

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



MEMOIRE POUR L'OBTENTION DE DIPLOME  
DE MASTER EN GENIE CIVIL

**Spécialité :**

Infrastructure de Base et Géotechnique  
Travaux Publique

**Thème :**

ETUDE TECHNICO - ECONOMIQUE  
CONCERNANT UN PONT EN BETON  
PRECONTRAIT SUR OUED TAFNA  
PAR CW01 AU NIVEAU DE RN°22  
WILAYA D'AIN TEMOUCHENT

**Présenté en juin 2017 par :**

Mr. BERKI Med

Mr. BOUTAYACHET Med

**Composition du jury :**

Mr. F. HAMZAOU

Univ. Tlemcen Président

Mr. M.Y. CHERIF BENMOUSSA

Univ. Tlemcen Examineur

Mr. O. MAACHOU

Univ. Tlemcen Examineur

Mr. A. BENAMAR

Univ. Tlemcen Encadreur

Mr. BENTCHOUK

Co-encadreur externe

**Année universitaire : 2016 - 2017**

# Remerciements

---

Nous voulons remercier en premier lieu notre dieu qui nous a donné la puissance pour achever ce modeste travail.

A notre directeur de mémoire, monsieur BENAMAR.

Vous nous avez fait l'honneur de diriger ce travail avec beaucoup de disponibilité, de patience et de rigueur. Durant notre formation et la préparation de ce mémoire. Nous avons bénéficié, grâce à vous, un enseignant vrai, non seulement sur le plan scientifique, mais aussi sur le plan humain. Ce travail n'aurait jamais pu aboutir sans vous.

Nous remercions tout particulièrement monsieur BENTCHOUK et monsieur OUDJEDI pour leur gentillesse, leur savoir, leur manière de faire mener à bien notre projet de fin d'étude, de nous avoir accueilli au sein de leur service. Et à toute l'équipe SEROR pour leur aide si précieuse.

Nos vifs remerciements s'adressent à Monsieur HAMZAOUI.F pour avoir accepté de présider le jury de ce travail.

A monsieur CHERIF BENMOUSSA.Y et monsieur MAACHOU.O,  
Nous sommes extrêmement honorés de vous compter parmi le jury que vous rehaussez par votre expérience et votre compétence.  
Soyez assuré de notre respectueuse gratitude.

Nous adressons également notre profonde gratitude à tous les professeurs de l'université Abou bekr Belkaid en particulier ceux du département de GENIE CIVIL.

Nos remerciements s'attarderont aussi à nos amis de plus longue date. À la promotion 2016/2017, et même ceux de la promotion 2015/2016 les nommer serait inutile, ils se reconnaîtront. Qu'ils sachent que leur amitié nous est précieuse.

# *Dédicace*

---

*Je remercie notre Dieu, le tout puissant, d'avoir éclairé mon chemin et de m'avoir donné la volonté d'achever ce mémoire.*

*Je dédie ce modeste travail que témoigne mes respects;  
A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu, qui m'ont guidé lors des moments difficiles et qui ont su m'aider avec leurs précieux conseils tout au long de mon parcours ;*

*A mes sœurs : Amina, Wafaa ;*

*A toute ma famille ;*

*A tous mes amis qui m'ont soutenue et encourager ;*

*Les amis de mon binôme Boutayachat Mohamed ;*

*A toute la promotion IBG 2016 et IBG 2017 avec qui j'ai tissé des liens d'amitié au travers de nos années d'étude ensemble ;*

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

*BERKI Med*

## *Dédicace*

---

*Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donnée la force, d'avoir éclairé mon chemin et de m'avoir donné le courage de réaliser ce mémoire.*

*Je dédie ce travail ;*

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, Aucune dédicace ne pourrait exprimer mon respect, ma considération et mes profonds sentiments envers eux.*

*A mon cher grand-père, qui était un symbole pour la famille  
Lhadje Hmad, rabi yrahmeh.*

*A mes frères : Abde rehmen , Ilyes , Aissa et Abde elwahabe.*

*A toute ma famille.*

*A mes amis : Mehdi H , Habibe B , Fethi B , Mohamed M, Sif adinne B .*

*A cher ami: Amira Soulef HA qui m'a aidé à compléter ce mémoire.*

*A toute la promotion : IBG 2017 Plus que de vrais Amis, Meilleurs vœux de réussite.*

*BOUTAYACHET Med*

# Résumé

---

Le but de ce mémoire est de faire une étude propositionnelle sur un pont à poutre en béton précontraint pour l'entreprise réalisatrice du projet. L'ouvrage en question est un pont qui se trouve au Sud-Ouest de Beni – Saf pour franchissement de l'Oued Tafna, situé au niveau du CW01, reliant ainsi la route nationale N°22 et le village d'Oualhaca, Wilaya de Ain Temouchent.

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.....).

On élabore dans ce travail le pré dimensionnement de poutre, on détermine le ferrailage de poutre à partir des résultats de 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, coût, délai.

# Abstract

---

The purpose of this thesis is to make a propositional study on a prestressed concrete beam bridge for the project company.

The project in question is a bridge located southwest of Beni – Saf for crossing the valley *Tafna*, located at CW01, connecting national road N ° 22 and the village of *Oualhaca*, *Wilaya of Ain Temouchent*.

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 ; cost ; time.

# المخلص

الهدف من هذه المذكرة هو دراسة اقتراحية على جسر بخرسانة مسبقة الاجهاد للمؤسسة المنجزة للمشروع.

المشروع المذكور أعلاه هو عبارة عن جسر يقع في الجنوب الغربي لمدينة بني صاف و هذا لعبور واد تافنة، و الذي يربط الطريق البلدي رقم 01 مع الطريق الوطني رقم 22 (قرية ولهاصة)، ولاية عين تموشنت.

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

نقوم بدراسة ابعاد العارضة الخاص باتمام كل متغير بالاعتماد على نتائج برنامج SAP2000، ومنها نقوم بدراسة إدارية لتحديد مدة وتكلفة المشروع باستخدام برنامج (MS-PROJECT).

والنتيجة التي تم الحصول عليها في هذا العمل يدل على أن جسر المصنوع بعارضات الخرسانة مسبقة الإجهاد هو أكثر فائدة بكثير من الناحية الاقتصادية والزمانية والجماليات.

كلمات البحث:

جسر ، خرسانة مسبقة الإجهاد، إدارة الاعمال ، تكلفة ، وقت .

# Table Des Matières

---

- Remerciements
- Dédicace
- Résumé
- Abstract
- الملخص
- Table des matières
- Liste des figures
- Liste des tableaux
- Introduction générale

## *Chapitre I : Présentation du projet*

1.	INTRODUCTION .....	2
2.	PRESENTATION GENERAL DU PROJET .....	2
	2.1 Présentation de l'ouvrage .....	2
	2.2 Les données fonctionnelles .....	3
	2.2.1 Tracé en plan .....	3
	2.2.2 Profil en long.....	3
	2.2.3 Profil en travers.....	4
	2.3 Les Données Géotechniques.....	4
	2.3.1 Généralités.....	4
	2.3.2 Contexte géologique .....	5
	2.4 Choix de l'ouvrage.....	9
3.	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	9
	3.1 Béton .....	9
	3.1.1 Résistance caractéristique à la compression .....	9
	3.1.2 Résistance caractéristique à la traction.....	10
	3.1.3 Contrainte admissible.....	10
	3.1.4 Coefficient de poisson.....	10
	3.1.5 Déformation longitudinale du béton.....	10
	3.1.6 Module de déformation transversale du béton.....	11
	3.2 L'acier.....	11
	3.2.1 L'acier passif .....	11
	3.2.2 L'acier actif .....	12

## *Chapitre II : Etude du tablier*

1.	INTRODUCTION .....	14
2.	PRE DIMENSIONNEMENT.....	14



# Table Des Matières

---

2.1	Longueur des travées et Largeur des voies .....	14
2.2	Hauteur des poutres .....	14
2.3	Nombre et espacement des poutres.....	15
2.4	Largeur de la table de compression.....	15
2.5	Épaisseur de la table de compression .....	15
2.6	Épaisseur de l'âme.....	15
2.7	Largeur du talon.....	15
2.8	Épaisseur du talon.....	16
2.9	Gousset.....	16
2.9.1	Gousset de la table de compression.....	16
2.9.2	Gousset du talon.....	16
2.10	Entretoise.....	16
2.11	Épaisseur de la dalle.....	17
2.12	Caractéristique géométrique de la poutre .....	17
2.12.1	C.G de la section médiane en (I) sans hourdis.....	18
2.12.2	C.G de la section en travée en (I) sans hourdis.....	19
2.12.3	C.G de la section à l'about en (T) sans hourdis .....	20
2.12.4	C.G de la section médiane en (I) plus hourdis .....	21
2.12.5	C.G de la section en travée (I) plus hourdis.....	22
2.12.6	C.G de la section à l'about en (T) plus hourdis.....	24
3.	Evaluation des charges.....	24
3.1	Les charges permanentes .....	24
3.2	Les Surcharges.....	26
4.	DETERMINATION DES MOMENTS ET DES EFFORTS .....	35
4.1	La méthode numérique (SAP2000) .....	35
4.2	La modélisation.....	35
4.3	Moments fléchissant dans les poutres.....	36
4.3.1	Moments fléchissant due au poids propre (DEAD).....	36
4.3.2	Moments fléchissant due à la surcharge A(I) .....	38
4.3.3	Valeur des moments fléchissant réels .....	40
4.4	Efforts tranchants dans les poutres .....	41

## *Chapitre III : Etude de la précontrainte*

1.	INTRODUCTION.....	45
2.	PRINCIPE DE LA PRECONTRAINT.....	45
3.	PRECONTRAINT PAR POST TENSION.....	45
4.	PROCEDE DE PRECONTRAINT PAR POST TENSION.....	45
5.	CALCUL DE LA PRECONTRAINT .....	46
6.	CALCUL DU NOMBRE DE CABLES.....	48

# Table Des Matières

---

7.	VERIFICATION A L'ELS.....	49
8.	DISPOSITION DES CABLES .....	56
9.	CALCUL DES PERTES DE PRECONTRAINTE.....	59
9.1	pertes instantanées .....	59
9.1.1	Pertes par frottements .....	59
9.1.2	Pertes par recule d'ancrage.....	60
9.1.3	Pertes par raccourcissement instantané du béton.....	61
9.1.4	Pertes instantanées totales .....	63
9.2	Pertes différées .....	64
9.2.1	Pertes dues au retrait du béton .....	64
9.2.2	Pertes dues au fluage du béton .....	64
9.2.3	Pertes dues à la relaxation des aciers.....	64
9.2.4	Pertes de tensions différées totales.....	66
9.3	Calcul du pourcentage des pertes totales.....	66
10.	Vérification à l'ELS des contraintes de la poutre la plus sollicitée.....	66
11.	Ferraillage de la poutre.....	68
11.1	Armatures de peau .....	68
11.2	Armatures longitudinales.....	69
11.3	Armatures supérieures de la table de compression .....	70
11.4	Effort tranchant maximum .....	71
11.5	Effort de cisaillement dalle-poutres.....	71

## *Chapitre IV : Etude de l'appareil d'appui*

1.	Introduction.....	73
1.1	Les appareils d'appuis en élastomère fretté.....	73
2.	Dimensionnement des d'appareils d'appuis.....	74
2.1	Les variations linéaires du tablier.....	74
2.1.1	Retraits.....	74
2.1.2	Fluage.....	75
2.1.3	Température .....	75
2.1.4	Total des variations linéaires.....	75
2.2	Dimensionnement en plan.....	75
3.	Vérification de l'appareil d'appuis .....	76
3.1	La répartition des efforts horizontaux.....	77
3.1.1	Efforts dus aux charges dynamiques.....	77
3.1.2	Effort dû au vent.....	77
3.1.3	Evaluation du point fixe.....	77
3.1.4	Chargement statique (lent) .....	78

# Table Des Matières

---

	3.1.5	Chargement dynamique (instantané).....	78
	3.1.6	Variation linéaire du tablier .....	79
	3.1.7	Les charges de freinage .....	80
4		Les charges dues au séisme.....	80
5		Les dés d'appuis.....	87
	5.1	Fonction des dés d'appuis .....	87
	5.2	Dimensionnement des dés d'appuis.....	87
	5.3	Ferraillage des dés d'appui .....	88
6		Les joints de chaussés.....	88

## Chapitre V : Etude de l'infrastructure

1.		INTRODUCTION.....	90
2.		CRITERE DE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE .....	90
3.		Pré dimensionnement de la pile.....	91
4.		Détermination des efforts agissant sur la pile .....	92
	4.1	Efforts verticaux.....	92
	4.2	Efforts horizontaux.....	92
	4.3	Efforts sollicitant la pile .....	92
5.		Etude du chevêtre de la pile .....	93
	5.1	Calcul du ferraillage.....	94
6.		Etude de la pile.....	96
	6.1	Etude du flambement.....	96
	6.2	Calcul du ferraillage .....	96
7.		Ferraillage de la semelle de liaison.....	97
	7.1	. Pré dimensionnement .....	97
	7.2	.Réactions des pieux de la pile .....	99
8.		Critère de dimensionnement des culées .....	100
	8.1	. CHOIX DU TYPE DE CULEE.....	100
	8.2	.IMPLANTATION DES CULEES.....	100
	8.3	. PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES.....	100

# Table Des Matières

---

8.3.1	Mur de front.....	100
8.3.2	Mur en retour.....	100
8.3.3	Mur garde grève.....	101
8.3.4	Dalle De Transition .....	101
8.3.5	Corbeau.....	101
8.3.6	Semelle .....	101
8.4	.Calcul des sollicitations agissant sur la culée.....	102
8.4.1	Poids propre de la culée et moments sollicitant.....	102
8.4.2	Calcul en construction avec remblais.....	103
8.5.	Ferraillage des différents éléments de la culée.....	106
8.5.1	Ferraillage du mur garde grève.....	106
8.5.2	Ferraillage de la dalle de transition.....	107
8.5.3	Ferraillage du corbeau.....	109
8.5.4	Ferraillage du mur de front.....	110
8.5.5	Etude de la semelle de liaison.....	112
8.5.5.1	Pré dimensionnement de la semelle de liaison.....	112
8.5.5.2	Efforts horizontaux .....	113
8.5.5.3	Efforts verticaux.....	113
8.5.5.4	Vérification de la stabilité et les contraintes sous semelle .....	114
8.5.5.5	Réactions des pieux de la culée.....	117
8.5.5.6	Réactions des pieux.....	119

## *Chapitre VI : Etude économique de l'ouvrage*

1	Introduction .....	121
2	Management de projet .....	121
2.1	Gestion des délais.....	121
2.2	Gestion des coûts.....	121
2.3	Gestion de la qualité.....	122
2.4	Cycle de vie de projet.....	122
2.5	Les acteurs du projet.....	124
2.6	Définir la structure des taches WBS .....	125
3.	Etude du délai .....	126
4.	Devis quantitatif et estimatif .....	126
5.	avantages et inconvénients du pont en béton précontraint .....	127

# Table Des Matières

---

5.1	Les avantages.....	127
5.2	Les inconvénients.....	128
6	Conclusion.....	129
	<i>Conclusion générale</i> .....	130
	<i>Bibliographie</i> .....	131

# Liste des tableaux

---

Tableau1.1 : Ponts à plusieurs travées.....	9
Tableau1.2 : Vérification des fissurations à l'ELU et l'ELS.....	11
Tableau2.1 : les données géométriques de la p. médiane en (I).....	19
Tableau 2.2: caractéristiques géométriques de la p.médiane.....	19
Tableau2.3 : calcul des données géométriques de la poutre en travée.....	20
Tableau2.4 : caractéristiques géométriques de la poutre en travée.....	20
Tableau.2.5 : calcul des données géométriques de la poutre à l'about.....	21
Tableau.2.6 : caractéristiques géométriques de la poutre à l'about .....	21
Tableau.2.7: caractéristiques géométriques de la p. médiane + hourdis.....	22
Tableau.2.8 : caractéristiques géométriques de la p. en travée +hourdis.....	23
Tableau.2.9 : caractéristiques géométriques de la poutre en travée +hourdis.....	24
Tableau 2.10. Classe de pont.....	28
Tableau 2.11. Les valeurs du coefficient $A(l)$ .....	29
Tableau 2.12. Les valeurs de $V_0$ .....	29
Tableau 2.13. Les valeurs du coefficient $B_c$ .....	30
Tableau 2.14. Les valeurs de $B_t$ .....	31
Tableau 2.15. Tableau récapitulatif des moments fléchissant.....	39
Tableau 2.16. Coefficients des combinaisons d'actions.....	40
Tableau2.17. Tableau récapitulatif des moments à l'ELU.....	40
Tableau.2.18 Tableau récapitulatif des moments à l'ELS.....	41
Tableau2.19. Tableau récapitulatif des efforts tranchants.....	43
Tableau2.20. Tableau récapitulatif des efforts à l'ELU.....	43

# Liste des tableaux

---

Tableau 2.21. Tableau récapitulatif des efforts à l'ELS.....	44
Tableau 3.1:caractéristiques géométriques de la p.à mi- travée +hourdis.....	47
Tableau3.2. Récapitulatif des résultats de précontrainte.....	49
Tableau 3.3:caractéristiques géométriques de la p. à mi- travée sans hourdis.....	49
Tableau3.4. Combinaison quasi-permanente de P1.....	50
Tableau 3.5. Combinaison quasi- permanente de P2.....	51
Tableau3.6. Combinaison fréquente de P1.....	53
Tableau 3.7. Combinaison fréquente de P2.....	54
Tableau 3.8. Combinaison rare de P1.....	55
Tableau3.9. Combinaison rare de P2.....	56
Tableau 3.10. Tableau récapitulatif du tracé des câbles.....	59
Tableau 3.11. Les valeurs des pertes par frottements à $x=0,50L$ .....	60
Tableau 3.12. Les valeurs des pertes par frottements à $x=0,25L$ .....	60
Tableau 3.13. Les valeurs de « d ».....	61
Tableau 3.14. Les pertes par recule d'ancrage.....	61
Tableau 3.15. Les pertes par raccourcissement instantané pour l'about.....	62
Tableau 3.16. Les pertes par raccourcissement instantané pour l'extrados.....	63
Tableau 3.17. Les pertes instantanées totales des câbles de l'about.....	63
Tableau 3.18. Les pertes instantanées totales des câbles de l'extrados.....	63
Tableau 3.19. Les pertes dues au retrait du béton.....	64
Tableau 3.20. Les pertes dues au fluage du béton.....	64
Tableau 3.21. Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'about.....	65

# Liste des tableaux

---

Tableau 3.22. Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'extrados....	65
Tableau 3.23. Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'about.....	66
Tableau 3.24. Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'extrados.....	66
Tableau 3.25. Pourcentage réel des pertes.....	66
Tableau 3.26. Caractéristiques géométriques de la poutre à la mise en tension.....	67
Tableau 3.27. Détermination des contraintes à la mise en tension.....	67
Tableau 3.28. Caractéristiques géométriques de la poutre en service.....	67
Tableau 3.29. Détermination des contraintes en service.....	70
Tableau 4.1 : Récapitulatif des déplacements.....	79
Tableau 4.2 : Récapitulatif des rigidités.....	79
Tableau 4.3. Répartition de variation linéaire du tablier.....	79
Tableau 4.4. Répartition de l'effort de freinage de $Bc$ sur piles et culées.....	80
Tableau 4.5 : Les classes du pont.....	80
Tableau 4.6: Coefficient d'accélération des zones A.....	81
Tableau 4.7. Classification du pont.....	81
Tableau 4.8. Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale.....	82
Tableau 4.9. Répartition des efforts sismiques.....	83
Tableau 4.10. les forces transversales.....	83
Tableau 4.11. Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale.....	84
Tableau 4.12. Les forces verticales.....	85
Tableau 4.13. Combinaisons sismiques.....	85
Tableau 4.14. Calcul de $Hs$ .....	85



# Liste des tableaux

---

Tableau 5.1. Récapitulatif de hauteur de fut et de la pile.....	91
Tableau 5.2. Efforts sollicitant la pile à l'ELU.....	92
Tableau 5.3. Efforts sollicitant de la pile à l'ELS.....	93
Tableau 5.4. Efforts sollicitant de la pile à la combinaison accidentelle.....	93
Tableau 5.5. Moments et efforts tranchants du chevêtre.....	94
Tableau 5.6. La position des culées.....	100
Tableau 5.7. La descente de charge de la culée.....	103
Tableau 5.8. Récapitulatif des sollicitations verticales.....	105
Tableau 5.9. Récapitulatif des sollicitations horizontales.....	106
Tableau 5.10. Sollicitations agissants sur le mur de front.....	110
Tableau 5.11. Récapitulatif des moments à l'ELU.....	110
Tableau 5.12. Récapitulatif des moments à l'ELS.....	112
Tableau 5.13. Récapitulatif des sollicitations à l'ELU.....	114
Tableau 5.14. Récapitulatif des sollicitations à l'ELS.....	115
Tableau 5.15. Récapitulatif des sollicitations à la combinaison accidentelle.....	116
Tableau 6.1. Devis estimatif et quantitatif du projet.....	126

# Listes des figures

---

Figure 1.1: Terminologie des ponts.....	2
Figure 1.2. Tracé en plan.....	3
Figure 1.3: profil en long.....	4
Figure1.4 : Profil en travers.....	4
Figure 1.5 : Structure des différentes coupes lithologiques (sondageSN1)....	6
Figure 1.6: Structure des différentes coupes lithologiques (sondage SN2)....	7
Figure 1.7 : Structure des différentes coupes lithologiques (sondageSN2')...8	
Figure 1.8: Diagramme contraintes déformations.....	12
Figure 2.0. Dimensions de la poutre.....	17
Figure 2.1 : Dimension de la poutre médiane sans hourdis .....	18
Figure 2.2 : Dimensions de la poutre en travée sans hourdis.....	20
Figure 2.3. Dimensions de la poutre à l'about.....	21
Figure 2.6: Dimensions de la poutre médiane+ hourdis.....	22
Figure.2.7 : Dimensions de la poutre de la poutre en travée +hourdis.....	23
Figure.2.8 : Dimensions de la poutre de la poutre à l'about + hourdis.....	24
Figure.2.9 : La corniche.....	25
Figure.2.10: le trottoir.....	26
Figure 2.11. Le système $B_c$ .....	30
Figure .2.12 : le système $B_t$ .....	32
Figure 2.13 : le système $B_r$ .....	33
Figure 2.14 : surcharge Mc120.....	34

## Listes des figures

---

Figure.2.15 : Modélisation des poutres.....	35
Figure2.16. Modélisation des poutres avec leurs différentes sections.....	36
Figure 2.17. Modélisation de la dalle et de l'entretoise.....	36
Figure.2.18. Diagramme du moment fléchissant de la poutre de rive.....	37
Figure2.19. Diagramme du moment fléchissant de la p. inter .1.....	37
Figure2.20. Diagramme du moment fléchissant de la p. Inter. 2.....	37
Figure2.21. Diagramme du moment de la poutre de rive due à A(L).....	38
Figure2.22. Diagramme du moment de la p. Inter.1 due à A(L).....	38
Figure 2.23. Diagramme du moment de la p. Inter. 2 due à A(L).....	39
Figure 2.24. Diagramme de l'effort tranchant de la poutre de rive.....	41
Figure 2.25. Diagramme de l'effort tranchant de la p. Inter. 1.....	42
Figure2.26. Diagramme de l'effort tranchant de la p. Inter. 2.....	42
Figure3.1. Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P1.....	51
Figure3.2. Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P2.....	52
Figure 3.3. Diagramme de la combinaison fréquente de P1.....	53
Figure 3.4. Diagramme de la combinaison fréquente de P2.....	54
Figure 3.5. Diagramme de la combinaison rare de P1 .....	55
Figure 3.6. Diagramme de la combinaison rare de P2 .....	56
Figure 3.7. Câbles de l'about.....	57
Figure 3.8. Tracé des câbles.....	59

# Listes des figures

---

<b>Figure 3.9. Diagramme des contraintes sous P2.....</b>	<b>70</b>
<b>Figure 3.10. Ferrailage passif de la poutre.....</b>	<b>72</b>
<b>Figure 3.11. Détail du ferrailage transversal passif de la poutre.....</b>	<b>72</b>
<b>Figure 4.1 : Appareil d'appui en néoprène fretté.....</b>	<b>74</b>
<b>Figure 4.2. Classification des sites.....</b>	<b>82</b>
<b>Figure 4.3. Combinaisons des directions des séismes.....</b>	<b>85</b>
<b>Figure4.4. les dimensions des dés d'appuis.....</b>	<b>88</b>
<b>Figure 4.5. Joint à peigne à dents arrondis.....</b>	<b>89</b>
<b>Figure 5.1. Plan coffrage pour les piles types.....</b>	<b>91</b>
<b>Figure5.2 Dessin de la coupe de la semelle.....</b>	<b>97</b>
<b>Figure 5.3 Dessin de la culée 1.....</b>	<b>102</b>
<b>Figure5.4.Dimensions de la semelle.....</b>	<b>112</b>
<b>Figure 6.1: Triangle d'or du projet.....</b>	<b>121</b>
<b>Figure 6.2 : Cycle de vie d'un projet .....</b>	<b>122</b>
<b>Figure 6.3: Les acteurs du projet.....</b>	<b>125</b>

## Introduction générale

---

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme MASTER en génie civil, consiste à établir une étude complète d'un ouvrage d'art projeté.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers la direction des travaux publics de la wilaya de *Ain – Temouchent* propose un aménagement de la route Chemin Wilaya 01 qui traverse OUED TAFNA sur 69,8m ; reliant ainsi la route nationale N°22 et le village d'*Oualhaca*, Wilaya de *Ain Temouchent* ; pour cela la réalisation d'un pont a été proposé.

### **Tableau : information générale sur la Wilaya de *Ain Temouchent***

19/03/2012([www.mtp.gov.dz](http://www.mtp.gov.dz))

Informations Générales			Infrastructures routières			Nombre d'ouvrage d'art		
Surface / $km^2$	Population	Habitant / $km^2$	RN	CW	CC	N sur RN	N sur CW	N sur CC
2379	371239	156,05	328km	235KM	570km	77	32	38

Notre projet de fin d'études concerne la ré-conception d'un pont existant en béton armé en un pont en béton précontraint, Ce choix a été fait non seulement en raison de la taille et l'importance du projet mais surtout à cause des résultats satisfaisants que peut nous donner dans la conception.

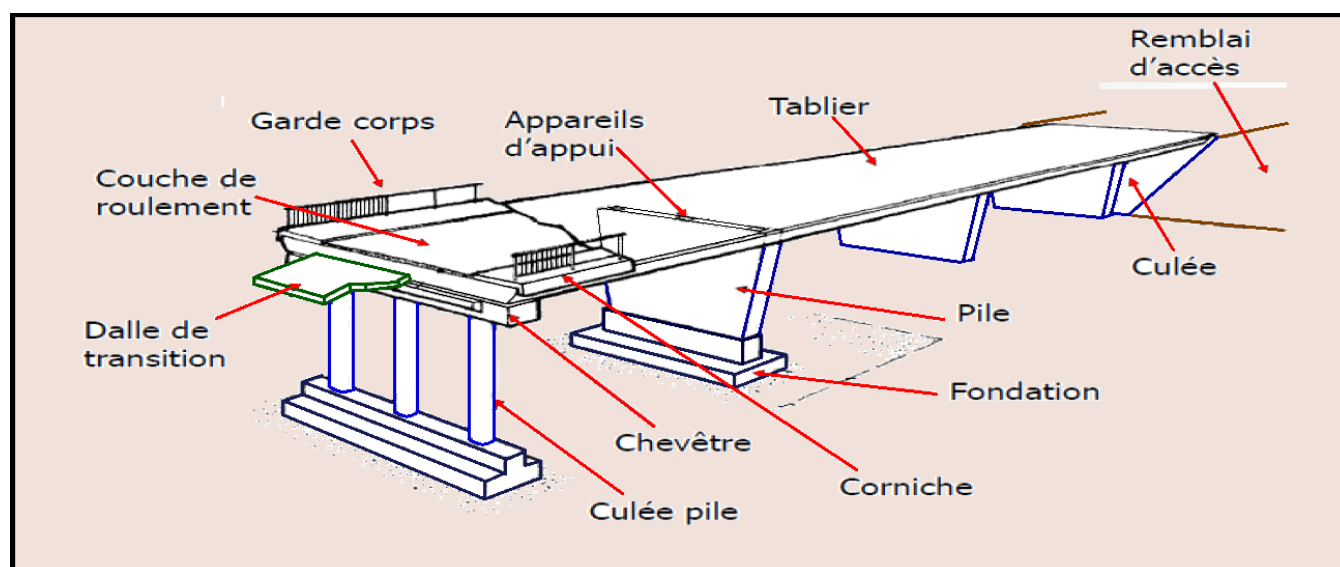
La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes opposées à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend le relais, il permet d'atteindre des portées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

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 troisième est l'étude économique de l'ouvrage.

Donc l'objectif de ce travail est de faire une étude propositionnelle pour l'entreprise réalisatrice du projet

## 1. INTRODUCTION :

D'une manière générale, un pont est un ouvrage en élévation, permettant de franchir un obstacle naturel ou travail manuel (artificiel) : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal ...etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), ferroviaire (pont-rail), cours d'eau (pont-canal), ou bien de passage piéton (passerelle), Il est constitué de trois parties essentielles (la superstructure, les appareils d'appui, l'infrastructure).



**Figure I.I: Terminologie des ponts**

L'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

## 2. PRESENTATION GENERAL DU PROJET :

### 2.1 Présentation de l'ouvrage :

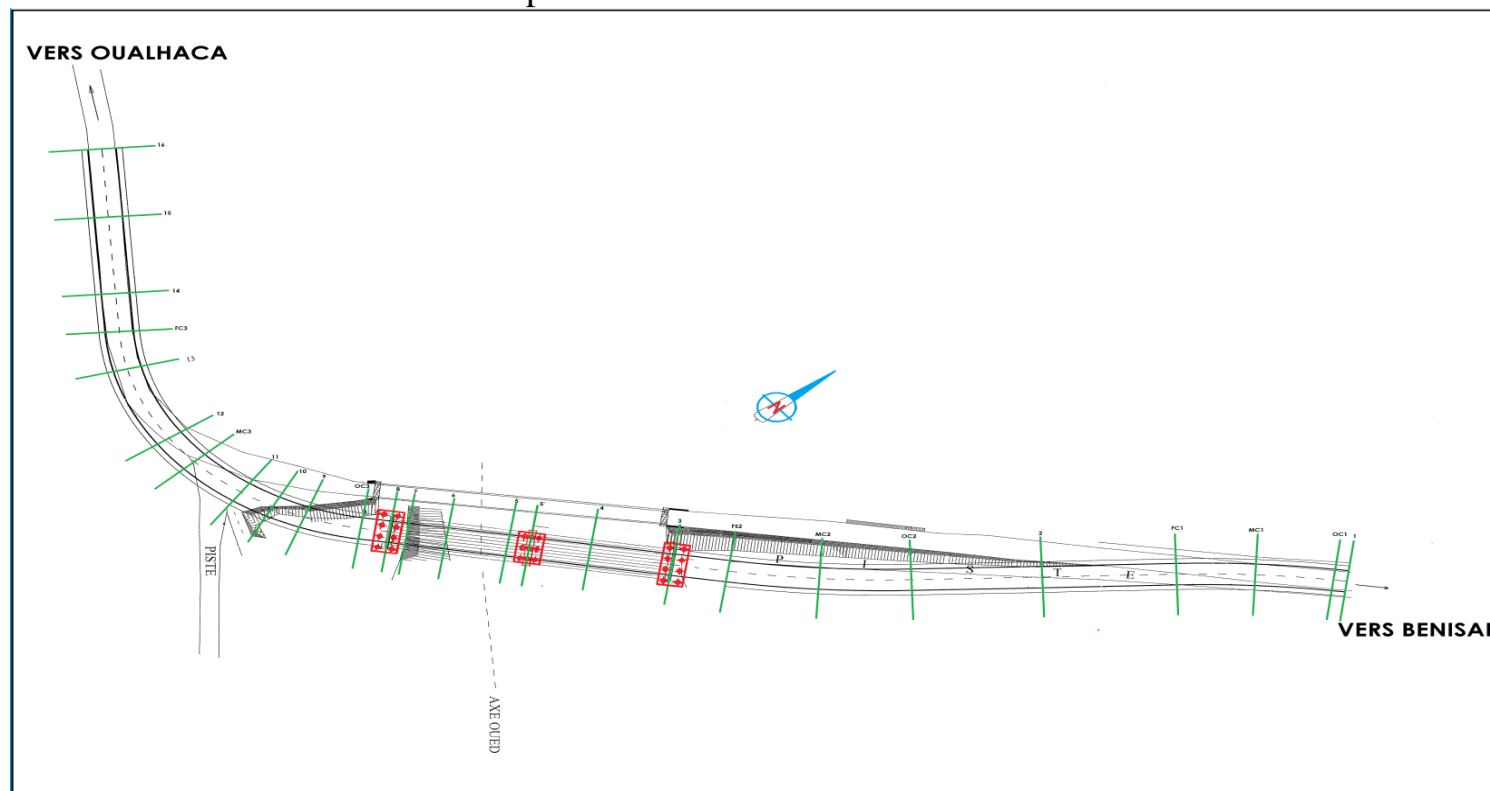
L'ouvrage en question est un pont qui se trouve au Sud-Ouest de Beni-Saf pour franchissement de l'Oued Tafna, situé au niveau du CW01, l'objet de l'étude est prévu pour le passage en deux voies en remplacement du vieil ouvrage métallique à une seule voie existant à ce niveau et en état très vétuste. Reliant ainsi la route nationale N°22 et le village d'Oualhaca, Wilaya de *Ain Temouchent*.

## Chapitre I: présentation du projet

Sa longueur totale est de **66,80mètres**, tandis que sa largeur est de **10,00 mètres**, l'ouvrage est droit. Le tablier est constitué de poutres de section en forme de **T** avec âme variable en béton précontraint. Ces poutres transmettent les efforts aux appuis à travers des appareils d'appui. En ce qui concerne l'infrastructure, on prévoit des piles à section pleine, ainsi que les deux culées sur des fondations profondes. La dalle de transition a une longueur de **4 mètres**.

Le pont est constitué de **deux** travées indépendantes de **33,40m**.

Ce pont repose sur **deux** culées et **une** pile en béton armé, qui eux même reposent sur des semelles de liaisons fixées sur pieux isolé en béton armé forés.



**Figure I.2: tracé en plan (annexe A et E)**

### **2.2 Les données fonctionnelles :**

Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction et sa mise en service. Pour cela, il est nécessaire de définir les caractéristiques des voies portées et des voies ou obstacles franchis.

#### **2.2.1 Tracé en plan :**

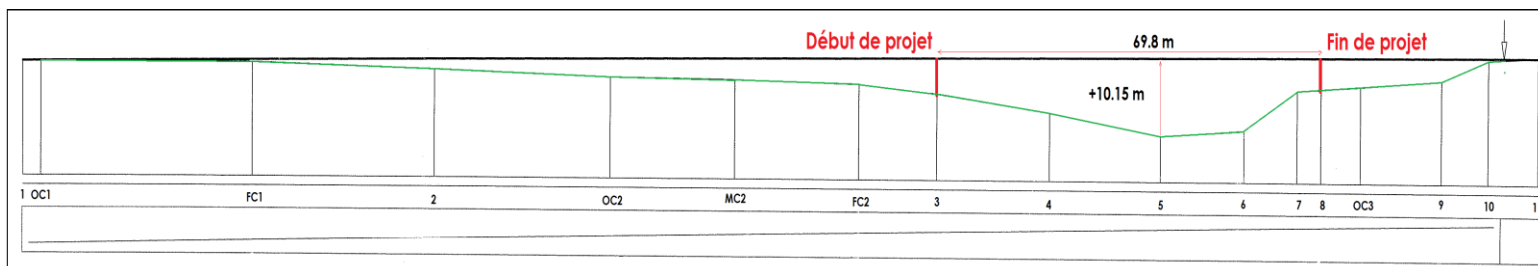
L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie droite. (Annexe E)

#### **2.2.2 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 naturelles.

Le tracé de la voie routière présente une pente de **0,59%**, le pont franchit un oued non navigable, son gabarit n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles mais par des contraintes naturelles.

## Chapitre I: présentation du projet

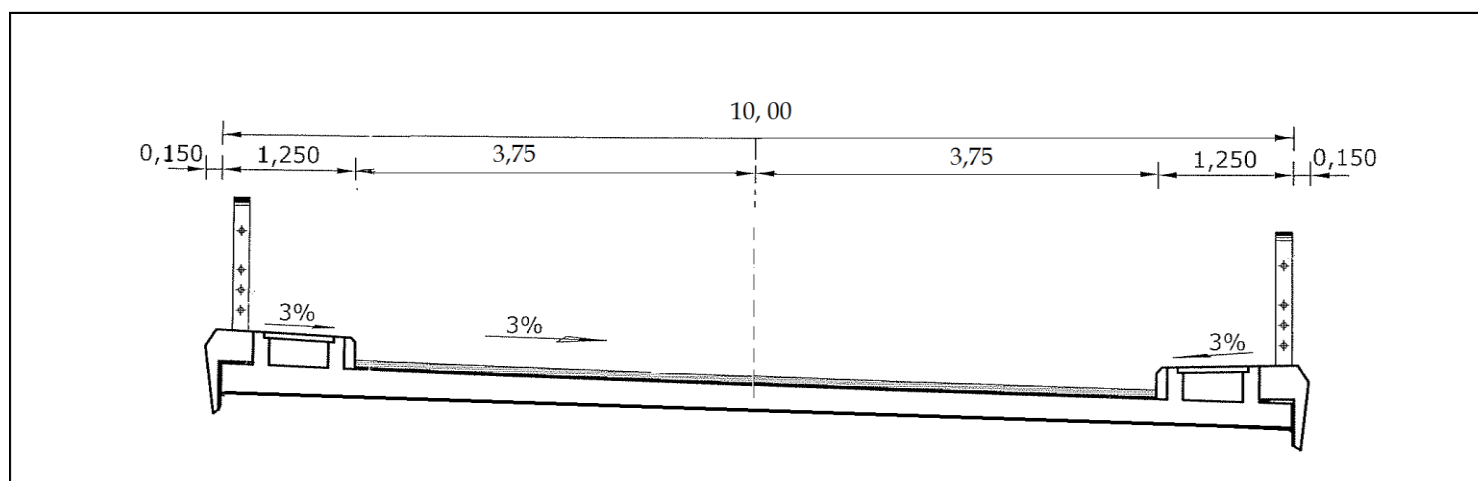


**Figure I.3: profil en long (Voir annexe B)**

### **2.2.3 Profil en travers :**

Le profil en travers est l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

- La largeur totale de l'ouvrage : 10.00 m
- La Largeur roulable :  $L_r = 7.5\text{m}$
- Le Nombre de voies de circulations :  $N = 2$  voies
- La pente : 3 % en pente
- Largeur de trottoir :  $L = 1,25$  m.



