

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson

## Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN  
VIADUC AU PK1+746 SUR  
OUED SEYBOUSE**

Présenté par :

**KAMECHE Hamdane  
LMOUACI Asma**

Encadré par :

**Mr BABAKHOUYA Youcef**  
(ING TP Sonatrach)

Promotion 2018 /2019

# REMERCIEMENTS

*Tout d'abord, on remercie Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.*

*Un grand merci s'adresse particulièrement À nos familles qui nous ont soutenus pour réaliser nos études et qui nous ont toujours encouragés dans chaque pas vers l'avant.*

*Nous tenons à remercier notre encadreur Mr : **BABA KHOUYA Youcef**, et le co-encadreur Mr : **FEDGHOUCHE Ferhat**, pour leurs précieux conseils et leur aide durant toute la période du travail.*

*Notre remerciement s'adresse aussi au Groupement d'entreprises GPRG, pour nous fournir les données et documents nécessaires pour la réalisation de ce projet.*

*Nous tenons à remercier tous Les Enseignants Et Les Travailleurs De L'ENSTP Sans Exception.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.*

*Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*



# الإهداء

## بسم الله الرحمن الرحيم

والصلاة والسلام على أشرف المرسلين محمد بن عبد الله خاتم الأنبياء والمرسلين أما بعد:

أهدي هذا العمل المتواضع.  
إلى التي تعبت وربت وسهرت الليالي إلى أعلى شيء في الوجود  
إلى أحب شخص في هذه الدنيا بعد الله ورسوله.  
إلى أمي الحبيبة فضيلة.

التي فرحت دوماً لنجاحي وسعادتي أسأل الله أن يطيل عمرها لكي أرى جزءاً من خيرها .

إلى أبي الغالي أحمد رحمه الله.

إلى جدتي الحبيبة زينب رحمها الله.

إلى أختي العزيزة أسماء، أخي العزيز عبد الرحيم، خالي الغالي عبد الكريم  
إلى عبد العزيز أوشان  
أطال الله في أعمارهم فهم من كانوا سنداً لي.

إلى كل الأهل والأقارب وإلى كل من أرتبط اسمي بهم.

إلى أصدقائي وأخص بالذكر أنور بوركايب.

إلى كل أساتذتي من الإبتدائي، المتوسط، الثانوي، المدرسة التحضيرية بتلمسان إلى المدرسة العليا للأشغال العمومية  
وكل من شارك من قريب أو من بعيد طوال مشواري الدراسي.

وإلى زملائي من دفعة 2019

كامش حمدان

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :*

*À mes chers **parenets** ma mère et mon père.*

*Pour leur patience, leur amour, leur soutien et leurs encouragements.*

*À mes frères : Bilal, **AYMEN**, **OUSSAMA**.*

*À mon neveu « **Med. ISLEM** ».*

*À mes meilleurs amis :*

*N, Nour, Hayat, Basma, Chaima,  
Hadjer, Houda, Ilhem, Saousen,  
Souad, Randa, Najat, Amira,  
IKram, Wafa, Meriem, Nourhane,  
Hanane, Sara, Yamina ...*

*À tous mes profs du **Primaire**, **CEM**, **Lycée**,  
**EPST.ANNABA**, **ENSTP** et tous ceux qui ont  
contribué à notre éducation*

*Lmouaci Asma*

## ملخص

يهدف هذا العمل المتواضع إلى تصميم ودراسة جسر بامتداد 267م، المتواجد في النقطة الكيلو مترية +1 746 ، يعتبر هذا الجسر جزء من مشروع إنجاز الطريق السريع في خطه الرابط بين قالمة و الطريق السريع شرق- غرب . بدأنا هذا العمل بمقدمة عامة ، تقديم المشروع. عرجنا بعدها إلى التصميم وإعطاء الأبعاد المبدئية. حيث قمنا بإعطاء ثلاث إقتراحات ممكنة ثم اخترنا الاقتراح الأكثر ملائمة (جسر ذات روافد من الخرسانة المجهدة مسبقا)، بناء على تحليل متعدد المعايير. ثم إنتقلنا إلى دراسة مفصلة للاقتراح المحدد وهي: خصائص المواد المستعملة في الحساب وتقييم الحمولات و الحمولات الزائدة المطبقة على الجسر - دراسة الخرسانة مسبقة الإجهاد- دراسة العناصر الأخرى لسطح الجسر- تصميم و دراسة البنية التحتية : الركائز و الدعامات , أخيرا خاتمة عامة. للتذكير قمنا بالاستعانة ببرنامج روبوت أوتوديسك 2018 من أجل دراسة هذا المشروع.

## Abstract

This modest job consists of Design and Study of a bridge 267 m long, Located at PK 1+ 746, he is part of the project of realization of the penetrating connecting Guelma to the east – west highway. We started our work with the general introduction, the presentation of the project. In the following, we have drawn up at the design and pre-dimensioning, of which three variants have been proposed, then the choice of the most advantageous variant (Prestressed concrete beams bridge by post tension), variant based on a multicriteria analysis, and then by the detailed dimensioning of the variant chosen, namely the characteristics of the materials used for the calculation, the evaluation loads and overload applied to the bridge - study of prestressing - study of the elements of the deck- the design and study of the infrastructure: The piles - The abutments, ending with a general conclusion .The modelization has been done by the Autodesk Robot 2018 software.

## Résumé

Ce modeste travail consiste à faire la Conception et Etude d'un pont de 267 m de longueur, situé au PK 1 + 746 et, fait partie du projet de réalisation de la pénétrante reliant Guelma à l'autoroute est-ouest. Nous avons entamé notre travail par l'introduction générale, la présentation du projet. Nous avons dressé, par la suite à la conception et Pré-dimensionnement, dont laquelle, on a proposé 3 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse (Pont à poutres en béton précontraint par post - tension), en se basant sur une analyse multicritère, ensuite par le dimensionnement détaillé de la variante retenue à savoir les caractéristiques des matériaux utilisés pour le calcul, l'évaluation des charges et surcharges appliquées au pont- l'étude de la précontrainte - l'étude des éléments du tablier - la conception et l'étude de l'infrastructure : Les piles - Les culées, finissant par une conclusion générale. La modélisation a été établie par le logiciel Autodesk Robot 2018.

**Mots clés :** Précontrainte par poste tension, poutre, voussoir, encorbellement successif, tablier, pile, culée.

# Sommaire

## **INTRODUCTION GENERALE.....1**

### **Chapitre I : Recherche Bibliographie**

I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. DESCRIPTION DU PHENOMENE D'AFFOUILLEMENT.....	2
I.2.1. Types d'affouillement au droit d'une pile d'un pont.....	2
I.2.2. Paramètres conditionnant l'affouillement.....	3
I.2.2.1. Propriétés du sol :.....	4
I.2.2.2. Les courants d'eau et les crues :.....	4
I.2.2.3. La présence d'ouvrage :.....	5
I.3. METHODES D'EVALUATION DE L'AFFOUILLEMENT.....	7
I.3.1. Evaluation in situ.....	7
I.3.2. Evaluation empirique.....	7
I.3.2.1. L'approche américaine.....	7
I.3.2.2. L'approche française.....	9
I.4. Un cas pathologiques liées à l'affouillement :L'ouvrage d'art de TAMDA.....	10
I.5. RECOMMANDATIONS POUR LA PROTECTION DES PONTS CONTRE L'AFFOUILLEMENT.....	11
I.6. CONCLUSION.....	11

### **Chapitre II : Présentation de l'ouvrage**

II.1. INTRODUCTION.....	12
II.2. PRESENTATION DU PROJET.....	12
II.2.1. Objectif de projet.....	12
II.2.2. Situation du projet.....	12
II.2.3. L'obstacle à franchir.....	12
II.2.4. Caractéristiques de l'ouvrage.....	13
II.3. LES DONNEES DE PROJET.....	13
II.3.1. Les données fonctionnelles.....	13
II.3.1.1. Tracé en plan.....	13
II.3.1.2. Profil en long.....	13
II.3.1.3. profil en travers.....	14
II.3.2. Les données naturelles.....	14
II.3.2.1. Topographie.....	14

II.3.2.2 Données géotechniques .....	15
II.3.2.3. Données hydrologique.....	16
II.3.2.4. Sismicité du site .....	16
II.3.2.5. Température .....	17
II.3.2.6. Vent .....	17
II.4. CONCLUSION.....	17

### **Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement**

III.1. INTRODUCTION.....	18
III.2. PROPOSITIONS DES VARIANTES .....	18
III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES .....	18
III.3.1. Variante N° 01 : «Pont à poutres précontraintes du type VIPP ».....	18
III.3.1.1. Conception longitudinale .....	19
III.3.1.2. Conception transversale .....	19
III.3.2. Variante N° 02 : « Pont Mixte à Bipoutre ».....	20
III.3.2.1. Conception longitudinale .....	21
III.3.2.2. Conception transversale .....	21
III.3.2.3. Conception des poutres principales .....	22
III.3.2.4. Conception des entretoises de pont.....	23
III.3.2.5. L'épaisseur de la dalle.....	23
III.3.3. Variante N° 03 : « Pont voussoirs en béton précontraint à section constante» .....	24
III.3.3.1. Conception longitudinale .....	24
III.3.3.2. Prédimensionnement de la section des voussoirs .....	25
III.3.3.3. Conception transversale .....	25
III.4. ANALYSE DES VARIANTES .....	28
III.5. CONCLUSION .....	28

### **Chapitre IV : Charges et Hypothèses de Calcul**

IV.1. INTRODUCTION.....	29
IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL .....	29
IV.3. PRESENTATION DES LOGICIELS UTILISÉS.....	29
IV.3.1. Présentation du logiciel Auto Desk ROBOT .....	29
IV.3.2. Présentation du logiciel AutoCAD .....	29
IV.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX .....	29
IV.4.1. Béton.....	29

IV.4.1.1. La résistance caractéristique à la compression .....	29
IV.4.1.2. La résistance caractéristique à la traction .....	30
IV.4.1.3. Contraintes admissibles .....	30
IV.4.1.4. Déformations .....	31
IV.4.2. Armatures .....	32
IV.4.2.1. Armatures passives .....	32
IV.4.2.2. Armatures de précontraintes .....	32
IV.5. Définition des charges .....	33
IV.5.1. Charges permanentes .....	33
IV.5.2. Charges variables .....	33
IV.6. EVALUATION DES ACTIONS .....	33
IV.6.1. Evaluation des actions hors trafic .....	33
IV.6.1.1. Actions permanentes .....	33
IV.6.1.2. Action thermique .....	34
IV.6.2. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC .....	34
IV.6.2.1. Système de charge à considérer .....	34
IV.6.2.2. Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie, classe de pont .....	34
IV.6.2.3. Système de charge A(L) .....	35
IV.6.2.4. Les surcharges sur trottoirs St .....	36
IV.6.2.5. Système de charge B .....	36
IV.6.2.6. Efforts de freinage .....	38
IV.6.2.7. Système de charges militaires : Mc120 .....	38
IV.6.2.8. Convoi exceptionnel : (Convoi type D240) .....	39
IV.7. CONCLUSION .....	39

**Chapitre V : Modélisation et Evaluations des Efforts**

V.1. INTRODUCTION .....	40
V.2. MODELISATION DE L'OUVRAGE .....	40
V.2.1. Modélisation des éléments de la structure .....	40
V.2.1.1. Les poutres .....	40
V.2.1.2. L'hourdis .....	41
V.2.1.3. Les appuis .....	42
V.2.2. Modélisation des charges et surcharges .....	43
V.2.2.1. Définition des charges .....	43
V.2.2.2. Combinaisons d'actions .....	43
V.2.2.3. Affectation des charges .....	44



V.4. CONCLUSION.....	53
----------------------	----

<b>Chapitre VI :</b>	<b>Etude de la Précontrainte</b>
----------------------	----------------------------------

VI.1. INTRODUCTION.....	54
VI.2. PRECONTRAINTÉ PAR POSTE-TENSION.....	54
VI.3. DONNEES NECESSAIRES POUR LE CALCUL .....	54
VI.4. CALCUL DU NOMBRE DE CABLES .....	54
VI.4.1. Nombre de câbles à mi- travée : .....	54
VI.4.1.1. Détermination du nombre de câbles : .....	55
VI.4.1.2. Vérification de la borne supérieure de précontrainte:.....	56
VI.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	56
VI.6. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAINTÉ.....	58
VI.6.1. Principe .....	58
VI.6.2. Détermination du tracé.....	58
VI.6.3. Détermination l'angle de relevage $\alpha$ : .....	59
VI.7. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTÉ .....	60
VI.7.1. Pertes de tension instantanées .....	61
VI.7.1.1. Pertes de tension par frottement .....	61
VI.7.1.2. Pertes dues au recul à l'ancrage .....	61
VI.7.1.3. Pertes de tension par déformation instantanée du béton.....	62
VI.7.2. Pertes de tension différées.....	63
VI.7.2.1. Pertes par retrait.....	63
VI.7.2.2. Pertes par fluage .....	63
VI.7.2.3. Pertes par relaxation.....	64
VI.7.2.4. Pertes différées totales .....	64
VI.8. VERIFICATION DES CONTRAINTES .....	65
VI.8.1. Phases de vérification .....	65
VI.8.2. Les sections de vérification.....	65
VI.8.3. Hypothèses de calcul .....	65
VI.8.3.1. Classe de vérification.....	65
VI.8.3.2. Limitation des contraintes .....	66
VI.8.4. Caractéristiques des sections .....	66
VI.8.5. Justifications de la poutre à l'ELS .....	67
VI.8.5.1. Justification des contraintes normales .....	67
VI.8.5.2. Justification des contraintes tangentielles .....	69
VI.8.6. Justifications de la poutre à l'ELU .....	71
VI.9. CONCLUSION .....	71

