



**République Algérienne Démocratique et Populaire**

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Université Abou Bakr Belkaid – TLEMCCEN**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**

# **M E M O I R E**

Pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

**Option : Voies et Ouvrages d'Art -Travaux Publics**

**Thème**

**Etude Technico Economique D'un Pont En Béton  
Précontrainte Etude De Cas**

**Réalisé par :**

**BENHABIB MOHAMMED RACHID**

**BOURDIM SIDI MOHAMMED**

**Soutenu le 06 /07 / 2021 devant le jury composé de :**

**Mr BABA AHMED CI**

**Univ. Tlemcen Président**

**Mme BENMANSOUR N**

**Univ. Tlemcen Examinatrice**

**Mr BENAMAR A**

**Univ. Tlemcen Encadrant**

**Année Universitaire 2020-2021**

## REMERCIEMENT

---

Avant tous, Nous remercions le bon Dieu de nous avoir accordé la santé, le courage et la volonté pour finir ce travail.

Nous remercions monsieur **BENAMAR** pour son encadrement exemplaire, sa disponibilité et surtout pour son dévouement.

Nous remercions monsieur **BOUTERFAS**, pour nous avoir donné l'occasion extraordinaire de réaliser notre travail de terrain.

Nous remercions monsieur **BABA AHMED**, d'avoir accepté de présider le jury de notre projet de fin d'étude.

On adresse également nos profondes gratitude à madame **BENMANSOUR** d'avoir examiné le travail avec beaucoup d'attention et de nous avoir consacré de son temps.

Nous remercions, identiquement l'ensemble des personnes qui ont contribué, de loin ou de près, à la mise en forme de ce travail.

## DEDICACE

---

*Que ce travail témoigne de mes respects :*

*A mes parents :*

*Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices,*

*Ils ont pu créer le climat affectueux et propice à la poursuite de mes études  
Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes  
profonds sentiments envers eux.*

*A mon frère et ma sœur, à qui je dois tout l'amour,  
avec tous mes vœux les plus sincères de les voir réussir dans leurs vies.*

*La famille **BENHABIB***

*Les amis et mon binôme **BOURDIM SIDI MOHAMMED***

*Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé et  
soutenu*

## DEDICACE

---

*Que ce travail témoigne de mes respects :*

*A mes parents :*

*Grâce à leurs tendres encouragements et leurs grands sacrifices,*

*Ils ont pu créer le climat affectueux et propice à là pour suite de mes études  
Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes  
profonds sentiments envers eux.*

*A mes frères et mes sœurs, à qui je dois tout l'amour,  
avec tous mes vœux les plus sincères de les voir réussir dans leurs vies.*

*La famille **BOURDIM***

*Les amis et mon binôme **BENHABIB MOHAMMED RACHID***

*Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui m'ont aidé et  
soutenu*

## RESUME

---

Ce mémoire concerne l'étude d'un pont à poutres en béton précontraint. L'ouvrage est un pont qui se trouve au centre-ville de Sidi Bel Abbes (EX Village Perrin) sur la rue la rue Benchikh Bekhaled à proximité de la mosquée El Rahman. L'ouvrage question servira au franchissement d'Oued Mekkera sa longueur totale est de l'ordre de 33.40m.

L'ouvrage est constitué d'une seule travée de 33.40m, de 06 poutres espacées de 1.50m en béton précontraint avec une dalle d'une épaisseur de 25 cm.

Nous avons procédé au dimensionnement de cet ouvrage enfin d'obtenir un pont, capable de satisfaire le plus possible à toutes les conditions imposées (économique, technique, environnemental...).

Un traitement numérique de modélisation et d'analyse a été réalisé grâce au logiciel **SAP2000**. Et à partir de ces résultats on fait une étude managériale pour déterminer la durée et le coût du projet en utilisant le logiciel **Ms Project**.

Le résultat obtenu dans ce travail montre que la variante d'un pont à poutre en béton précontrainte est beaucoup plus avantageuse en termes d'économie et de délai et d'esthétique.

**Mots clés :** Pont, béton précontrainte, management.

# RESUME

---

This memory proposes the study of bridge with prestressed concrete beams. The work is a bridge that is located in downtown Sidi Bel Abbes (EX Village Perrin) on the rue Benchikh Bekhaled street near the El Rahman Mosque. The work in question will be used to cross Oued Mekker, its total length is of the order of 33.40m.

The structure consists of eight spans of 33.40m, 06 beams spaced 1.50m prestressed concrete with a slab of a thickness of 25 cm.

We have proceeded with the dimensioning of this structure and finally to obtain a bridge capable of satisfying as much as possible all the conditions imposed (economic, technical, environmental ...).

In this work, the pre-dimensioning of the beam is determined, the reinforcement of the beam is determined from the results of SAP2000, and from these results a managerial study is made to determine the duration and the cost of the project using the Ms Project software.

The result obtained in this work shows that the variant of a bridge with prestressed concrete beam is much more advantageous in terms of economy and delay and aesthetics.

Keywords: Bridge, prestressed concrete, management

# RESUME

## ملخص

تتعلق هذه الأطروحة بدراسة جسر يتكون من عوارض من خرسانة سابقة الإجهاد. المشروع عبارة عن جسر يقع في وسط مدينة سيدي بلعباس في شارع بن شيخ بخالد بالقرب من مسجد الرحمان. سيتم استخدام الهيكل المعني لعبور واد مقارة، ويبلغ طوله الإجمالي 33.40 متراً.

يتكون الهيكل من رافده واحدة تبلغ 33.40 متراً، و06 عوارض متباعدة بمقدار 1.50 متر في الخرسانة سابقة الإجهاد مع بلاط بسماكة 25 سم.

نشرع في تصميم هذا المشروع للحصول على جسر قادر على تلبية جميع الشروط المفروضة (الاقتصادية والتقنية والبيئية ...)

تم إجراء معالجة النمذجة والتحليل الرقمي باستخدام برنامج SAP2000. وعلى أساس هذه النتائج، يتم إجراء دراسة إدارية لتحديد مدة وتكلفة مشروع باستخدام برنامج MS Project.

ومنه فان النتيجة المتحصل عليها من هذا العمل يدل على ان الجسر المصنوع بعارضات الخرسانة مسبقة الاجهاد هو أكثر فاعلية من الناحية الاقتصادية والزمانية والجمالية.

**الكلمات المفتاحية:** الجسر، الخرسانة مسبقة الإجهاد، الاعمال.

# TABLE DES MATIERES

---

## Sommaire

Remerciment.....	I
Resumé.....	II
Abstract.....	II
خلاصة.....	III
Table Des Matieres.....	IV
Liste Des Tableaux.....	V
Liste Des Figure.....	VI
Introduction.....	1

## CHAPITRE I: PRESENTATION GENERAL DU PROJET

<b>1- Introduction :</b> .....	<b>2</b>
<b>2- Définition :</b> .....	<b>2</b>
<b>3- Présentation de l'ouvrage :</b> .....	<b>3</b>
3.1- Situation : .....	3
3.2- Description de l'ouvrage : .....	3
3.3- Structure de pont : .....	4
3.3.1- La super structure : .....	4
3.3.2- Infrastructure : .....	4
3.4- Données fonctionnelles : .....	5
3.4.1- Données relatives à la portée : .....	5
3.5- Données naturels et géotechniques : .....	6
3.5.1- Topographie : .....	6
3.5.2- Données sismologiques : .....	6
3.5.3- Données climatiques : .....	6
3.5.4- Données géologiques : .....	7
3.5.5- Données hydrogéologies : .....	7
3.5.6- Lithologie : .....	7
<b>4- Choix de l'ouvrage :</b> .....	<b>9</b>
<b>5- Caractéristiques des matériaux utilisés :</b> .....	<b>10</b>
5.1- Etat limite ultime .....	10
5.2- Etat limite de service.....	11
5.3- Règlements utilisés : .....	11
5.4- Le béton : .....	11
5.4.1- La résistance à la compression et à la traction : .....	11
5.4.2- Contrainte admissible de compression du béton : .....	13

---



# TABLE DES MATIERES

---

5.5- Armatures :.....	14
5.5.1- Aciers passifs :.....	14
<b>6- Conclusion .....</b>	<b>16</b>

## CHAPITRE II:ETUDE DU TABLIER

<b>1- INTRODUCTION :.....</b>	<b>17</b>
<b>2- PRE DIMENSIONNEMENT : .....</b>	<b>17</b>
2.1- Longueur des travées et Largeur des voies : .....	17
2.2- Section des poutres :.....	17
2.2.1- Hauteur des poutres :.....	18
2.2.2- Nombre et espacement des poutres : .....	18
2.2.3- Epaisseur de l'hourdis ( $H_h$ ).....	19
2.2.4- Largeur de la table de compression( $b$ ) : .....	19
2.2.5- Epaisseur de la table de compression ( $H_c$ ) :.....	19
2.2.6- Epaisseur de l'âme ( $b_0$ ) : .....	19
2.2.7- Largeur du talon : .....	19
2.2.8- Epaisseur du talon ( $e_t$ ) :.....	19
2.2.9- Membrure supérieure de la poutre : .....	20
2.2.10- Entretoise :.....	21
2.3- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE : .....	22
2.3.1- Dimensions de la poutre.....	23
<b>3- Evaluation des charges :.....</b>	<b>33</b>
3.1- Les charges permanentes : .....	33
3.1.1- Les éléments porteurs : .....	33
3.1.2- Les éléments non porteurs : .....	36
3.2- Calcul des surcharges : .....	39
3.2.1- Caractéristiques du pont :.....	39
3.2.2- Système de charges A (L) : .....	40
3.2.3- Système de charges B : .....	41
3.2.4- Surcharge de trottoir .....	48
3.2.5- Effort de freinage .....	48
<b>4- La modélisation du tablier :.....</b>	<b>50</b>
4.1- Moments fléchissant dans les poutres :.....	51

---

# TABLE DES MATIERES

---

4.2- Valeurs nominales des charges.....	51
4.3- Les valeurs des coefficients : .....	52
4.4- Les combinaisons d'action.....	52
4.5- Moment de Flexion sous la combinaison d'actions .....	53
4.5.1- À l'état limite ultime (ELU).....	53
4.5.2- À l'état limite de service (ELS) : .....	54
4.6- Les Efforts tranchants dans les poutres .....	55
4.6.1- Les Efforts tranchants sous la combinaison d'actions : .....	55
<b>5- Conclusion : .....</b>	<b>57</b>

## CHAPITRE III : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

<b>1- Introduction : .....</b>	<b>60</b>
<b>2- Les principes de la précontrainte : .....</b>	<b>60</b>
<b>3- Mode de précontrainte : .....</b>	<b>60</b>
3.1- Précontrainte par pré-tension : .....	60
3.1.1- Les étapes générales de réalisation : .....	61
3.2- Précontrainte par post-tension : .....	61
3.2.1- Les étapes générales de réalisation : .....	62
3.3- Comparaison des deux procédés : .....	63
3.3.1- Pré-tension : .....	63
3.3.2- Post- tension : .....	63
3.4- Donner nécessaire aux calculs : .....	64
3.4.1- Caractéristiques de câble : .....	64
3.4.2- Caractéristiques de gaine .....	65
3.4.3- Valeurs numériques des coefficients de frottement : .....	65
3.4.4- Glissement a l'ancrage « g » : .....	65
3.5- Calcul de la précontrainte : .....	66
3.5.1- La classe de la section : .....	66
3.5.2- La section de calcul : .....	66
3.5.3- Calcul des contraintes : .....	66
3.5.4- Les sollicitations de calcul.....	67
3.5.5- Section sous critique : .....	68
3.5.6- Section sur critique : .....	68

---

# TABLE DES MATIERES

---

3.5.7- Détermination du nombre des câbles : .....	69
3.5.8- Valeur maximale de la tension à l'origine : .....	69
3.5.9- Détermination du nombre de câble : .....	70
3.6- Justification de la flexion .....	71
3.6.1- Justification à l'ELS : .....	71
3.7- Justification à l'ELU : .....	78
3.7.1- Phase I : situation d'exécution (poutre sans dalle). .....	78
3.7.2- Phase II : situation d'exploitation (poutre avec dalle).....	81
3.8- Calcul des pertes de la précontrainte : .....	85
3.8.1- Les Pertes instantanées .....	85
3.8.2- Les pertes de tension par frottement : .....	85
3.8.3- Les pertes de tension par recul d'ancrage : .....	86
3.8.4- Pertes par raccourcissement du béton : .....	87
3.8.5- La Perte instantanée finale .....	87
3.9- Les Pertes différées : .....	88
3.9.1- Pertes par retrait du béton .....	88
3.9.2- Pertes dus aux fluages du béton : .....	88
3.9.3- Pertes dues à la relaxation des aciers : .....	89
3.9.4- La perte différée finale .....	89
3.9.5- Récapitulative des pertes de tension .....	89
3.10- FERRAILLAGE DE LA POUTRE : .....	90
3.10.1- Armatures longitudinales (CCTG, 1991b) .....	90
3.10.2- Armature de peau : .....	91
3.10.3- Armature verticale : .....	93
3.10.4- Justification vis-à-vis l'effort tranchant : .....	93
3.10.5- Justification du béton .....	96
<b>4- Conclusion : .....</b>	<b>96</b>

## CHAPITRE IV : ETUDE DE LA CULEE

<b>1- Introduction : .....</b>	<b>98</b>
<b>2- CHOIX DU TYPE DE CULEE : .....</b>	<b>98</b>
2.1- IMPLANTATION DES CULEES.....	98
2.2- Pré dimensionnement des culées : .....	99

---

# TABLE DES MATIERES

---

2.3- Calcul des charges agissants sur la culée .....	100
2.3.1- Poids propre de la culée et moments sollicitant : .....	100
2.3.2- Les charges permanentes : .....	101
2.3.3- Les charges statiques des terres (remblais).....	101
2.3.4- Récapitulatif des sollicitations : .....	104
2.4- Ferrailage des différents éléments de la culée : .....	105
2.4.1- Ferrailage du mur garde grève : .....	105
2.4.2- Ferrailage de la dalle de transition : .....	107
2.4.3- Ferrailage du corbeau : .....	109
2.4.4- Ferrailage du mur de front : .....	110
2.5- Etude de la semelle de la culée : .....	113
2.5.1- Les hypothèses de calcul : .....	113
2.5.2- Pré dimensionnement de la semelle de liaison : .....	113
2.5.3- Vérification de la stabilité et les contraintes sous semelle : .....	115
<b>3- Conclusion : .....</b>	<b>120</b>

## CHAPITRE V : ETUDE ECONOMIQUE DE L' OUVRAGE

<b>1- Introduction : .....</b>	<b>120</b>
<b>2- MANAGEMENT DE PROJET : .....</b>	<b>120</b>
2.1- Gestion des délais : .....	121
2.2- Gestion des coûts : .....	121
2.3- Gestion de la qualité : .....	121
2.4- Cycle de vie de projet.....	122
2.4.1- Démarrage : .....	122
2.4.2- Planification : .....	122
2.4.3- Exécution : .....	123
2.4.4- Suivi et maîtrise : .....	123
2.4.5- Fermeture : .....	124
2.5- LES ACTEURS DU PROJET : .....	124
2.5.1- Le maître d'ouvrage : .....	124
2.5.2- Le maître d'œuvre : .....	124
2.5.3- L'entrepreneur : .....	124
2.5.4- Le fournisseur : .....	124
2.6- Définir la structure des tâches WBS : .....	125

---

# TABLE DES MATIERES

---

2.6.1- Etude du délai : .....	125
2.6.2- Devis quantitatif et estimatif : .....	125
2.6.3- Avantages et inconvénients du pont en béton précontraint : .....	128
<b>3- Conclusion : .....</b>	<b>129</b>
<b>ConclusionGeneral.....</b>	<b>130</b>
<b>Bibliographie.....</b>	<b>131</b>
<b>WBS.....</b>	<b>133</b>

---

## LISTE DES TABLEAUX

---

Tableau 1–1:Ponts à plusieurs travées.....	10
Tableau 2–1:Pré dimensionnement d'une poutre en béton précontrainte. ....	21
Tableau 2–2:Les données géométriques de la poutre médiane en (I) sans hourdis.....	25
Tableau 2–3:Caractéristiques géométriques de la poutre médiane.....	25
Tableau 2–4:Calcul des données géométriques de la poutre en travée.....	27
Tableau 2–5:Caractéristiques géométriques de la poutre en travée.....	27
Tableau 2–6:Calcul des données géométriques de la poutre à l'about.....	29
Tableau 2–7:Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about.....	29
Tableau 2–8:Caractéristiques géométriques de la poutre médiane + hourdis.....	31
Tableau 2–9:Caractéristiques géométriques de la poutre en travée plus hourdis.....	32
Tableau 2–10:Caractéristiques géométriques de la poutre en travée plus hourdis.....	33
Tableau 2–11:Classe de pont.....	40
Tableau 2–12:Valeur de $V_0$ .....	40
Tableau 2–13:Coefficient de dégressivité transversale de la charge.....	41
Tableau 2–14:Calcul de $q_A$ .....	41
Tableau 2–15 : Caractéristiques d'un camion type du système $B_c$ .....	42
Tableau 2–16:Coefficient $b_c$ .....	43
Tableau 2–17:Caractéristique du système $B_t$ .....	44
Tableau 2–18:Des indices de système $B_t$ .....	44
Tableau 2–19:Les charges et surcharges appliquées sur le tablier. ....	49
Tableau 2–20:Valeurs des moments fléchissant sous les actions non pondérées.....	51
Tableau 2–21:Coefficients de pondérations.....	52
Tableau 2–22:Coefficients de pondérations finales. ....	52
Tableau 2–23:Les combinaisons d'action à considérer.....	52
Tableau 2–24:Valeurs des moments fléchissant à l'ELU. ....	53
Tableau 2–25:Valeurs des moments fléchissant à l'ELS. ....	54
Tableau 2–26:Valeurs des efforts tranchants sous les actions non.....	55
Tableau 2–27:Valeurs des efforts tranchant à l'ELU.....	55
Tableau 2–28:Valeurs des efforts tranchant à l'ELS. ....	56
Tableau 3–1:Caractéristiques de câble.....	64
Tableau 3–2:Caractéristiques de la gaine de câble. ("ADD BETON", s.d.).....	65
Tableau 3–3:Valeurs des coefficients de frottement.....	65

---

## **LISTE DES TABLEAUX**

---

<b>Tableau 3–4:Récapitulatif de contrainte admissible .....</b>	<b>67</b>
<b>Tableau 3–5:Caractéristiques géométriques de la poutre médiane + hourdis .....</b>	<b>67</b>
<b>Tableau 3–6:Résumé des câbles de la précontrainte.....</b>	<b>70</b>
<b>Tableau 3–7:Les contraintes de P1 sous combinaisons rares.....</b>	<b>71</b>
<b>Tableau 3–8:Les contraintes de P2 sous combinaisons rares.....</b>	<b>72</b>
<b>Tableau 3–9:Les contraintes de P1 sous la combinaison quasi-permanente.....</b>	<b>73</b>
<b>Tableau 3–10:Les contraintes de P2 sous la combinaison quasi-permanente. ....</b>	<b>74</b>
<b>Tableau 3–11:Les contraintes de P1 sous la combinaison.....</b>	<b>74</b>
<b>Tableau 3–12:Les contraintes de P2 sous la combinaison fréquente. ....</b>	<b>75</b>
<b>Tableau 3–13:Les contraintes de P1 sous la combinaison rare.....</b>	<b>76</b>
<b>Tableau 3–14:Les contraintes de P2 sous la combinaison rare.....</b>	<b>77</b>
<b>Tableau 3–15: Les pertes de tension par frottement. ....</b>	<b>86</b>
<b>Tableau 3–16:Les pertes de tension par recul d’ancrage.....</b>	<b>86</b>
<b>Tableau 3–17:Pertes par raccourcissement du béton.....</b>	<b>87</b>
<b>Tableau 3–18:Récapitulative des pertes de tension. ....</b>	<b>89</b>
<b>Tableau 3–19:Rappel de caractéristiques de la section a mi travée sans dalle.....</b>	<b>94</b>
<b>Tableau 3–20: Rappel de caractéristiques de la section a mi travée avec dalle .....</b>	<b>95</b>
<b>Tableau 4–1 : La position des culées.....</b>	<b>98</b>
<b>Tableau 4–2:Poids propre de culée. ....</b>	<b>101</b>
<b>Tableau 4–3:Récapitulatif des sollicitations verticales.....</b>	<b>104</b>
<b>Tableau 4–4:Récapitulatif des sollicitations horizontales .....</b>	<b>105</b>
<b>Tableau 4–5:Sollicitations agissantes sur le mur de front.....</b>	<b>110</b>
<b>Tableau 4–6:Charges de culée en L’ELU .....</b>	<b>110</b>
<b>Tableau 4–7:Récapitulatif des moments à l’ELS .....</b>	<b>112</b>
<b>Tableau 4–8:Récapitulatif des sollicitations à l’ELU .....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau 4–9:Récapitulatif des sollicitations à l’ELS.....</b>	<b>116</b>
<b>Tableau 4–10:Récapitulatif des sollicitations à la combinaison accidentelle.....</b>	<b>116</b>
<b>Tableau 5–1 : Devis estimatif et quantitatif du projet.....</b>	<b>128</b>

---

# LISTE DES FIGURE

---

Figure 1-1: Terminologie des ponts .....	2
Figure 1-2: Vue satellite de site (source application google. Maps,2021) .....	3
Figure 1-3: Profil en travers .....	5
Figure 1-4: Structure des différentes coupes lithologiques (sondage SN1) .....	8
Figure 1-5: Structure des différentes coupes lithologiques (sondage SN2) .....	9
Figure 1-6: Diagramme contrainte- déformation du béton .....	11
Figure 1-7: Évolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton. ....	12
Figure 1-8: Déformation Module de déformation instantanée et différée .....	13
Figure 1-9: Diagramme contraintes-Déformations .....	14
Figure 1-10: Diagramme déformation contrainte pour des aciers passifs à l'ELU .....	15
Figure 1-11: Diagramme contrainte déformation pour des aciers actifs.....	14
Figure 2-1: Coupe transversale d'une poutre.....	17
Figure 2-2: Vue en plan de la poutre .....	22
Figure 2-3: Coupe A-A: Section de la poutre en « T » Sans hourdis à l'about poutre.....	23
Figure 2-5: Dimension de la poutre médiane sans hourdis .....	24
Figure 2-6: Dimensions de la poutre en travée sans hourdis .....	26
Figure 2-7: Dimensions de la poutre à l'about .....	28
Figure 2-8: Dimensions de la poutre médiane + hourdis.....	30
Figure 2-9: Dimensions de la poutre en travée +hourdis .....	31
Figure 2-10: Dimensions de la poutre à l'about plus hourdis .....	32
Figure 2-11: Dimension de hourdis revenant aux poutres .....	33
Figure 2-12: Coupe longitudinale d'une poutre .....	34
Figure 2-13: Figure Coupe transversale du trottoir avec corniche.....	36
Figure 2-14: Le trottoir .....	37
Figure 2-15: La corniche .....	37
<i>de la largeur roulable.</i> .....	39
Figure 2-17: Disposition transversalement .....	42
Figure 2-19: Longitudinalement .....	43
Figure 2-18: En plan.....	50
Figure 2-20: Caractéristique de système $B_t$ .....	45
Figure 2-21: Caractéristique de système $B_r$ .....	46
Figure 2-22: Caractéristique de système Mc120 .....	47

---



## LISTE DES FIGURE

---

Figure 2-23:Caractéristique de système $D_{280}$ .....	48
Figure 2-24:Modélisation des poutres (SAP2000v14) .....	50
Figure 2-25:Modélisation de la dalle et de l'entretoise (SAP2000v14) .....	50
Figure 2-26:Le moment max a l'ELU sous la charge .....	53
Figure 2-27:Le moment max a l'ELS sous la charge.....	54
Figure 2-28:Effort tranchant max a l'ELU sous la charge Bc. ....	56
Figure 2-29:Effort tranchant max a l'ELS sous la charge Bc.....	57
Figure 3-1:Les diagrammes des contraintes des éléments .....	60
Figure 3-2:Les étapes de réalisations par pré-tension.....	61
Figure 3-3:Les étapes générales pour la post-tension.....	62
Figure 3-4:Les deux modes de mis en tension .....	62
Figure 3-5:Torons de 7 fils $\varnothing 5$ . .....	64
Figure 3-6: Câble de 12 torons T15	
Figure 3-7:Diamètres de la gaine de câble ("ADD BETON", s.d.) .....	65
Figure 3-8:Passage de câble moyenne .....	68
Figure 3-9: Vue longitudinale de la Section sous critique. ....	de passage de câble moyenne. ....68
Figure 3-10:Passage de câble moyenne de la Section sur critique. ....	Figure 3-11:Vue longitudinale .....68 de passage de câble .....68 moyenne.....68
Figure 3-12:Les diagrammes de contrainte de P1 sous combinaisons rares.....	72
Figure 3-13:Les diagrammes de contrainte de P2 sous combinaisons rares. ....	72
Figure 3-14:Les diagrammes de contrainte de P1 sous quasi-permanente. ....	73
Figure 3-15:Les diagrammes de contrainte de P2 sous la combinaison quasi-permanente .....	74
Figure 3-16:Les diagrammes de contrainte de P1 sous la combinaison fréquente.....	75
Figure 3-17:Les diagrammes de contrainte de P2 sous la combinaison.....	75
Figure 3-18:Les diagrammes de contrainte de P1 sous la combinaison rare .....	76
Figure 3-19:Les diagrammes de contrainte de P2 sous la combinaison rare. ....	77
Figure 3-20:La poutre de calcul en Phase I .....	78
Figure 3-21:La poutre de calcul en Phase II.....	81
Figure 3-22:La section rectangulaire (b x h).....	81
Figure 3-23:Le un repère (x, y), dans la poutre. ....	83

---

## **LISTE DES FIGURE**

---

<b>Figure 3-24:La position des câbles dans la section d'about(<math>x=18.25</math> .....</b>	<b>84</b>
<b>Figure 3-25:La position des câbles dans la section d'about(<math>x=0</math>). .....</b>	<b>83</b>
<b>Figure 3-26:Vue longitudinale des câbles. ....</b>	<b>84</b>
<b>Figure 3-27:Vue longitudinale des câbles en section .....</b>	<b>84</b>
<b>Figure 3-28:L'air de la partie tendu à partir de diagramme de contrainte de P2 sous la combinaison .....</b>	<b>90</b>
<b>Figure 3-29:Ferraillage de la poutre. ....</b>	<b>92</b>
<b>Figure 3-30:Détail du ferraillage transversal passif de la poutre .....</b>	<b>92</b>
<b>Figure 3-31:Ferraillage verticale de la poutre .....</b>	<b>96</b>
<b>Figure 4-1:La tête de culée. ....</b>	<b>99</b>
<b>Figure 4-2:Vu au-dessous de la culée. ....</b>	<b>99</b>
<b>Figure 4-3:Dessin de la culée 1 .....</b>	<b>100</b>
<b>Figure 4-4: Ferraillage du mur G.G. ....</b>	<b>106</b>
<b>Figure 4-5:Ferraillage de la dalle de transition. ....</b>	<b>108</b>
<b>Figure 4-6:Ferraillage du corbeau .....</b>	<b>109</b>
<b>Combinaison fondamentale : .....</b>	<b>112</b>
<b>Figure 4-8:Vu au-dessus de la semelle .....</b>	<b>113</b>
<b>Figure 4-9: Schéma de ferraillage de pieu .....</b>	<b>120</b>
<b>Figure 5-1:Triangle d'or du projet .....</b>	<b>120</b>
<b>Figure 5-2:Cycle de vie d'un projet (OUDOT.S, 2009).....</b>	<b>122</b>
<b>Figure 5-3:LES ACTEURS DU PROJET .....</b>	<b>125</b>

---

# INTRODUCTION GENERAL

---

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal ...etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonnière (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).

Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus important pour un ingénieur.

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

La démarche de conception d'un pont consiste à faire des données au lecteur une vue d'ensemble des différents éléments du programme matérialisant cette démarche.

Donc il faut 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- les actions naturelles susceptibles de solliciter le pont).

La conception d'un ouvrage est entièrement conditionnée par un certain nombre de données. Ces données sont de deux types :

- Les données naturelles : concernant le sol, les rivières à franchir, leur hydrologie donc sont l'ensemble des éléments de son environnement.
- Les données fonctionnelles de l'ouvrage : fixées par le maître de l'ouvrage, éventuellement après négociations avec d'autres décideurs donc c'est un ensemble caractéristique permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement (règlements et circulaires...).

Dans ce projet, nous essayons de faire une étude d'un pont en béton précontraint.

Le présent projet comporte trois parties essentielles :

La première est une revue d'étude de conception d'un pont en béton précontrainte, et le dimensionnement des différents éléments résistants du pont.

La deuxième est l'étude économique d'un pont en béton précontraintes.

Et en dernier lieu nous concluons notre mémoire par une synthèse générale de l'ouvrage d'art projeté.

# CHAPITRE I

## 1- Introduction :

La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

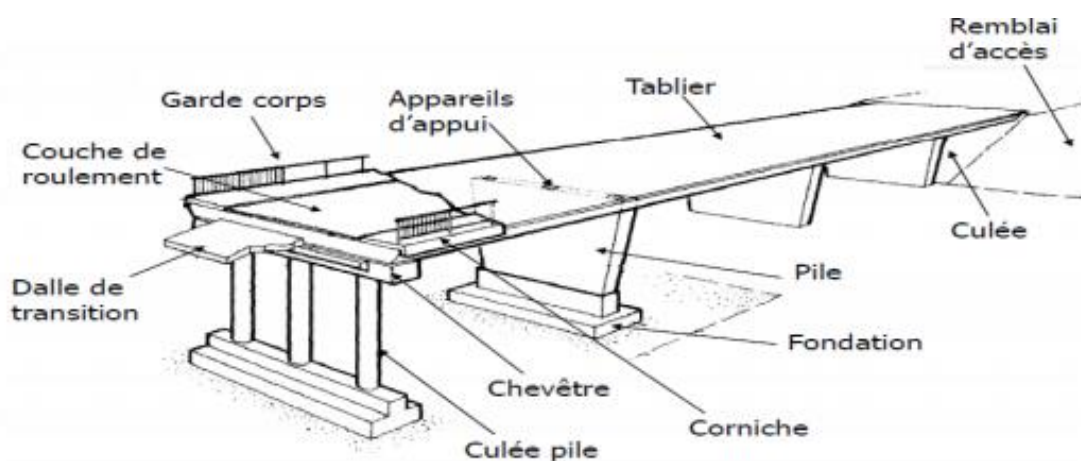
Possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leurs pré dimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner toutes les informations dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui répond à toutes les sujétions.

**Cette démarche se fait généralement en 3 étapes :**

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

## 2- Définition :

Un pont est une construction permettant de franchir un obstacle ou un espace vide entre deux points. En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou des conduites d'eaux. Il s'agit alors d'un aqueduc. Un pont est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur constitué de travées ; permet le franchissement à grande hauteur d'une brèche. Le terme passerelle désigne parfois pont relativement petit. On peut classer les ponts en quatre catégories : ponts en arc ; ponts à poutres ; ponts suspendus et ponts à haubans. (Figure1-1).



**Figure 2-1: Terminologie des ponts**

### 3- Présentation de l'ouvrage :

#### 3.1- Situation :

L'ouvrage est un pont qui se trouve au centre-ville de Sidi Bel Abbes (EX Village Perrin) sur la rue la rue **Benchikh Bekhaled** à proximité de la mosquée El Rahman. L'ouvrage question servira au franchissement d'Oued **Mekker**.

Ce projet de fin d'étude nous a été proposé par l'entreprise (**SEROR**) des travaux publics de Tlemcen, il consiste à étudier un pont à poutres multiple en béton précontraintes, dans une voie express à deux « 2 » sens avec une largeur total de ( $b=8,88\text{m}$ ), et une longueur ( $L=33,40\text{m}$ ), avec une pente de 4,5% (Figure 1-2).



Figure 3-1: Vue satellite de site (source application google. Maps,2021)

#### 3.2- Description de l'ouvrage :

Il s'agit d'un pont à poutres multiple d'une seule travée isostatique en béton précontraintes dont :

- Une travée identique dont la portée est de 33.40 m.
- Longueur totale : 33,40 m
- Largeur totale : 8,88 m
- Chaussé : 6,14 m
- Trottoir : 2 x 1,20m

### 3.3- Structure de pont :

#### 3.3.1- La super structure :

Comporte le tablier et ces éléments : la poutraison et les appareils d'appuis.

##### 3.3.1.1- Le platelage :

Il est formé d'une dalle en béton armé, coulée sur place par-dessus les poutres, et crée ainsi un bon monolithisme d'ensemble ; une épaisseur de 25cm couvert d'un revêtement bitumineux de 08cm d'épaisseur avec un ripage transversal de 2.5% pour faciliter le ruissellement de l'eau

La chaussée comporte deux trottoirs, et deux corniches de part et d'autre.

##### 3.3.1.2- Les trottoirs :

Il existe deux trottoirs avec une largeur de 1,20 m chacun, ils sont préfabriqués et surmontés sur place, ils seront munis de garde-corps de 1m de hauteur et d'une glissière de sécurité permettant de mener les véhicules qui s'écartent de leurs voies.

##### 3.3.1.3- Les entretoises :

Les poutres sont solidarisées par des entretoises d'about qui sont nécessaires pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appuis, ainsi assurent l'encastrement des poutres à la torsion, elles sont coulées après la mise en place des poutres.

##### 3.3.1.4- Les poutraisons :

Elle constitue le support de platelage, composé de six (06) poutres préfabriquées en béton précontraint pour une seule travée de 33,40 m.

L'entraxe des poutres précontraintes est de 1,5m.

##### 3.3.1.5- Les appareils d'appuis :

Ce sont des éléments qui ont pour but d'assurer la liaison entre la structure et son support, tout en permettant l'absorption des déplacements, des efforts horizontaux et permettent la rotation.

Dans notre cas, ils sont constitués d'élastomère fretté, fixés sur les appuis (en général du néoprène et de tôle d'acier jouant le rôle de frettes)

#### 3.3.2- Infrastructure :

La superstructure est supportée par l'infrastructure composée de :

##### 3.3.2.1- Les appuis :

La superstructure est supportée par (02) culés.

##### 3.3.2.2- Culée :

C'est un support réalisé à chaque extrémité du pont, elle doit assurer une bonne transmission des efforts au sol de fondation, et la limitation des déplacements horizontaux de façon à ne pas entraver le bon fonctionnement des appareils d'appuis, et la limitation des déplacements verticaux (tassements). Elle est constituée d'un mur de front surmonté d'un mur de grade grève, et de deux murs de retours, ainsi qu'une dalle de transition.



### 3.3.2.3- Les fondations :

Le type de fondation est déterminé à partir des caractéristiques mécaniques du sol, dans notre cas les fondations sont profondes sur (06) pieux forés de 1.20m de diamètre, surmontées d'une semelle de liaison rigide de 1.50 m de hauteur pour les culées.

## 3.4- Données fonctionnelles :

### 3.4.1- Données relatives à la portée :

#### 3.4.1.1- Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérer par les coordonnées de ces points caractéristiques. Dans notre cas L'ouvrage est droit.

#### 3.4.1.2- Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles, Il présente une longueur de 33,40m et une pente longitudinale de (I=4,5%).

#### 3.4.1.3- Profil en travers :

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (par exemple, de l'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage. (Figure 1-3)

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur de la chaussée :  $L_c = 6,14\text{m}$
- Nombre de voies de circulation = 2 voies.
- Largeur de trottoir : 1.20m.
- La largeur totale : 8,88m
- La pente : 2,5%

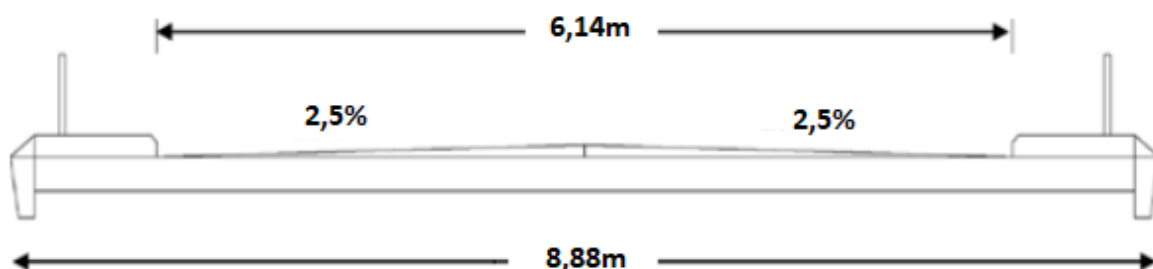


Figure 3-2:Profile en travers



### 3.5- Données naturels et géotechniques :

Les données naturelles qui rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influent directement sur sa conception. Elles se constituent de :

#### 3.5.1- Topographie :

Il convient de disposer d'un relevé topographique et une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier stockage, etc.