**Figure I.4 : Profil en travers (Voir l'annexe C)**

## **2.3 Les Données Géotechniques :**

### **2.3.1 Généralités :**

La campagne d'investigation géotechnique a comporté en premier temps de deux sondages carottés assistés d'essais préssiométriques notés **SN1** et **SN2** au carottier  $\phi 76$  mm

Le sondage **SN1** est implanté au centre de la culée prévue sur la berge coté *Beni – Saf* selon les coordonnées suivantes : **X = 5083,654 ; Y = 4985,226**

Le sondage **SN2** a été légèrement décalé vers le vieux pont d'environ **3,5 mètres** du centre de la culée projetée, coté *Oualhaca*.

**12** essais préssiométriques ont été réalisés au niveau du sondage **SN1**, et **4** essais au niveau du sondage **SN2** (par intervalles de **2,0 mètres** à partir d'une profondeur de **3,0 mètres**)

Un sondage complémentaire **SN2'** a été réalisé au carottier  $\phi 101$  mm au centre de la culée coté *Oualhaca* aux coordonnées : **X= 5006,425 ; Y= 4981,893**. (1)



### 2.3.2 Contexte géologique :

Le terrain étudié se trouve au Sud-Ouest de *Beni – Saf* franchissant Oued Tafna, à environ 20m d'altitude, du point de vue géologique et selon la carte de *Beni – Saf* (feuille n°208 à l'échelle 1/50.000ème) cette région est matérialisée par des matériaux hétéro lithiques (sédimentaires-volcaniques), essentiellement par des coulées de ballastes et cendres volcaniques (cinérites) de couleur grisâtre qui sont répandus sur la majorité du plateau de *Beni – Saf*, attribués stratigraphiquement au Quaternaire ancien et parfois au Plio-Quaternaire. Ces dépôts volcaniques reposent parfois en discordance, sur des marnes du Pliocène inférieur. L'ensemble est masqué par des formations alluvionnaires généralement par des argiles brunâtres associées à des éboulis (basaltes) et des sables .cette couverture alluvionnaire est attribuée au Quaternaire et à l'actuel. (1)

#### ❖ Situation topographie (voir annexe G) :

Le terrain prévu pour l'implantation de l'ouvrage constitue le lit de l'oued TAFNA situé à la cote **85.06 mètres**. La vallée de l'oued Tafna, au niveau du site de l'ouvrage se prolonge entre les deux versants basalteux apparaissant de part et d'autre de l'oued avec l'existence d'une terrasse alluvionnaire assez étendue, à la cote **100 mètres** sur la berge coté *Béni – Saf* et l'existence d'une petite terrasse alluvionnaire à la cote **97 mètres** sur la berge coté *Oualhaca*. (1)

#### ❖ Hydrologie :

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 argileux meuble avec un peu de cailloux. (1)

Le bassin versant de la Tafna est situé au nord- ouest de l'Algérie, il porte le numéro 16, s'étend sur une superficie de **7245 km<sup>2</sup>**, constitué de huit (**08**) sous bassins.(2)


#### ❖ Lithologie :

Le sondage **SN1** montre à son niveau une formation de nature alluvionnaire de **10,00 mètres** d'épaisseur environ faite de sable fin à moyen sous cette frange alluvionnaire, une mince couche d'argile finement sableuse de **2,0 mètres** d'épaisseur sous cette sous laquelle se trouve le substratum marneux raide. (1)

Les sondages **SN2** et **SN2'** montrent en superposition l'existence d'une couche d'argile (avec sable et débris basalteux) d'épaisseur de **8,5 mètres**, sous cette couche d'argile se trouve le banc basalteux dur et peu fragmenté par endroits (avec petites intercalation d'argile brunâtre et marne grisâtre a certains niveaux). (1)

- Structure des différentes coupes lithologiques : D'après les résultats des essais on a constaté les couches suivantes (1):

## Chapitre I: présentation du projet

















 LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST Dossier GO07401/ Sondage SN1					
Niv Eau	Description des sols	LOG	Prof m	% Rec	Observations
	Terre végétale	[Symbol]	1	40	
	Banc alluvionnaire constitué de sable brunâtre fin à moyen vers la base, renfermant des restes de tests de coquilles et légèrement argileux par endroits	[Symbol]	2		
		[Symbol]	3		
		[Symbol]	4		
		[Symbol]	5		
		[Symbol]	6	45	
		[Symbol]	7		
		[Symbol]	8		
		[Symbol]	9		
		[Symbol]	10		
		Argile brunâtre bariolée sableuse	[Symbol]	11	50
	Marnes grisâtre sableuse par endroits, plus sableuse et à passées cinéritiques vers le sommet	[Symbol]	12		
		[Symbol]	13		
		[Symbol]	14		
		[Symbol]	15		
		[Symbol]	16		
		[Symbol]	17		
		[Symbol]	18		
		[Symbol]	19	50	
		[Symbol]	20		
		[Symbol]	21		
		[Symbol]	22		
		[Symbol]	23		
		[Symbol]	24		
		[Symbol]	25		
	fin de sondage	[Symbol]	26		
		[Symbol]	27		
		[Symbol]	28		
		[Symbol]	29		
		[Symbol]	30		

LTPO-Unité d'Oran			
Etabli le	OUVRAGE POUR FRANCHISSEMENT DE L'OUED TAFNA SUR CW1	Dpt SF/MA/MBM/SA	1/3
Révisé le 02/07/2008	OUED TAFNA Wilaya de : AIN-TEMOUCHENT		
Indice de révision 1			


**Figure I.5 : Structure des différentes coupes lithologiques (sondage SN1)**

## Chapitre I: présentation du projet

 LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST Dossier G007401/ Sondage SN2					
Niv Eau	Description des sols	LOG	Prof m	% Rec	Observations
	Terre végétale		1	45	
	Argile brunâtre à passées sableuse par endroits, alternée d'épisode basaltique par endroits et entre (1.50-3m) , (7.20-8.80m)		2		
			3		
			4		
			5	50	
			6		
			7		
			8		
			9		
		Basalte grisâtre dur, fragmenté par endroits		10	
			11		
			12	25	
			13		
			14		
			15		
	fin de sondage		16		
			17		
			18		
			19		
			20		
			21		
			22		
			23		
			24		
			25		
			26		
			27		
			28		
			29		
			30		
LTPO-Unité d'Oran					
Etabli le	OUVRAGE POUR FRANCHISSEMENT DE L'OUED TAFNA SUR CW1				
Révisé le 02/07/2008	OUED TAFNA Wilaya de : AIN-TEMOUCHENT			Dpt SF/MA/MBM/SA	2/3
Indice de révision 1					

**Figure I.6: Structure des différentes coupes lithologiques (sondage SN2)**

# Chapitre I: présentation du projet

 LABORATOIRE DES TRAVAUX PUBLICS DE L'OUEST Dossier GO07401/ Sondage SN2' ETUDE COMPLEMENTAIRE					
Niv Eau	Description des sols	LOG	Prof m	% Rec	Observations
	Terre végétale	[Symbol]	1	40	
	Argile brunâtre sombre sableuse, renfermant des fragments de basalte	[Symbol]	2 3 4 5 6 7	65	
	Fragments et blocs de basalte grisâtre dur, associés à une argile brunâtre à certains niveaux	[Symbol]	8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19	30	
	Marnes grisâtre sableuse par endroits, enrobant des fragments de basalte	[Symbol]	20	25	
	Fragments et blocs de basalte grisâtre dur	[Symbol]	21 22 23	20	
	fin de sondage	[Symbol]	24 25 26 27 28 29 30		
LTPO-Unité d'Oran					
Etabli le		OUVRAGE POUR FRANCHISSEMENT DE L'OUED TAFNA SUR CW1			
Révisé le 02/07/2008		OUED TAFNA Wilaya de : AIN-TEMOUCHENT			Dpt SF/MA/MBM/SA
Indice de révision 1					3 / 3

**Figure I.7 : Structure des différentes coupes lithologiques (sondage SN2')**

## 2.4 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 :

Tableau1.1 : Ponts à plusieurs travées

La portée (m)	< 20m	Entre 20 et 50m	Entre 50 et 300m	> 300m
Les solutions probables	Pont dalle en béton armé ou en béton précontraint	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pont dalle à encorbellement</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>

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.

## 3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec notre calcul.

### 3.1 Béton :

Le béton contient le ciment, sable, le gravier, l'eau et éventuellement les adjuvants (SIKA), il est le matériau le plus utilisé dans le domaine de bâtiment et travaux publics. La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée  $f_{c28}$ .

Le béton est dosé à 400 kg/m<sup>3</sup> de ciment CPA 325, avec un contrôle strict.

Densité : La masse volumique du béton armé :  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ .

#### 3.1.1 Résistance caractéristique à la compression : (4)

Selon les règles de BAEL et BPEL, pour un béton âgé de j jours, on a :

$$f_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ MPA} \\ 20 \text{ MPA} \end{cases} \quad \text{si } j \geq 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83Xj} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

Avec :  $f_{c28} = 20$  MPA pour le béton de propreté.

$f_{c28} = 35$  MPA pour le béton du tablier ; élévation des piles ; les culées et fondations.

### **3.1.2 Résistance caractéristique à la traction :** (4)

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Selon les règles du BAEL et BPEL}$$

### **3.1.3 Contrainte admissible :**

On fixe la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible. (4)

#### ▪ **Contrainte admissible pour l'ELU :**

Selon les règles du BAEL et BPEL

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta * \gamma_b}$$

Avec :

$\theta = 1$  lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$  lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0$ , lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 \text{ en situations durables} \\ 1,15 \text{ en situations accidentelles} \end{cases}$$

#### ▪ **Contrainte admissible de service (ELS) :**

La contrainte à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma = \begin{cases} 0,5 X f_{c28} \\ 0,6 X f_{c28} \end{cases}$$

### **3.1.4 Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une Pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Selon les règles du BAEL et BPEL on prend :

$\nu = 0,2$  pour un béton non fissuré

$\nu = 0$  pour un béton fissuré

### **3.1.5 Déformation longitudinale du béton**

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton E défini par les règles B.P.E.L comme suit :

-Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :

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

## Chapitre I: présentation du projet

---

-Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA.}$$

### 3.1.6 Module de déformation transversale du béton

Le module de déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

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

$\nu$  : Coefficient de poisson.

### 3.2 L'acier :

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

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration.

#### 3.2.1 L'acier passif :

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression.

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE400, avec une limite d'élasticité de **400Mpa**. (4)

$$\text{Pour } \Phi \leq 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_e = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

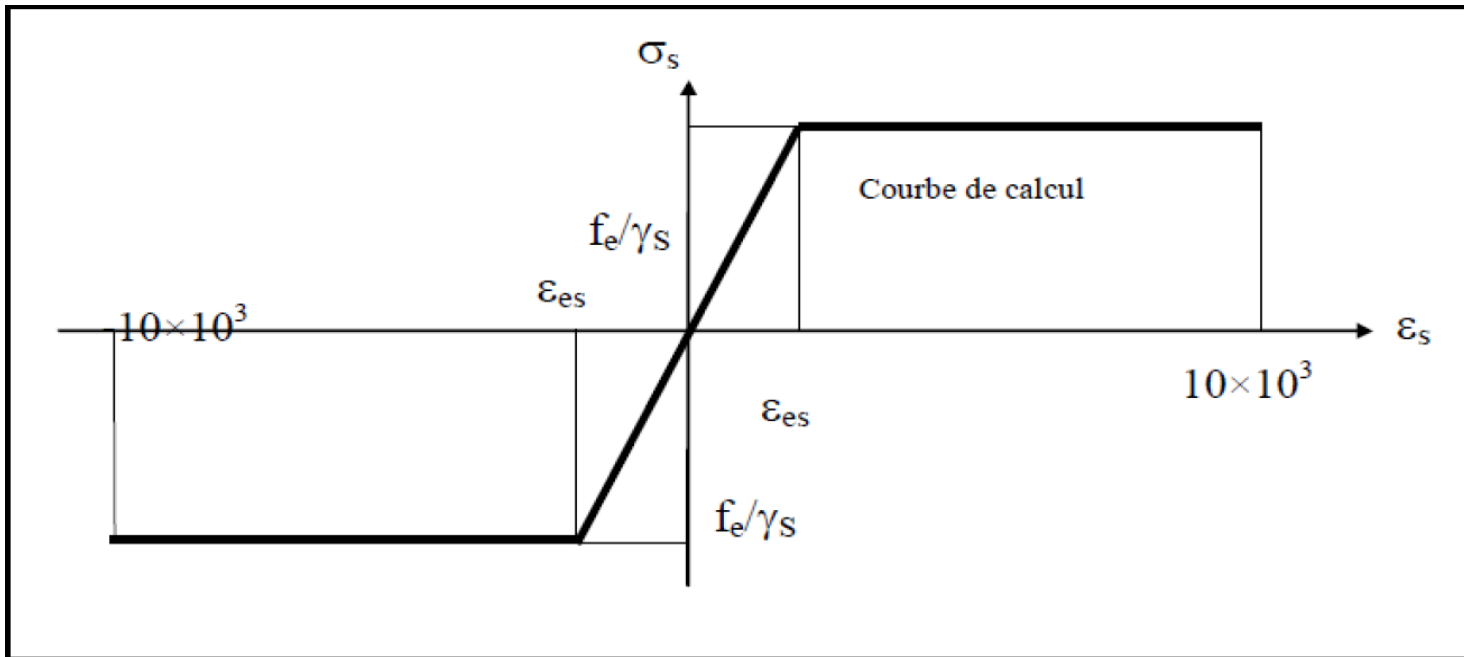
$$\text{Pour } \Phi \geq 20\text{mm} : \begin{cases} \sigma_e = 4000 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a = 2670 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Le module d'élasticité de l'acier est de :  $E_s = 195000 \text{ MPA}$ .

Tableau 1.2 : Vérification des fissurations à l'ELU et l'ELS

ETAT CONSIDERE	ELS	ELU
Fissuration peu nuisible	RIEN A VERIFIER	
Fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Inf} \left[ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_j} \right]$ <p style="text-align: center;"><i>ou <math>\eta = 1</math> pour RL et <math>\eta = 1,6</math> pour HA</i></p>	$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ <p style="text-align: center;"><i>ou <math>\gamma_s = 1,15</math></i></p>
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Inf} \left[ \frac{f_e}{3}; 90 \sqrt{\eta \cdot f_j} \right]$	

Diagramme contrainte déformation :



**Figure 1.8: Diagramme contraintes déformations**

### 3.2.2 L'acier actif :

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 données par la formule suivante :

$$P_0 = (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}).$$

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 **T15** car ce type de câble est réservé aux ouvrages de très grandes portées 130 à 150 m.

- La limite élastique :

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

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient ; tel que :

$\gamma_s = 1$  situation accidentelle

$\gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire. (4)

- Contrainte limite de traction :

- En fissuration peu nuisible  $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$

- En fissuration préjudiciable  $\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f t j} \right)$

- En fissuration très préjudiciable  $\sigma_s = \min \left( \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f t j} \right)$



Avec :

$\eta = 1 \rightarrow$  Treillis soudés et ronds lisses.

$\eta = 1,6 \rightarrow$  Aciers à haute adhérence. (4)

- Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal " $E_p$ " des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\,000$  MPA pour les barres.

$E_p = 190\,000$  MPA pour les torons. (4)

## CHAPITRE II : Etude du tablier

---

### 1. INTRODUCTION :

Cette étude consiste à déterminer d'un point de vue esthétique et technique le type d'ouvrage qui répond aux exigences imposées.

Pour ce faire, il faut disposer de certains éléments essentiels :

- Les données fonctionnelles.
- Les données naturelles.
- Le profil en long.
- Le gabarit à respecter.
- Portée de l'ouvrage.
- Délais de réalisation.
- Durée de l'utilisation.

### 2. PRE DIMENSIONNEMENT :

L'ouvrage est un pont à poutre, 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 (3.75×2) m et deux trottoirs de 1.25m chacun

Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 10 m.

On a deux travées de 33,40 m, la longueur totale sera de 66 ,80 m.

#### 2.2 Hauteur des poutres :

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

Avec :

L : la portée réelle de la poutre.

L= 33.40 m

$$\frac{33.40}{22} \leq H_t \leq \frac{33.40}{15}$$

$$H_p = H_t - H_h = 1,75\text{m} - 0,25\text{m} = 1,50\text{m}$$

Avec :

$H_p$  : Hauteur de la poutre

$H_h$  : Hauteur de l'hourdis

On prend la hauteur de la poutre :  $H_p = 1.50\text{m}$

## CHAPITRE II : Etude du tablier

---

### 2.3 Nombre et espacement des poutres :

Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres en section I la largeur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, l'espacement doit respecter la loi suivante :  $1,5 \leq E \leq 2,5$

On prend :  $E = 1,50 \text{ m}$

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

$$N = \left( \frac{La}{E} \right) + 1$$

Avec :

$La$  : est la distance entre appuis de rive  $La = 7,50 \text{ m}$

$E$  : Espacement entre les poutres (entre axe)

$N$  : nombre de poutre

$$N = 7,5/1,5 + 1 = 6 \text{ poutres}$$

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

### 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.

$$0,6H_p < b \leq 0,7H_p \rightarrow 0,9 \text{ m} < b \leq 1,05 \text{ m}$$

Avec :

$b$  : Largeur de la table de compression

On prend :  $b = 1,03 \text{ m}$

### 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  $h_c = 11 \text{ cm}$

### 2.6 Epaisseur de l'âme ( $b_0$ )

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

- A l'intermédiaire :  $0,25 \text{ m} \leq b_0 \leq 0,35 \text{ m} \rightarrow b_0 = 0,35 \text{ m}$
- A mi- travée :  $0,16 \leq b_0 \leq 0,22 \text{ m} \rightarrow b_0 = 0,21 \text{ m}$
- Au niveau de l'appui :  $b_0 = b_t \rightarrow b_0 = 0,47 \text{ m}$

### 2.7 Largeur du talon :

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

## CHAPITRE II : Etude du tablier

$40 \leq L_t \leq 60 \text{ cm} \rightarrow$  on prend  $L_t = 47 \text{ cm}$

Donc  $b_t = 0.47 \text{ m}$

### 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

$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm} \rightarrow e_t = 15 \text{ cm}$

### 2.9 Gousset :

C'est l'angle disposé pour l'amélioration de la section de la poutre et de loger les armatures d'acier et les câbles précontraint

L'angle est comprise entre :  $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

#### 2.9.1 Gousset de la table de compression :

- Médiane :

$$\begin{cases} \alpha_1 = 45^\circ \\ e_1 = 10 \text{ cm} \end{cases} / \begin{cases} \alpha_2 = 79,05^\circ \\ e_2 = 31 \text{ cm} \end{cases}$$

- A l'intermédiaire :

$$\begin{cases} \alpha_1 = 45^\circ \\ e_1 = 3 \text{ cm} \end{cases} / \begin{cases} \alpha_2 = 79,05^\circ \\ e_2 = 31 \text{ cm} \end{cases}$$

- A l'appui :

$$\begin{cases} \alpha_0 = 79,05^\circ \\ e_1 = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

#### 2.9.2 Gousset du talon :

- Médiane :

$$\begin{cases} \alpha = 56,98^\circ \\ e_0 = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

- A l'intermédiaire :

$$\begin{cases} \alpha = 56,98^\circ \\ e_0 = 6 \text{ cm} \end{cases}$$

### 2.10 Entretoise :

Les entretoises assurant le contreventement transversal de l'ouvrage. De plus affirment la répartition des charges entre les poutres et d'autre fonctionnement {Changement des appareils d'appuis}.

-la hauteur de l'entretoise est déterminée suivant la formule :

$$H_e \geq H_p - b_{\text{entretoise}}$$

$$H_e \geq 1,50 - 0,50$$

## CHAPITRE II : Etude du tablier

On prend :  $H_e = 1,00$  m

### 2.11 Épaisseur de la dalle

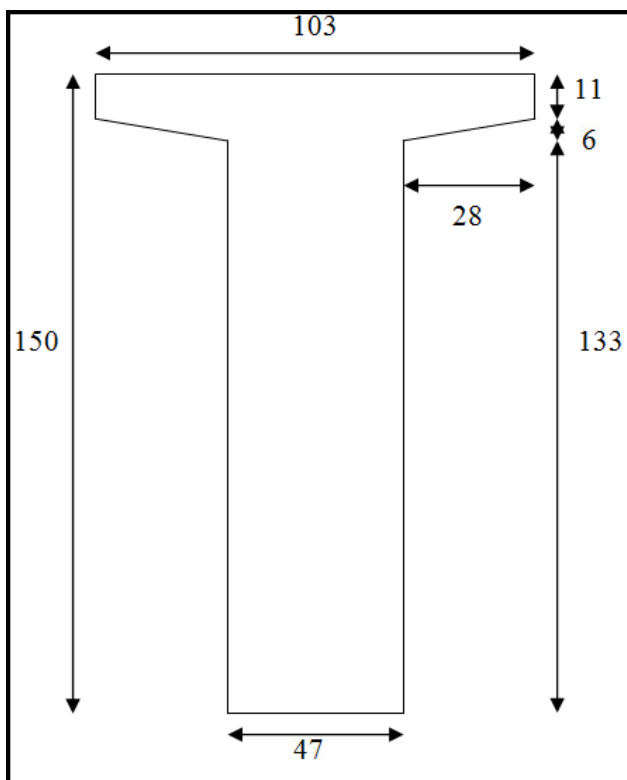
L'épaisseur de la dalle liée à l'espacement entre axes des poutres, plus ce dernier augmente plus l'épaisseur augmente aussi pour résister mieux aux efforts de flexions transversales

$$0,20 \leq e_{dalle} \leq 0,30m$$

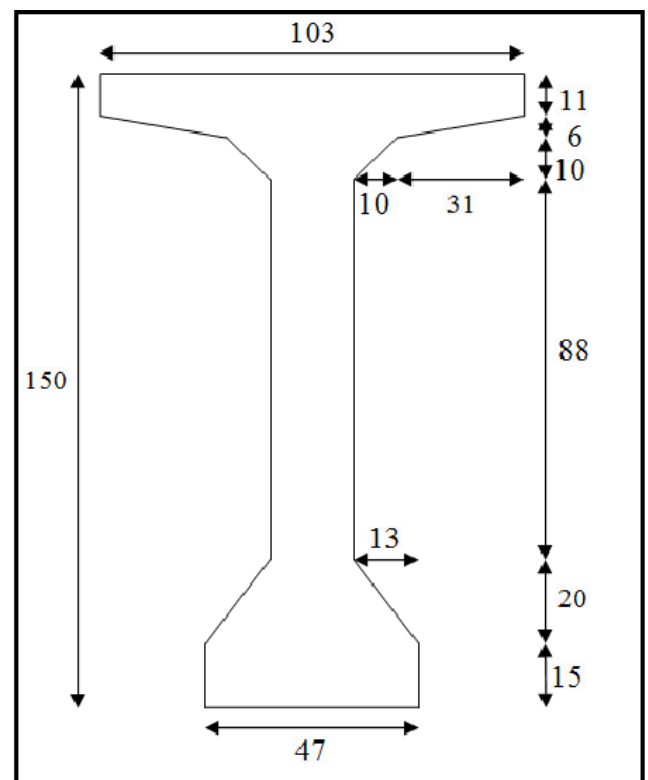
On prend :  $e_{dalle} = 0,25m$

### 2.12 Caractéristique géométrique 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



*Section de la poutre en « T »  
sans hourdis à l'about*



*Section de la poutre  
intermédiaire en « I » sans  
hourdis*

**Figure 2.0. Dimensions de la poutre**

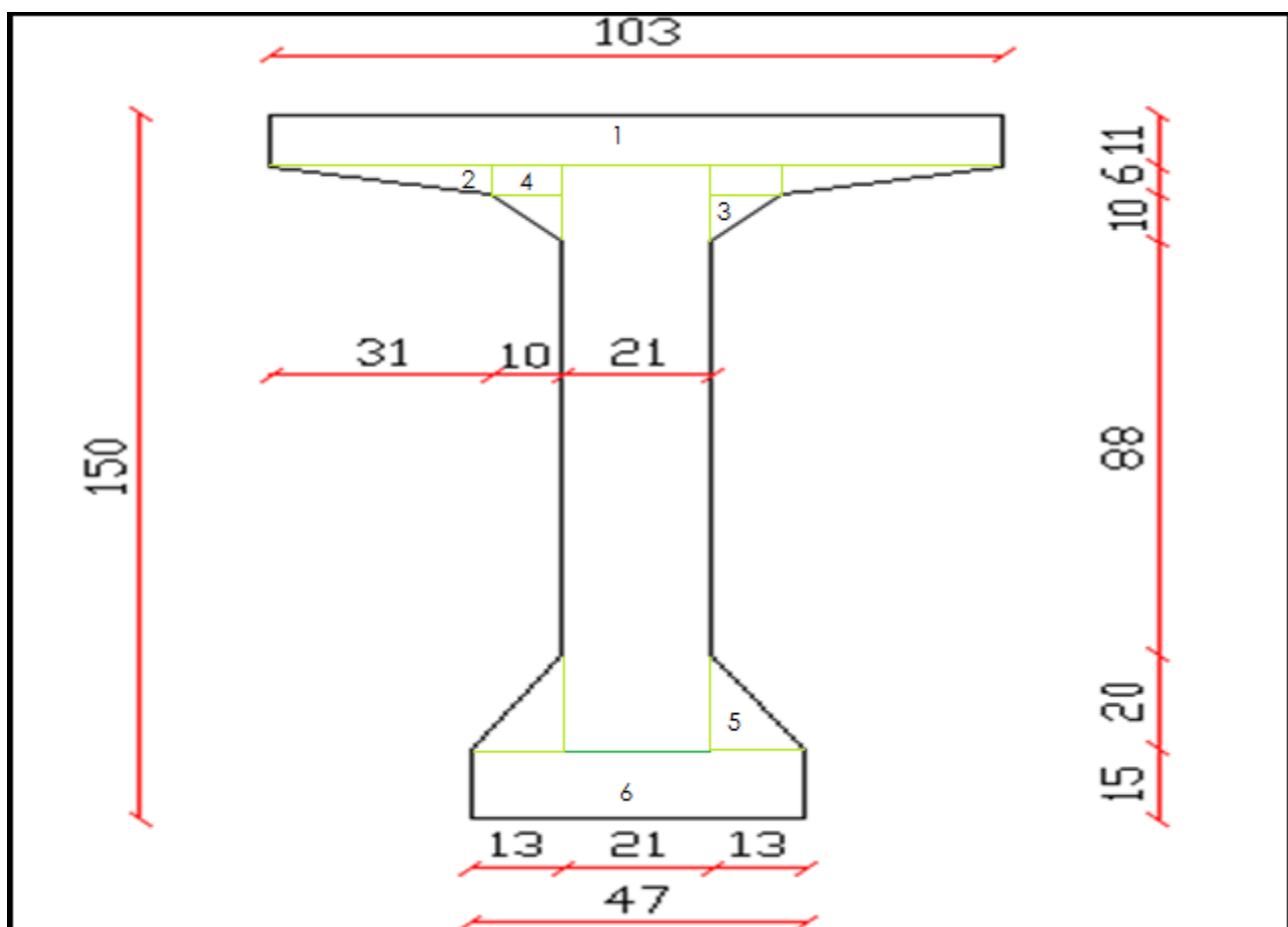
On décompose la poutre en quatre éléments (sections simples)

- Bi : Section brute

## CHAPITRE II : Etude du tablier

- $Z_i$  : Distance entre le centre de gravité de la section et la base de la poutre.
- $S_i$  : Moment statique de la section  $S_i = B_i \times Z_i$
- $I_i$  : 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 :  $I_i = bh^3/12$
- $I'_i$  : Moment d'inertie de la section (i) par rapport à ce centre D.D.G
- $V_i$  : distance du CDG de la section totale à la fibre inférieure
- $V_s$  : Distance du CDG de la section totale à la fibre supérieure
- $I_G$  : Moment d'inertie total par rapport au C.D.G de la section totale  $I_G = I - B_i \times V_i^2$
- $W_i$  : Module d'inertie de la section par rapport à la fibre sur :  $W_i = I_G / V_i$ .
- $W_s$  : 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  $i^2 = \frac{I_G}{B_i}$
- $\rho$  : coefficient de rendement de la section  $\rho = \frac{I_G}{B_i \times V_i \times V_s}$

### 2.12.1 Caractéristiques géométriques de la section médiane en (I) sans hourdis :



**Figure 2.1 : Dimension de la poutre médiane sans hourdis**

## CHAPITRE II : Etude du tablier

**Tableau2.1 : les données géométriques de la poutre médiane en (I) sans hourdis**

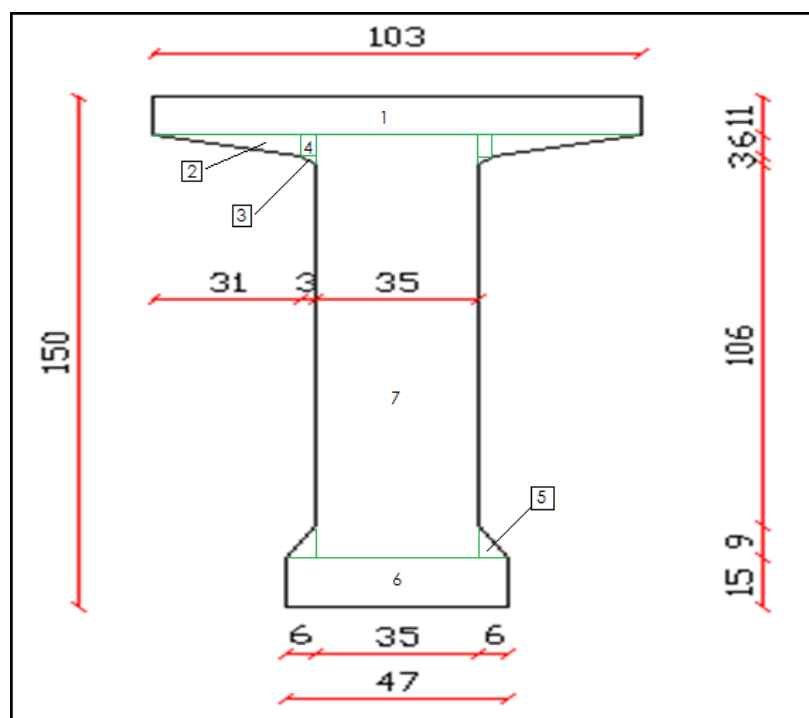
Section	Dimension (cm)	Bi (cm <sup>2</sup> )	Zi (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Ii (cm <sup>4</sup> )
(1)	103 × 11	1133	144,50	2,3668 × 10 <sup>7</sup>	11424,416
(2)	((31 × 6)/2) × 2	186	137	3491406	372
(3)	((10 × 10)/2) × 2	100	129,66	1681727,11	555,55
(4)	(10 × 6) × 2	120	136	2219880	360
(5)	((13 × 20)/2) × 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 2.2: caractéristiques géométriques de la poutre médiane**

Section B (cm <sup>2</sup> )	5108
Vi = S/B (cm)	84,20
Vs = h- Vi (cm)	65,80
IG = I -B × Vi <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )	13803473,21
ρ = IG/ (B × Vi × Vs) (%)	48,80

**2.12.2 Caractéristiques géométriques de la section en travée en (I) sans hourdis :**

## CHAPITRE II : Etude du tablier



**Figure 2.2 : Dimensions de la poutre en travée sans hourdis**

**Tableau 2.3 : 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)	((31× 6)/2) × 2	186	137	3491406	372
(3)	((3× 3)/2) × 2	9	132	156820,5	4,5
(4)	(3× 6) × 2	36	136	665964	108
(5)	((6× 9)/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

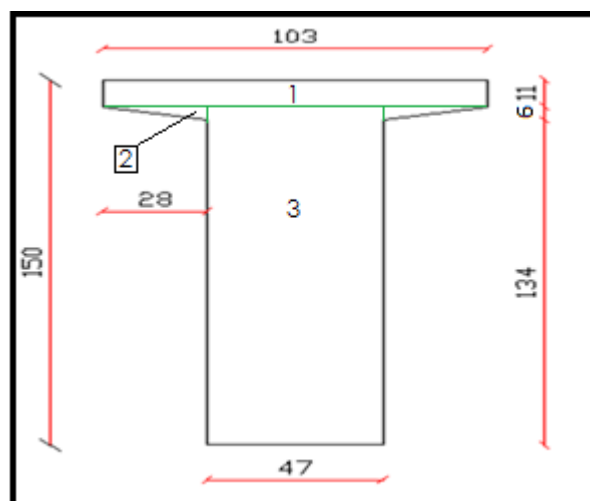
**Tableau 2.4 : caractéristiques géométriques de la poutre en travée**

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

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



## CHAPITRE II : Etude du tablier



**Figure 2.3 : Dimensions de la poutre à l'about**

**Tableau.2.5 : calcul des données géométriques de la poutre à l'about**

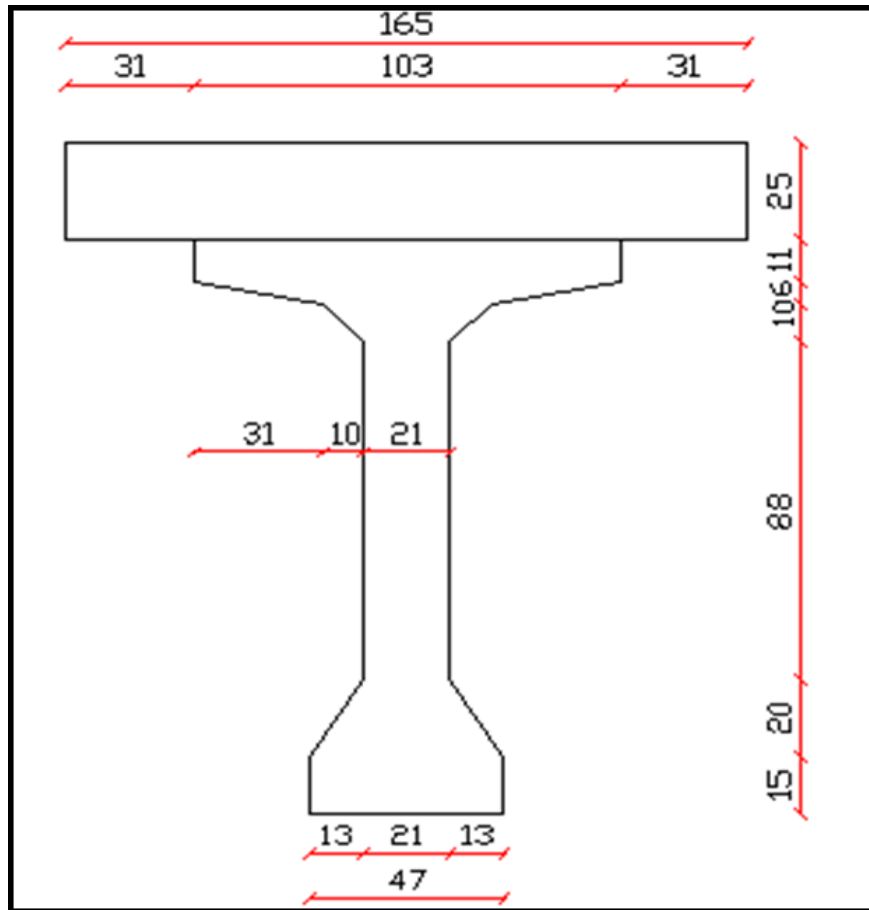
section	Dimension (cm)	Bi (cm <sup>2</sup> )	Zi (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Ii (cm <sup>4</sup> )
(1)	103 × 11	1133	144,5	2,3668 × 10 <sup>7</sup>	11424,416
(2)	((28 × 6) / 2) × 2	168	274	12613104	336
(3)	47 × 139	6533	68,5	4,1173 × 10 <sup>7</sup>	1,0518 × 10 <sup>7</sup>