**Chapitre VII :** **Etude de L'hourdis**

VII.1. INTRODUCTION.....72

VII.2. GEOMETRIE DE L'HOUDIS.....72

VII.3. METHODE DE CALCUL.....72

VII.4. EVALUATION DES EFFORTS .....72

VII.5. FERRAILLAGE DE LA DALLE.....73

VII.5.1. Ferrailage nappe supérieure (sur appui).....73

VII.5.1.1. Armatures transversales :.....73

VII.5.1.2. Armatures longitudinales de construction : .....74

VII.5.2. Ferrailage nappe inférieure (en travée).....74

VII.5.2.1. Armatures transversales :.....74

VII.5.2.2. Armatures longitudinales de construction: .....74

VII.6. VERIFICATION.....74

VII.6.1. Vérification de la condition de non fragilité .....74

VII.6.2. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant .....74

VII.7. CONCLUSION.....75

**Chapitre VIII :** **Equipements du Tablier**

VIII.1. INTRODUCTION .....76

VIII.2. APPAREIL D'APPUI.....76

VIII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui.....76

VIII.2.2. Dimensionnement d'appareil d'appui / Selon Guide Technique SETRA.....76

VIII.2.2.1. Aire de l'appareil d'appui.....77

VIII.2.2.2. Hauteur nette d'élastomère .....77

VIII.2.2.3. Dimensionnement des frettes.....77

VIII.2.3. Vérification des appareils d'appui .....78

VIII.2.3.1. Résistance à la compression : .....78

VIII.2.3.2. Sécurité au flambement : .....78

VIII.2.3.3. Limitation de la distorsion: .....78

VIII.2.3.4. Non glissement:.....79

VIII.3. JOINT DE CHAUSSEE.....79

VIII.3.1. Choix du type de joint .....79

VIII.3.2. Souffle total .....80

VIII.3.3. Type de joint .....81

VIII.4. CONCLUSION.....81

IX.1. INTRODUCTION.....	82
IX.2. ETUDE DE LA PILE.....	82
IX.2.1. Implantation des piles.....	82
IX.2.2. Pré dimensionnement des piles.....	82
IX.2.2.1. Chevêtre.....	82
IX.2.2.2. Fûts.....	82
IX.2.2.3. Semelle.....	82
IX.2.3. Evaluation de la raideur totale K.....	83
IX.2.4. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008.....	84
IX.2.4.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal.....	85
IX.2.4.2. Evaluation de l'effort sismique transversal.....	87
IX.2.4.3. Séisme vertical.....	88
IX.2.5. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA).....	88
IX.2.6. Evaluation des efforts agissant sur la pile.....	88
IX.2.7. Combinaison des efforts.....	89
IX.2.8. Ferrailage des éléments de la pile.....	89
IX.2.8.1. Etude des fûts.....	89
IX.2.8.2. Etude du chevêtre.....	90
IX.2.8.3. Etude de la semelle.....	92
IX.2.8.4. Etude des pieux.....	93
IX.3. ETUDE DE LA CULEE.....	93
IX.3.1. Choix de type de culée.....	93
IX.3.2. Pré-dimensionnement de la culée.....	94
IX.3.3. Evaluation des efforts dus aux poussées.....	95
IX.3.4. Etude statique de la culée.....	95
IX.3.5. Etude sismique de la culée.....	96
IX.3.6. Etude des éléments de la culée.....	97
IX.3.6.1. Mur garde grève.....	97
IX.3.6.2. Dalle de transition.....	99
IX.3.6.3. Corbeau d'appui de la dalle de transition.....	99
IX.3.6.4. Mur frontal.....	100
IX.3.6.5. Mur en retour.....	101
IX.3.7. Etude de la semelle.....	101
IX.3.8. Etude des pieux.....	103
IX.4. CONCLUSION.....	104

**CONCLUSION GENERALE.....105**

**BIBLIOGRAPHIE**

**ANNEXES**

**ANNEXES A**

**ANNEXES B**

**ANNEXES C**

**ANNEXES D**

**ANNEXES E**

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Chapitre I :</b>	<b>Recherche Bibliographique</b>
Tableau I. 1 - Les valeurs des coefficients de correction.....	9
<b>Chapitre II :</b>	<b>Présentation de l'ouvrage</b>
Tableau II.1 - Caractéristiques géotechniques des formations géologiques au niveau de notre Viaduc.....	15
<b>Chapitre III :</b>	<b>Conception et Pré-dimensionnement</b>
Tableau III.1 - Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1.....	19
Tableau III.2- Prédimensionnement des poutres métalliques.....	22
Tableau III.3 - Pré-dimensionnement des entretoises de pont.....	23
Tableau III.4 - Les dimensions des différents éléments constitutifs du voussoir.....	26
Tableau III.5 - Analyse des variantes.....	28
<b>Chapitre IV :</b>	<b>Charges et Hypothèses de Calcul</b>
Tableau IV. 1 - Contraintes admissibles de traction à ELS.....	32
Tableau IV. 2 - Estimation du poids dû aux CCP.....	34
Tableau IV. 3 - Les classes des ponts routes.....	35
Tableau IV. 4 - Coefficient $a_1$ .....	36
Tableau IV. 5 - l'effort de freinage au système de charge A.....	38
<b>Chapitre V :</b>	<b>Modélisation et Evaluations des Efforts</b>
Tableau V. 1 - Définition des charges et surcharges.....	43
Tableau V. 2 - Combinaisons de charges.....	44
<b>Chapitre VI :</b>	<b>Etude de la Précontrainte</b>
Tableau VI. 1 - Les caractéristiques géométriques de la section médiane avec hourdis.....	55
Tableau VI. 2 - Bilan des contraintes à la fibre sup et à la fibre inf.....	57
Tableau VI. 3 - La position des câbles.....	58
Tableau VI. 4 - Caractéristiques du tracé des câbles.....	60
Tableau VI. 5 - Pertes dues au frottement.....	61
Tableau VI. 6 - Pertes dues au recul à l'ancrage.....	62
Tableau VI. 7 - Les caractéristiques géométriques nettes pour les sections P et P+D à $x=0$ .....	66
Tableau VI. 8 - Les caractéristiques géométriques nettes pour les sections P et P+D à $x=L/4$ .....	66

Tableau VI. 9 - Les caractéristiques géométriques nettes pour les sections P et P+D à $x=3L/8$ .	67
Tableau VI. 10 - Les caractéristiques géométriques nettes pour les sections P et P+D à $x=L/2$ .	67
Tableau VI. 11 - Vérification des contraintes Phase 1	68
Tableau VI. 12 - Vérification des contraintes Phase 2	68
Tableau VI. 13 - Vérification des contraintes Phase 3	69
Tableau VI. 14 - Vérification des contraintes Phase 4	69
Tableau VI. 15 - Résultats de <b>Picosα i</b> et <b>Pisinai</b> .	70

**Chapitre VIII : Equipements du Tablier**

Tableau VIII. 1 - Modèles des joints Wd	81
---	----

**Chapitre IX : Etude de L'infrastructure**

Tableau IX. 1 - Implantation et hauteurs des piles	82
Tableau IX. 2 - Raideurs dynamiques longitudinales des appuis	84
Tableau IX. 3 - Raideurs dynamiques transversales des appuis	84
Tableau IX. 4 - Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui	87
Tableau IX. 5 - Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui	87
Tableau IX. 6 - Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble	88
Tableau IX. 7 - Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée	88
Tableau IX. 8 - Combinaisons des efforts	89
Tableau IX. 9 - Ferrailage du chevêtre	90
Tableau IX. 10 - Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée	94
Tableau IX. 11 - Calcul du coefficient de poussée	95
Tableau IX. 12 - Résultats des efforts dus aux charges statiques	96
Tableau IX. 13 - Résultats des efforts dus aux charges sismiques	96
Tableau IX. 14 - Résultats des charges sismiques dues la poussée des terres	96
Tableau IX. 15 - Résultats des charges sismiques dues au tablier	96
Tableau IX. 16 - Résultats des charges sismiques avec des charges sismiques dues à la poussée	96
Tableau IX. 17 - Résultats des charges sismiques avec des charges sismiques dues au tablier	97
Tableau IX. 18 - Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition	99
Tableau IX. 19 - Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal	101
Tableau IX. 20 - Résultats et ferrailage de mur en retour	101

## LISTE DES FIGURES

<b>Chapitre I :</b>	<b>Recherche Bibliographie</b>
Figure I. 1 - Types d'affouillement. ....	3
Figure I. 2 - La balance de LANE (1955).....	4
Figure I. 3 - Affouillement local autour d'une pile sous l'effet de vortex.....	6
Figure I. 4 - Pont dans une zone de contraction du cours d'eau. ....	6
Figure I. 5 - Illustration des notations de l'approche américaine d'affouillement. ....	8
Figure I. 6 - Abaque donnant la profondeur relative maximale d'affouillement local en fonction de R pour un sable à granulométrie peu étendue (Calgaro, 2000). ....	10
<b>Chapitre II :</b>	<b>Présentation de L'ouvrage</b>
Figure II.1 - Présentation de l'ouvrage sur la carte topographique. ....	12
Figure II.2 - Tracé en plan de la voie portée. ....	13
Figure II.3 - Profil en long de la voie portée.....	13
Figure II.4 - Profil en travers de la voie portée. ....	14
Figure II.5 - Topographie du site. ....	14
Figure II.6 - Les zones hydrogéologiques du bassin versant de l'oued Seybouse. ....	16
Figure II.7 - Carte de zonage sismique de l'Algérie. ....	17
<b>Chapitre III :</b>	<b>Conception et Pré-dimensionnement</b>
Figure III.1 - Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontrainte. ....	18
Figure III.2 - Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante VIPP.....	19
Figure III.3 - Différentes sections de la poutre. ....	20
Figure III.4 - Coupe transversale.....	20
Figure III.5 - Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante 2. ....	21
Figure III.6 - Coupe transversale d'un tablier bipoutre.....	21
Figure III.7- Section transversale (poutre métallique).....	22
Figure III.8 - Coupe transversale des profilés métalliques. ....	23
Figure III.9 - Coupe transversale sur pile variante 3. ....	24
Figure III.10 - Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante 2. ....	25
Figure III.11 - Notations des dimensions.....	26
Figure III. 12 - Coupe transversale du voussoir. ....	27
Figure III. 13 - Coupe transversale sur pile variante 3. ....	27
<b>Chapitre IV :</b>	<b>Charges et Hypothèses de Calcul</b>
Figure IV. 1 - La largeur roulable. ....	34
Figure IV. 2 - Système de chargement <b>BC</b> ....	37
Figure IV.3 - Système de chargement <b>Br</b> .....	37
Figure IV.4 - Système de chargement <b>Bt</b> . ....	38
Figure IV.5 –Convoi type Mc 120. ....	39

Figure IV.6 - Convoi type D240. ....	39
--------------------------------------	----

**Chapitre V : Modélisation et Evaluations des Efforts**

Figure V. 1- Modélisation des poutres. ....	41
Figure V. 2 - Vue 3D. ....	41
Figure V. 3 - Coupe longitudinale. ....	42
Figure V. 4 - Coupe transversale. ....	42
Figure V. 5 - Modélisation des appuis. ....	42
Figure V. 6 - Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale. ....	45
Figure V. 7 - Affectations des charges type A(l). ....	45
Figure V. 8 - Affectations des charges type Bc. ....	46
Figure V. 9 - Affectations des charges type Bt. ....	47
Figure V. 10 - Affectations des charges type Mc120. ....	47
Figure V. 11 - Affectations des charges type D240. ....	48

**Chapitre VI : Etude de la Précontrainte**

Figure VI. 1- Section médiane avec hourdis. ....	55
Figure VI. 2 - Géométries des câbles. ....	58
Figure VI. 3 - Positions des câbles à l'about et à mi travée. ....	59
Figure VI. 4 - L'angle de déviation des câbles. ....	59
Figure VI. 5 - Frottements le long du câble lors de la mise en tension. ....	61
Figure VI. 6 - Limitation des contraintes. ....	66

**Chapitre VII : Etude de L'hourdis**

Figure VII. 1 - Schéma de ferrailage général de dalle. ....	75
---	----

**Chapitre VIII : Equipements du Tablier**

Figure VIII. 1 - Appareil d'appui en élastomère fretté. ....	76
Figure VIII. 2 - Joint de chaussée. ....	80
Figure VIII. 3 - Joint du type Wd. ....	81

**Chapitre IX : Etude de L'infrastructure**

Figure IX. 1 - Coupe transversale de la pile. ....	83
Figure IX. 2 - Modèle de calcul. ....	90
Figure IX. 3 - Dimensions de la culée. ....	94



## LISTE DES ABREVIATIONS

**PK** : Point Kilométrique.

**AEO** : Autoroute Est- Ouest.

**BAU** : Bande d'arrêt d'urgence.

**BDG** : bande dérasée de gauche.

**VIPP** : Viaduc à travées Indépendantes à poutres Préfabriquées.

**SETRA** : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

**VS** : Voussoir.

**BAEL** : Béton armé aux Etats limites.

**DTR** : Document technique Réglementaire.

**HA** : Haute adhérence.

**ELU** : États limites ultime.

**ELS** : États limites en service.

**ELA** : États limites accidentelles.

**12T15** : deuze (12) torons de quinze (15) fils.

**RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

**CCP** : Complément des charges permanentes.

**BB** : béton bitumineux.

**CCTP** : Contrôle technique des travaux publics.

**COMB** : Combinaison.

**Sup** : Supérieure.

**Inf** : inférieure.

**St** : Espacement des armatures.

**X<sub>R</sub>** : Centre de rigidité.

**M<sub>p</sub>** : Masse des piles.

**M<sub>T</sub>** : Masse du tablier.

**H<sub>T</sub>** : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

**H (ret + flu)** : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

**M<sub>gg</sub>** : Mur gade grève.



**INTRODUCTION  
GENERALE**

## **INTRODUCTION GENERALE**

Dans le cadre de notre formation d'ingénieur en Travaux publics à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics, un projet de fin d'études doit être réalisé. Nous avons choisis d'effectuer notre projet au sein du groupement d'entreprises GPRG .Il s'agit de conception et étude d'un ouvrage d'art.