L'altitude des deux rives sont égaux (701.70m), par contre au niveau de l'oued elle présente une dénivelée de -5,68m (altitude de 696.02m) (L.T.P. O ,2019).

#### 3.5.2- Données sismologiques :

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.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque égale  $0,1G$  à et une composante verticale égale à  $\pm 0,07G$  telle que  $G$  représente le poids total.

La région de **Sidi Bel Abbes** est classée en **zone 1** après le séisme du **21/05/2003**.

L'effort sismique est considéré comme une action accidentelle qui peut induire :

- Chute du tablier.
- Endommagement des appuis.
- Endommagement des joints du tablier.
- Endommagement des piles.

Alors on a pour objectifs :

- Réaliser des appuis résistants.
- Donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier.
- Prévenir des joints suffisamment ouverts.
- Réaliser une assise d'appuis suffisamment longue.
- Dimensionner les piles pour résister aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

#### 3.5.3- Données climatiques :

##### 3.5.3.1- La température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareilles d'appui ( $\pm 30^{\circ}\text{C}$ ).

##### 3.5.3.2- La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction)

### 3.5.3.3- Le vent :

En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique, par contre les ponts souples (ex : pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de leur comportement dynamique.

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, titre II, on prend une surcharge du vent répartie de :

- 125Kg/m<sup>2</sup> soit (0.125t/m<sup>2</sup> ou 1,25KN/m<sup>2</sup>) en situation de construction selon la phase du chantier.
- 2,5 KN/m<sup>2</sup> en situation de service.

### 3.5.4- Données géologiques :

Le terrain retenu pour l'implantation de ce projet est situé au centre-ville de Sidi Bel-Abbés, sur une plaine d'environ 470m d'altitude. Du point de vue géologique, et selon la carte de Sidi Bel-Abbés (Feuille n°241 à l'échelle 1/50.000), cette région est matérialisée à la base par des dépôts anciens représentés par des marnes et des grès attribués à l'Oligocène, surmontés par des formations alluvionnaires constituées d'argiles brun rougeâtres et des galets du Quaternaire ancien. Cette série est couronnée par une carapace gréso-calcaire d'âge Quaternaire.

(L.T.P. O ,2019)

### 3.5.5- Données hydrogéologies :

L'ouvrage est conçu pour franchir un oued, Le lit de cet oued est assez plat mais particulièrement irrégulier. Des deux côtés de l'oued, on trouve de vastes terrains labourés en sol argilo-marneux, gris et vert, daté du Miocène ou du Pliocène. (L.T.P. O ,2019).

Le bassins versants de l'Oranie. Ce bassin est limité, au nord par les Monts de Tessala, au sud par la ride anticlinale des Hauts-Plateaux de Ras-El-Maa, à l'ouest par le bassin de l'oued Isser et à l'est par les Monts des Béni Chougrane et oued El Hammam. La plaine est traversée du sud vers le nord par l'oued Mekerra et son affluent pérenne (l'oued Tissaf). (L.T.P. O,2019).

### 3.5.6- Lithologie :

#### 3.5.6.1- Sondage SP.1 (XUTM : 0714597-YUTM : 389702807) :

**00.00 m à 1.50 m :** Remblai (constitué de béton bitumineux, d'argile, de déchets de construction, de fragments polygéniques) ;

**1.50 m à 6.70 m :** Argile beige brunâtre, finement sableuse, légèrement concrétionnée, carbonatée par endroits ;

**6,70 m à 11,80 m :** Galets et fragments hétérométriques polygéniques dans une matrice sableuse

**11,80 m à 15,20 m :** Conglomérats grisâtre à beige dur ;

**15.20 m à 18.70 m :** Marne jaune verdâtre finement sableuse par endroits et compacte à certains niveaux ;

**18.70 m à 30.00 m** : Marne ocre à tache verdâtre, plastique et compacte par endroits.

**3.5.6.2- Sondage SP.2 (XUTM : 0714625-YUTM : 3897072) :**

**00.00 m à 0.60 m** : Remblai (constitué de béton Bitumineux, D'argile, de déchets de construction, de fragments polygéniques).

**0.60m à 25.50 m** : Galets et fragments hétérométriques polygéniques dans une matrice sableuse

**25.50 m à 33.00m**: Fragments de calcaire beige blanchâtre dur, d'aspect conglomératique et alterné de passées de conglomérats vers la base. (L.T.P. O ,2019).

**3.5.6.3- Structure des différentes coupes lithologiques :**

D'après les résultats des essais on a constaté les couches suivantes :

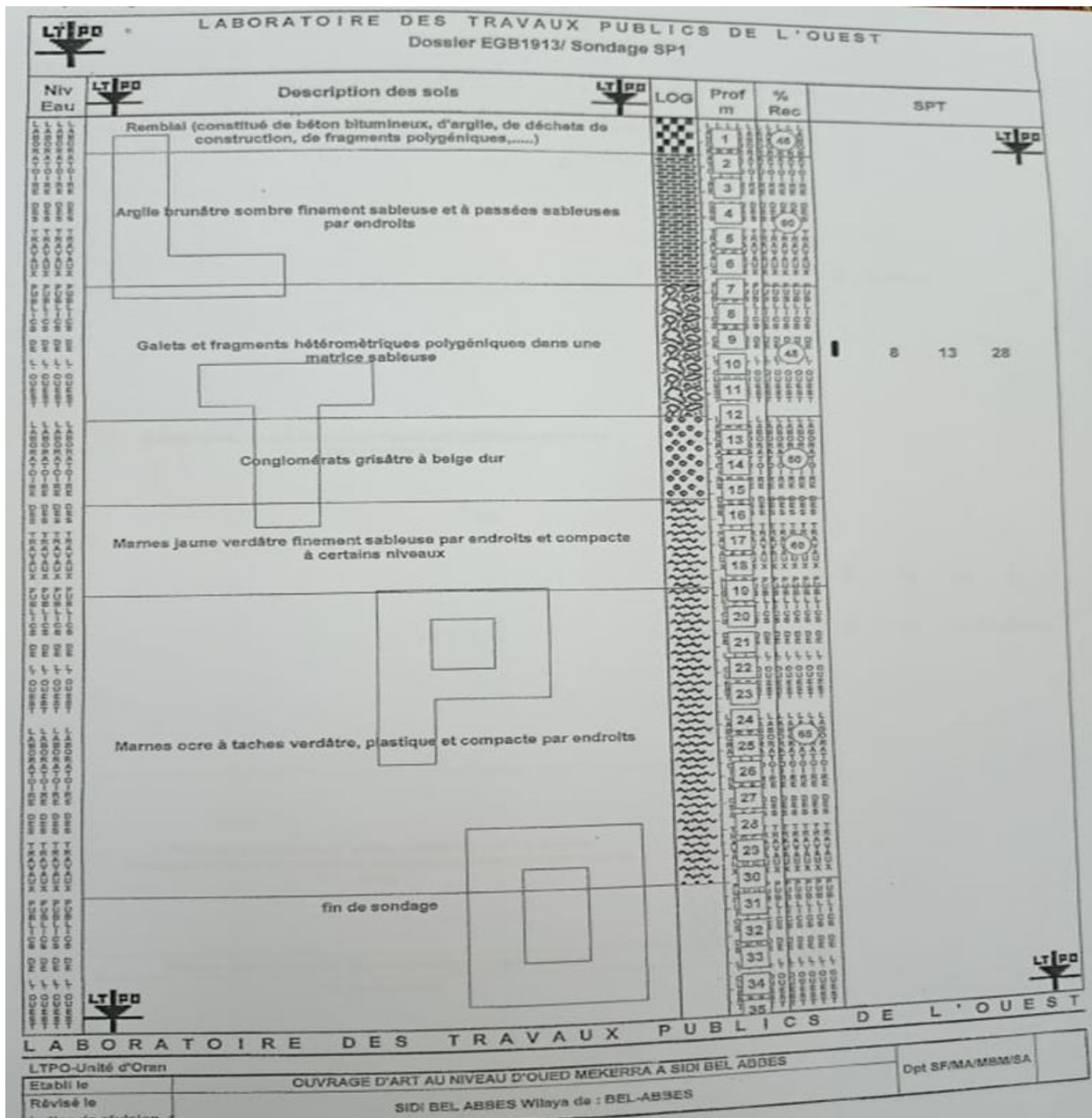


Figure 3-3:Structure des différentes coupes lithologiques (sondage SN1)

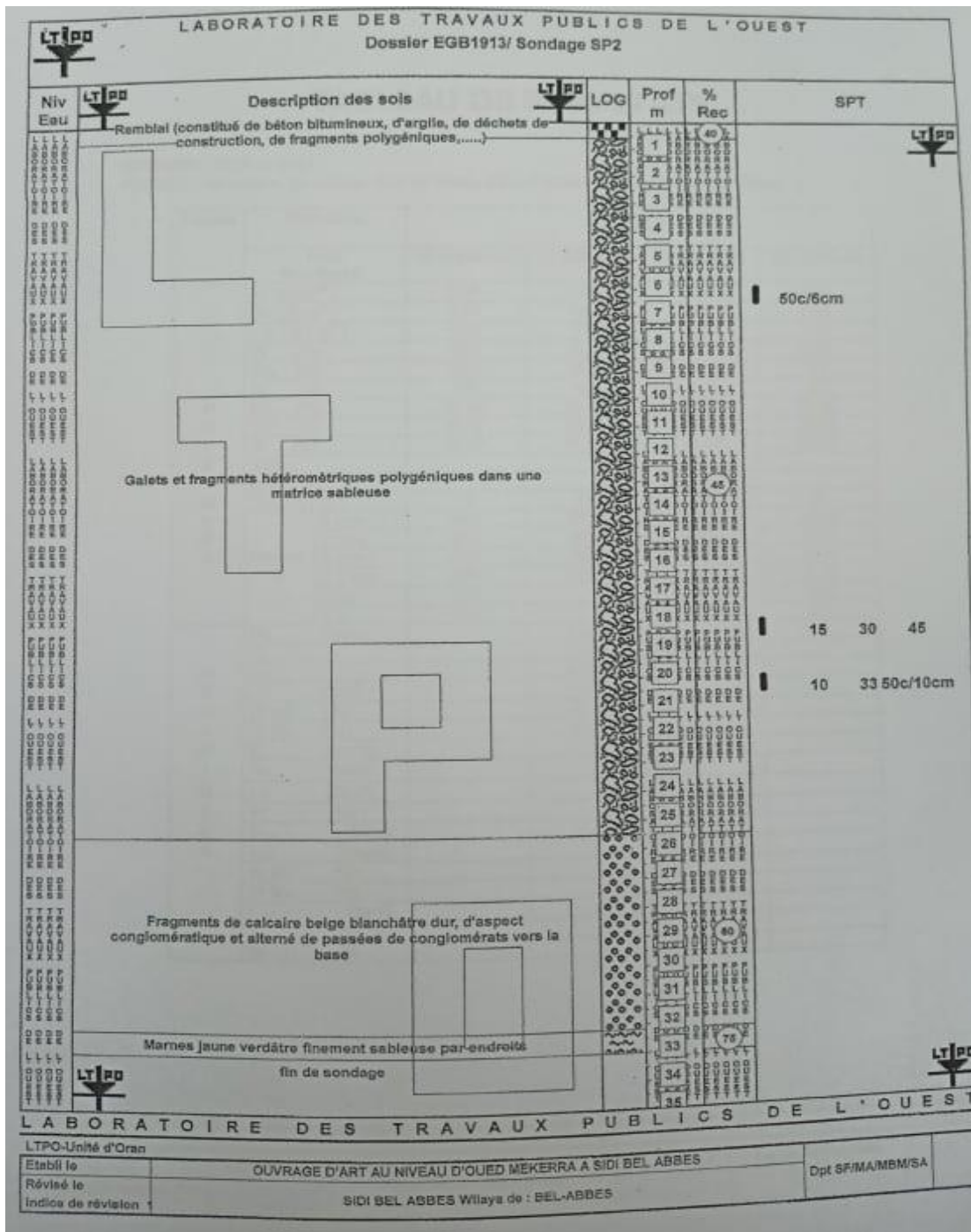


Figure 3-4:Structure des différentes coupes lithologiques (sondage SN2)

#### 4- Choix de l'ouvrage :

La portée principale de l'ouvrage est l'aspect essentiel pour le choix de ce dernier avec quelques aspects architecturaux, économiques et durables, ces aspects sont :

Rapport des dimensions : tous les éléments du pont sont dimensionnés avec les normes prescrites dans les différents règlements tels que le (B.A.E.L), (B.P.E.L), (R.P.O.A).

La durée de la réalisation.

Intégration de la structure dans son environnement : puisque nous sommes loin de l'agglomération nous allons essayer de prendre un ouvrage simple et économique.

La capacité technique et économique des bureaux d'étude et des entreprises. Le tableau ci-dessous présente les types des ponts en fonction de notre portée :

La portée (m)	< 20m	Entre 20 et 50m	Entre 50 et 300m	> 300m
• Les solutions probables	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pont dalle en béton armé ou en béton précontraint</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pont dalle à ensorcellment</li> <li>• Pont mixte a poutres métalliques</li> <li>• Pont a poutres en béton précontraint</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pont en béton précontraint Construit encorbellement</li> <li>• Pont a poutre continue en acier</li> <li>• Pont à hauban</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pont suspendu</li> <li>• Pont a hauban</li> </ul>

**Tableau 4–1: Ponts à plusieurs travées.**

Etant donné le nombre de travées de notre ouvrage, ainsi que la portée de chacune de ses travées (33,40 m) ; on se trouve dans la case pont à plusieurs travées avec des portées allant entre 20 et 50 m.

Dans cette catégorie nous avons choisi **le pont à poutre en béton précontraint**.

## 5- Caractéristiques des matériaux utilisés :

L'objet fondamentale d'un règlement est d'étudier des prescriptions qui permettant de réaliser des constructions stables et durables. Ces prescriptions ont pour rôle de fixer une limite à l'audace des constructeurs afin d'aboutir à la réalisation de construction devant être d'une part sûre et d'autre part économique.

La structure doit être conçue de telle manière à travailler sans perte de stabilité ou rupture jusqu'à un certain état appelé « état limite », état au-delà duquel la structure cesse de remplir ces fonctions. (BPEL, 91)

### 5.1- Etat limite ultime

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité. (BPEL, 91)

## 5.2- Etat limite de service

Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformations des éléments.

## 5.3- Règlements utilisés :

Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règlements BAEL 91 et BPEL 91, qui se base sur la théorie des états limites.

## 5.4- Le béton :

Le béton utilisé sera dosé à 400 kg/m<sup>3</sup>, d'un ciment CPA 325 pour les poutres et la dalle, et 350 kg/m<sup>3</sup> pour le reste des éléments. Il sera défini par sa résistance à la compression en 28 jours d'âge, qui sera noté par le symbole « f<sub>c28</sub> », donc :

-f<sub>c28</sub> = 35 MPa : pour les culées, les piles et les pieux.

-f<sub>c28</sub> = 35 MPa : pour les poutres et la dalle.

Densité : la masse volumique du béton armé  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ . (BPEL, 91)

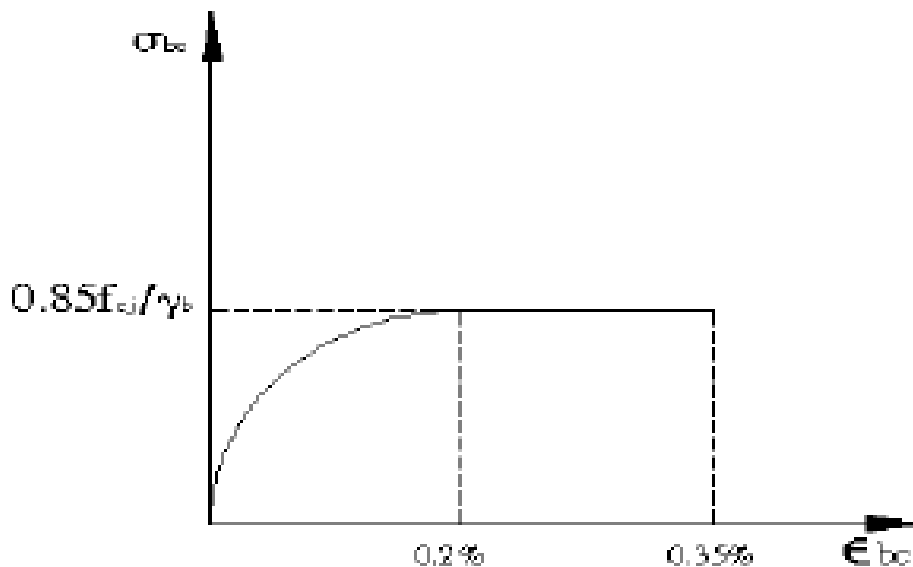


Figure 5-1: Diagramme contrainte- déformation du béton

### 5.4.1- La résistance à la compression et à la traction :

- La compression du béton à « j » jours, (j < 28 jours) est :

$$f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c_{28}} \quad , \text{ Pour } f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1,40 + 0,83j} \times f_{c_{28}} \quad , \text{ Pour } f_{c_{28}} \geq 40 \text{ MPa}$$

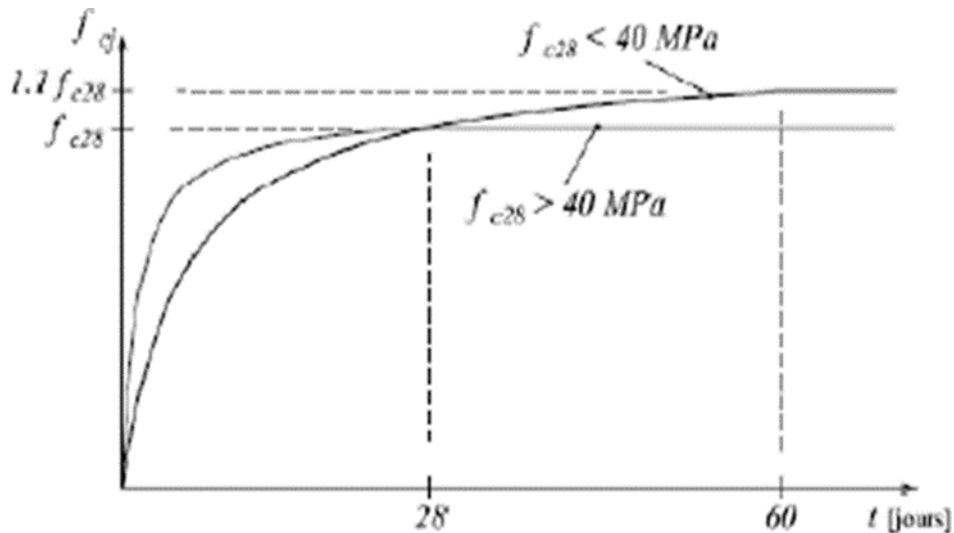


Figure 5-2:Évolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

- La résistance du béton à la traction est donnée par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ [MPa]}$$

- Module de déformation longitudinale instantanée ( $t < 24h$ ) :

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

- Module de déformation transversales « G » :

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

Avec :  $\nu$  coefficient de poisson :

$$\nu = \frac{\frac{\Delta t}{t}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

$\nu = 0$  dans le cas béton fissuré (ELU).

$\nu = 0,2$  dans le cas de béton non fissuré (ELS).

Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ MPa}$$

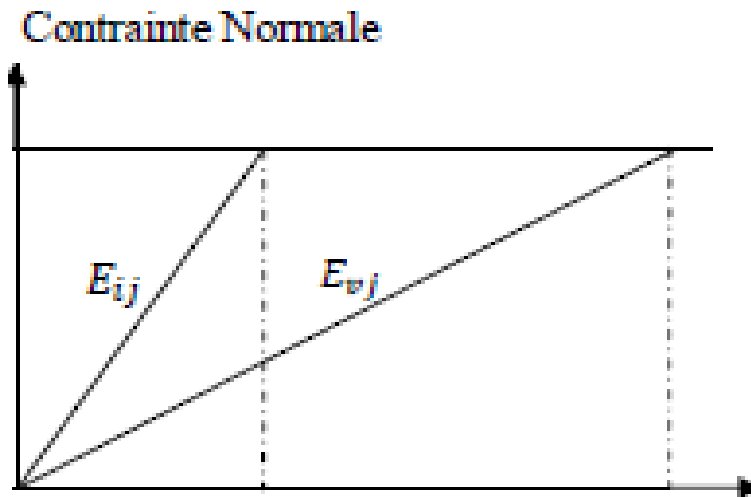


Figure 5-3: Déformation Module de déformation instantanée et différée

5.4.2- Contrainte admissible de compression du béton :

5.4.2.1- A L'E.L. U :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :  $\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application de la sollicitation :

$$\theta = 1 \quad \text{pour} \quad t > 24\text{h.}$$

$$\theta = 0,9 \quad \text{pour} \quad 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h}$$

$$\theta = 0,85 \quad \text{pour} \quad t < 1\text{h}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité (dépendant de la nature de la sollicitation) :

$\gamma_b = 1,15$  dans le cas accidentel.

$\gamma_b = 1,5$  dans le cas durable ou transitoire. (BPEL, 91)



5.4.2.2- A L'E.L. S :

$\sigma_b = 0,6 f_{c28}$  En construction

$\sigma_b = 0,5 f_{c28}$  En service

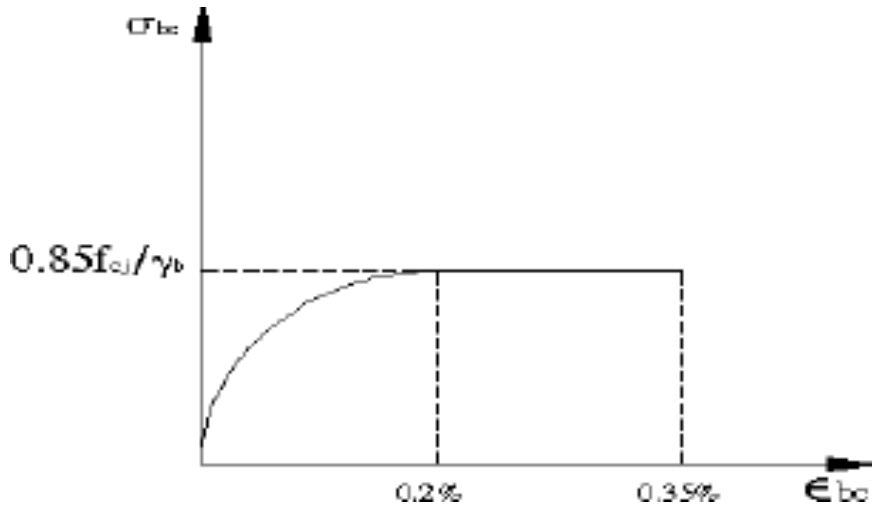


Figure 5-4:Diagramme contraintes-Déformations

5.5- Armatures :

5.5.1- Aciers passifs :

Les armatures autres que les armatures de précontrainte sont appelées armatures passives, elles sont identiques à celle utilisées dans le béton armé nécessaire pour :

- Reprendre les efforts tranchants
- Limiter les fissurations
- Servir d'aciers de montages et de peaux.

Les armatures utilisées sont de nuance FeE400 avec :

- Sa limite élastique égale à 400Mpa
- Un module d'élasticité longitudinale Es=200 000 MPa.

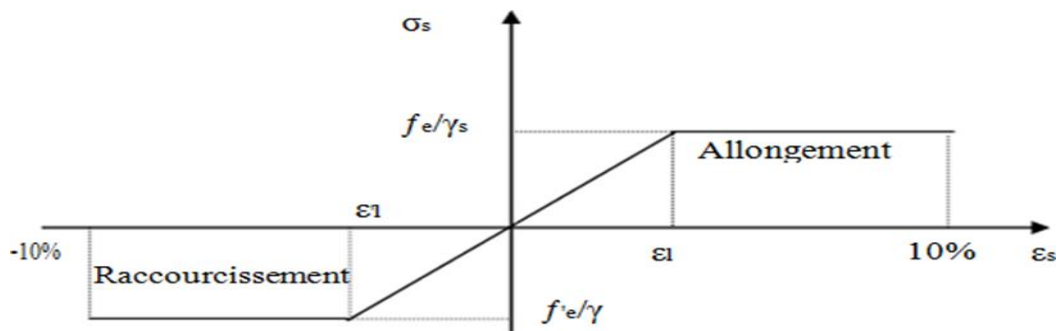


Figure 5-5:Diagramme contrainte déformation pour des aciers passif

### 5.5.1.1- Contrainte limite de traction :

#### 5.5.1.1.1- E.L.U:

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient  $\gamma_s$  tel que :

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :  $\gamma_s$  coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.00$   $\longrightarrow$  Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$   $\longrightarrow$  Situation durable ou transitoire.

#### 5.5.1.1.2- E.L.S :

Elle dépend de type de fissuration :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification

Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min \{ 2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \}$

Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min \{ 1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}} \}$

Avec :  $n = 1$   $\longrightarrow$  Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$   $\longrightarrow$  Aciers à haute adhérence.

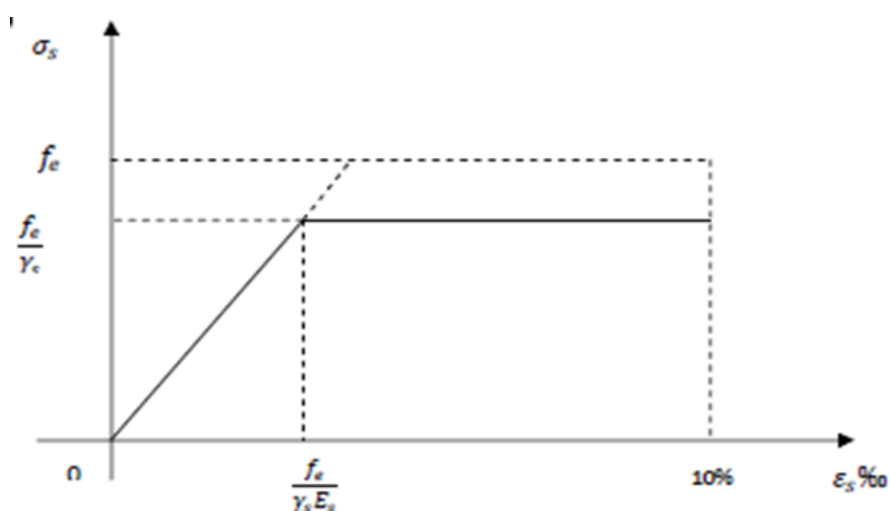


Figure 5-6: Diagramme déformation contrainte pour des aciers passifs à l'ELU

### 5.5.1.2- Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

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

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

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8 ; 0,9).$$

Avec :

$f_{prg}$ : La limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

$f_{peg}$ : La limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

On utilise des câbles ayant les caractéristiques suivantes :

#### 5.5.1.2.1- Caractéristiques géométriques :

Section normale de l'acier (**câbles T15**) car ce type de câble est réservé aux ouvrages de très grandes portées 130 à 150 m.

Diamètre de la gaine :  $\varnothing_{ext} = 117 \text{ mm}$ .

$$\varnothing_{int} = 100 \text{ mm}.$$

#### 5.5.1.2.2- Caractéristiques mécaniques :

Contrainte de rupture garantie :  $F_{prg} = 1770 \text{ MPa}$ .

Contrainte limite élastique garantie :  $F_{peg} = 1583 \text{ MPa}$ .

Coefficient de frottement angulaire :  $f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$ .

Coefficient de frottement linéaire :  $\varphi = 2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ .

Recul d'ancrage :  $g = 5 \text{ mm}$ .

Relaxation à 1000h :  $\rho_{1000} = 2,5 \text{ ‰}$ .

Module d'élasticité de l'acier :  $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$ . (**BPEL, 91**)

## 6- Conclusion

Puisque notre projet vise à offrir aux utilisateurs un certain degré de sécurité et de confort, sa conception doit répondre à un certain nombre d'exigences. Les exigences fonctionnelles (ou données fonctionnelles) sont toutes les caractéristiques qui permettent à un pont de remplir sa fonction de structure transversale, tandis que les exigences naturelles (ou données naturelles) sont tous des éléments de son environnement 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 référence du projet.

A la fin de ce chapitre, il est conclu que pour chaque étude d'œuvres d'art, il est nécessaire de faire des reconnaissances sur le site de l'ouvrage, l'emplacement et les caractéristiques de l'ouvrage, et la collecte de données naturelles (topographie, hydrologie, géotechnique ingénierie). Afin de réaliser la première étape du cycle de vie de notre projet, à savoir la recherche préliminaire et la conception.

# CHAPITRE II

## 1- INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est de pré dimensionné des poutres en béton précontraintes, Ainsi que calculer les différentes charges et surcharge appliqué sur ce pont.

## 2- PRE DIMENSIONNEMENT :

L'ouvrage est un pont à poutre en béton précontrainte, son dimensionnement se fait selon les recommandations du guide **S.E.T.R.A** des ponts routiers à poutres.

### 2.1- Longueur des travées et Largeur des voies :

Dans notre cas on a une chaussée deux voies ( $3.07 \times 2$ ) m et deux trottoirs de 1.20m chacun Donc la largeur totale de l'ouvrage est de **8,88 m**. On a une seule travée de **33,40 m**.

### 2.2- Section des poutres :

La forme des poutres est généralement en double **Té**. 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. (Figure 2-1)

**Remarque :** Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée de 30 m au plus.

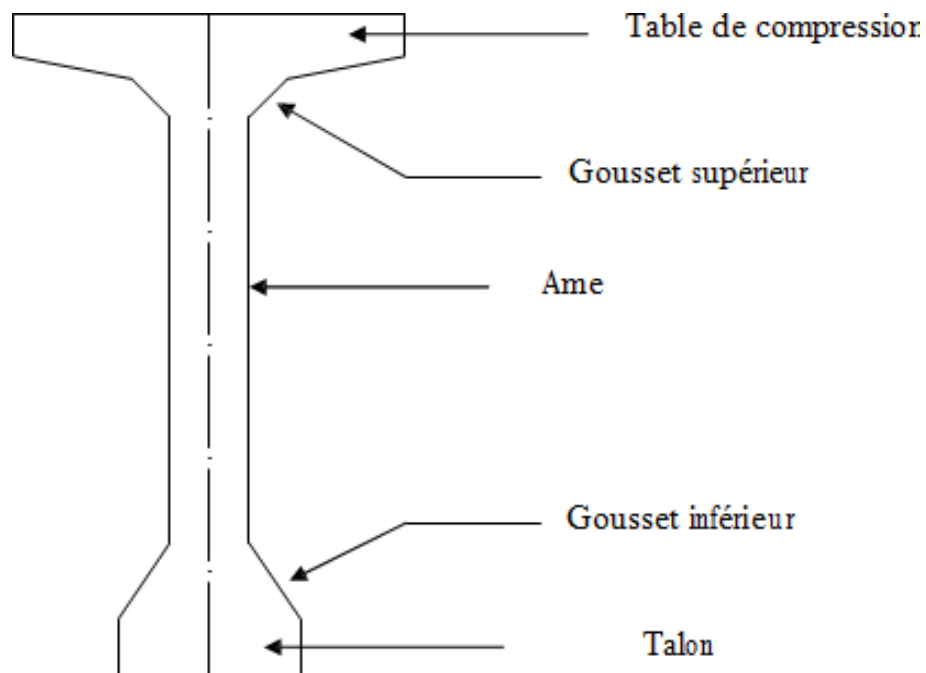


Figure 2-1: Coupe transversale d'une poutre

**2.2.1- Hauteur des poutres :**

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

Avec :

L : la portée réelle de la poutre.

L= 33.40 m

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

$$1.52 \leq H_t \leq 2.23$$

On prend la hauteur de la poutre :  **$H_t=1.75m$**

$$H_p = H_t - H_h = 1,75m - 0,25m = 1,50m$$

Avec :

$H_p$ : Hauteur de la poutre

$H_h$  : Hauteur de l'hourdis

On prend la hauteur de la poutre :  **$H_p=1.50m$**

**2.2.2- 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 :

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

On prend :  **$E= 1,50 m$**

Le nombre de poutre est déterminé par l'équation suivante :

$$N = \frac{la}{E} + 1$$

Avec :

LA : est la distance entre appuis de rive  $La = 7,5m$

E : Espacement entre les poutres (entre axe)

N : nombre de poutre  $N = (7.5/1,5) + 1 = 6$  poutres

$$N = 6 \text{ poutres}$$

### 2.2.3- Epaisseur de l'hourdis ( $H_h$ )

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 précontrainte). (**Guide de Conception, 2011**)

- $h_h \geq 0.15$  m. l'encrage de barrière nécessitant une épaisseur  $h_h = 0.25$  m.

### 2.2.4- Largeur de la table de compression( $b$ ) :

D'après le guide S.E.T.R.A la largeur de la table de compression est voisine de 60 % de la hauteur de la poutre.

$$0,6H_p < b \leq 0,7H_p \Rightarrow 0,9m < b \leq 1,05m$$

Avec :

$b$  : Largeur de la table de compression

On prend :  $b = 1,03m$

### 2.2.5- 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 d'environ 10 cm.

Dans notre cas, on prend  $H_c = 11cm$

### 2.2.6- 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  $\Rightarrow b_0 = 0.21m$ .
- Epaisseur à l'intermédiaire  $b_0 = 0.35m$ .

### 2.2.7- Largeur du talon :

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

$$0 \leq L_t \leq 60cm \Rightarrow \text{on prend } L_t = 47cm$$

Donc  $L_t = 0.47m$

### 2.2.8- Epaisseur du talon ( $e_t$ ) :

D'après le guide S.E.T.R.A, l'épaisseur du talon est comprise entre 10cm et 20cm

$$10cm \leq e_t \leq 20cm \Rightarrow e_t = 15cm$$



**2.2.9- Membrure supérieure de la poutre :****2.2.9.1- 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 :  $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

**2.2.9.1.1- Gousset de la table de compression :****- Médiane :**

$$\left. \begin{array}{l} a_1 = 45 \\ e_1 = 10 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \left. \begin{array}{l} a_2 = 79,05^\circ \\ e_2 = 31 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

**- A l'intermédiaire :**

$$\left. \begin{array}{l} a_1 = 45 \\ e_1 = 3 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \left. \begin{array}{l} a_2 = 79,05^\circ \\ e_2 = 31 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

**- A l'appui :**

$$\left. \begin{array}{l} a_0 = 79,05^\circ \\ e_2 = 28 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

**2.2.9.1.2- Gousset du talon :****- Médiane :**

$$\left. \begin{array}{l} a = 56,98^\circ \\ e_0 = 13 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

**- A l'intermédiaire :**

$$\left. \begin{array}{l} a = 56,98^\circ \\ e_0 = 6 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

## 2.2.10- Entretoise :

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

$$H_{(entretoise)} \geq H_t - b_{(entretoise)}$$

$$H_{(entretoise)} \geq 1.50 - 0.5$$

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

**Tableau 2–1:Pré dimensionnement d’une poutre en béton précontrainte.**

	Poutre en béton précontrainte	Unités
<b>Nombre de travée</b>	<b>1</b>	<b>Travée</b>
<b>l</b> : largeur du tablier	<b>8,88</b>	<b>m</b>
<b>L</b> : longueur de la poutre	<b>33.40</b>	<b>m</b>
<b>H<sub>p</sub></b> : hauteur de la poutre	<b>1.50</b>	<b>m</b>
<b>N</b> : Le nombre des poutres	<b>6</b>	<b>poutre</b>
<b>E</b> : espacement de poutre	<b>1.50</b>	<b>m</b>
<b>b</b> : Largeur de la table de Compression	<b>1.03</b>	<b>m</b>
<b>b<sub>t</sub></b> : largeur du talon	<b>47</b>	<b>cm</b>
<b>h<sub>t</sub></b> : La hauteur du talon	<b>35</b>	<b>cm</b>
<b>b<sub>entretoise</sub></b> :largeur de l’entretoise	<b>50</b>	<b>cm</b>
<b>H<sub>entretoise</sub></b> :hauteur de l’entretoise	<b>100</b>	<b>cm</b>

**2.3- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA POUTRE :**

Aux abouts, la section de la poutre est en « T », pour reprendre l'effort tranchant qui s'y développe, et elle devient au milieu en « I » pour alléger le poids de la poutre.