**Tableau.2.6 : 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

### 2.12.4 Caractéristiques géométriques de la section médiane en (I) plus hourdis :

## CHAPITRE II : Etude du tablier



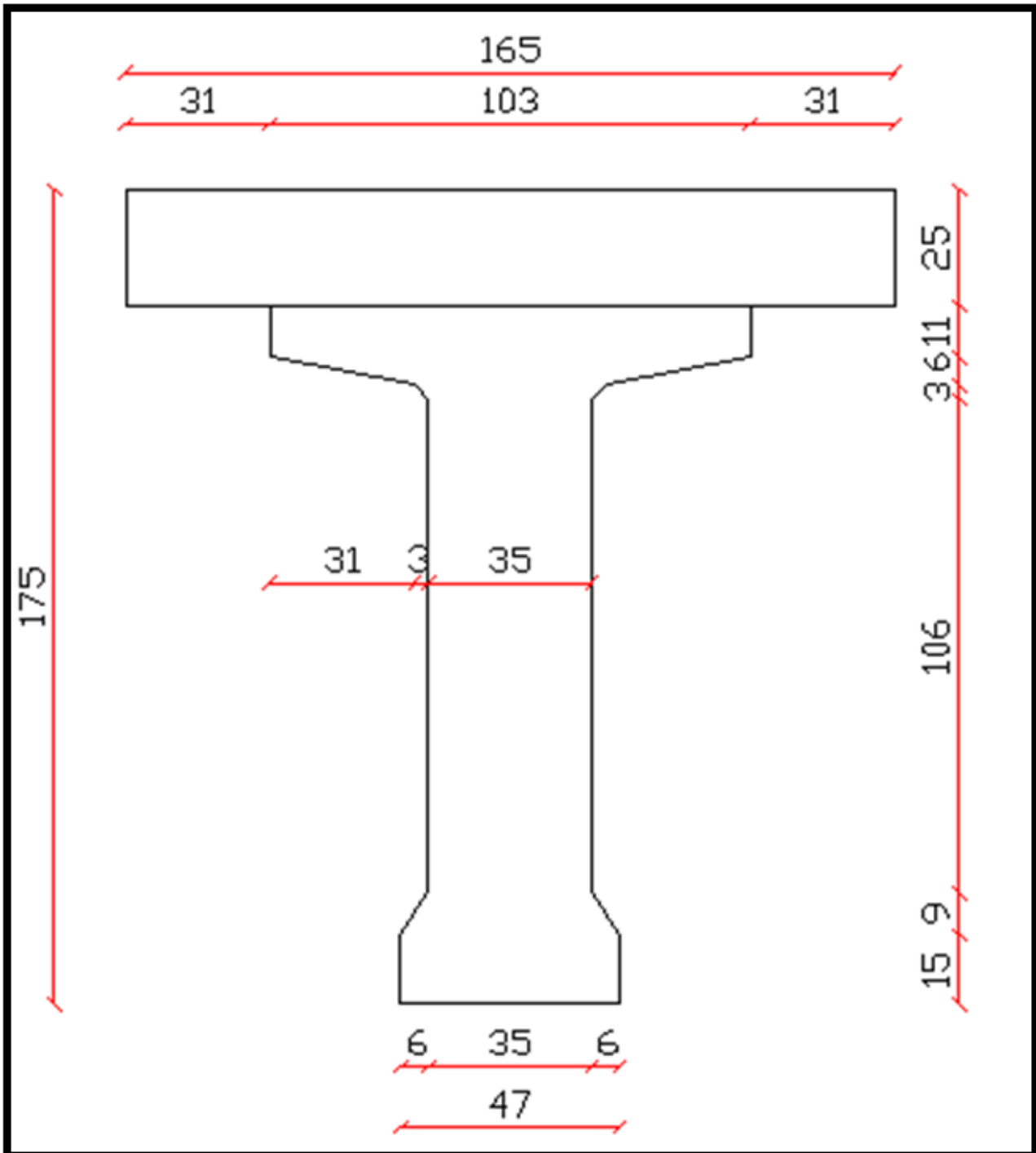
**Figure.2.6 : Dimensions de la poutre médiane plus hourdis**

**Tableau.2.7: caractéristiques géométriques de la poutre médiane + hourdis**

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

### 2.12.5 Caractéristiques géométriques de la section en travée (I) plus hourdis :

## CHAPITRE II : Etude du tablier



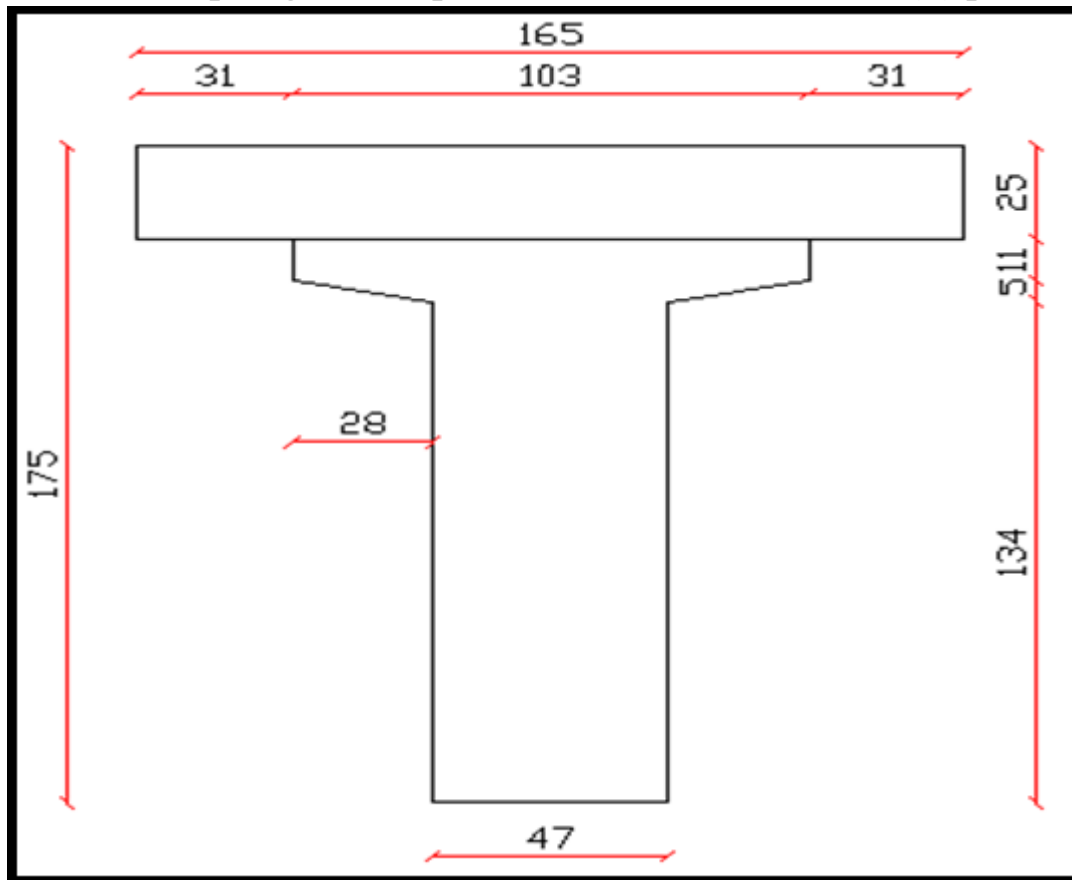
**Figure.2.7 : Dimensions de la poutre de la poutre en travée +hourdis**

**Tableau.2.8 : caractéristiques géométriques de la poutre en travée plus hourdis**

<b>Section B (cm<sup>2</sup>)</b>	10588
<b><math>V_i = S/B</math> (cm)</b>	113,90
<b><math>V_s = h - V_i</math> (cm)</b>	61,10
<b><math>IG = I - B \times V_i^2</math> (cm<sup>4</sup>)</b>	31125928,68
<b><math>\rho = I_G / (B \times V_i \times V_s)</math> (%)</b>	42,24

## CHAPITRE II : Etude du tablier

### 2.12.6 Caractéristiques géométriques de la section à l'about en (T) plus hourdis :



**Figure.2.8 : Dimensions de la poutre de la poutre à l'about plus hourdis**

**Tableau.2.9 : caractéristiques géométriques de la poutre en travée plus hourdis**

Section B (cm <sup>2</sup> )	11959
$V_i = S/B$ (cm)	111,01
$V_s = h - V_i$ (cm)	64
$IG = I - B \times V_i^2$ (cm <sup>4</sup> )	39221483,49
$\rho = IG / (B \times V_i \times V_s)$ (%)	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

#### **.1 Les charges permanentes :**

## CHAPITRE II : Etude du tablier

Elle contient le poids propre des poutres et la dalle en plus le poids des éléments complémentaire qui sont les suivants : Entretoise, revêtement de la chaussée, la corniche, le trottoir, le garde-corps.

○ **le poids propre de la poutre :**

On a :  $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$  ;  $N_p = 6$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 = 0,51m^2 \\ S_2 = 0,040m^2 \\ S_3 = 0,61m^2 \\ S_4 = 0,045m^2 \\ S_5 = 0,78m^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} l_1 = 9,18m \\ l_2 = 0,07m \\ l_3 = 6,67m \\ l_4 = 0,06m \\ l_5 = 0,72m \end{array} \right.$$

$$G_1 = [(0,51 \times 9,18) + (0,04 \times 0,07) + (0,61 \times 6,67) + (0,045 \times 0,06) + (0,78 \times 0,72)] \times 2 \times 2,5 \times 6$$

$$G_1 = 287,853t$$

○ **Le poids propre de la dalle :**

On a: 
$$\left\{ \begin{array}{l} e_d = 0,25m \\ \gamma_b = 2,5t/m^3 \\ l = 33,40m \\ l_d = 10m \end{array} \right.$$

$$G_2 = e_d \times \gamma_b \times l \times l_d$$

$$G_2 = 208,75t$$

○ **La charge complémentaire permanente :**

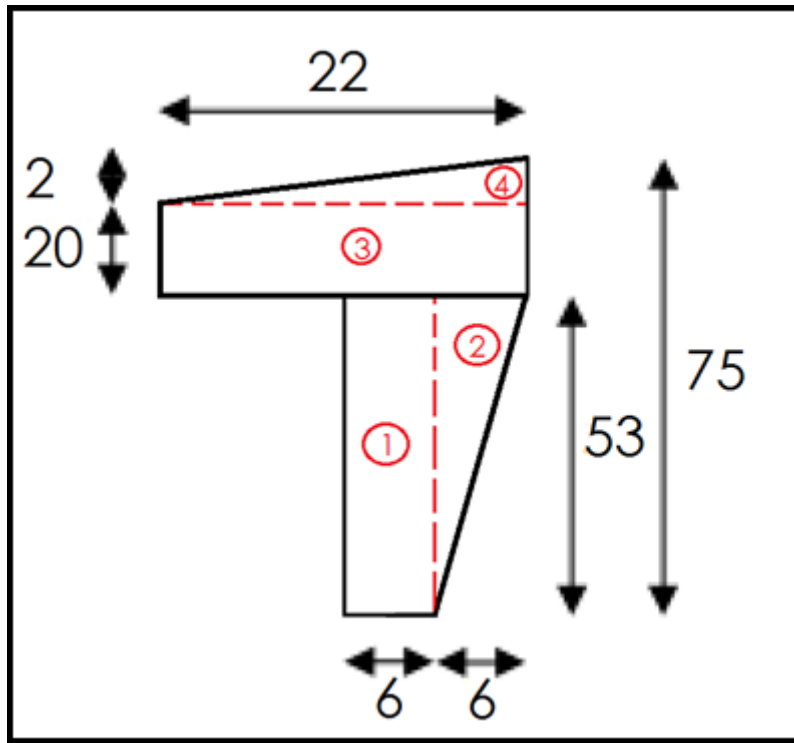
a) **Revêtement de la chaussée :**

On a: 
$$\left\{ \begin{array}{l} e_r = 0,085m \\ \gamma_b = 2,2t/m^3 \\ l = 33,40m \\ l_r = 7,5m \end{array} \right.$$

$$G_3 = e_r \times l_r \times l \times \gamma_b$$

$$G_3 = 46,84t$$

b) **La corniche :**



**Figure.2.9 : La corniche**

**On a :**  $l=33,40m$  ;  $\gamma_b=2,5t/m^3$

$$\left\{ \begin{array}{l} s_1 = 0,06 \times 0,53 = 0,0318m^2 \\ s_2 = (0,06 \times 0,53)/2 = 0,0159m^2 \\ s_3 = 0,20 \times 0,22 = 0,044m^2 \\ s_4 = (0,22 \times 0,02)/2 = 0,0022m^2 \end{array} \right.$$

$$s_t = s_1 + s_2 + s_3 + s_4 = 0,0939m^2$$

$$G_4 = 2(0,0939 \times 2,5 \times 33,40)$$

$$G_4 = 15,681t$$

**c) Entretoise :**

$$\text{On a : } \left\{ \begin{array}{l} e_e = 0,30m \\ \gamma_b = 2,5t/m^3 \\ H_e = 1,00 m \\ N = 2 \\ l_e = (10 - (6 \times 0,47)) = 7,18 m \end{array} \right.$$

$$G_5 = 2 \times (0,30 \times 1 \times 7,18) \times 2,5$$

$$G_5 = 10,77t$$

**d) Le garde-corps :**

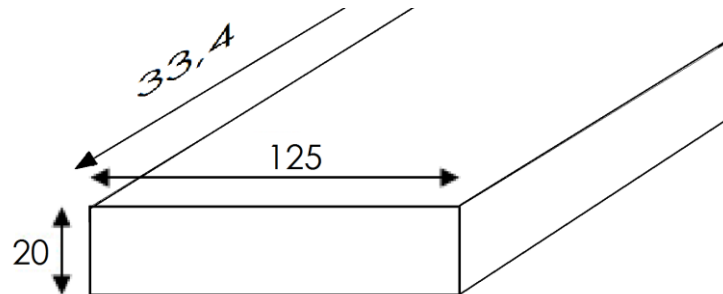
## CHAPITRE II : Etude du tablier

$$\text{On a : } \begin{cases} \gamma_g = \frac{0,1t}{m^3} \\ l = 33,40m \end{cases}$$

$$G_6 = 2 \times l \times \gamma_g$$

$$G_6 = 6,68t$$

e) **Le trottoir :**



**Figure.2.10: le trottoir**

$$\text{On a : } \begin{cases} e_t = 0,20m \\ \gamma_b = 2,5t/m^3 \\ l = 33,40 m \\ l_t = 1,25 m \end{cases}$$

$$G_7 = 2(0,20 \times 1,25 \times 2,5 \times 33,40)$$

$$G_7 = 41,75t$$

*Donc on trouve une charge permanente totale par travée égale :*

$$G_t = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 + G_7$$

$$G_t = (287,853 + 208,75 + 46,84 + 15,618 + 10,77 + 6,68 + 41,75)$$

$$G_t = 618,261t$$

### **.2 Les surcharges :**

D'après le fascicule 61 titre II, les ponts sont classés suivant leur largeur roulable , on distingue trois classes de pont (Sachant que, dans notre cas la largeur roulable égale à 7,5m):

## CHAPITRE II : Etude du tablier

Tableau 2.10. Classe de pont

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,50 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,50 \text{ m}$

→ Donc le pont est de première classe

D'après le fascicule 61 du document technique réglementaire (D.T.R), les surcharges utilisées pour le dimensionnement du tablier sont les suivantes :

- Surcharge A (L).
- Système  $B_c$
- Système  $B_t$
- Système  $B_r$
- Surcharge militaire MC120
- Surcharges sur trottoirs
- Efforts de freinage

○ **La surcharge de type A (L) :**

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

Avec  $L = 33,4 \text{ m}$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{33,40+12} = 1022,95 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$A(L) = 10,23 \text{ KN/m}^2$$

Le coefficient  $a_1$  en fonction de la classe du pont et leur nombre de voies chargées donner par le tableau suivant :



## CHAPITRE II : Etude du tablier

**Tableau 2.11. Les valeurs du coefficient  $A(l)$**

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	$\geq 5$
<b>Classe de pont</b>	<b>Première</b>	1	1	0,9	0,75	0,7
	<b>Deuxième</b>	1	0,9	0,9	0,75	0,7
	<b>Troisième</b>	0,9	0,8	0,9	0,75	0,7

D'après le tableau :  $\begin{cases} a_1 = 1 \\ a_2 = v_0/v \end{cases}$  avec  $v$  : largeur d'une voie

$$v = 7,5/2 = 3,75\text{m}$$

$v_0$ : dépend de la classe du pont

**Tableau 2.12. Les valeurs de  $V_0$**

Classe de pont	$V_0$
Première classe	3,5 m
Deuxième classe	3,0 m
Troisième classe	2,75m

D'après le tableau :

$$v_0 = 3,5\text{m}$$

$$a_2 = v_0/v$$

$$a_2 = \frac{3,5}{3,75} = 0,933$$

$$A(l)' = A(L) \times a_1 \times a_2 = 10,22 \times 1 \times 0,933 = 9,535 \text{ KN/m}^2$$

$$A(l)_{final} = A(l)' \times S = 9,535 \times 7,5 \times 33,40 = 2388,51 \text{ KN}$$

$$A(l)_{final} = 238,8\text{t}$$

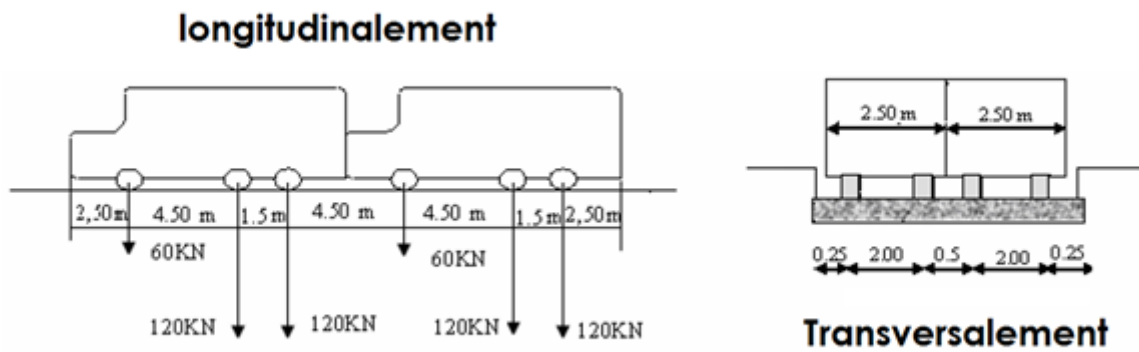
## CHAPITRE II : Etude du tablier

○ **La surcharge B :**

La surcharge B comprend trois (3) types de systèmes les suivantes :

- Système  $B_c$
- Système  $B_t$
- Système  $B_r$

○ **Système  $B_c$  :**



**Figure 2.11. Le système  $B_c$**

- Disposition dans le sens transversal : On a 2 voies donc 2 camions.
  - Disposition dans le sens longitudinal : Le nombre de camions limité à 2
- 2 voies = 2 files

Le nombre de camions égal :  $2 \times 2 = 4$

Le poids d'un camion est : 30 t

Soit :  $B_c = 30 \times 4 = 120 \text{ t}$

**Tableau 2.13. Les valeurs du coefficient  $B_c$**

Nombre de files considérées		1	2	3	4	$\geq 5$
<b>Classe de pont</b>	<b>Première</b>	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	<b>Deuxième</b>	1	1	0,95	0,8	0,7
	<b>Troisième</b>	1	1	0,95	0,8	0,7

D'après le tableau on a :  $b_c = 1,1$

$$S = B_c \times b_c = 120 \times 1,1$$

## CHAPITRE II : Etude du tablier

$$S = 132t$$

Les surcharges du système B sont majorées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$  donné par la formule suivante :

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

G : la charge permanente de l'ouvrage

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0,2.33,40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{618,261}{132}}$$

$$\delta = 1,0824$$

$$B_{c_{final}} = S \times \delta = 132 \times 1,0824$$

$$B_{c_{final}} = 142,876t$$

### ○ Système $B_t$ :

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

**Tableau 2.14. Les valeurs de  $B_t$**

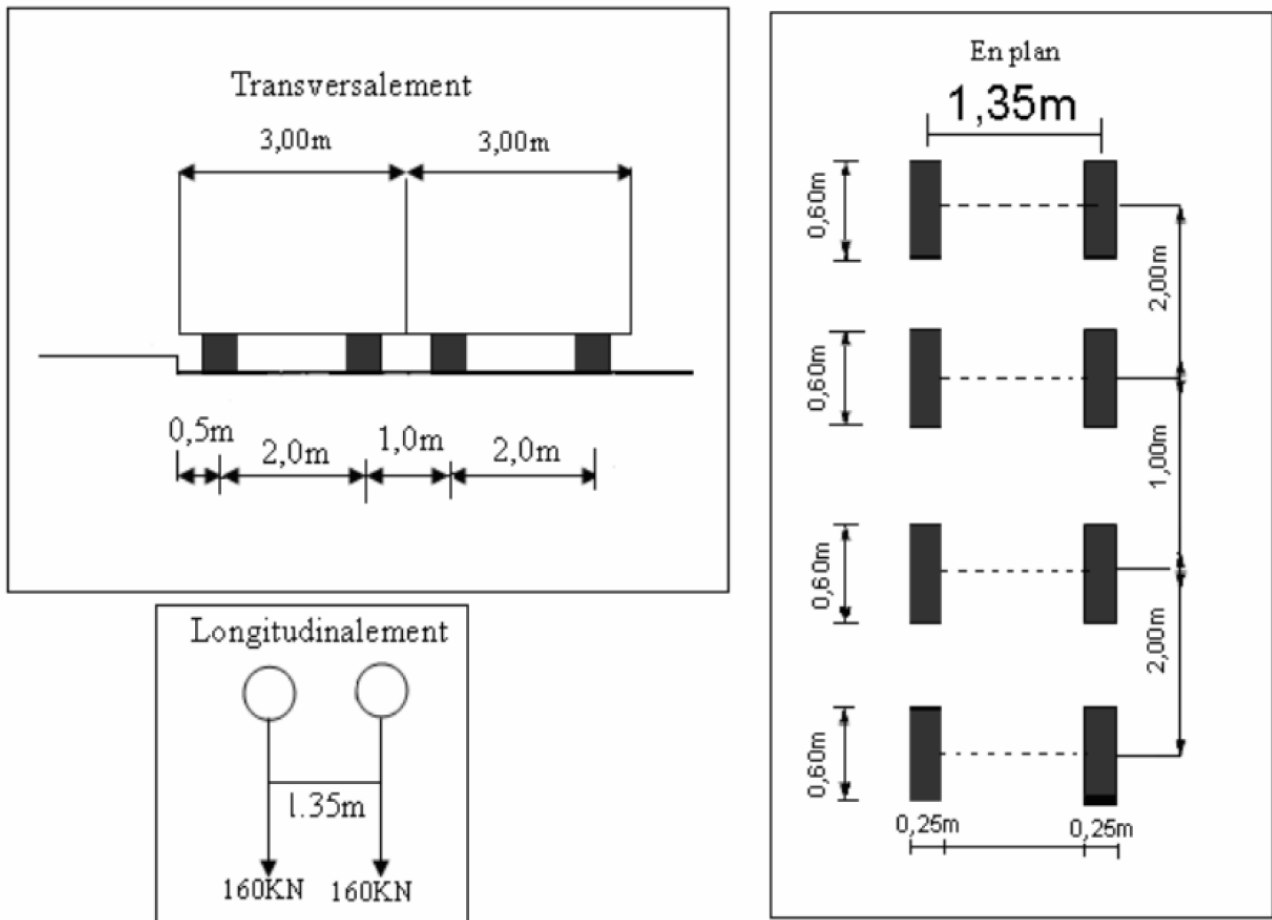
Classe de pont	$B_t$
Première classe	1
Deuxième classe	0,9

Le nombre des tandems vaut 2 et Le nombre des essieux est égal à 2

$$\text{On a : } B_t = 16 \times 2 \times 2 = 64t$$

$$b_t = 1 \quad \text{donc } S = 64 \times 1 = 64t$$

## CHAPITRE II : Etude du tablier



**Figure .2.12 : le système  $B_t$**

Le coefficient de majoration dynamique sera égal à :

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 3,40} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{618,261}{64}}$$

$$\delta = 1,067$$

$$B_{t\text{final}} = S \times \delta = 64 \times 1,067$$

$$B_{t\text{final}} = 68,288t$$

○ **Système  $B_r$  :**

## CHAPITRE II : Etude du tablier

Il se compose d'une roue isolée transmettant un effort de  $100kN$  à travers une surface d'impact rectangulaire de  $0,6 \times 0,3m$

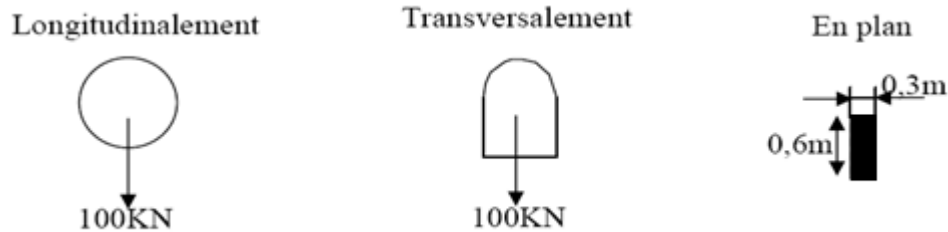


Figure 2.13 : le système  $B_r$

Le coefficient de majoration dynamique sera égale à :

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

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 33,40} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{618,261}{10}}$$

$$\delta = 1,0545$$

$$Br_{final} = Br \times S$$

$$Br_{final} = 10,54t$$

○ **Surcharge militaire Mc120 :**

Les types **Mc120** sont des véhicules militaires qui comportent deux chenilles, sont souvent plus défavorables que les systèmes A et B.

La masse totale des chenilles : 110 t

Le coefficient de majoration dynamique sera égale à :

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

$$\delta = 1,077$$

$$Mc120_{final} = S \times \delta$$

$$Mc120_{final} = 118,53 t$$

## CHAPITRE II : Etude du tablier

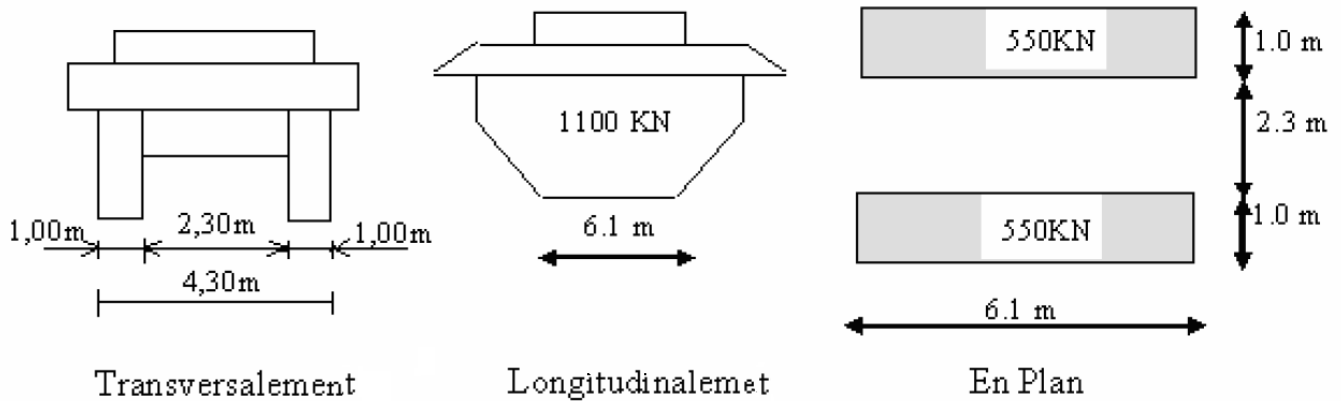


Figure 2.14 : surcharge Mc120

### ○. Surcharge de trottoir :

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m<sup>2</sup>, les surcharges ne sont pas susceptibles de majoration dynamique.

Largeur du trottoir est 1,25m

$$P = 2 \times 0,15 \times 1,25$$

$$P = 0,375 \text{ t/ml}$$

### ○. Efforts de freinage :

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

#### a) Effort de freinage à charge A (L)

$$HA(L) = \frac{A(l)_{final}}{20 + 0,0035 \times S}$$

$$HA(L) = \frac{238,8 \text{ t}}{20 + 0,0035 \times (7,5 \times 33,4)}$$

$$HA(L) = 11,3485 \text{ t}$$

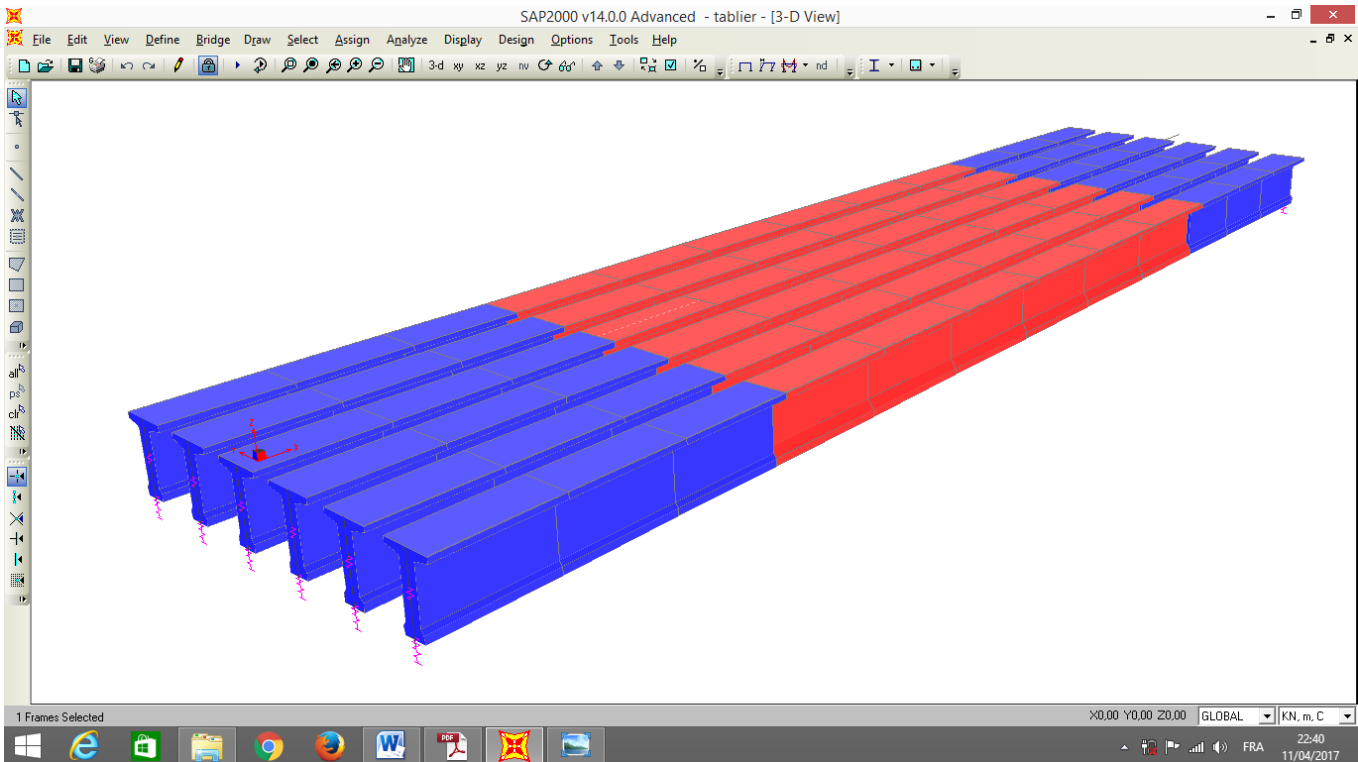
#### b) Effort de freinage à charge B<sub>c</sub> :

Le camion peut développer un effort de freinage égal à son poids propre.

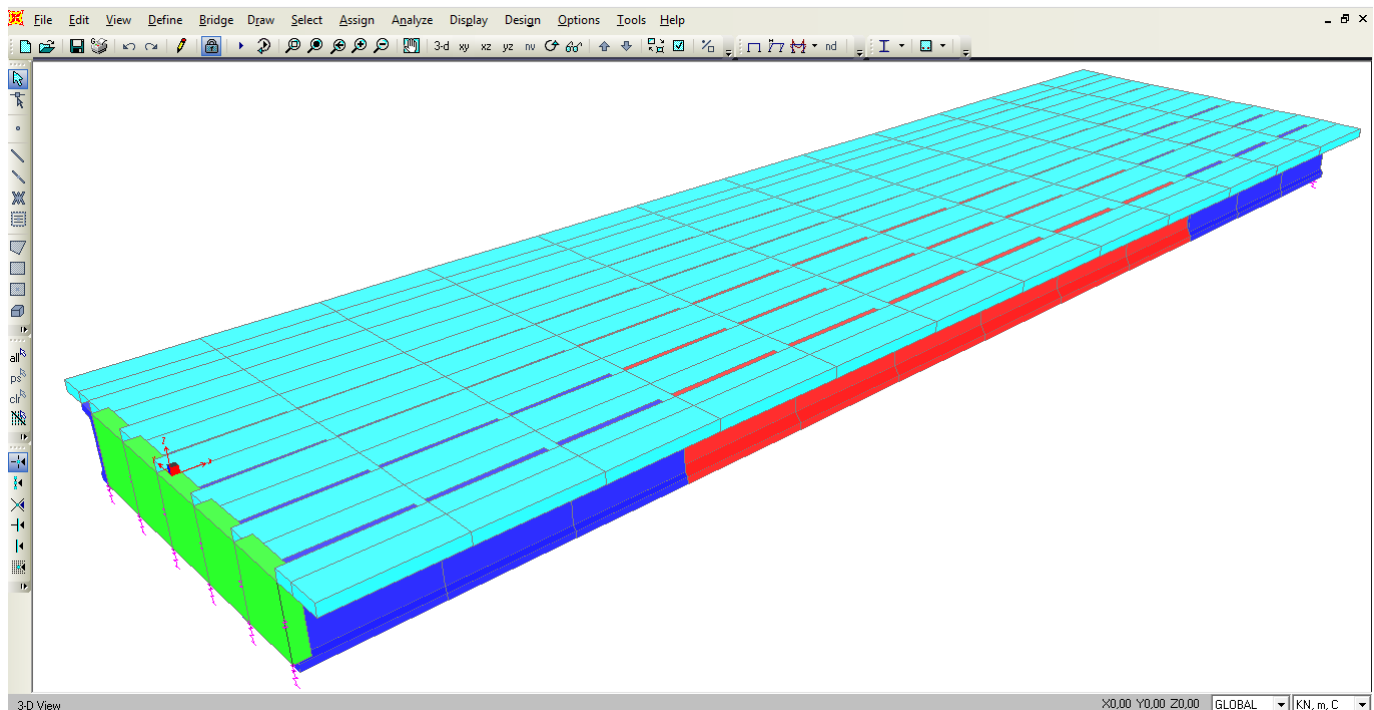
Donc le poids de camion (B<sub>c</sub>) égal à 30t

$$H(B_c) = 30 \text{ t}$$

## CHAPITRE II : Etude du tablier



**Figure 2.16. Modélisation des poutres avec leurs différentes sections**



**Figure 2.17. Modélisation de la dalle et de l'entretoise**

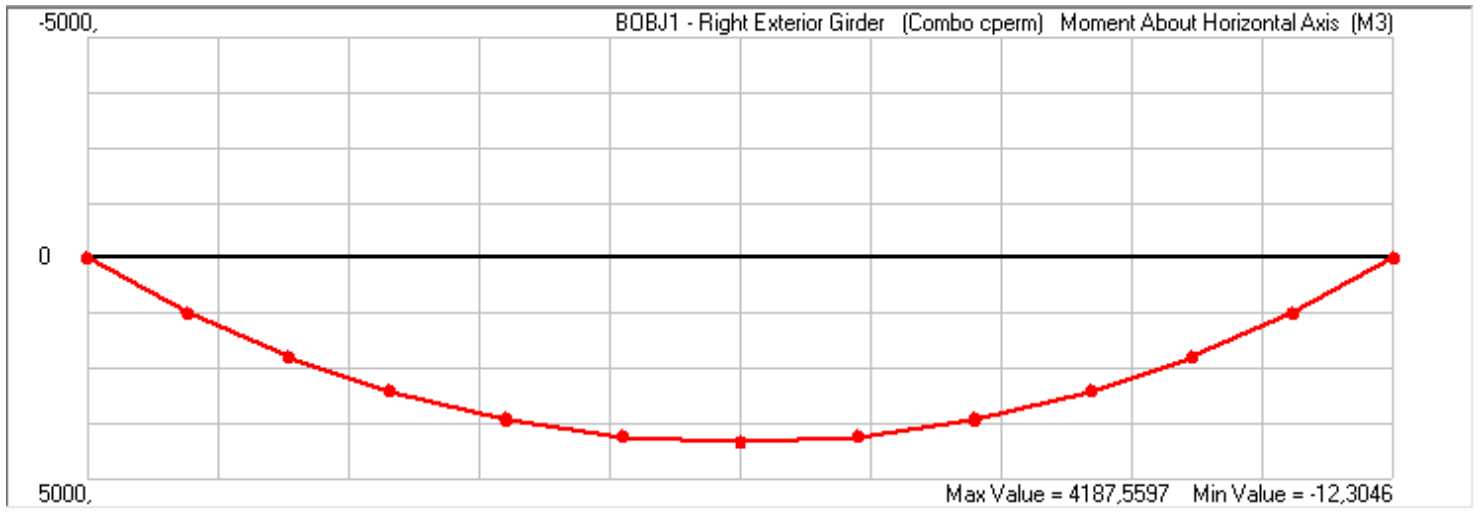
### **4.3 Moments fléchissant dans les poutres :**

#### **4.3.1 Moments fléchissant due au poids propre (DEAD):**

Suite à la modélisation du tablier avec logiciel SAP2000, On a trouvé les résultats présentées sous forme du diagramme suivant :