Un ouvrage d'art est une construction de grande importance permettant de franchir un obstacle parfois naturelle telle que l'oued ou rivière et la montagne, et d'autres fois artificielle comme le chemin de fer et la route.

Le souci principal de l'ingénieur en travaux publics est comment concevoir un pont, en visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation).

La République Algérienne Démocratique et Populaire a engagé une politique de développement de son réseau routier afin de répondre aux besoins actuels et d'anticiper les besoins avenir. Ainsi, avec la mise en service de l'autoroute Est-Ouest, et suivant les recommandations du schéma directeur routier et autoroutier (2005-2025) qu'il a été décidé de construire la liaison autoroutière Annaba- Guelma sur 35,7 km. Cette liaison comprend plusieurs ouvrages d'art à réaliser, dont notre ouvrage objet de ce mémoire.

Le but de notre projet de PFE consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art situé au Pk 1+746.

Notre travail est constitué de neuf (09) chapitres :

Dans le premier chapitre, on a commencé avec une petite recherche bibliographique sur l'affouillement des piles de pont ;

Les huit chapitres suivants sont consacrés à la présentation de l'ouvrage, à la conception et prédimensionnement, suivie d'une définition des matériaux puis une évaluation des charges et surcharges ensuite une étude de la superstructure. Notons que tout le travail est mené par une modélisation en 3D à l'aide d'un logiciel à base des éléments finis. Et enfin une étude de l'infrastructure ;

On termine notre mémoire par une conclusion générale, mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.



## **Chapitre I**

Recherche Bibliographique

Sur le phénomène  
d'affouillement dans les  
ouvrages d'art

### I.1. INTRODUCTION

L'affouillement représente un phénomène très grave pour les ponts. En effet, ce phénomène a causé beaucoup de détérioration, et parfois même des destructions des ponts causant des dégâts humains et matériels dans le monde.

Dans ce chapitre on va présenter, une petite recherche bibliographique concernant le phénomène d'affouillement, les types de l'affouillement et certaines méthodes de son calcul de au droit de différents types de piles d'un pont et les moyens de protection des piles et de réductions de l'affouillement. [3]

### I.2. DESCRIPTION DU PHENOMENE D'AFFOUILLEMENT

L'affouillement est le résultat de l'érosion du lit d'un oued. Pendant la période d'élévation d'eau durant une inondation, la vitesse de l'eau s'augmente résultant à une augmentation dans les contraintes de cisaillement sur les matériaux au fond du lit. Lorsque les contraintes de cisaillement deviennent suffisamment élevées, les matériaux sont soulevés du fond du lit et transportés plus loin avec le flux. L'entraînement des matériaux peut s'effectuer de trois manières différentes :

- Les éléments les plus fins sont mis en suspension et y sont maintenus par le mouvement tourbillonnaire de l'eau ;
- Les éléments moyens progressent par saut ;
- Les éléments les plus gros roulent sur le fond.

Cette migration des matériaux augmente la surface de la section mouillée et, pour satisfaire la continuité du flux, la vitesse du flux à travers la surface affouillée diminue. Quand la vitesse diminue, la contrainte de cisaillement diminue aussi. Eventuellement, un équilibre est atteint et il n'y a plus de migration des matériaux du lit de l'oued. Pendant la période de la fin de l'inondation, la vitesse du flux diminue, permettant aux sédiments en suspension de se déposer. La nature du processus de l'affouillement est donc critique : les fosses d'affouillement deviennent de plus en plus profondes pendant la période d'élévation d'une inondation et puis sont suivies d'un rebouchage pendant la période de la fin d'inondation. Tous les types des sols sont affouillables : les sables lâches et les argiles peuvent atteindre leur profondeur maximale d'affouillement dans une affaire d'heures ou de jours, alors que les matériaux plus cohésifs peuvent nécessiter des années. Les roches et les matériaux cimentés atteignent leur profondeur maximale d'affouillement dans des décennies. [3]

#### I.2.1. Types d'affouillement au droit d'une pile d'un pont

Affouillement total, qui se produit dans un oued, peut un être décomposé en trois types (Hass et al., 1999 et par Van Tuu, 1981) : affouillement général, affouillement de contraction et affouillement local (figure I.1).

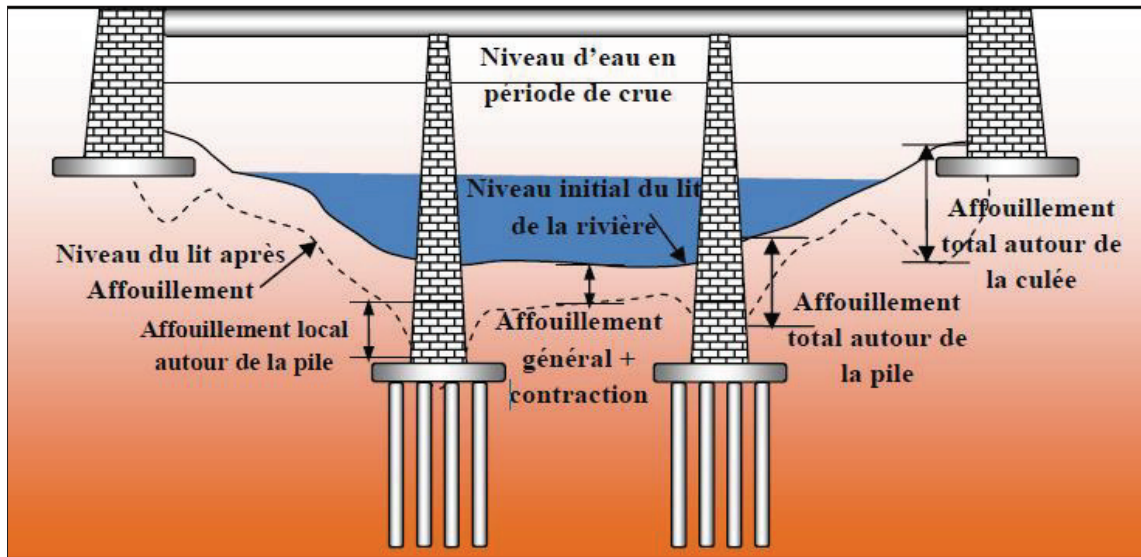


Figure I. 1 - Types d'affouillement.

- Affouillement général ou affouillement normal : C'est aussi l'aggradation et la dégradation de long terme : c'est un processus de long terme où les matériaux du lit de l'oued sont transportés dans, ou loin de, la débouchée de l'oued. Il se produit dans un lit uniforme et résulte d'une modification du débit. L'aggradation est la nette augmentation dans le dépôt des sédiments et la dégradation est la nette migration des sédiments à partir d'un emplacement.
- Affouillement de contraction (due essentiellement à la présence du remblai d'accès) : Il y a eu lieu aux étranglements dans la section d'un oued. la réduction de l'aire de la section dans un étranglement a pour effet une augmentation dans la vitesse du flux, et donc augmentation des contraintes de cisaillement dans le lit de l'oued. les moyens d'approches des ponts, les piles et les culées dans le chemin du flux d'eau réduisent l'aire de la section de l'oued et peuvent causer par ailleurs l'affouillement de contraction. Ce phénomène peut avoir pour conséquence de creuser à l'aval d'un pont et mettre en péril l'ouvrage.
- Affouillement local (due à la présence des piles) : C'est le résultat des vortex (tourbillons) formés autour des piles et culées, en forme de fer à cheval, sous les conditions d'inondation. L'augmentation dans les vitesses du flux dans les vortex a pour conséquence le développement des fosses d'affouillement, qui peuvent être rebouchés pendant l'étape de chute des inondations alors que la vitesse du flux diminue et les sédiments sont capables de tasser. Les fosses d'affouillement local peuvent poser le danger le plus grave pour un pont à cause de leur proximité des piles.

Pour évaluer l'affouillement sous une pile de pont, on définit l'affouillement total, qui est la somme des profondeurs d'affouillements général, contraction et de local. (May, et al., 2002). [3]

### I.2.2. Paramètres conditionnant l'affouillement

### I.2.2.1. Propriétés du sol :

Le transport solide dépend directement de la granulométrie du sol et sa compacité. La faible compacité favorise l'arrachement des grains, et les plus petits sont aussi faciles et rapidement transportés contrairement aux gros granulats qui nécessitent un débit plus important pour être transportés. L'affouillement est ainsi plus important pour les sols fins, non cohésifs et de granulométrie serrée. On peut en rajouter à cela, la forme des grains qui, dans le cas de transport solide par charriage, joue un rôle assez important puisque les grains à forme plus en moins arrondis sont aisément charriés contrairement aux grains à formes irrégulières. (Melville, et al., 2000) ; (FDOT, 2005). [2]

### I.2.2.2. Les courants d'eau et les crues :

L'augmentation de l'intensité d'écoulement d'eau, particulièrement pendant les périodes de crues, fait appel au transport solide ou d'autres termes, le phénomène d'affouillement. L'influence de la pente de la rivière est aussi très importante puisqu'une pente forte fait accroître la vitesse d'eau et ensuite le transport solide. (Melville, et al., 2000).

Dans l'étude hydrodynamique des rivières, l'interaction entre l'écoulement d'eau et le sol constituant le lit de rivière est figuré par la balance de Lane. (Jego, 2009).

La balance de Lane démontre que l'affouillement se produit dans le cas d'augmentation du débit de l'eau, en combinaison avec la pente d'écoulement, d'une part, et d'autre part, le dépôt des sédiments dans le cas de surabondance du débit solide ou du diamètre des grains.

On peut remarquer que les rivières ont tendance à retrouver leur équilibre dynamique entre l'érosion et le dépôt, ce qui fait la variation continu de la morphologie du cours d'eau. (Malavoi, et al., 2011).

L'interaction entre les grains constituant le sol et l'écoulement d'eau fut l'objet de plusieurs recherches.

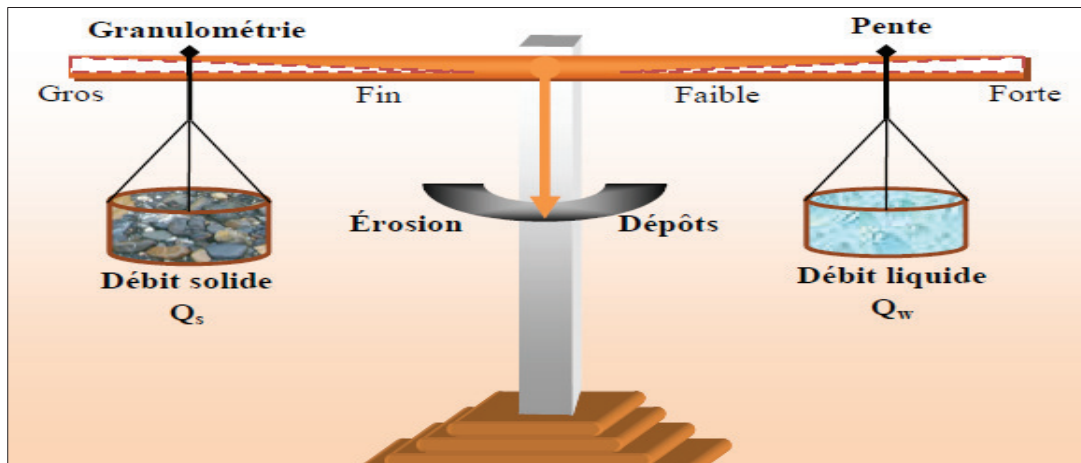


Figure I. 2 - La balance de LANE (1955).

Il en résulte la notion de la contrainte de cisaillement critique ( $\tau_c$ ) qui donne une force de cisaillement minimale exercé par le courant pour entraîner les grains du sol, et la notion de la vitesse admissible ( $V_c$ ) qui donne une vitesse maximale admissible pour laquelle les grains d'un sol grossier restent en repos.

La vitesse admissible et la contrainte de cisaillement des sols grossiers non cohésifs sont données par les formules analytiques présentées par les équations suivantes :

$$\tau_c = \lambda \psi_c (\rho_s - \rho_w) g d \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$\lambda$  : Correction apportée par Lane ;

- $\lambda = \begin{cases} 1 & \text{pour le fond du cours d'eau} \\ \cos \alpha \sqrt{1 - \frac{(\tan \alpha)^2}{(\tan \varphi)^2}} & \text{pour les talus d'angle } \alpha \text{ et sol de frottement } \varphi \end{cases}$
- $\psi_c$  : Paramètre de Schild =  $\begin{cases} 0,03 & \text{pour les particules au repos absolu} \\ 0,04 & \text{pour le début d'instabilité des particules} \\ 0,06 & \text{pour les particules en mouvement} \end{cases}$
- $g$  : L'accélération de la pesanteur ;
- $d_{50}$  : Diamètre moyen des grains ;
- $d_{50} = h \left( \frac{V_c}{B \sqrt{k' \psi_c g \Delta h}} \right)^{2,5}$
- $\rho_s, \rho_w$  : Masses volumiques respectivement du sol et de l'eau ;
- $\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}$
- $h$ : Hauteur d'eau.
- $B = \begin{cases} 5 - 6 & \text{pour les écoulements turbulents violents} \\ 7 - 8 & \text{pour les turbulences normales} \\ 8 - 10 & \text{pour les turbulences mineures} \end{cases}$
- $k' = \begin{cases} 1 & \text{pour le fond du cours d'eau} \\ \sqrt{1 - \frac{(\sin \alpha)^2}{(\sin \varphi)^2}} & \text{pour les talus d'angle } \alpha \text{ et sol de frottement} \end{cases}$

La complexité des phénomènes physico-chimiques dans les sols fins cohésifs ne permet qu'une évaluation empirique de la vitesse et la contrainte de cisaillement critique. (Etienne, et al., 1996). [2]

### 1.2.2.3. La présence d'ouvrage :

❖ **Les sillages et vortex** : les piles d'un ouvrage engendrent elle-même des tourbions qui font arracher les grains de sol autour des piles de ponts, ce qui produit l'affouillement local et accentue son risque.