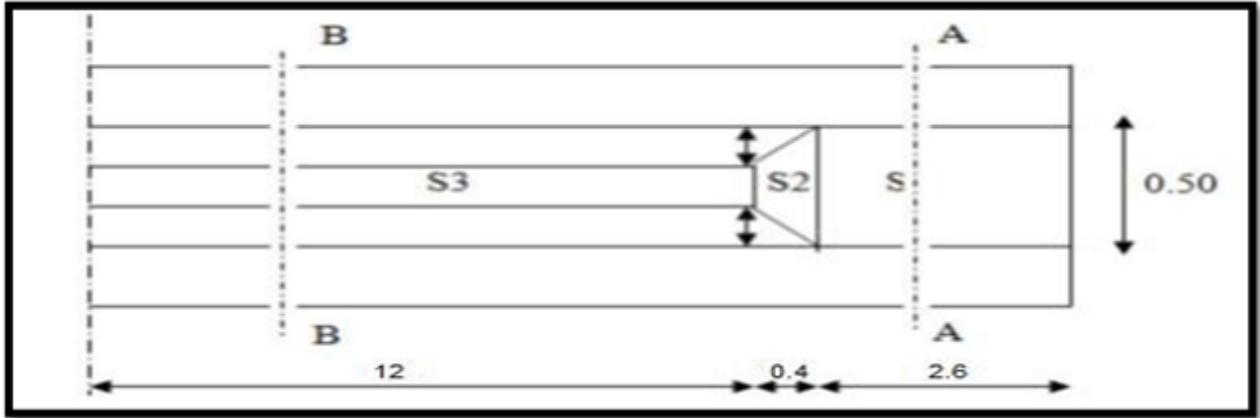


Figure 2-2: Vue en plan de la poutre

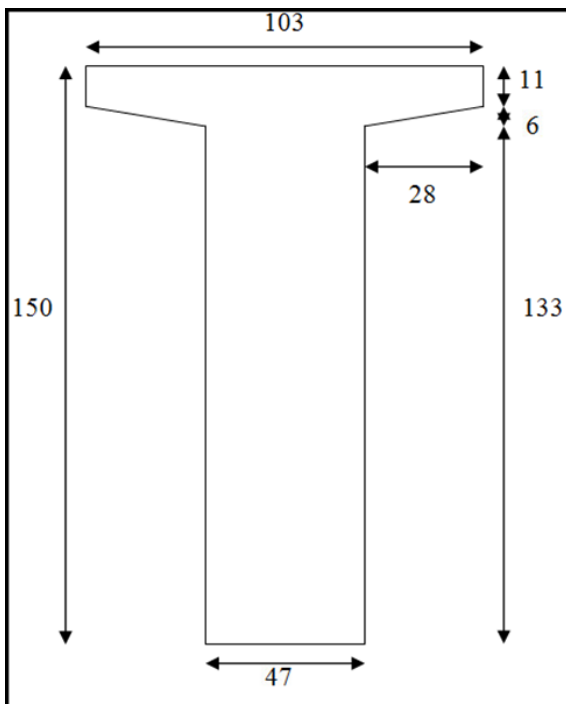


Figure 2-3: Coupe A-A: Section de la poutre en « T » Sans hourdis à l'about poutre

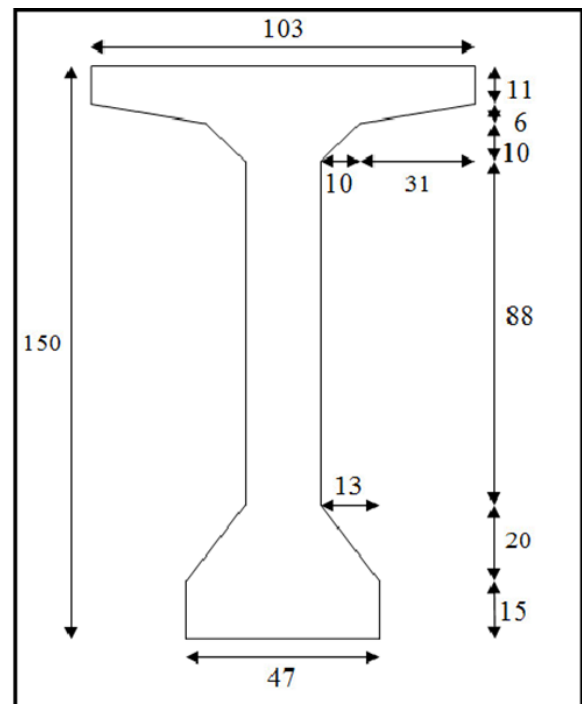


Figure 2-4: Coupe B-B: Section de la Intermédiaire en « I » sans hourdis.

### 2.3.1- Dimensions de la poutre

On décompose la poutre en quatre éléments (sections simples)

- **B<sub>i</sub>** : Section brute
- **Z<sub>i</sub>** : Distance entre le centre de gravité de la section et la base de la poutre.
- **S<sub>i</sub>** : Moment statique de la section  $S_i = B_i \times Z_i$
- **I<sub>i</sub>** : Moment d'inertie de la section (i) par rapport à la base de la poutre
  - ❖ Pour une section triangulaire :  $I_i = bh^3/36$
  - ❖ Pour une section rectangulaire :  $I_i = bh^3 /12$
- **I'<sub>i</sub>** : Moment d'inertie de la section (i) par rapport à ce centre D.D.G
- **V<sub>i</sub>** : distance du CDG de la section totale à la fibre inférieure
- **V<sub>s</sub>** : Distance du CDG de la section totale à la fibre supérieure
- **I<sub>G</sub>** : Moment d'inertie total par rapport au C.D.G de la section totale  $I_G = I - B_i \times V_i^2$
- **W<sub>i</sub>** : Module d'inertie de la section par rapport à la fibre sur :  $W_i = I_G / V_i$ .
- **W<sub>s</sub>**: Module d'inertie de la section par rapport à la fibre inf :  $W_s = I_G / V_s$ .
- **i** : Rayon de giration de la section  $i^2 = I_G / B$
- **ρ** : coefficient de rendement de la section  $\rho = I_G / B_i \times V_i \times V$

2.3.1.1- Caractéristiques géométriques de la section médiane en (I) sans hourdis :

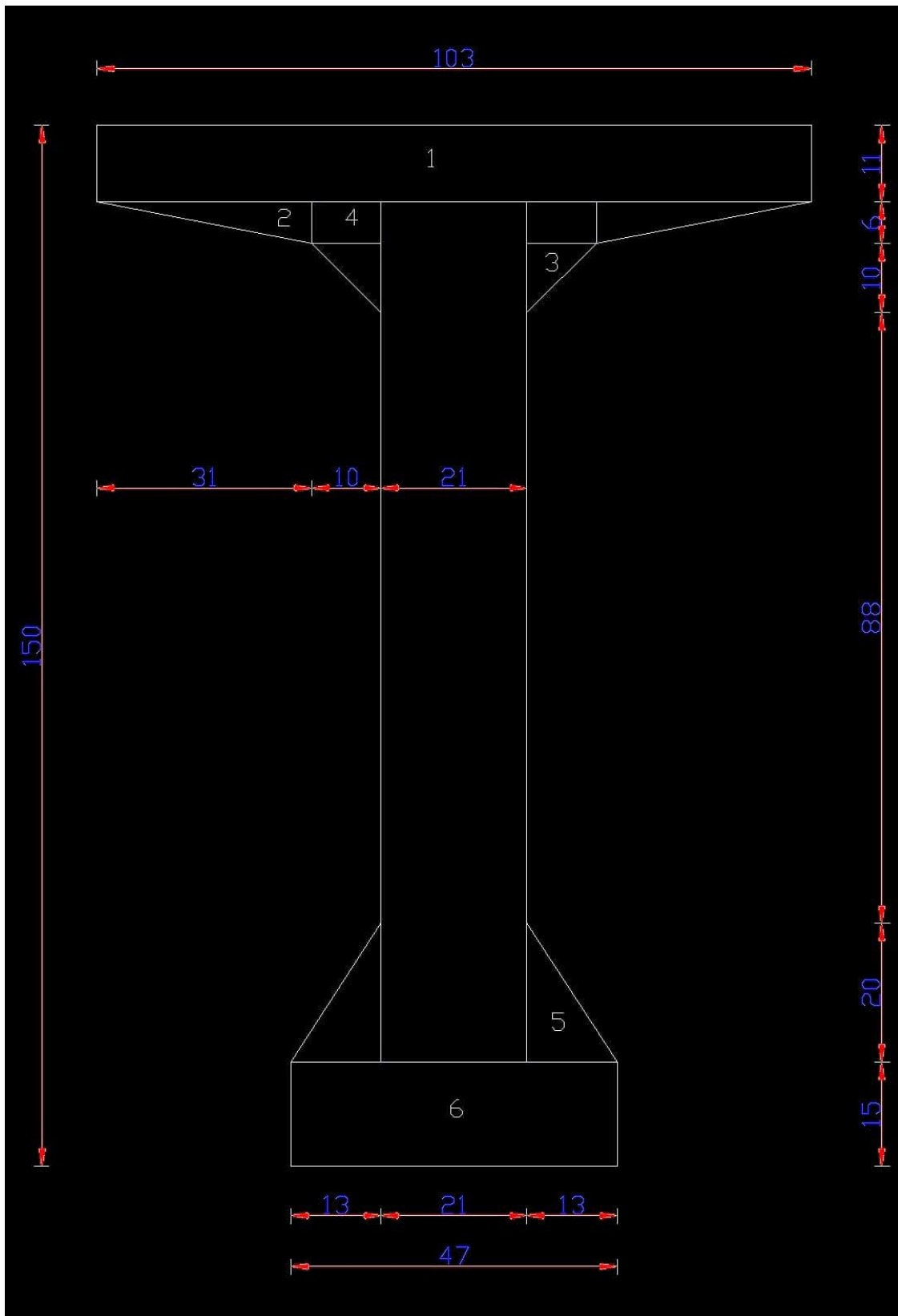


Figure 2-5: Dimension de la poutre médiane sans hourdis

Tableau 2-2: Les données géométriques de la poutre médiane en (I) sans hourdis

Section	Dimension (cm)	$B_i$ (cm <sup>2</sup> )	$Z_i$ (cm)	$I$ (cm <sup>4</sup> )	$I_i$ (cm <sup>4</sup> )
(1)	103 × 11	1133	144,50	2,3668 × 10 <sup>7</sup>	11424,416
(2)	((31×6)/2) × 2	186	137	3491406	372
(3)	((10×10)/2) × 2	100	129,66	1681727,11	555,55
(4)	(10× 6) × 2	120	136	2219880	360
(5)	((13× 20)/2) × 2	260	21,66	127758,22	5777,77
(6)	47× 15	705	7,50	52875	13218,75
(7)	21× 124	2604	77	18775708	3336592

Tableau 2-3: Caractéristiques géométriques de la poutre médiane

<b>Section B</b> (cm <sup>2</sup> )	5108
<b><math>V_i = S/B</math></b> (cm)	84,20
<b><math>V_s = h - V_i</math></b> (cm)	65,80
<b><math>IG = I - B \times V_i^2</math></b> (cm <sup>4</sup> )	13803473,21
<b><math>\rho = IG / (B \times V_i \times V_s)</math></b> (%)	48,80

2.3.1.2- Caractéristiques géométriques de la section en travée en (I) sans hourdis :

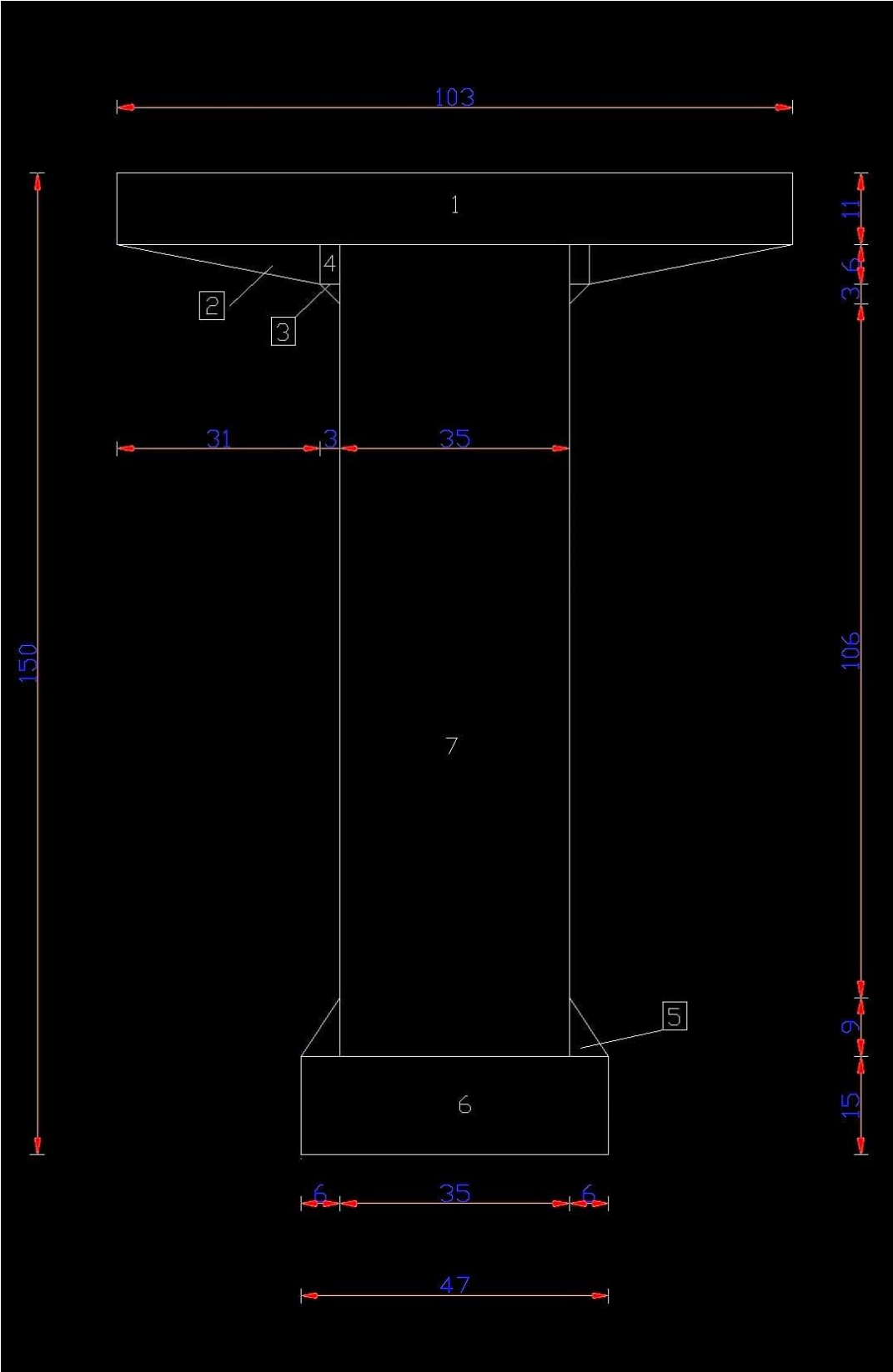


Figure 2-6:Dimensions de la poutre en travée sans hourdis

Tableau 2-4: Calcul des données géométriques de la poutre en travée

section	Dimension (cm)	Bi (cm <sup>2</sup> )	Zi (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Ii (cm <sup>4</sup> )
(1)	103× 11	1133	144 ,5	2,3668× 10 <sup>7</sup>	11424,416
(2)	$\frac{((31 \times 6)/2) \times 2}{2}$	186	137	3491406	372
(3)	$((3 \times 3)/2) \times 2$	9	132	156820,5	4,5
(4)	$(3 \times 6) \times 2$	36	136	665964	108
(5)	$\frac{((6 \times 9)/2) \times 2}{2}$	54	18	17739	243
(6)	45× 15	705	7,5	52875	13218,75
(7)	35× 124	4340	77	3,1292× 10 <sup>7</sup>	5560986,66

Tableau 2-5: Caractéristiques géométriques de la poutre en travée

<b>Section B (cm<sup>2</sup>)</b>	6463
<b>Vi = S/B (cm)</b>	82,9
<b>Vs = h-Vi (cm)</b>	67,1
<b>IG = I -B × Vi<sup>2</sup> (cm<sup>4</sup>)</b>	14929265,33
<b>ρ =IG / (B× Vi× Vs) (%)</b>	41,52



2.3.1.3- Caractéristiques géométriques de la section à l'about en (T) sans hourdis :

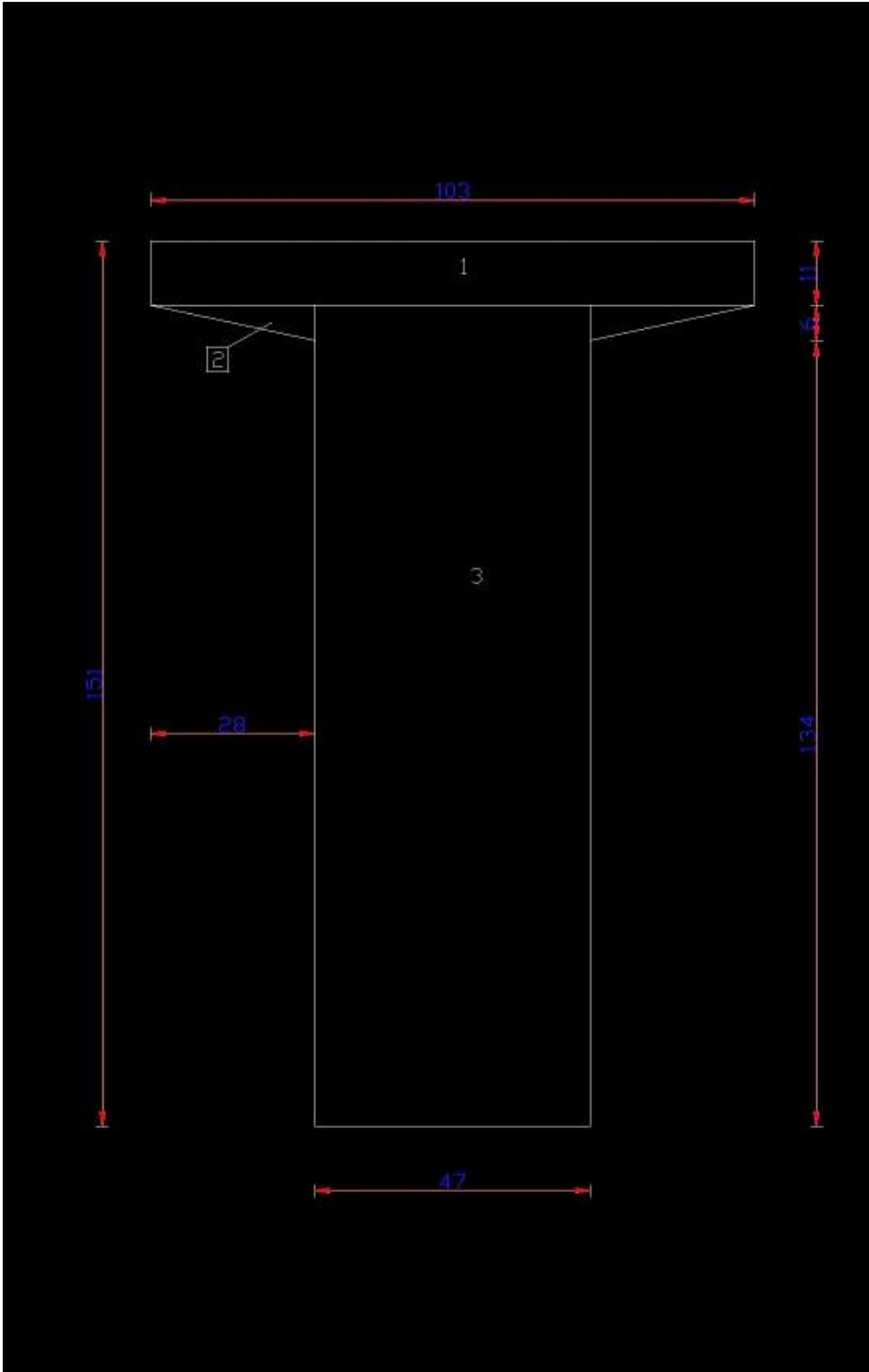


Figure 2-7:Dimensions de la poutre à l'about

Tableau 2-6: Calcul des données géométriques de la poutre à l'about

section	Dimension (cm)	Bi (cm <sup>2</sup> )	Zi (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Ii (cm <sup>4</sup> )
(1)	103× 11	1133	144,5	2,3668×10 <sup>7</sup>	11424,416
(2)	((28×6)/2) × 2	168	274	12613104	336
(3)	47× 139	6533	68,5	4,1173×10 <sup>7</sup>	1,0518×10 <sup>7</sup> 7

Tableau 2-7: Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

Section B (cm <sup>2</sup> )	7834
Vi = S/B (cm)	83,89
Vs = h- Vi (cm)	66,11
IG = I -B × Vi <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	22322221 ,2
ρ =IG / (B× Vi× Vs) (%)	51,37

2.3.1.4- Caractéristiques géométriques de la section médiane en (I) plus hourdis :

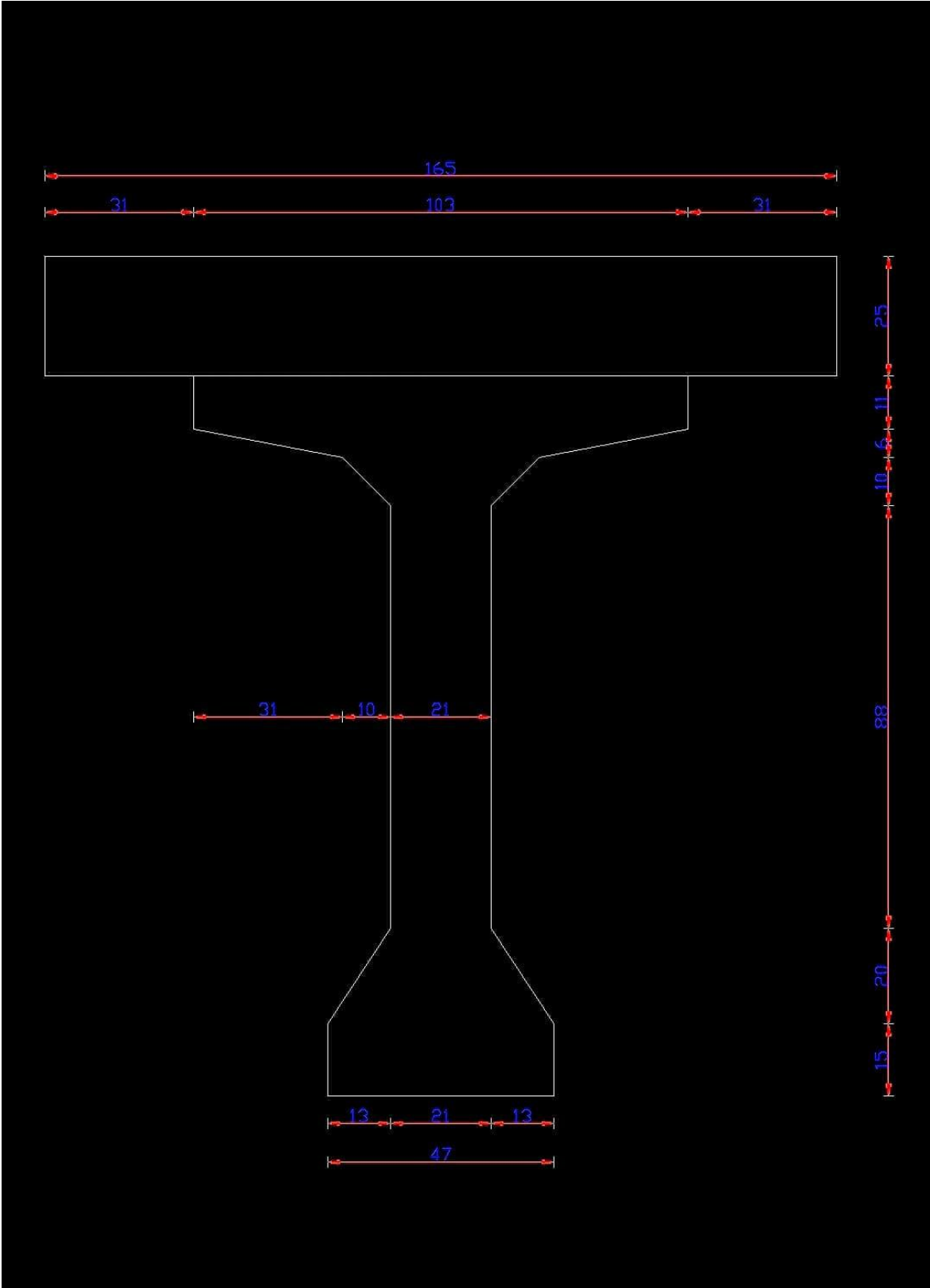


Figure 2-8:Dimensions de la poutre médiane + hourdis

Tableau 2-8:Caractéristiques géométriques de la poutre médiane + hourdis

Section B (cm <sup>2</sup> )	9233
$V_i = S/B$ (cm)	119,16
$V_s = h - V_i$ (cm)	55,5
$IG = I - B \times V_i^2$ (cm <sup>4</sup> )	28057637,33
$\rho = IG / (B \times V_i \times V_s)$ (%)	45,67

2.3.1.5- Caractéristiques géométriques de la section en travée (I) plus hourdis :

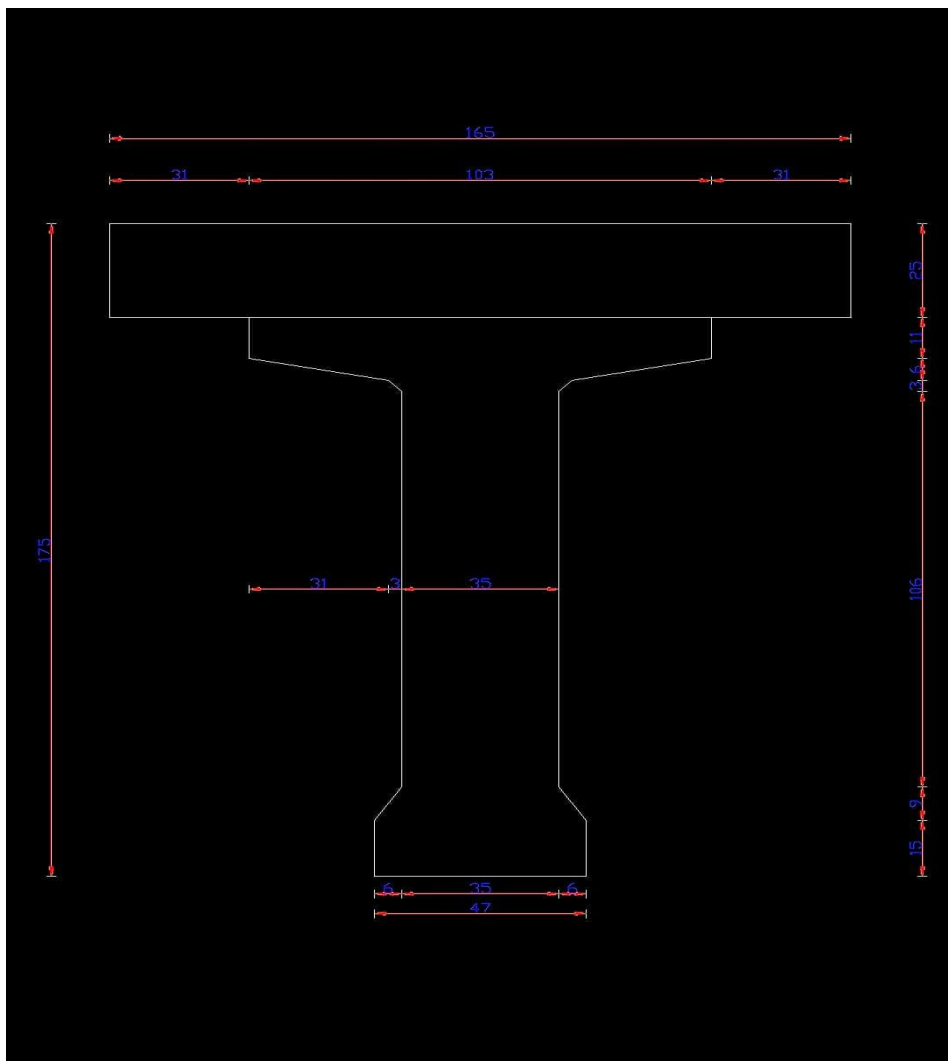


Figure 2-9:Dimensions de la poutre en travée +hourdis

Tableau 2–9:Caractéristiques géométriques de la poutre en travée plus hourdis

<b>Section B</b> (cm <sup>2</sup> )	10588
<b>Vi = S/B</b> (cm)	113 ,90
<b>Vs = h- Vi</b> (cm)	61,10
<b>IG = I -B × Vi<sup>2</sup></b> (cm <sup>4</sup> )	31125928,68
<b>ρ = IG/ (B× Vi× Vs)</b> (%)	42,24

2.3.1.6- Caractéristiques géométriques de la section à l’about en (T) plus hourdis :

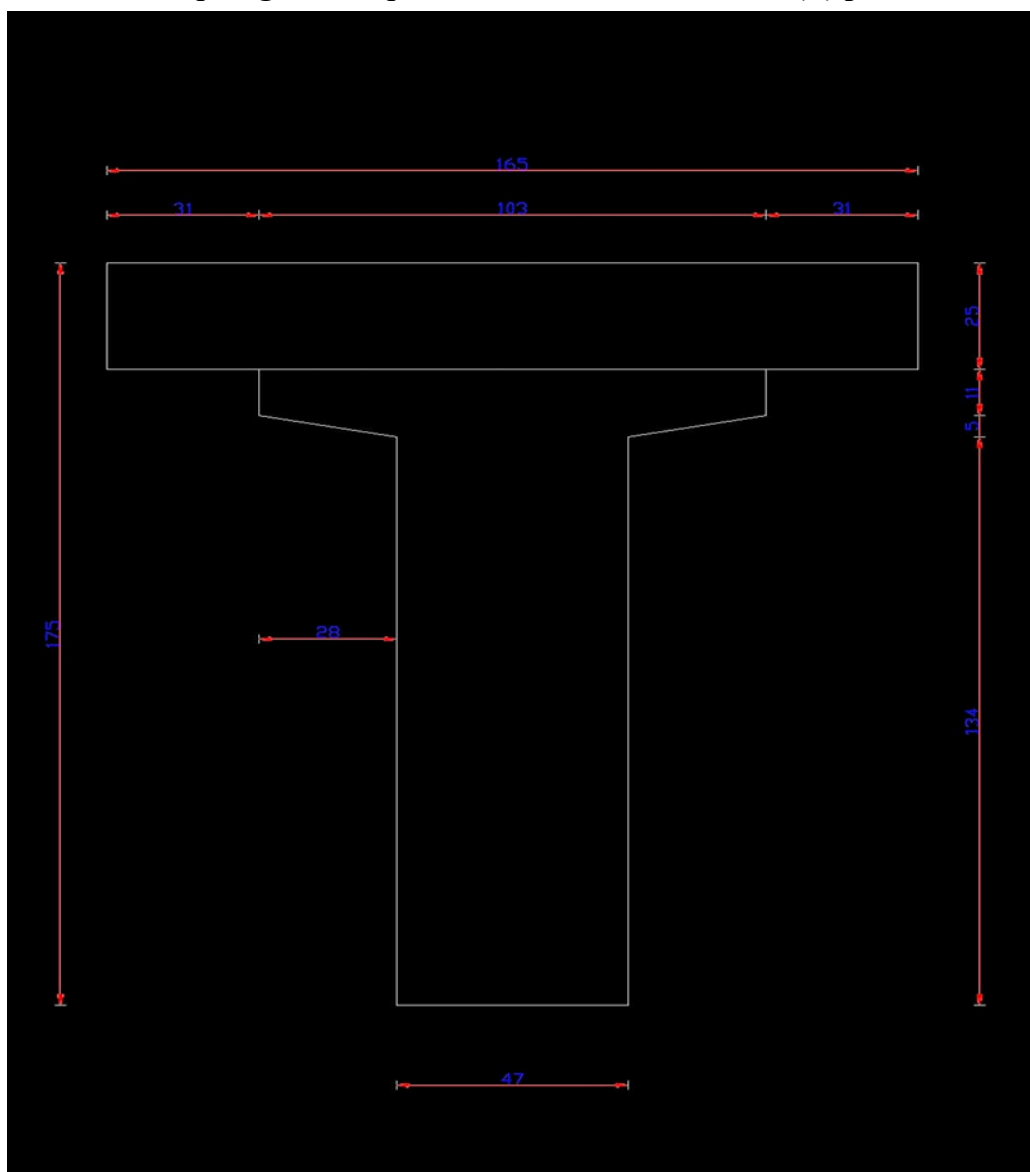


Figure 2-10:Dimensions de la poutre à l’about plus hourdis

Tableau 2–10:Caractéristiques géométriques de la poutre en travée plus hourdis

<b>Section B</b> (cm <sup>2</sup> )	11959
<b>Vi = S/B</b> (cm)	111 ,01
<b>Vs = h- Vi</b> (cm)	64
<b>IG = I -B × Vi<sup>2</sup></b> (cm <sup>4</sup> )	39221483, 49
<b>ρ = IG/ (B× Vi× Vs)</b> (%)	46,16

### 3- Evaluation des charges :

À la phase de service l’ouvrage doit être résisté aux différentes charges qui sont les suivants :

- Les charges permanentes
- Les surcharges

#### 3.1- Les charges permanentes :

Elles concernent toutes les charges qui restent invariables durant toute la vie de l’ouvrage, elles sont constituées de :

- **Des éléments porteurs** : poids propre de tablier (poutres, entretoises, amorces, hourdis).
- **Des éléments non porteurs** : la superstructure qui est constituer à son tour de (trottoirs,corniche, garde-corps, glissières, revêtement, étanchéité).

##### 3.1.1- Les éléments porteurs :

##### 3.1.1.1- La dalle (hourdis) :



Figure 3-1:Dimension de hourdis revenant aux poutres

On a :

Épaisseur de la dalle est de 25cm

$$e_d=0.25\text{m}$$

$$\gamma_b=2.5\text{t/m}^3$$

Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire et la poutre de rive est

$$P_i = 0,25 \times 1,65 \times 2,5 \times 1 = 1,031 \text{ t/ml}$$

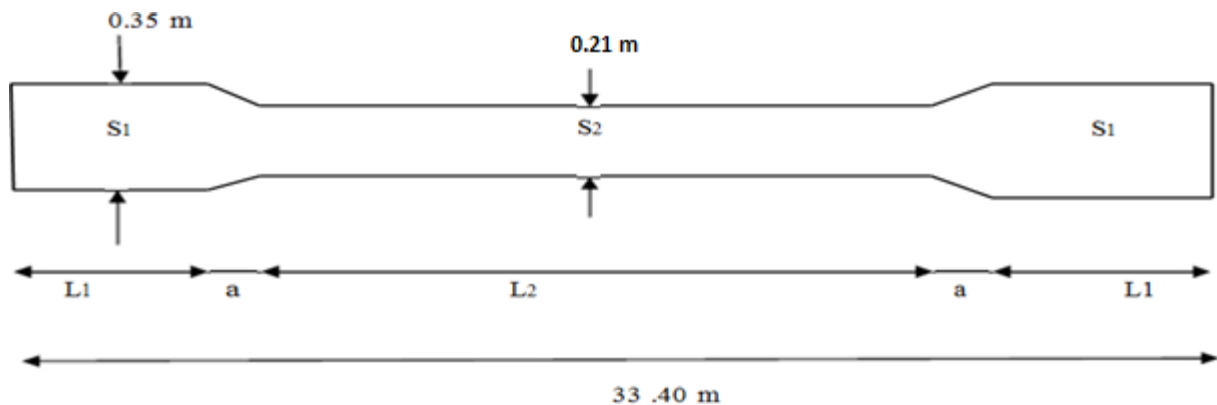
$$P_i = 0,25 \times 1,65 \times 2,5 \times 1 = 1,031 \text{ t/ml}$$

**3.1.1.2- Le poids propre de la dalle :**

$$G_1 = 4 \times 1,031 + 2 \times 1,031 \times 33,40 = 206,75 \text{ t}$$

$G_1 = 206,75 \text{ t}$

**3.1.1.3- Les poutres :**



**Figure 3-2: Coupe longitudinale d'une poutre**

L'inclinaison du gousset doit avoir 45° :

S1 : Section d'about au niveau de l'âme.