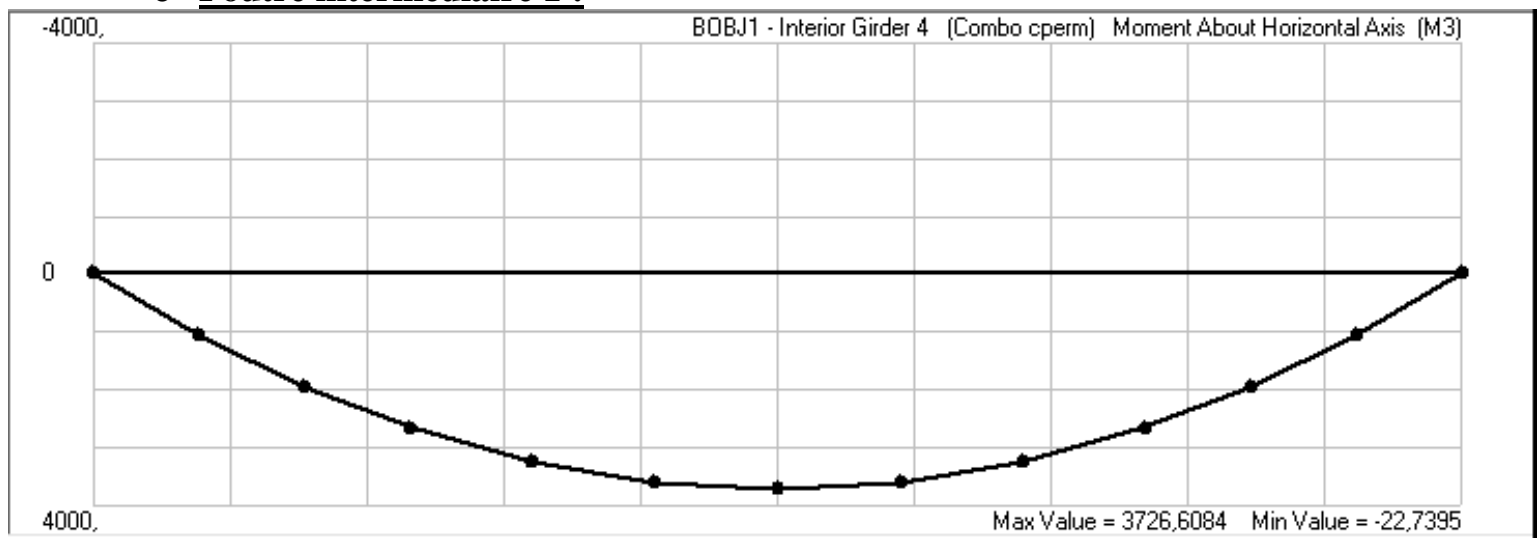
- **Poutre de rive :**

## CHAPITRE II : Etude du tablier



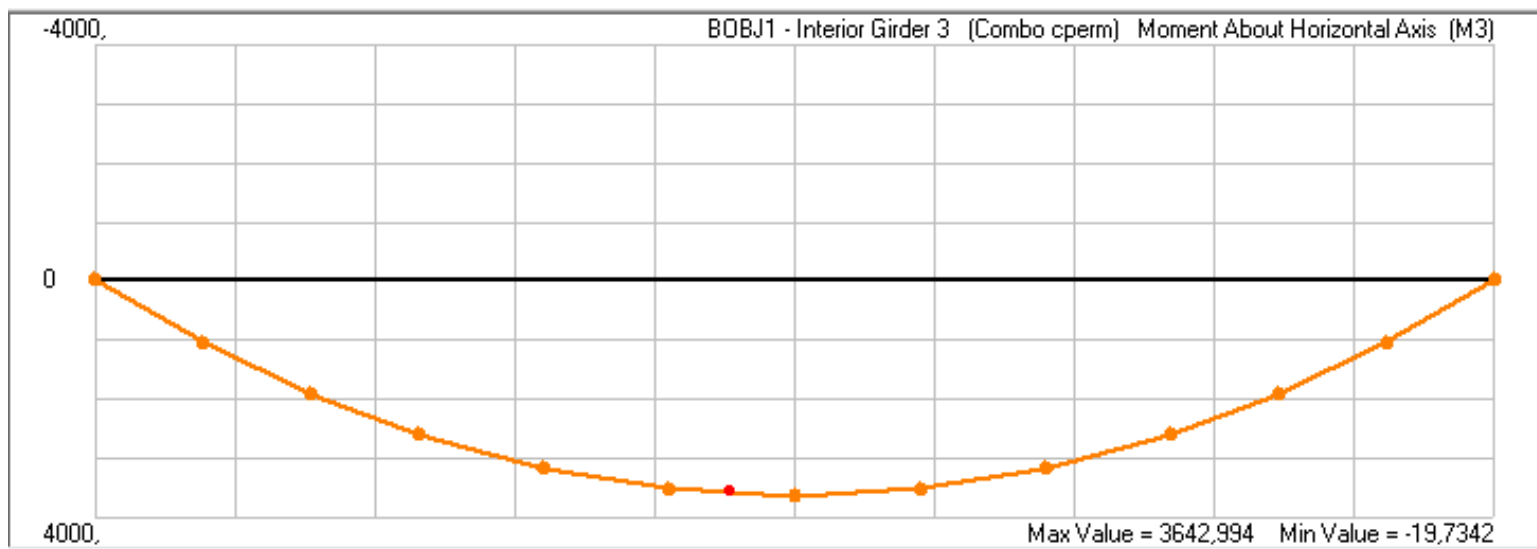
**Figure.2.18. Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre de rive**

○ **Poutre intermédiaire 1 :**



**Figure2.19. Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire 1**

○ **Poutre intermédiaire 2 :**



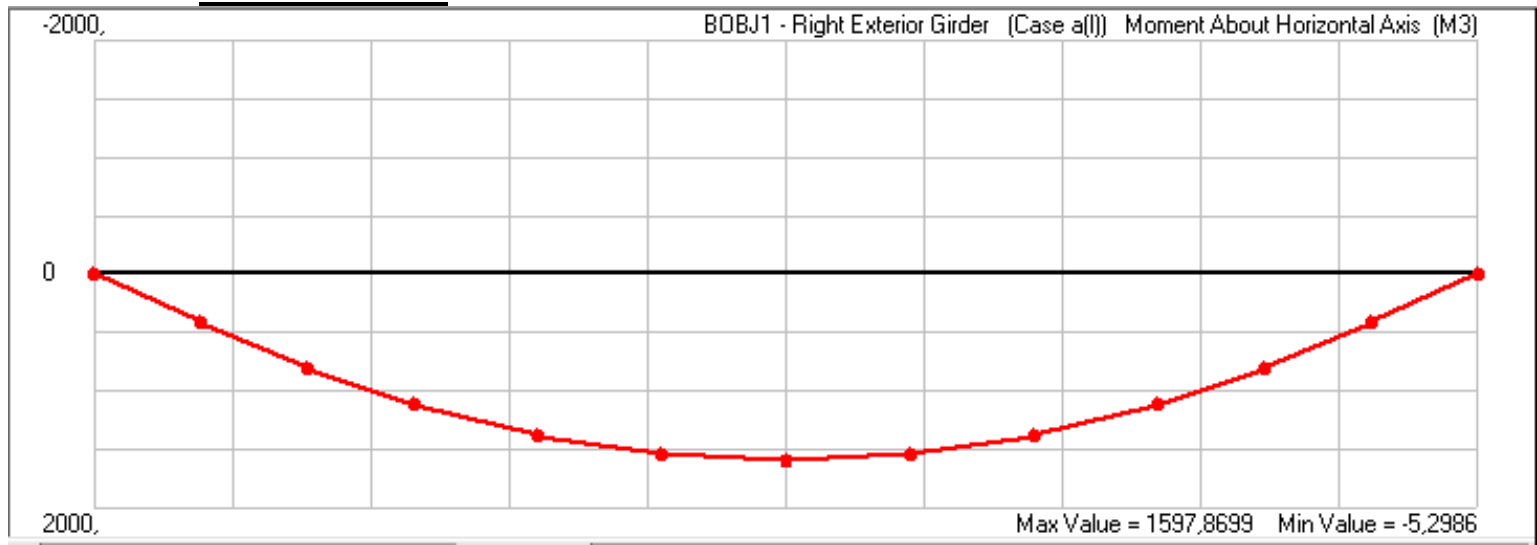
**Figure2.20. Diagramme du moment fléchissant [KN.m] de la poutre intermédiaire 2**



## CHAPITRE II : Etude du tablier

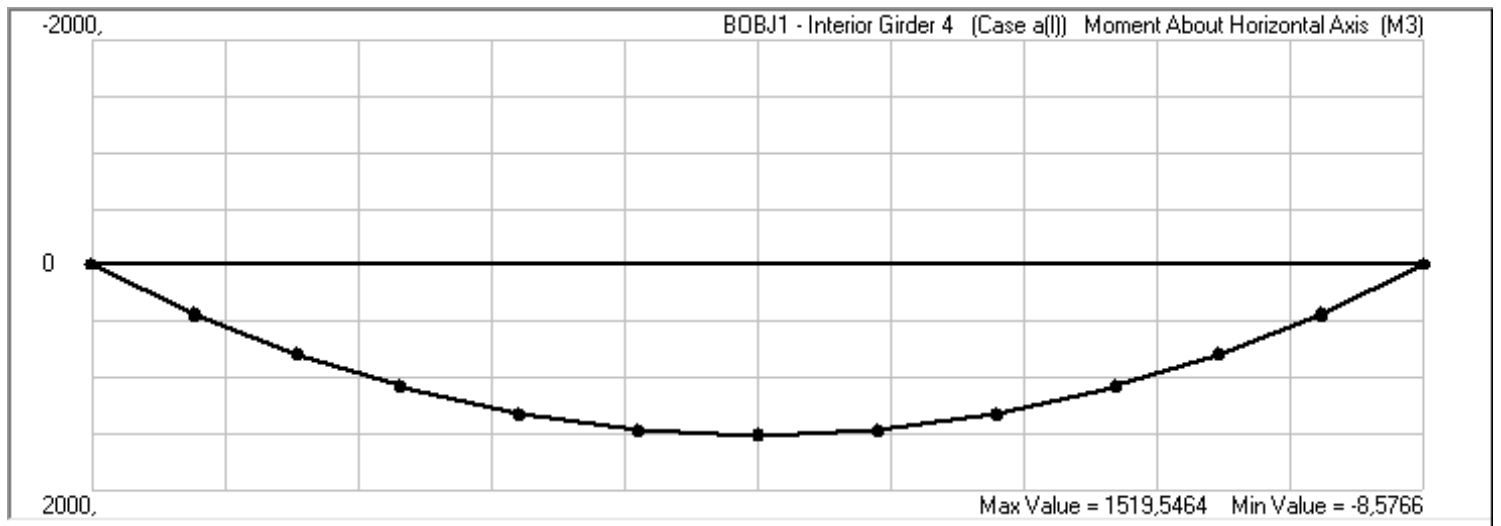
### 4.3.2 Moments fléchissant due à la surcharge A(L) :

#### ○ Poutre de rive :



**Figure2.21.. Diagramme du moment de la poutre de rive due à A(L)**

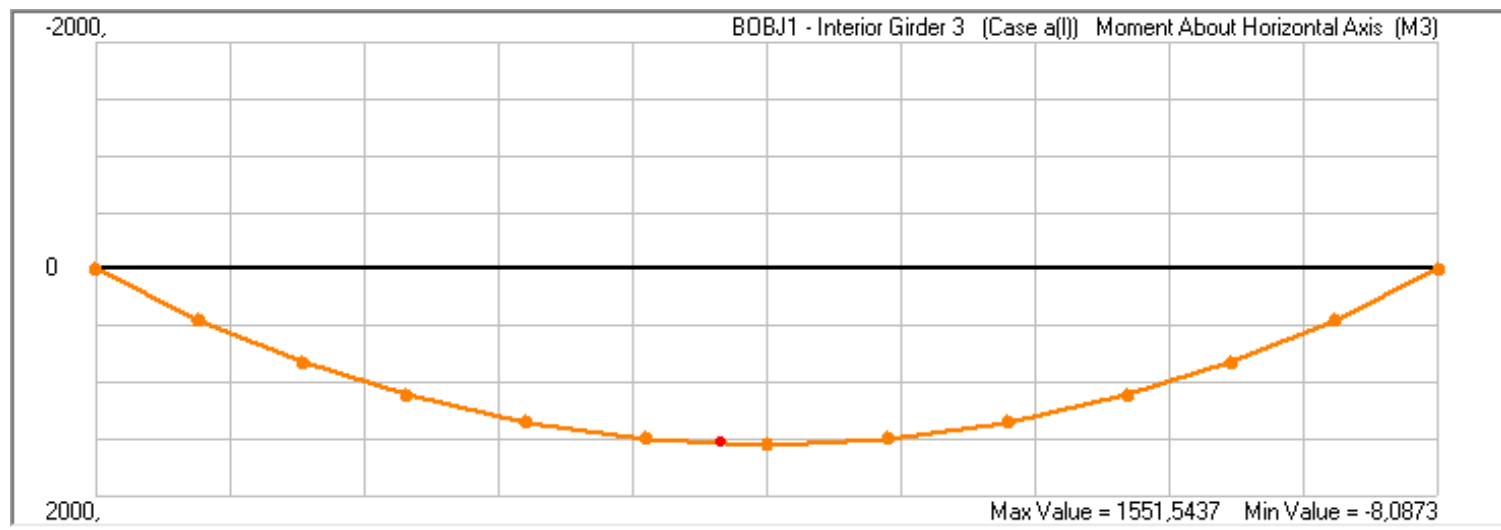
#### ○ Poutre intermédiaire 1 :



**Figure2.22. Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 1 due à A(L)**

#### ○ Poutre intermédiaire 2 :

## CHAPITRE II : Etude du tablier



**Figure 2.23. Diagramme du moment de la poutre intermédiaire 2 due à A(L)**

Nous avons résumé tous les résultats dans les tableaux suivants :

**Tableau 2.15. Tableau récapitulatif des moments fléchissant**

Cas de charge		Moments de la poutre de rive [KN. m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN. m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN. m]
Charges permanente		4187,55	3726,60	3642,99
Surcharges A(l)		1597,86	1519,54	1551,54
Surcharge $B_c$	Centré	1165,12	1190,58	1258,87
	excentré	1868,22	1536,87	1336,53
Surcharge $M_{C120}$	Centré	1328,29	1467,71	1545,07
	excentré	2009,08	1785,33	1603,64
Surcharge trottoir		102,84	76,81	65,16

## CHAPITRE II : Etude du tablier

**4.3.3 Valeur des moments fléchissant réels :** Pour la détermination des sollicitations maximum on prend en considération les combinaisons d'actions selon BPEL.

**Tableau 2.16. Coefficients des combinaisons d'actions**

Action	ELU	ELS
<b>Charge permanente</b>	1,35	1
<b>Surcharge A(I)</b>	1,6	1,2
<b>Surcharge B<sub>C</sub></b>	1,6	1,2
<b>Surcharge Mc120</b>	1,35	1
<b>Surcharge trottoir</b>	1,5	1

Les résultats des moments fléchissant d'après l'application des coefficients des combinaisons d'action sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau 2.17. Tableau récapitulatif des moments à l'ELU**

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
1,35G+1,5Q+1,6A(I)	8364,02	7577,38	7498,28
1,35G+1,5Q+1,6B <sub>C</sub> (centré)	7671,64	7051,05	7029,96
1,35G+1,5Q+1,6B <sub>C</sub> (excentré)	8796,6	7605,11	7154,21
1,35G+1,5Q+1,35Mc <sub>120</sub> (centré)	7932,71	7494,46	7487,88
1,35G+1,5Q+1,35Mc <sub>120</sub> (excentré)	9021,97	8002,65	7581,59

## CHAPITRE II : Etude du tablier

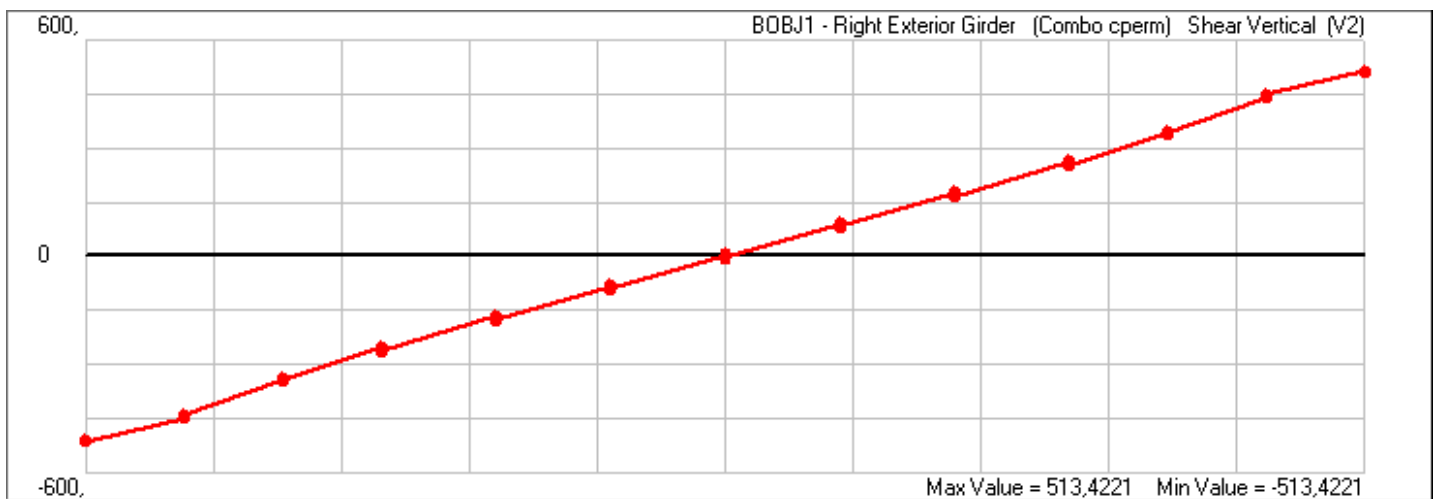
**Tableau.2.18 Tableau récapitulatif des moments à l'ELS**

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]
G+Q+1,2A(l)	6207,82	5626,85	5569,99
G+Q+1,2B <sub>c</sub> (centré)	5688,53	5232,1	5218,79
G+Q+1,2B <sub>c</sub> (excentré)	6529,85	5647,65	5311,98
G+Q+Mc <sub>120</sub> (centré)	5618,68	5271,12	5253,22
G+Q+ Mc <sub>120</sub> (excentré)	6299,47	5588,74	5311,79

### 4.4 Efforts tranchants dans les poutres :

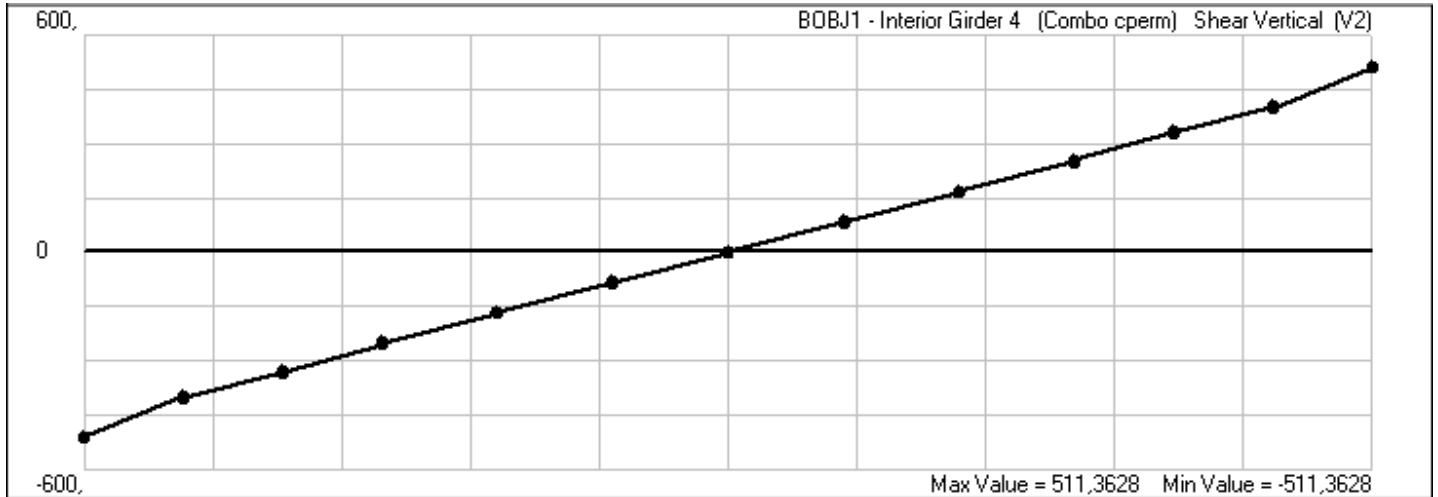
○ Efforts tranchants due au poids propre :

– Poutre de rive :



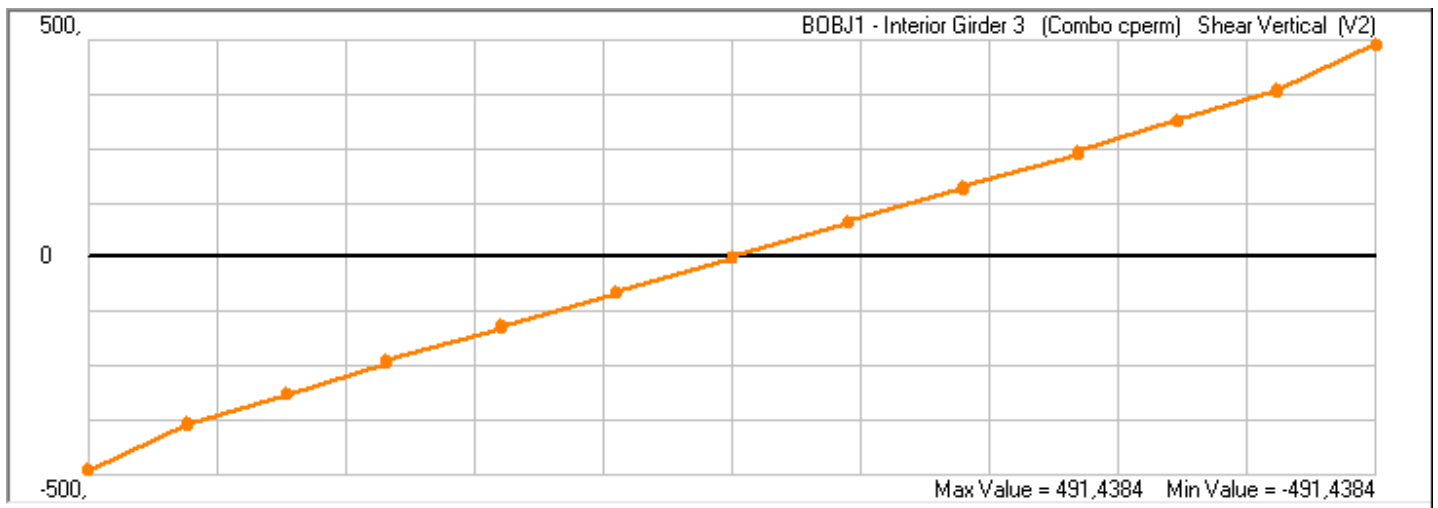
**Figure 2.24. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre de rive**

### – Poutre intermédiaire 1:



**Figure 2.25. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre intermédiaire 1**

### – Poutre intermédiaire 2 :



**Figure2.26. Diagramme de l'effort tranchant [KN.m] de la poutre intermédiaire 2**

Nous avons résumé tous les résultats dans les tableaux suivants :

## CHAPITRE II : Etude du tablier

**Tableau2.19. Tableau récapitulatif des efforts tranchants**

Cas de charge		Moments de la poutre de rive [KN. m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN. m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN. m]
<b>Charges permanente</b>		<b>513,42</b>	<b>511,36</b>	<b>491,43</b>
<b>Surcharges A(l)</b>		<b>167,68</b>	<b>202,65</b>	<b>208,91</b>
<b>Surcharge B<sub>C</sub></b>	<b>Centré</b>	<b>116,69</b>	<b>191,49</b>	<b>212,49</b>
	<b>excentré</b>	<b>264,54</b>	<b>236,93</b>	<b>215,04</b>
<b>Surcharge M<sub>C120</sub></b>	<b>Centré</b>	<b>131,79</b>	<b>237,68</b>	<b>247,07</b>
	<b>excentré</b>	<b>252,35</b>	<b>276,09</b>	<b>232,3</b>
<b>Surcharge trottoir</b>		<b>15,05</b>	<b>8,9</b>	<b>6,37</b>

- Effort tranchants à l'état limite ultime (ELU) :

**Tableau2.20. Tableau récapitulatif des efforts à l'ELU**

Combinaison d'action	Moments de la poutre de rives [KN. m]	Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN. m]	Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN. m]
1,35G+1,5Q+1,6A(l)	983,97	1027,92	1070,23
1,35G+1,5Q+1,6B <sub>C</sub> (centré)	902,39	1010,06	1012,96
1,35G+1,5Q+1,6B <sub>C</sub> (excentré)	1138,95	1082,76	1017,04
1,35G+1,5Q+1,35M <sub>C120</sub> (centré)	893 ,60	1024,54	1006,52
1,35G+1,5Q+1,35M <sub>C120</sub> (excentré)	1056,36	1076,4	986,58

## CHAPITRE II : Etude du tablier

---

- Efforts tranchants à l'état limite de service (ELS) :

**Tableau 2.21. Tableau récapitulatif des efforts à l'ELS**

<b>Combinaison d'action</b>	<b>Moments de la poutre de rives [KN.m]</b>	<b>Moments de la poutre intermédiaire 1 [KN.m]</b>	<b>Moments de la poutre intermédiaire 2 [KN.m]</b>
G+Q+1,2A(l)	729,68	750,04	748,49
G+Q+1,2B <sub>c</sub> (centré)	668,49	750,04	752,78
G+Q+1,2B <sub>c</sub> (excentré)	845,91	804,57	755,84
G+Q+Mc <sub>120</sub> (centré)	660,26	757,94	744,87
G+Q+ Mc <sub>120</sub> (excentré)	780,82	796,35	730,1

### **1 INTRODUCTION :**

Le béton a pour principal qualité sa bonne résistance à la compression et sa faible résistance à la traction. En 1928 Eugène Freyssinet eu une idée révolutionnaire en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint.

### **2 PRINCIPE DE LA PRECONTRAINTE :**

Un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes, qui composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

Autrement dit, les zones qui doivent subir des tractions créent artificiellement une contrainte de compression préalable (une précontrainte) et ainsi l'effort de traction dangereux n'engendre qu'une décompression du béton ; celui-ci ne risque alors plus de se fissurer à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction en cause(6).

La précontrainte peut se classer en deux catégories :

- Précontrainte par pré tension
- Précontrainte par post tension

### **3 PRECONTRAINTE PAR POST TENSION :**

La technique de post tension consiste à prendre appui sur le béton déjà durci pour tendre le câble de précontrainte. L'élément en béton est donc coulé au préalable, avec des réservations pour le passage ultérieur de la précontrainte. Lorsque le béton atteint une résistance suffisante, la précontrainte est enfilée et tendue à l'aide de vérins.

La post tension est très utilisée en ouvrages d'art pour les grandes portées(6).

### **4 PROCEDE DE PRECONTRAINTE PAR POST TENSION :**

- Mise en place du coffrage.
- Mise en place des armatures passives (cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines).
- Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.
- Mise en place d'étanchéité des gaines par collage de rubans adhésifs sur les raccords ou trous accidentels faits lors des travaux.



## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

---

- Mise en place des plaques d'appui et des frottements adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement future des ancrages.
- Coulage du béton.
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'études pour autoriser la mise en tension.
- Durcissement du béton, enfilage des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.

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

- Dispositif d'ancrage: on distingue, principalement, deux types d'ancrage:
- Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension.
- Ancrage passif (ancrage mort), situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.
- Les coupleurs: dispositif permettant les prolongements des armatures.
- Matériels de mise en tension: vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins etc.
- Les accessoires: gaines, tubes d'injection etc.

### Type des câbles utilisés :

Généralement on utilise des câbles 7T15 et 12T15 (en utilisant des torons : $\varnothing 15,2$  ou  $\varnothing 15,7$ ) et cela dépend du type de poutres en question et pour des raisons techniques il y a plus de détails sur ces câbles sur leurs fiches techniques fournies avec chaque bobine.

On a choisi des câbles de 12T15 avec les caractéristiques suivantes :

- Aire de la section du câble :  $A_p = 1668 \text{ mm}^2$
- Diamètre de la gaine  $\varnothing 80 \text{ mm}$ .
- Contrainte limite élastique garantie  $f_{peg} = 1600 \text{ MPA}$ .
- Contrainte limite de rupture garantie  $f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$ .
- Coefficient de frottement angulaire  $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$ .
- Coefficient de frottement linéaire  $\varphi = 2.10^{-3} \text{ m}^{-1}$ .
- Recul d'ancrage  $g = 6 \text{ mm}$ .
- Relaxation à 1000 heures  $\rho = 2,5\%$  TBR « très basse relaxation ».
- Module d'élasticité de l'acier de précontrainte :  $E_p = 190000 \text{ MPA}$ .

### **5 CALCUL DE LA PRECONTRAINTÉ :**

Selon le BPEL(8) nous avons deux forces de précontrainte P1 qui représente la section sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) et P2 qui représente la section sur critique (cas où le fuseau de passage à

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur minimale de précontrainte est le maximum de P1 et P2.

La classe de vérification de précontrainte est la classe II.

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis ami -travée :

**Tableau 3.1: caractéristiques géométriques de la poutre à mi- travée +hourdis**

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

L'enrobage di =1,5 ø gaine ;

$$di = 1,5\phi 80 \text{ mm} = 0,08 \times 1,5 = 0,12 \text{ m}$$

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

$$f_{t28}=2,7 \text{ MPA}$$

On estime les pertes totales à 30% de la précontrainte initiale.

$$M_{max} : \text{Moment sous } (G+B_c)=6529,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{min} : \text{Moment sous poids propre } (G) = 4187,55 \text{ KN.m}$$

### a) Section sous critique :

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \times H} + B \times \sigma_{ti}$$

Avec :

$$\sigma_{ti} : \text{Contrainte de traction sur la fibre inférieure} = -f_{t28} = -2,7 \text{ Mpa}$$

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = 2342,3 \text{ KN.m} = 2,3423 \text{ MN.m}$$

$$P_1 = \frac{2,3423}{0,4567 \times 1,75} + 0,9233 \times (-2,7) = 0,4378 \text{ MN}$$

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

### b) Section sur critique :

$$P_2 = \frac{M_{max} + \frac{I_G}{V'} \times \sigma_{ti}}{\rho \times V + V' - d_i}$$

$$P_2 = \frac{6,529 + \frac{0,28057}{1,191} \times (-2,7)}{0,4567 \times 0,555 + 1,191 - 0,12} = 4,45 \text{ MN}$$

$$P_{sur} = \max(P_1, P_2) = 4,45 \text{ MN}$$

Donc la section est sur critique

$$d' = Ht - 0,9Ht = 0,175$$

$$e_0 = -(V' - d') = -(1,191 - 0,175) = -1,016 \text{ m}$$

L'excentricité de la première famille de câbles :

$$V' : \text{poutre seule} = 0,842 \text{ m}$$

$$d_i = 1,5\phi 80 \text{ mm} = 0,12 \text{ m}$$

$$e_0 = -(0,555 - 0,12) = -0,722 \text{ m}$$

L'excentricité de la deuxième famille de câbles :

$$V' : \text{poutre avec dalle} = 1,191 \text{ m}$$

$$d_i = 2\phi 80 \text{ mm} = 0,16 \text{ m}$$

$$e_0 = -(1,191 - 0,16) = -1,031 \text{ m}$$

### 6 CALCUL DU NOMBRE DE CABLES :

On estime les pertes totales à 30% de la précontrainte initiale  $P_0$ , en tenant compte de ces pertes la valeur de précontrainte sera de :

$$P_0 = \frac{P_{sur}}{0,98 - 1,2 \times \frac{\Delta P}{P_0}} \rightarrow P_0 = \frac{4,45}{0,98 - 1,2 \times 0,3}$$

$$\text{Avec : } \Delta P = 0,3P_0 = 2,14 \text{ MN}$$

$$P_0 = 7,17 \text{ MN}$$

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

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

Avec :

$P$  : précontrainte développée pour un câble :  $P = \sigma_{P0} \times A_P$

$$\sigma_{p0} = \min(0,8 \cdot f_{prg} ; 0,9 \cdot f_{peg}) = \min(1488 ; 1440) = 1440 \text{ MPA}$$

$$P = 1440 \times 1,668 \times 10^{-3} = 2,40 \text{ MN}$$

$$n = \frac{7,17}{2,40} = 2,99$$

Donc: on prend 3 câbles de 12T15

La nouvelle valeur de la précontrainte :

$$P_0 = n \times P = 3 \times 2,40 = 7,20 \text{ MN}$$

**Tableau 3.2. Récapitulatif des résultats de précontrainte**

Précontrainte $P_{sur}$ (MN)	L'excentricité $e_0$ (m)	Nombre de câbles	Précontrainte initiale $P_0$ (MN)
4,45	-1,016	3(12T15)	7,20

### **7 VERIFICATION A L'ELS :**

On calcule les contraintes caractéristiques :

$$P1 = 1,02 P_0 - 0,8 \Delta P_0 = 1,02 \times 7,20 - 0,8 \times 2,14 = 5,632 \text{ MN}$$

$$P2 = 0,98 P_0 - 1,20 \Delta P_0 = 0,98 \times 7,20 - 1,20 \times 2,14 = 4,488 \text{ MN}$$

On prend les caractéristiques géométriques de la poutre sans hourdis :

**Tableau 3.3: caractéristiques géométriques de la poutre à mi-travée sans hourdis**

<b>Section B (cm<sup>2</sup>)</b>	5108
<b>V'=Vi = S/B (cm)</b>	84,20
<b>V=Vs = h- Vi (cm)</b>	65,80
<b>IG = I - B × Vi<sup>2</sup> (cm<sup>4</sup>)</b>	13803473,21
<b>ρ = IG/ (B × Vi × Vs) (%)</b>	48,80%

Donc il faut vérifier que :

Fibre supérieure :  $\sigma_{st}^- = -1,5 f_{t28} = -4,05 \text{ MPA}$

Fibre inférieure :  $\sigma_{ci}^- = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPA}$

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

$$M_{min} = M_{pp} = 4,1875 \text{ MN.m}$$

$$M_q = 2,3423 \text{ MN.m}$$

### ○ Combinaison quasi-permanente :

Quasi-permanente : P+G

Selon le VIPP du guide SETRA la précontrainte de première famille est dimensionner pour reprendre l'effet de précontrainte et l'effet de poids propre, elle est mise en tension sur les poutres seules assez rapidement après le bétonnage des poutres.

Donc : on prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule.

$$e_0 = -0,722 \text{ m.}$$

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

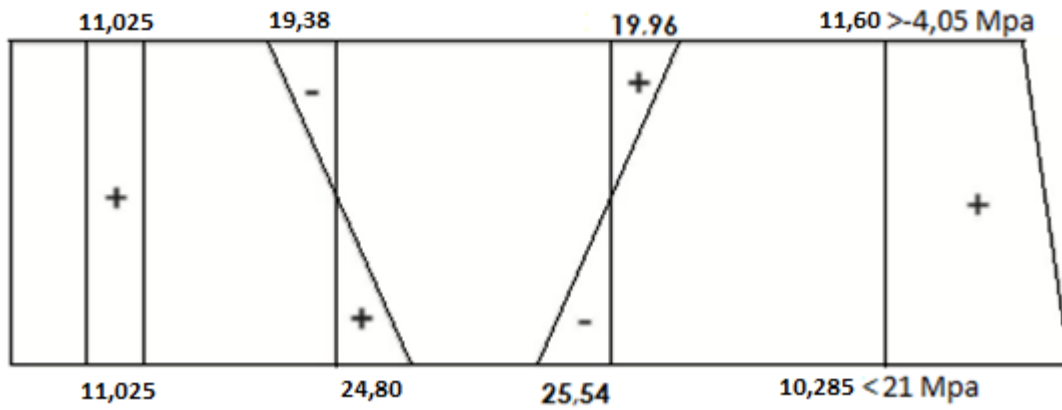
$$\frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{I_G} + \frac{M_{min} \times V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{st} = -4,05 \text{ MPA}$$

$$\frac{P}{B} + \frac{P \times e \times V'}{I_G} - \frac{M_{min} \times V'}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 21 \text{ MPA}$$

**Tableau 3.4 Combinaison quasi-permanente de P1**

<b><math>P_1</math></b>			
<b><math>P_1/B</math></b>	<b><math>P_{1 \times e \times V}/I_G</math></b>	<b><math>M_{min \times V}/I_G</math></b>	<b>résultat</b>
11,025	-19,383	19,96	11,60Mpa
<b><math>P_1/B</math></b>	<b><math>P_{1 \times e \times V'}/I_G</math></b>	<b><math>M_{min \times V'}/I_G</math></b>	<b>résultat</b>
11,025	24,80	-25,54	10,285Mpa

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint



**Figure 3.1. Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P1**

→  $P_1$  :

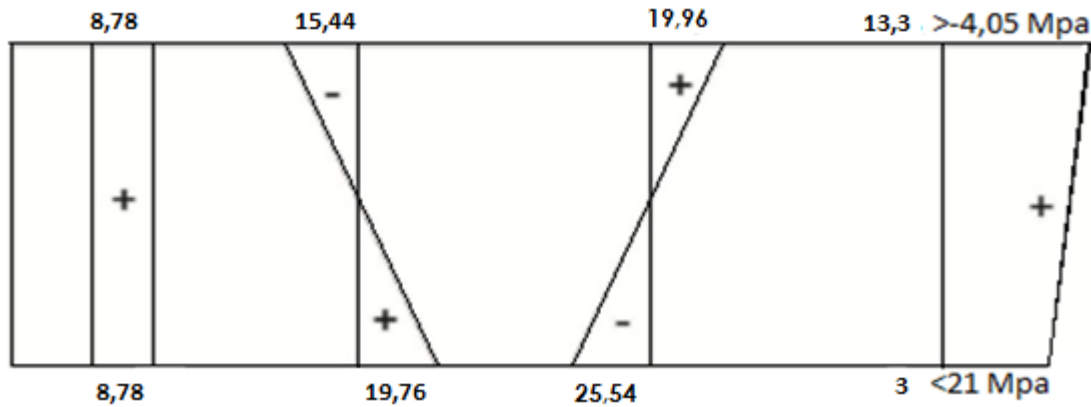
$11,60 > -4,05 \text{ Mpa} \rightarrow$  condition vérifiée.