Ce phénomène dépend fortement aussi de la forme, la disposition et la section de la pile franchie. (Springer, et al., 2003) ; (FDOT, 2005) [2]



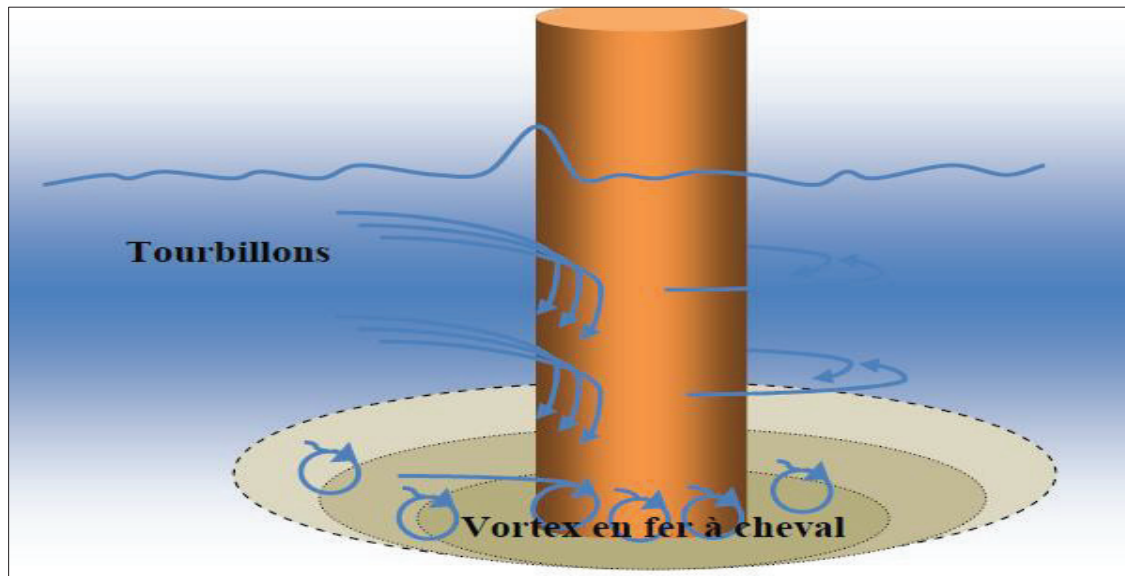


Figure I. 3 - Affouillement local autour d'une pile sous l'effet de vortex.

❖ **La contraction** : un pont peut être construit dans une zone naturelle ou artificielle de réduction de la section du cours d'eau, cette réduction peut être encore résultante de la structure de l'ouvrage lui-même.

Ce fait, augmente éventuellement la vitesse d'eau et sa puissance de transport solide auprès du pont, ce qui se concrétise par un surcreusement local du lit. (FDOT, 2005). [2]

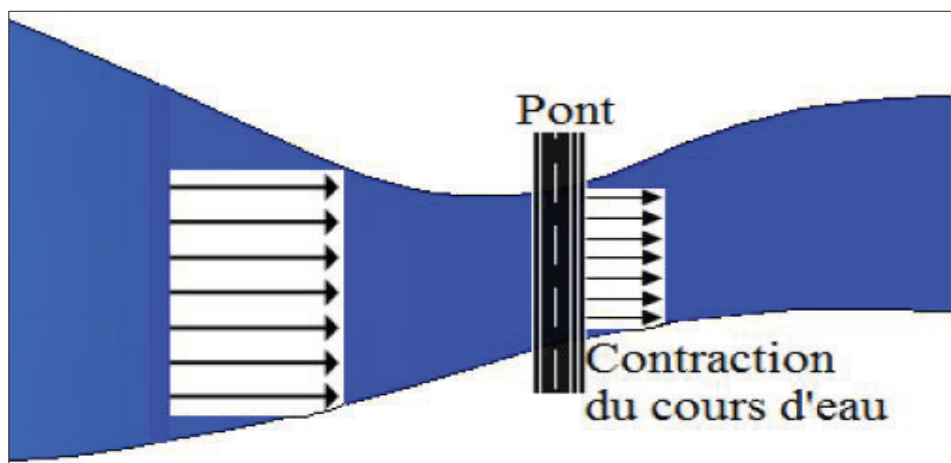


Figure I. 4 - Pont dans une zone de contraction du cours d'eau.

❖ **La modification du lit de rivière**

Toute activité humaine modifiant le débit solide d'un cours d'eau, notamment l'extraction illicite et inattentive de sables et alluvions depuis le lit génère un déficit sédimentaire, ce qui provoque des désordres épouvantables et désastreux.

Il en résulte non seulement des problèmes écologiques, l'abaissement du niveau d'eau, l'affouillement de contraction à grande échelle, mais aussi la modification de la pente du lit qui agit sur la vitesse d'écoulement et accentue l'affouillement général.

Par conséquent, les constructions et les aménagements, particulièrement les ponts subissent des dégradations et des dommages hâtivement. (DDT(38), 2010) ; (Les Agences de l'Eau, 2000). [2]

### **I.3. METHODES D'EVALUATION DE L'AFFOUILLEMENT**

La profondeur d'affouillement est déterminée soit pour les ponts déjà existants pour les reconforter ou pour les nouvelles constructions pour les protéger ; on propose ci-après quelques méthodes.

#### **I.3.1. Evaluation in situ**

Les essais pressiométriques peuvent donner une idée sur la profondeur de sol suspect d'affouillement général tout en lisant la variation brutale de sa compacité donnée par le rapport entre le module pressiométrique et la pression limite du sol ( $\frac{E_m}{P_l}$ ).

Cette estimation est peu correcte dans le cas des alluvions grossières qui peuvent se redéposer avec la même compacité après les crues. (Calgaro, 2000).

Le laboratoire régional des ponts et Chaussées de Toulouse propose une méthode de mesure de la profondeur maximale d'affouillement basée sur la diagraphie radioactivité naturelle.

Elle consiste à remplacer le matériau naturel d'un puits de la rivière par un sol de granulométrie similaire mais de radioactivité naturelle différente.

Après une crue, on détermine la position de l'interface entre le matériau non affouillé et les matériaux sédimentés dans un tube de mesure placé au centre du puits, ce qui nous donne la profondeur d'affouillement. (Mieussens, 1987). [1]

#### **I.3.2. Evaluation empirique**

On s'intéressera au plus récentes données par l'approche américaines et l'approche française. [1]

##### **I.3.2.1. L'approche américaine**

Cette méthode est fondée sur la formule de Laursen et Toch qui donne la profondeur maximale d'affouillement local ( $P_{lim}$  ou  $y_s$ ) en fonction du diamètre de la pile ou l'obstacle ( $D$ ), le niveau de la rivière à l'avant de l'obstacle ( $y$  ou  $y_1$ ) avec des corrections dépendant de la forme de l'avant bec de la pile (le coefficient  $k_1$  ou  $k_s$ ) et de l'angle entre les directions principales du courant et de la pile (le coefficient  $k_2$  ou  $k_\alpha$ ) tel que:

$$\frac{P_{lim}}{D} = 1,5 K_\alpha K_s \left(\frac{y}{D}\right)^{0,3} \quad (\text{Calgaro, 2000})$$

Cette formule est développée par l'université de Colorado pour estimer la profondeur d'affouillement sous une pile de pont en tenant compte de la section de la pile (de largeur (a) et longueur (l)) avec des corrections dépendant du lit d'oued ( $K_3$ ), et le nombre de Froude juste avant la pile ( $F_r = \frac{V_1}{(gy_1)}$ ) avec  $V_1$  est la vitesse moyenne du cours d'eau, et  $g$  est l'accélération de la pesanteur) tel que:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2,0 K_1 K_2 K_3 \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0,65} F_r^{0,43} l \quad (\text{Springer, et al., 2003})$$

Cette formule est aussi donnée pour tenir compte du diamètre moyen du sol tapissant le lit par un coefficient correcteur ( $K_4 = \begin{cases} 1 & \text{si } D_{50} < 2\text{mm ou } D_{95} < 20\text{ mm} \\ 0,4V_R^{0,15} & \text{si } D_{50} \geq 2\text{mm et } D_{95} \geq 20\text{ mm} \end{cases}$ ) tel que :

$$\frac{y_s}{a} = 2,0 K_1 K_2 K_3 K_4 \left(\frac{y_1}{a}\right)^{0,35} F_r^{0,43} l$$

(US Département Of Transportation Fédéral Highway Administration, 2001)

Dans le cas de risque d'affouillement suite à la contraction de l'eau, on estime aussi sa profondeur donnée par la différence entre les niveaux moyens de l'eau dans la section de contraction ( $y_2$ ) et dans la section courante ( $y_1$ ) :

$$y_s = y_2 - y_1 \quad (\text{Springer, et al., 2003})$$

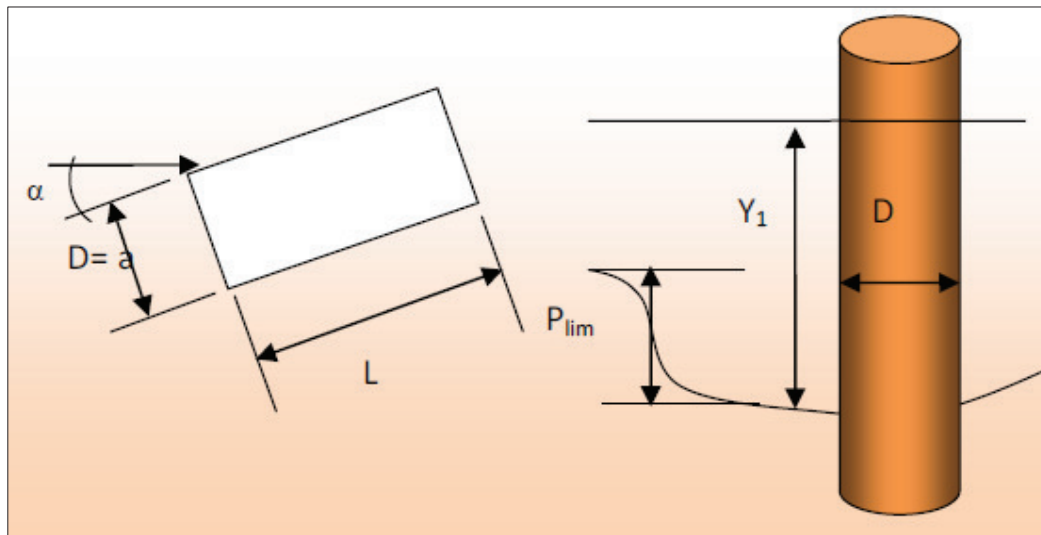


Figure I. 5 - Illustration des notations de l'approche américaine d'affouillement.

Tableau I. 1 - Les valeurs des coefficients de correction.

Correction selon l'avant bec		Correction selon l'angle $\alpha$ ( $K_2 = (\cos \alpha + 1/a \sin \alpha)^{0,65}$ ) Ou				Correction selon les conditions du lit de rivière ( $K_3$ )			Correction selon la granulométrie du sol
Forme de l'avant bec	$K_1$	$\alpha$	l/a=4	l/a=8	l/a=1-2	Condition du lit	Hauteur des pentes (m)	$K_3$	
K	1,1	0°	1,0	1,0	1,0	Eau claire	N/a	1,1	$K_4 = 1$ pour les sols fins. et donnée par $0,4V_R^{0,15}$ pour sols grenus ;
Circulaire	1,0	15°	1,5	2,0	2,5	Lit plan	N/a	1,1	$V_R = \frac{V_1 V_{icD50}}{V_{cD50} V_{icD95}}$
Pile cylindrique	1,0	30°	2,0	2,75	3,5	Petite dunes	$3 > H \geq 0,6$	1,1	$> 0$
Avant bec pointue	0,9	45°	2,3	3,3	4,3	Dunes moyenne	$9 > H \geq 3$	1,1 - 1,2	$V_{icDx} = \left(\frac{D_x}{\alpha}\right)^{0,053} V_{cDx}$
Groupe de cylindres	1,0	90°	2,5	3,9	5,0	Large dunes	$H \geq 9$	1,3	$V_{cDx} = k_u y_1^{1/6} D_x^{1/3}$ $K_u = 6,19$

### I.3.2.2. L'approche française

Les essais sur des modèles réduits du laboratoire national d'hydraulique de Chatou ont démontré que l'affouillement autour d'une pile dépend du rapport entre le diamètre de l'obstacle (D) et le diamètre moyen des sédiments ( $d_m$ ) d'une part, et d'autre part du nombre de Reynolds (R) qui est corrélé avec le diamètre moyen des sédiments.

Il résulte de ces expériences un abaque donnant le rapport entre la profondeur d'affouillement et le diamètre de la pile en fonction du nombre de Reynolds et ainsi le diamètre moyen des sédiments.