S2 : Section médiane au niveau de l'âme.

L1 : longueur de la section d'about ; avec  $L1 = L/4$

L2 : longueur de la section médiane ; avec  $L2 = L - (2L1 + 2a)$

a : longueur du gousset qui avoir une inclinaison de 45°.

$$a = \frac{35-21}{2} = 7 \text{ cm}$$

$$L1 = L/4 = 8.35 \text{ m}$$

$$L2 = L - (2L1 + 2a) = 33.40 - (2 \times 8.35 + 2 \times 0.070) = 16,56 \text{ m}$$

$$S1 = 5108 \text{ cm}^2.$$

$$S2 = 7834 \text{ cm}^2.$$

### Section équivalent de la poutre :

$$S_{eq} = \frac{1}{l} \left[ 2 \cdot \left( l1 \times s1 + \frac{s1+s2}{2} \times a \right) + l2 \times s2 \right]$$

$$S_{eq} = \frac{1}{33,4} \left[ 2 \cdot \left( 8,35 \times 0,5108 + \frac{0,5108+0,7834}{2} \times 0,070 \right) + 16,56 \times 0,7834 \right]$$

$$S_{eq} = 0,6465 \text{ m}^2$$

### Poids propre de la poutre :

$$Pp = \rho b \cdot S_{eq} = 2,5 \cdot 0,6465 = 1,6162 \text{ t/ml}$$

$$Pp = 1,6162 \text{ t/ml d'une seule poutre}$$

### Poids de l'ensemble des poutres :

$$G_2 = 1,6162 \times 6 \times 33.4 = 323,8865 \text{ t}$$

Poids de l'ensemble des poutres par(t) :

$$G_2 = 323,8865 \text{ t}$$

#### 3.1.1.4- Les entretoises :

On a :

$$e_e = 0,30$$

$$\gamma b = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$H_e = 1,00 \text{ m}$$

$$N = 2$$

$$L_e = (10 - (6 \times 0,47)) = 7,18 \text{ m}$$

$$G_3 = 2 \times (0,30 \times 1 \times 7,18) \times 2,5$$

$$G_3 = 10,77 \text{ t}$$

**Donc** : Les Charges Permanentes  $G_p$  :



$$G_p = G_1 + G_2 + G_3 = 206,75 + 323,8865 + 10,77 = 541,4065t.$$

$$G_p = 541,4065t$$

3.1.2- Les éléments non porteurs :

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)

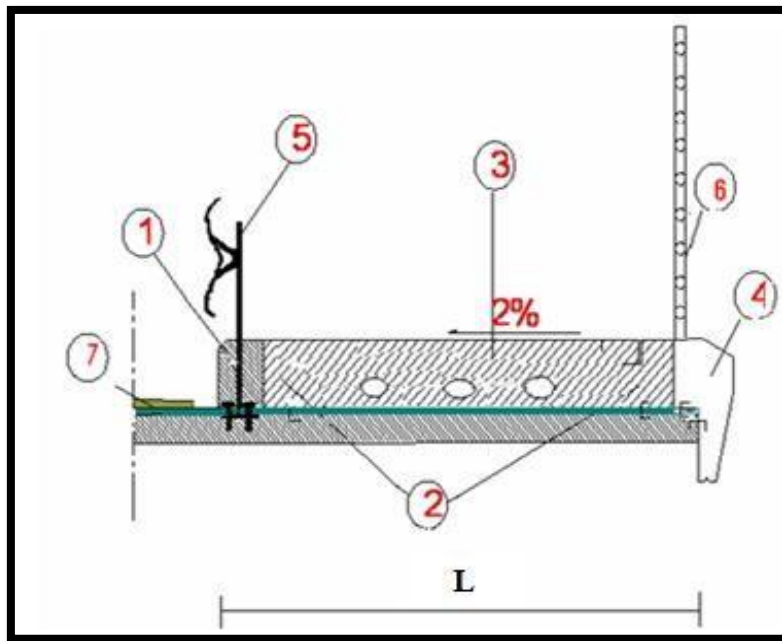


Figure 3-3:Figure Coupe transversale du trottoir avec corniche

On a :

Poids volumique  $\gamma_b = 25$  (KN/m<sup>3</sup>)

Métal ( $\gamma = 78$  KN/m<sup>3</sup>)

Béton armé ( $\gamma_{BA} = 25$  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>)

3.1.2.1- Le trottoir :

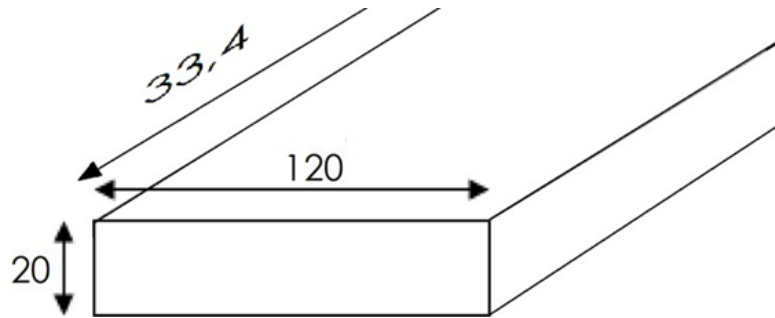


Figure 3-4:Le trottoir

$$G_t = 2.5 \times 1.20 \times 0.2 \times 33,40$$

$$G_t = 20,04t \times 2$$

$$G_t = 40,08t$$

3.1.2.2- La corniche

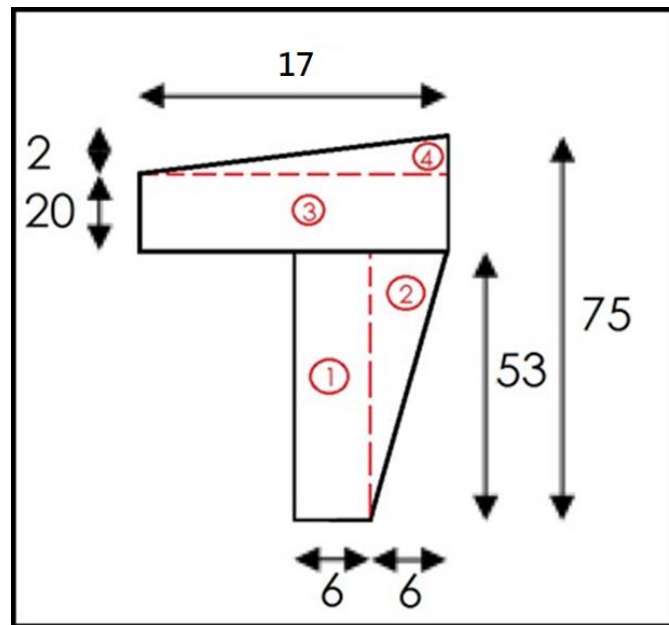


Figure 3-5:La corniche

$$G_c = \gamma b \times L \times S$$

S : la surface de corniche

$$G_c = 2.5 \times 33,4 \times [(0,2 \times 0,17) + (0,02 \times 0,17) / 2 + (0,06 \times 0,53) + (0,06 \times 0,53) / 2]$$

$$G_c = 2,5 \times 33,4 \times 0,0834 \times 2$$

$$G_c = 13,9278t$$

### 3.1.2.3- La glissière de sécurité :

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

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

$$G_g = 4,008t$$

### 3.1.2.4- Le garde- corps :

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

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

$$G_{\text{gard-corps}} = 6,68t$$

### 3.1.2.5- Le Revêtement :

On a couche de revêtement de 8 cm donc Le poids de revêtement est :

$$G_r = e_r \times L_r \times p_r$$

**$e_r$**  : épaisseur du revêtement

**$L_r$**  : la largeur de la chaussée

**$p_r$** : masse volumique de revêtement  $2.2t/m^3$

$$G_r = 0.08 \times 7.5 \times 2.2 \times 33,40$$

$$G_r = 44,088t$$

**Donc** : Les Charges Permanentes des éléments non porteurs  $G_{np}$ .

$$G_{np} = G_t + G_c + G_g + G_{\text{gard-corps}} + G_r = 40,08 + 13,9278 + 4,008 + 6,68 + 44,088$$

$$G_{np} = 108,7838t$$

**Poids total propre du tablier :**

$$G = G_p + G_{np} = 541,4065t + 108,7838t$$

$$G = 650,1903t$$

**3.2- Calcul des surcharges :**

Une bonne conception d'un pont se base essentiellement sur une bonne estimation des surcharges.

- La surcharge de type A (L).
- Système B.
- La surcharge militaire Mc120t.
- La surcharge exceptionnelle convois D280 t.
- Les surcharges sur trottoirs.

**3.2.1- Caractéristiques du pont :**

**3.2.1.1- La largeur roulable (Lr) :**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

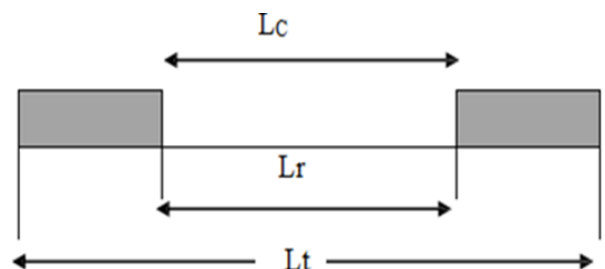
**3.2.1.2- La largeur chargeable (Lc) :**

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque Dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

La travée a une portée de : 33,4m

Largueur totale :  $L_t = 8,88m$

Largueur roulable :  $L_r = 6,14m$ .



**Figure 3-6: Représentation de la largeur roulable.**

Largueur chargeable  $L_c = 6,14m$ .

**3.2.1.3- Le nombre de voie :**

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable.

$$Nv = E\left(\frac{Lch}{3}\right)$$

$$\text{Donc : } Nv = E\left(\frac{6,14}{3}\right)$$

D'où :

$$N_v = 2 \text{ voies}$$

**3.2.1.4- Classe de ponts routes :**

On distingue trois classes de ponts, on fonction de leur largeur roulable qui sont les suivantes

(LACROIX.M. R et all., 1980).

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5\text{m} < L_r < 7\text{m}$
3	$L_r \leq 5,5\text{m}$

**Tableau 3–1:Classe de pont**

On a :  $5,5\text{m} < L_r < 7\text{m}$

Donc notre pont est classé dans la **2<sup>eme</sup> classe**.

**3.2.1.5- Largeur réelle de voies :**

Les voies de circulation d’une même chaussée ont des largeurs égales Au quotient de la largeur chargeable par les nombres de voie.

$$V = \frac{lc}{n} = \frac{6,14}{2}$$

**V= 3,07 m**

V0 : en fonction de classe de pont

1 <sup>ere</sup> classe	2 <sup>eme</sup> classe	3 <sup>eme</sup> classe
3,5 m	3 m	2,75 m

**Tableau 3–2:Valeur de V0**

**V0=3m (pont 2<sup>eme</sup> classe).**

**3.2.2- Système de charges A (L) :**

Le système A se compose d’une charge uniformément répartie dont l’intensité dépend de la longueur (L) chargée est donné par la formule suivante : **(LACROIX.M. R et all., 1980).**

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

**Avec :**

$A(L) = 0,23 + \frac{36}{L+12} \text{ (t/m}^2\text{)}$

L : portée de travée.

On a :  $L = 33.4 \text{ m}$

$$A(L) = 0,23 + \frac{36}{33,40 + 12} = 1,0229 \text{ t/m}^2$$

$$A(L) = 1,023 \text{ t/m}^2$$

Calcul des coefficients  $a_1, a_2$  :

$a_1$  : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant :

Classe de pont	Nombre des voies				
	1	2	3	4	$\geq 5$
1	1	1	0.90	0.75	0.70
2	1	0.90	-	-	-
3	0.90	0.80	-	-	-

Tableau 3–3: Coefficient de dégressivité transversale de la charge

Pour notre cas  $a_1=0,90$

$$a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3}{3,07} = 0,9772$$

$$A(L) = 0,90 \times 0,9772 \times 1,023 = 0,8997 \text{ t/m}^2$$

$$q(A(l)) = 0,8997 \times 6,14 = 5,5242 \text{ t/ml}$$

Dans notre projet on a :

Voie chargée	$a_1$	$a_2$	$A(L) \text{ (t/m}^2\text{)}$	La largeur de voies	$q_A \text{ (t/ml)}$	$q_A(t)$
1 voie	0,90	0,9772	0,8997	3,07	2,762	92,2508
2 voies	0,90	0,9772	0,8997	6,14	5,5242	184,5083

Tableau 3–4: Calcul de  $q_A$

$q(A(l)) = 184.51t$

### 3.2.3- Système de charges B :

Le système des charges B comprend les surcharges civiles qui peuvent sollicitées et qui se composent en trois (3) types de systèmes distincts : (LACROIX.M. R et all., 1980).

- Le système  $B_c$  qui se compose de camions types (30 t).
- Le système  $B_t$  se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (32 t).

- Le système  $B_r$  se compose d'une roue isolée (10 t).

3.2.3.1- Surcharge BC :

Un camion type du système  $B_c$  comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

Désignation	Valeurs	Unité
Masse totale	30	t
Masse portée par chacun des essieux arrière	12	t
Masse portée par l'essieu avant	6	t
Longueur d'encombrement	10,5	m
Largeur d'encombrement	2,5	m
Distance des essieux arrière	1,5	m
Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière	4,5	m
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2	m
Surface d'impact d'une roue arrière	Carré de 0,25 m de côté	m
Surface d'impact d'une roue avant	Carré de 0,20 m de côté	m

Tableau 3-5 : Caractéristiques d'un camion type du système  $B_c$

On dispose sur la chaussée à l'autant de files ou convois de camions que la chaussée le permet, et 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. (Figure 2-17)

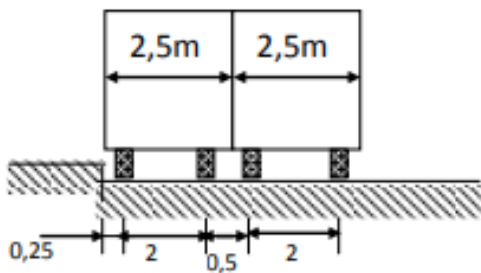


Figure 3-7: Disposition transversalement

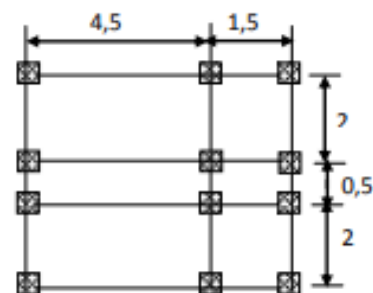


Figure 3-8: En plan

- 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. (Figure 2-19)

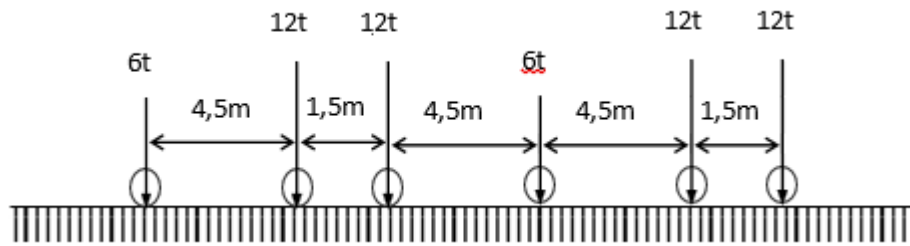


Figure 3-9:Longitudinalement

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

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système **B<sub>c</sub>** prise en compte est multipliée par le coefficient **bc**, donné dans le tableau suivant :

	Nombre de fils considéré	1	2	3	4	>5
Classe du pont	1ere	1,20	1,1	0,95	0,8	0,7
	2eme	1,00	1,00	/	/	/
	3eme	1,00	0,8	/	/	/

Tableau 3–6:Coefficient bc

Notre pont est de la **2<sup>eme</sup>** classe avec **02** voies.

Alors : **bc = 1,00**

**Calcul de S** : Surcharge **B<sub>c</sub>** maximale multipliée au préalable par **bc**.

$$S = B_c \times bc$$

$$S = 30 \times 2 \times 2 \times 1,00.$$

$$S = 120t.$$

**3.2.3.1.1- Calcul des coefficients dynamiques :**

Les surcharges du système **B<sub>c</sub>** sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.



Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4x \frac{G}{S(Bc)}}$$

L = 33,4 m : portée de travée.

G : La charge permanente.

G = 650,1903t

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(33,40)} + \frac{0,6}{1 + 4x \frac{650,1903}{120}}$$

$$\delta = 1,078$$

$$B_C = Sx \delta = 120x1,078$$

$$B_C = 129,36t$$

### 3.2.3.2- Surcharge B<sub>t</sub> :

Ce système est appliqué seulement pour des ponts du 1ere et 2eme classe, constitué d'un tandem qui comporte deux essieux (2 x 16 t), tous deux à roues simples munies de pneumatiques, répondant aux caractéristiques suivantes :

Classe du pont	Coefficient
Première classe	1,0
Deuxième classe	0,95

**Tableau 3-7:Caractéristique du système B<sub>t</sub>**

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

Alors : **S<sub>BT</sub> = 32 x 2 = 64t**

En fonction de la classe du pont, la valeur de la charge du système B<sub>t</sub> est multipliée par un coefficient b<sub>t</sub> déduit de tableau suivant :

Désignation	Valeur	Unité
Masse porté par chaque essieu	16	T
Distance des essieux	1,35	M
Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu	2	M

**Tableau 3-8:Des indices de système B<sub>t</sub>**

Donc :  $S_{Bt} = 64 \times 0,95 = 60,80t$

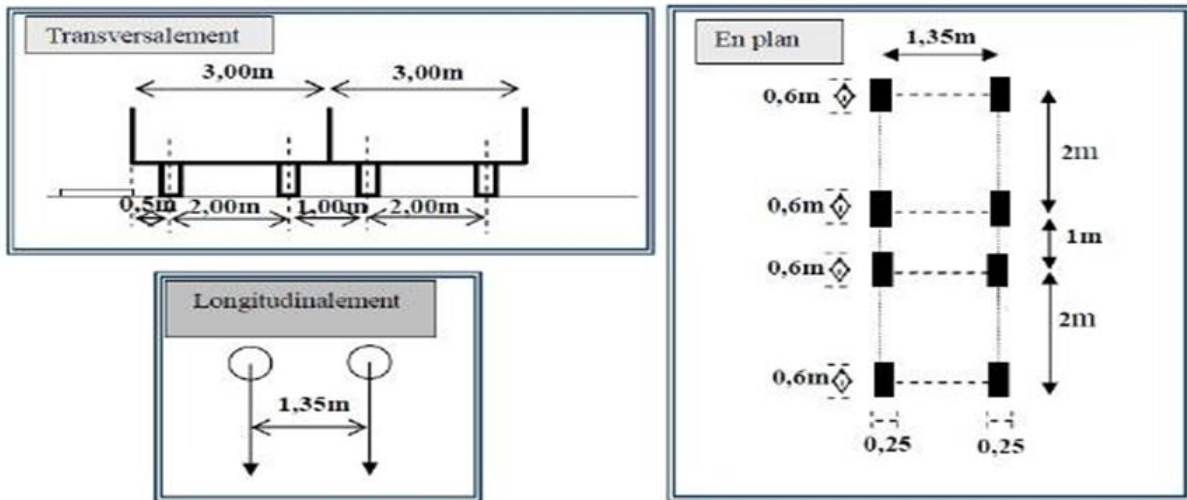


Figure 3-10:Caractéristique de système  $B_t$

Le coefficient de majoration dynamique sera égale à :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4x \frac{G}{S(Bt)}}$$

$L = 33,4 \text{ m}$  : portée de travée.

$G$  : La charge permanente.

$G = 650,1903t$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(33,40)} + \frac{0,6}{1 + 4x \frac{650,1903}{60,80}}$$

$$\delta = 1,0657$$

$$B_t = S_x \delta = 60,80 \times 1,0657$$

$$B_t = 64,7946$$

3.2.3.3- Surcharge **B<sub>r</sub>**:

Le système **B<sub>r</sub>** se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de (0,6 x 0,3m), qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable. (Figure 2-21)

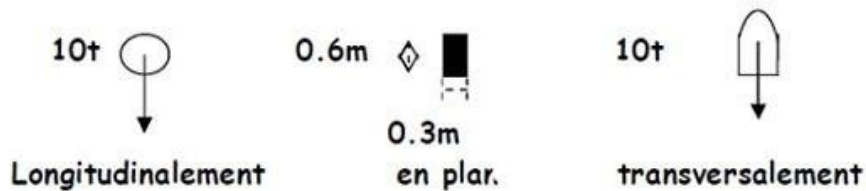


Figure 3-11:Caractéristique de système **B<sub>r</sub>**

Le coefficient de majoration dynamique sera égale à :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4x \frac{G}{S(Br)}}$$

L = 33,4 m : portée de travée.

G : La charge permanente.

G = 650,1903t

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(33,40)} + \frac{0,6}{1 + 4x \frac{650,1903}{10}}$$

**δ = 1,0544**

**B<sub>r</sub> = Br x δ = 10 x 1,0544**

**B<sub>r</sub> = 10,544t**

3.2.3.4- Surcharge militaire **Mc<sub>120</sub>** :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type **Mc<sub>120</sub>**, les véhicules **Mc<sub>120</sub>** peuvent circuler en convois :

Dans le sens transversal : un seul convoi.

Dans le sens longitudinal : la distance entre deux convois est environ de **36,6m**

Poids total : **110 t**

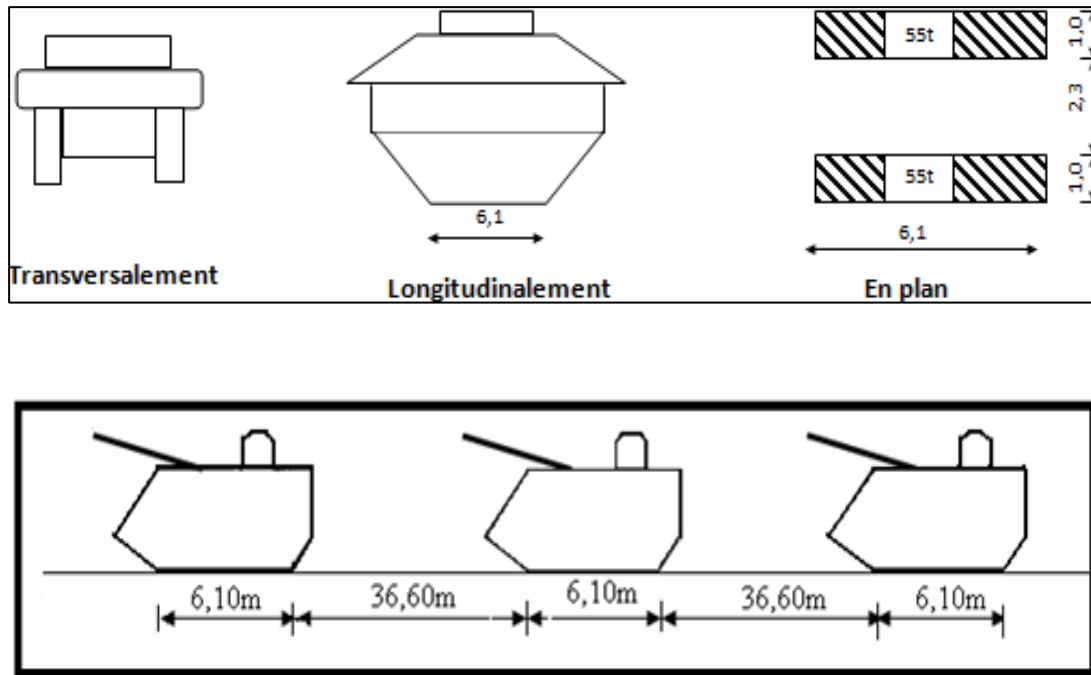


Figure 3-12:Caractéristique de système Mc120

**Calcul des coefficients dynamiques :**

Les surcharges militaires sont multipliées d'un coefficient de majoration dynamique.

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4x \frac{G}{S(Mc120)}}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(33,40)} + \frac{0,6}{1 + 4x \frac{650,1903}{110}}$$

$$\delta = 1,076$$

$$M_{c120} = 110 \times 1,076 = 118,36 \text{ t.}$$

$$M_{c120} = 118,36 \text{ t}$$

**3.2.3.5- Charge exceptionnelle : D<sub>280</sub>**

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.

(LACROIX.M. R et all., 2000).

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

Poids totaux = **280 t**

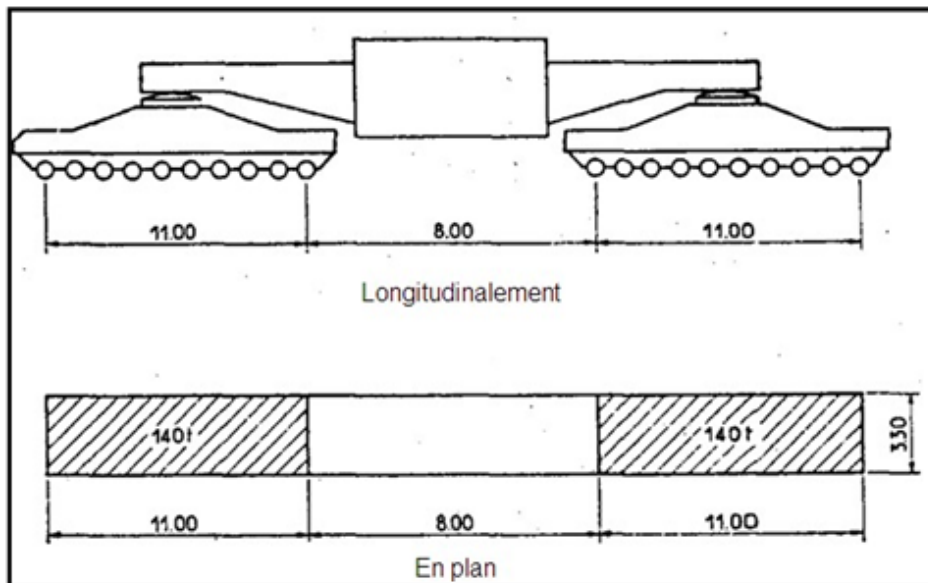


Figure 3-13:Caractéristique de système D<sub>280</sub>

$\delta=1.11$

$D_{280}=280 \times 1.11$

**$D_{280}=310,8 \text{ t}$**

### 3.2.4- 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

$P = 0,15 \times 1,25 = 0,18 \text{ t/ml}$

$P = 0.18 \text{ t/ml}$

Pour 2 trottoirs chargés

$P = 2 \times 0.18 = 0,36 \text{ t/ml.}$

**$P = 0.36 \text{ t/ml}$**

### 3.2.5- Effort de freinage

Les efforts de freinage, sont utilisés pour la vérification de stabilité des appuis (les piles, appareils d'appuis, les culées)

#### 3.2.5.1- Effort de freinage à A(L) :

$$HF(A(L)) = \frac{A(L)}{20 + 0,0035 \times S}$$

S : surface surchargée

$$S = 6,14 \times 30 = 184,20 \text{ m}^2$$

$$HF(A(L)) = \frac{184,5083}{20 + 0,0035 \times 184,20}$$

$$HF(A(L)) = 8,937 \text{ t}$$

### 3.2.5.2- Effort de freinage du Bc :

Le camion peut développer un effort de freinage égale a son poids propre.

Donc le poids de camion (**Bc**) égale à 30t.

$$HF_{(Bc)} = 30 \text{ t.}$$

Type des charges	Résultats
Charge permanant total par travée (t)	<b>650,1903</b>
Surcharge A(I) (t)	<b>184.5</b>
Surcharge Bc (t)	<b>129,36</b>
Surcharge Bt (t)	<b>64,7946</b>
Surcharge Br (t)	<b>10,544</b>
Mc120 (t)	<b>118,36</b>
D280 (t)	<b>310,8</b>
Surcharge du trottoir (t/ml)	<b>0.36</b>
Efforts de freinage dus à A(I) (t)	<b>8,937</b>
Efforts de freinage dus à Bc(t)	<b>30</b>

**Tableau 3-9:Les charges et surcharges appliquées sur le tablier.**

#### 4- La modélisation du tablier :

Le calcul des éléments résistants des ponts, dépend des sollicitations les affectants et de la méthode utilisée. Pour les sollicitations, on utilise les actions calculées dans les tableaux, et on utilise le logiciel (SAP2000 ver.14), qui se basent dans l'analyse sur la méthode des éléments finis.

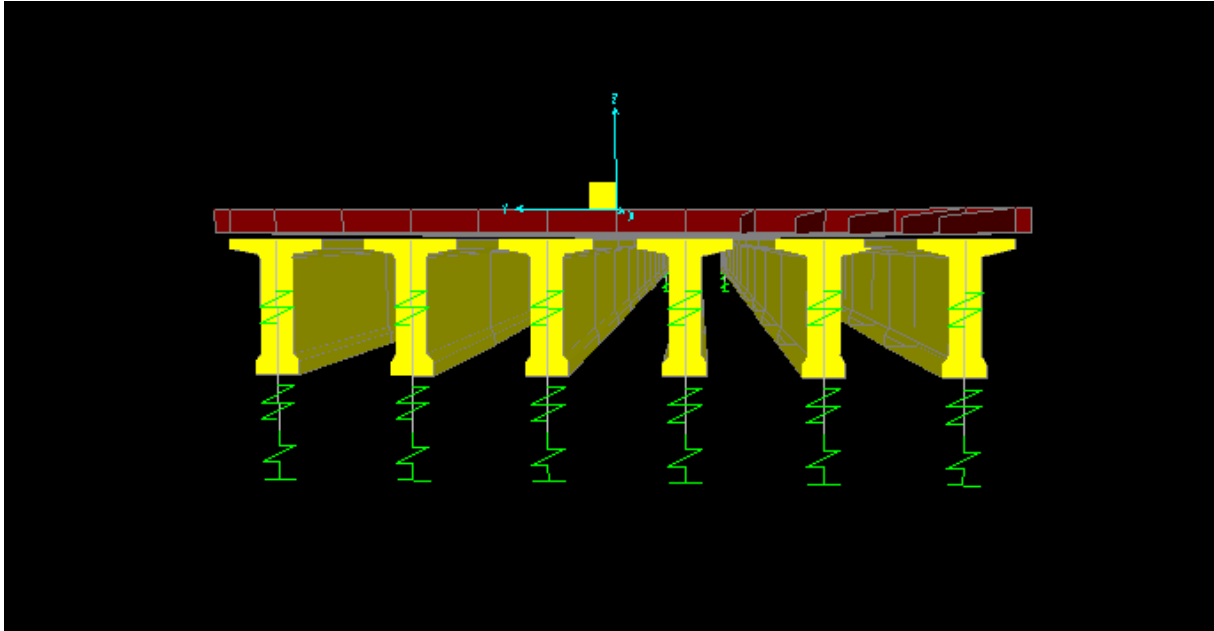


Figure 4-1:Modélisation des poutres (SAP2000v14)

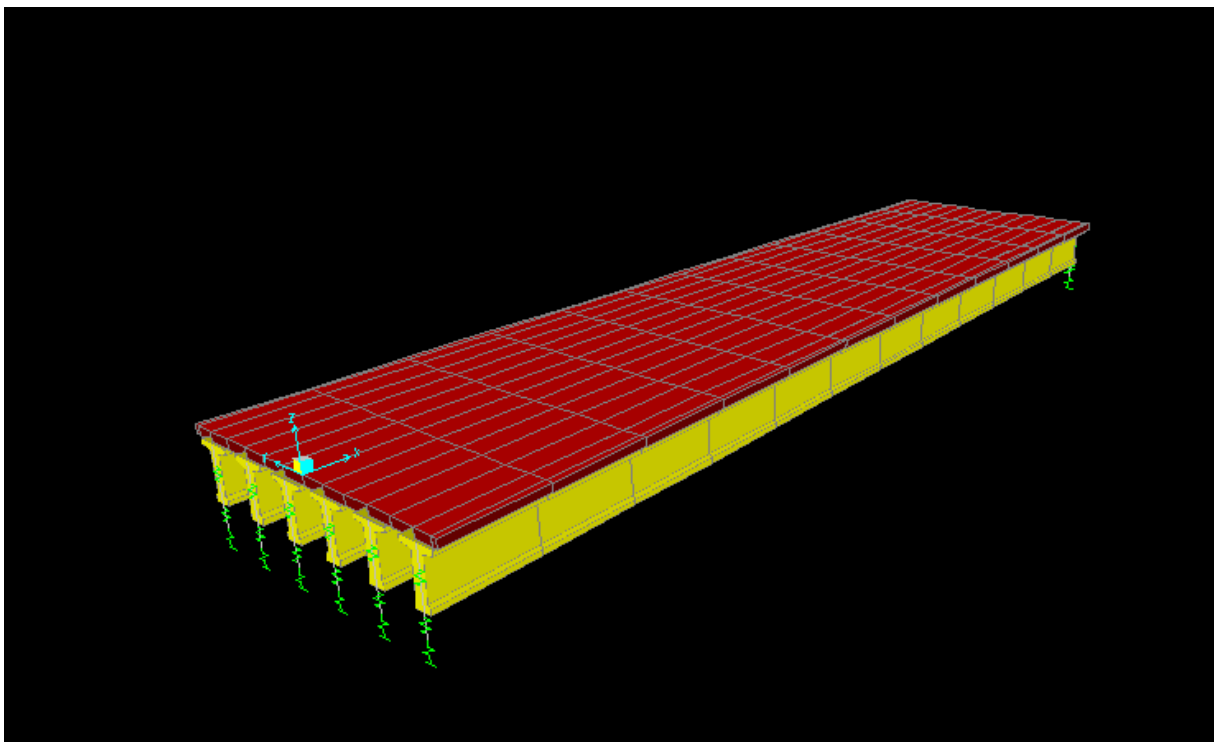


Figure 4-2:Modélisation de la dalle et de l'entretoise (SAP2000v14)

Puisque les résultats obtenus par les logiciels sont rapprochés, on a préféré prendre le plus défavorable.

#### 4.1- Moments fléchissant dans les poutres :

Cas de charge		Poutre de rive (KN.m)	Poutre intermediaire 01 (KN.m)	Poutre intermediaire 02 (KN.m)
Charges Permanente		<b>4536.48</b>	4075.53	3991.98
SurchargeA(I)		1356.29	1277.97	1309.97
Surcharge Bc	c	1153.40	1178.86	1247.15
	e	1856.50	1525.15	1324.81
Surcharge Mc120	c	1325.33	1464.75	1542.11
	e	2004.12	1780.37	1589.68
Surcharge D280	c	1115.37	1285.57	1360.48
	e	1578.39	1496.52	1481.03
Surcharge trottoir		101.80	75.73	<b>64.12</b>

**Tableau 4-1: Valeurs des moments fléchissant sous les actions non pondérées.**

#### 4.2- Valeurs nominales des charges

Les valeurs nominales à considérer sont celles du titre II du fascicule 61 du CPC (arrêté ministériel du 28-12-71), multipliées par les coefficients du tableau ci-après qui dépendent de l'état limite (ultime ou de service) et de la nature de la charge pour laquelle il est référé aux articles de ce titre II du fascicule 61. (CCTG, 1991a)



Charges	Nature de l'état limite	
	ELU	ELS
Charges de chaussées et effets annexes Charges sur remblais (articles 4, 5, 6, 7, 8)	1,07	1,20
- Charges militaires et charges exceptionnelles (art. 9 et 10)	1.00	1.00
- Charges sur trottoirs, passerelles piétons et gardes-corps	1.00	1.00

Tableau 4-2: Coefficients de pondérations

#### 4.3- Les valeurs des coefficients :

Les valeurs des coefficients relatifs aux charges sont fixées par l'annexe. (CCTG,1991b)

Action	ELU		EUS	
Charge permanent	1.35x1	<b>1.35</b>	1x1	<b>1</b>
Surcharge A(l)	1.5x1.07	<b>1.6</b>	1x1.2	<b>1.2</b>
Surcharge Bc	1.5x1.07	<b>1.6</b>	1x1.2	<b>1.2</b>
Surcharge Mc120	1.35x1	<b>1.35</b>	1x1	<b>1</b>
Surcharge trottoire	1.35x1	<b>1.35</b>	1x1	<b>1</b>
Surcharge D280	1.35x1	<b>1.35</b>	1x1	<b>1</b>

Tableau 4-3: Coefficients de pondérations finales.

