

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Routes et Ouvrages

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC SUR LA  
4EME ROCADE D'ALGER DU PK34+052 AU PK34+277  
DANS LA WILAYA DE MEDEA**

Présenté par :

DJEGHRI Inès  
LARBI-BOUAMRANE Oussama

Encadré par :

Dr. AMIEUR Mohamed  
M. HAMICHI Mounir

Promotion 2024/2025

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail,*

*À mes très chers parents, pour leur amour inconditionnel, leur soutien sans faille et leurs encouragements constants tout au long de mon parcours académique. Merci de toujours croire en moi, même dans les moments de doute. Ce travail est aussi le vôtre.*

*A mes chers frères Zakaria et Chakib, pour leur présence rassurante et leur soutien discret mais précieux. Je vous ai toujours trouvés à mes côtés.*

*À mon petit neveu Zimou, que j'aime profondément et qui remplit nos vies de joie et d'innocence*

*À ma binôme et partenaire Inès, pour sa présence bienveillante, sa bonne humeur, mais aussi pour son sérieux, son esprit d'équipe et son engagement constant. Ensemble, nous avons vécu une expérience inoubliable au cours de ce projet. Nous avons formé une véritable équipe, soudée et complémentaire, dont je garderai un excellent souvenir.*

*À ma deuxième famille, mes amis de l'ENSTP, avec qui j'ai partagé cette riche aventure humaine et académique, notamment à travers ce projet de fin d'études. Mention spéciale à la D2 Crew : Lokman, Nassim, Mounsif, Yacine, Ryad, Youcef. Merci pour les fous rires, les révisions, les galères... et les souvenirs inoubliables.*

*Oussama LARBI-BOUAMRANE*

*Je dédie ce travail,*

*À mes chers parents, à ma mère, pour son soutien moral constant, sa patience son amour et ses encouragements, à mon père, pour tous les sacrifices qu'il a faits afin que je puisse poursuivre mes rêves sans jamais manquer de rien.*

*À Yanis et Amina, mes frère et sœur, pour nos délires, notre soutien mutuel et cette complicité unique qui nous lie.*

*À mamie et papi ainsi que toute ma famille, pour leur soutien affectif, leurs conseils et les valeurs qu'ils m'ont transmis.*

*À mon binôme et partenaire Oussama, pour sa motivation, son implication sans faille et sa présence toujours rassurante. Travailler à ses côtés a été un véritable plaisir dont je garderai d'excellents souvenirs.*

*À mes meilleures amies, Bouchra, Houda et Asma, que j'ai rencontré durant la prépa à l'ENP, pour les fous rires dans le jardin, les larmes devant l'affichage, et tous ces souvenirs qui resteront gravés.*

*Inès DJEGHRI*

# *Remerciements*

*Nous tenons tout d'abord à exprimer notre profonde gratitude envers ALLAH, Le Tout-Puissant, de nous avoir accordé la santé, la force, le courage et la volonté nécessaires pour mener à bien ce projet de fin d'études.*

*Nos remerciements les plus sincères vont à notre encadrant, Monsieur **Amieur Mohamed**, pour sa disponibilité, ses précieux conseils et sa patience tout au long de cette période.*

*Nous exprimons également notre profonde reconnaissance à notre co-encadrant, Monsieur **Hamichi Mounir**, pour sa compréhension et ses orientations éclairées.*

*Nous remercions chaleureusement nos familles pour leur soutien indéfectible et leurs sacrifices constants qui nous ont permis d'atteindre ce moment important.*

*Nous tenons aussi à remercier l'ensemble des enseignants de l'**ENSTP**, pour la qualité de leur enseignement, leur pédagogie et leur patience, ainsi que l'administration de l'école pour le soutien qu'elle nous a apporté.*

*Enfin, nos remerciements s'adressent à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*

## ملخص

يندرج هذا العمل في إطار تصميم ودراسة الجسر الواقع بين النقطة الكيلومترية 052+34 والنقطة الكيلومترية 277+34، على الطريق الإجتياي الرابع لمدينة الجزائر، في ولاية المدية.

بدأنا بدراسة تصميمية عامة تم من خلالها اقتراح ثلاث تصاميم، وبالاعتماد على تحليل متعدد المعايير، تم اختيار حل جسر مركب مستمر بصندوق فولاذي مغلق

تشمل الدراسة كلاً من البنية الفوقية والبنية التحتية، مع تناول تقييم الأحمال والحملات، وحساب المقطع المركب مع مختلف التحققات اللازمة، والدراسة الزلزالية، وكذلك تصميم التجهيزات والعناصر الإنشائية. وقد تم إنجاز مختلف التحاليل بالرجوع إلى القوانين المعمول بها في الجزائر وعلى الصعيد الدولي، وباستخدام برامج حساب.