Il a été aussi proposé une formule de calcul de la profondeur d'affouillement (y) en fonction du débit d'eau (Q) et le diamètre  $d_m$  tel que :

$$y = 0,26 \frac{Q^{\frac{1}{3}}}{d_m^{\frac{1}{6}}} \text{ (Calgaro, 2000) [1]}$$

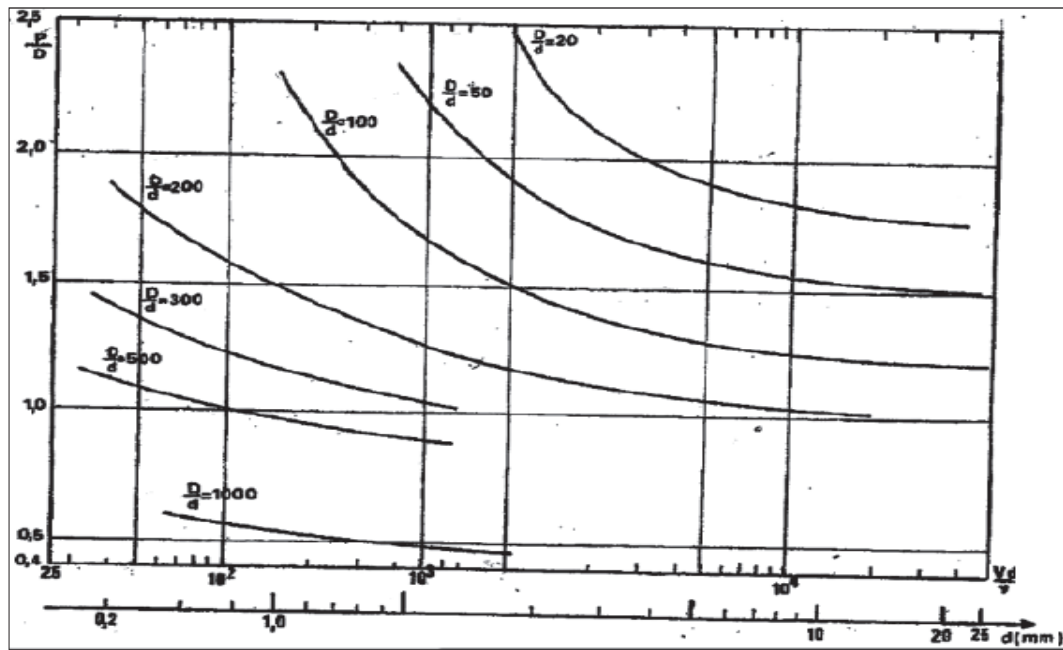


Figure I. 6 - Abaque donnant la profondeur relative maximale d'affouillement local en fonction de R pour un sable à granulométrie peu étendue (Calgaro, 2000).

**REMARQUE :** Les unités sont en Système international.

#### I.4. Un Cas pathologiques liées à l'affouillement : L'ouvrage d'art de TAMDA

Le pont de Tamda situé à Tizi Ouzou, reliant le chemin de wilaya W174 du village Tamda à la route nationale N°12, il est de très grande importance socioéconomique pour ce village.

Cet ouvrage d'art est mis en route vers la fin de 1988, sa superstructure est mixte en béton armé et profilés métalliques, de 8.20m de largeur 328.10 m de longueur sur dix travées, chaque pile est fondée sur 15 pieux forés tubés (tube métallique perdu) entourés par des palplanches.

La cause principale de l'affouillement de ses piles est bien l'extraction intensive abusive et illicite de matériaux d'oued Sebaou, les profondeurs d'extraction sur cet oued peuvent atteindre une dizaine de mètres, la modification du lit d'oued et l'abaissement d'eau a engendré un affouillement général très important, un affouillement de contraction sur une

Large zone qui a pu atteindre le pont, et ce qui à provoqué des fouilles de 4 à 5 m sous ses piles. (BEETI, 2012)

La solution de confortement anti affouillement retenue est une reprise en sous œuvre des pieux existants par un confinement périphérique en de six (6) pieux forés de 10 à 12m de profondeur ancrés dans la marne.

Il s'ensuit la jonction de piles (poteaux) en têtes de ces pieux pour recevoir des poutres de couronnement faisant un monolithisme avec les anciens éléments porteurs (03 poteaux circulaires de la pile centrale). [2]

### I.5. RECOMMANDATIONS POUR LA PROTECTION DES PONTS CONTRE L'AFFOUILLEMENT

Il est proposé :

- L'installation et le suivie des dispositifs de surveillance d'affouillement.
- Concevoir le pont de sorte qu'il évite tous risques de débordements d'eau.
- Arranger le pont au maximum pour qu'il ne présente pas de contraction pour l'écoulement.
- Construire les fondations du pont le plus profondément possible de sorte qu'elles ne soient pas atteintes par l'affouillement et pour éviter des mesures de protection supplémentaires
- Conforter les ponts souffrant d'affouillement, et construire des ponts de secours si nécessaire.
- Dans les cas où le pont est suspect d'affouillement, il convient de prévoir une protection par injection, drainage et une tapis d'embrochements autour des piles où on déverse les roches dans la fosse, le diamètre des roches est donné par la formule suivante :

$$V = 0,6 \sqrt{2g \times \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \times \Delta}$$

Dont :

- V: Vitesse de l'écoulement en crue (m/s) ;
- $\rho_s$ : Masse volumique de l'embrochement ( $\text{Kg/m}^3$ ) ;
- $\rho$  : Masse volumique de l'eau ( $\text{Kg/m}^3$ ) ;
- $\Delta$  : Diamètre de l'embrochement en (m).

### I.6. CONCLUSION

L'action hydrodynamique de l'eau est finalement énormément puissante qu'elle provoque de larges fouilles sous les ponts. L'affouillement présente donc un incontestable danger qu'on peut même considéré comme première cause de l'instabilité et la fragilité des ponts franchissant les cours d'eau.

C'est un phénomène encore peu maîtrisée très complexe dépendant de multiples paramètres hydrauliques, géologiques et géotechniques, d'où la difficulté de son étude aussi bien que son estimation.

Toutefois il est primordial de bien concevoir et protéger les nouvelles constructions pour répondre aux désordres et aussi bien surveiller et conforter les anciens ponts endommagés. [1]



**Chapitre II**  
Présentation de L'ouvrage

## II.1. INTRODUCTION

Un pont est un ouvrage d'art en élévation construit in situ, permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel, tout en satisfaisant un certain nombre d'exigences, fonctionnelles et naturelles.

Ils peuvent être voutés, à poutres, en arc, suspendus, ou à haubans. Construit en maçonnerie, béton armé, béton précontraint, profilés métallique, ou mixte. Appuyés sur des piles et culées ou béquilles.

## II.2. PRESENTATION DU PROJET

### II.2.1. Objectif de projet

L'objet de notre travail consiste à concevoir et calculer un viaduc, ce dernier s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la pénétrante autoroutière reliant Guelma à l'AEO sur 35,7 Km et permettant d'enjamber un oued dit Oued Seybous.

### II.2.2. Situation du projet

L'ouvrage se situe dans le nord de la ville de Guelma de PK1+599 au PK1+866.

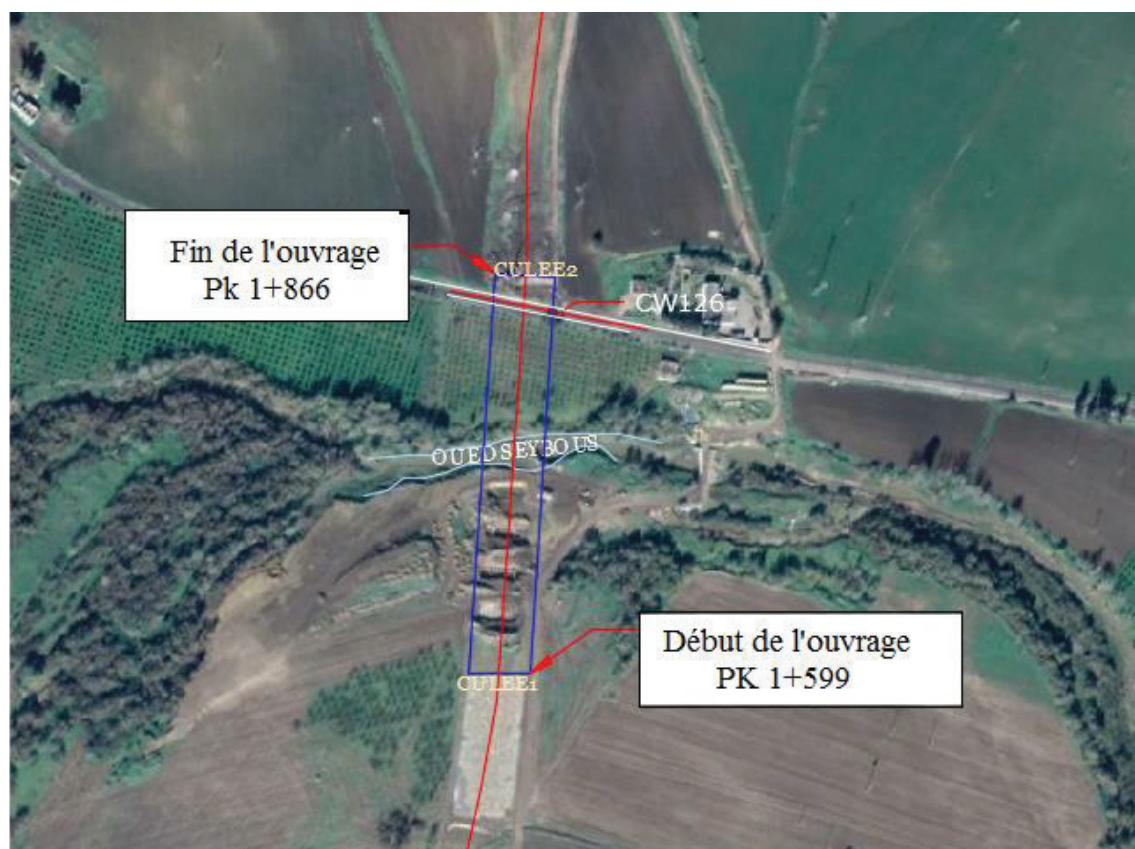


Figure II.1 - Présentation de l'ouvrage sur la carte topographique.

### II.2.3. L'obstacle à franchir

L'obstacle rencontré est Oued Seybous et aussi un chemin de wilaya CW- 126.



## II.2.4. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de viaduc imposées par le tracé routier de la pénétrante sont :

- Longueur totale : 267m.
- largeur de tablier : 12,5m.
- nombre de voies : 2 voies+ une voie pour la bande d'arrêt d'urgence.

## II.3. LES DONNEES DE PROJET

### II.3.1. Les données fonctionnelles

Répondent au besoin d'utilisation de l'ouvrage avec un certain ensemble de sécurité et de confort.

#### II.3.1.1. Tracé en plan

Ce projet présente un alignement droit de longueur de 267m.

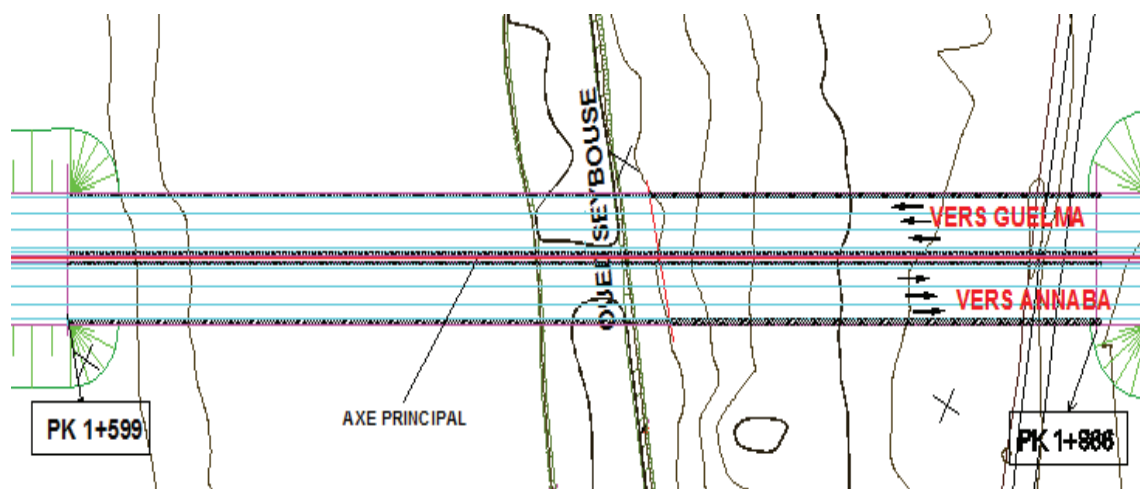


Figure II.2 - Tracé en plan de la voie portée.

#### II.3.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le tracé de la route présente une pente variable le long du tracé de 0,52% au début du projet et en augmente jusqu'à 3,62 % à la fin de projet.

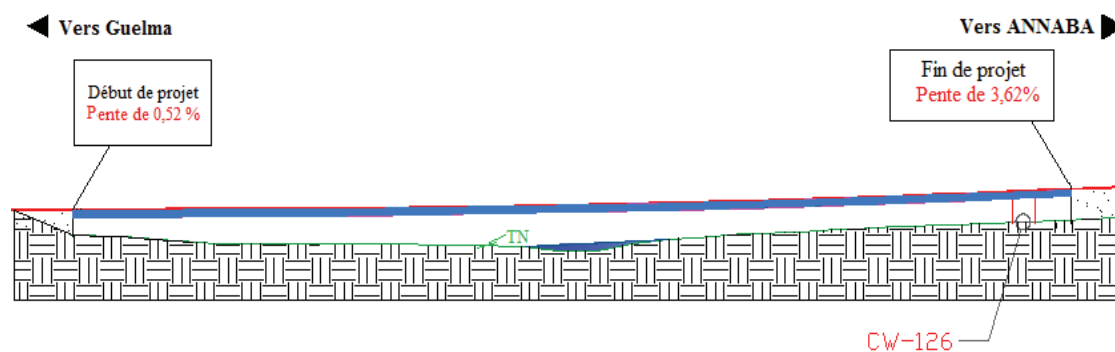


Figure II.3 - Profil en long de la voie portée.

### II.3.1.3. profil en travers

Les composantes du profil en travers de notre projet sont :

La largeur totale de l'ouvrage et de 26.2 m soit 12.5 m par sens :

- Chaussées 2 voies + BAU + BDG = 11 m.
- Bonde séparative : 0.6 m.
- Le divers : 2,5 %.