#### 4.4- Les combinaisons d'action

Les combinaisons d'action à considérer sont les suivantes : (CCTG,1991b)

	ELU	ELS
<b>1</b>	<b>1.35 G + 1.6 A(l)</b>	<b>G + 1.2 A(l)</b>
<b>2</b>	<b>1.35 G + 1.6 BC(e)</b>	<b>G + 1.2 BC(e)</b>
<b>3</b>	<b>1.35 G + 1.6 BC(e)</b>	<b>G + 1.2 BC(e)</b>
<b>4</b>	<b>1.35 G + 1.35 Mc120(c)</b>	<b>G + Mc120(c)</b>
<b>5</b>	<b>1.35 G + 1.35 Mc120(e)</b>	<b>G + Mc120(e)</b>
<b>6</b>	<b>1.35 G + 1.35 D280(e)</b>	<b>G + D280(e)</b>

Tableau 4-4: Les combinaisons d'action à considérer

**4.5- Moment de Flexion sous la combinaison d’actions**

4.5.1- À l’état limite ultime (ELU)

Combinaison d’action	Poutre de rive (KN.m)	Poutre intermediaire 01 (KN.m)	Poutre intermediaire 02 (KN.m)
ELU 1	8431.74	7648.95	7571.69
ELU 2	8107.11	7490.37	<b>7471.18</b>
ELU 3	<b>9232.07</b>	8047.57	7595.43
ELU 4	8050.87	7581.61	7557.58
ELU 5	8967.24	8007.70	7621.80
ELU 6	8392.50	7624.50	7475.12

Tableau 4–5: Valeurs des moments fléchissant à l'ELU.

Le moment maximum est :

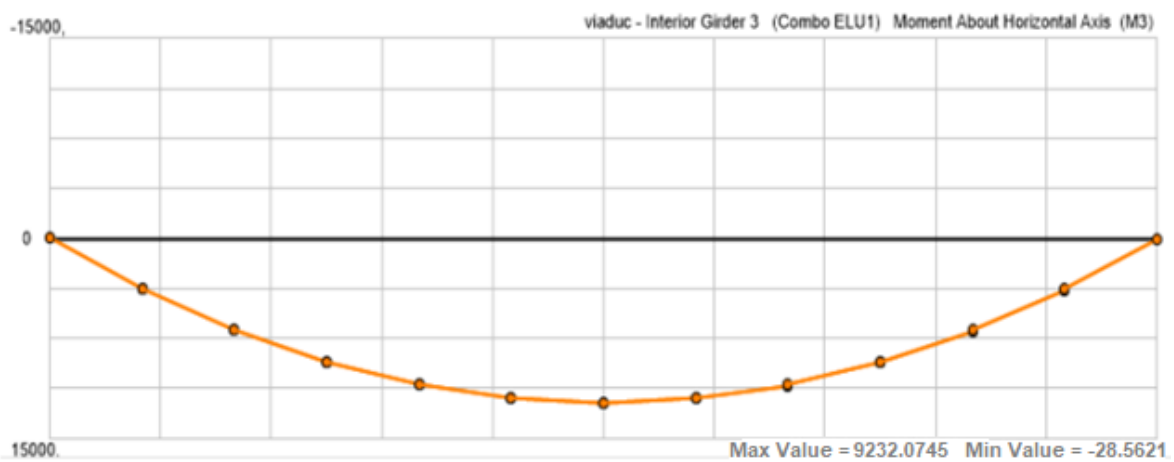


Figure 4-3: Le moment max a l'ELU sous la charge

4.5.2- À l'état limite de service (ELS) :

Combinaison d'action	Poutre de rive (KN.m)	Poutre intermediaire 01 (KN.m)	Poutre intermediaire 02 (KN.m)
ELS 1	6265.828	5684.824	5628.064
ELS 2	6022.36	5565.892	5552.68
ELS 3	<b>6866.08</b>	5981.44	5645.87
ELS 4	5963.61	5616.01	5598.21
ELS 5	6642.40	5931.63	5645.78
ELS 6	6216.67	5647.78	<b>5537.13</b>

Tableau 4-6: Valeurs des moments fléchissant à l'ELS.

Le moment maximum est :

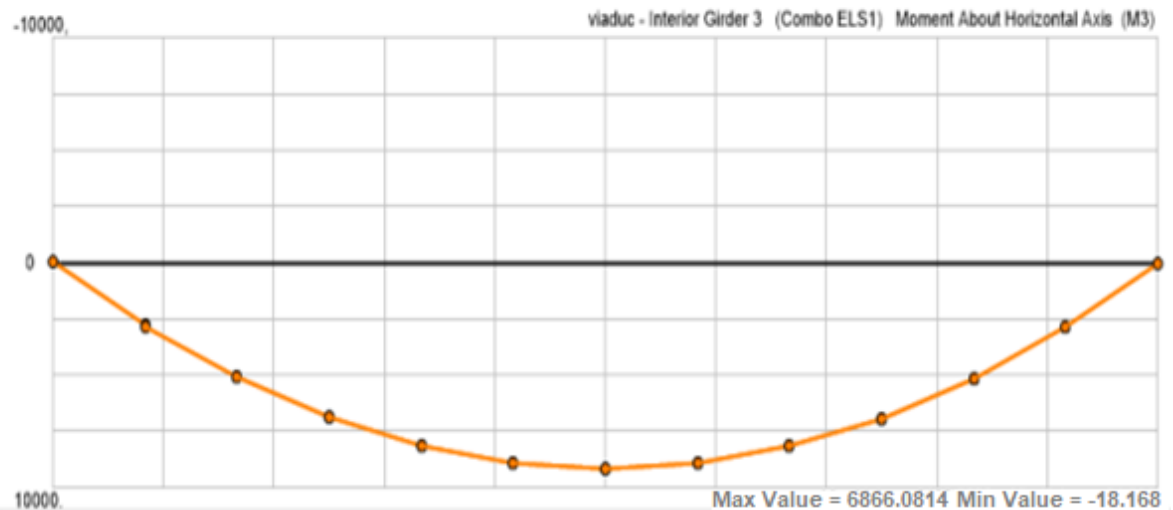


Figure 4-4: Le moment max a l'ELS sous la charge.

## 4.6- Les Efforts tranchants dans les poutres

Cas de charge		Poutre de rive (KN.m)	Poutre intermediaire 01 (KN.m)	Poutre intermediaire 02 (KN.m)
Charges permanente		<b>564.59</b>	562.53	542.60
Surcharge A(l)		152.53	187.50	195.76
Surcharge Bc	c	114.50	189.30	210.28
	e	258.49	230.88	208.99
Surcharge Mc120	c	127.20	148.51	159.08
	e	247.03	271.32	227.12
Surcharge D280	c	112.33	134.20	124.607
	e	168.05	172.34	159.15
Surcharge trottoire		14.98	8.42	<b>6.18</b>

Tableau 4-7: Valeurs des efforts tranchants sous les actions non

## 4.6.1- Les Efforts tranchants sous la combinaison d'actions :

## 4.6.1.1- À l'état limite ultime (ELU) :

Combinaison d'action	Poutre de Rive (KN.m)	Poutre intermediaire 01 (KN.m)	Poutre intermediaire 02 (KN.m)
ELU 1	1026.47	1070.78	1054.07
ELU 2	965.62	1073.66	1077.30
ELU 3	<b>1196</b>	1140.19	1075.24
ELU 4	954.14	<b>371.27</b>	955.61
ELU 5	1115.91	1137.06	1047.47
ELU 6	1009.29	1003.44	955.71

Tableau 4-8: Valeurs des efforts tranchant à l'ELU.

L'effort tranchant max est :

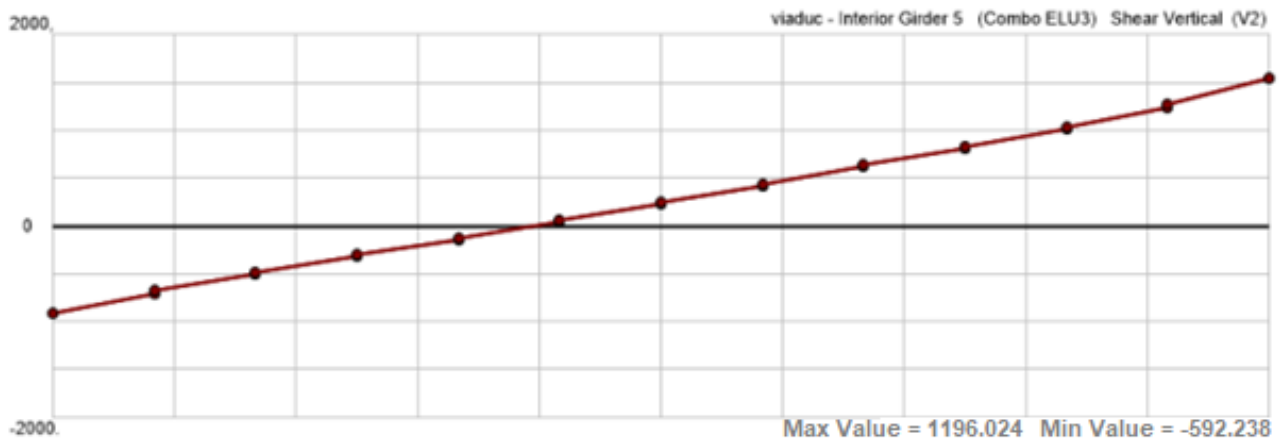


Figure 4-5: Effort tranchant max a l'ELU sous la charge Bc.

4.6.1.2- À l'état limite de service (ELS) :

Combinaison d'action	Poutre de rive (KN.m)	Poutre intermediaire 01 (KN.m)	Poutre intermediaire 02 (KN.m)
ELS 1	762.61	795.95	783.69
ELS 2	716.97	798.11	801.12
ELS 3	<b>889.76</b>	848	799.57
ELS 4	<b>706.77</b>	719.46	707.86
ELS 5	826.6	842.27	775.90
ELS 6	747.62	743.29	707.93

Tableau 4-9: Valeurs des efforts tranchant à l'ELS.

L'effort tranchant max est :

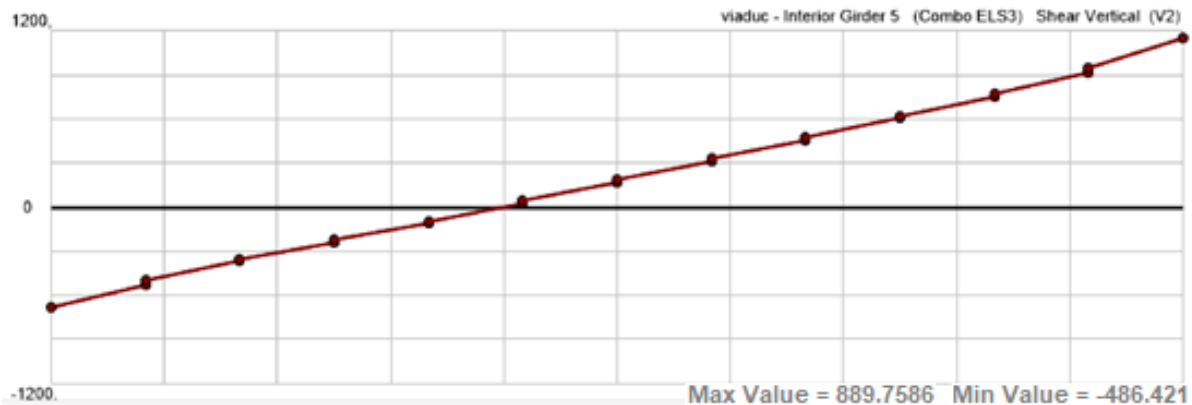


Figure 4-6: Effort tranchant max a l'ELS sous la charge Bc.

## 5- Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait un pré dimensionnement des éléments constructif du tablier a été effectué (dimensionnement de la géométrie des poutres, largeur du tablier, les équipements...etc.), et on a trouvé que la solution béton précontraint est composée d'une seule travée de 33,40m avec 06 poutres. Et on a déterminé l'âme des poutres a 02 sections variable (**T, I**) en béton précontraint.

Ainsi on a calculé les différents caractéristiques géométriques (moment d'inertie, moment statique ...etc.) pour les différentes sections transversales de la poutre (section d about et section médiane avec et sans hourdis). Et on a calculé détailler des charges et des surcharges a été effectuée. la détermination du poids propre du tablier de notre ouvrage ainsi que la définition de tous les cas de charge possible (poids de chaque convoi, la répartition transversale et longitudinale de chaque convoi, le nombre de système par fille...etc.).

Finalement on a utilisé logiciel (**Sap 2000 ver 14**) pour obtenir les moments fléchissant et les efforts tranchants maximale et minimale pour les deux combinaisons (L'ELU -L'ELS) pour déterminer les poutres les plus sollicités.

# CHAPITRE III

## 1- Introduction :

Le mot « précontraint », créé par E. FREYSSINET, signifie contrainte avant. Le béton précontraint est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaîtraient dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que fissuration, corrosion des aciers, béton tendu inutile. (Thonier, 1985)

## 2- Les principes de la précontrainte :

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

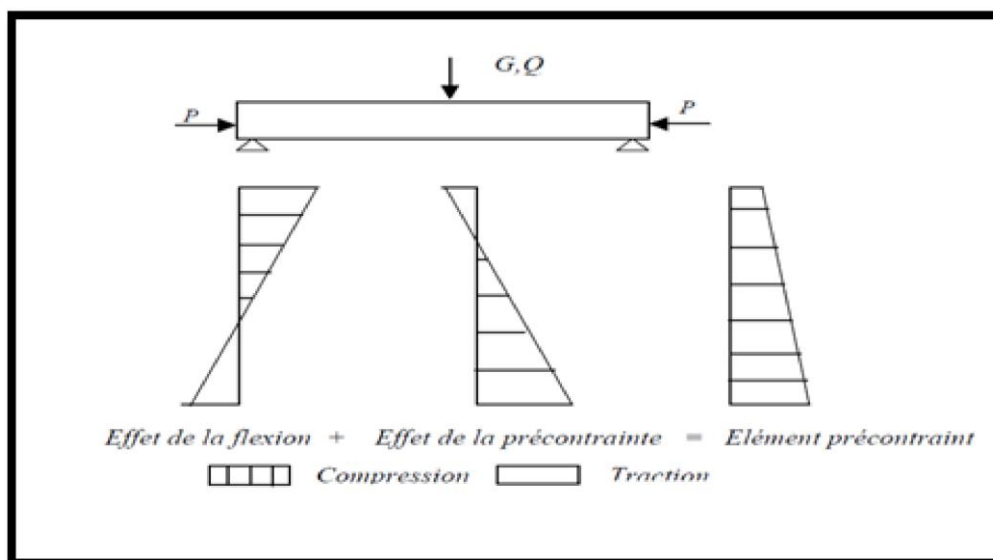


Figure 2-1: Les diagrammes des contraintes des éléments

Cette précontrainte peut être :

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

## 3- Mode de précontrainte :

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets (Thonier, 1985)

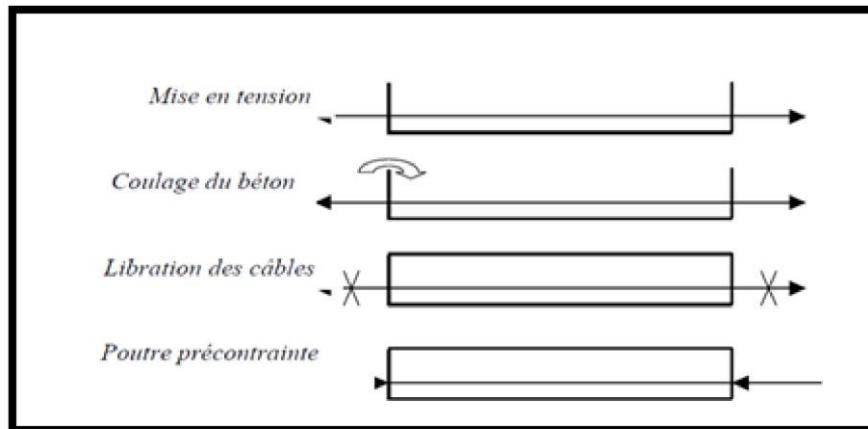
Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories : (Thonier, 1985)

### 3.1- Précontrainte par pré-tension :

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

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





**Figure 3-1: Les étapes de réalisations par pré-tension**

### 3.1.1- 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.

### 3.2- Précontrainte par post-tension :

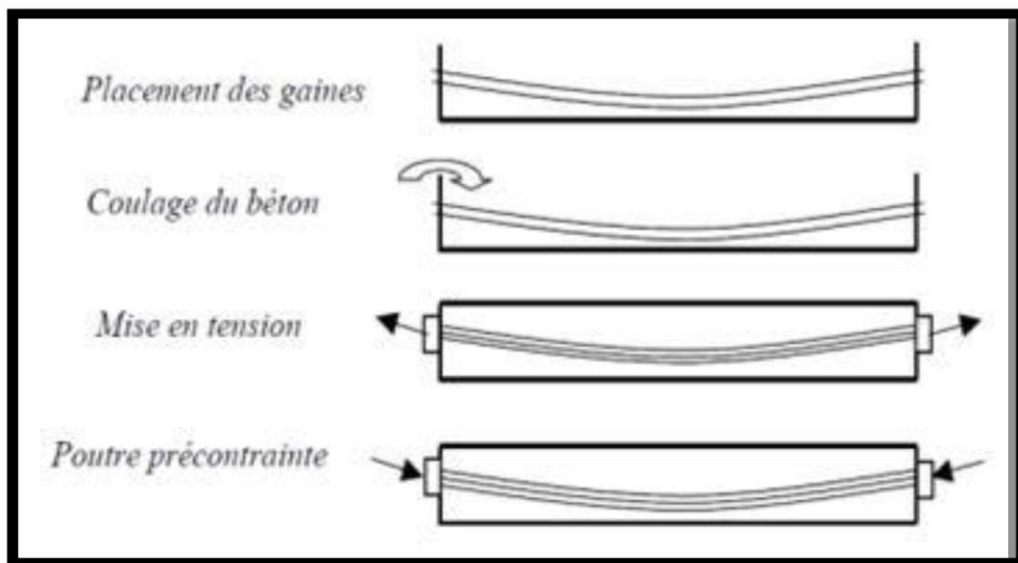
Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

La précontrainte par post tension se présente sous deux formes :

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

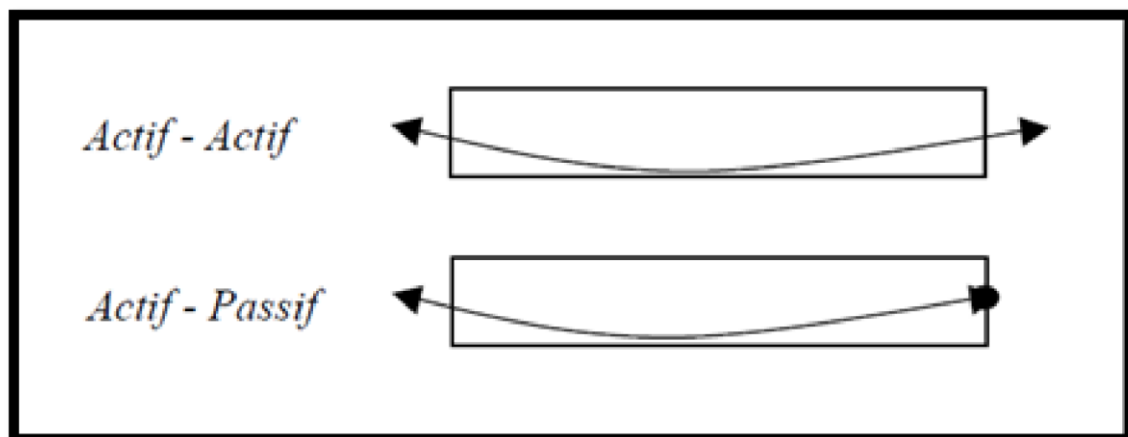
### 3.2.1- Les étapes générales de réalisation :

- 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 3-3)



**Figure 3-2: 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)



**Figure 3-3: Les deux modes de mis en tension**

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

- a) La protection des armatures de précontrainte contre la corrosion.
- b) 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 autre fois 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.

### 3.3- Comparaison des deux procédés :

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

#### 3.3.1- 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.

#### 3.3.2- 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

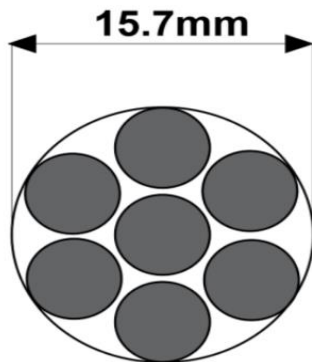
**3.4- Donner nécessaire aux calculs :**

**3.4.1- Caractéristiques de câble :**

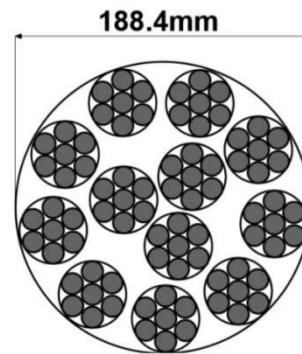
Le tableau ci-dessous indique les caractéristiques principales des torons les plus courants, utilisables avec le système de précontrainte Freyssinet selon la norme prEN10138-3. (Groupe Soletanche Freyssinet, 2014)

Classe (MPa)	Diamètre nominal (mm)	Section nominale (mm <sup>2</sup> )	Masse nominale (kg/m)	Charge de rupture garantie (F <sub>prg</sub> kN)	Limite élastique (F <sub>peg</sub> kN)	Relaxation maximale à 1000heures Sous 0,7f <sub>pk</sub> .	Allongement caractéristique sous charge maximal.
1T15	15,7	150	1,18	279	246	≤ 2,5%	≥ 3,5%
12T15	188,4	1800	14,16	3348	2952		

**Tableau 3-1:Caractéristiques de câble.**



**Figure 3-4:Torons de 7 fils Ø5.**



**Figure 3-5:Câble de 12 torons T15.**

3.4.2- Caractéristiques de gaine

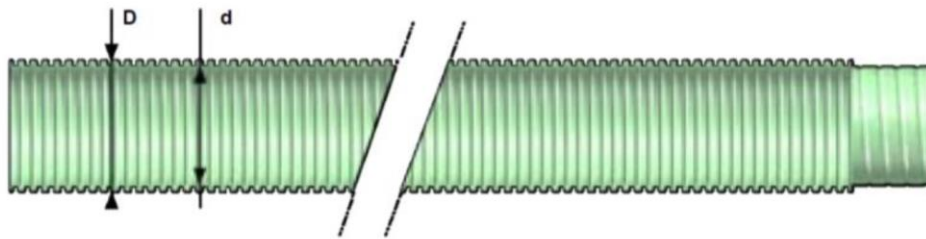


Figure 3-6: Diamètres de la gaine de câble ("ADD BETON", s.d.)

câble	Référenc e	Poids( Kg)	D(mm)	d(mm)	L(m)
12T15	GNE CO 105	0,63	117	100	200

Tableau 3-2: Caractéristiques de la gaine de câble. ("ADD BETON", s.d.)

3.4.3- Valeurs numériques des coefficients de frottement :

Dans le cas fréquent où les câbles sont constitués soit de fils tréfilés ronds et lisses, soit de torons, on peut, pour l'évaluation a priori des pertes de tension dues au frottement, s'appuyer sur les valeurs moyennes des coefficients f et j figurant au tableau ci-après : (CCTG, 1991b)

Cas	Nature des armatures	f		φ
		3 ≤ R ≤ 6(m)	R ≥ 6(en m)	
Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	(22-R) / 100	0.16	0.002
	Torons	(24-R) / 100	0.18	0.003

Tableau 3-3: Valeurs des coefficients de frottement

L'ensemble de ces éléments entraîne des dispersions très importantes puisque les mesures effectuées sur de nombreux chantiers montrent que les pertes à la transmission peuvent s'écarter de 25 % des estimations faites à partir des valeurs précédemment définies pour f et φ. (CCTG, 1991b)

3.4.4- Glissement à l'ancrage « g » :

Les pertes d'allongements g (recul à l'ancrage) sont de 6 à 8 mm lors de la mise en tension pour les torons. Il est possible toutefois d'ajuster la tension à la valeur voulue en utilisant un bloc d'ancrage extérieur et bague de callage. L'auteur du projet décide de préconiser cette

opération si l'abaissement de la tension à l'extrémité du câble a un effet sur les sections d'acier déterminantes de l'ouvrage. (CCTG, 1991b)

### 3.5- Calcul de la précontrainte :

#### 3.5.1- La classe de la section :

Le marché fixe les conditions de rattachement aux différentes classes. Les classes correspondantes sont des classes de vérification et non pas des classes de qualité. (CCTG,1991b)  
La classe II est particulièrement destinée aux éléments exposés à une ambiance agressive (cas de certains bâtiments industriels) et à ceux qui comportent de nombreux joints. (CCTG,1991b).

#### 3.5.2- La section de calcul :

La section nette c'est la section totale du béton avec déduction des conduits et ancrages. Elle est utilisée pour le calcul des contraintes à l'ELS en classe I et II. (Yazid, 2005)

Il est admis de ne pas soustraire les vides transversaux s'ils satisfont simultanément aux conditions suivantes : (CCTG, 1991b)

1- Ils sont injectés.

2- La plus grande dimension de ces vides, perpendiculairement au plan moyen.

Une fois les gaines injectées, devient adhérent au reste du béton et donc participe à la résistance de la section. (CCTG, 1991b)

Les paragraphes qui sont au-dessus, nous aidions de justifier notre choix de la section de calcul, alors on utilise, la section brute la plus sollicitée (à mi- travée avec dalle)

#### 3.5.3- Calcul des contraintes :

Le béton utilisé dans la fabrication des poutres c'est RN35,  $f_{c28}=35\text{MPa}$ .

$f_{c28}$  c'est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \Rightarrow f_{t28}=2.7\text{MPa}$$

##### 3.5.3.1- Contrainte admissible à la compression :

Le marché peut autoriser une limite supérieure à 0,50  $f_{c28}$  mais en toute hypothèse inférieure à 0,60  $f_{c28}$ . (CCTG, 1991b)

##### 3.5.3.2- Contrainte admissible à la traction :

En classe II, le calcul des contraintes normales est toujours effectué sur la section non fissurée. Il doit être vérifié que les contraintes de traction du béton sont limitées aux valeurs suivantes : (CCTG, 1991b)

En situation d'exploitation,  $f_{tj}$  dans la section d'enrobage, 1,5  $f_{tj}$  ailleurs

Contrainte	Calcul	Résultats (MPa)
$\sigma_{cs}$	$0.5 \times 35$	<b>17.5</b>
$\bar{\sigma}_{ci}$	$0.6 \times 35$	<b>21</b>
$\sigma_{ts}$	$1.5 \times -2.7$	<b>-4.05</b>
$\sigma_{ti}$	$1 \times -2.7$	<b>-2.7</b>

Tableau 3-4:Récapitulatif de contrainte admissible

### 3.5.4- Les sollicitations de calcul

Les moments à considérer sont celle de la section définie au titre (la section de calcul), de valeur cite au (Tableau 2-24) (poutre 5 sous la charge AL) à l'ELS.

$$M_{\max} = 6.866 \text{ MN.m}$$

$$M_{\min} = 5.537 \text{ MN.m}$$

$$M_Q = 1.329 \text{ MN.m}$$

Avec :

$M_{\max}$  : Moment à l'ELS1 de charge (charge

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

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

<b>Section B</b> (cm <sup>2</sup> )	9233
<b>Vi = S/B</b> (cm)	119,16
<b>Vs = h-Vi</b> (cm)	55,5
<b>IG = I -B × Vi<sup>2</sup></b> (cm <sup>4</sup> )	28057637,33
<b>ρ = / (B× Vi× Vs)</b> ( % )	45,67

Tableau 3-5:Caractéristiques géométriques de la poutre médiane + hourdis

3.5.5- Section sous critique :

Si tous les segments de passage sont à l'intérieur de la zone qui permet un enrobage suffisant, la section est dite sous critique. (Yazid, 2005)

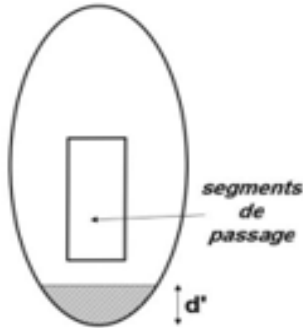


Figure 3-7: Passage de câble moyenne de la Section sous critique.

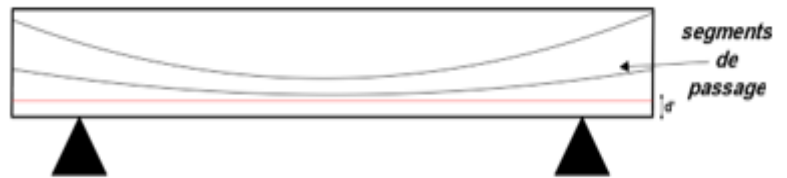


Figure 3-8: Vue longitudinale de passage de câble moyenne.

$$\begin{aligned}
 P_{\text{sous}} &= \frac{\Delta M + \rho \times B(v \times \bar{\sigma} + v \times \bar{\sigma})}{\rho \times h} \\
 &= \frac{1.329 + 0.4567 \times 0.9233[0.555 \times (-2.7) + 1.19 \times (-4.05)]}{0.4567 \times 1.75} \\
 &\Rightarrow P_{\text{sous}} = -1.67 \text{ MN}
 \end{aligned}$$

3.5.6- Section sur critique :

Si le segment de passage à une de ses frontières découpe la zone d'enrobage (segment ouvert), la section est dite sur critique. (Yazid, 2005)

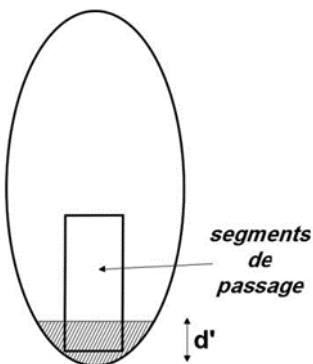


Figure 3-9: Passage de câble moyenne de la Section sur critique.

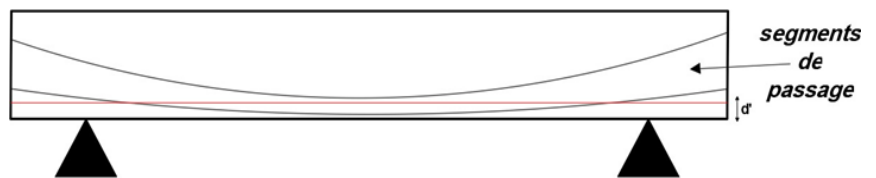


Figure 3-10: Vue longitudinale de passage de câble moyenne.



$$P_{sur} = \frac{M \max + \frac{iG \times \sigma \tau i}{v'}}{V' + \rho V - d'} = \frac{6.866 + \left[ \frac{0.28 \times (-2.7)}{1.19} \right]}{1.19 + [(0.4567 \times 0.555) - 0.175]}$$

$$\Rightarrow P_{sur} = 4.91 \text{ MN}$$

$$P = \max (P_{sous} ; P_{sur}) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{P = 4.91 \text{ MN}}$$

Donc la section est sur-critique.

### 3.5.6.1- Détermination de l'excentricité « e<sub>0</sub> » :

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

$$\text{Phase I: } e_0 = -(0.84 - 0,150) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{e_0 = -0.69 \text{ m}}$$

$$\text{Phase II: } e_0 = -(1.19 - 0,150) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{e_0 = -1.04 \text{ m}}$$

### 3.5.7- Détermination du nombre des câbles :

On calcule la nouvelle valeur de la précontrainte « P<sub>0</sub> » à partir de la section sur-critique et une perte de 25%.

$$P_0 = \frac{p}{0.98 - 1.2 \times \frac{\Delta p}{P_0}} \quad P_0 = \frac{4.91}{0.98 - 1.2 \times 0.25} \quad \Delta p = 0.25 P_0$$

$$\Rightarrow \mathbf{P_0 = 7.22 \text{ MN}}$$

### 3.5.8- Valeur maximale de la tension à l'origine :

La tension à l'origine doit être au plus égale aux valeurs limites autorisées par :(CCTG, 1991b)

- l'arrêté d'agrément des aciers utilisés ;

- l'arrêté d'agrément du procédé de précontrainte, dans le cas de la post tension.

Elle ne doit pas non plus dépasser la plus faible des valeurs suivantes : (0.8f<sub>prg</sub> ou 0.9f<sub>peg</sub>)

$$\sigma_{p0} = \min(0.8f_{prg} , 0.9f_{peg} )$$

**Avec :**

**f<sub>prg</sub>** : Contrainte garantie à la ruine  $F_{prg}/A_p$ .

**f<sub>peg</sub>** : Contrainte garantie élastique  $F_{peg}/A_p$ .

**A<sub>p</sub>** : La section de câble.

**σ<sub>p0</sub>** : Contrainte à l'origine.

$$\sigma_{p0} = \min\left(0.8 \times \frac{3.348}{150 \times 10^{-6} \times 12}; 0.9 \times \frac{2.952}{150 \times 10^{-6} \times 12}\right)$$

$$\sigma_{p0} = \min(1488 ; 1487.7)$$

$$\Rightarrow \sigma_{p0} = 1487.7 \text{ MPa}$$

**3.5.9- Détermination du nombre de câble :**

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

**Avec :**

**P :** Précontrainte développées pour un câble

**N :** Nombre des câbles.

$$P = \sigma_{p0} \times A_p = 1487.7 \times 150 \times 12 \times 10^{-6}$$

$$\Rightarrow P = 2.6778 \text{ MN}$$

$$n = \frac{P_0}{P} = \frac{7.22}{2.6778}$$

$$\Rightarrow n = 2.69$$

On prend le nombre des câbles égaux à **3 (12T15)**

**3.5.9.1- La nouvelle valeur de la précontrainte :**

$$P_0 = n \times P$$

$$P_0 = 3 \times 2.6778$$

$$P_0 = 8.0334 \text{ MN}$$

Précontrainte $P_{\max} = P_{\text{sur}}$ (MN)	L'excentricité « e <sub>0</sub> » (m)		Nombre de câbles	Précontrainte initiale P <sub>0</sub> (MN)
	Phase I	Phase II		
4.91	-1.04	-0.69	3	8.0334

**Tableau 3-6:Résumé des câbles de la précontrainte.**

**3.6- Justification de la flexion**

**3.6.1- Justification à l'ELS :**

La précontrainte est représentée par une valeur de calcul Pd qui est la plus défavorable de deux valeurs caractéristiques P1 et P2, pour les justifications vis-à-vis des états limites de service. (CCTG,1991b)

Dans le cas général, elles sont définies par :

$$\begin{cases} P1(x, t) = 1,02 P0 - 0,80 \Delta P(x, t) \\ P2(x, t) = 0,98 P0 - 1,20 \Delta P(x, t) \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P1 = 1.02 (8.0334) - 0.80 (0.25 \times (8.0334)) \\ P2 = 0.98 (8.0334) - 1.20 (0.25 \times (8.0334)) \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} P1 = 6.5873 \text{ MN} \\ P2 = 5.4627 \text{ MN} \end{array} \right.$$

**3.6.1.1- Phase I : situation d'exécution (poutre sans dalle) :**

En situation d'exécution, la formulation des combinaisons de calcul s'identifie à celle des combinaisons rares. (CCTG, 1991b)

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées : (Thonier, 1985)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{IG} + \frac{M_{min} \times v}{IG} + \frac{1.2 \times MQ \times V}{IG} > \sigma_{ts} = -4.5 \text{ MPa} \\ \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v'}{IG} - \frac{M_{min} \times v'}{IG} - \frac{1.2 \times MQ \times V'}{IG} < \sigma_{ci} = 21 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

P <sub>1</sub>				
P1/B	P1 × e × v/IG	M <sub>min</sub> × v/IG	1.2 × MQ × V/IG	Résultat (MPa)
12.9 / 2	-21.41	26.08	7.51	25.10
P1/B	-P1 × e × v'/IG	-M <sub>min</sub> × v'/IG	-1.2 × MQ × v'/IG	Résultat (MPa)
12.9 / 2	27.67	-33.70	-9.71	-2.82

**Tableau 3-7: Les contraintes de P1 sous combinaisons rares.**

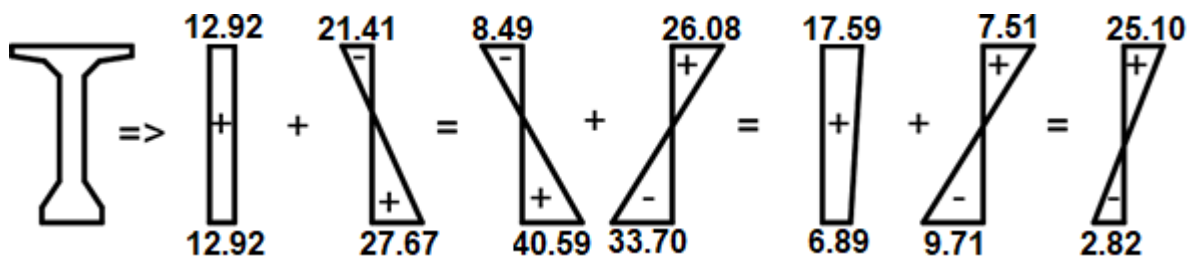


Figure 3-11: Les diagrammes de contrainte de P1 sous combinaisons rares.