**كلمات المفتاحية:** التصميم، الخرسانة، الخرسانة مسبقة الإجهاد، الفولاذ، دراسة، جسر مركب، جسر مركب صندوق فولاذي، التحليل متعدد المعايير، التصميم الإنشائي، المقطع المركب، التكافؤ، النمذجة، برنامج ميداس سيفيل، البنية الفوقية، البنية التحتية، الدراسة الزلزالية، الطريق الإجتياي الرابع للجزائر، ولاية المدية (الجزائر).

## Résumé

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la conception et de l'étude du viaduc situé entre le PK 34+052 et le PK 34+277, sur la 4e rocade d'Alger, dans la Wilaya de Médéa.

Nous avons débuté par une conception générale dans laquelle trois variantes ont été proposées. En nous appuyant sur une analyse multicritère, nous avons retenu une solution en pont mixte hyperstatique à caisson métallique.

L'étude porte à la fois sur la superstructure et l'infrastructure, en abordant l'évaluation des charges et surcharges, le calcul de la section mixte avec les différentes vérifications nécessaires, l'étude sismique, ainsi que le dimensionnement des équipements et des éléments structuraux. L'ensemble des analyses a été réalisé en se référant aux règlements en vigueur en Algérie et à l'international, et à l'aide de logiciels de calcul spécialisés.

**Mots clés :** conception, béton, béton précontraint, acier, étude, pont mixte, pont mixte hyperstatique en caisson métallique, analyse multicritère, dimensionnement, section mixte, équivalence, modélisation, Midas Civil, superstructure, infrastructure, étude sismique, 4<sup>e</sup> rocade d'Alger, Wilaya de Médéa (Algérie).

## Abstract

This work is part of the design and study of the viaduct located between PK 34+052 and PK 34+277 on the 4th ring road of Algiers, in the Wilaya of Médéa.

We began with a general design phase in which three alternatives were proposed. Based on a multi-criteria analysis, the selected solution was a continuous (hyperstatic) composite bridge with a steel tub girder.

The study covers both the superstructure and the substructure, including the evaluation of permanent and variable loads, the design and verification of the composite cross-section, the seismic analysis, and the sizing of structural elements and bridge equipment.

All analyses were carried out in accordance with applicable Algerian and international standards, using specialized structural analysis software.

**Keywords:** design, concrete, prestressed concrete, steel, study, composite bridge, hyperstatic composite tub girder bridge, multi-criteria analysis, structural design, composite section, equivalence, modeling, Midas Civil, superstructure, infrastructure, seismic analysis, 4th ring road of Algiers, Wilaya of Médéa (Algeria).

# Introduction générale

Les infrastructures de transport jouent un rôle fondamental dans le développement économique, la connexion des territoires et la facilitation des échanges. Parmi ces infrastructures, les ponts routiers occupent une place importante. Ils permettent de franchir des obstacles naturels ou artificiels (rivières, vallées, routes, etc.) et assurent la continuité du réseau routier. Ils contribuent ainsi à améliorer la fluidité du trafic, à réduire les distances et à renforcer la sécurité des déplacements.

La 4<sup>e</sup> Rocade d'Alger est un projet autoroutier majeur visant à fluidifier le trafic de transit dans le nord de l'Algérie, notamment pour alléger la charge sur l'Autoroute Est-Ouest et la 2<sup>e</sup> Rocade d'Alger. Ce nouvel axe stratégique débute dans la wilaya de Aïn Defla, à hauteur de Khemis Miliana, et s'étend jusqu'à la wilaya de Bordj Bou Arreridj, traversant plusieurs wilayas du centre du pays telles que Médéa, Bouira et M'Sila.

Pour assurer la continuité de l'infrastructure à travers les reliefs variés rencontrés le long du tracé, de nombreux ouvrages d'art ont été intégrés au projet. Le présent mémoire porte sur la conception et l'étude du viaduc V34+200, l'un des ponts réalisés dans le cadre de cette nouvelle rocade. Cet ouvrage, qui s'étend du PK 34+022 au PK 34+277 sur une longueur de 225 mètres, est situé dans la wilaya de Médéa, entre les communes de Hannacha et Ouled Bouachra, à proximité de la RN 62. Il joue un rôle essentiel dans la traversée de la région.

Après le recueil des données naturelles et fonctionnelles, différentes variantes seront proposées. Le choix de la meilleure variante s'effectuera après un prédimensionnement et une analyse multicritère qualitative. La variante retenue sera ensuite étudiée en détail, depuis le tablier jusqu'aux fondations.