$11,765 < 21 \text{ Mpa} \rightarrow$  condition vérifiée

**Tableau 3.5. Combinaison quasi- permanente de P2**

$P_2$			
$P_2/B$	$P_{2 \times e \times V} / I_G$	$M_{\min \times V} / I_G$	résultat
8,78	-15,44	19,96	13,3Mpa
$P_2/B$	$P_{2 \times e \times V'} / I_G$	$M_{\min \times V'} / I_G$	résultat
8,78	19,76	-25,54	3Mpa

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint



**Figure 3.2. Diagramme de la combinaison quasi-permanente de P2**

→ P<sub>2</sub> :

13,36 > - 4,05 Mpa → condition vérifiée

2,76 < 21 Mpa → condition vérifiée

### ○ Combinaison fréquente :

Selon le VIPP du guide SETRA la précontrainte de deuxième famille est dimensionnée pour reprendre les actions supplémentaires (superstructure et actions variables), elle est mise en tension lorsque le béton du hourdis a acquis une certaine résistance.

Fréquente : P+G+0,72Q

Donc : on prend les caractéristiques géométriques de la poutre+hourdis.

e<sub>0</sub> = -1,031 m

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

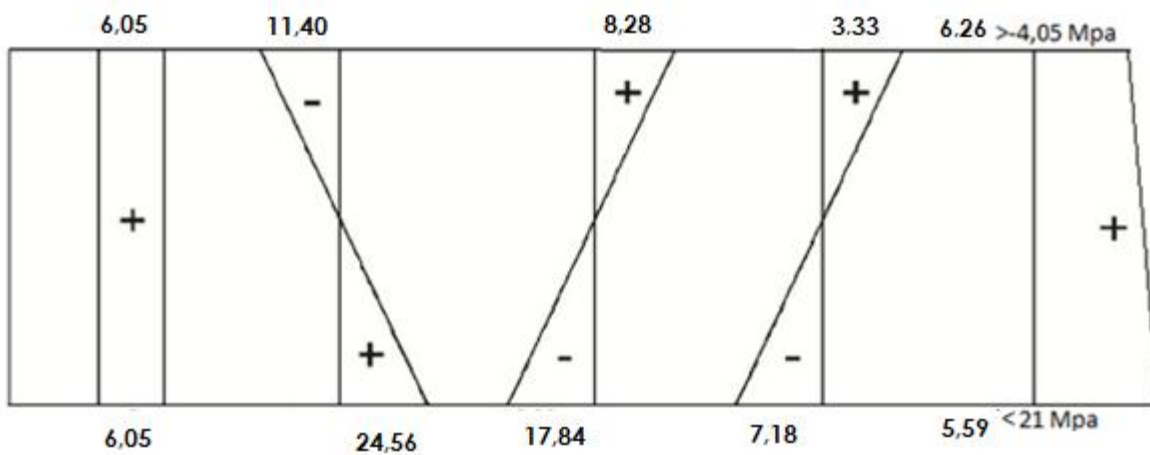
$$\frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{I_G} + \frac{M_{min} \times V}{I_G} + \frac{0,72 \times M_Q \times V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{ST} = -4,05 \text{ MPA}$$

$$\frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V'}{I_G} + \frac{M_{min} \times V'}{I_G} + \frac{0,72 \times M_Q \times V'}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{ci} = 21 \text{ MPA}$$

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

**Tableau3.6. Combinaison fréquente de P1**

$P_1$				
$P_1/B$	$P_{1 \times e \times V/I_G}$	$M_{min \times V/I_G}$	$0,72 \times M_q \times V/I_G$	résultat
11,025	-19,383	19,96	3,33	14,932Mpa
$P_1/B$	$P_{1 \times e \times V'/I_G}$	$M_{min \times V'/I_G}$	$0,72 \times M_q \times V'/I_G$	résultat
11,025	24,80	-25,54	7,18	3,10Mpa



**Figure 3.3. Digramme de la combinaison fréquente de P1**

→  $P_1$  :

$6,26 > -4,05$  Mpa → condition vérifiée

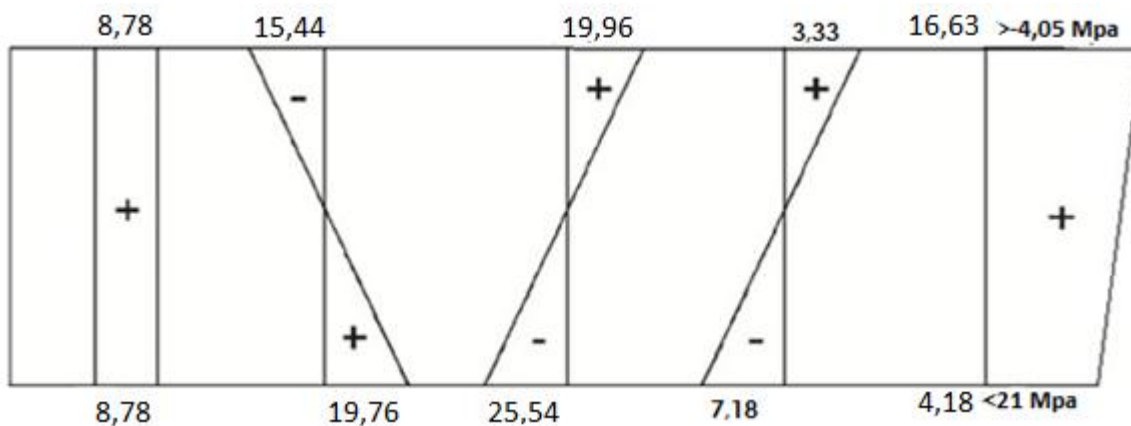
$5,59 < 21$  Mpa → condition vérifiée



## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

**Tableau 3.7. Combinaison fréquente de P2**

$P_2$				
$P_2/B$	$P_{2 \times e \times V} / I_G$	$M_{min \times V} / I_G$	$0,72 \times M_q \times V / I_G$	résultat
8,78	-15,44	19,96	3,33	16,63Mpa
$P_2/B$	$P_{2 \times e \times V'} / I_G$	$M_{min \times V'} / I_G$	$0,72 \times M_q \times V' / I_G$	résultat
8,78	19,76	-25,54	-7,18	-4,18Mpa



**Figure 3.4. Digramme de la combinaison fréquente de P2**

→  $P_2$  :

$7,36 > -4,05 \text{ Mpa} \rightarrow$  condition vérifiée

$-0,65 < 21 \text{ Mpa} \rightarrow$  condition vérifiée

**Combinaison rare :**

Rare :  $P+G+1,2Q$

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

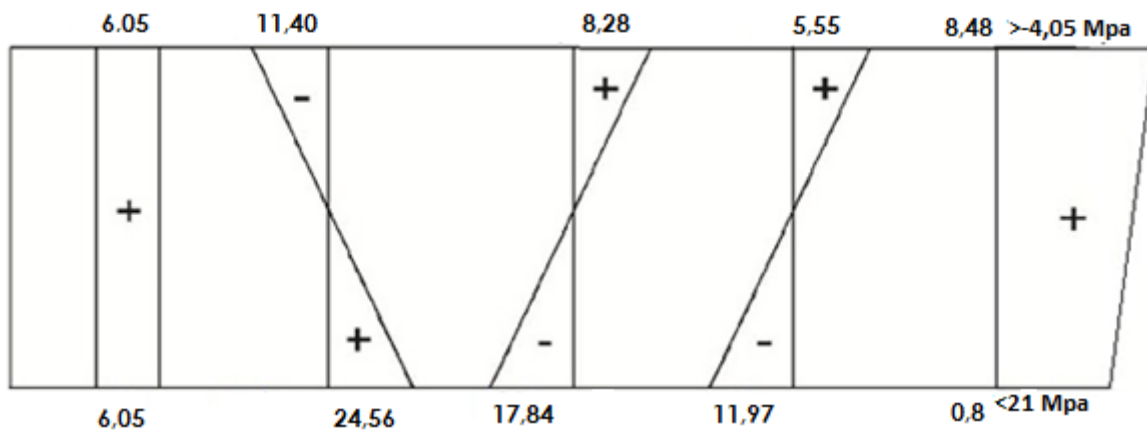
$$\frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{I_G} + \frac{M_{min} \times V}{I_G} + \frac{1,2 \times M_Q \times V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{st} = -4,05 \text{ Mpa}$$

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

$$\frac{P}{B} + \frac{P \times e \times V'}{I_G} - \frac{M_{min} \times V'}{I_G} - \frac{1,2 \times M_Q \times V'}{I_G} < \overline{\sigma_{ci}} = 21 \text{ Mpa}$$

**Tableau 3.8. Combinaison rare de P1**

$P_1$				
$P_1/B$	$P_{1 \times e \times V'} / I_G$	$M_{min \times V'} / I_G$	$1,2 \times M_q \times V' / I_G$	résultat
6,05	11,40	8,28	5,55	8,48Mpa
$P_1/B$	$P_{1 \times e \times V'} / I_G$	$M_{min \times V'} / I_G$	$1,2 \times M_q \times V' / I_G$	résultat
6,05	24,56	17,84	11,97	0,8Mpa



**Figure 3.5. Digramme de la combinaison rare de P1**

→  $P_1$  :

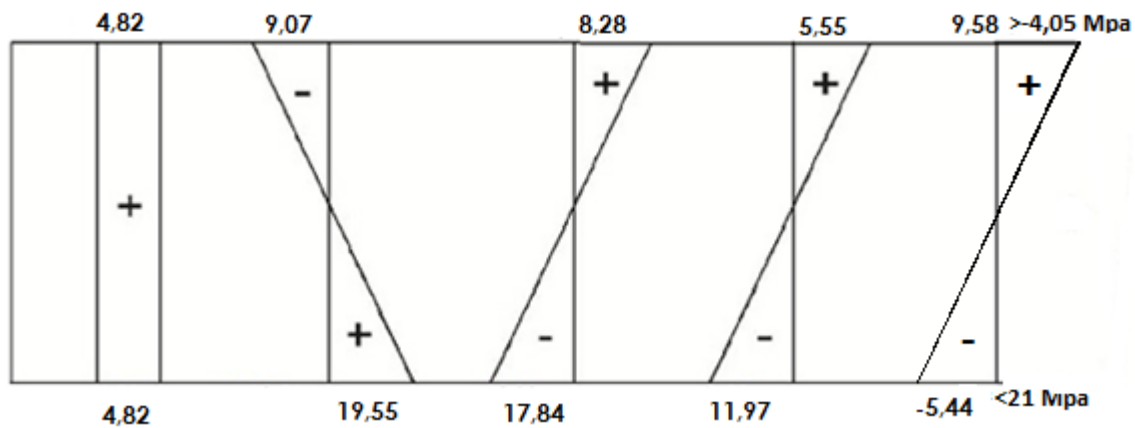
$8,48 > -4,05 \text{ Mpa} \rightarrow$  condition vérifiée

$0,8 < 21 \text{ Mpa} \rightarrow$  condition vérifiée

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

**Tableau3.9. Combinaison rare de P2**

$P_2$				
$P_2/B$	$P_{2 \times e \times V/I_G}$	$M_{min \times V/I_G}$	$1,2 \times M_q \times V/I_G$	résultat
4,82	9,07	8,28	5,55	9,58Mpa
$P_2/B$	$P_{2 \times e \times V'/I_G}$	$M_{min \times V'/I_G}$	$1,2 \times M_q \times V'/I_G$	résultat
4,82	19,55	17,84	11,97	-5,44Mpa



**Figure 3.6. Digramme de la combinaison rare de P2**

→  $P_2$  :

$9,58 > -4,05 \text{ Mpa} \rightarrow$  condition vérifiée

$-5,44 < 21 \text{ Mpa} \rightarrow$  condition vérifiée

### 8 DISPOSITION DES CABLES :

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- la précontrainte  $P(x)$  est admise constante sur le tronçon considéré  $P(x) = P_0 =$  constante.

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

- L'inclinaison  $\alpha(x)$  des câbles de précontraint par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe Longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$Y = ax^2 + bx + c.$$

$$Y' = 2ax + b.$$

$$Y'' = 2a.$$

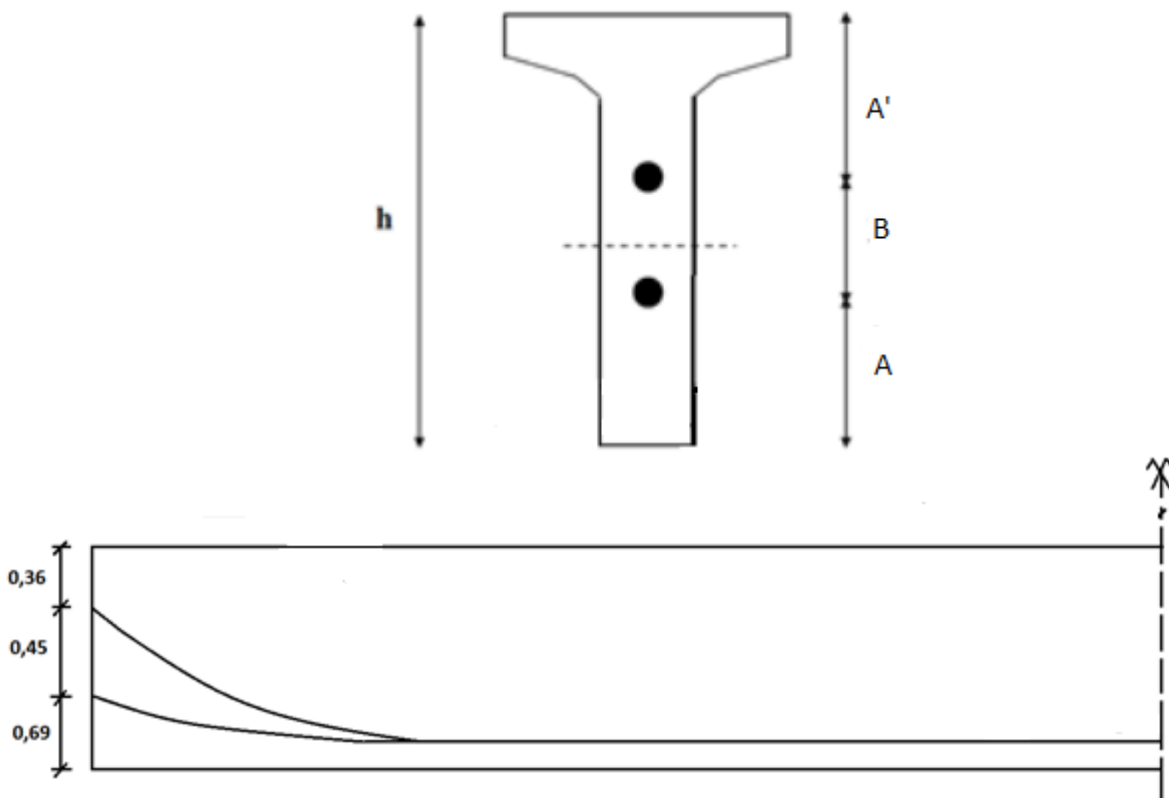
### a) Tracé des câbles sortants de l'about :

On fixe  $B = 0,45 \text{ m}$ .

$$Yg = (A1 + 0,45 + A1)/2 = 0,915 \text{ m}.$$

$$A1 = 0,69 \text{ m}.$$

$$A2 = 1,5 - (0,45 + 0,69) = 0,36 \text{ m}$$



**Figure 3.7. Câbles de l'about**

### b) Calcul des angles sortant de l'about :

$$\tan \alpha = \frac{2 \left( \frac{L_p}{2} + L_1 - L_2 \right)}{H \left[ \left( \frac{\frac{L_p}{2} + L_1 - L_2}{H} \right) - 1 \right]}$$

Pour le calcul des  $\alpha_i$  on fixe  $l_2$  du deuxième câble au départ et on ajoute une raison de 1,5 m. Donc on a :

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

$$l_{2,1}=10 \text{ m} ; l_{2,2}=11,5 \text{ m} ; l_1=1 \text{ m}.$$

$$\text{tang } \alpha_1 = \frac{2 \times (16,7+1-11,5)}{0,57 \times \left[ \left( \frac{16,7+1-11,5}{0,57} \right)^2 - 1 \right]} = 0,185 \Rightarrow \alpha_1 = 10,48^\circ$$

$$\text{tang } \alpha_2 = \frac{2(16,7+1-10)}{1,02 \times \left[ \left( \frac{16,7+1-10}{1,02} \right)^2 - 1 \right]} = 0,269 \Rightarrow \alpha_2 = 15,09^\circ$$

Détermination des équations et des distances de chaque câble :

$$b_i = \frac{2 \times (e_i - d_i - 100 \text{ tang } \alpha_i)}{\text{tang } \alpha_i} ; a_i = \frac{\text{tang } \alpha_i}{2 \times b_i}$$

$$b_1 = \frac{2}{0,185} (69 - 12 - 100 \times 0,185) = 416,21 \text{ cm}$$
$$\Rightarrow a_1 = 2,22 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

$$b_2 = \frac{2}{0,269} (114 - 12 - 100 \times 0,269) = 558,36 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a_2 = 2,65 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$$

### c) Trace du câble émergeant sur la fibre supérieure de la poutre :

La zone de relevage entraîne une diminution de l'intensité de la précontrainte au même temps qu'une diminution de la valeur absolue de l'excentricité 'e' (par relevage du C.D.G de l'ensemble des câbles) d'où une diminution progressive du moment de précontrainte pour s'annuler sur les appuis.

Avec  $L=33,4\text{m}$

$$\text{Zone de relevage est : } \frac{L}{4} < l_0 < \frac{L}{3} \Rightarrow 8,35 \leq l_0 \leq 11,13 \Rightarrow l_0 = 8,35 \text{ m}$$

A l'extrados  $\alpha = 24,15^\circ$  telle que  $\tan \alpha = 0,45$

Le câble présente une partie parabolique EG et une partie rectiligne GC pour que l'effort de précontrainte crée à l'encrage se transmette convenablement au câble.

Le câble sera placé à 3,5 m de l'appui et l'équation de la parabole du câble est :

$$y = ax^2$$

$$EG = ab^2 \Rightarrow a = \frac{EG}{b^2}$$

$$\text{tang } \alpha = \frac{dy}{dx}(b) = 2a \times b \Rightarrow b = 2 \times \frac{EG}{\text{tang } \alpha} = GC$$

$$d_i = 0,16\text{m} \rightarrow B = 0,45 - 0,4 = 0,41\text{m}$$

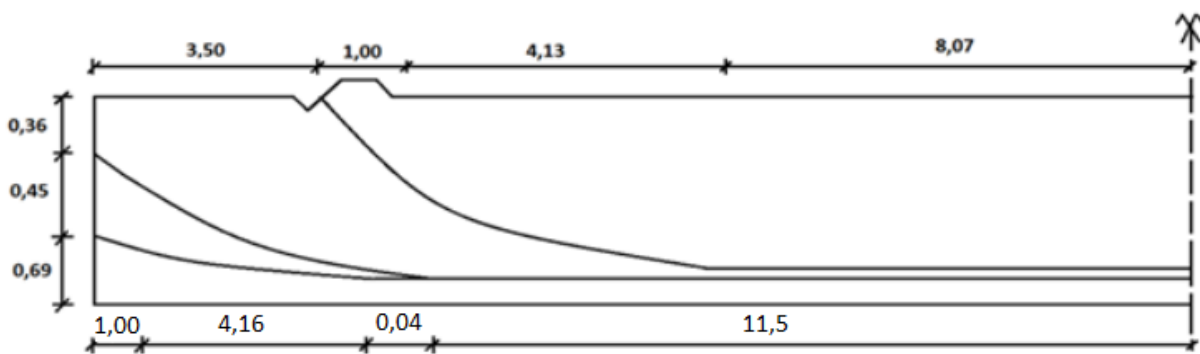
$$EG = 150 - 16 - 41 = 93\text{cm}$$

$$b = 2 \times 93 / 0,45 = 413,33 \text{ cm} \Rightarrow a = \frac{93}{413,33^2} = 5,44 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

**Tableau 3.10. Tableau récapitulatif du tracé des câbles**

N° Cable	e(cm)	d (cm)	α (deg)	a × 10 <sup>-4</sup>	b(cm)	y = ax <sup>2</sup>
1	69	12	10,48	2,22	416,21	2,22 × 10 <sup>-4</sup> .x <sup>2</sup>
2	114	12	15,09	2,65	558,36	2,64 × 10 <sup>-4</sup> .x <sup>2</sup>
3	150	16	24,15	5,44	413,33	5,44 × 10 <sup>-4</sup> .x <sup>2</sup>



**Figure 3.8. Tracé des câbles**

### 9 CALCUL DES PERTES DE PRECONSTRAINTES :

*D'une façon générale, on désigne sous le nom «perte de tension» ou «perte De précontrainte » toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné.*

*En post tension, l'effort de précontrainte varie à la fois:*

- *Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement;*
- *Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.*

*En pré tension, l'effort de précontrainte varie principalement dans le temps du fait de l'application successive des actions.*

#### **9.1 pertes instantanées :**

Se produisent au moment de la mise en tension, elles sont due au raccourcissement élastique du béton, frottement câble/béton et le glissement (recule d'ancrage).

##### **9.1.1 Pertes par frottements**

Elles sont dues au frottement du câble de précontrainte avec la gaine lors de la mise en tension.

Sa formule est donnée par :  $\Delta\sigma_f(x) = \sigma p_0(1 - e^{-(f\alpha + \phi x)})$

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

Avec :

$x$  : est la distance de la section considérée (m)

$\alpha$  : L'angle de relevage du câble en radians

$\sigma_{p0}$ : Contrainte de tension à l'origine  $\rightarrow \sigma_{p0} = 144000 \text{ t/m}^2$

$f$  : Coefficient de frottement fils sur gaine  $\rightarrow f = 0,16$

$\varphi$ : Coefficient de frottement en ligne droite  $\rightarrow \varphi = 0,002\text{m}^{-1}$

Pour  $x=0,50L$  :

**Tableau 3.11. Les valeurs des pertes par frottements à  $x=0,50L$**

Câble	$\alpha$ (deg)	$\alpha$ (rad)	$x$	$f \alpha + \varphi x$	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	Valeur moyenne
1	10,48	0,183	16,7	0,0448	63,088	83 ,56
2	15,09	0,263	16,47	0,075	104,049	
3	24,15	0,4215	10,795	0,0890	122,622	122,622

Pour  $x=0,25L$  :

**Tableau 3.12. Les valeurs des pertes par frottements à  $x=0,25L$**

Câble	$\alpha$ (deg)	$\alpha$ (rad)	$x$	$f \alpha + \varphi x$	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	Valeur moyenne
1	10,48	0,183	8,35	0,0626	87,38	84,60
2	15,09	0,263	8,235	0,0585	81,823	
3	24,15	0,4214	5,3975	0,0782	108,317	108,317

### 9.1.2 Pertes par recule d'ancrage :

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

Si :  $d \leq L/2 \rightarrow$  il faut tirer le câble par les deux extrémités.

Si :  $d > L/2 \rightarrow$  il faut tirer le câble par une seule extrémité.

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

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

$g$  : Intensité de recule d'encrage = 6 mm

$E_p$  : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte =  $1,90 \times 10^5 \text{ Mpa}$

**Tableau 3.13. Les valeurs de « d »**

Câble	$\alpha$ (rad)	x(m)	$f \frac{\alpha}{x} + \phi$	D
1	0,183	33,4	$2,87 \times 10^{-3}$	16,608
2	0,263	32,94	$3,27 \times 10^{-3}$	15,559
3	0,4214	21,59	$5,12 \times 10^{-3}$	12,434

$d < L/2 \rightarrow$  On tire les câbles par les deux extrémités

Les pertes par recul d'ancrage sont données par la formule suivante :

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

Pour le calcul des pertes aux différentes sections nous utilisons le théorème de «Thalès » appliqué au diagramme des tensions :

$$\Delta\sigma_{rec}(0,25L) = \Delta\sigma_{rec} \left( \frac{L}{1000} \right) \left( 1 - \frac{0,25L}{d} \right)$$

$$\Delta\sigma_{rec}(0,50L) = \Delta\sigma_{rec} \left( \frac{L}{1000} \right) \left( 1 - \frac{0,5L}{d} \right)$$

**Tableau 3.14. Les pertes par recule d'ancrage**

Câble	D(m)	$\Delta\sigma_{rec} \left( \frac{L}{1000} \right)$	$\Delta\sigma_{rec}(x = 3,5m)$	$\Delta\sigma_{rec}(0,25L)$	$\Delta\sigma_{rec}(0,5L)$
1	16,608	135,594	105,242	68,36	0,00
2	15,559	144,956	113,853	68,234	0,00
3	12,434	0,00	172,78	97,856	0,00

### 9.1.3 Pertes par raccourcissement instantané du béton :

Ces pertes sont dues au non simultanée de mise en tension des n câbles.

La perte moyenne par câble est :

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

Avec :

$\sigma_b$ : Contrainte parabole du béton

$E_p$ : Module d'élasticité de l'acier de précontrainte =  $1,9 \times 10^5 \text{ Mpa}$

$E_i$ : Module de déformation longitudinale instantanée du béton =  $11000 \sqrt{f_{c28}} = 3,59 \times 10^4 \text{ Mpa}$



## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

- pertes par raccourcissement instantané du béton pour les câbles d'about

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} + \frac{M_G \times e}{I}$$

Avec :

$$P = Ap(\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rec})$$

**Tableau 3.15. Les pertes par raccourcissement instantané pour l'about**

Désignation	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
P(MPa)	2,152	2,173	2,246
e(m)	0,00	-0,6652	-0,812
$M_G$ (MN)	0	1,434	1,874
$I(m^4)$	0,22322221	0,138034732	0,138034732
$B_{nette}(m^2)$	0,789	0,4954	0,5123
$\sigma_p$ (MPa)	2,794	4,345	5,154
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	7,496	11,74	13,452

- Pertes par raccourcissement instantané du béton pour le câble d'extrados :

$$\sigma_b = \frac{P_1}{B_p} + \frac{P_1 e_1^2}{I_p} + M_p \frac{e_1}{I_p} + \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 e_2^2}{I_t} + \frac{M_d e_2}{I_t}$$

Avec :

$$P_1 = 1668(\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rec} - \Delta\sigma_{rac})$$

$$P_2 = 1668(\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rec})$$

$B_p$  : Section de la poutre seule

$B_t$  : Section de la poutre + hourdis

$I_t$  : Inertie de la poutre +hourdis

$M_p$  : Moment du au poids propre de la poutre seul

$M_d$  : Moment de la dalle

**Tableau 3.16. Les pertes par raccourcissement instantané pour l'extrados**

Désignation	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
P1(MPA)	0,00	2,14	2,23
P2(MPA)	0,00	2,058	2,197
$e_1$ (m)	0,00	-0,6572	-0,722
$e_2$ (m)	0,00	-1,0145	-1,0310
$M_p$ (MN)	0,00	1,462	1,9504
$M_d$ (MN)	0,00	1,05	1,39
$I_p$ (m <sup>4</sup> )	0,00	0,13834732	0,138034732
$I_t$ (m <sup>4</sup> )	0,00	0,280576373	0,280576373
$B_p$ (m <sup>2</sup> )	0,00	0,4953	0,4953
$B_t$ (m <sup>2</sup> )	0,00	0,9132	0,9132
$\sigma_b$ (MPa)	0,00	10,062	8,34
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	0,00	26,626	22,069

### 9.1.4 Pertes instantanées totales :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_{frot} + \Delta\sigma_{rec} + \Delta\sigma_{rac}$$

**Câbles de l'about :**

**Tableau 3.17. Les pertes instantanées totales des câbles de l'about**

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_{frot}$ (MPa)	0,00	84,60	83,56
$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	140,26	68,297	0,00
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	7,496	11,74	13,452
<i>Pertes totales</i> (MPa)	147,756	164,63	97,012

**Câble de l'extrados :**

**Tableau 3.18. Les pertes instantanées totales des câbles de l'extrados**

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_{frot}$ (MPa)	0,00	108,317	122,622
$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	0,00	97,856	0,00
$\Delta\sigma_{rac}$ (MPa)	0,00	26,626	22,069
<i>Pertes totales</i> (MPa)	0,00	232,799	144,691

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

### 9.2 Pertes différées :

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

#### 9.2.1 Pertes dues au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps du à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton.

La valeur de la perte de précontrainte vaut :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times (1 - r_j) \times E_p$$

Avec :

$$\varepsilon_r = 2,5 \times 10^{-4}$$

$$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

De 3 à 7 jours il y a une dissipation de 15% du retrait du béton ; à 60 jours il y a une dissipation de 50% du retrait de béton, à l'infini on a une dissipation de 100% du retrait du béton.

$$\Delta\sigma_r = 47,5 (1 - 0,15)$$

$$\Delta\sigma_r = 47,5 (1 - 0,50)$$

**Tableau 3.19. Les pertes dues au retrait du béton**

$\Delta\sigma_r$ à l'about (Mpa)	40,375
$\Delta\sigma_r$ à l'extrados (Mpa)	23,75

#### 9.2.2 Pertes dues au fluage du béton :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps, on constate que la déformation totale augmente et atteint trois fois la déformation instantanée donnée par la formule suivante:

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

$$\text{A l'about: } \Delta\sigma_{fl} = 2 \times \frac{1,9 \times 10^5}{11000 \sqrt[3]{35}} \times \sigma_b \times (1 - 0,15) = 8,98 \sigma_b$$

$$\text{A l'extrados: } \Delta\sigma_{fl} = 2 \times \frac{1,9 \times 10^5}{11000 \sqrt[3]{35}} \times \sigma_b \times (1 - 0,5) = 5,28 \sigma_b$$

**Tableau 3.20. Les pertes dues au fluage du béton**

$X(m)$	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
A l'about	25,09	37,805	25,054
A l'extrados	/	53,127	44,035

#### 9.2.3 Pertes dues à la relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

-La relaxation normale « RN »

-Très basse relaxation « TBR »

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

$$\rho_{1000} = 25\%$$

$$\Delta\sigma_{relax}(x) = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

$$\rho_{1000} = 2,5 \text{ (Très Basse Relaxation)}$$

$$\mu_0 = 43,00 \text{ Pour les armatures de très basse relaxation (classe II)}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

$\sigma_{pi}$ : Tension initiale nette

$$f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$$

### Câbles de l'about :

**Tableau 3.21. Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'about**

$X(m)$	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\sigma_{p0}$	1440	1440	1440
$\Delta\sigma_i$	147,663	151,896	102,628
$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$	1292,337	1288,104	1337,372
$\mu$	0,69	0,692	0,719
$\Delta\sigma_{relaxation} (MPa)$	50,11	50,622	57,975

### Câble de l'extrados :

**Tableau 3.22. Les pertes dues à la relaxation des aciers pour les câbles de l'extrados**

$X(m)$	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\sigma_{p0}$	0,00	1440	1440
$\Delta\sigma_i$	0,00	232,871	144,691
$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$	0,00	1207,13	1295,3
$\mu$	0,00	0,649	0,696
$\Delta\sigma_{relaxation} (MPa)$	0,00	39,65	51,68

### 9.2.4 Pertes de tensions différées totales :

La perte différée finale est prise égale à :

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{\text{retrait}} + \Delta\sigma_{\text{fluage}} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{\text{relaxation}}$$

**Câbles de l'about :**

**Tableau 3.23. Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'about**

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_{\text{retrait}}(MPa)$	48,45	48,45	48,45
$\Delta\sigma_{\text{fluage}}(MPa)$	25,09	37,383	24,677
$\Delta\sigma_{\text{relaxation}}(MPa)$	50,11	50,622	57,975
$\Delta\sigma_d(MPa)$	115,298	128,018	121,439

**Câble de l'extrados :**

**Tableau 3.24. Les pertes de tensions différées totales des câbles de l'extrados**

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_{\text{retrait}}(MPa)$	0,00	28,5	28,5
$\Delta\sigma_{\text{fluage}}(MPa)$	0,00	52,879	43,771
$\Delta\sigma_{\text{relaxation}}(MPa)$	0,00	39,65	51,68
$\Delta\sigma_d(MPa)$	0,00	113,001	114,73

### **9.3 Calcul du pourcentage des pertes totales :**

$$\Delta\sigma_{\text{total}} = 2 \times (\Delta \text{ instantanées, about} + \Delta \text{ différées, about}) + 1 \times (\Delta \text{ instantanées, extrados} + \Delta \text{ différées, extrados})$$

$$\text{pertes}(\%) = \frac{\Delta\sigma_{\text{total}}}{3 \times \sigma_{p0}}$$

**Tableau 3.25. Pourcentage réel des pertes**

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_{\text{total}}(MPa)$	526,098	931,096	696,323
<b>Pertes (%)</b>	12,18	21,55	16,12

Donc la valeur moyenne des pertes calculées égale : 21,55% < 25% qui est la valeur des pertes propose au début de calcul.

→Le nombre de cable égale à 3 câbles de 12T15 chacun.

### **10. Vérification à l'ELS des contraintes de la poutre la plus sollicité :**

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

**Phase 1 :**

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

A la mise en tension, en considérant la poutre seule avec une précontrainte à 50%. Le B.P.E.L donne :  $P_1 = 1,02P_0 - 0,8\sigma_{pi}$

Dans cette phase, on considère que les pertes instantanées.

**Tableau 3.26. Caractéristiques géométriques de la poutre à la mise en tension**

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
B(m <sup>2</sup> )	0,773	0,4953	0,4953
I (m <sup>4</sup> )	0,22322221	0,138034732	0,138034732
V(m)	0,661	0,658	0,658
V'(m)	0,8389	0,842	0,842
e <sub>1</sub> (m)	0,00	-0,6572	-0,722

$$P_1 = 0,50(1,02 P_0 - 0,8\sigma_{pi})$$

$$\sigma_{pi} = \frac{\Delta\sigma_i}{\sigma_{p0}} \times P_0 \rightarrow P_0 = 7,17 \text{ MN}$$

**Tableau 3.27. Détermination des contraintes à la mise en tension**

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_i$ (MPa)	147,66	151,89	102,62
$\sigma_{pi}$ (MPa)	0,735	0,756	0,511
P <sub>1</sub> (MN)	3,361	3,352	3,450
M <sub>min</sub> (MN.m)	0	1,434	1,874
$\sigma_s$ (MN)	4,28	2,67	2,43
$\sigma_i$ (MN)	4,28	9,03	8,099

$$\sigma_s \geq \overline{\sigma_{st}} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i < \overline{\sigma_{ci}} = 21 \text{ Mpa}$$

Les deux équations sont vérifiées.

### Phase 2:

En service, On utilise les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite.

Le B.P.E.L donne  $P_2 = 0,98P_0 - 1,2\sigma_p$  et on considère les pertes instantanées et différées.

**Tableau 3.28. Caractéristiques géométriques de la poutre en service**

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
B(m <sup>2</sup> )	1,1855	0,9132	0,9132
I (m <sup>4</sup> )	0,39221483	0,280576373	0,280576373
V(m)	0,64	0,555	0,555
V'(m)	1,1101	1,191	1,191
e <sub>2</sub> (m)	0,00	-1,0145	-1,0310

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

$$P_2 = 0,98 P_0 - 1,2\sigma_p$$

$$\sigma_{pi} = \frac{\Delta\sigma_t}{\sigma_{p0}} \times P_0 \quad \rightarrow \quad P_0 = 7,17 \text{ MN}$$

**Tableau 3.29. Détermination des contraintes en service**

X(m)	X=0,00L	X=0,25L	X=0,50L
$\Delta\sigma_t$ (MPa)	526,098	931,096	696,323
$\sigma_{pi}$ (MPa)	2,61	4,64	3,47
$P_2$ (MN)	3,894	1,458	2,862
$M_{min}$ (MN.m)	0	1,432	1,874
$\sigma_s$ (MN)	3,28	1,096	0,377
$\sigma_i$ (MN)	3,28	6,503	7,109

$$\sigma_s \geq \overline{\sigma_{st}} = -4,05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i < \overline{\sigma_{ci}} = 21 \text{ Mpa}$$

Les deux équations sont vérifiées.

### **11. FERRAILLAGE DE LA POUTRE :**

#### **11.1 Armatures de peau :**

Leur but est essentiellement de répartir les effets de retrait et limiter la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte sous l'action de phénomène.

##### ○ Longitudinale :

Pour les armatures de peau on prend  $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  de périmètre de section et  $A / B > 0,1 \%$ .

$$A_{pl} = 3 (1,5 + 0,47) \times 2 = 11,82 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{pl}}{B} = \frac{11,82}{5108} = 0,23\%$$

On adopte 16HA10=12,57  $\text{cm}^2$  → espacé de 20 cm.

##### ○ Transversale

On dispose  $2 \text{ cm}^2 / \text{m}$

$$S_t = \min (0,8h ; 3b ; 1m) = \min (0,8 \times 1,5 ; 3 \times 0,47 ; 1) = 1m.$$

On prendra ici un écartement de 15 cm.

$$\frac{A_t}{S_t \times b_r} \geq \frac{\gamma_s \times \tau_u}{f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{0,5286}{0,21 \times 1,35} = 1,864 \text{ Mpa}$$

$b_r$  : Largeur réduite au sens du BPEL 91

$$b_r = 0,47 - 0,08 = 0,39 \text{ m}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_t \geq b_r \times S_t \times \frac{\gamma_s \times \tau_u}{f_e}$$

$$A_t \geq 2,09 \text{ cm}^2$$

On prend des cadres de 3 HA10=2,36 cm<sup>2</sup>.