Alors :

$25.10 > -4.5 \text{ MPa} \implies$  condition vérifiée.

$-2.82 < 21 \text{ MPa} \implies$  condition vérifiée.

P <sub>2</sub>				
P2/B	$P2 \times e \times v'IG$	$M_{min} \times v'IG$	$1.2 \times MQ \times v'IG$	Résultat (MPa)
10.7 1	-17.75	26.08	7.51	26.55
P2/B	$-P2 \times e \times v'IG$	$-M_{min} \times v'IG$	$-1.2 \times MQ \times v'IG$	Résultat (MPa)
10.7 1	22.94	-33.70	-9.71	-9.76

Tableau 3-8: Les contraintes de P2 sous combinaisons rares.

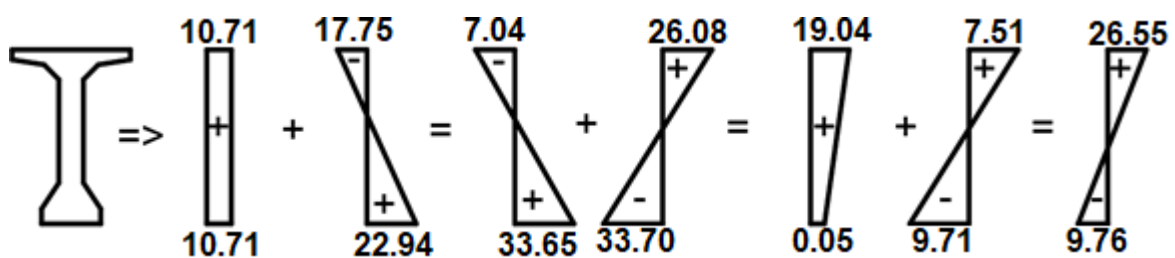


Figure 3-12: Les diagrammes de contrainte de P2 sous combinaisons rares.

Alors :

$26.55 > -4.5 \text{ MPa} \implies$  condition vérifiée.

$-9.76 < 21 \text{ MPa} \implies$  condition vérifiée.

3.6.1.2- Phase II : situation d'exploitation (poutre avec dalle) :

En situation d'exploitation, toutes ces combinaisons sont effectivement à prendre en compte dans la mesure où elles peuvent être déterminantes. (CCTG, 1991b)

Quasi-permanente : P+G

Fréquente : P+G+0.72Q

Rare : P+G+1.2Q

Combinaison Quasi-permanente :

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées : (Thonier, 1985)

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{IG} + \frac{M_{min} \times v}{IG} &> \sigma_{ts} = -4.5 \text{ MPa} \\ \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v'}{IG} - \frac{M_{min} \times v'}{IG} &< \sigma_{ci} = 21 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

P <sub>1</sub>			
P/B	P × e × v / IG	M <sub>min</sub> × v / IG	Résultat (MPa)
7.16	-13.58	10.975	4.555
P/B	-P × e × v' / IG	-M <sub>min</sub> × v' / IG	Résultat (MPa)
7.16	29.12	-23.53	12.75

Tableau 3-9: Les contraintes de P1 sous la combinaison quasi-permanente.

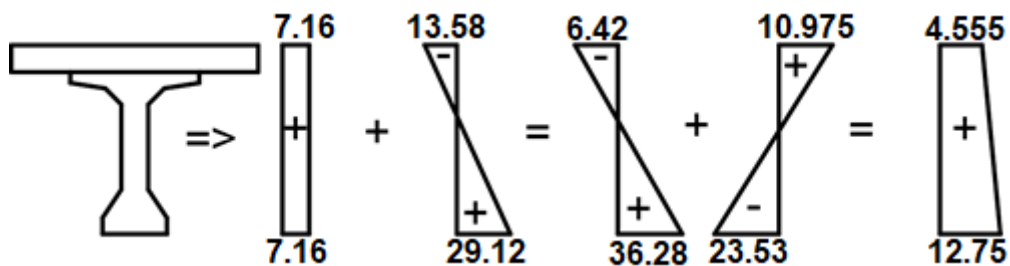


Figure 3-13: Les diagrammes de contrainte de P1 sous quasi-permanente.

Alors :

4.555 > -4.5 MPa ==> condition vérifiée.

12.75 < 21 MPa ==> condition vérifiée.

P2			
P2/B	$P2 \times e \times v / IG$	$M_{min} \times v / IG$	Résultat (MPa)
5.94	-11.26	10.975	5.655
P2/B	$-P2 \times e \times v' / IG$	$-M_{min} \times v' / IG$	Résultat (MPa)
5.94	24.145	-23.53	6.555

Tableau 3-10: Les contraintes de P2 sous la combinaison quasi-permanente.

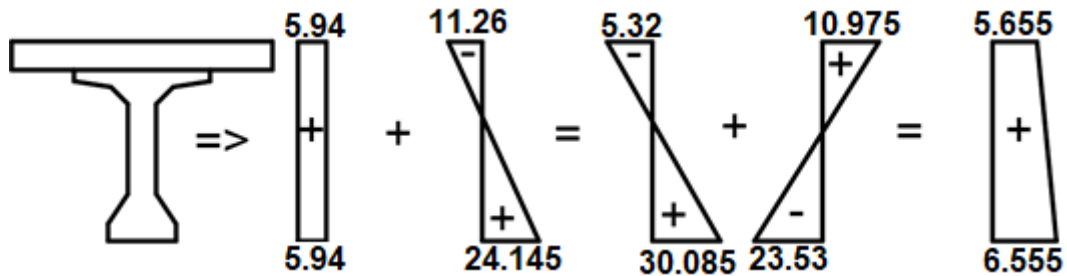


Figure 3-14: Les diagrammes de contrainte de P2 sous la combinaison quasi-permanente.

Alors :

$5.655 > -4.5 \text{ MPa} \implies$  condition vérifiée.

$6.555 < 21 \text{ MPa} \implies$  condition vérifiée.

### Combinaison Fréquente

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées : (Thonier, 1985)

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{IG} + \frac{M_{min} \times v}{IG} + \frac{0.72 \times MQ \times V}{IG} &> \sigma_{ts} = -4.5 \text{ MPa} \\ \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v'}{IG} - \frac{M_{min} \times v'}{IG} - \frac{0.72 \times MQ \times V'}{IG} &< \sigma_{ci} = 21 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

P1				
P1/B	$P1 \times e \times v / IG$	$M_{min} \times v / IG$	$0.72 \times MQ \times V / IG$	Résultat (MPa)
7.16	-13.58	10.975	1.90	6.455
P1/B	$-P1 \times e \times v' / IG$	$-M_{min} \times v' / IG$	$-0.72 \times MQ \times v' / IG$	Résultat (MPa)
7.16	29.12	-23.53	-4.07	8.68

Tableau 3-11: Les contraintes de P1 sous la combinaison

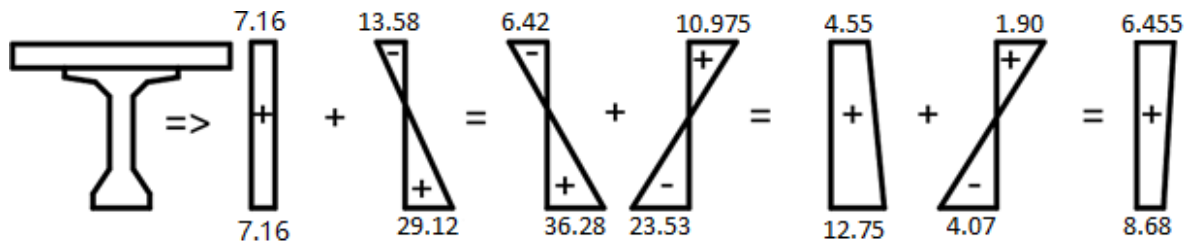


Figure 3-15: Les diagrammes de contrainte de P1 sous la combinaison fréquente.

Alors :

$6.455 > -4.5 \text{ MPa} \implies$  condition vérifiée.

$8.68 < 21 \text{ MPa} \implies$  condition vérifiée.

P <sub>2</sub>				
P2/B	$P2 \times e \times v / IG$	$M_{min} \times v / IG$	$0.72 \times MQ \times V / IG$	Résultat (MPa)
5.94	-11.26	10.975	1.90	7.555
P2/B	$-P2 \times e \times v' / IG$	$-M_{min} \times v' / IG$	$-0.72 \times MQ \times v' / IG$	Résultat (MPa)
5.94	24.145	-23.53	-4.07	2.485

Tableau 3-12: Les contraintes de P2 sous la combinaison fréquente.

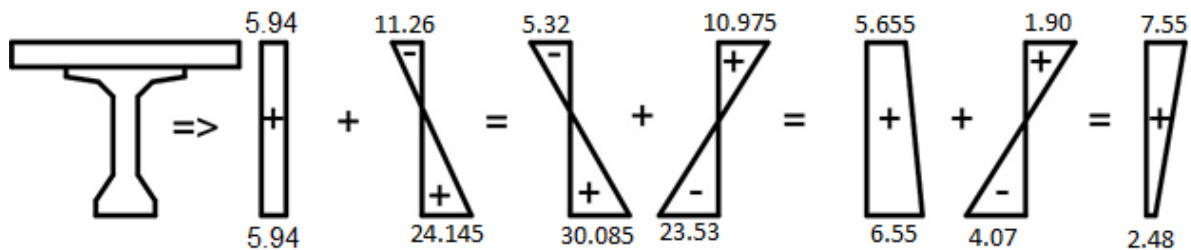


Figure 3-16: Les diagrammes de contrainte de P2 sous la combinaison

Alors :

$7.555 > -4.5 \text{ MPa} \implies$  condition vérifiée.

$2.485 < 21 \text{ MPa} \implies$  condition vérifiée.

**Combinaison rare :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées : (Thonier, 1985)

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times v}{IG} + \frac{M_{min} \times v}{IG} + \frac{1.2 \times MQ \times V}{IG} &> \sigma_{ts} = -4.5 \text{ MPa} \\ \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times v'}{IG} - \frac{M_{min} \times v'}{IG} - \frac{1.2 \times MQ \times V'}{IG} &< \sigma_{ci} = 21 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

P <sub>1</sub>				
P/B	$\frac{P \times e \times v}{IG}$	$\frac{M_{min} \times v}{IG}$	$\frac{1.2 \times MQ \times V}{IG}$	Résultat (MPa)
7.16	-13.58	10.975	3.16	7.715
P/B	$-\frac{P \times e \times v'}{IG}$	$-\frac{M_{min} \times v'}{IG}$	$-\frac{1.2 \times MQ \times V'}{IG}$	Résultat (MPa)
7.16	29.12	-23.53	-6.78	5.97

Tableau 3-13: Les contraintes de P1 sous la combinaison rare.

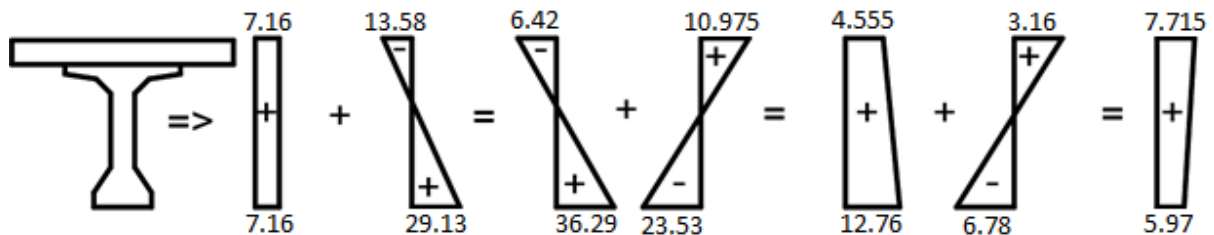


Figure 3-17: Les diagrammes de contrainte de P1 sous la combinaison rare.

Alors :

7.715 > -4.5 MPa====>condition vérifiée.

5.97 < 21 MPa====>condition vérifiée.



P2				
P2/B	$P2 \times e \times v / IG$	$M_{min} \times v / IG$	$1.2 \times MQ \times V / IG$	Résultat
5.94	-11.26	10.975	3.16	8.815
P2/B	$-P2 \times e \times v' / IG$	$-M_{min} \times v' / IG$	$1.2 \times MQ \times v' / IG$	Résultat
5.94	24.145	-23.53	-6.78	-0.225

Tableau 3-14: Les contraintes de P2 sous la combinaison rare.

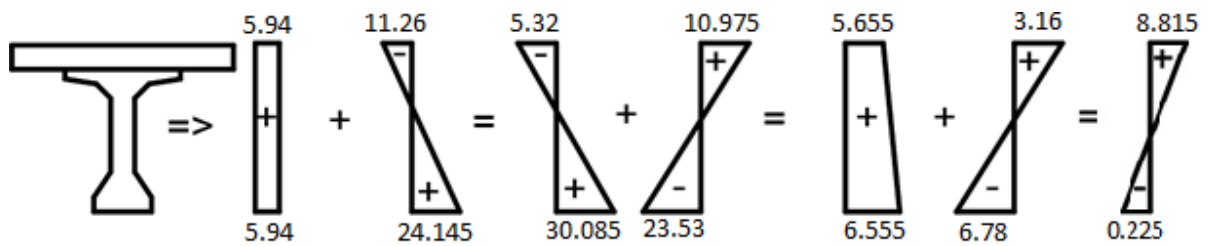


Figure 3-18: Les diagrammes de contrainte de P2 sous la combinaison rare.

Alors :

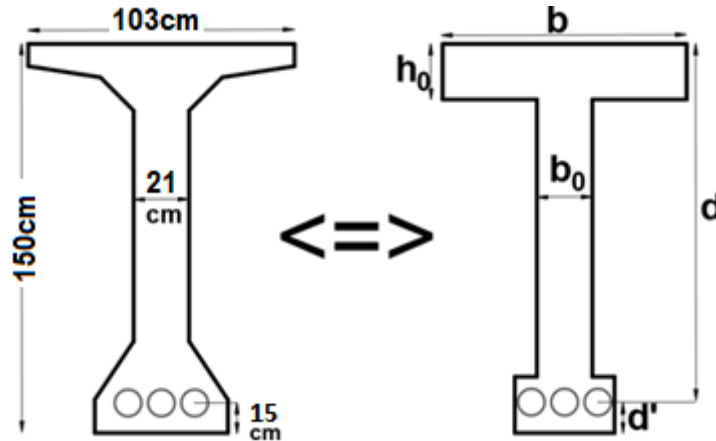
$8.815 > -4.5 \text{ MPa}$  condition vérifiée.

$-0.225 < 21 \text{ MPa}$  condition vérifiée.

**3.7- Justification à l'ELU :**

**3.7.1- Phase I : situation d'exécution (poutre sans dalle).**

Pour vérifier les déformations à l'ELU on adopte une section simplifiée (Figure) de la même résistance mécanique de poutre réelle selon. (Thonier, 1985)



**Figure 3-19:La poutre de calcul en Phase I**

**Calcul du moment résistant de la partie extérieure de la table « Mt »**

$$M_t = (b - b_0) \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bc}$$

$$M_t = (1.03 - 0.21) \times 0.27 \times \left(1.35 - \frac{0.27}{2}\right) \times 19.83$$

$$\Rightarrow M_t = 5.33 \text{ MN.m}$$

$M_t = 5.33 \text{ MN.m} < M_u = 6.866 \text{ MN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la nervure.

Dans ce cas, le moment à reprendre par la nervure :  $M_n = M_u - M_t$

$$M_n = 6.866 - 5.33 \Rightarrow M_n = 1.536 \text{ MN.m}$$

**Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_n}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.536}{0.21 \times 1.35^2 \times 19.83} \Rightarrow \mu = 0.20$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.28$$

La connaissance de la position de la fibre neutre permet d'écrire une relation entre l'allongement de l'acier  $\langle\langle \Delta \epsilon_s \rangle\rangle$  et le raccourcissement de béton  $\langle\langle \epsilon_b \rangle\rangle$  (Thonier, 1985)

$$\Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_b \frac{1-\alpha}{\alpha} = 3.5 \frac{1-0.28}{0.28} \Rightarrow \Delta\varepsilon_3 = 9 \text{ ‰}$$

### Détermination de $\sigma_1$ et $\varepsilon_1$ :

La précontrainte est représentée par une valeur de calcul  $P_d$  qui est la valeur probable  $P_m$  pour les justifications vis-à-vis des états limites ultimes. (CCTG, 1991b)

$$P_m(x, t) = P_0 - \Delta P(x, t)$$

$P_0$  Représentant la précontrainte (l'origine correspondant à la tension  $\sigma_{p0}$  et  $\Delta P(x, t)$  la perte de précontrainte au point d'abscisse  $x$ , à l'instant  $t$ . (CCTG, 1991b)

Avec :

**Ap** : Section totale des aciers actifs

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

$$p_m = P_0 \times 0.25P_0 = \frac{P_1 + P_2}{2} = \frac{6.5873 + 5.4627}{2} = 6.025 \text{ MN}$$

$$\sigma_1 = \frac{6.025}{3 \times 12 \times 150 \times 10^{-6}} \Rightarrow \sigma_1 = 1115.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 1115.73 \text{ MPa} < \sigma_{p0} = 4463.10 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Domaine élastique}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E_p} = \frac{1115.73}{1.9 \times 10^5} = 0.005869 \Rightarrow \varepsilon_1 = 5.869 \text{ ‰}$$

### Détermination de $\sigma_2$ et $\varepsilon_2$

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

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

Avec :

$\sigma_c$ : La contrainte du *be<sup>r</sup>ton* au niveau du câble.

$M_g$ : Moment dus au poids propre.

$$\sigma_c = \frac{6.025}{0.51} + \frac{6.025 \times (0.69)^2}{0.35} - \frac{5.537 \times -0.69}{0.35} \Rightarrow \sigma_c = 30.92$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + 5\sigma_c \Rightarrow \sigma_2 = 1115.7 + 5 \times 30.92$$

$$\sigma_2 = 1270.30 \text{ MPa} < \sigma_{p0} = 4463.10 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Domaine élastique}$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E_p} = \frac{1270.30}{1.9 \times 10^5} = 0.006685 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_2 = 6.685\text{‰}$$

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

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

$$\varepsilon_3 = 6.376 + 9 = 15.37\text{‰} .$$

La valeur de  $\langle\langle\sigma_3\rangle\rangle$  par approximations successives de l'équation suivant : (Thonier, 1985)

$$u = \left[ \frac{1}{100} \times \left( \varepsilon_3 - \frac{\sigma_3}{E_p} \right) \right]^{0.2} \quad \text{et} \quad \sigma_3 = (u + 0.9) f_{peg} / \gamma_p$$

On propose des valeurs pour  $\langle\langle\sigma_3\rangle\rangle$  et on calcul  $\langle\langle u \rangle\rangle$  ainsi «  $\sigma_3$  »

$$\sigma_3 = 2390 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad u = 0.02 \Rightarrow \quad \sigma_3 = 2394 \text{MPa}$$

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

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

**Avec :**

**$F_b$  :** Effort normal de béton.

**$F_t$  :** Effort normal de la table de compression

$$F_b = 0.8 \times b_0 \times d \times \alpha \times \sigma_{bc}$$

$$= 0.8 \times 0.21 \times 1.35 \times 0.28 \times 19.83 \Rightarrow F_b = 1.26 \text{MN}$$

**-Pour la table extérieure à l'âme**

$$F_t = (b - b_0) \times h_0 \times \sigma_{bc} = (1.03 - 0.21) \times 0.27 \times 19.83 \Rightarrow F_t = 4.39 \text{MN}$$

$$A_p = 3 \times 12 \times 150 \times 10^{-6} = 0.0054 \text{m}^2 \geq \frac{1.26 + 4.39}{2394} = 0.00236 \text{m}^2$$

$\Rightarrow$  L'inéquation est vérifiée

3.7.2- Phase II : situation d'exploitation (poutre avec dalle).

Pour vérifier les déformations à l'ELU on adopte une section simplifiée (Figure) de la même résistance mécanique de poutre réelle selon (Thonier,1985)

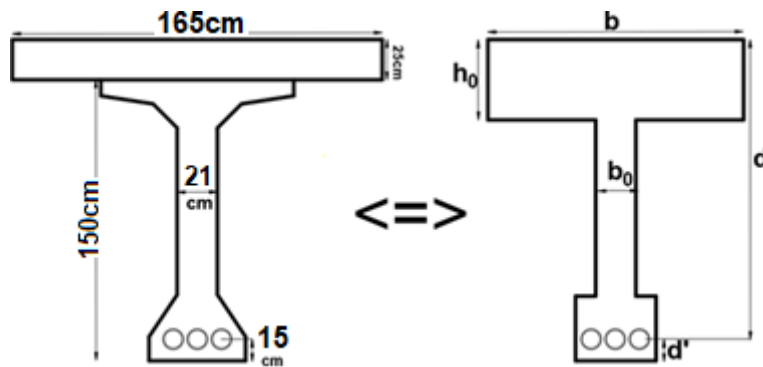


Figure 3-20:La poutre de calcul en Phase II.

Calcul du moment résistant de la partie extérieure de la table «  $M_t$  » :

$$M_t = (b - b_0) \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bc}$$

$$M_t = (1.65 - 0.21) \times 0.52 \times \left(1.6 - \frac{0.52}{2}\right) \times 19.83$$

$$\Rightarrow M_t = 19.897 \text{ MN.m}$$

$-M_t = 19.897 \text{ MN.m} > M_u = 6.866 \text{ MN.m} \Rightarrow$  l'axe neutre est dans la table.

Dans ce cas, on considère que :

- $M_n = M_u$

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

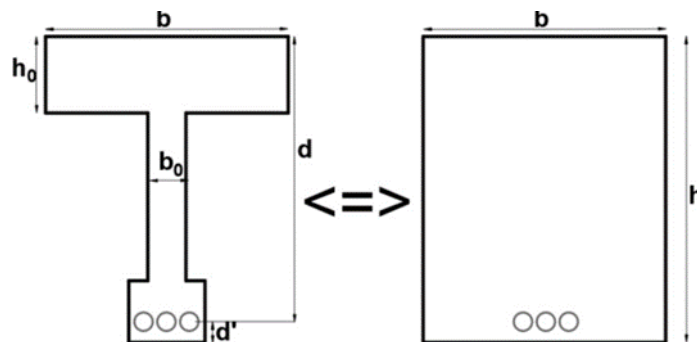


Figure 3-21:La section rectangulaire (b x h).

**Calcul du moment réduit**

$$\mu = \frac{M_n}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.866}{1.65 \times 1.6^2 \times 19.83} \Rightarrow \mu = 0.082$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.107$$

La connaissance de la position de la fibre neutre permet d'écrire une relation entre l'allongement de l'acier «  $\Delta\varepsilon_3$  » et le raccourcissement de béton «  $\varepsilon_b$  ». (Thonier, 1985)

$$\Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_b \frac{1-\alpha}{\alpha} = 3.5 \frac{1-0.107}{0.107} \Rightarrow \Delta\varepsilon_3 = 29.21\%_0 > 10\%_0, \text{ limitons } \Delta\varepsilon_3 = 10\%_0$$

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

$$\varepsilon_3 = \varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3 \text{ (Pour } \langle\langle \varepsilon_2 \rangle\rangle \text{ voir Phase I)}$$

$$\varepsilon_3 = 6.25 + 10 = 16.25\%_0$$

On détermine  $\langle\langle \sigma_3 \rangle\rangle$  la même  $f_a^{9^{on}}$  que la (Phase 1) :

$$\sigma_3 = 2780MPa \Rightarrow u = 0.02 \Rightarrow \sigma_3 = 2783MPa$$

**Vérification du ferrailage pour une section rectangulaire**

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

**Les résultantes de compression du béton de la table**

$$F_t = (b - b_0) \times h_0 \times \sigma_{bc} = (1.65 - 0.21) \times 0.52 \times 19.83 \Rightarrow F_t = \mathbf{14.848MN}$$

$$A_p = 3 \times 12 \times 150 \times 10^{-6} = 0.0054m^2 \geq \frac{14.848}{2693} = 0.0053m^2$$

$\Rightarrow$  L'inéquation est vérifiée

**Tracée des câbles de la précontrainte**

De façon générale, le tracé des armatures de précontrainte doit satisfaire aux conditions de

(CCTG, 1991b)

**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. L'équation des câbles serait alors de la forme :

$$y = ax^2 + b$$

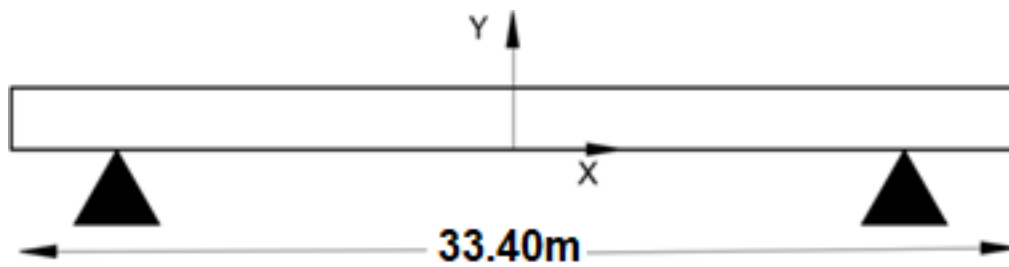


Figure 3-22:Le un repère (x, y), dans la poutre.

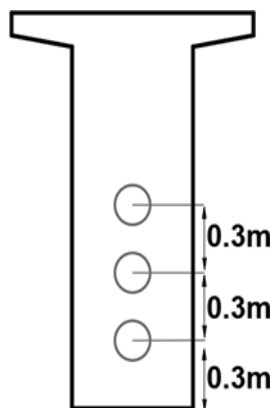


Figure 3-23:La position des câbles dans la section d'about(x=16.70).

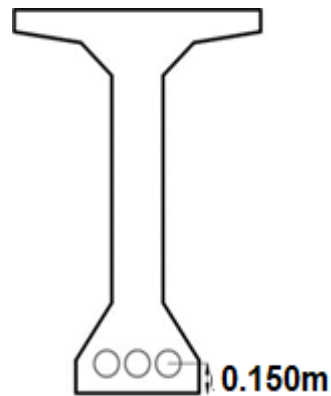


Figure 3-24:La position des câbles dans la section d'about(x=0).

$$1^{er} \text{ câble} \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow y = b = 0.15 \\ \text{Pour } x = L/2 = 16.70\text{m} \Rightarrow y = 0.3 = a \times (16.70)^2 + 0.15 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow a = 0.000537$$

$$\text{Câble 01} \Rightarrow y_1 = 0.000537 x^2 + 0.15$$

$$2^{eme} \text{ câble} \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow y = b = 0.15 \\ \text{Pour } x = L/2 = 16.70\text{m} \Rightarrow y = 0.6 = a \times (16.70)^2 + 0.15 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow a = 0.00161$$

$$\text{Câble 02} \Rightarrow y_2 = 0.00161 x^2 + 0.15$$

$$\begin{cases}
 \text{3}^{\text{eme}} \text{ câble} & \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \Rightarrow y = b = 0.15 \\ \text{Pour } x = L/2 = 16.70\text{m} \Rightarrow y = 0.9 = a \times (16.70)^2 \times 0.15 \end{array} \right.
 \end{cases}$$

$$\Rightarrow a = 0.00268$$

$$\text{Câble 03} \Rightarrow y_3 = 0.00268 x^2 + 0.15$$

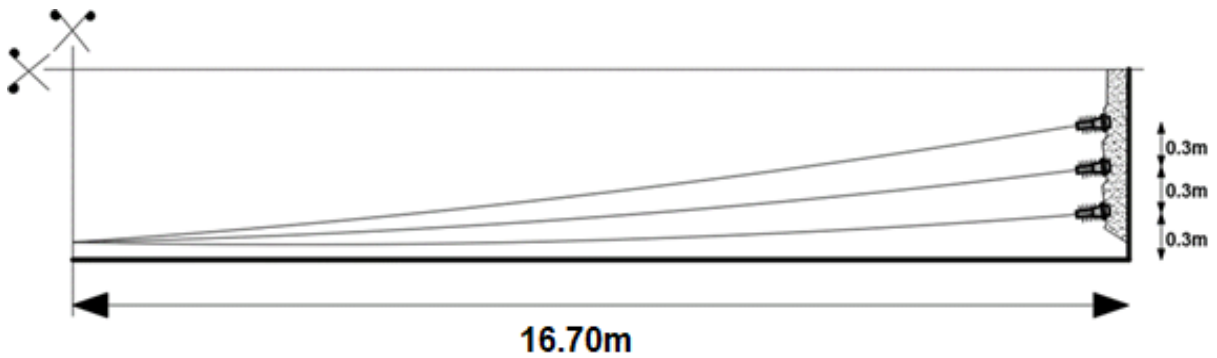


Figure 3-25: Vue longitudinale des câbles.

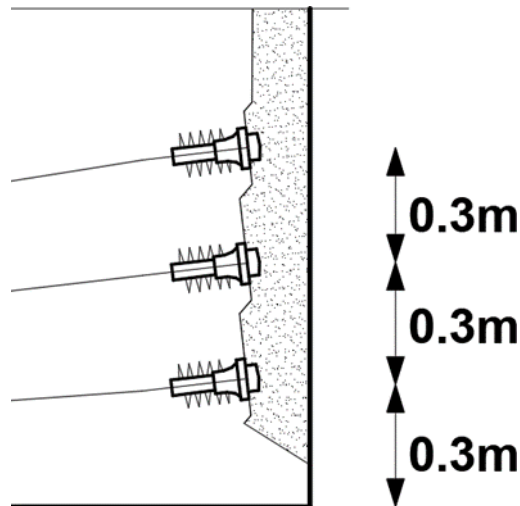


Figure 3-26: Vue longitudinale des câbles en section



### 3.8- Calcul des pertes de la précontrainte :

#### 3.8.1- Les Pertes instantanées

Dans le cas de **la post-tension**, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont : **(Yazid, 2005)**

Les pertes de tension par frottement ;

Les pertes de tension à l'ancrage ;

Les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

#### 3.8.2- Les pertes de tension par frottement :

La tension  $\sigma_{p0}$  d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension  $\sigma_{p0}$  à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante : **(CCTG, 1991b)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{pfr}(x) = \sigma_{p0} \times e^{-(f\alpha + \phi x)} \\ \Delta\sigma_{frott} = \sigma_{p0} - \sigma_{pfr} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{p0} = 1487.7 \\ f = 0.18 \\ \phi = 0.002 \text{ (Tableau 3-3)} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$e$  : La base de logarithmes népériens.

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

$f$  : Coefficient de frottement en courbe ( $\text{rd}^{-1}$ ).

$\alpha$  : Déviations angulaires du câble ( $\text{rd}$ ).

$\phi$  : Coefficient de frottement en ligne ( $\text{m}^{-1}$ ).

X(m)	Câble 01			Câble 02			Câble 03		
	0	L/4	L/2	0	L/4	L/2	0	L/4	L/2
$\alpha(\text{rd})$	0	0.008 35	0.0167	0	0.024 6	0.0491	0	0.040 9	0.0817
$\sigma_{pfr}(\text{MPa})$	1487.70	1460.86	1434.51	1487.70	1456.59	1426.17	1487.70	1452.33	1417.82
$\Delta\sigma_{fr}(\text{MPa})$	0	26.84	53.19	0	33.11	61.53	0	35.37	69.88
$\sum \Delta\sigma_{fr}$ (MPa)	80.03			94.64			105.25		
	<b>279.92</b>								

**Tableau 3–15: Les pertes de tension par frottement.**

$$\Delta\sigma_{fr}=2 \times 279.92 \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_{fr}=559.84\text{MPa}$$

**3.8.3- Les pertes de tension par recul d’ancrage :**

La perte de tension, qui peut résulter du glissement de l’armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l’ancrage, appelée « perte par recul d’ancrage », est obtenue à partir de la valeur fixée par l’arrêté d’agrément du procédé de précontrainte utilisé. (CCTG, 1991b)

$$\Delta\sigma_{rec} = 2 \times \sigma_{p0} \times \left( \frac{f\alpha}{L} + \phi \right) \times d$$

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_{p0} \times \left( f \times \frac{\alpha}{L} + \phi \right)}}$$

**Avec :**

**g :** Intensité de recule d’encrage. (Titre 3.4.4)

**E<sub>p</sub> :** Module d’élasticité de l’acier de précontrainte.

	Câble 01	Câble 02	Câble 03
$\alpha(\text{rd})$	0.0167	0.0491	0.0817
<b>d(m)</b>	19.14	18.39	17.72
$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	119.02	123.91	128.66
$\sum \Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	<b>371.60</b>		

**Tableau 3–16: Les pertes de tension par recul d’ancrage.**

**3.8.4- Pertes par raccourcissement du béton :**

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l’action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée à : (CCTG, 1991b)

$$\Delta\sigma_{rac} = \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_b}{E_i} \times E_p$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3.59 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

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

$$M_g = \frac{g \times l^2}{8} = \frac{16.16 \times 33.4^2}{8} = 2.25 \text{ MN.m}$$

$$P = A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rac}) = (12 \times 150 \times 10^{-6}) \times (3 \times 1487.70 - 559.84 - 371.60) = 6.35 \text{ MN}$$

**Avec :**

$\sigma_b$ : Contrainte parabole du béton.

g: Poids propre de poutre.

$M_g$  : Moment dus au poids propre de poutre.

$E_i$ : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

<b>P</b> <b>(MN)</b>	<b>e</b> <b>(m)</b>	<b>M<sub>g</sub></b> <b>(MN.m)</b>	<b>I</b> <b>(m<sup>4</sup>)</b>	<b>B<sub>nette</sub></b> <b>(m<sup>2</sup>)</b>	<b>σ<sub>b</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>Δσ<sub>rac</sub></b> <b>(MPa)</b>
6.35	-0.69	2.25	0.35	0.48	12.50	33.07

**Tableau 3–17: Pertes par raccourcissement du béton.**

**3.8.5- La Perte instantanée finale**

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d’abscisse x de l’armature, est notée  $\Delta\sigma_{pi}(x)$ . (CCTG, 1991b)

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : (CCTG, 1991b)

$$\sigma_{pi}(x) \text{ (ou simplement } \sigma_{pi}) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}(x)$$

$$\Delta\sigma_{pi} = 592.68 + 352.08 + 39.90 \quad \Rightarrow \quad \Delta\sigma_{pi} = 872.83$$

$$\sigma_{pi} = 3 \times 1487.7 - 872.83 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{pi} = 3590.27$$

### 3.9- Les Pertes différées :

#### 3.9.1- Pertes par retrait du béton

La perte finale de tension due au retrait du béton est égale à : (CCTG, 1991b)

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

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

sr : Le retrait final du béton ( $1.5 \times 10^{-4}$  dans un climat très humide).

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

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

B : La section moyenne de la poutre.