Le tablier, constitué d'une dalle et d'éléments porteurs variables selon le type de pont, fera l'objet d'une étude et d'un dimensionnement selon des règlements précis. La modélisation du tablier sera réalisée à l'aide d'un logiciel de calcul basé sur la méthode des éléments finis.

Enfin, une étude sismique sera menée pour dimensionner les équipements du tablier, nécessaire au bon fonctionnement de l'ouvrage en tenant compte des actions dynamiques.

Pour mener à bien ce travail, nous procéderons selon la structure suivante :

- CHAPITRE I : Présentation du projet
- CHAPITRE II : Conception & prédimensionnement
- CHAPITRE III : Matériaux et hypothèses de calcul
- CHAPITRE IV : Calcul des charges et surcharges
- CHAPITRE V : Modélisation et calcul des efforts
- CHAPITRE VI : Étude de la section mixte
- CHAPITRE VII : Étude de la dalle
- CHAPITRE VIII : Étude de l'infrastructure
- CHAPITRE IX : Étude sismique et équipements du pont

## Liste des symboles et abréviations

BAEL	Béton Armé aux États Limites
BPEL	Béton Précontraint aux États Limites
CCP	Complément des Charges Permanentes
ELU	États Limites Ultimes
ELA	États Limites Accidentelles
ELS	États Limites de Service
E	Module d'Élasticité
$f_{c28}$	Résistance à la compression du béton à 28 jours
$f_e$	Limite d'Élasticité de l'Acier
$f_{peg}$	Contrainte Élastique Garantie de Précontrainte
$f_{prg}$	Contrainte de Rupture Garantie de Précontrainte
$f_{t28}$	Résistance à la traction du béton à 28 jours
HA	Haute Adhérence
$H_{flv}$	Force due au déplacement horizontal induit par retrait et fluage
$H_T$	Force due au déplacement horizontal induit par variation de température
RCPR	Règles de Calcul et d'Épreuves des Ponts Routes
RPOA	Règles Parasismiques pour les Ouvrages d'Art
$S_{ae}$	Spectre de Réponse Élastique en Accélération
SETRA	Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
St	Espacement des Armatures
VC	Voussoir courant
VSP	Voussoir sur Pile

# SOMMAIRE

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1. Introduction .....	1
I.2. Objectif du projet .....	1
I.3. Situation de l'ouvrage .....	1
I.4. Données fonctionnelles .....	2
I.4.1. Tracé en plan .....	2
I.4.2. Profil en long.....	2
I.4.3. Profil en travers .....	3
I.5. Données naturelles .....	3
I.5.1. Données géotechniques .....	3
I.5.2. Données climatiques .....	3
I.5.3. Données sismiques .....	4
I.6. Conclusion.....	4

## CHAPITRE II : CONCEPTION & PREDIMENSIONNEMENT

II.1. Introduction.....	5
II.2. Conception du tablier.....	5
II.2.1. Variante 1 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP.....	5
II.2.1.1. Conception longitudinale .....	5
II.2.1.2. Conception transversale .....	6
II.2.1.3. Prédimensionnement de la précontrainte .....	8
II.2.2. Variante 02 : « Pont à voussoirs préfabriqué à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs » .....	12
II.2.2.1. Conception longitudinale .....	12
II.2.2.2. Découpage des voussoirs .....	13
II.2.2.3. Conception transversale .....	13
II.2.2.4. Prédimensionnement de la précontrainte .....	16
II.2.3. Variante 03 : « Pont mixte en caisson métallique » .....	18
II.2.3.1. Conception longitudinale .....	19
II.2.3.2. Conception transversale .....	19
II.2.3.3. Liaison de la dalle aux poutres métalliques .....	20

II.3. Analyse multi-critere.....	23
II.4. Conclusion .....	23

### CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

III.1. Introduction .....	24
III.2. Normes et règles de calcul.....	24
III.3. Caractéristiques des matériaux .....	24
III.3.1. Béton.....	24
III.3.1.1. Caractéristiques mécaniques.....	24
III.3.1.2. Contraintes admissibles à la compression .....	25
III.3.1.3. Déformation du béton.....	26
III.3.2. Aciers d'armatures.....	26
III.3.2.1. Contraintes limite de traction des aciers.....	26
III.3.3. Aciers de PRS .....	27

### CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

IV.1. Introduction.....	28
IV.2. Evaluation des actions hors trafic .....	28
IV.2.1. Action permanentes.....	28
IV.2.1.1. Poids propre .....	28
IV.2.1.2. Calcul des charges complémentaires permanentes .....	28
IV.2.1.3. Actions thermiques.....	29
IV.2.2. Actions variables hors trafic.....	30
IV.2.2.1. Actions dues au vent .....	30
IV.3. Evaluation des actions dues au trafic .....	30
IV.3.1. Caractéristiques du pont.....	30
IV.3.2. Système de charge A(l) .....	31
IV.3.3. Système de charge B .....	33
IV.3.3.1. Système <b>Bc</b> .....	33
IV.3.3.2. Système <b>Br</b> .....	35
IV.3.3.3. Système <b>Bt</b> .....	36
IV.3.4. Effort de freinage .....	37
IV.3.4.1. Effort de freinage dû au système A(l) .....	37
IV.3.4.2. Effort de freinage dû au système <b>Bc</b> .....	37

IV.3.5. Forces centrifuges .....	37
IV.3.6. Charges militaires .....	39
IV.3.6.1. Convoi <b>Mc 120</b> .....	39
IV.3.7. Charges exceptionnelles.....	40
IV.3.7.1. Convoi type D240 .....	40
IV.4. Conclusion .....	40

## CHAPITRE V : MODELISATION ET CALCUL DES EFFORTS

V.1. Introduction .....	41
V.2. Etapes de modelisation.....	41
V.3. Combinaisons d'actions .....	44
V.4. Resultats obtenus.....	45
V.4.1. Moments de flexion.....	45
V.4.2. Efforts tranchants .....	47
V.4.3. Efforts normaux.....	48
V.5. Conclusion.....	49

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

VI.1. Introduction .....	50
VI.2. Hypothèses .....	50
VI.3. Phases de calcul.....	50
VI.4. Calcul de la section mixte .....	51
VI.4.1. Largeur participante de la dalle .....	51
VI.5. verification de la section à la flexion et au cisaillement.....	53
VI.5.1. Vérification de la section à la flexion.....	53
VI.5.1.1. Vérification de la section - Phase 1 (Caisson seul) .....	53
VI.5.1.2. Vérification de la section - Phase 2 (Béton non-durci) .....	54
VI.5.1.3. Vérification de la section - Phase 3 (n=18) .....	56
VI.5.1.4. Vérification de la section - Phase 4 (n=6) .....	58
VI.5.2. Justification de la section au cisaillement .....	60
VI.5.3. Résistance sous interaction d'efforts .....	61
VI.6. Vérification des contraintes à l'ELS .....	62
VI.6.1. Caractéristiques géométriques.....	63
VI.6.2. Calcul des contraintes.....	63

VI.7. Vérification de la résistance au voilement par cisaillement .....	64
VI.8. Vérification de la section au déversement.....	65
VI.8.1. Vérification de la section.....	66
VI.8.2. Résistance au déversement.....	66
VI.9. Etude de la torsion.....	69
VI.10. repartition et vérification des raidisseurs.....	71
VI.10.1. Raidisseurs transversaux .....	71
VI.10.1.1. Raidisseurs intermédiaires.....	71
VI.10.1.2. Raidisseurs sur appui.....	72
VI.11. dimensionnement et vérification des entretoises.....	74
VI.11.1. Vérification des diagonales au flambement.....	74
VI.11.2. Vérification de la rigidité.....	75
VI.12. Calcul et vérification des connecteurs.....	75
VI.12.1. Caractéristiques des goujons .....	75
VI.12.2. Résistance des goujons.....	76
VI.13. Vérification des déplacements à l'ELS .....	78
VI.13.1. Travées de rives .....	78
VI.13.1.1. Sous l'effet des charges permanentes.....	78
VI.13.1.2. Sous l'effet du trafic .....	78
VI.13.2. Travées intermédiaires.....	79
VI.13.2.1. Sous l'effet des charges permanentes.....	79
VI.13.2.2. Sous l'effet du trafic .....	80
VI.14. Conclusion.....	80

## CHAPITRE VII : ÉTUDE DE LA DALLE

VII.1. Introduction.....	81
VII.2. Ferrailage de la dalle.....	81
VII.2.1. Armatures transversales .....	81
VII.2.1.1. Nappe supérieure.....	82
VII.2.1.2. Nappe inférieure.....	83
VII.2.1.3. Justification des armatures d'effort tranchant.....	85
VII.2.2. Armatures longitudinales .....	86