### **11.2 Armatures longitudinales :**

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

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

Avec :

$B_t$  : Surface du béton tendu (cm).

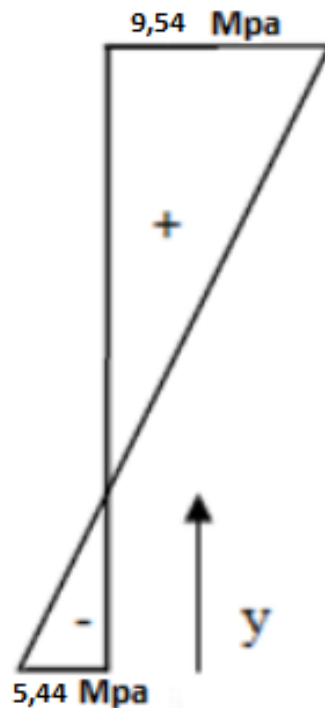
$N_{bt}$  : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

$f_{tj}$  : Contraintes de traction du béton calculée à partir de  $f_{cj}$ .

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

$h_{bt}$  : correspond au lieu où la contrainte est nulle.





**Figure 3.9. Diagramme des contraintes sous P2 (combinaison rare)**

$$\sigma_i = 5,44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 9,58 \text{ Mpa}$$

$$5,44 (1,5 - y) = 9,58y \rightarrow y = 0,543 \text{ m}$$

$$B_t = 5,44 \times 0,543 \times 0,5 = 1,476 \text{ m}^2$$

$$N_{bt} = \frac{\sigma_{bt} \times B_t}{2} = 2,42 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{1,476}{1000} + \frac{2,42}{400} \times \frac{2,7}{3,3} = 82,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } 11\text{HA}32 = 88,45 \text{ cm}^2$$

### **11.3 Armatures supérieures de la table de compression :**

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

- Le poids propre :

$$q_1 = [(11 + 16)/2 \times 28 + 16 \times 23,5] \times 2,5 \times 1 \times 10^{-4} = 0,1885 \text{ t/ml}$$

- Le béton frais hourdis :

$$q_2 = (51,5 \times 25) \times 2,5 \times 1 \times 10^{-4} = 0,321 \text{ t/ml}$$

Une surcharge de 450Kg/m provoquée par la présence des ouvriers et du matériel des travaux lors de la construction.

$$q_3 = (1,5 \times 0,4 \times 0,515) = 0,347 \text{ t/ml}$$

## CHAPITRE III : Etude des poutres en béton précontraint

$$q_{total} = q_1 + q_2 + q_3 = 0,1885 + 0,21 + 0,347 = 0,8565 \text{ t/ml}$$

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

$$M = \frac{qL^2}{2} = \frac{0,8565 \times 0,515^2}{2} = 0,113 \text{ t.m/ml}$$

$$A = \frac{M}{Z \cdot \bar{\sigma}_a}$$

Avec :

$$Z = \frac{7}{8} h_0 = \frac{7}{8} (1,35) = 1,18 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 400 = 266,66 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{0,113}{1,18 \times 267} = 0,35 \text{ cm}^2$$

On prend 1HA10 tous les 15cm sur appui et 23 cm en travée.

### 11.4 Effort tranchant maximum :

$$T_{MAX} = 1,138 \text{ MN (à l'ELU)}$$

$$\tau_V = \frac{T \times S}{b \times I_G}$$

S : moment statique de l'hourdis par rapport au plan de contrainte poutre-hourdis.

$$S = 1,65 \times 0,25 \times 0,125 = 0,052 \text{ m}^3$$

$$I_G : \text{inertie de la poutre seul} = 0,22322221 \text{ m}^4$$

b : Largeur de l'hourdis revient à chaque poutre = 1,6 m

$$\tau_V = \frac{1,138 \times 0,052}{1,65 \times 0,22322221}$$

$$\tau_V = 0,1606 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \tau_r + \tau_V = 0,1606 + 1,02 = 1,1806 \text{ Mpa}$$

$$1,1806 \text{ Mpa} < 1,5 f_{tj} = 4,05 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 11.5 Effort de cisaillement dalle-poutres :

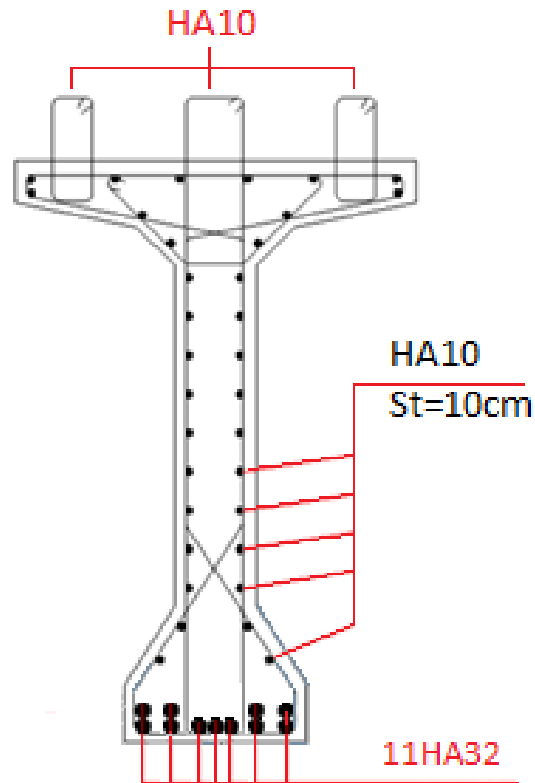
$$g = \tau_b \times b = 1,1806 \times 1,65 = 1,947 \text{ MN.m}$$

$$A_t = \frac{g \times t}{\bar{\sigma}_{at}} = \frac{2,05 \times 0,16}{266,66} = 12,3 \text{ cm}^2$$

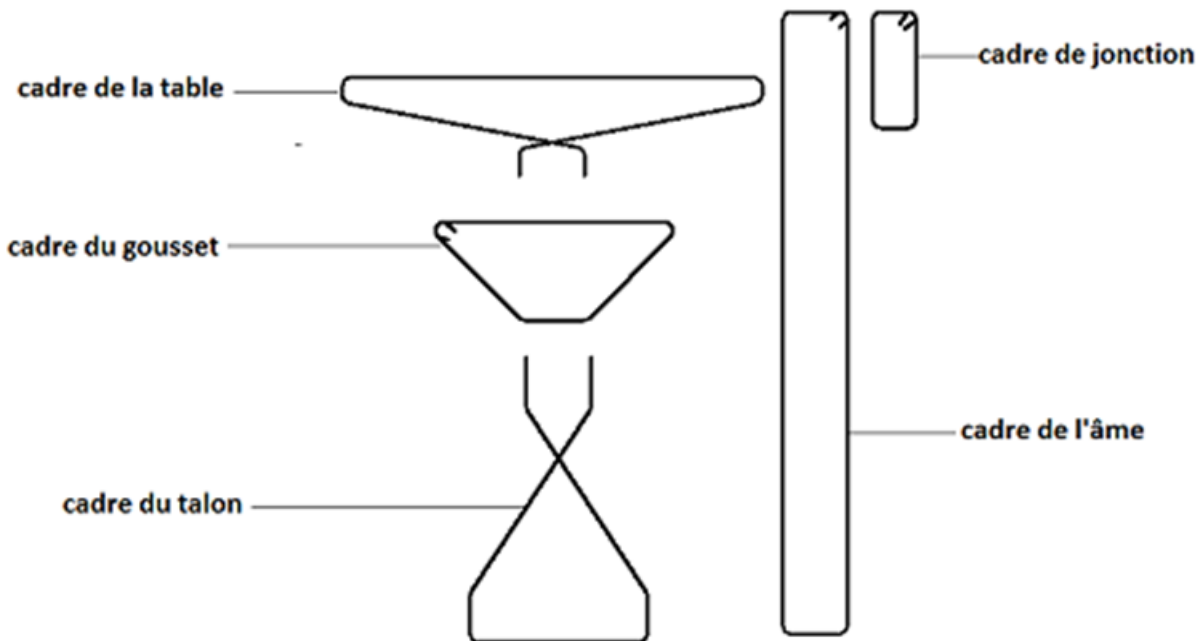
$$\text{On prend } 8HA14/ml = 12,32 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{at} = \frac{g \times t}{A_t} = \frac{2,05 \times 0,16}{12,32} = 266,23 \text{ MPa}$$

$$266,23 < 267 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{at} < \bar{\sigma}_{at} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



**Figure 3.10. Ferrailage passif de la poutre**



**Figure 3.11. Détail du ferrailage transversal passif de la poutre**

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

---

### 1 Introduction :

La liaison des appuis au tablier est assurée par l'intermédiaire d'appareils d'appuis.

Ils ont pour but d'assurer la liaison entre une structure et son support tout en permettant d'absorber les déplacements, les efforts horizontaux et les rotations.

En fonction des impératifs de construction, (ponts routiers, ponts rails,...), de la nature et de la grandeur des efforts à transmettre, il existe plusieurs types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer ci-dessous.

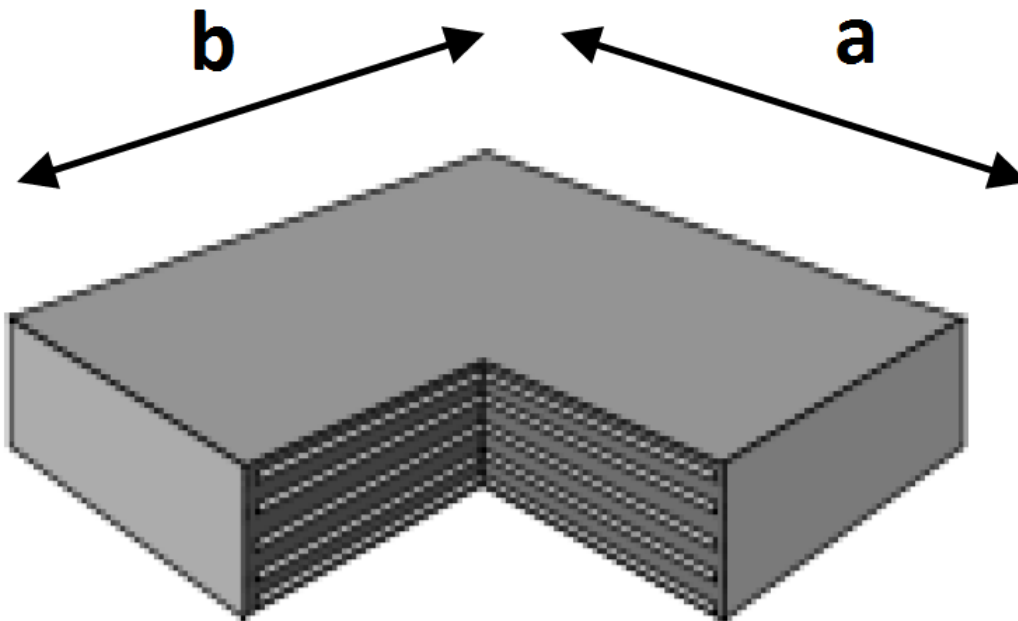
#### 1.1 Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure. Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.



**Figure 4.1 : Appareil d'appui en néoprène fretté**

La désignation de l'appareil d'appuis est :  $a \times b \times n(t + e)$

$n$  : Nombre de feuilles élémentaires d'élastomère.

$t$  : Épaisseur d'une feuille élémentaire.

$e$  : Épaisseur d'une frette intermédiaire.

$a$  : Coté parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

$b$  : Coté perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

## **2 Dimensionnement des d'appareils d'appuis :**

### **2.1 Les variations linéaires du tablier :**

Elles sont dues aux retraits, fluage et la température :

#### **2.1.1 Retraits ( $\Delta L_r$ ) :**

Le retrait peut se définir comme une diminution du volume du béton au cours de son durcissement, par séchage qui résulte de l'évaporation de la partie d'eau qui n'a pas servi à l'hydratation du ciment.

On suppose que 60% du retrait total sera effectué avant la pose des poutres.

$$\Delta L_r = \frac{100-60}{100} \cdot L \cdot \varepsilon_r \text{ avec } \begin{cases} L = 66,8 \text{ m longueur du tablier} \\ \varepsilon = 2,5 \cdot 10^{-4} \text{ deformation due au retrait} \end{cases}$$

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

$$\Delta L_r = 6,68 \cdot 10^{-3} m = 6,68 \text{ mm}$$

### 2.1.2 Fluage ( $\Delta L_f$ ) :

Le fluage correspond à un raccourcissement différé du béton. Sous contrainte de compression, chaque fibre de la section subit une déformation qui évolue avec le temps.

On suppose que 40% du fluage total s'effectue avant la pose des poutres. On admet que le fluage total est 2.5 fois de déformation élastique.

$$\Delta L_f = \frac{100 - 40}{100} \cdot \frac{\sigma_n}{E_{ij}} \cdot 2,5 \cdot L$$

**Avec :**

$\sigma_n$  : La contrainte de compression de la fibre neutre du tablier

$$\sigma_n = 6.5 \text{ MPa} = 6500 \text{ t/m}^2.$$

$E_{ij}$  : Module d'élasticité du béton (Courte durée) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.73 \text{ MPa}$$

$$\Delta L_f = 18,10 \text{ mm}.$$

### 2.1.3 Température ( $\Delta L_t$ ) :

Longue durée :  $\Delta L_t = \pm 25 \times 10^{-5} \cdot L \cdot 0,4 = \pm 6,68 \text{ mm}$

Courte durée :  $\Delta L_t = \pm 35 \times 10^{-5} \cdot L \cdot 0,4 = \pm 9,352 \text{ mm}$

### 2.1.4 Total des variations linéaires :

$$\text{Longue durée} \begin{cases} \Delta L_{min} = -31,46 \text{ mm} \\ \Delta L_{max} = +18,1 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Courte durée} \begin{cases} \Delta L_{min} = -34,132 \text{ mm} \\ \Delta L_{max} = +15,428 \text{ mm} \end{cases}$$

## 2.2 Dimensionnement en plan :

### ○ Section de calcul :

La détermination de l'appareil d'appuis, on considère les efforts normaux comme suit :

$$N_{max} = N_{mc120} = 252,3544 + 276,095 + 232,307 + 252,336 + 145,029 + 72,71 = 1230,832 \text{ KN}$$

D'après le RPOA on prend un coefficient de sécurité égal à 1,5.

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

---

$$a \times b > \frac{N}{\sigma_{moy}} \rightarrow a \times b > \frac{1230,832}{1,5} \rightarrow a \times b > 820,554 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau de FREYSSINET :

$$a \times b = 1200 \text{ cm}^2 > 820,554 \text{ cm}^2.$$

$$t = 14 \text{ mm.}$$

$$a = 400 \text{ mm.}$$

$$b = 300 \text{ mm.}$$

$$T = 70 \text{ mm.}$$

○ **Hauteur nette de l'élastomère (T) :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 40 \leq T \leq 80$$

On prend  $T = 70 \text{ mm.}$

$t = 14 \text{ mm}$  fixée par les normes 5 feuilles.

$$n = \frac{T}{t} = \frac{70}{14} = 5 \text{ feuilles}$$

○ **Epaisseur des frettes (e) :**

$$e \geq \frac{\sigma_m \cdot a}{\sigma_e \cdot \beta}$$

Avec  $\sigma_e$  : limite élastique des frettes ( $\sigma_e = 2150 \text{ Kg/cm}^2$  pour l'acier E24 avec  $e < 3 \text{ mm}$ ).

$$\beta: \text{Coefficient de forme } \beta = \frac{a \cdot b}{(a \cdot b) 2t} = 6,12$$

$$\sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{1230,832 \cdot 10^2}{1200} = 102,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 3,11 \text{ mm} > 3,00 \text{ mm}$$

On prend  $e = 3 \text{ mm.}$

Donc la désignation de l'appui est : **400.300.5.(14 + 3)**

### **3 .Vérification de l'appareil d'appuis :**

Pour la vérification de l'appareil, il faut établir la répartition des efforts horizontaux.

Cette dernière, au niveau des appareils d'appuis se fera avec l'influence des déformations des appuis.

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

---

### 3.1 La répartition des efforts horizontaux :

#### 3.1.1 Efforts dus aux charges dynamiques :

Les efforts horizontaux dus aux charges dynamiques (freinage, vent, séisme) sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis. La répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis.

#### 3.1.2 Effort dû au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression extrême de  $3\text{KN}/\text{m}^2$ .

L'effort du vent est :

$$H_v = f \cdot g \cdot h \cdot L$$

Avec :

$$h = 1,5 + 0,085 + 0,25 = 1,835\text{m}$$

$$L = 33,4\text{m}$$

La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$g = 3\text{KN}/\text{m}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{1}{2} \text{ en phase de chantier} \\ f = \frac{2}{3} \text{ pour le reste} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_v = 91,93\text{ KN en phase de chantier} \\ H_v = 122,58\text{ KN pour le reste} \end{array} \right.$$

#### 3.1.3 Evaluation du point fixe :

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage.

Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs.

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau 5-2. Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction vertical et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne :

$$X = \frac{\sum K_i \cdot x_i}{\sum K_i}$$

$K_i$ : La rigidité du  $i$ ème appuis ( $K_i = \frac{1}{\delta_i}$ ).



## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

---

### 3.1 La répartition des efforts horizontaux :

#### 3.1.1 Efforts dus aux charges dynamiques :

Les efforts horizontaux dus aux charges dynamiques (freinage, vent, séisme) sont exercés sur le tablier et transmis aux différents appuis. La répartition se fait suivant les rigidités des différents appuis.

#### 3.1.2 Effort dû au vent :

L'action du vent est perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage, on considère une pression extrême de  $3\text{KN}/\text{m}^2$ .

L'effort du vent est :

$$H_v = f \cdot g \cdot h \cdot L$$

Avec :

$$h = 1,5 + 0,085 + 0,25 = 1,835\text{m}$$

$$L = 33,4\text{m}$$

La section latérale sur laquelle agit le vent est :

$$g = 3\text{KN}/\text{m}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f = \frac{1}{2} \text{ en phase de chantier} \\ f = \frac{2}{3} \text{ pour le reste} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H_v = 91,93\text{ KN en phase de chantier} \\ H_v = 122,58\text{ KN pour le reste} \end{array} \right.$$

#### 3.1.3 Evaluation du point fixe :

Lorsqu'un tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté, ce sont ces derniers qui apportent le plus de souplesse à l'ouvrage.

Il est donc primordial de les prendre en compte dans le modèle dynamique permettant de calculer les périodes propres. En théorie, l'appareil d'appui doit être modélisé par un ressort multidirectionnel, fonctionnant aussi bien en traction-compression qu'en rotation, c'est-à-dire par six raideurs.

Les raideurs doivent être calculées comme cela est indiqué dans le tableau 4-2.

Dans la grande majorité des cas, l'appareil d'appui peut être considéré comme infiniment rigide en direction vertical et infiniment souple en rotation, ce qui conduit à la formulation simplifiée de la troisième colonne :

$$X = \frac{\sum K_i \cdot x_i}{\sum K_i}$$

$K_i$ : La rigidité du  $i$ ème appuis ( $K_i = \frac{1}{\delta_i}$ ).

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

$$\delta_i = \delta_{i1} + \delta_{i2} = \frac{T_i}{n \cdot G \cdot A_i} + \frac{h_i}{3 \cdot E \cdot I}$$

**Avec :**

$\delta_{i1}$ : Déformation à l'élastomère.

$\delta_{i2}$ : Déformation à l'appui.

$T_i$ : Épaisseur d'élastomère = 0.07m.

$A_i$ : Surface d'élastomère = 0.12 m<sup>2</sup>.

G : module de cisaillement de l'appareil.

$h$  : la hauteur de la pile.

$n$  : nombre des appareils d'appuis par éléments porteurs.

$I_F$ : Moment d'inertie d'un fut  $\rightarrow I_F = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi 1,1^4}{64} = 0,071 m^4$

$I$ : Moment d'inertie de la pile  $\rightarrow I = 4I_F = 0,2873 m^4$

### **3.1.4 Chargement statique (lent) :**

$$G = 90 t/m^2$$

$$E = 1150000 t/m^2$$

$$\delta_{11} = \delta_{13} = \frac{T_1}{n \cdot G \cdot A_1} = \frac{70 \times 10^{-3}}{6 \times 90 \times 0,12} = 10,8 \times 10^{-4} m/t$$

$$\delta_{12} = \frac{T_2}{n \cdot G \cdot A_2} = \frac{70 \times 10^{-3}}{12 \times 90 \times 0,12} = 5,4 \times 10^{-4} m/t$$

$$\delta_{21} = \delta_{23} = 0 \text{ (déplacement nul)}$$

$$\delta_{22} = \frac{h_i^3}{3 \cdot E \cdot I} = \frac{7,2^3}{3 \cdot 1150000 \cdot 0,2873} = 3,765 \times 10^{-4}$$

### **3.1.5 Chargement dynamique (instantané) :**

$$G = 120 t/m^2$$

$$E = 3450000 t/m^2$$

$$\delta_{11} = \delta_{13} = \frac{T_1}{n \cdot G \cdot A_1} = \frac{70 \times 10^{-3}}{6 \times 120 \times 0,12} = 8,1 \times 10^{-4} m/t$$

$$\delta_{12} = \frac{T_2}{n \cdot G \cdot A_2} = \frac{70 \times 10^{-3}}{12 \times 120 \times 0,12} = 4,05 \times 10^{-4} m/t$$

$$\delta_{21} = \delta_{23} = 0 \text{ (déplacement nul)}$$

$$\delta_{22} = \frac{h_i^3}{3 \cdot E \cdot I} = \frac{7,2^3}{3 \cdot 3450000 \cdot 0,2873} = 1,255 \times 10^{-4}$$

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

Les valeurs de déplacement et des rigidités sont résumées dans les tableaux suivants :

**Tableau 4.1 : Récapitulatif des déplacements**

$X_i$	$\delta_{1i}(10^{-4}m/t)$		$\delta_{2i}(10^{-4}m/t)$		$\delta_i(10^{-4}m/t)$	
	<i>lent</i>	<i>inst</i>	<i>lent</i>	<i>inst</i>	<i>lent</i>	<i>inst</i>
0	10,8	8,1	0	0	10,8	8,1
33,4	5,4	4,05	3,765	1,225	9,165	5,275
66,8	10,8	8,1	0	0	10,8	8,1

**Tableau 4.2 : Récapitulatif des rigidités**

$X_i$	$K_i = \frac{1}{\delta_i} (t/m)$		$X_i \cdot K_i (t)$		$H_i\% = \frac{K_i}{\sum K_i}$	
	<i>lent</i>	<i>inst</i>	<i>lent</i>	<i>inst</i>	<i>lent</i>	<i>inst</i>
0	925,92	1234,56	0	0	31,46	28,284
33,4	1091,1	1895,73	36442,74	63317,38	37,07	43,431
66,8	925,92	1234,56	61851,45	82468,61	31,46	28,284
/	2942,94	4364,85	98294,19	145785,99	100	100

D'où le centre élastique (point fixe)  $X = \frac{\sum X_i K_i}{\sum K_i} = \frac{98,29419}{2,94294} = 33,39m$

### 3.1.6 Variation linéaire du tablier :

La valeur de la variation linéaire du tablier est donnée par la formule suivante :

$$\Delta L_i = \Delta L_t \cdot \left( \frac{x_i}{L} \right)$$

Avec :

$$\Delta L_t = \Delta L_{min} = 31,46mm$$

$L_t$  : la longueur total du pont = 66,8 m.

$$H_{vc}(t) = n \cdot G \cdot A_i \cdot \Delta L_i \cdot \frac{1}{T_i}$$

Avec :

$$n = 6 \rightarrow \text{appui 1 et 3.}$$

$$n = 12 \rightarrow \text{appui 2.}$$

avec  $T_i = 70mm / A_i = 0,12 m^2 / G = 90 t/m^2$

**Tableau 4.3. Répartition de variation linéaire du tablier**

Appui	C1	P	C2
$\Delta L_i (m)$	0,01572529	0	0,0157259
$H_{vc} (t)$	14,557	0	14,557

### 3.1.7 Les charges de freinage :

Le freinage le plus défavorable est celui de  $B_c$ .

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner.

D'après le fascicule 61 un seul camion est supposé freiner tel que :

$$F_{Bc} = 300 \text{ KN.}$$

$$H_{fr} = H_{bc} \times H_i \% = H_{bc} \times \frac{K_i}{\sum K_i}$$

$$H_{bc} = \text{poids du camion} \times bc = 300 \times 1,1 = 330 \text{ KN} = 33 \text{ t}$$

**Tableau 4.4. Répartition de l'effort de freinage de  $B_c$  sur piles et culées**

appui	C1	P	C2
$H_{fr}$ (t)	9,33372	14,33223	9,33372

### 4 .Les charges dues au séisme :

Le séisme est traité comme une action accidentelle, cette dernière est déterminée selon le règlement parasismique des ouvrages d'arts RPOA.

#### – Classe de l'ouvrage :

Les ponts sont classés en trois groupes comme montrer dans le tableau suivant:

**Tableau 4.5 : Les classes du pont**

Groupe de ponts	importance
groupe 1	pont stratégique
groupe 2	pont important
groupe 3	pont d'importance moyenne

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante :

*Zone 0 : négligeable.*

*Zone I : faible.*

*Zone IIa : moyenne.*

*Zone IIb : élevée.*

*Zone III : très élevée.*

#### – Coefficient d'accélération des zones :

Il est déterminé par le tableau suivant :

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

**Tableau 4.6: Coefficient d'accélération des zones A**

groupe de pont	zone sismique			
	1	2a	2b	3
1	0,15	0,25	0,3	0,4
2	0,12	0,2	0,25	0,3
3	0,1	0,15	0,2	0,25

**Tableau 4.7. Classification du pont**

L'ouvrage étudié est un pont important	Groupe 2 ce groupe sont classés les ponts qui franchissent ou longent au moins une des voies terrestres Autoroutes, routes express et voies à grande circulation
L'ouvrage est situé dans la wilaya de <i>Ain Temouchent</i>	<i>ZONE IIa</i>
Le coefficient d'accélération	$A = 0,12 (g)$

$$F = M \times Sae(T)$$

Avec :

*Sae* : Le spectre de réponse élastique pour les deux composantes horizontales et vertical est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage.

### a) Composantes horizontales

$$Sae(T, \xi) \left( \frac{m}{s^2} \right) = \begin{cases} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta AgS \left( \frac{3T_2}{T} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 m/s^2$ )

$A$  : coefficient d'accélération ( $A=0,12 m^2$ )

$S$  : coefficient de site

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

Catégorie	Description	
S1	site rocheux	Rocher sain ou autre formation géologique
S2	site ferme	Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très surconsolidées sur 10 à 20m d'épaisseur
S3	site meuble	Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide
S4	site très meuble	Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour Dépôts d'argile molle à moyennement raide

**Figure 4.2. classification des sites**

T1, T2 : période caractéristique associées à la catégorie de site qui est donnée par le tableau suivant :

**Tableau 4.8. Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale**

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0,15	0,15	0,2	0,2
T2	0,3	0,4	0,5	0,7
S	1	1,1	1,2	1,3

Catégorie de site S2

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,4s \\ S = 1,1 \end{cases}$$

$\xi$  : Taux d'amortissement Pour le béton armé  $\xi = 5$

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1$$

Pour  $L = 2 \times 33,4m = 66,8m$

$M = 605,158 \times 2 = 1210,316t$

$K_i = 4364,85t/m = 43648,5KN/m$

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M(t)}{K \left(\frac{KN}{m}\right)}} = 1,045s \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s$$

$$\rightarrow Sae(T, \xi) = 2,5 \cdot \eta \cdot A \cdot g \cdot s \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right) = 2,5 \times 1 \times 9,81 \times 0,12 \times 1,1 \times \frac{0,4}{1,045}$$

$$= 1,239m/s^2$$

$$f_h = M \times \frac{Sae(T, \xi)}{g} = 1210,316 \times \frac{1,239}{9,81} = 152,86t$$

**Tableau 4.9. Répartition des efforts sismiques**

Appuis	C1	P1	C2
%	28,284	43,41	28,284
$F_x$	43,234	66,356	43,234

ii. Direction transversal :

Pour vérifier si le tablier est rigide la condition suivante :

$$\frac{L}{B} < 5 \rightarrow \frac{66,8}{10} > 5 \rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée donc le tablier est flexible.}$$

**Tableau 4.10. les forces transversales**

Appuis	Rigidité (KN/M)	Masse (t)	$T(s)$	$Sae \left(\frac{m}{s^2}\right)$	$F_y$
C1	12345,6	302,579	0,983157	1,31710	40,62454
P1	18957,3	605,158	1,122033	1,15408	71,19273
C2	12345,6	302,579	0,983157	1,31710	40,62454

b) Composantes verticales :

$$Sae^V(T, \xi) \left(\frac{m}{s^2}\right) = \begin{cases} Ag \propto \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta Ag \propto & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta Ag \propto \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta Ag \propto \left(\frac{3T_2}{T}\right) & T \geq 3s \end{cases}$$

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

$\alpha$  : Coef qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité.

$\alpha = 0.7$  pour les zones sismiques *I, IIa, IIb*.

$\alpha = 1$  pour la zone sismique *III*

$M$  : La masse du *tablier*

$Sae(T)$  : L'accélération spectrale du spectre à la période fondamentale  $T$

$T$  : Période fondamentale  $T = \frac{2}{3}T_{hor} = 0,696s$

$T1, T2$  : Période caractéristique associées à la catégorie de site qui est donnée par le tableau suivant :

**Tableau 4.11. Valeurs de T1, T2 et S pour la composante verticale**

Site	S1	S2	S3	S4
<b>T1</b>	0,15	0,15	0,2	0,2
<b>T2</b>	0,3	0,4	0,5	0,4
<b>S</b>	1	1	1	1

Catégorie de site S2 :

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,4s \\ S = 1,1 \end{cases}$$

$K$  : Raideur du système

Cette force horizontale se répartit sur chaque appui (i) :  $F(i) = \frac{K_i}{K} \times F$

Avec :

$K_i$  : Raideur pour chaque appui

$F$  : La force horizontale appliquée au tablier.

Pour  $L = 2 \times 33,4m = 66,8m$

$$T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow Sae^V(T, \xi) = 2,5\eta Ag \propto \left(\frac{T_2}{T}\right)$$

$$\rightarrow Sae^V(T, \xi) = 2,5 \times 1 \times 9,81 \times 0,12 \times 0,7 \times \frac{0,4}{0,696}$$

$$\rightarrow Sae^V(T, \xi) = 1,1839 \text{ m/s}^2$$



## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

**Tableau 4.12. Les forces verticales**

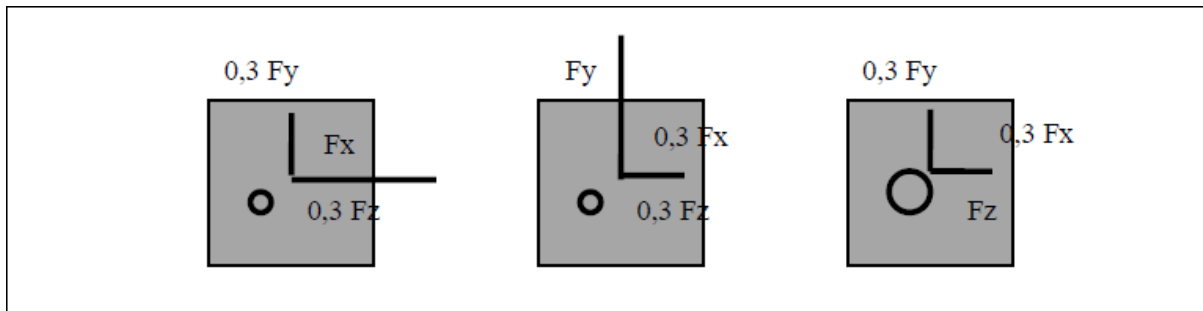
Appuis	Masse (t)	Sae ( $\frac{m}{s^2}$ )	Fz
C1	302,579	1,1839	36,51613
P1	605,158	1,1839	73,03226
C2	302,579	1,1839	36,51613

Combinaisons sismiques :

La réponse dynamique est déterminée en combinant les actions sismiques comme suit :

**Tableau 4.13. Combinaisons sismiques**

Appuis	Fx	Fy	Fz	Fx + (0.3Fy + (0.3Fz)	Fy + (0.3Fx) + (0.3Fz)	Fz + (0.3Fx) + (0.3Fy)
1	43,234	40,62454	36,51613	66,376201	64,549579	61,673692
2	66,356	71,19273	73,03226	109,623497	113,0092	114,2968
3	43,234	40,62454	36,51613	66,376201	64,54579	61,673692



**Figure 4.3. Combinaisons des directions des séismes**

**Tableau 4.14. Calcul de Hs**

Appuis	C1	P1	C2
Hs(t)	66,376	114,296	66,376

– **Vérification sous charge verticale :**

On doit vérifier que  $\tau_n = \frac{1,5 \sigma_m}{B} < 3G$ .

$\sigma_m$ : Contrainte de compression sous  $N_{max}$  .

**Avec :**

$$\beta = \frac{a.b}{(a.b)_{2t}} = 6,12$$

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

---

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} = \frac{1230,832 \cdot 10^2}{1200} = 102,56 \text{ Kg/cm}^2$$

G : module d'élasticité transversale du néoprène  $G = 9 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$\tau_n = \frac{1,5 \times 102,56}{6,12} = 25,13 < 27 \text{ Kg/cm}^2 \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

### – Sécurité au flambement :

On doit vérifier que  $\gamma_S \cdot p_u < p_C$

Avec :

$\gamma_S$  : Coefficient de forme = 3.

$p_u$  : Valeur maximale des charges verticales sous combinaison à l'état limite ultime =  $1230,832 \text{ KN} = 1,2308 \text{ MN}$ .

$p_C$  : La charge critique de l'appareil d'appui.

$$p_C = 4GBS^2d/h.$$

B : aire nominale en plan de l'appui ( $B = a \times b = 0,12 \text{ m}^2$ ).

d : Somme d'une épaisseur de frettes + l'élastomère =  $14 + 3 = 17 \text{ mm}$ .

G : module des cisaillements  $G = 120 \text{ t/m}^2 = 1,2 \text{ MN/m}^2$

h : la hauteur total de l'appareil d'appui =  $5 \times 17 = 85 \text{ mm}$ .

$$S : \text{facteur de forme} = \frac{a \cdot b}{(a \cdot b)2t} = 6,12$$

$$P_C = 4 \times 1.2 \times 0.12 \times 6.12^2 \times 0.017/0.085 = 5.31 \text{ MN.}$$

$$\gamma_S \cdot p_u = 3 \times 1.2308 = 3.6924 \text{ MN.}$$

$3.69 < 5.31 \rightarrow$  La condition est vérifiée.

### – Limitation de la distorsion :

$$P = \frac{P_u}{P_C} = \frac{1,2308}{5,31} = 0,231$$

$$P < 0,25$$

$$0,7 < \delta < 2$$

$$\delta_0 = \frac{c}{h_c} = \frac{0,3}{0,07} = 4.28 \text{ on prend } \delta_0 = 2.$$

Avec : c : petit côté pour un appui rectangulaire (c=0,3 m).

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

---

$T$  : épaisseur total d'élastomère ( $hc = 0,07 m$ ).

$\delta$  : Déplacement max en tête de l'appareil d'appui.

$$\delta = 0.975m.$$

On doit vérifier que  $\delta < 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)$

$$0.975 < 1.8 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### – Condition de non glissement :

On doit vérifier que  $H < f \times N$ .

Avec :  $H$  : l'effort horizontal =  $842.4/6 = 140\text{KN}$ .

$N$  : l'effort vertical =  $1307 - (642/6) = 1200\text{KN}$ .

$f$  : Coefficient de frottement  $f = 0.1 + 0.6/ = 0.16$ .

$H < f * N \rightarrow H/N < f \rightarrow 0.116 < 0.16 \dots \dots$  la condition est vérifiée.

## 5 . Les dés d'appuis:

### 5.1 Fonction des dés d'appuis :

Ils matérialisent l'emplacement des appareils d'appui.

Ils permettent de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée.

Ils assurent la mise hors d'eau des appareils d'appui, principalement.

Ils permettent de réserver une hauteur libre de valeur donnée entre l'appui et l'intrados du tablier.