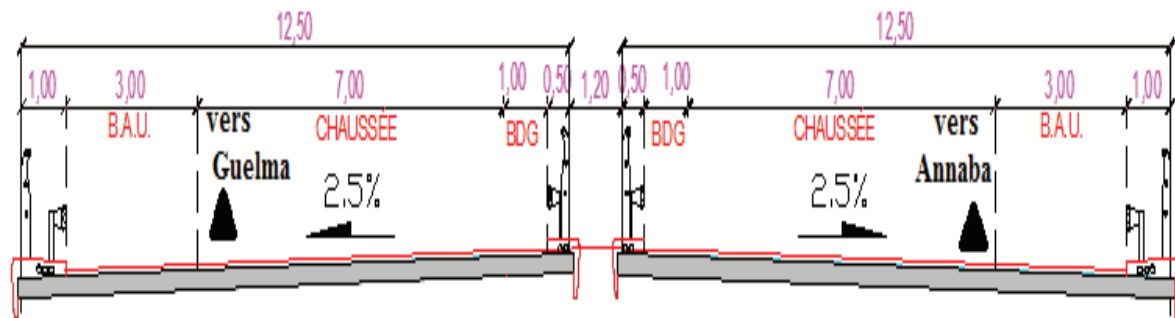


Figure II.4 -Profil en travers de la voie portée.

### II.3.2. Les données naturelles

Ensemble d'éléments techniques de l'environnement influant directement sur la structure, Il peut s'agir de données agissant directement sur le dimensionnement et la conception de l'ouvrage.

#### II.3.2.1. Topographie

La wilaya de Guelma se caractérise par un relief montagneux où le projet est implanté.



Figure II.5 - Topographie du site.

### II.3.2.2 Données géotechniques

L'étude géotechnique nous donne les résultats de la reconnaissance du sol qui doivent donner les informations sur le terrain naturel, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol, leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels.

#### ❖ Essais in situ

Sur le site, le Laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P) a été sollicité par le groupement G.R.P.G pour réaliser des travaux de reconnaissances géotechniques sur les sondages carottés et sondages pressiométriques suivants :

- Deux (2) sondages carottés de 40 ml notés SC 19 et SC 20.
- Quatorze (14) sondages pressiométriques de 40 ml notés SP33, SP34, SP35, SP36, SP37, SP38, SP39, SP40, SP41, SP42, SP43, SP44, SP45, SP46.

#### ❖ Essais au laboratoire

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier :

- Densité humide  $\gamma_h$  (t/m<sup>3</sup>) et densité sèche  $\gamma_d$  (t/m<sup>3</sup>).
- Essai à la compression simple RC (bar).
- Analyse chimique sommaire (teneur en carbonates, teneur en insolubles, teneur en sulfates).

Et donc les caractéristiques géotechniques des formations géologiques rencontrées au niveau de notre ouvrage d'art : Viaduc Oued Seybous – PK 1+746 sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II.1 - Caractéristiques géotechniques des formations géologiques au niveau de notre Viaduc.**

Formations géologiques	Données géotechniques pour chaque formation géologique
Alluvions de la vallée d'Oued Seybous forme essentiellement des galets de grès numidien de différents diamètres avec de sable grossier.	$< 80 \mu\text{m} = 5.00 - 10 \%$ $\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> ) = 2.45 C (bars) = 0.00 $\varphi$ (°) = 35
Marne argileuse à argile marneuse grise foncée à rouge brique avec des tâches marron rougeâtre parfois avec des inclusions blanchâtres	$< 2 \text{ mm} = 100 \%$ $< 80 \mu = 98.00 - 98.50 \%$ $\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> ) = 2.11 - 2.46 $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> ) = 1.67 - 1.85 $I_p$ (%) = 29.19 - 32.63 C (Kpa) type CD = 16.29 $\varphi$ (°) type CD = 25.80 $C_g$ (%) = 0.000 $CC$ (%) = 0.120 $PC$ (bars) = 1.01 Sulfates (Ca SO <sub>4</sub> 2H <sub>2</sub> O) = Traces Carbonates CaCO <sub>3</sub> (%) = 9.48 – 12.93 Chlorures (Na Cl) = 0.35 – 0.41 Matière organique = Néant

<p>Marne schisteuse de couleur grise foncée avec des reflets verdâtres parfois marrons clairs et des inclusions blanchâtres devenant grise foncée à bleuâtre à partir de 25m.00 de profondeur riche en fossile</p>	<p><math>&lt; 2 \text{ mm} = 100 \%</math> <math>&lt; 80 \mu = 98.00 - 99.50 \%</math>  <math>\gamma_h(\text{t/m}^3) = 1.93 - 2.19</math> <math>\gamma_d(\text{t/m}^3) = 1.46 - 1.71</math>  <math>I_p(\%) = 30.96 - 34.31</math>  <math>C(\text{Kpa}) \text{ type CD} = 58.02 - 62.84</math>  <math>\phi(\text{°}) \text{ type CD} = 11.70 - 21.40</math>  <math>C_g(\%) = 0.022</math> <math>CC(\%) = 0.130</math> <math>PC(\text{bars}) = 1.00</math> <math>RC = 301.79 \text{ Kpa}</math>                  Sulfates (<math>\text{Ca SO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}</math>) = Traces                  Carbonates <math>\text{CaCO}_3(\%) = 34.48</math>                  Chlorures (<math>\text{Na Cl}</math>) = 0.53 Matière organique = Néant</p>
--	---

Compte tenu de la nature du sol qui présente une relative hétérogénéité et de l'importance de l'ouvrage, le Laboratoire Central des Travaux Publics propose :

Fondations profondes du type pieux foré pour le viaduc Oued Seybous.

### II.3.2.3. Données hydrologique

Le climat est humide à sub humide avec une pluviométrie de 450 à 600 mm/an. Le principal oued de région est l'oued Seybous.



Figure II.6 - Les zones hydrogéologiques du bassin versant de l'oued Seybouse.

### II.3.2.4. Sismicité du site

La conception et la réalisation des ouvrages projetés devront tenir compte de la sismicité de la région et de classe de pont, selon le règlement parasismique Algérien en vigueur.

Notre ouvrage se situe dans la wilaya de Guelma, qui est notée par le règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art (RPOA 2008) en zone sismique IIa (zone de moyenne sismicité), et qu'il est classé en itinéraire d'importance stratégique (groupe 1). Il est donc recommandé de prendre une accélération sismique horizontale  $A_h = 0.20$ .



Figure II.7 - Carte de zonage sismique de l'Algérie.

### II.3.2.5. Température

À Guelma, au cours de l'année, la température varie généralement de 4 °C à 35 °C et est rarement inférieure à 0 °C ou supérieure à 39 °C.

### II.3.2.6. Vent

Pour évaluer l'action du vent sur le pont, on considère que le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. En cas d'exploitation le vent développe sur toute surface frappée normalement une pression de 2KN/m<sup>2</sup>.

## II.4. CONCLUSION

Le choix du type d'ouvrage dépend des contraintes imposées, qui sont de deux sortes :

**Données naturelles** : qu'il faut absolument respecter, et qu'il n'est pas possible de modifier.

**Données fonctionnelles** : fixées par le maître de l'ouvrage, en fonction des contraintes de la voie portée et de l'obstacle à franchir.



## **Chapitre III**

### Conception et Pré-dimensionnement

### III.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente la conception d'un pont qui a pour l'objectif de déterminer la nature et le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter, à la fin faire le choix du type de pont le plus approprié.

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Débit de crue centennale.
- L'ouverture de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

### III.2. PROPOSITIONS DES VARIANTES

On a proposé trois (3) variantes différentes avec pour chacune un prédimensionnement, nous les analysons puis en tirant les avantages et les inconvénients de chacune, afin d'arriver à choisir la solution la plus rentable et avantageuse d'entre elles.

- Variante N°01: Ponts à poutres précontraintes du type VIPP.
- Variante N°02: pont mixte à Bipoutres.
- Variante N°03: pont voussoirs en béton précontraint à section constante.

### III.3. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

#### III.3.1. Variante N° 01 : «Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes, ce qui le situe au haut de gamme des ouvrages courants. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 45 mètres. **La figure III.1** illustre le pont à poutres précontraintes du type VIPP.

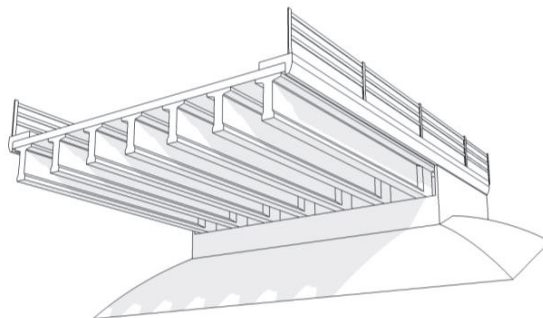


Figure III.1 - Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontrainte.

### III.3.1.1. Conception longitudinale

Dans cette variante on propose un pont à 8 travées équidistances de longueur  $L=34,10\text{m}$ , ce qui résulte une longueur totale de pont égale à  $271,7\text{m}$ . **La figure III.2** illustre la coupe longitudinale de cette variante.

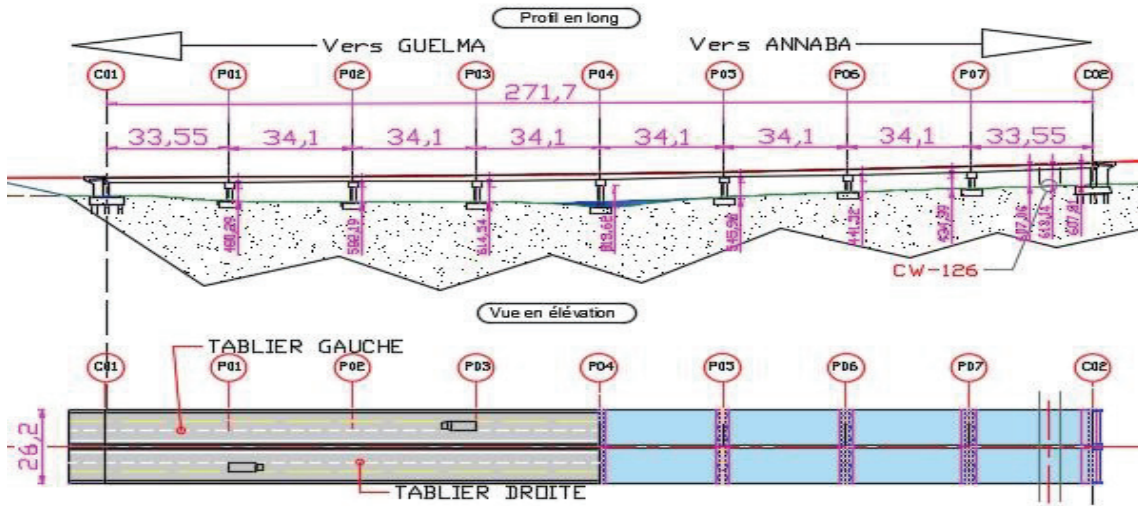


Figure III.2 - Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante VIPP.

### III.3.1.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/1996].

Tableau III.1 - Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1.

Élément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de la poutre	$L/20 \leq H_p \leq L/17$	1,75 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0,25 m
La hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	2,00 m
Entraxe des poutres	$1,3 \leq \lambda \leq 2,5$	1,60 m
Entraxe des poutres de rives	$L_a$ : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	11,2 m
Nombre des poutres	$N = L_a/\lambda + 1$	8
Largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times H_p$	1,10m
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	15cm
Largeur du talon	$L_t = (l \times L^2)/(H_t^2 \times K \times N)$ Avec $1100 \leq K \leq 1300$	55 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	25cm
Épaisseur de l'âme $b_0$ à mi-travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme $b_0$ en zone d'about	/	55cm



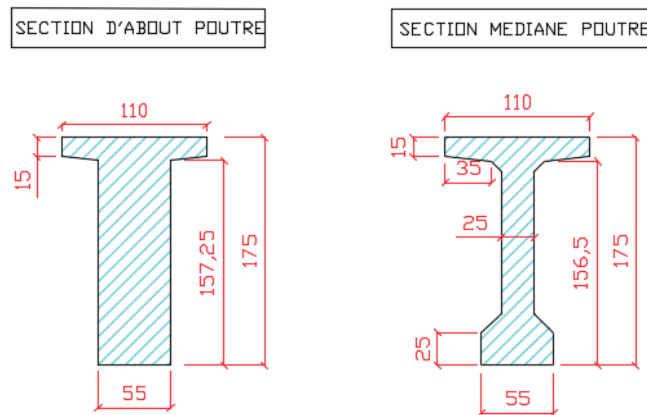


Figure III.3 - Différentes sections de la poutre.

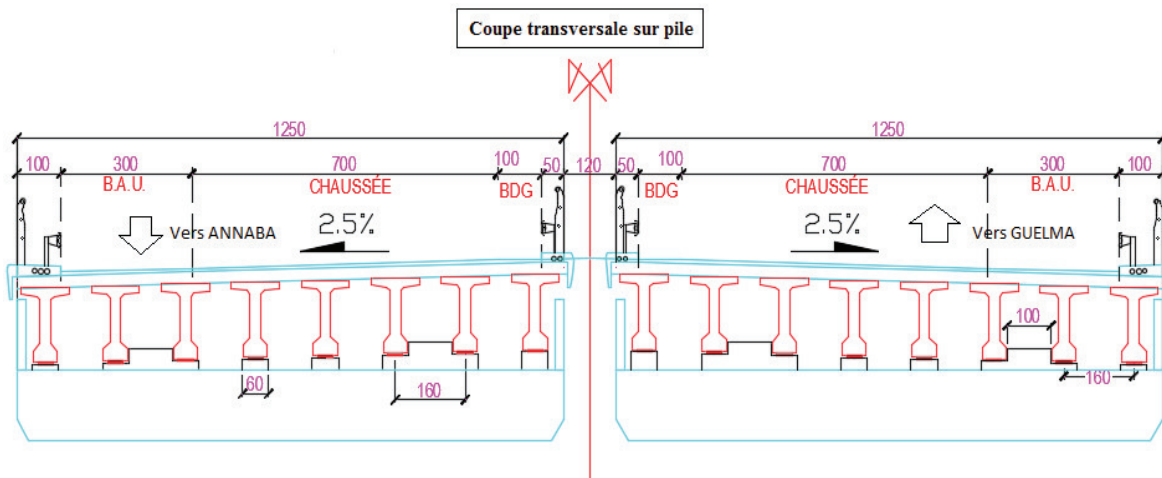


Figure III.4 - Coupe transversale.