μ : Le périmètre de la poutre.

$$r_{(28)} = \frac{28}{28 + (9 \times 13.46)} = 0.1877$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 1.5 \times 10^{-4} \times [1 - 0.1877] \times 1.9 \times 10^5$$

$$\Rightarrow \quad \Delta\sigma_{ret} = 23.15 \text{ MP}$$

#### 3.9.2- Pertes dus aux fluages du béton :

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à : (CCTG, 1991b)

$$\Delta\sigma_{fi} = 2.5 \times \frac{\sigma_b}{E_i} \times E_p$$

$$\Delta\sigma_{fi} = 2.5 \times \frac{12.50}{11000^3 \sqrt{35}} \times 1.9 \times 10^5$$

$$\Rightarrow \quad \Delta\sigma_{fi} = 165.01 \text{ MPa}$$

**3.9.3- Pertes dues à la relaxation des aciers :**

La perte finale de tension due à la relaxation de l'acier est donnée par : (CHARLES et al., 2007)

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

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

Avec :  $f_{prg} = 1860$

$u_0$  : Un coefficient pris égal à 0.43 pour TBR

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times 2.5 \times \left( \frac{3590.27}{1860 \times 3} - 0.43 \right) \times 3590.27$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_{rel} = 114.93 \text{ MPa}$$

**3.9.4- La perte différée finale**

La perte différée finale est prise égale à : (CCTG, 1991b)

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fi} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p \quad \Rightarrow \Delta\sigma_d = 283.94$$

**3.9.5- Récapitulative des pertes de tension**

	Pertes instantanés			Pertes différés		
	Par frottement	Par recule	Raccourcissemet du béton	Retrait du béton	Fluage du béton	Relaxation des aciers
$\Delta\sigma$ (MPa)	559.84	279.92	33.07	23.15	165.01	114.93
$\sum \Delta\sigma$	$\Delta\sigma_{pi} = 872.83 \Rightarrow 19.54\%$			$\Delta\sigma_d = 283.94 \Rightarrow 6.36\%$		
(MPa)	<b>1156.77 <math>\Rightarrow</math> 25.91%</b>					

**Tableau 3–18: Récapitulative des pertes de tension.**

Il est recommandable d'ajouter un câble de T13.

**3.10- FERRAILLAGE DE LA POUTRE :**

3.10.1- Armatures longitudinales (CCTG, 1991b)

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}}$$

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} \times B_t}{2}$$

$f_{tj}$  : Contraintes de traction du béton.

$\sigma_{bt}$ :Contrainte de traction réelle dans le béton.

$N_{bt}$  : Effort normal dans la partie du béton tendu.Surface du béton tendu (cm<sup>2</sup>).

$\mu$  : Le périmètre de la poutre.

$\sigma_{bt}$  : Contrainte de traction réelle dans le béton

$B_t$ : Surface du béton tendu (cm).

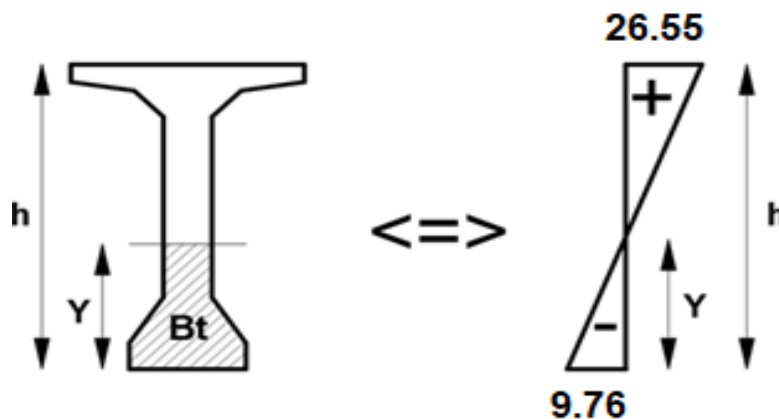


Figure 3-27:L'air de la partie tendu à partir de diagramme de contrainte de P2 sous la combinaison

$\sigma_i = -9.76 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 26.55 \text{ MPa}$

$$\frac{\sigma_i}{y} = \frac{\sigma_s}{h - Y} \quad \Rightarrow \quad \frac{9.76}{y} = \frac{26.55}{h - Y}$$

$$y = \frac{14.64}{36.31} \Rightarrow y = 0.40m$$

$B_t = 0.183m^2$

$$N_{bt} = \frac{9.76 \times 0.183}{2} = 0.90 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0.183}{1000} + \frac{0.90 \times 2.7}{500 \times 2.78} = 19.31 \text{ m}^2$$

On disposera **8T20** en nappe inférieure dans le talon. (Voir armature (1) figure)

$$A = 25.13 \text{ cm}^2 > A_s \quad \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

### 3.10.2- Armature de peau :

Des armatures passives dénommées armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie des pièces prismatiques, La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins  $3 \text{ cm}^2$  par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction, sans pouvoir être inférieure à **0,10 %** de la section du béton de la poutre.

**(CCTG, 1991b)**

Il est souhaitable de **limiter au maximum** la proportion des armatures couplées dans une même section (par exemple à 1/2). **(CCTG, 1991b)**

$$A_{\min} \leq A_s \leq A$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times \Omega \\ 0.1\% \times B \end{array} \right. \quad A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 14.76 \text{ cm}^2 \\ 7.834 \text{ cm}^2 \end{array} \right. = 14.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 5\% B$$

$$A_{\max} = 391.70 \text{ cm}^2$$

$$\Omega = 4.92 \text{ m}$$

$$B = 0.7834 \text{ m}^2$$

**Avec :**  $\Omega$ : Périmètre de la section mi-travée.

**B:** La section d'about.

- On disposera 28T12 en nappe inférieure et supérieure de la table de compression. **(Voir (2) figure)**
- On disposera 10T12 sur les deux périmètres latéraux de l'âme. **(Voir (3) figure)**
- On disposera 3T12 sur les deux périmètres latéraux du talon. **(Voir (4) figure)**

$$A = 54T12 = 61.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \leq 61.02 \text{ cm}^2 \leq A_{\max} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

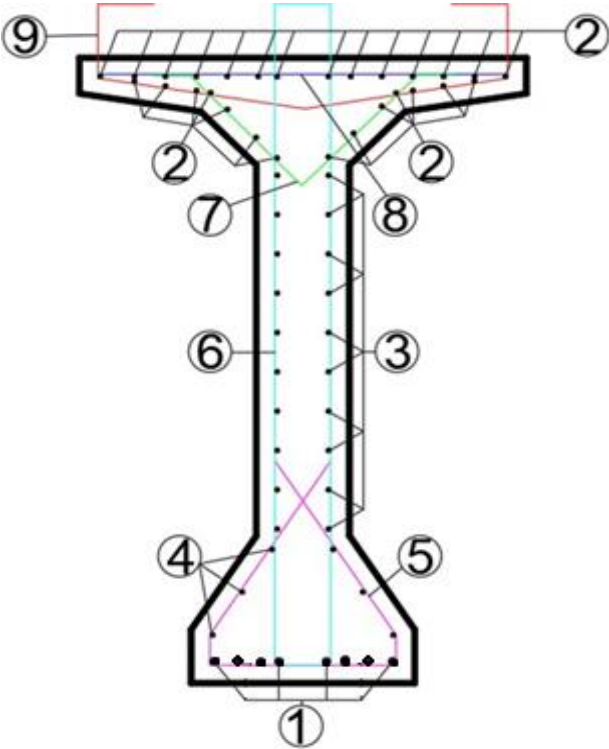


Figure 3-28:Ferrailage de la poutre.

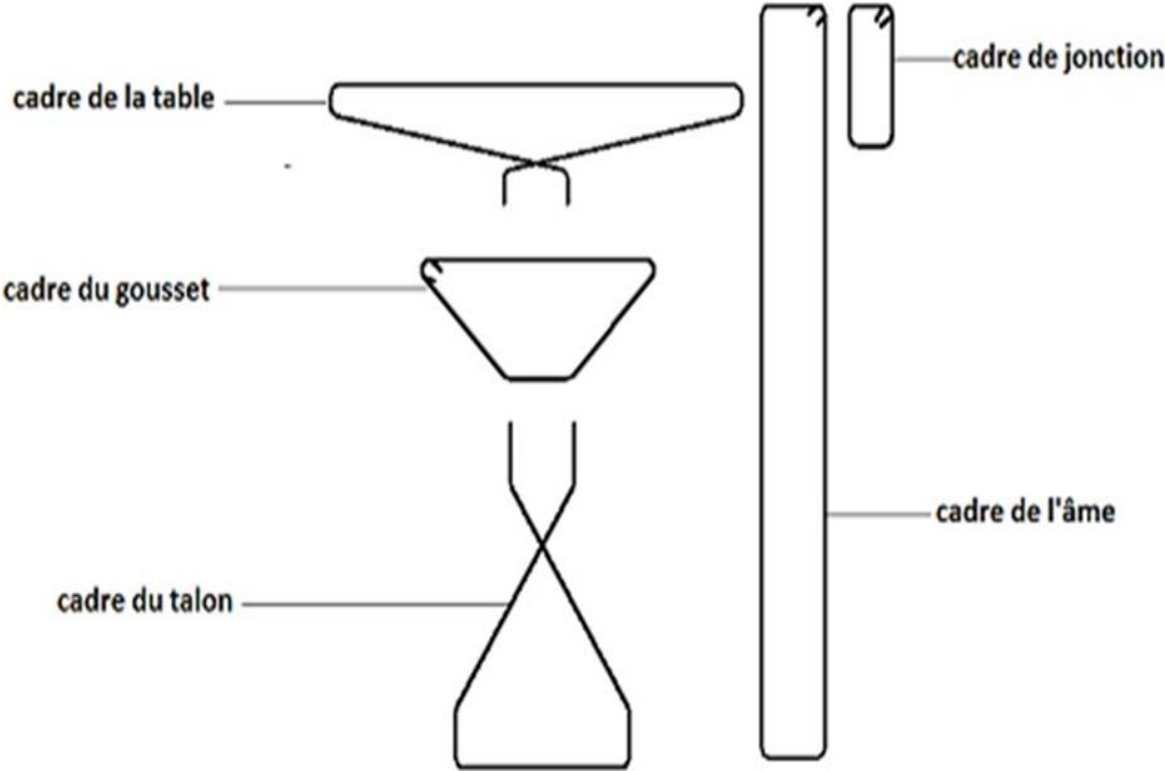


Figure 3-29:Détail du ferrailage transversal passif de la poutre



**3.10.3- Armature verticale :****3.10.3.1- Diamètre des armatures d'âme :**

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutre est au plus égal à  $h/35$  ( $h$  étant la hauteur totale de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la largeur de l'âme. (CCTG, 1991a)

$$\varnothing_t \leq \min \begin{cases} \varnothing_l & 20\text{mm} \\ h/35 & 1500/35 = 42.86\text{mm} \\ \frac{b}{10} & 1030/10 = 103\text{mm} \end{cases}$$

On disposera  $\varnothing_t = 12\text{mm} < 20\text{mm}$

Et  $\varnothing_t = 14\text{mm} < 20\text{mm}$

=> Condition vérifiée

**3.10.3.2- Espacement maximal :**

L'espacement  $S_t$  des cours successifs d'armatures transversales d'âme est au plus égal à la plus basse des deux valeurs  $0.9d$  et  $40\text{ cm}$  (CCTG, 1991a)

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0.9d = 121.5\text{cm} \\ 40\text{cm} = 40\text{cm} \\ 15\varnothing_l = 18\text{cm} \end{cases} \Rightarrow 18\text{cm}$$

On disposera :  $S_t = 15\text{ cm} \leq 18\text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée

**3.10.4- Justification vis-à-vis l'effort tranchant :**

L'effort tranchant  $V$  résultant des actions extérieures, y compris celles dues à la précontrainte longitudinale, doit être l'objet d'une correction dite « correction de Résal » lorsque la variation de hauteur de la poutre est significative, l'effort tranchant ainsi corrigé est appelé effort tranchant réduit et désigné par  $V_{\text{red}}$  (CCTG, 1991b)

Pour la justification des armatures d'âme d'une poutre, l'inclinaison  $\beta_u$  des bielles de béton est calculée au niveau du centre de gravité de la section

En désignant par  $\beta_u$  l'angle de ces fissures avec la fibre moyenne de la poutre, borné inférieurement à  $30^\circ$ . (CCTG, 1991b)

$$A_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s \times S_t \times b_n \times \frac{(\tau_u - f_{ij}/3)}{f_e} \times \tan(\beta_u) \\ 0.4 \times \gamma_s \times S_t \frac{b_n}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\tau = \frac{v_{red} \times S}{b_n \times IG}$$

$$V_{red} = V - P_0 \sin \alpha$$

**Avec :**

**A<sub>t</sub>**: Somme des aires des aciers transversales.

**B<sub>n</sub>**: l'épaisseur nette b<sub>n</sub>, en soustrayant les évidements.

**V<sub>re</sub>**: L'effort tranchant réduit.

**ϕ**: Diamètre de la gaine de câble.

**S**: Le moment statique de la section d'about.

**σ<sub>x</sub>**: Contrainte normale longitudinale.

**S<sub>t</sub>**: Espacement des armatures transversal.

**N**: Le nombre des poutres dans une travée.

$$V_{red} = 1.196 - 8.0334 \sin(2.89) = 0.80 \text{ MN.m}$$

$$b_n = b_0 - \frac{\phi}{2} = 0.41 \text{ m}$$

### 3.10.4.1- Phase I : en exécution (poutre sans dalle)

$$S = V \times B = 0.43 \text{ m}^2$$

B(m <sup>2</sup> )	<b>0.6463</b>
V'(m)	<b>0.829</b>
V(m)	<b>0.671</b>
IG(m <sup>4</sup> )	<b>0.1492</b>

**Tableau 3–19: Rappel de caractéristiques de la section a mi travée sans dalle**

$$\tau = \frac{0.80 \times 0.43}{0.41 \times 0.1492} = 5.62 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.15 \times 0.15 \times 0.41 \times \frac{(5.62-2.7/3)}{500} \times \tan (\beta_u) = 3.85\text{cm}^2 \\ 0.4 \times 1.15 \times 0.15 \frac{0.41}{500} = 0.56\text{cm}^2 \end{array} \right. = 3.85\text{cm}^2$$

On disposera 2T12 et 2T14 (Voir (6) et (10) figure) => 5.34cm<sup>2</sup>

$$5.34 > 3.87\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

3.10.4.2- Phase II : en exploitation (poutre avec dalle)

$$S = V \times B = 0.76\text{m}^2$$

B(m)	<b>1.1959</b>
V'(m)	<b>1.11</b>
V(m)	<b>0.64</b>
IG(m <sup>4</sup> )	<b>0.3922</b>

**Tableau 3-20: Rappel de caractéristiques de la section a mi travée avec dalle**

$$\tau = \frac{0.80 \times 0.76}{0.41 \times 0.3922} = 3.78\text{MPa}$$

$$A_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1.15 \times 0.15 \times 0.41 \times \frac{(3.78-2.7/3)}{500} \times \tan (\beta_u) = 2.35\text{cm}^2 \\ 0.4 \times 1.15 \times 0.15 \frac{0.41}{500} = 0.56\text{cm}^2 \end{array} \right. = 2.35\text{cm}^2$$

On disposera 2T12 et 2T14 (Voir (6) et (10) figure) => 5.34cm<sup>2</sup>

$$5.34 > 2.35\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

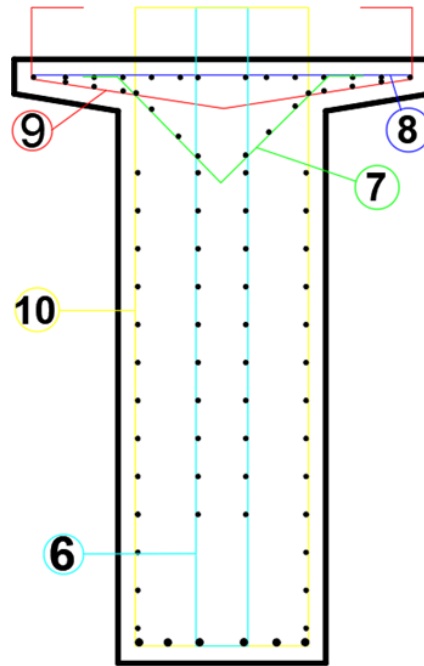


Figure 3-30: Ferrailage verticale de la poutre

### 3.10.5- Justification du béton

$$\tau \leq \frac{f_{cj}}{4 \times \gamma_b} = \frac{35}{4 \times 1.50} = 5.66 \text{ MPa}$$

**Phase I**  $\Rightarrow$  5.62 MPa < 5.83 MPa condition vérifiée

**Phase II**  $\Rightarrow$  3.78 MPa < 5.83 MPa condition vérifiée

### 3.10.5.1- Vérification de la contrainte de la compression

La condition qui doit être vérifiée est :  $\sigma_x \leq 0.4 f_{cj}$

$$\sigma_x = \frac{P}{B} = \frac{8.0334}{1.1959} = 6.71 \text{ MPa}$$

$\sigma_x = 6.71 < 0.4 \times 35 = 14 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée

## 4- Conclusion :

Les résultats montrent que le dimensionnement de la poutre en T en béton préfabriqué

La précontrainte est raisonnable et peut répondre aux exigences de la norme et de la conception.

# CHAPITRE IV

## 1- Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelé aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus, on peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

## 2- CHOIX DU TYPE DE CULEE :

La conception des culées est tout à fait classique. Il s'agit en effet de piles-culées partiellement ou complètement enterrées ou de culées à mur de front apparent encore appelées culées remblayées.

**Les culées remblayées** jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire d'un mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Une telle culée est généralement fondée superficiellement, compte tenu des efforts horizontaux importants, ce qui limite son emploi au cas des très bons sols. Dans tous les cas, on ne pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres. Dans la pratique, son emploi reste limité aux cas où l'on souhaite limiter la longueur du tablier au strict nécessaire.

### Les hypothèses de calcul

- Calcul suivant (CCTG, 1991a)
- Règlement parasismique (GTS.2008)
- Dimensionnement (SETRA.1996).
- Calcul comme des pièces fléchées de moment Mu.
- Enrobage : c= 5.0 (cm).
- Béton :  $f_{c28} = 35$  (MPa). Acier :  $f_e = 500$  (MPa).

### 2.1- IMPLANTATION DES CULEES

La formule suivante évaluera la hauteur de la culée :

$$H_{\text{culée}} = \text{côte}_{\text{projet}} - \text{côte}_{\text{fondation}}$$

L'ensemble des côtes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

Désignation	Culée 01	Culée 02
Cote projet (m)	700.25	710.7
Cote de foundation(m)	696.4	697.41
Hauteur de la culée(m)	<b>3.95</b>	<b>4.29</b>

Tableau 2-1 : La position des culées

**2.2- Pré dimensionnement des culées :**

**Mur garde grève**

$h = \text{hauteur du tablier} + \text{hauteur de l'appareil d'appui} + \text{dé d'appui}$

$h = h_{\text{tablier}} + h_{A.p.A} + h_{d\acute{e}}$

$h = 1.75 + 0.085 + 0.12 = 1.96$

Épaisseur :  $e = \text{Max} (0.3\text{m} ; h/8) = 0.3\text{m}$

Longueur :  $L = 8.60 \text{ m}$

$\left. \begin{array}{l} h=2.35\text{m} \\ e=0.30\text{m} \\ L=8.60\text{m} \end{array} \right\}$

**Dalle de transition :**

Sa longueur est dimensionnée par la formule suivante :

$L = \text{Min} [6\text{m} ; \text{Max} (4\text{m} ; 0.6H)]$

Avec :

H étant la hauteur de remblai (mur de front+ mur garde grève) = 2.35 m

On prend : **L= 4m**

Epaisseur : **e = 25cm**

Largeur de la dalle : **Lr =6.14m**

**Mur de front :**

$e = d + d' + d''$

$d : 0.2\text{m}$

$d' : 0.665\text{m} \Rightarrow$

$d'' : 0.665\text{m}$

**$e = 1.33 \text{ m}$**

**$h = 0.40\text{m}$**

**$L = 9.20\text{m}$**

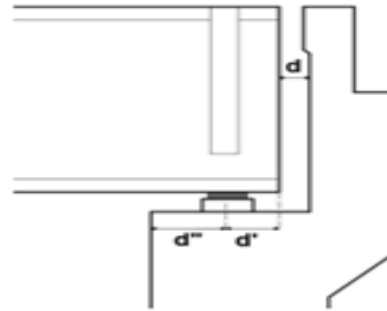


Figure 2-1:La tête de culée.

**Mur en retour**

**$L = 3.82\text{m}$**

**$h = 2.35 \text{ m}$**

**$e = 0.30\text{cm}$**

**Le corbeau**

**$E = 0.4\text{m}$**

**$L = 8.6\text{m}$**

**$d = 1\text{m}$**

**Semelle**

On prend  **$e = 1,5 \text{ m}$**

Longueur de la semelle :

**$L = 9.60 \text{ m}$**

Largeur de la semelle  **$L = 6\text{m}$**

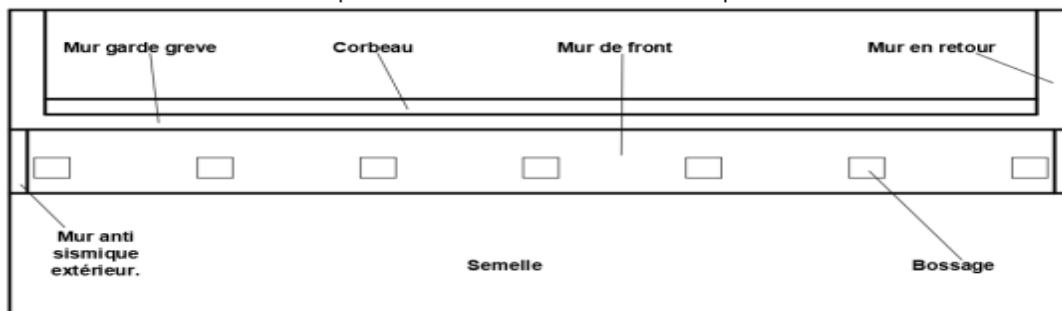


Figure 2-2:Vu au-dessous de la culée.

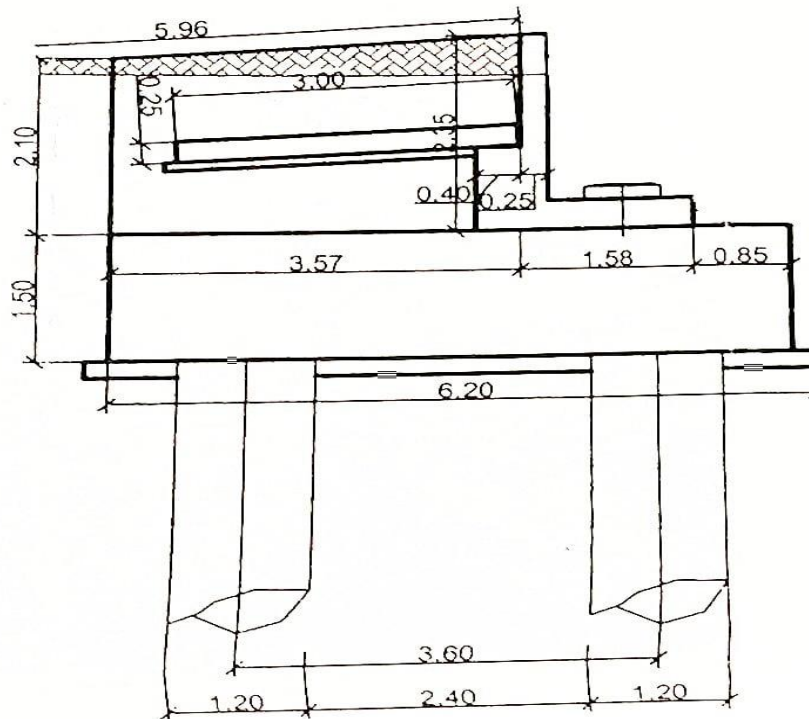


Figure 2-3:Dessin de la culée 1

### 2.3- Calcul des charges agissants sur la culée

La stabilité de la culée sera vérifiée à l'état ultime (vide) et à l'état de service, aussi même dans les conditions normales que dans les conditions accidentelles (sismiques).

#### 2.3.1- Poids propre de la culée et moments sollicitant :

Les moments engendrés par les efforts des poids propres des éléments de la culée et leur bras de levier sont calculés par rapport au centre de regroupement des pieux (au centre de gravité de la semelle).



## 2.3.2- Les charges permanentes :

Eléments	Poids propre (KN)	d (m)	M (Kn.m)
Mur grade grève	$(2.35*0.30*8.6) *25 = 151.575$	2.53	383.48
Corbeau	$(0.4*1*8.6) *25=86$	2.88	247.66
Mur de front	$(1.33*0.40*9.20) *25 = 122.36$	1.715	209.84
Mur en retour	$[(3.82*2.35*0.3) *25] *2=134.66$	4.29	577.67
Dalle de transition	$(0.25*4*6.14) *25 = 153.5$	4.68	718.38
Semelle	$(1.5*6*9.20) *25 = 2070$	3.20	6624
	<b><math>\Sigma = 2718.10</math></b>		<b><math>\Sigma = 8761.03</math></b>

Tableau 2–2:Poids propre de culée.

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{V} = \frac{8761.03}{2718.10} = 3.22m$$

$$e_0 = \frac{B}{2} - e \Rightarrow e_0 = -0.02 < \frac{B}{6}$$

=&gt; L'efforts normal situé dans le noyau central de la Semelle.

## 2.3.3- Les charges statiques des terres (remblais)

## 2.3.3.1- Poussée des terres :

$$Ph = \frac{1}{2} \times Ka \times \gamma \times h^2 \times L$$

**Ka** : Coefficient actif.**γ** : Poids volumique du remblai, 1.8 t/m<sup>3</sup>(voir Tableau22)**H** : Hauteur de la culée = 4.29m(le cas le plus défavorable)**L** : Longueur du mur de front.**∅**:L'angle de frottement interne.

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.33$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$P_h = \frac{1}{2} \times 0.33 \times 18 \times (3.95)^2 \times 9.20$$

$$\Rightarrow P_h = 426.32 \text{ KN}$$

$$\text{Son bras de levier est : } \frac{h}{3} = \frac{3.95}{3} = 1.31 \text{ m}$$

### 2.3.3.2- Poids des terres arrière

$$P_{ar} = (3.82 * 2.35 * 8.60) * 18$$

$$\Rightarrow P_{ar} = 1389.63 \text{ KN}$$

$$\text{Son bras de levier est : } \frac{3.95}{2} = 1.97 \text{ m}$$

### 2.3.3.3- Poids des terres avant

$$P_{av} = 2 * 1.05 * 9.60 * 18$$

$$\Rightarrow P_{av} = 362.88 \text{ KN}$$

$$\text{Son bras de levier est : } \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

### 2.3.3.4- Surcharge de remblai vertical

$$q_v = q \cdot L \cdot S$$

$$\text{Avec : } q = 1 \text{ t/m}^2$$

$$q_{tv} = 10 \times 8.60 \times 8.98 \Rightarrow q_v = 772.28 \text{ KN}$$

$$\text{Son bras de levier est : } 1.97 \text{ m}$$

### 2.3.3.5- Surcharge de remblai horizontal

La surcharge du remblai supportant une chaussée  $q = 1 \text{ t/m}^2$

Majorée de 20% =  $1.2 \text{ t/m}^2$

$$q_h = K_a \cdot q \cdot h \cdot L$$

$$q_h = 0.33 \times 12 \times 3.95 \times 8.60 \Rightarrow q_h = 134.52 \text{ KN}$$

### 2.3.3.6- La poussée dynamique des terres :

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de **Mononobé-Okabé** décrite ci-dessous peut être appliquée.

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et

dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur : (GTS, 2008)

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) \cdot H^2 \cdot K_{ad} \cdot L$$

**Avec :**

**H:** La hauteur du mur (H = 2,09m).

**$\gamma$ :** Le pois volumique des terres ( $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ ).

**$\varphi$ :** L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion ( $\varphi = 35^\circ$ ).

**$\beta$ :** Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. ( $\beta = 0$ ).

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $K_H$  et  $K_v$ . (GTS, 2008)

$K_H = A = 0.12$  (Coefficient d'accélération de zone groupe 2 (pont Important))

$K_v = 0.3A = 0.036$

Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de **MONONOBE- OKABE**

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin((\beta - \theta))}{\cos\theta}} \right]^2}$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(35 - 7.096)}{\cos^2(7.096) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin 30 \sin((35 - 7.096))}{\cos 30}} \right]^2}$$

$$K_{ad} = 0.41^\circ$$

$$\theta = \arctan \left( \frac{K_H}{1 \pm K_v} \right) = 7.096^\circ$$

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot (1 \pm 0.036) \cdot 2.35^2 \cdot 0,41 \cdot 9,60$$

$$F_{ad} = 202.67 \text{ KN}$$

**2.3.3.7- La poussée dynamique due à la surcharge**

$$F_{ad} = \frac{q \cdot H}{\cos \beta} \cdot (1 \pm K_v) \cdot K_{ad} \cdot L$$

$$F_{ad} = 115 \text{ KN}$$

**2.3.4- Récapitulatif des sollicitations :**

Voici les deux tableaux récapitulatifs de toutes les sollicitations verticales et horizontales agissant sur la culée :

Désignation	V <sub>i</sub> (KN)	d <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (t.m)
Culée	2718.1	3.2	8761.03
Réaction Tablier	3251	1.715	5575.46
Surcharge MC120	1183.6	1.715	2030.21
Poids terres Patin avant	362.88	1	362.88
Poids terres Patin arrière	1389.63	1.97	2737.57

**Tableau 2-3: Récapitulatif des sollicitations verticales**

Éléments	Hi (KN)	d <sub>0</sub> (m)	M <sub>0</sub> (t.m)
Var. linéaire Tablier	110.48	2	220.96
Freinage A(L)	44.68	2	89.36
Freinage BC	150	2	300
Séisme Fx	90	2	180
Poussée terres Statique	426.32	1.31	558.51
Poussée terres Dynamique	202.67	1.975	400.27
Poussée Surcharge statique	134.52	1.975	265.67
Poussée Surcharge Dyn	115	1.975	227.13

Tableau 2-4:Récapitulatif des sollicitations horizontales

## 2.4- Ferrailage des différents éléments de la culée :

### 2.4.1- Ferrailage du mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis aux surcharges du remblai et à la poussée des terres, il est calculé comme une console encastrée dans le mur de front.

#### 2.4.1.1- Poussée des terres :

$$F1_{ter} = \frac{1}{2} \times Ka \times \gamma \times h^2 \times L$$

$$F1_{ter} = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 18 \times 2,35^2 \times 8.60$$

$$F1_{ter} = 141.05KN$$

#### 2.4.1.2- Surcharge remblai :

$$F2_{sur} = Ka \times q \times h \times L$$

$$F2_{sur} = 0,33 \times 10 \times 2,35 \times 8.60$$

$$F2_{sur} = 66.69 KN$$

2.4.1.3- Ferrailage à L'ELU fondamental :

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M_u = \frac{-F1 \times h}{2} + \frac{F2 \times h}{3}$$

$$M_u = 113.49KN$$

$$Mu = 113.49 \times 10^{-3}MN$$

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

$$\mu_u = \frac{113.49 \times 10^{-3}}{0,3 \times 19.83 \times 2,11^2}$$

$\mu_u = 0.0043 < \mu_R = 0.372 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{sT}}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0054$$

$$Z = 2.10m$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15} = 434.78Mpa$$

$$\rightarrow A_{sT} = \frac{113.49 \times 10^{-3}}{2.10 \times 434.78} = 1.24cm^2$$

2.4.1.4- Ferrailage minimal RPOA :

$$A_{min} = 0.5\% \times B \rightarrow A_{min} = 0,5\% \times (0,30 \times 1) = 15cm^2$$

$$A_{st} = 1.24 cm^2 < A_{min} (R.P.O.A) = 15cm^2$$

Donc on ferraille avec le minimum de R.P.O.A.

On prend (5T16  $\rightarrow 10.05cm^2$ ) et (5T14  $\rightarrow 7.7cm^2$ )  
 $17.75cm^2 > 15cm^2 \Rightarrow$  condition vérifier

Pour l'armature de répartitions :

$$-A_r = 25\% A_{st} = 0.25 * 10.05 = 2.51cm^2$$

On prend 4T12.

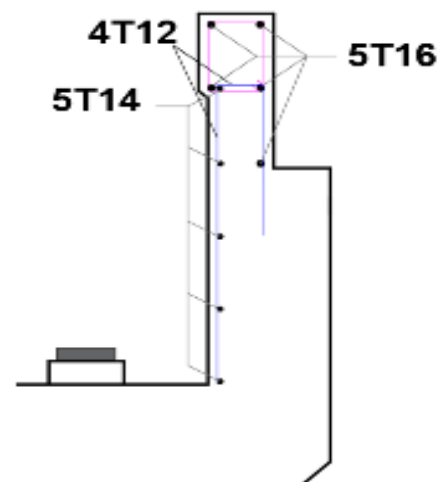


Figure 2-4: Ferrailage du mur G.G.

### 2.4.2- Ferrailage de la dalle de transition :

La dalle de transition consiste à unir le pont entre la culée et le tablier. Elle est calculée comme une poutre reposante d'un coté sur le remblai compacté et de l'autre coté sur le corbeau.

- Poids propre de la dalle :  $0.3 \times 1 \times 25 = 7.5 \text{KN/ml}$ .

- Poids propre des terres :  $(2,35-0.3) \times 1 \times 18 = 36.90 \text{KN/ml}$ .

- Surcharge remblai :  $1 \times 12 = 12 \text{KN/ml}$ .

- Revêtement de la chaussée :  $0.08 \times 1 \times 22 = 1,76 \text{KN/ml}$ .