### 5.2 Dimensionnement des dés d'appuis :

D'après le document SETRA le dimensionnement des dés d'appuis inférieurs et supérieurs présenteront par rapport à l'appareil d'appui un débordement de 5cm.

$$A = a + 10 \text{ cm} = 50\text{cm}$$

$$B = b + 10\text{cm} = 40\text{cm}$$

$$H_i > 5\text{cm}$$

$$H_s > 2\text{cm}$$

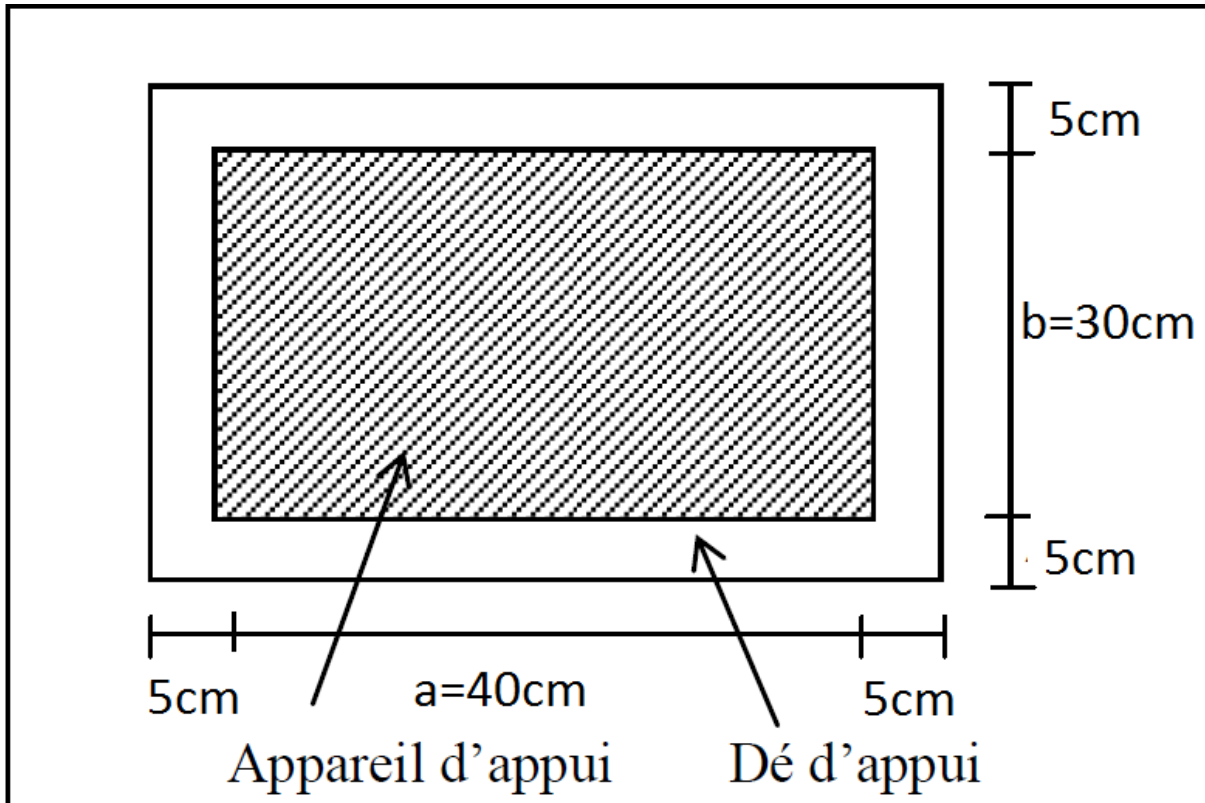
$$H = H_i + H_s - T$$

Nous prendrons:

$$H_i = 10\text{cm}$$

$$H_s = 10\text{cm}$$

$$T = 8,5 \text{ cm}$$



**Figure 4.4. les dimensions des dés d'appuis**

### 5.3 Ferrailage des dés d'appui :

On prend des armatures capables de reprendre 4% de  $N_{max}$

$$A = \frac{0,04 \times N_{max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite de traction des aciers

On a une fissuration préjudiciable

$$\text{Donc } \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \right) = \min \left( \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,7} \right)$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 22863,07 \text{ t}$$

$n$  : Coefficient de fissuration

$$A = \frac{0,04 \times 123,083}{22863,07} \rightarrow A = 2,15 \text{ cm}^2$$

On prend :  $6\emptyset 8 = 3,02 \text{ cm}^2$  dans les deux sens.

### 6 .Les joints de chaussées :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à la température, et pour les ouvrages en béton, au retrait et au fluage.

Il convient donc de rendre les tabliers librement dilatables en ménageant des « jeux » à chaque coupure entre deux parties ainsi qu'à une ou deux extrémités aux droit de

## CHAPITRE IV : Etude de l'appareil d'appui

---

chaque coupure, on dispose un joint de chaussée, qui peut se réduire à un simple renforcement local, dont le rôle est de permettre aux véhicules de les franchir dans de meilleurs conditions de confort et de sécurité.

Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur, dues à la température ou aux effets différés, et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis.

Le souffle de joint est la différence d'ouverture entre la position la plus fermée et la position la plus ouverte, est de l'ordre de  $5 \cdot 10^{-4}$  à  $6 \cdot 10^{-4}$  de la longueur dilatable, ce qui correspond à une variation de température d'environ  $50^{\circ}\text{C}$ .

Pour le dimensionnement des joints de chaussée l'écart caractéristique de température à prendre en compte ( $T_{e\ min} / T_{e\ max}$ ) est défini à partir d'une température moyenne (ou probable), notée  $T_0$ . En l'absence de toute spécification liée à l'ouvrage considéré, la norme NF EN 1991-1-5 suggère l'intervalle suivant de valeurs extrêmes de températures  $T_{e\ min} - T_{e\ max} + 2S$  (S prise entre  $10^{\circ}\text{C}$  et  $20^{\circ}\text{C}$ ). [4]

On considère dans notre ouvrage **un joint à peigne de 10 cm** de « jeux » à mi tablier (à 20m).



**Figure 4.5. Joint à peigne à dents arrondis**

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

---

### 1. INTRODUCTION :

L'infrastructure comprend les appuis et les fondations :

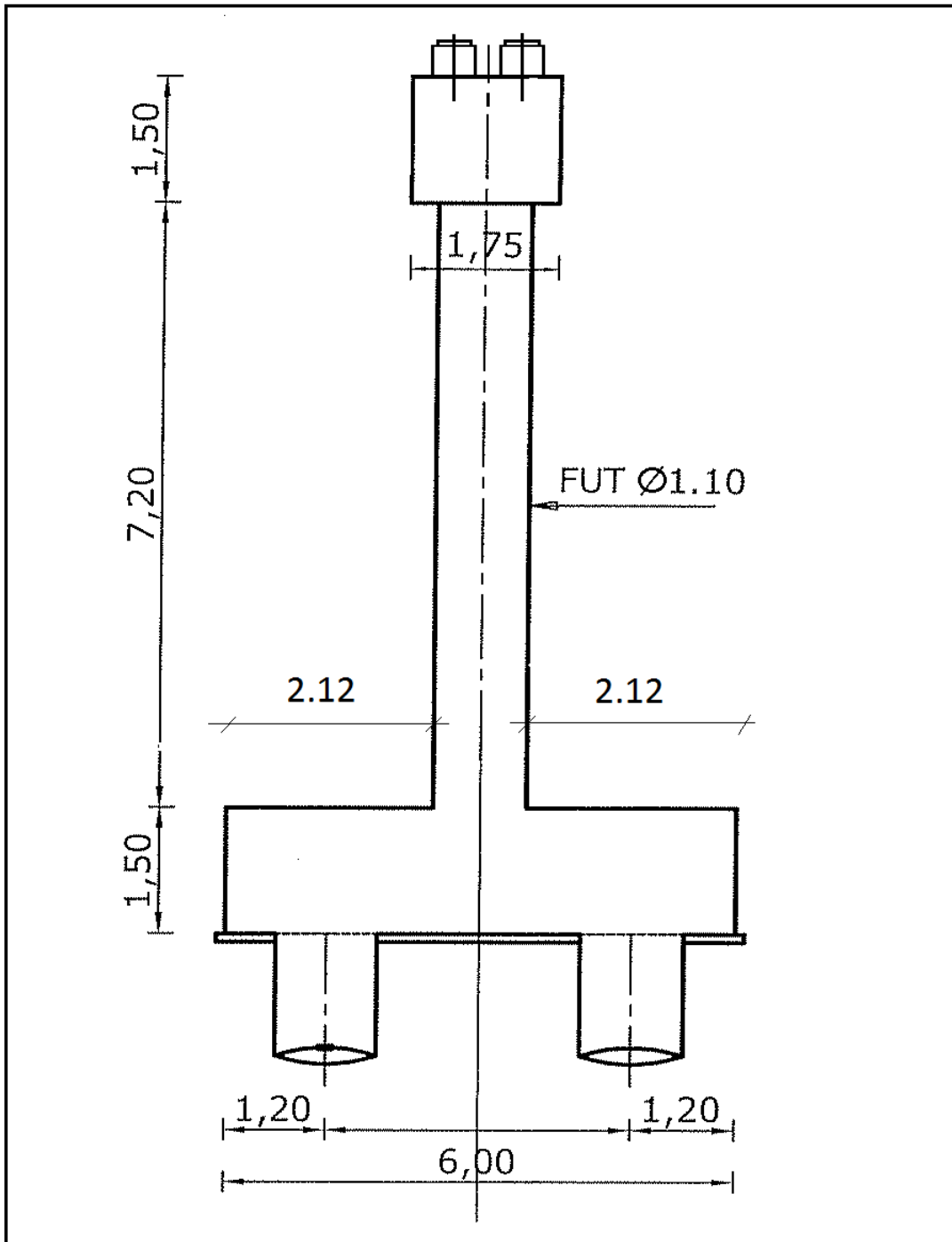
- Les appuis sont appelés « piles » quand ils sont intermédiaires et « culées » quand ils sont aux extrémités.
- La pile est un élément fondamental de la structure globale du pont, c'est un appui qui a pour rôle de supporter le tablier et de transmettre les charges au sol par l'intermédiaire des fondations. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant aux les pieux. La pile est soumise à des charges horizontales telles que (freinage, séisme, vent....) et des charges verticales telles que (son poids propre, poids du tablier...).
- Les culées sont les appuis extrêmes ; destinée à supporter la poussée des terres. Elles sont constituées en générale :
  - D'un mur de front que son rôle de soutenir les terres et c'est sur lequel s'appuie le tablier.
  - Mur garde grève, son rôle est d'isoler le tablier du remblai.
  - Deux murs latéraux parallèles à l'axe de l'ouvrage qui sont appelés "murs en retour" ou "murs en ailes" s'ils sont inclinés à cet axe. Ils ont comme rôle le soutènement des terres des remblais d'accès au pont.
  - Une dalle de transition en béton armée que ce trouve derrière la culée pour lutter contre le tassement éventuel des remblais.
- Les fondations sont en contact direct avec le sol (semelles, pieux).

### 2. **CRITERE DE DIMENSIONNEMENT DE LA PILE :**

La morphologie d'une pile dépend de nombreux facteurs, en particuliers :

- La profondeur de la brèche à franchir ;
- Le type de tablier a porté ;
- Résistance mécanique et robustesse ;
- Facteur d'esthétique.

### 3. Pré dimensionnement de la pile:



**Figure 5.1. Plan coffrage pour les piles types**

**Tableau 5.1. Récapitulatif de hauteur de fut et de la pile**

Hauteur de la pile (m)	Hauteur du Fût (m)
8,7	7,20

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

### Chevêtre :

La largeur : 1.5m / La hauteur : 1.5m / La longueur : 10m

### Le fut :

Le diamètre : 1.1m / La hauteur : 7,20 m

### La semelle :

La largeur : 6.00m / La hauteur : 1.5m / La longueur : 10m

#### 4. Détermination des efforts agissant sur la pile :

##### 4.1 Efforts verticaux :

- Poids propre du tablier :  $G=618,261$  t/travée
- Poids propre du chevêtre :  $1,5 \times 1,5 \times 10 \times 2,5 = 56,25$  t
- Poids propre du fut :  $\frac{\pi}{4} \times 1,10^2 \times 7,20 \times 2,5 = 17,09$  t
- Poids propre de la semelle :  $6 \times 1,5 \times 10 \times 2,5 = 225$  t
- Surcharge  $M_c120 = 118,53$  t

##### 4.2 Efforts horizontaux :

- Variation linéaire du tablier : 0 t
- Freinage : 14,33 t
- Séisme : 66,356t

##### 4.3 Efforts sollicitant la pile :

Combinaison fondamentale :  $ELU = 1,35G + 1,5Q + 1,6 B_c + 0,8Q_vl$

**Tableau 5.2. Efforts sollicitant la pile à l'ELU**

éléments	Coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t.m)
Réaction de tablier	1,35	834,65	/	0	0
$B_c$	1,6	228,60	/	0	0
Chevêtre	1,35	75,93	/	0	0
Fut	1,35	23,07	/	0	0
Variation linéaire	0,8	/	0	6,12	0
Effort de Freinage ( $B_c$ )	1,6	/	22,928	6,12	140,3193
Total		1162,25	22,928		140,3193



## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

Combinaison fondamentale :  $ELS = G + Q + 1,2B_c + 0,6Qvl$

**Tableau 5.3. Efforts sollicitant de la pile à l'ELS**

éléments	Coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t .m)
Réaction de tablier	1	618,261	/	0	0
$B_c$	1,2	171,45	/	0	0
Chevêtre	1	56,25	/	0	0
Fut	1	17,09	/	0	0
Variation linéaire	0,6	/	0	6,12	0
Effort de Freinage ( $B_c$ )	1,2	/	17,196	6,12	105,239
Total	/	863,051	17,196	/	105,239

Combinaison accidentelle :

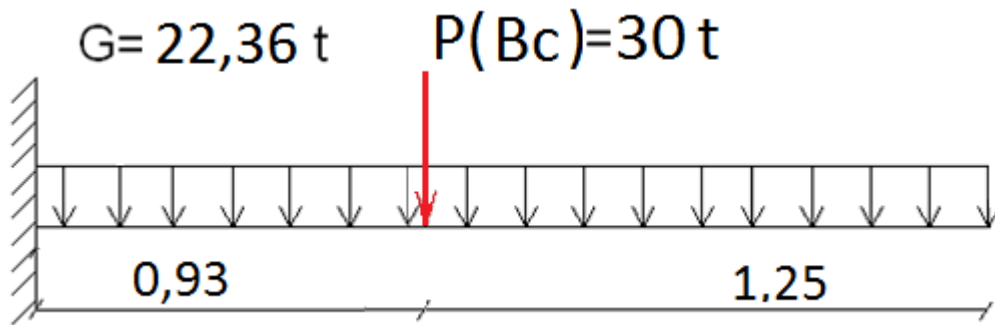
$$ELU_{acc} = 1,036 G + Q + 0,2 B_c + F_{h \text{ sismique}}$$

**Tableau 5.4. Efforts sollicitant de la pile à la combinaison accidentelle**

éléments	Coéf	V(t)	H(t)	Z(m)	M/0(t .m)
Réaction de tablier	1	618,261	/	0	0
$B_c$	0,2	28,575	/	0	0
Chevêtre	1	56,25	/	0	0
Fut	1	17,09	/	0	0
Variation linéaire	0,4	/	0	6,12	0
Effort sismique	1	/	66,356	6,12	406,098
Total		720,176	66,356	/	406,098

### 5. Etude de chevêtre :

Le rôle du chevêtre est d'assurer le transfert des descentes de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier. Ils permettent également l'emplacement de vérin lors du chargement des appareils d'appuis.



• **Combinaison d'action :**

E.L.U :  $1,35 G + 1,6 B_c$

E.L.S :  $G + 1,2 B_c$

**Tableau 5.5. Moments et efforts tranchants du chevre**

	Moment ( <i>t.m</i> )	Effort tranchant ( <i>t</i> )
<b>ELU</b>	<b>103,247</b>	<b>113,80</b>
<b>ELS</b>	<b>86,619</b>	<b>84,744</b>

**5.1 Calcul du ferrailage :**

❖ **ELU :**

$$M_u = 103,247 \cdot 10^{-2} \text{ MN.m}$$

$$d = 0,9h = 1,35 \text{ m}$$

$$d' = 0,1h = 0,15 \text{ m}$$

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

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$d' = 0,1h = 0,15 \text{ m}$$

$$\mu_r = 0,392$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{103,247 \cdot 10^{-2}}{1,5 \times (1,35)^2 \times 19,83} = 0,01904 < 0,392$$

→ section simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,01904)}) = 0,024$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 1,35(1 - 0,4 \times 0,024) = 1,337 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{103,247 \cdot 10^{-2}}{1,337 \times 347,82} = 2,22 \times 10^{-2} m^2 = 222,02 cm^2$$

- **En travée** : nappe supérieure **20HA25** = 98,2 cm<sup>2</sup>
- **En appui** : nappe inférieure **38HA25** = 186,6 cm<sup>2</sup>

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1,5 \times 1,35 \times \frac{2,7}{400} = 31,43 cm^2$$

→ condition vérifiée

❖ **ELS :**

Il faut vérifiée ces deux conditions :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s(d-x)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \\ \sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 21Mpa \end{cases}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}x^2 + nA_{sc}(x-d') - nA_{st}(d-x) = 0 \dots \dots \dots (1)$$

Nous avons comme données :

$n$  : Coefficient d'équivalence=15

$$(1) \rightarrow 0,75x^2 + 15 \cdot 186,6 \cdot 10^{-4}(x - 0,15) - 15 \cdot 98,2 \cdot 10^{-4} \cdot (1,35 - x) = 0$$

$$\rightarrow x = 0,348m$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}$$

$$I = I_{bc} + n \cdot I_{sc} + n \cdot I_{st}$$

$$I_{bc} = \frac{bx^3}{3} = 0,02107m^4$$

$$I_{sc} = A_{sc}(x-d')^2 = 7,31 \times 10^{-4}m^4$$

$$I_{st} = A_{st}(d-x)^2 = 9,859 \times 10^{-3}m^4$$

$$I = 0,02107 + 15 \times 7,31 \times 10^{-4} + 15 \times 9,859 \times 10^{-3} = 0,17992 m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{86,619 \cdot 10^{-2} \cdot 0,348}{0,17992} = 1,67Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 21Mpa \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 86,619 \cdot 10^{-2} \cdot (1,35 - 0,348)}{0,17992}$$

$$\sigma_{st} = 72,359Mpa$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 35 = 2,7Mpa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66; 228,63) = 228,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow$  condition vérifiée

– **Effort tranchant :**

$$T_{max} = 113,80 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \text{ avec } d = 0,9 \times 1,5 = 1,35 \text{ m} \rightarrow \tau_u = \frac{113,80 \times 10^{-2}}{1,5 \times 1,35} = 0,562 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \tau_{adm} = 3,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{adm} \rightarrow$  donc la condition est vérifiée.

Le diamètre minimum des armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right) = \min\left(\frac{150}{35}; \frac{150}{10}; 2,5\right) = 2,5 \text{ cm.}$$

On prend :  $\phi = 14 \text{ mm}$ .

Espacement d'après R.P.A :

- Zone nodale :  $esp \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow esp = 20 \text{ cm}$ .
- Zone courante :  $esp \leq \frac{h}{2} \Rightarrow esp = 30 \text{ cm}$ .

### 6. ETUDE DE LA PILE :

#### 6.1. Etude du flambement :

Avec :

$l_f$  : Longueur de flambement

$i$  : Rayon de giration

$$l_f = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot h_{pile} = \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot 8,7 = 6,151 \text{ m}$$

$$i = \frac{a}{2\sqrt{3}} = \frac{1,1}{2\sqrt{3}} = 0,317$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{6,151}{0,317} = 19,40 < 50 \rightarrow \text{Donc il n'y a pas de risque de flambement}$$

Avec  $B = 0,95 \text{ m}^2$

#### 6.2 .Calcul du ferrailage :

D'après le RPOA(8).on prévoit un ferrailage minimal

– Armatures longitudinales :

$$0,5\% < pg < 0,3\%$$

$$A_{min} = 0,9\% B = 0,9 \times 0,95 = 85,48 \text{ cm}^2$$

On a adopté un ferrailage de **18HA25** = 88,36 cm<sup>2</sup>

Avec  $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$

– Armatures transversales :

$$A_t \geq \frac{A_l}{16} \times \frac{f_{el}}{f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

Avec:

$A_t$  : La section des aciers transversaux

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

$A_l$  : La section totale des armatures longitudinales

$f_{el}$  : Caractéristiques de l'acier des armatures longitudinales

$f_{et}$  : Caractéristiques de l'acier des armatures transversales

$S_t$  : L'espacement des armatures transversales

$S_t = \min [24\phi_t ; 8\phi_l ; 0,25d] = 200 \text{ mm}$

Avec :

$\phi_t$  : Diamètre des armatures longitudinales

$\phi_l$  : Diamètre des armatures transversales

$d$  : Hauteur utile

$$A_t \geq \frac{88,36}{16} \times \frac{400}{235} \times \frac{200}{100} \rightarrow A_t \geq 18,8 \text{ cm}^2$$

→ donc on prend **14T14** = 21,55 cm<sup>2</sup>

Espacement d'après R.P.O.A :

- Zone critique : esp = 15 cm
- Zone courante : esp = 20 cm

### 7 .Ferrailage de la semelle de liaison de la pile :

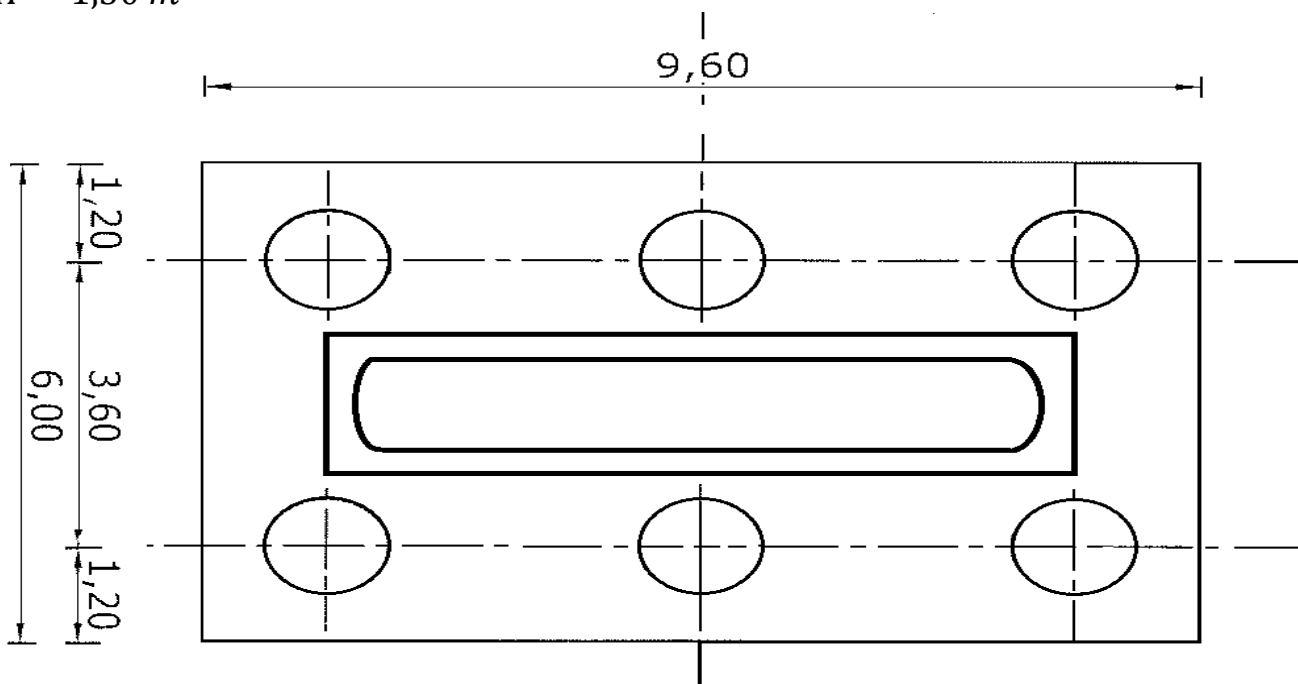
#### 7.1. Pré dimensionnement :

Les dimensions de la semelle sont :

$$A = 6,00 \text{ m}$$

$$B = 9,60 \text{ m}$$

$$H = 1,50 \text{ m}$$



**Figure.5.2 Dessin de la coupe de la semelle**

- **A P'ELU :**

Réaction de chaque pieu :

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

---

$$\sigma = \frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u \cdot V}{I} \text{ avec } \begin{cases} N_u = 1162,25 \text{ t} \\ M_u = 140,3193 \text{ t.m} \end{cases}$$

Soit la section d'un pieu :  $S = \pi \cdot r^2$

$$V = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{On a 2 files de 3 pieux: } I = 3 \times 2 \times S \times V^2 = 19,44 \cdot S$$

La réaction sur chaque pieu est :  $R = \sigma \times S$

$$R = S \times \left( \frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u \cdot V}{I} \right) = S \times \left( \frac{N_u}{6 \times S} \pm \frac{M_u \cdot V}{19,44 \times S} \right)$$

$$R = \frac{1162,25}{6} \pm \frac{140,3193 \cdot 1,8}{19,44}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} R_1 = 180,708 \text{ t} \\ R_2 = 206,700 \text{ t} \end{cases}$$

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

$$N' = R \times \frac{1,8 - \frac{a}{4}}{h - d}$$

$$N' = 206,700 \times \frac{1,8 - \frac{2}{4}}{1,5 - 0,05}$$

$$N' = 185,316 \text{ t}$$

→ effort de traction dans les aciers introduite par la bielle (à 1.8m)

Ferraillage a L'ELU :

$$A_s = \frac{185,316}{\overline{\sigma}_{st}}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{1,15} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{185,316 \text{ t}}{347,82 \text{ Mpa}} = \frac{185316 \text{ kg}}{3546,777 \text{ kg/cm}^2} = 52,249 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferraillage de **17HA20**=53,41cm<sup>2</sup> avec un espacement de 14 cm.

Armatures transversales :

$$A = \frac{A_s}{4} = 13,062 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On opte pour 5HA20} = 15,71 \text{ cm}^2$$

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

– A L'ELS :

Mêmes étapes avec :  $\begin{cases} N_s = 863,051t \\ M_s = 105,239 t.m \end{cases}$

La réaction sur chaque pieu est :

$$R = \frac{863,051}{6} \pm \frac{105,239 \cdot 1,8}{19,44}$$

$$D'où : \begin{cases} R_1 = 151,586t \\ R_2 = 134,097t \end{cases}$$

Calcul de l'effort de traction dans les aciers de la semelle par la méthode des bielles

$$N' = R \times \frac{1,8 - \frac{a}{4}}{h - d}$$

$$N' = 151,586 \times \frac{1,8 - \frac{2}{4}}{1,5 - 0,05}$$

$$N' = 135,904 t$$

→ *effort de traction dans les aciers introduite par la bielle (à 1.8m)*

Ferraillage a L'ELU :

$$A_s = \frac{135,904}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66; 228,63) = 228,63 \text{Mpa}$$

$$A_s = \frac{135,904t}{228,63 \text{Mpa}} = \frac{135904 \text{kg}}{2331,377 \text{kg/cm}^2} = 58,29 \text{cm}^2$$

Ferraillage de la semelle :

Pour un élément comprimé l'**RPOA** exige un ferraillage minimum de **0.28% B**

Pour **1 mètre linéaire** nous avons :

$$A_s = \frac{0,28 \times 150 \times 58,29}{100} = 24,483 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Nous disposons :

Nappe inférieure 5HA 20 = 15,71cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 12cm

Nappe supérieure 5HA 16 = 10,05 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 12cm

Qui donne un total de 25,76 cm<sup>2</sup>/ml

### **7.2. Réactions des pieux de la pile :**

$$\text{Soit la section d'un pieu : } S = \pi \cdot r^2 = 3,14 \times \left(\frac{1,2}{2}\right)^2$$

$$\text{Air du pieu} = 1,13 \text{ m}^2 = 1,13 \times 10^{-3} \text{cm}^2$$

$$\text{A l'ELU : } R = 206,700t$$

$$\text{A l'ELS : } R = 151,586t$$

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

### **8. Critère de dimensionnement des culées :**

#### **8.1. CHOIX DU TYPE DE CULEE :**

Notre choix s'est porté sur les culées remblayées, cette culée va jouer le double rôle, supporter la structure porteuse et soutenir les terres, parce qu'il faut prévoir des culées qui maintiennent les terres de remblai.

#### **8.2. IMPLANTATION DES CULEES**

la formule suivante évaluera la hauteur de la culée :

$$H_{\text{culée}} = \text{côte projet} - \text{côte fondation}$$

L'ensemble des côtes définissant la position des culées est mentionnée dans le tableau suivant :

**Tableau 5.6. La position des culées**

Désignation	Culée 1	Culée 2
Cote projet (m)	101,27	101,865
Cote terrain naturel(m)	97,17	96,20
Cote de fondation(m)	95,01	94,775
Hauteur de la culée(m)	6,26	7,09

#### **8.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES :**

Donc, d'après les données relatives à la portée, la hauteur de de chaque culée est :

$$\text{Pour la culée N}^\circ 1 : H_{\text{culée1}} = 6,26 \text{ m}$$

$$\text{Pour la culée N}^\circ 2 : H_{\text{culée2}} = 7,09 \text{ m}$$

##### **8.3.1 Mur de front :**

L'épaisseur en tête est imposée par la nécessité d'incorporer les appareils d'appui, et l'about de la poutre.

$$e = e1 + e2 + e3 + e4 \text{ avec :}$$

e1 : distance d'entre axes de l'appareil d'appui et le bord (e1 = 35cm).

e2 : l'about de la poutre (e2 = 50cm)

e3 : épaisseur de joint de dilatation (e3 = 9cm)

e4 : épaisseur de mur garde grève (e4 = 25cm)

$$e = 1,10 \text{ m}$$

##### **8.3.2 Mur en retour :**

Les murs en retour sont des deux voiles encastrés d'un côté sur la semelle de fondation et l'autre côté sur le mur de front.

Ils ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont.



## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

---

Les dimensions du mur de front sont limitées comme suit :

Largueur :  $L_r = 6 \text{ m}$

Epaisseur :  $e = 0,6 \text{ m}$

La pente :  $p = 0.05$

### **8.3.3 Mur garde grève :**

Le mur garde grève doit résister aux efforts de poussée des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition, et il a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

Hauteur :

$h =$  hauteur de la dalle + hauteur de la poutre + hauteur de l'appareil d'appui + dé d'appui

$$h = 1,50 + 0,085 + 0,2 + 0,25 = 2,035 \text{ m}$$

$$\text{Epaisseur : } e = \text{Max} \left( 0,30 \text{ m} ; \frac{h}{8} \right) = 0,3 \text{ m}$$

### **8.3.4 Dalle De Transition :**

– La longueur :

$$L = \text{Min} [ 6 \text{ m} ; \text{max}( 4 \text{ m} ; 0,6H ) ]$$

Avec :

$H$  : étant la hauteur de remblai (mur de front + mur garde grève) = 4,8 m

On prend :  $L = 4 \text{ m}$

– La largeur :

$L =$  Largeur de la chaussée + les largeurs de trottoirs

$$L = 10,00 \text{ m}$$

– L'épaisseur :

Généralement épaisseur  $e$  varie entre  $\frac{L}{20} < e < \frac{L}{17}$  :

$$\text{On prend } e = 30 \text{ cm}$$

### **8.3.5 Corbeau :**

Hauteur :  $H = 0,5 \text{ m}$

Epaisseur :  $e = 0,4 \text{ m}$

### **8.3.6 Semelle :**

On prend  $es = 1,5 \text{ m}$

Longueur de la semelle :  $L = 10 \text{ m}$

Largeur de la semelle :  $l = 6,00 \text{ m}$



## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

**Tableau 5.7. La descente de charge de la culée**

Les éléments de la culée	$V_i(t)$	$d_{/0}$	$M_{/0}$	
Mur garde grève	$0,3 \times 2,035 \times 10 \times 2,5$	15,2625	0,55	8,394375
Mur de front	$2,8 \times 1,1 \times 10 \times 2,5$	77	0,95	73,15
Corbeau	$0,5 \times 0,4 \times 10 \times 2,5$	5	0,2	1
Semelle	$6 \times 1,5 \times 10 \times 2,5$	225	0	0
Mur en retour	$[(6 \times 1) \times 0,6 \times 2,5$	9	-2,6	-23,4
	$(3,25 \times 3,52) \times 0,6 \times 2,5$	15,84	-1,225	-19,404
	$(6 - 3,25) \times \frac{1,52}{2}$ $\times 0,6 \times 2,5$	3,09	-4,68333	-14,471
Dalle de transition	$4 \times 0,3 \times 10 \times 2,5$	30	-1,6	-48
		380,19		-22,73

– Calcul de l'excentricité  $V_{i/0}(t)$  :

$$e = \frac{M}{V} = \frac{-951,509}{876,0125} = -0,059 \text{ m}$$

### 8.4.2 Calcul en construction avec remblais :

– Poussée des terres :

$$P_h = \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times h^2 \times L$$

Avec :

$K_a$  : Coefficient actif

$\gamma$  : Poids volumique du remblai, on prend  $1.8 \text{ t/m}^3$ .

$h$  : Hauteur de la culée = 6,26m

$L$  : Longueur du mur de front

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

---

$$\varphi = 30^\circ K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0,333$$

$$P_h = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times (6,26)^2 \times 10 = 117,445t$$

Son bras de levier est :  $\frac{h}{3} = \frac{6,26}{3} = 2,08 m$

– **Poids des terres arrière :**

$$P_{ar} = 3.4 \times 10 \times (6,26 - 1.5) \times 1.8 = 291,312t$$

Son bras de levier est :  $\frac{6,26}{2} = 3,13m$

– **Poids des terres avant :**

$$P_{av} = 0.5 * 1.5 * 10 * 1,8 = 13,5t$$

Son bras de levier est :  $\frac{1,5}{2} = 0.75 m$

– **Surcharge de remblai :**

➤ **Surcharge de remblai vertical :**

$$q_v = q \cdot L \cdot S$$

Avec  $q = 1t/m^2$

$$q_v = 1 \times 3.4 \times 10 = 34t$$

Son bras de levier est : **3,13 m**

➤ **Poussée de la surcharge :**

La surcharge du remblai supportant une chaussée  $q = 1t/m^2$

Majorée de 20% =  $1,2 t/m^2$ .

$$qh = K_a \cdot q \cdot h \cdot L$$

$$qh = 0.333 \times 1,2 \times 6,26 \times 10 = 25,0152 t$$

➤ **La poussée dynamique des terres :**

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot H^2 \cdot K_{ad} \cdot L$$

$$k_H = A = 0.12 \text{ (Coefficient d'accélération de zone groupe 2 (pont Important))}.$$

$$k_v = 0.3 k_H = 0.036$$

→ Dans les conditions sismiques le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de **MONONOBE- OKABE**

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \varphi \cos \beta}} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(21,76)}{\cos^2(8,24) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin 30 \sin(21,76)}{\cos(30) \cdot \cos(0)}} \right]^2}$$

$$K_{ad} = 0,41^\circ$$

$$\theta: \arctan\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right) = \arctan\left(\frac{0,12}{1 \pm 0,036}\right) = 8,24^\circ$$

$H$ : La hauteur du mur ( $H = 2,8\text{m}$ ).

$\gamma$ : Le poids 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. ( $\beta = 0$ ).

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot (1 \pm 0,036) \cdot (2,8)^2 \cdot 0,41 \cdot 10$$

$$F_{ad} = 29,971t$$

➤ **La poussée dynamique due à la surcharge :**

$$F_{ad}(q) = \frac{q \cdot H}{\cos \beta} (1 \pm kv) K_{ad} \cdot L$$

$$F_{ad}(q) = 14,2719t$$

– Voici les deux tableaux récapitulatifs de toutes les sollicitations verticales et horizontales agissant sur la culée :

**Tableau 5.8. Récapitulatif des sollicitations verticales**

Désignation	$V_i(t)$	$d_{/o}$ (m)	$M_o$ (t.m)
Culée	380,19	-1,0861	412,92
Réaction Tablier	309,1305	+0,81	250,395
Surcharge MC120	118,53	+0,81	96,009
Poids terres Patin avant	13,5	+2,25	30,375
Poids terres Patin arrière	291,312	-1,3	378,705

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

**Tableau 5.9. Récapitulatif des sollicitations horizontales**

Éléments	$H_i(t)$	$d_{/o}$ (m)	$M_o$ (t.m)
Var. linéaire Tablier	14,557	3,10	45,1267
Freinage A(L)	11,3485	3,10	35,18035
Freinage BC	9,33372	3,10	28,9345
Séisme Fx	43,234	3,10	134,0254
Poussée terres Statique	117,445	2,08	244,2856
Poussée terres Dynamique	29,971	3,13	93,8093
Poussée surcharge statique	25,0152	3,13	78,2975
Poussée surcharge Dyn	14,2719	3,13	44,6710

### 8.5 Ferraillage des différents éléments de la culée :

#### 8.5.1 Ferraillage du mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis aux surcharges du remblai et à la poussée des terres, il est calculée comme une console encastree dans le mur de front.

##### – **Poussée des terres :**

$$F1_{ter} = 1/2 \times Ka \times \gamma \times h^2 \times L$$

$$F1_{ter} = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 1,8 \times 2,035^2 \times 10$$

$$F1_{ter} = 12,29t$$

##### – **Surcharge remblai :**

$$F2_{sur} = Ka \times q \times h \times L$$

$$F2_{sur} = 0,33 \times 1 \times 2,035 \times 10$$

$$F2_{sur} = 6,715t$$

##### – **Ferraillage à L'ELU fondamental :**

Le moment d'encastrement est donné par la formule suivante :

$$M_u = \frac{F1 \times h}{2} + \frac{F2 \times h}{3}$$

$$M_u = 17,05t$$

$$M_u = 170,5 \times 10^{-3} MN$$

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

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

$$\mu_u = \frac{0,1705}{0,3 \times 18 \times 1,85^2}$$

$$\mu_u = 0,0092 < \mu_R = 0,392 \quad \rightarrow \text{Section à simple armatures}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0115$$

$$Z = 1,84\text{m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 374,82\text{Mpa}$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{0,1705}{1,84 \times 374,82} = 0,25\text{cm}^2$$

### – Ferrailage minimal RPOA :

$$A_{min} = 0,5\% \times B \rightarrow A_{min} = 0,5\% \times (0,30 \times 1) = 15\text{cm}^2$$

$$A_{st} = 0,25\text{cm}^2 < A_{min}(\text{R.P.O.A}) = 15\text{cm}^2$$

Donc on ferraille avec le minimum de R.P.O.A.