### III.3.2. Variante N° 02 : « Pont Mixte à Bipoutre »

La structure métallique est composée de deux poutres longitudinale et transversale (entretoises or pièces de pont). C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage.

Les ponts mixtes acier-béton (association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé solidarises entre elles par des connecteurs qui empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature), portée principale de 40 à 90 m (130 m maximum pour les bipoutres), largeur totale de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

Pour les ponts mixtes à bipoutres à des travées continues, la longueur optimale des travées de rives comprise entre 0,60 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaires.

#### III.3.2.1. Conception longitudinale

Dans cette variante il y a 5 travées continues, trois travées médianes de longueur  $L = 60\text{m}$ , et deux travées de rives de 43,5 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 267m.

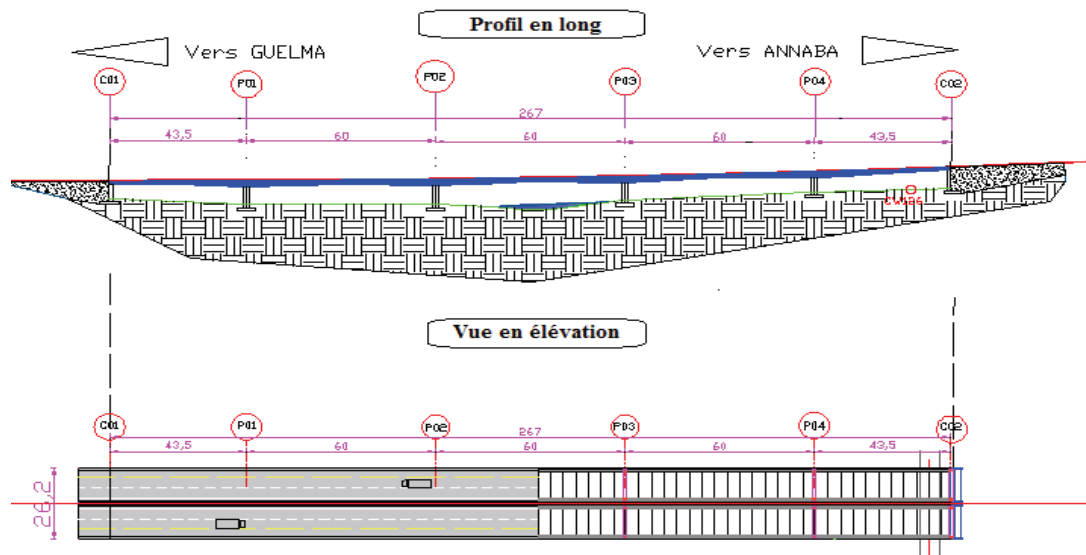


Figure III.5 - Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante 2.

### III.3.2.2. Conception transversale

La largeur du tablier est **12,5 m**, une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises (tous les 4m environ). qui sont alors appelées entretoises de pont.

Donc : Pour  $L_a = 0,55 \times L_t = 0,55 \times 12,5 = 6,875$  on opte  $L_a = 6,9$  m ;

Par conséquent  $L_b = 0,4 \text{ à } 0,5 \times L_a = 0,4 \text{ à } 0,5 \times 6,9 = 0,4 \text{ à } 3,45$  on opte  $L_b = 2,8$  m ;

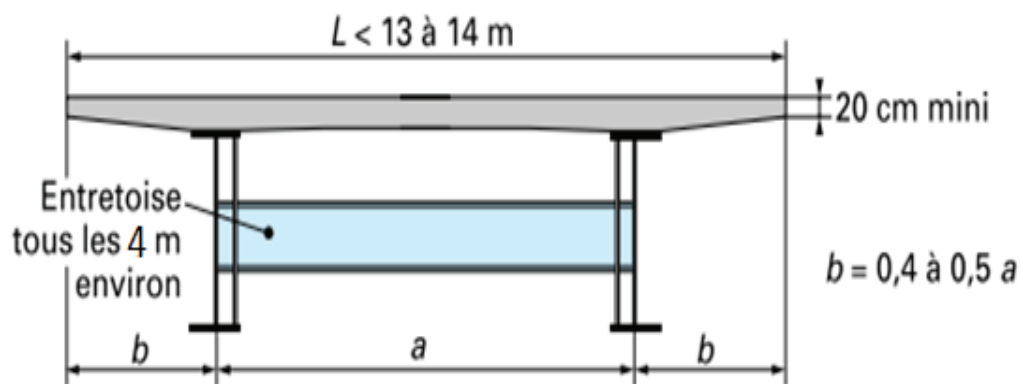


Figure III.6 - Coupe transversale d'un tablier bipoutre.

III.3.2.3. Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine.

- $h_w$  : Hauteur de l'âme
- $t_w$  : Épaisseur de l'âme
- $b_s$  : Largeur de la membrure supérieure
- $t_s$  : Épaisseur de la membrure supérieure
- $b_i$  : Largeur de la membrure inférieure
- $t_i$  : Épaisseur de la membrure inférieure

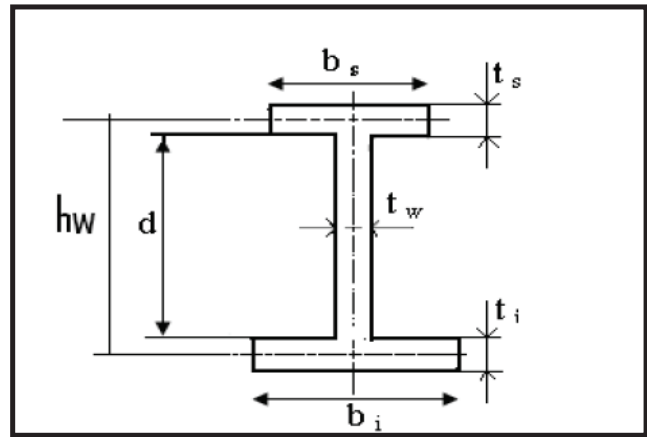


Figure III.7- Section transversale (poutre métallique).

Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau III.2- Prédimensionnement des poutres métalliques.

Élément	Ration usuel	Valeur (mm)
Épaisseur de la dalle en Béton armé	$240 \text{ mm} \leq e \leq 260 \text{ mm}$	250
Hauteur sur pile	$H = L/25$	2600
Hauteur à la clé	$L/50 \leq H' \leq L/40$	1600
Épaisseur de l'âme	$t_w \geq 12 \text{ mm}$	40
Épaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	40
Épaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$	50
Largeur semelle inférieure sur pile	$500\text{mm} \leq b_i \leq 12\ 00 \text{ mm}$	1000
Largeur semelle supérieure sur pile	$400\text{mm} \leq b_s \leq 1\ 000 \text{ mm}$	800
Largeur semelle inférieure à la clef	$500\text{mm} \leq b_i \leq 12\ 00 \text{ mm}$	700
Largeur semelle supérieure à la clef	$400\text{mm} \leq b_s \leq 1\ 000 \text{ mm}$	500

### III.3.2.4. Conception des entretoises de pont

Dans cette variante l'espacement des entretoises de pont égal à 8m mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous, et sont montrées dans la **Figure III.8**.

Tableau III.3 - Pré-dimensionnement des entretoises de pont.

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise de pont $H_{ep}$	$L_t/15 \leq H_{ep} \leq L_t/10$	1000
Epaisseur de l'âme $t_{w-ep}$	$10 \text{ mm} \leq t_{w-ep} \leq 12 \text{ mm}$	12
Largeur de la semelle $b_{ep}$	$220 \text{ mm} \leq b_{ep} \leq 300 \text{ mm}$	300
Epaisseur de la semelle $t_{ep}$	Environ de 20 mm	20

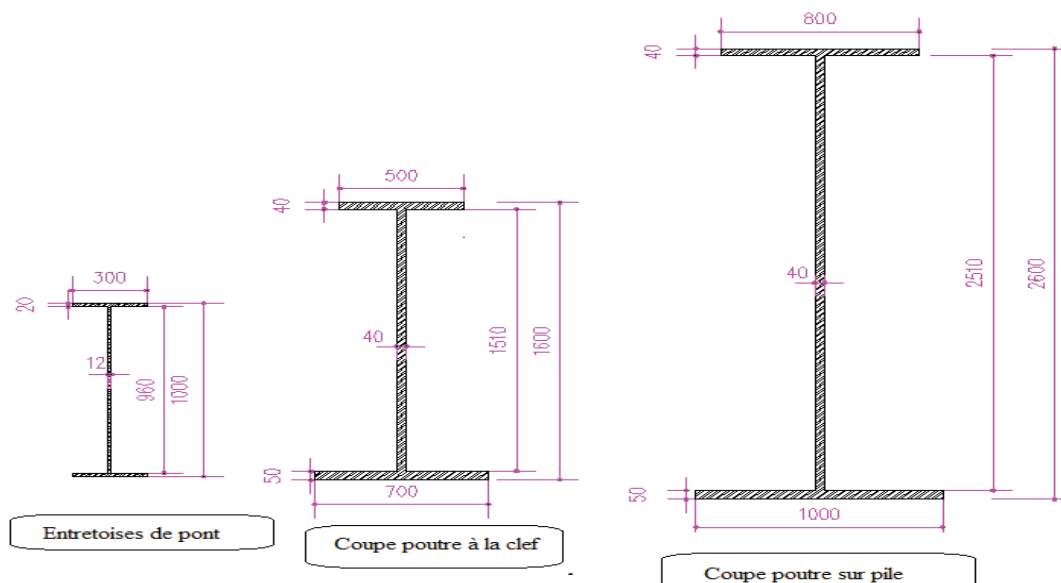


Figure III.8 - Coupe transversale des profilés métalliques.

### III.3.2.5. L'épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est constante, on opte pour :  $h_{dalle} = 25\text{cm}$ .

Pour éviter l'encombrement de ferrailage dans la phase de dimensionnement on peut opter pour une dalle en béton armé, renforcé par des câbles de précontraintes dans le sens transversal.



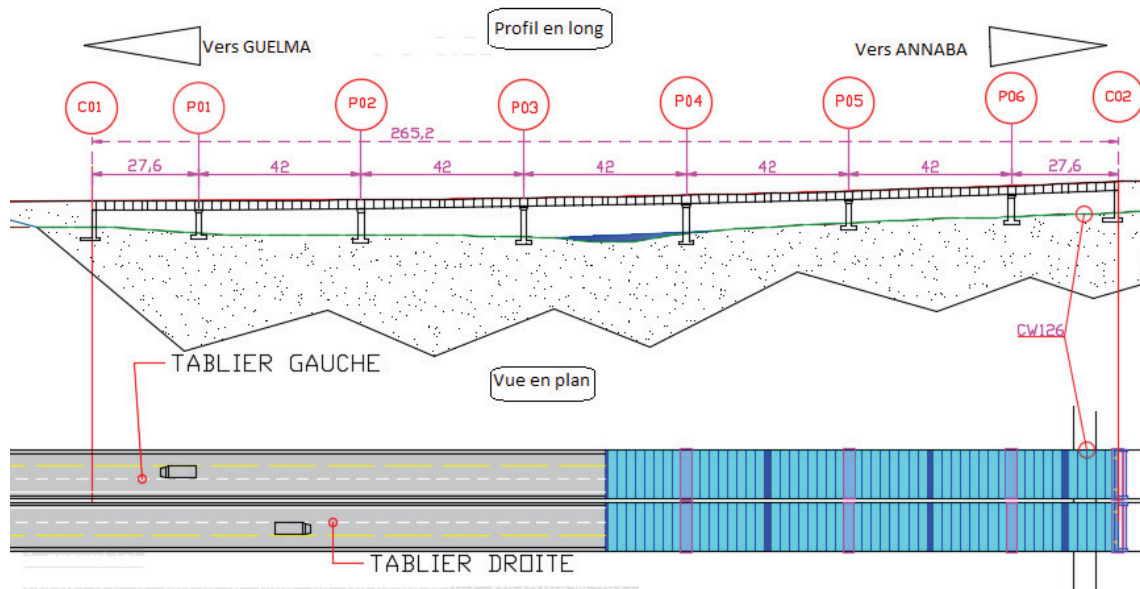


Figure III.10 - Coupe longitudinale et vue en élévation de la variante 3.

### III.3.3.2. Prédimensionnement de la section des voussoirs

#### ❖ Découpage des voussoirs

La longueur des voussoirs préfabriqués est dépendue selon les moyens du transport. On distingue quatre types de voussoir :

- 2,2 m pour les voussoirs courants.
- 2,10 m pour le voussoir sur pile.
- 1,65 m pour voussoir sur culée.
- 1,5 m pour le voussoir de clavage.

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs pour un tablier:

$$N = 115.$$

- 6 voussoirs sur pile.
- 7 voussoirs de clavage.
- 100 voussoirs courants.
- 2 voussoirs sur culée.

### III.3.3.3. Conception transversale

#### ❖ Choix du type de caisson

Pour des largeurs de tablier inférieur à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

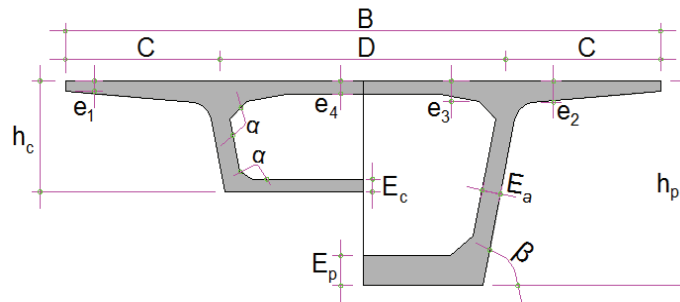


Figure III.11 - Notations des dimensions.

❖ Pré dimensionnement de la section transversale

Nous examinons dans ce paragraphe, en basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. La **Figure III.11** précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 - Les dimensions des différents éléments constitutifs du voussoir.