- La somme de  $q = (7,5 + 36,90 + 12 + 1,76) = 58.16 \text{KN/ml}$

#### 2.4.2.1- A L'ELU :

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (7.5 + 36.90 + 1,76) + 1.5 \times 12$$

$$qu = 80.31 \text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{qu \times L^2}{8} = 160.62 \text{KN. m.}$$

$$\mu_u \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{0.16062}{1 \times 19.83 \times 0,225^2} = 0,160 < \mu_\gamma = 0.392 \rightarrow \text{Section à simple armature.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,22$$

$$Z = 0,21$$

$$\sigma_{st} = \frac{500}{1,15} = 434.78 \text{Mpa}$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{0.16062}{434.78 \times 0.21} = 17.60 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{st} = 6T20 = 18.85 \text{cm}^2$

$$A_{sc} = 6T12 = 6.79 \text{cm}^2$$

#### 2.4.2.2- A L'ELS :

$$q_s = G + Q = (7.5 + 36.90 + 1,76) + 12 = 58.16 \text{KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{58.16 \times 4^2}{8} = 116.32 \text{KN. m.}$$

$$\frac{bx^2}{2} + n \times Asc(x - d') - n \times Ast(d - x) = 0$$

$$0.5x^2 + 0.028x - 0.0063 = 0$$

$$\chi = 0,142m$$

$$I = \frac{bx^2}{2} + n \times Ast(d - x)^2$$

$$I = 0.50m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,11632 \times 0.142}{0.50} = 0.033Mpa$$

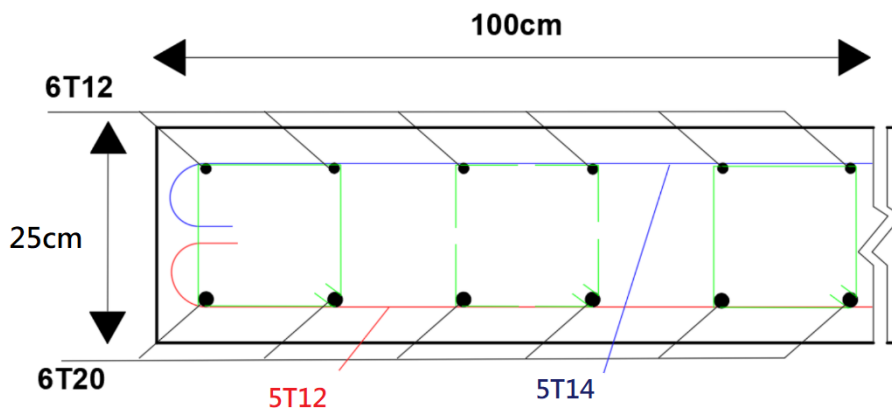
$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} = 0.29Mpa$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15Mpa \\ \sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 228.63Mpa \end{cases}$$

→ **Les Conditions sont vérifiées.**

Armatures de répartition :  $A_v = \frac{A_{st}}{4} = 4.71cm^2$

On prend **5T12=5.65cm<sup>2</sup>**



**Figure 2-5: Ferrailage de la dalle de transition.**



2.4.3- Ferrailage du corbeau :

Le corbeau est considéré comme une console encastrée sur le mur garde grève. Condition d'une console courte :

$$L=50\text{cm} ; a = 40\text{cm}$$

Les dimensions du corbeau sont :

$$d \geq \max (a, L) .$$

$$60 \geq \max (50,40) . \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2.4.3.1- Le cisaillement :

$$\rho = \min \left( \frac{d}{a}, 4 \right) = \min \left( \frac{50}{40}, 4 \right) = 1.25$$

$$\bar{\tau} = \min [4; 0,03 \times (2 + \rho) \times \min (f_{c28}, 30\text{Mpa})]$$

$$\bar{\tau} = 2,925\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$$

$$v_u = \frac{qu \times l}{2} = 160.62\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{160.62}{1 \times 0.60} = 267.70\text{KN/m}^2$$

$$0,267 \leq 2,925 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$Z = \min \left[ 0,75 \times d \times \left( 1 + \frac{\rho}{10} \right); 1,2 \times a \left( 0,8 + \frac{\rho}{5} \right) \right]$$

$$Z = 0.50$$

$$M_u = \frac{v_u * l}{2} = 321.24$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{0.321}{0,5 \times 474.78} = 13.52\text{cm}^2$$

On prend **12T16**=24.13cm<sup>2</sup>

2.4.3.2- Armature de répartition :

$$A_r = 25\% A_{st} = 6.03\text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{5T14} = 7.70\text{cm}^2$$

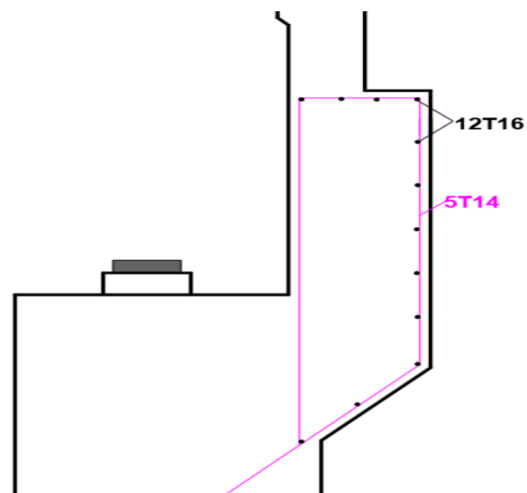


Figure 2-6: Ferrailage du corbeau

2.4.3.3- Ferrailage minimum de l'RPOA

$$A_{min} = 0.5\% (1.33 * 0.4) = 26.60cm^2$$

$$24.13 + 7.70 = 31.82cm^2 > 26.60cm^2$$

=> condition vérifier

2.4.4- Ferrailage du mur de front :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations dues aux :

- charges permanentes (poids propre de la superstructure, poussée des terres)
- surcharge (surcharge sur remblais et les surcharges d'exploitation)

<b>Mur de garde grève</b>	151.575 KN
<b>Corbeau</b>	86 KN
<b>Mur de front</b>	122.36 KN
<b>Réaction de tablier</b>	3251 KN
<b>Poussé de la terre</b>	426.32 KN
<b>Surcharge du remblai horizontal</b>	134.52 KN
<b>Surcharge de Mc<sub>120</sub></b>	1183.80 KN

Tableau 2-5: Sollicitations agissantes sur le mur de front

A L'ELU

Combinaison fondamentale :

$$ELU = 1,35G + 1,5Q + 1,35Mc_{120} + 0,8Q_vl$$

	Coef	Vi(KN).Coef	Hi(KN).Coef	d(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)
<b>Murs garde grève</b>	<b>1.35</b>	23.79	/	2.53	60.19	/
<b>Corbeau</b>	<b>1.35</b>	13.5	/	2.88	38.88	/
<b>Murs de front</b>	<b>1.35</b>	17.96	/	1.715	30.8	/
<b>Réaction de tablier</b>	<b>1.35</b>	292.88	/	1.715	502.29	/
<b>Pousse de la terre</b>	<b>1.5</b>	/	66.61	1.31	/	87.25
<b>V.L. T</b>	<b>0.8</b>	/	10.04	2	/	20.08
<b>Surcharge du remblai horizontal</b>	<b>1.5</b>	/	21.02	1.975	/	41.51
<b>Mc<sub>120</sub></b>	<b>1.35</b>	18.16	/	1.715	21.14	/
		<b>366.29</b>	<b>97.67</b>		<b>692.01</b>	<b>148.84</b>

Tableau 2-6 : Charges de culée en L'ELU

## 2.4.4.1- Ferrailage du mur de front à l'ELU :

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$$h = 0.4m; b = 1.33m; d' = 0,1h = 0,04 m ; d = 0,9h = 0,36m$$

$$Nu = Vi = 36.63t$$

$$Mu = 69.20t.m$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{69.20}{36.63} = 1.89$$

$$e > \frac{h}{6} = 0,06m \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$M_a = M_u + N_u(d - \frac{h}{2})$$

$$M_a = 69.20 + 36.63(0.36 - 0.2)$$

$$M_a = 75.06t.m$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

$$\mu_u = 0,219 < \mu_r = 0.392 \rightarrow \text{Section à simple armature}$$

$$A_2 = 0 \Rightarrow \text{béton non arme résiste}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_a}{Z} - Nu \right)$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{500}{1,15} = 434.78Mpa$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,31$$

$$z = 0,315m$$

$$A_1 = \frac{1}{434.78} \left( \frac{0.7506}{0.315} - 0.3663 \right)$$

$$A_1 = 46.38 \text{ cm}^2$$

→Donc :  $A_1 > 0$

Alors on ferraille avec la section non fragile :

$$S. N. F = 0,23 \times b \times d \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \rightarrow S. N. F = 0,23 \times 1,33 \times 0,36 (2.7 / 500 )$$

$$= 5.95cm^2$$

2.4.4.2- Ferrailage minimum d’après le R.P.O. A:

- $A_{min} = 0.5\% (1.33 * 1) = 66.5cm^2$

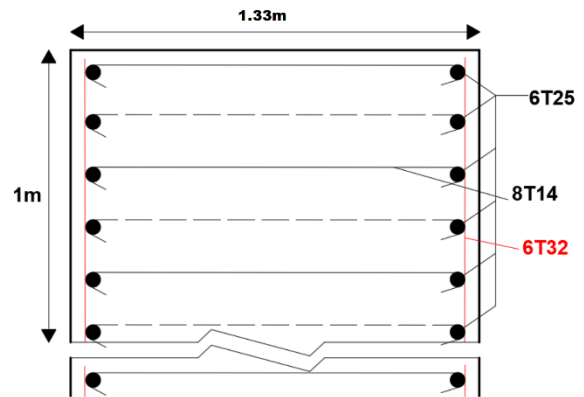
On prend **6T32 + 6T25 = 77.7cm<sup>2</sup>**

=> *condition vérifier*

2.4.4.2.1- Armature de répartition :

$A_r = 25\% A_{st} = 46.38 * 0.25 = 11.60cm^2$

On prend **8T14=12.32cm<sup>2</sup>**



2.4.4.3- A L’ELS :

Combinaison fondamentale :

ELS=G+Q+Mc120+0,6Qv1

Figure 2-7: Ferrailage du mur de front

	Coef	Vi(KN).Coef	Hi(KN).Coef	d(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)
Murs garde grève	1	17.60	/	2.53	44.58	/
Corbeau	1	10	/	2.88	28.80	/
Murs de front	1	13.30	/	1.715	22.81	/
Réaction de tablier	1	216.95	/	1.715	372.07	/
Pousse de la terre	1.5	/	44.41	1.31	/	58.18
V.L. T	0.6	/	7.53	2	/	15.06
Surcharge du remblai horizontal	1.5	/	14.01	1.975	/	27.67
Mc120	1	13.45	/	1.715	23.07	/
		<b>271.32</b>	<b>65.95</b>		<b>491.33</b>	<b>100.91</b>

Tableau 2-7 : Récapitulatif des moments à l’ELS

$$N_s = 27.32t$$

$$M_s = 49.13t.m$$

$$\chi = 0.25m$$

$$I = 0.042m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times \chi}{I} = \frac{0.4913 \times 0.25}{0.042} = 2.92Mpa$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d - \chi)}{I} = 19.35Mpa$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} = 2.92Mpa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15Mpa \\ \sigma_{st} = 19.35Mpa \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 228.63Mpa \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

## 2.5- Etude de la semelle de la culée :

### 2.5.1- Les hypothèses de calcul :

- Calcul suivant (CCTG, 1991a) et (CCTG, 1993).
- Règlement parasismique (STG, 2008).
- Enrobage :  $c = 5.0$  (cm).
- Béton :  $f_{c28} = 35$  (MPa). Acier :  $f_e = 500$  (MPa).

### 2.5.2- Pré dimensionnement de la semelle de liaison :

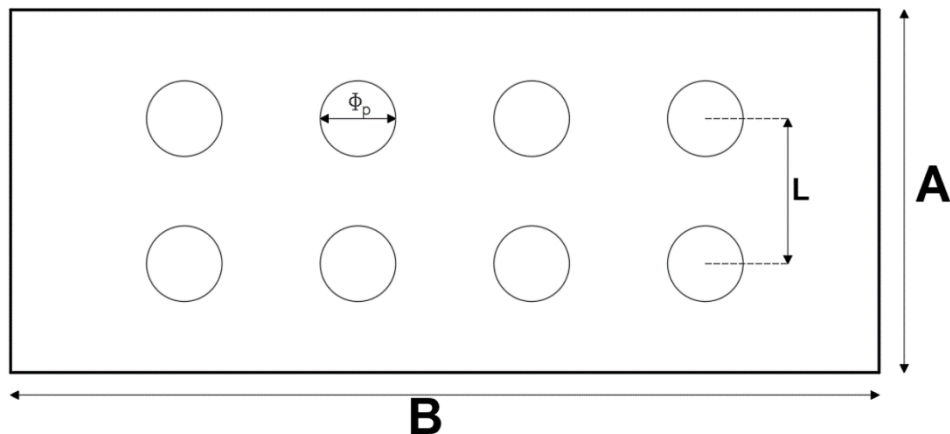


Figure 2-8: Vu au-dessus de la semelle

L'entraxe entre les pieux :

$$L \geq 3 \times \emptyset \rightarrow L \geq 3 \times 1,2 \rightarrow L \geq 3,6m$$

On prend :  $L = 3,60m$ .

La largeur de la semelle :

$$A \geq L + \varnothing p + 30cm \Rightarrow A \geq 3,6 + 1,2 + 0,3 \Rightarrow A \geq 5,1 \text{ m}$$

On prend :  **$A = 6,00m$** .

La longueur de la semelle

$$B \geq \max [A; \varnothing] + 30 \text{ cm}$$

$$B \geq \max [6,00; 1,2] + 30cm \quad B \geq 6,3m$$

On prend :  **$B = 9.60m$**

On adopte le nombre des pieux est égal à 06 pieux de *diamètre*  $\varnothing = 1,2m$

La hauteur de la semelle est calculée selon la méthode des bielles :

$$h \geq \frac{l}{2} - \frac{a}{4}$$

Donc, les dimensions de la semelle sont :

$$\left. \begin{array}{l} A = 6,00m \\ B = 9.60m \\ H = 1,50m \end{array} \right\}$$

#### 2.5.2.1- Efforts horizontaux :

-Variation linéaire du tablier : 110.48KN

-Freinage :150KN

-Séisme : 90KN

#### 2.5.2.2- Efforts verticaux :

##### Poids propre de la culée

Poids propre de la culée : 2718.10KN

Poussée des terres

$$P_h = 426.32KN$$

Poids des terres

Sur le patin (gauche) : on considère qu'il n'y a pas de remblai

Sur le patin (droite) :  $p = 1389.63 \text{ KN}$

**Surcharge de remblai :**

La surcharge du remblai supportant une chaussée  $q = 1t/m$ .

Majorée de 20% =  $1,2t/m$ .

**Poussée de la surcharge**

$$Ph = 134.52KN$$

$$pv = 772.28 KN$$

**La poussée dynamique des terres**

$$Fad = 202.67KN$$

**La poussée due à la surcharge**

$$Fadq = 115KN$$

**2.5.3- Vérification de la stabilité et les contraintes sous semelle :**

**Combinaison fondamentale : ELU=  $1,35G + 1,5Q + 1,35Mc120 + 0,8Qvl$**

Eléments	Coef	Vi (KN)	Hi(KN)	d/0(m)	M/0(KN.m)
Murs garde grève	1.35	204.63	/	2.53	517.7
Corbeau	1.35	118.68	/	2.88	341.8
Murs de front	1.35	165.19	/	1.715	283.29
Dalle de transition	1.35	205.88	/	4.68	963.5
Murs en retour	1.35	181.79	/	4.29	779.88
Semelle	1.35	2794.5	/	3.2	8942.4
Pousse de terre	1.35	/	66.61	-1.31	-87.26
Poids terre	1.35	1876	/	1.97	3695.72
Pousse surcharge horizontal	1.5	/	201.78	-1.97	-397.51
Pousse surcharge vertical	1.5	1158.42	/	1.97	2282.09
Réactions tablier	1.35	438.88	/	1.715	752.68
V.L. T	0.8	/	44.19	-2	-88.38
Mc 120	1.35	159.78	/	1.715	274.03
<b>Total</b>		<b>7303.75</b>	<b>312.58</b>		<b>18259.9</b>

**Tableau 2-7:Récapitulatif des sollicitations à l'ELU**

Combinaison fondamentale :  $ELS=G+Q+Mc120+0,60Qv1$

Eléments	Coef	Vi (KN)	Hi(KN)	d/0(m)	M/0(KN.m)
Murs garde grève	1	151.575	/	2.53	383.48
Corbeau	1	86	/	2.88	247.68
Murs de front	1	122.36	/	1.715	209.85
Dalle de transition	1	152.5	/	4.68	713.7
Murs en retour	1	134.66	/	4.29	577.69
Semelle	1	2070	/	3.2	6624
Pousse de terre	1	/	49.34	-1.31	-64.64
Poids terre	1	1389.63	/	1.97	2737.57
Pousse surcharge horizontal	1	/	134.52	-1.97	-265
Pousse surcharge vertical	1	772.28	/	1.97	1521.39
Réactions tablier	1	325.1	/	1.715	557.55
V.L. T	1	/	55.24	-2	-110.48
Mc 120	1	118.36	/	1.715	203
<b>Total</b>		<b>5322.47</b>	<b>239.1</b>		<b>13335.8</b>

Tableau 2-8:Récapitulatif des sollicitations à l'ELS

Combinaison accidentelle :  $ELUacc=1.036G+Q+0.2Mc120+Fa$

Eléments	Coef	Vi (KN)	Hi(KN)	d/0(m)	M/0(KN.m)
Murs garde grève	1.036	157.032	/	2.53	397.29
Corbeau	1.036	89.096	/	2.88	256.597
Murs de front	1.036	126.765	/	1.715	217.402
Dalle de transition	1.036	157.99	/	4.68	739.393
Murs en retour	1.036	139.508	/	4.29	598.488
Semelle	1.036	2144.52	/	3.2	6862.46
Pousse de terre	1.036	/	51.12	-1.31	-66.967
Poids terre	1.036	1439.66	/	1.97	2836.12
Pousse surcharge horizontal	1	/	134.52	-1.97	-265
Pousse surcharge vertical	1	772.28	/	1.97	1521.39
Réactions tablier	1.036	336.804	/	1.715	577.618
Effort sismiques	1	/	90	-2	-180
Mc 120	0.2	23.672	/	1.715	40.5975
<b>Total</b>		<b>5387.32</b>	<b>275.64</b>		<b>13535.38</b>

Tableau 2-9:Récapitulatif des sollicitations à la combinaison accidentelle



## 2.5.3.1- Réactions des pieux de la culée :

- ELU :

$$M_u = 1825.994t.m$$

$$N_u = 730.375t$$

$$\text{La section d'un pieu : } S = \pi r^2 = 3,14 \times 0,6^2 = 1,1304 m^2$$

$$\text{On a deux files de 3 pieux donc : } B = 6(S)$$

$$V = \frac{L}{2} = 1,8m$$

$$I = 3 \times 2 \times S \times v^2 = 19.44.S$$

La réaction sur chaque pieu est :  $R = \sigma \times S$ 

$$R = s \times \left( \frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u \cdot V}{I} \right) = S \times \left( \frac{N_u}{6 \times S} \pm \frac{M_u \cdot V}{19,44 \times S} \right)$$

$$R = \frac{730.375}{6} \pm \frac{1825.994 \cdot 1.8}{19.44}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} R_1 = 290.80 T \\ R_2 = -47.34 T \end{cases}$$

Calcul de l'effort de traction dans les aciers de la semelle par la méthode des bielles

Les bielles partent de  $\frac{a}{4}$ 

$$\frac{h - d}{1.8 - \frac{a}{4}} = \frac{R}{N'}$$

**Avec :****h:** Hauteur semelle**d:** Enrobage**a:** Largeur du fut**N':** Effort de traction dans les armatures dans la semelle

$$N' = R \times \frac{1.8}{h - d}$$

$$N' = 290.80 \times \frac{1,8}{1.5 - 0,05}$$

$$N' = 360.99t$$

→Effort de traction dans les aciers introduite par la bielle (à 1.8m)

### 2.5.3.1.1- Ferrailage a L'ELU :

$$A_s = \frac{360.99}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{1,15} = \frac{500}{1,15} = 434.78 \text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{3.61}{434.78} = 83.03 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferrailage de **18T25** = 88.36 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 14 cm.

### 2.5.3.1.2- Armatures transversales :

$$A = \frac{A_s}{4} = 20.76 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } \mathbf{8T20} = 25.13 \text{ cm}^2$$

### -A L'ELS :

$$\text{Mêmes étapes avec : } \begin{cases} N_s = 532.247t \\ M_s = 1333.579t.m \end{cases}$$

### 2.5.3.2- La réaction sur chaque pieu est :

$$R = s \times \left( \frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u \cdot V}{I} \right) = S \times \left( \frac{N_u}{6 \times S} \pm \frac{M_u \cdot V}{19,44 \times S} \right)$$

$$R = \frac{2922.36}{6} \pm \frac{6699.53 \cdot 1.8}{19.44}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} R_1 = 212.19t \\ R_2 = -34.77t \end{cases}$$

Calcul de l'effort de traction dans les aciers de la semelle par la méthode des bielles

$$N' = R \times \frac{1.8}{h - d}$$

$$N' = 212.19 \times \frac{1,8}{1,5 - 0,05}$$

$$N' = 263.41t$$

→Effort de traction dans les aciers introduite par la bielle (à 1.8m)

**Ferraillage a L'ELS :**

$$A_s = \frac{263.41}{\sigma_{st}},$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; \max (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) \overline{\sigma}_{st} = \min (333.33; 250; 221.37) = 250 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{2.6341}{250} = 105.36 \text{ cm}^2$$

**2.5.3.3- Ferraillage de la semelle :**

Pour un élément comprimé l'RPOA exige un ferraillage minimum de **0.28% B**

Pour 1 mètre linéaire nous avons :

$$A_s = \frac{0.28 \times 150 \times 105.36}{100} = 44.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Nous disposons :**

-Nappe inférieure **10T20** =  $31.42 \text{ cm}^2/\text{m1}$  avec un espacement de  $10 \text{ cm}$

-Nappe supérieure **10T14** =  $15.39 \text{ cm}^2/\text{m1}$  avec un espacement de  $10 \text{ cm}$

Qui donne un total de  $46.81 \text{ cm}^2/\text{m1}$

**2.5.3.4- Réactions des pieux :**

$$\text{Soit la section d'un pieu : } S = \pi \cdot r^2 = 3,14 \times \left(\frac{1,20}{2}\right)^2$$

$$\text{Air du pieu} = 1.13 \text{ m}^2 = 1.13 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$\text{A L'ELU: } R_{culée} = 153.75 \text{ T}$$

Le cas le plus défavorable celui de la *culée*:  $R_{culée} = 153.75 \text{ t}$

D'après le rapport géotechnique de laboratoire des travaux publics de l'Ouest (LTPO)

-Pieu isolé en béton armé, foré et tubé avec tubage récupéré, de diamètre

(D=1.20m). Et fiché de 10.00m a 15.00m de profondeur dans la formation d'argile très plastique, argilo lumineuse.

-Pression limite équivalente du sol :  $P_{le} = 11 \text{ bars}$  entre 10.60m et 12. 00m

$$P_{le} = 18 \text{ bars} \text{ entre } 12.60 \text{ m et } 25.00 \text{ m}$$

Après tout calcul fait on disposera, dans ce cas, d'une charge portante admissible  $Q$  de l'ordre de :

- **260** Tonnes/pieu pour une fiche de 10m dans la formation d'argile très plastique, argilo lumineuse.
- **330** Tonnes/pieu pour une fiche de 15m dans la formation d'argile très plastique, argilo lumineuse.

Donc on  $R_c < Q = 153.75 < 260t \rightarrow$  On prend pieu pour une fiche de 10m

Pour le Ferrailage des pieux : On adopte un ferrailage minimum selon **RPOA**

Avec :  $A$  (la surface de la section droit du pieu).

$$0,8\%(A_{\text{pieu}}) \rightarrow 0,8 \times \left(\frac{\pi \cdot 1,2^2}{4}\right) = 90,40 \text{ cm}^2$$

On opte pour **19T25**  $\rightarrow$  section =  $93,29 \text{ cm}^2$

#### 2.5.3.4.1- Armatures transversales :

On adopte  $\phi t = 14$  mm avec un espacement de 25cm.

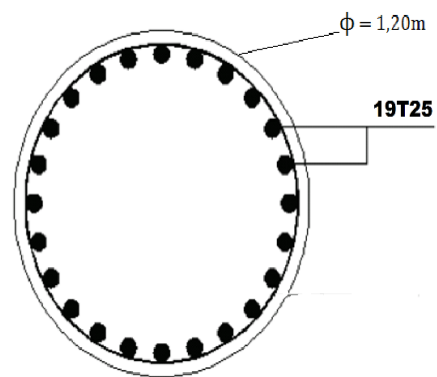


Figure 2-9: Schéma de ferrailage de pieu

### 3- Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné tous les éléments de la culée (mur Gg, mur en routeur, corbeau, mur de front, la dalle de transition). Après analyse du tableau, nous avons calculé les ferrailages de tous les éléments précités. A la fin de ce chapitre, nous avons fait un pré dimensionnement de la semelle de liaison et ferraille les pieux de cette semelle.

# CHAPITRE V

## 1- Introduction :

Notre but dans cette étude est d'estimer le cout et le délai de l'ouvrage, pour faire une proposition à l'entreprise réalisatrice capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

## 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 couts et de ressources. (ISO 10006)

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).

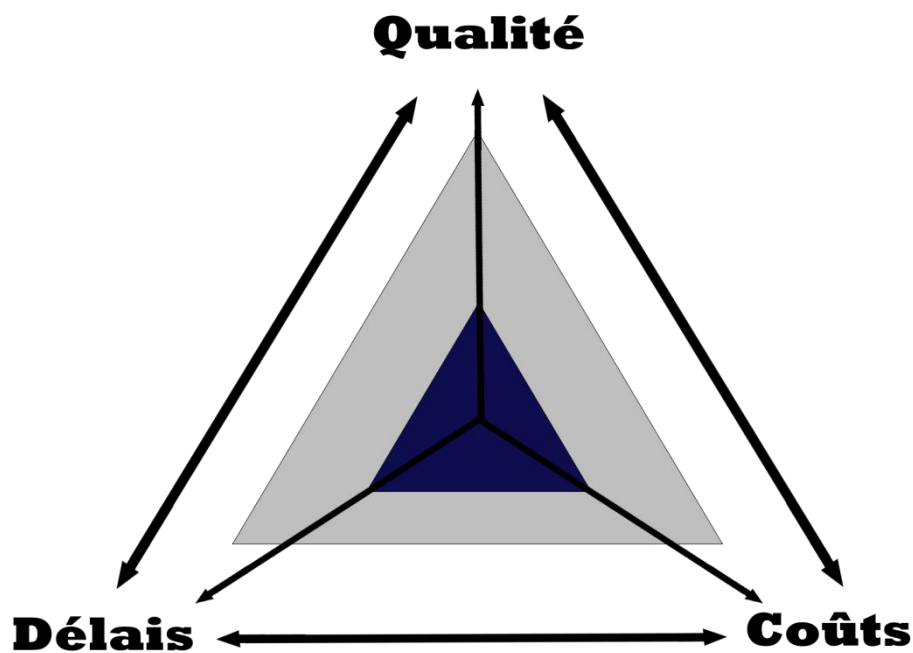


Figure 2-1: Triangle d'or du projet

### **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. (OUDOT.S, 2009)

### **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. (OUDOT.S, 2009)

### **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. (OUDOT.S, 2009)

## 2.4- 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. (Commission européenne,2001)

Le projet se compose de cinq phases : Démarrage, Planification, Exécution, maîtrise et Fermeture.



Figure 2-2: Cycle de vie d'un projet (OUDOT.S, 2009)

### 2.4.1- 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. (OUDOT.S, 2009)

### 2.4.2- 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. (OUDOT.S, 2009)

#### 2.4.3- 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. (OUDOT.S, 2009)

#### 2.4.4- 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. (OUDOT.S, 2009)

**2.4.5- 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. (OUDOT.S, 2009)

**2.5- 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.

**2.5.1- 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. (SS, JA, VA,2008)

**2.5.2- 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. (SS, JA, VA,2008)

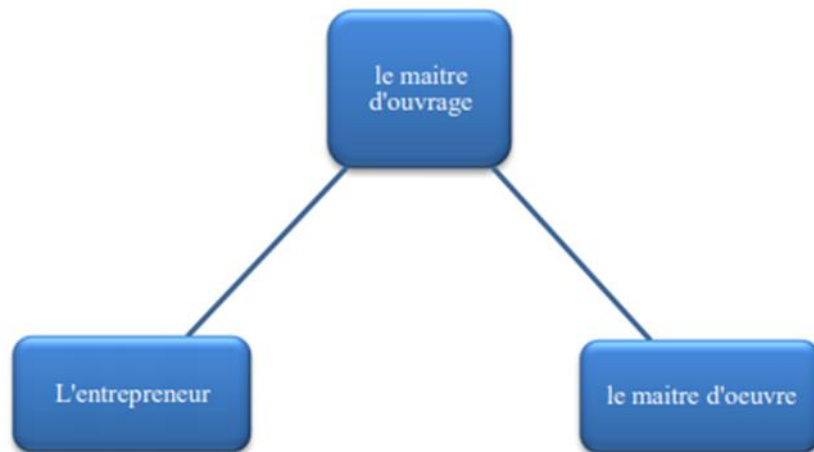
**2.5.3- L'entrepreneur :**

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. (SS, JA, VA,2008)

**2.5.4- 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.). (SS, JA, VA,2008)



**Figure 2-3: LES ACTEURS DU PROJET**

## 2.6- Définir la structure des tâches WBS :

La WBS (Works break-down structure) est la décomposition structurée descendante 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).
- 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.

### 2.6.1- Etude du délai :

Le logiciel **MS PROJECT** nous a permis de déterminer le délai du projet

Le délai du projet est : **95 jours.**

### 2.6.2- Devis quantitatif et estimatif :

N°	Désignation des Travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (HT)	Montant (DA)
<b>FORFAITS</b>					
<b>1-1</b>	<b>Installation de chantier</b>				
<b>1-1-1</b>	<b>Amené du matériel et installation du chantier</b>	<b>F</b>	1	6 000 000,00	6000000,00
<b>1-1-2</b>	<b>Repli du matériel et des installations du chantier</b>	<b>F</b>	1	1 000 000,00	1000000,00
<b>1-2</b>	<b>Forfait d'études d'exécutions</b>	<b>F</b>	1	10 000 000,00	10000000,00
<b>1-3</b>	<b>Epreuves générales des ouvrages</b>	<b>F</b>	1	3 200 000,00	3200000,00
<b>INFRASTRUCTURE</b>					
<b>2-1</b>	<b>Déblais pour fouilles</b>	<b>M<sub>3</sub></b>	667.648	550,00	367207.00
<b>2-2</b>	<b>Remblais pour fouilles</b>	<b>M<sub>3</sub></b>	349.246	850,00	296859.00
<b>2-3</b>	<b>Remblais derrière culées en matériaux sélectionnés</b>	<b>M<sub>3</sub></b>	140	950,00	133000.00
<b>2-4</b>	<b>Exécution des pieux</b>	<b>M<sub>L</sub></b>	120	55 000,00	6600000.00
<b>2-5</b>	<b>Béton de propreté</b>	<b>M<sub>3</sub></b>	34.11	7 500,00	255834.00
<b>2-6</b>	<b>Béton RN27 pour dalles de transition</b>	<b>M<sub>3</sub></b>	18	14 500,00	261000.00
<b>2-7</b>	<b>Béton RN27 pour culées</b>	<b>M</b>	209.75	14 500,00	3041433.00

		<sup>3</sup>	4		
2-8	Epreuve d'un pieu	U	4	1 000 000,00	4 000 000,00
2-9	Aciers FeE500 pour infrastructure	T	35	140 000,00	4900000.00
<b>SUPERSTRUCTURES</b>					
3-1	Béton RN35 pour hourdis ep = 25	M <sub>3</sub>	71.142	15 500,00	1327149.00
3-2	Béton RN27 pour trottoirs et corniches	M <sub>3</sub>	16.032	14 000,00	
3-3	Béton RN35 pour poutre préfabriquées Précontraint et entrottoises	M <sub>3</sub>	134.50	22 000,00	2959000.00
3-4	Aciers FeE40A pour superstructure	T	37	120 000,00	4536000.00
3-5	Aciers FeE40A pour trottoirs et corniches	T	14.70	120 000,00	1764000.00
3-6	Aciers de précontrainte	T	28.50	370 000,00	10545000.0 0
3-7	Fourniture et mise en place d'appareils d'appuis en élastomère fretté (surface striées, unilatéral mobile)	U	12	52 000,00	624000.00
3-8	Fourniture et mise en place des joints de chaussées système de Freyssinet ou équivalent	M L	15	42 000,00	630000.00
3-9	Fourniture et mise en place de joint de trottoirs	M L	8	1 500,00	11 250,00

3-10	Chape d'étanchéité sur l'ouvrage	M <sub>2</sub>	305.47 2	3 000,00	916416.00
3-11	Couche de revêtement ép.=8cm	M <sub>2</sub>	205.07 6	1 200,00	246091.00
3-12	Fourniture et pose de garde-corps	M L	67	11 000,00	737000.00
3-13	Glissière de sécurité	M L	67	5 600,00	3752.00
3-14	Gaine PVC d=100mm	M L	304	750,00	228000.00
3-15	Avaloirs en aciers d=200mm	U	12	25 000,00	300 000,00
3-16	descente d'eau en PVC 100mm	M L	12	1 500,00	18000.00
<b>TOTAL GENERAL H. T</b>			<b>64900991.00</b>		
<b>TVA 19%</b>			<b>12331189.00</b>		
<b>TOTAL GENERAL TTC</b>			<b>77232180.00</b>		

Tableau 2-1 : Devis estimatif et quantitatif du projet

**Le cout du projet est estimé à 77102813.20 DA**

### 2.6.3- Avantages et inconvénients du pont en béton précontraint :

Dans le domaine de la structure, le béton est le matériau de compression le plus économique, mais sa résistance à la traction est très faible ; par conséquent, une compression permanente appelée « précontrainte » lui est ajoutée. La précontrainte est un traitement mécanique, qui comprend la génération d'une contrainte opposée à la contrainte générée par la charge de contrainte appliquée dans le matériau avant la mise en service du matériau. Lorsque le béton armé atteint la limite, le béton précontraint prend le relais, et sa portée admissible va jusqu'à 50 m.

Le pont a poutres en béton précontraint qui sera constitué une seule travée isostatique de 33.4 mètres, la travée comportera 6 poutres en béton précontraint (pré tension) solidarise transversalement par un hourdis, longitudinalement par des entretoises.

**2.6.3.1- Les avantages :**

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage, parce que 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 possibilité de franchir plusieurs portées.
- La réduction du nombre d'appuis.
- La facilité du control 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 a poutre préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques (les portés allant jusqu'à 30 m en précontrainte par pré tension, et pour les portés qui sont comprise entre 30 et 50m en précontrainte en post tension).
- Suppression des joints entre les travées, ce qui représente un confort pour l'utilisateur.

**2.6.3.2- Les inconvénients :**

- 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 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).

**Les points sensibles de cette variante sont : « l'exécution et l'entretien ».**

- 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.

**3- Conclusion :**

Dans ce chapitre on a fait une étude managériale du projet pour déterminer le coût, la durée et les caractéristiques de l'ouvrage

Dans cette étude on a trouvé que le béton précontraint est plus rentable, et on considère que son exécution est plus rapide et économique.

## Conclusion Général

---

Ce travail de mémoire il est une expérience enrichissante qui nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances et de mettre en pratique sur un cas réel les notions fondamentales de management de projet et aussi de travailler avec différents logiciels de gestions et de calculs pour ce type d'ouvrage. (AUTO CAD, SAP 2000, Ms Project)

Nous avons un pont à poutres multiples en béton précontraint, situé au centre-ville de Sidi Bel Abbes (EX Village Perrin) sur la rue la rue (Benchikh Bekhaled) à proximité de la mosquée El Rahman. L'ouvrage question servira au franchissement d'Oued Mekker.

Au cours d'étude de ce pont, l'ensemble des éléments principaux ont été vérifiés conformément aux règles en vigueur.

Les dimensions de la poutre, à savoir : sa hauteur, son épaisseur et sa largeur sont limitées par les intervalles imposés par le règlement, afin d'aboutir à une économie optimale,

Après évaluations des efforts longitudinaux dus aux charges et surcharges, on a modélisé ce pont en 3D par la méthode des éléments finis, ceci en utilisant le logiciel 'SAP 2000 version 14'. Le tablier a été modélisés par des éléments poutres « Frames » ce qui nous a permet de déterminer les poutres les plus sollicités.

A partir des sollicitations maximales nous avons calculé le ferrailage des poutres en béton armé et le câblage des poutres en béton précontrainte qui mit en tension suivant les phases de construction.

Après le calcul de volume de béton, des quantités ferrailages et câbles on déterminera la durée, le coût de ce pont.

Concernant les résultats, nous pouvons apporter les conclusions suivantes : L'élément principal qui fait la différence entre les autres types de ponts est la poutre de béton précontraint qui pèse 72t et qui contient 3 câbles de 12T15

Aujourd'hui, plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil en Algérie sont faites avec le béton précontraint parce qu'il est plus économique par rapport au béton armé, et comme nous l'avons dit en introduction, la conception de ces derniers reste la phase la plus important pour un ingénieur.



## Bibliographie

---

- L.T.P. O ,2019 : rapport d'étude géotechnique dossier N°/13/34, unité d'Oran, ALGERIE.
- Document technique réglementaire D.T.R règle parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008. Ministre des travaux publics.
- 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.
- LACROIX.M. R et all., 1980 : Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, programmes de charges et épreuves des ponts-routes. Fascicule N° 61 titre II
- Guide de Conception, 2011 : Conception économique et durable des ponts.
- CCTG. (1991a). Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ((fascicule n° 62 - titre i - section i) ou (bael 91 révisé 99)). Paris, france: ministère de l'équipement, des transports et du logement secrétariat d'état au logement secrétariat d'état au tourisme.
- CCTG. (1991b). 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) ou (bpeL 91 révisé 99)). Paris, france: ministère de l'équipement, des transports et du logement secrétariat d'état au logement secrétariat d'état au tourisme.
- Thonier, h. (1985). Le béton précontraint aux états-limites (3ème éd). Paris, france : presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Groupe soletanche freyssinet. (2014). La précontrainte freyssinet. bagneux, france: freyssinet.
- Add beton. (S.d.). Récupéré 14 juin, 2019, de <https://www.addbeton.com>.
- Yazid, a. (2005). Béton précontrainte- cours et exercices. bechar, algérie: centre universitaire de bechar.
- Charles, e., cause, g., & bouchon, p. (2007). Béton précontrainte-support de cours. Paris, france: presses de l'ecole nationale des ponts et chaussées.

## Bibliographie

---

- Groupe technique specialise (gts). (2008). regles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art(rpoa 2008). alger, algérie: ministere des travaux publics.
- Setra. (1996). Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension: guide de conception.bagneux-cedex, france: setra.
- Norme ISO 10006, in « <http://www.tarrani.net/shared/WBSRefGuide3.pdf> » ; 18/05/2021.
- OUDOT.S, 2009 : Cours de Management des systèmes / gestion de projet, école de management Euromed Marseille, France.
- 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.

**Ouvrage au centre-ville de Sidi Bel Abbès  
(Pont à une seule travée de 33.40 m en Béton précontraint)**