On adoptera alors :

**6HA20** ;  $A_{st} = 12,06\text{cm}^2$  → partie tendue avec un espacement de 15cm

**6HA12** ;  $A_{st} = 6,79\text{cm}^2$  → partie comprimée avec un espacement de 20cm.

Pour l'armature de répartitions :

$$A_r = 25\% \times A_{st} \rightarrow A_r = 0,25 \times 15 = 3,75\text{cm}^2$$

On adopte :

5HA12/ml →  $A_r = 5,65\text{cm}^2$  ; partie tendue avec un espacement de 20cm.

### 8.5.2 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 côté sur le remblai compacté et de l'autre côté sur le corbeau.

- Poids propre de la dalle :  $0,3 \times 1 \times 25 = 7,5\text{KN/ml}$ .
- Poids propre des terres :  $(2,035 - 0,3) \times 1 \times 18 = 31,23\text{KN/ml}$ .
- Surcharge remblai :  $1 \times 12 = 12\text{KN/ml}$ .
- Revêtement de la chaussée :  $0,08 \times 1 \times 22 = 1,76\text{KN/ml}$ .

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

→ La somme de  $q = (7,5 + 31,23 + 12 + 1,76) = 52,49$  KN/ml

### • A L'ELU :

$$qu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (75 + 31,23 + 1,76) + 1.5 \times 12$$
$$qu = 72,66 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{72,66 \times 4^2}{8} = 145,32 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{0,1453}{1 \times 18 \times 0,27^2} = 0,110 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,146$$

$$Z = 0,254$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 374,82 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{0,145}{0,254 \times 374,82} = 15,23 \text{ cm}^2$$

On prend 6HA = 18,85 cm<sup>2</sup> avec esp = 15cm.

### • A L'ELS:

$$q_s = G + Q = (7,5 + 32,23 + 1,76) + 12 = 52,49 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{52,49 \times 4^2}{8} = 104,98 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{bx^2}{2} + n \times Asc(x - d') - n \times Ast(d - x) = 0$$

$$0,5x^2 + 0,0514x - 0,0138 = 0$$

$$x = 0,1226 \text{ m}$$

$$I = \frac{bx^2}{2} + n \times Ast(d - x)^2$$

$$I = 1,73 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{0,145 \times 0,1226}{0,00173} = 10,27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} = 28,41 \text{ Mpa}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st} = n \frac{M_s \times (d - x)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

→ Les conditions sont vérifiées

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 3,80 \text{ cm}^2$$

On prend **4 HA 12** = 4,52 cm<sup>2</sup>

### 8.5.3 Ferraillage du corbeau :

Le corbeau est considéré comme une console encastree sur le mur garde grève.

Condition d'une console courte :

$$L = 50 \text{ cm} ; a = 40 \text{ cm}$$

Les dimensions du corbeau sont :

$$d \geq \max(a ; L).$$

$$60 \geq \max(50 ; 40). \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le cisaillement :

$$\rho = \min\left(\frac{l}{a} ; 4\right) = \min\left(\frac{0,5}{0,4} ; 4\right) = 1,25$$

$$\bar{\tau} = \min[4 ; 0,03 \times (2 + \rho) \times \min(f_{c28}, 30 \text{ Mpa})]$$

$$\bar{\tau} = 2,43$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d}$$

$$v_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{72,66 \times 4}{2} = 145,32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{145,32}{1 \times 0,5} = 290,64 \text{ KN/m}^2$$

$$0,290 \leq 2,43 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$Z = \min\left[0,75 \times d \times \left(1 + \frac{\rho}{10}\right) ; 1,2 \times a \left(0,8 + \frac{\rho}{5}\right)\right]$$

$$Z = 0,421$$

$$M_u = \frac{v_u \times l}{2} = \frac{145,32 \times 0,4}{2} = 29,06 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow A_{st} = \frac{0,145}{0,421 \times 374,82} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage minimum d'après le R.P.O.A :

$$A_{min} = 0,5\% \times B = 0,5\% (1 \times 0,5) = 25 \text{ cm}^2;$$

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

On adoptera alors :  $A_{min}(R.P.O.A) = 25\text{cm}^2$

On choisit : **9 HA 20** ;  $A_{st} = 28,27\text{cm}^2$  avec espacement de 15cm

○ **Armatures de répartition :**

$A_r = 25\% A_{st} \text{ min} \rightarrow 25\% \times (28,27) = 7,06\text{cm}$

On adopte : **6HA14** ;  $A_{st} = 9,24\text{cm}^2$  avec espacement de 20cm.

### 8.5.4 Ferraillage 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)

**Tableau 5.10. Sollicitations agissants sur le mur de front**

Mur de garde grève	15,26t
Corbeau	5t
Mur de front	77t
Réaction de tablier	309,13t
Poussé de la terre	117,45t
Surcharge du remblai horizontal	19,13t
Surcharge de Mc120	118,53t

- **A L'ELU**

Combinaison fondamentale :

$ELU = 1,35G + 1,5Q + 1,35Mc120 + 0,8Qv1$

**Tableau 5.11. Récapitulatif des moments à l'ELU**

Eléments	Vi(t)	Hi (t)	D/0(m)	M/0 (t.m2)
<b>murs garde grève</b>	20,60	/	0,55	11,33
<b>Corbeau</b>	6,75	/	0,2	1,35
<b>Mur de front</b>	103,95	/	0,95	98,75
<b>Réaction de tablier</b>	417,32	/	0,81	338,02
<b>Poussé de la terre</b>	/	176,16	2,08	366,41
<b>V.L.T</b>	/	11,64	3,10	36,08
<b>Surcharge du remblai horizontal</b>	/	28,70	2,42	69,45
<b>Mc120</b>	160,01	/	/	/
<b>Total</b>	708,63	216,50		

○ **Ferraillage du mur de front à l'ELU :**

Le mur de front est calculé en flexion composée.

$h = 1,1\text{m}$ ;  $b = 1\text{ m}$ ;  $d' = 0,11\text{m}$ ;  $d = 0,9h = 0,99\text{ m}$

$N_u = V_i = 70,86\text{t}$

$M_u = 44,49\text{t.m}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{44,49}{70,86} = 0,627$$

$$e > \frac{h}{6} = 0,18\text{ m} \quad \rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$M_a = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_a = 44,49 + 70,86(0,99 - 0,55)$$

$$M_a = 75,66\text{ t.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times f_{bc} \times d^2}$$

$$\mu_u = 0,039 < \mu_r = 0,392 \quad \rightarrow \text{Section à simple armature}$$

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_a}{z} - N_u \right)$$

Avec :

$$\sigma_{st} = 347,82 \quad ; \alpha = 0,049 \quad ; z = 0,97\text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{374,82} \left( \frac{0,07566}{0,97} - 0,07086 \right)$$

$$A_1 = 1,9\text{cm}^2$$

→ Donc :  $A_1 > 0$

Alors on ferraille avec la section non fragile :

$$S.N.F = 0,2 \times b \times d \left( \frac{ft}{fe} \right) \quad \rightarrow S.N.F = 0,23 \times 1,00 \times 0,99 (20/0000)$$

$$= 15,56\text{ cm}^2$$

○ **Ferraillage minimum d'après le R.P.O.A :**

$$A_{min} = 0,5\% \times B \quad \rightarrow A_{min} = 0,5\% \times (1,1) = 55\text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec le minimum de R.P.O.A.:

On dispose des **12HA25**=58,91  $\text{cm}^2$  avec un espacement de 15 cm

– **A L'ELS :**

Combinaison fondamentale :

$$ELS = G + Q + Mc120 + 0,6Qvl$$

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

**Tableau 5.12. Récapitulatif des moments à l'ELS**

Eléments	Vi(t)	Hi (t)	D/0(m)	M/0 (t.m2)
murs garde grève	15,26	/	0,55	8,34
Corbeau	5	/	0,2	1
Mur de front	77	/	0,95	73,15
Réaction de tablier	309,13	/	0,81	247,96
Poussé de la terre	/	117,44	2,08	244,27
V.L.T	/	8,73	3,10	27,06
Surcharge du remblai horizontal	/	19,13	2,42	46,29
Mc120	118,53	/	/	/
<b>Total</b>	524,92	145,3		

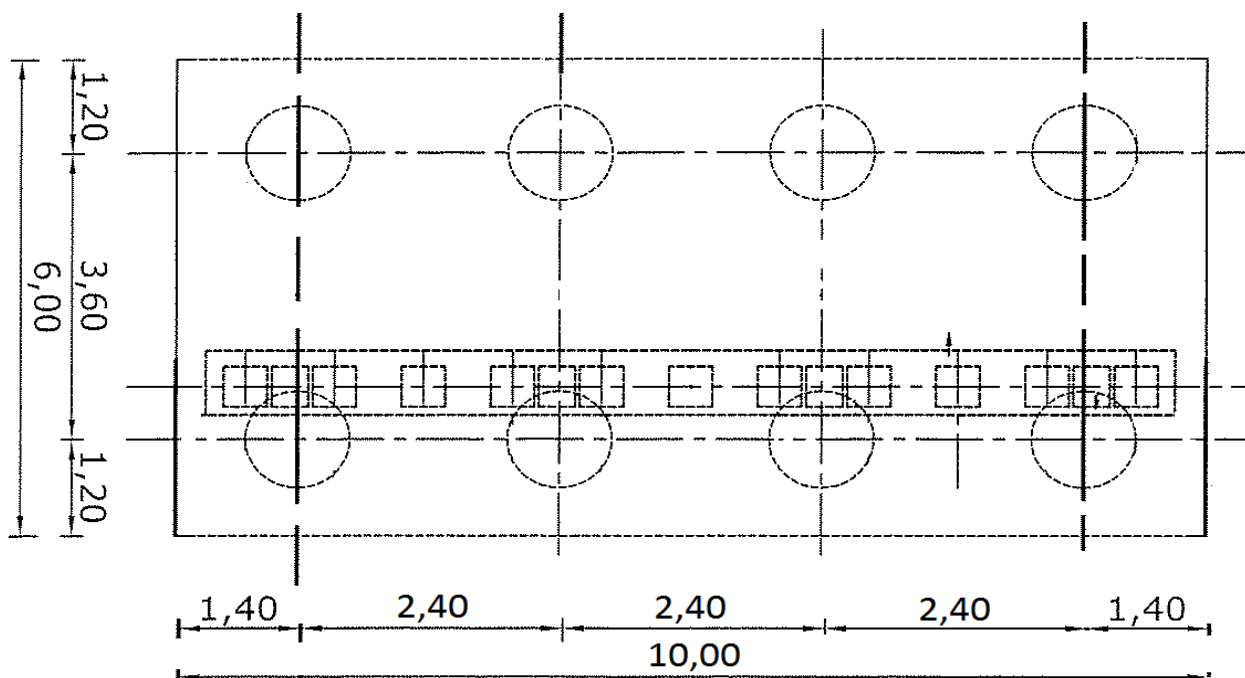
$$N_s = 52,49 \text{ t}$$

$$M_s = 33,04 \text{ t.m}$$

- $\sigma_{bc} = 38,73 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 1800 \text{ t/m}^2 \rightarrow$  condition vérifiée
- $\sigma_{st} = 7,65 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 21560 \text{ t/m}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

### 8.5.5 Etude de la semelle de liaison :

#### 8.5.5.1 Pré dimensionnement de la semelle de liaison :



**Figure 5.4. Dimensions de la semelle**

- L'entraxe entre les pieux :

$$L \geq 3 \times \emptyset \rightarrow L \geq 3 \times 1,2 \rightarrow L \geq 3,6 \text{ m}$$

On prend :  $L = 3,6 \text{ m}$ .

- La largeur de la semelle :

$$A \geq L + \emptyset p + 30 \text{ cm} \Rightarrow A \geq 3,6 + 1,2 + 0,3 \Rightarrow A \geq 5,1 \text{ cm}$$

On prend :  $A = 6,00 \text{ m}$ .

- La longueur de la semelle

$$B \geq \max [A; \emptyset ] + 30 \text{ cm}$$

$$B \geq \max [6,00; 1,2] + 30 \text{ cm}$$

$$B \geq 6,3 \text{ m}$$

On prend :  $B = 10,00 \text{ m}$

On adopte le nombre des pieux est égal à 8 pieux de diamètre  $\emptyset = 1,2 \text{ m}$

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 :

$$A = 6,00 \text{ m}$$

$$B = 10,00 \text{ m}$$

$$H = 1,50 \text{ m}$$

### 8.5.5.2 Efforts horizontaux :

- Variation linéaire du tablier : 14,56t
- Freinage : 9,33t
- Séisme : 43,23t

### 8.5.5.3 Efforts verticaux :

- **Poids propre de la culée**  
Poids propre de la culée : 380,19t
- **Poussée des terres**  
 $P_h = 117,44 \text{ t}$

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

- **Poids des terres**  
 Sur le patin (gauche) : on considère qu'il n'y a pas de remblai  
 Sur le patin (droite) :  $p=291,31t$
- **Surcharge de remblai :**  
 La surcharge du remblai supportant une chaussée  $q = 1 t/m$ .  
 Majorée de 20% = 1,2 t/m.
- **Poussée de la surcharge**  
 $Ph = 25,01t$   
 $Pv = 40,80t$
- **La poussée dynamique des terres**  
 $Fad = 29,97 t/m$
- **La poussée due à la surcharge**  
 $Fadq = 14,17t/m$

### 8.5.5.4 Vérification de la stabilité et les contraintes sous semelle :

-Combinaison fondamental :  $ELU=1,35G+1,5Q+1,35Mc120+0,8Qv1$

**Tableau 5.13. Récapitulatif des sollicitations à l'ELU**

Eléments	coef	Vi (t)	Hi (t)	d /0 (m)	M/0 (m)
murs garde grève	1,35	20,60	/	0,55	11,33
corbeau	1,35	6,75	/	0,2	1,35
murs de front	1,35	103,95	/	0,95	98,75
dalle de transition	1,35	40,5	/	-1,6	-64,8
murs en retour	1,35	12,5	/	-2,6	-32,5
murs en retour	1,35	21,40	/	-1,22	-26,10
murs en retour	1,35	4,17	/	-4,7	-19,59
Semelle	1,35	303,75	/	/	/
poussée des terres	1,35	/	176,16	2,8	493,24

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

<b>Poids .terre</b>	1,35	393,26		-1,3	-511,23
<b>Poussée surcharge .horizontal</b>	1,5	/	28,70	2,42	69,45
<b>Poussée . surch. vertical</b>	1,5	61,2	/	3,13	191,55
<b>réaction tablier</b>	1,35	414,23		0,80	331,38
<b>V.L.T</b>	0,8	/	11,64	3,10	36,08
<b>Mc120</b>	1,35	160,01	/	0,81	129,60
<b>Total</b>		1542,32	216,44		708,51

-Combinaison fondamentale :  $ELS=G+Q+Mc120+0,60Qv1$

**Tableau 5.14. Récapitulatif des sollicitations à l'ELS**

<b>Eléments</b>	<b>coef</b>	<b>Vi (t)</b>	<b>Hi (t)</b>	<b>d /0 (m)</b>	<b>M/0 (m)</b>
<b>murs garde grève</b>	1	15,26	/	0,55	8,393
<b>corbeau</b>	1	5	/	0,2	1
<b>murs de front</b>	1	77	/	0,95	73,15
<b>dalle de transition</b>	1	30	/	-1,6	-48
<b>murs en retour</b>	1	9	/	-2,6	-23,4
<b>murs en retour</b>	1	15,85	/	-1,22	-19,337
<b>murs en retour</b>	1	3,09	/	-4,7	-14,523
<b>Semelle</b>	1	225	/	0	0
<b>poussée des terres</b>	1	/	130,48	2,8	365,344

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

<b>Poids .terre</b>	1	291,30		-1,3	-378,69
<b>Poussée surcharge .horizontal</b>	1	/	19,133	2,42	46,30
<b>Poussée surch. vertical</b>	1	40,8	/	3,13	127,704
<b>réaction tablier</b>	1	309,8		0,80	247,84
<b>V.L.T</b>	0,6	/	8,73	3,10	27,063
<b>Mc120</b>	1	118,52	/	0,81	96
<b>Total</b>		1140,62	158,343		508,844

-Combinaison accidentelle :  $ELU acc = 1,036G + Q + 0,2Mc120 + Fa$

**Tableau 5.15. Récapitulatif des sollicitations à la combinaison accidentelle**

<b>Eléments</b>	<b>coef</b>	<b>Vi (t)</b>	<b>Hi (t)</b>	<b>d /0 (m)</b>	<b>M/0 (m)</b>
<b>murs garde grève</b>	1,036	15,80	/	0,55	8,69
<b>corbeau</b>	1,036	5,18	/	0,2	1,03
<b>murs de front</b>	1,036	79,77	/	0,95	75,78
<b>dalle de transition</b>	1,036	31,8	/	-1,6	-50,88
<b>murs en retour</b>	1,036	9,32	/	-2,6	-24,23
<b>murs en retour</b>	1,036	16,42	/	-1,22	-20,03
<b>murs en retour</b>	1,036	3,20	/	-4,7	-15,04
<b>Semelle</b>	1,036	233,1	/	0	0
<b>poussée des</b>	1,036	/	135,17	2,8	378,47



## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

<b>terres</b>					
<b>Poids .terre</b>	1,036	301,78		-1,3	-378,69
<b>Poussée surcharge .horizontal</b>	1	/	19,133	2,42	46,30
<b>Poussée . surch. vertical</b>	1	40,8	/	3,13	127,704
<b>réaction tablier</b>	1,036	320,95		0,80	256,76
<b>Effort sismique (Fa)</b>	1	/	43,234	3,10	134,01
<b>Mc120</b>	0,2	23,70	/	0,81	19,19
<b>Total</b>		1081,82	197,53		559,06

### 8.5.5.5 Réactions des pieux de la culée :

– **ELU :**

$$M_u = 708,51t.m$$

$$N_u = 1542,23t$$

La section d'un pieu :  $S = \pi r^2 = 3,14 \times 0,6^2 = 1,1304 m^2$

On a deux files de 4 pieux donc :  $B=8S$

$$V = 1,8 m$$

$$I = 4 \times 2 \times S \times V^2 = 25,92 . S$$

La réaction sur chaque pieu est :  $R = \sigma \times S$

$$R = S \times \left( \frac{N_u}{\Omega} \pm \frac{M_u \cdot V}{I} \right) = S \times \left( \frac{N_u}{6 \times S} \pm \frac{M_u \cdot V}{19,44 \times S} \right)$$

$$R = \frac{1542,23}{8} \pm \frac{708,51 \cdot 1,8}{25,92}$$

$$D'où : \begin{cases} R_1 = 143,57t \\ R_2 = 241,98t \end{cases}$$

Calcul de l'effort de traction dans les aciers de la semelle par la méthode des bielles

Les bielles partent de  $\frac{a}{4}$

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

$$\frac{h - d}{1,8 - \frac{a}{4}} = \frac{R}{N'}$$

Avec :

$h$  : Hauteur semelle

$d$  : Enrobage

$a$  : Largeur du fut

$N'$  : Effort de traction dans les armatures dans la semelle

$$N' = R \times \frac{1,975}{h - d}$$

$$N' = 241,98 \times \frac{1,975}{1,5 - 0,05}$$

$$N' = 329,59 \text{ t}$$

→ effort de traction dans les aciers introduite par la bielle (à 1.8m)

Ferraillage a L'ELU :

$$A_s = \frac{329,593}{\overline{\sigma}_{st}}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{1,15} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{329,593 \text{ t}}{347,82 \text{ Mpa}} = \frac{179398 \text{ kg}}{3546,777 \text{ kg/cm}^2} = 92,927 \text{ cm}^2$$

On opte pour un ferraillage de **20HA25**=98,17cm<sup>2</sup> avec un espacement de 14 cm.

Armatures transversales :

$$A = \frac{A_s}{4} = 24,54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On opte pour } 8\text{HA}20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

**-A L'ELS :**

Mêmes étapes avec :  $\begin{cases} N_s = 1140,62 \text{ t} \\ M_s = 508,844 \text{ t.m} \end{cases}$

La réaction sur chaque pieu est :

$$R = \frac{1140,62}{8} \pm \frac{508,844 \cdot 1,8}{19,44}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} R_1 = 189,692 \text{ t} \\ R_2 = 95,46 \text{ t} \end{cases}$$

Calcul de l'effort de traction dans les aciers de la semelle par la méthode des bielles

$$N' = R \times \frac{1,975}{h - d}$$

$$N' = 189,692 \times \frac{1,975}{1,5 - 0,05}$$

$$N' = 258,37 \text{ t}$$

→ effort de traction dans les aciers introduite par la bielle (à 1.8m)

Ferraillage a L'ELU :

$$A_s = \frac{258,37}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,66; 228,63) = 228,63 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{258,374t}{228,63 \text{ Mpa}} = \frac{258374kg}{2331,377kg/cm^2} = 110,82 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de la semelle :

Pour un élément comprimé l'**RPOA** exige un ferraillage minimum de **0.28% B**

Pour **1 mètre linéaire** nous avons :

$$A_s = \frac{0,28 \times 150 \times 110,82}{100} = 46,544 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous disposons :

Nappe inférieure 10HA 20 = 31,42 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 12cm

Nappe supérieure 10HA14 = 15,39 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 12cm

Qui donne un total de 46,81 cm<sup>2</sup>/ml

### **8.5.5.6 Réactions des pieux :**

$$\text{Soit la section d'un pieu : } S = \pi \cdot r^2 = 3,14 \times \left(\frac{1,2}{2}\right)^2$$

$$\text{Air du pieu} = 1,13 \text{ m}^2 = 1,13 \times 10^{-3} \text{ cm}^2$$

$$\text{A l'ELU : } R_{culée} = 241,98t$$

$$R_{pile} = 206,700t$$

Le cas le plus défavorable celui de la culée :  $R_{culée} = 241,98t$

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 à 15.00m de profondeur dans la formation de marne grise et ou de basalte.
- Pression limite équivalente du sol :  $Ple = 11bars$  entre 10.60m et 12.00m  
 $Ple = 18bars$   
entre 12.60m et 25.00m

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 de marne grise et/ou basalte.
- **330 tonnes/pieu** pour une fiche de **15m** dans la formation de marne grise et/ou de basalte.

## CHAPITRE V : Etude de l'infrastructure

---

donc on  $R_c < Q = 241,98t < 260t \rightarrow$  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).

$$0,8\%(A_{\text{pieu}}) \rightarrow 0,8 \times \left(\frac{\pi 1,2^2}{4}\right) = 90,40\text{cm}^2$$

On opte pour **19HA25**  $\rightarrow$  section =  $93,29\text{cm}^2$

- Armatures transversales :

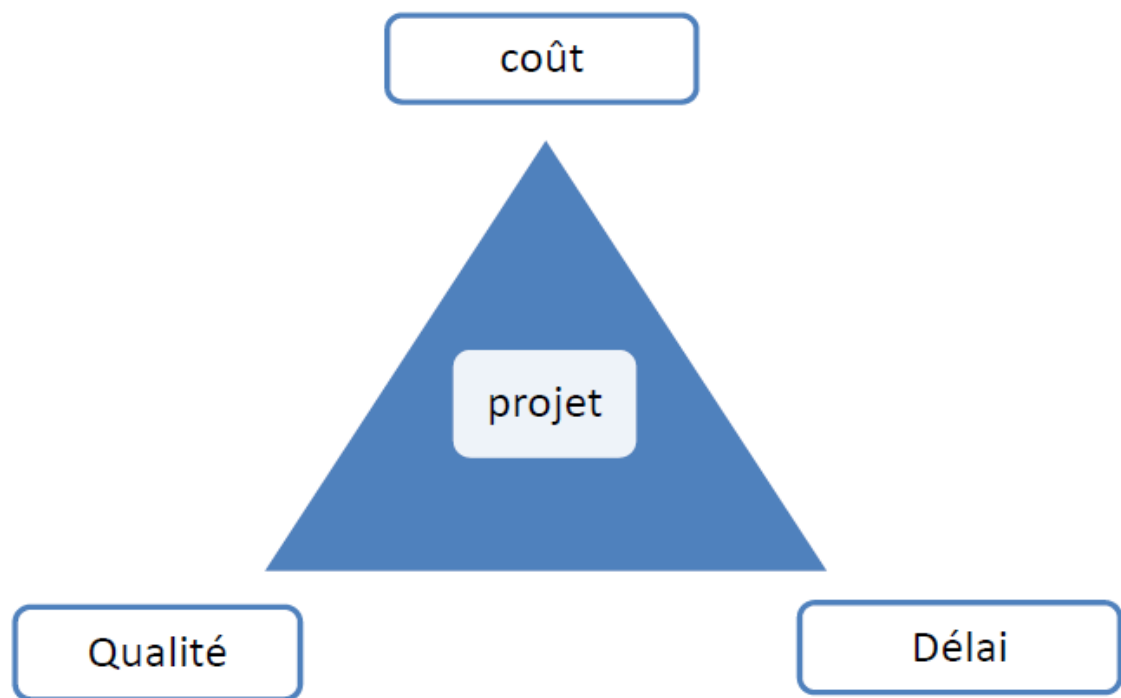
On adopte  $\emptyset\mathbf{t=14\text{ mm}}$  avec un Espacement de **25cm**

### 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. (7)



**Figure 6.1 : 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. (8)

#### 2.2 Gestion des coûts :

Le paramètre « cout » représente l'objectif économique du projet, qu'il s'agisse des recettes ou des dépenses.

Ce paramètre essentiel caractérisera la réussite ou l'échec économique du projet

## CHAPITRE VI : Etude économique de l'ouvrage

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 taches 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 entrainant des écarts par rapport au contrat de départ. (8)

### **2.3 Gestion de la qualité :**

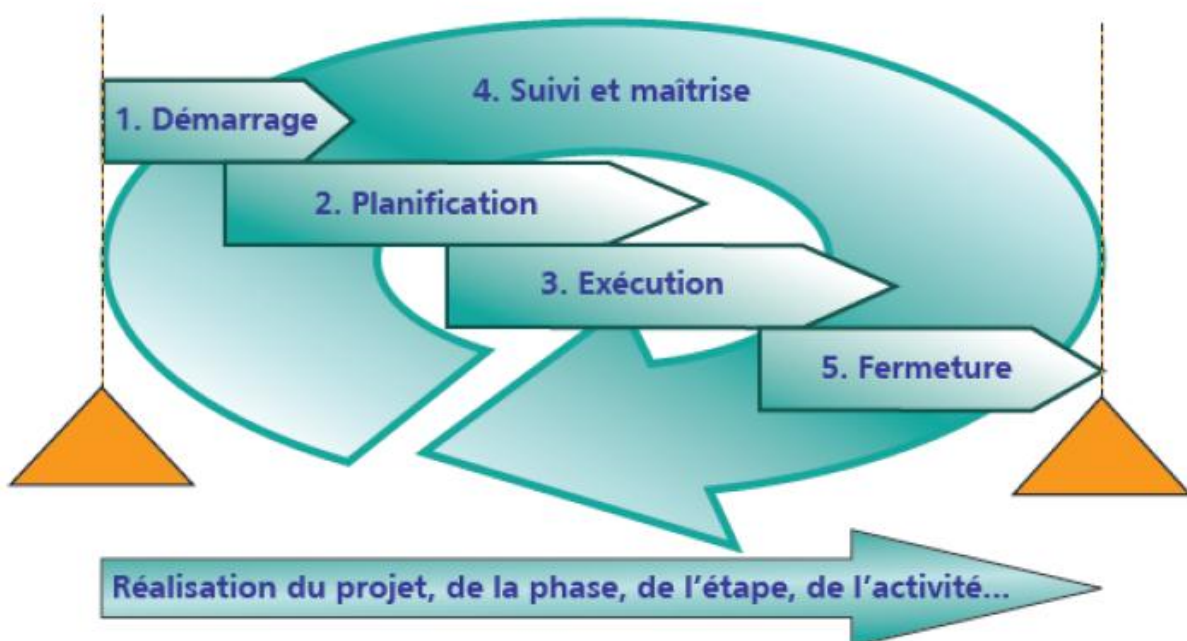
La gestion de la qualité regroupe les processus de contrôle et d'assurance de la qualité.

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. (8)

### **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. (9) Le projet se compose de cinq phases :



**Figure 6.2 : Cycle de vie d'un projet (9)**

## CHAPITRE VI : Etude économique de l'ouvrage

---

### a) 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. (8)

### b) 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. (8)

### c) 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. (8)

### d) 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 :

## CHAPITRE VI : Etude économique de l'ouvrage

---

- 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(8)

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. (8)

### e) 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. (8)

### **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. (10)

#### ▪ **Le maître d'ouvrage :**

Personne physique ou morale pour le compte de qui l'objet du projet est réalisé, responsable de la définition des objectifs du projet et de la décision d'investir dans le projet.

Le terme maître d'ouvrage est issu des projets de construction de bâtiments ou de génie civil, il s'est répandu dans des projets de tous ordres (développement informatique, campagne commerciale). (10)

#### ▪ **Le maître d'œuvre :**

Personne physique ou morale qui, pour sa compétence, est chargée par le maître d'œuvre de la réalisation du projet.

Le chef de projet choisit l'équipe projet et l'anime, organise le projet et le conduit; il est responsable du résultat du projet devant le maître d'ouvrage. (10)



## CHAPITRE VI : Etude économique de l'ouvrage

---

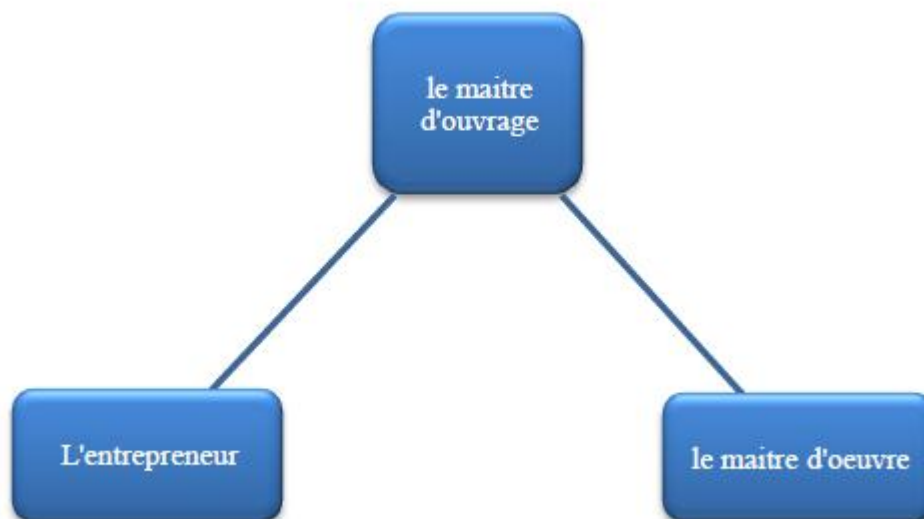
### ▪ L'entrepreneur :

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. (10)

### ▪ 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.). (10)



**Figure 6.3: Les acteurs du projet (10)**

### **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. (Voir l'annexe D)

## CHAPITRE VI : Etude économique de l'ouvrage

### 3. Etude du délai :

Le logiciel MS PROJECT nous a permis de déterminer le délai du projet

Le délai du projet est : 127 jours. (Voir l'annexe F)

### 4. Devis quantitatif et estimatif :

**Tableau 6.1. Devis estimatif et quantitatif du projet**

N°	<i>Désignation des Travaux</i>	<i>U</i>	<i>Quantité</i>	<i>Prix Unitaire (HT)</i>	<i>Montant (DA)</i>
<b>FORFAITS</b>					
1-1	<b>Installation de chantier</b>				
1-1-1	Amené du matériel et installation du chantier	F	1	6 000 000,00	6000000,00
1-1-2	Repli du matériel et des installations du chantier	F	1	1 000 000,00	1000000,00
1-2	<b>Forfait d'études d'exécutions</b>	F	1	15 000 000,00	15000000,00
1-3	<b>Epreuves générales des ouvrages</b>	F	1	3 200 000,00	3200000,00
<b>INFRASTRUCTURE</b>					
2-1	Déblais pour fouilles	M3	6 179,12	550,00	3 398 516,00
2-2	Remblais pour fouilles	M3	2 888	850,00	2 454 800,00
2-3	Remblais derrière culées en matériaux sélectionnés	M3	4 976,46	950,00	4 727 637,00
3-1	Exécution des pieux	ML	220	55 000,00	12 100 000,00
4-1	Béton de propreté	M3	38	7 500,00	285 000,00
4-2	Béton RN27 pour semelles (culées) et dalles de transition	M3	1 766	14 500,00	25 607 000,00
4-4	Béton RN27 pour culées et pile	M3	2 459,50	14 500,00	35 662 750,00
3-4	Epreuve d'un pieu	U	4	1 000 000,00	4 000 000,00
	Aciers FeE400 pour infrastructure	T	38	120 000,00	4 560 000,00
<b>SUPERSTRUCTURES</b>					
4-5	Béton RN35 pour hourdis ep = 25	M3	167,00	15 500,00	2 588 500,00
4-7	Béton RN27 pour trottoirs et corniches	M3	46	14 000,00	644 000,00
4-6	Béton RN35 pour poutre préfabriquées précontraint	M3	687	22 000,00	15 118 400,00
5-2	Aciers FeE40A pour superstructure	T	75,60	120 000,00	9 072 000,00

## CHAPITRE VI : Etude économique de l'ouvrage

5-3	Aciers FeE40A pour trottoirs et corniches	T	29,40	120 000,00	3 528 000,00
5-4	Aciers de précontrainte	T	57	370 000,00	21 090 000,00
6-1	Fourniture et mise en place d'appareils d'appuis en élastomère fretté (surface striées, unilatéral mobile)	U	22	52 000,00	1 144 000,00
6-2	Fourniture et mise en place des joints de chaussées système de Freyssinet ou équivalent	ML	30	42 000,00	1 260 000,00
6-3	Fourniture et mise en place de joint de trottoirs	ML	8	1 500,00	11 250,00
6-4	Chape d'étanchéité sur l'ouvrage	M2	668,00	3 000,00	2 004 000,00
6-5	Couche de revêtement ép.=8cm	M2	501,00	1 200,00	601 200,00
6-6	Fourniture et pose de garde-corps	ML	134	11 000,00	1 469 600,00
6-7	Glissière de sécurité	ML	134	5 600,00	748 160,00
6-8	Gaine PVC d=100mm	ML	608	750,00	455 625,00
6-9	Avaloirs en aciers d=200mm	U	12	25 000,00	300 000,00
6-11	descente d'eau en PVC 100mm	ML	22	1 500,00	33 000,00
<b>TOTAL GENERAL H.T</b>					<b>178063438,00</b>
<b>TVA 19%</b>					<b>33832053,22</b>
<b>TOTAL GENERAL TTC</b>					<b>211895491,2</b>

**Le cout du projet est estimé à 211895491,22 DA**

### **5 .avantages et inconvénients du pont en béton précontraint :**

Dans le domaine des structures, le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction ; on y ajoute donc une compression permanente dite « précontrainte ». La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes opposées à celles produites par les charges qui le solliciteront, là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend le relais, il permet d'atteindre des portées allant jusqu'à 50m.

Le pont a poutres en béton précontraint qui sera constitué deux travées isostatiques de 33.4 mètre, chaque travée comportera 6 poutres en béton précontraint (pré tension) solidarise transversalement par un hourdis, longitudinalement par des entretoises.

#### **5.1 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.

## CHAPITRE VI : Etude économique de l'ouvrage

---

- 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).
- Supression des joints entre les travées, ce qui représente un confort pour l'usager

### **5.2 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.

## CHAPITRE VI : Etude économique de l'ouvrage

---

### **6 .Conclusion :**

Dans ce chapitre on a fait une étude managériale du projet pour déterminer le coût, la durée et les caractéristiques de l'ouvrage, donc notre étude n'est pas une comparaison entre deux ou plusieurs

Variantes, mais c'est plutôt une étude propositionnelle pour l'entreprise réalisatrice.

Et par retour d'expérience(REX) de toutes les études munis entre les deux variantes (pont à poutre en béton armé et pont à poutres en béton précontraint), on trouve que la variante du béton précontraint est plus rentable, et on considère que son exécution est plus rapide et économique par rapport à la variante du béton armé, rajoutant aussi le critère de l'esthétique.

## Conclusion générale

---

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'application des règlements, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton précontraint.

Ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort que les logiciels « SAP2000, auto CAD et Ms Project ».

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 importante pour un ingénieur.

# Bibliographie

---

- 1) L.T.P.O, 2008 : rapport d'étude géotechnique dossier N°G0/07/401, unité d'Oran, ALGERIE.
  - 2) (BELARBI. F, 2010) Etude de la pluviométrie journalière dans le bassin versant de la TAFNA, Tlemcen, Algérie, Diplôme de magister, Université de Tlemcen, 2010.
  - 3) SETRA, 1974 : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes : Appuis des tabliers Numéro PP73.
  - 4) 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
  - 5) document technique réglementaire D.T.R règle parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008. Ministre des travaux publics
  - 6) (TOR.Y, 2013) TOR. Youcef & MELLOUK. Kamel , ETUDE TECHNICO- ECONOMIQUE SUR DEUX VARIANTES DE PONT, Tlemcen, Algérie, Diplôme de master, Université de Tlemcen, 2014.
  - 7) Yazid A. Béton précontraint : cours et exercices. Centre universitaire de Bechar, institue de génie civil.
  - 8) OUDOT.S, 2009 : Cours de Management des systèmes / gestion de projet, école de Management Euro Med Marseille, France
  - 9) Commission européenne – Europe Aid; Manuel Gestion du Cycle de Projet ; Mars 2001.
  - 10) 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
- Les Logiciels :
- SAP 2000 v14
  - AUTO CAD 2010: DESSIN
  - Ms Project

# WBS

## Ouvrage sur le CW 01 entre *Walhaça* et la RN °22 (Pont à 02travées de 33.4 ml en béton précontraint)