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Hauteur de voussoir	$L/25 \leq H \leq L/20$ $H_p = H_s = H$ $H_{\min}=2.20m$	2.20m
Largeur de voussoir	B	12.5m
C	$B/4$	3.125m
D	$B - 2C$	6.25m
$e_1$	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18cm$	25cm
$e_2$	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$	42cm
$e_3$	$e_3 \geq e_2 - 10$ et $e_3 \geq 1.54e_4$	30cm
$e_4$	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	25cm
Inclinaison de l'âme	$\beta \leq 10\%$	10%
$E_a$	$E_a \geq 0.26 + L/500$	45cm
$E_c = E_p$	$E_c \geq 18 \text{ à } 22cm$	30cm
Gousset supérieur	$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$30^\circ$
Gousset inférieur	$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$30^\circ$

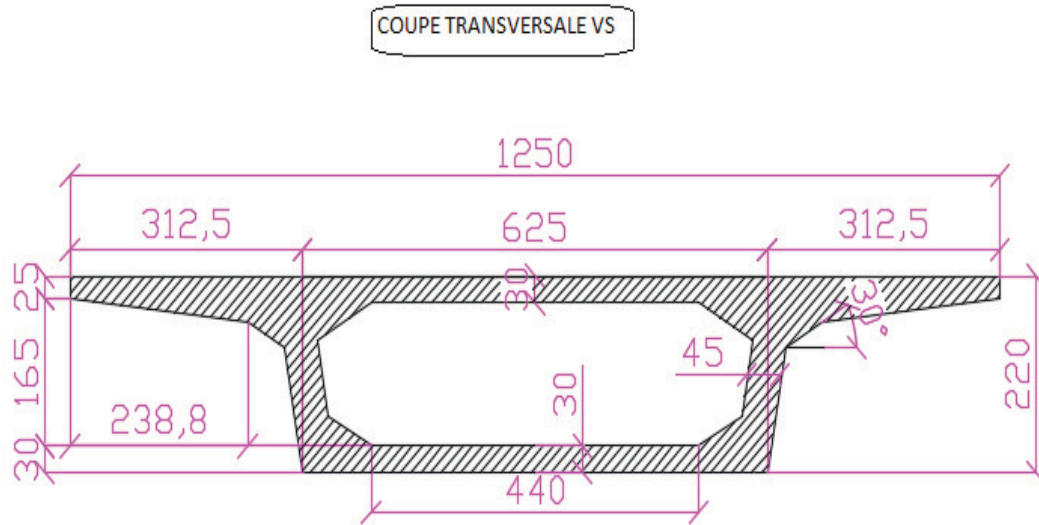


Figure III. 12 - Coupe transversale du voussoir.

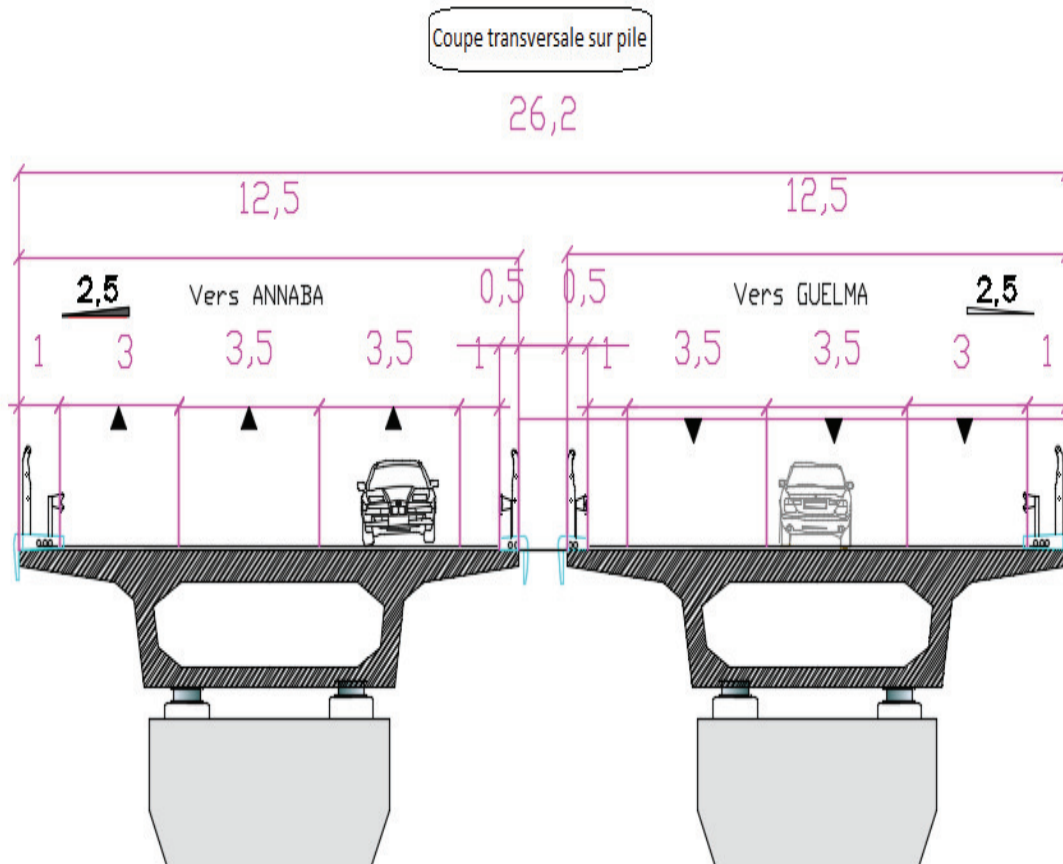


Figure III. 13 - Coupe transversale sur pile variante 3.



### III.4. ANALYSE DES VARIANTES

Tableau III.5 - Analyse des variantes.

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1-Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol.</li> <li>2- Une bonne réutilisation des coffrages.</li> <li>3- La maîtrise de la méthode d'exécution.</li> <li>4- Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1-Déformation des poutres par fluage due à compression excessive de leur partie inférieure.</li> <li>2- Ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbe.</li> <li>3-Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage.</li> </ol>
Variante N° 02 : Pont mixte à bipoutre.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1-La possibilité de franchir de grandes portées.</li> <li>2- La légèreté, donc la diminution du nombre pieux et aussi des sections des poutres simplifiées.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.</li> <li>2- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).</li> <li>3-Le coût est plus élevé.</li> <li>4-L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.</li> </ol>
Variante N°03 : pont voussoirs en béton précontraint à section constante.	<ol style="list-style-type: none"> <li>1-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</li> <li>2- Une vallée accidentée et profonde ne peut être franchie facilement, que si on construit le tablier sans contact avec le sol.</li> <li>3- La construction par éléments de 3 à 4m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier.</li> <li>4- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1-Le poids est très important, ce qu'il conduit à envisager des appuis et fondations importantes.</li> <li>2- L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée et un matériel adéquat, important.</li> <li>3- Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).</li> </ol>

### III.5. CONCLUSION

Pour la suite de ce mémoire, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

À savoir que la variante mixte à bipoutres, le coût est plus élevé et en plus le problème de l'entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix, alors que le recours à la construction par **post-tension VIPP** qui répond à toutes les sujétions et qui nous semble celui qui peut satisfaire le mieux les conditions imposées et qui fera l'objet de notre étude.

La troisième variante aurait n'est pas adaptée économiquement.



**Chapitre IV**  
Charges et Hypothèses de Calcul

## IV.1. INTRODUCTION

Le calcul des structures est effectué conformément aux règles. Et l'étude d'un pont est généralement conditionnée par le choix de la qualité des matériaux de construction. Au présent chapitre on va décrire les principales règles applicables au pont, les différents matériaux utilisés dans l'élaboration de cet ouvrage ainsi que leurs caractéristiques. Et aussi on va présenter et calculer les différentes charges et surcharges appliquées à l'ouvrage, les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

## IV.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Les normes et Règlements applicables sont les normes Algériennes, Françaises, ISO, les cahiers des clauses Techniques Générales CCTG, ainsi que les dossiers pilotes du SETRA. Les textes et règlements principaux utilisés sont :

1. Le fascicule n° 62 titre V du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil" ;
2. Le fascicule 61 titre 1er, section I (BAEL 91 révisé 99) ;
3. Guide SETRA « ponts en zone sismique » Février 2012 ;
4. DTR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ;
5. Règlement parasismiques des ouvrages d'art RPOA – version 2008.

## IV.3. PRESENTATION DES LOGICIELS UTILISÉS

### IV.3.1. Présentation du logiciel Auto Desk ROBOT

Le ROBOT est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil.

Le logiciel ROBOT est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. ROBOT permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

### IV.3.2. Présentation du logiciel AutoCAD

Le logiciel AutoCAD est un logiciel de dessin technique.

## IV.4. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

On présente les critères de calcul utilisés dans ce projet.

### IV.4.1. Béton

Le béton est défini par la valeur de la résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée  $f_{c28}$ . La densité du béton armé est de 25 kN/m<sup>3</sup>.

#### IV.4.1.1. La résistance caractéristique à la compression

Cette caractéristique est la plus importante, et elle est souvent utilisée seule pour caractériser le béton. La résistance caractéristique obtenue à j jour est donnée par :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le béton utilisé pour cet ouvrage a une résistance à la compression correspondante à 28 jours de :

{	Pour le béton de la superstructure	Poutre en Béton précontraint	$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
		Dalle en béton armé	$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
		Corniche et trottoir	$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
{	Pour le béton de l'infrastructure	Culées, piles semelles	$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
		Pieux	$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

#### IV.4.1.2. La résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton est définie par :

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

Soit :

{	Pour le béton de la superstructure	Poutre en Béton précontraint	$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$
		Dalle en béton armé	$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$
		Corniche et trottoir	$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$
{	Pour le béton de l'infrastructure	Culées, piles semelles	$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$
		Pieux	$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

#### IV.4.1.3. Contraintes admissibles

Pour les justifications à l'ELU, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

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

- $\Theta = 1$  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**.
- $\Theta = 0.85$  lorsqu'elle est inférieure à **1h**.

Dans notre cas on prend  $\Theta = 1$ .

Avec :

- $\gamma_b = 1.5$  en situation durable ou transitoire (fondamentale).
- $\gamma_b = 1.15$  en situation accidentelle.

Donc :

Dans le cas de la situation fondamentale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton de la superstructure : } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 19.83 \text{ MPa} \\ \text{Pour le béton de l'infrastructure : } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Dans le cas de la situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton de la superstructure : } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 25.9 \text{ MPa} \\ \text{Pour le béton de l'infrastructure : } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = 22.17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Soit pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton de la superstructure : } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \\ \text{Pour le béton de l'infrastructure : } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

#### IV.4.1.4. Déformation

##### ❖ Déformation longitudinale du béton

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24h (telle que la surcharge routière, gradient thermique, ...), le module de déformation instantanée du béton est :

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

Soit pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton de la superstructure : } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 35981 \text{ MPa} \\ \text{Pour le béton de l'infrastructure : } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 34180 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Pour les charges de longue durée (tel que le poids propre, superstructure, précontraintes,...), et pour tenir compte des effets de fluage, le module de déformation longitudinale différé du béton est de :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

Soit pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton de la superstructure : } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 12103 \text{ MPa} \\ \text{Pour le béton de l'infrastructure : } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 11497 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

##### ▪ Déformation transversale du béton

Selon la loi de Hooke :

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

Avec  $\nu$ : Coefficient de poisson

On rappelle que le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

Pour les calculs du béton précontraint, le coefficient de poisson est pris égale à:

- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations (béton fissuré E.L.U).
- $\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations (béton non fissuré E.L.S).

#### IV.4.2. Armatures

Dans les ouvrages d'art en béton précontraint, on utilise deux types d'armatures :

- Armatures passives : constituent les armatures classiques du béton armé (barres HA).
- Armatures actives : sont les câbles de précontrainte.

##### IV.4.2.1. Armatures passives

###### ▪ La limite d'élasticité

Les armatures passives sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**, donc la limite d'élasticité :  $f_e = 500 \text{ MPa}$

- La limite d'élasticité est :  $f_e = 500 \text{ MPa}$

###### ▪ Module d'élasticité de l'acier

Le module d'élasticité de l'acier  $E_s$  est pris égale à :  $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ .

###### ▪ Contrainte limite de traction $\sigma_s$

- ❖ Pour les justifications à l'ELU, la contrainte de traction admissible est :

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

- $\gamma_s = 1.15$  En situation durable ou transitoire  $\Rightarrow \sigma_s = 434.8 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.00$  En situation accidentelle  $\Rightarrow \sigma_s = 500.00 \text{ MPa}$

- ❖ Pour les justifications à l'ELS, la contrainte de traction admissible est :

Tableau IV. 1 - contraintes admissibles de traction à ELS.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)	Superstructure	Infrastructure
Préjudiciable	$\sigma_s = \text{Max} \{1/2 \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\}; \eta = 1.6$	250.00	250.00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \text{Max} \{0.4 \times f_e; 88\sqrt{\eta \times f_{tj}}\}; \eta = 1.6$	200.00	200.00

##### IV.4.2.2. Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes adoptés pour cet ouvrage sont des torons standards **12T15 classe 1770**.

- torons de type super : section nominale d'un toron : **140 mm<sup>2</sup>**
- section nominale d'un câble à 12 torons : **1680 mm<sup>2</sup>**
- La limite de rupture garantie : **f<sub>prg</sub> = 1770 MPa**
- La limite élastique garantie : **f<sub>peg</sub> = 1593 MPa**
- Module d'élasticité : **E<sub>s</sub> = 190 000 MPa**
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : **ρ = 2.5%**
- Coefficient de frottement angulaire : **f = 0,18 (rd<sup>-1</sup>)**
- Coefficient de frottement linéaire : **φ = 0.002**
- Coefficient de recul d'encrage **g = 6 mm**

ERROR: invalidfont  
OFFENDING COMMAND: show

STACK:

( )