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1. Introduction.....	87
VIII.2. Conception de la pile .....	87
VIII.3. Etude de la pile .....	88
VIII.3.1. Vérification de la stabilité vis-à-vis du flambement.....	88
VIII.3.2. Évaluation des efforts agissants sur la pile .....	89
VIII.3.2.1. Efforts statiques .....	89
VIII.3.2.2. Combinaisons d'efforts :.....	89
VIII.3.3. Vérification des contraintes .....	89
VIII.4. Ferrailage de la pile : .....	90
VIII.4.1. Ferrailage longitudinal :.....	90
VIII.4.2. Ferrailage transversal :.....	91
VIII.5. Etude de la semelle .....	92
VIII.5.1. Evaluation des efforts : .....	92
VIII.5.2. Combinaisons des charges :.....	92
VIII.5.3. Vérifications des fondations .....	93
VIII.5.3.1. Stabilité au renversement.....	93
VIII.5.3.2. Stabilité au glissement .....	94
VIII.5.3.3. Vérification de la mobilisation du sol.....	94
VIII.6. Ferrailage de la semelle .....	95

## CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

IX.1. Introduction .....	98
IX.2. Appareil d'appui .....	98
IX.2.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui .....	98
IX.2.1.1. Aire de l'appareil d'appui.....	99
IX.2.1.2. Epaisseur de l'appareil d'appui.....	99
IX.2.1.3. Dimensionnement des frettes .....	99
IX.3. Joint de dilatation .....	101
IX.3.1. Calcul du souffle .....	101
IX.3.1.1. Souffle dû aux rotations d'extrémité .....	101
IX.3.1.2. Souffle thermique .....	101
IX.3.1.3. Souffle dû aux déformations différées (retrait) .....	101
IX.3.1.4. Souffle total à prévoir.....	102

IX.4. Etude sismique .....	102
IX.4.1. Classification du pont.....	102
IX.4.2. Zone sismique.....	102
IX.4.3. Coefficient d'accélération de zone .....	102
IX.4.4. Classification du site .....	102
IX.4.5. Détermination des actions sismiques .....	103
IX.4.6. Vérification des conditions d'application de la méthode monomodale.....	103
IX.4.7. Séisme longitudinal .....	105
IX.4.8. Séisme transversal .....	105
IX.4.9. Détermination des actions sismiques avec le logiciel Midas Civil .....	106
IX.4.9.1. Modes significatifs .....	108
IX.4.9.2. Combinaison des réponses modales :.....	110
IX.4.9.3. Combinaison des composantes de l'action sismiques :.....	110
IX.4.9.4. Evaluation des efforts sismiques à la base de la pile 2.....	111
IX.4.9.5. Combinaisons accidentelles .....	111
IX.4.10. Vérification des appareils d'appuis selon le RPOA .....	111
IX.4.10.1. Résistance à la compression .....	111
IX.4.10.2. Sécurité en flambement .....	112
IX.4.10.3. Limitation de la distorsion.....	112

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Figure I-1: Situation de projet d'après Google Earth.....	1
Figure I-2 : Tracé en plan .....	2
Figure I-3 : Profil en long .....	2
Figure I-4 : Profil en travers .....	3
Figure I-5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie .....	4

## CHAPITRE II : CONCEPTION & PREDIMENSIONNEMENT

Figure II-1 : Morphologie générale d'un pont à poutres multiples en béton précontraint .	5
Figure II-2 : Système statique de la variante 01 .....	6
Figure II-3 : Section médiane .....	9
Figure II-4 : Section d'about .....	9
Figure II-5 : Équilibre mécanique d'une section précontrainte : Forces et sollicitations	11
Figure II-6 : Ferrailage des sections de la poutre .....	12
Figure II-7 : Système statique de la variante 02 .....	12
Figure II-8 : Schéma d'un fléau.....	13
Figure II-9 : Notations des dimensions.....	14
Figure II-10 : Schéma statique représentatif d'un demi-fléau.....	17
Figure II-11 : Voussoir courant VC .....	17
Figure II-12 : Voussoir sur pile VSP.....	17
Figure II-13 : Système statique de la variante 03 .....	19
Figure II-14 : Paramètres du dimensionnement d'un caisson métallique .....	19
Figure II-15 : Disposition des goujons et symboles .....	20

## CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

Figure III-1 : Diagramme contraintes-déformation du béton .....	25
-----------------------------------------------------------------	----

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

Figure IV-1 : Cas de charges possibles de système A(l).....	32
Figure IV-2 : Système <b>Bc</b> .....	34
Figure IV-3 : Système <b>Br</b> .....	35
Figure IV-4 : Système <b>Bt</b> .....	36

Figure IV-5 : Composantes de la force centrifuge.....	38
Figure IV-6 : Convoi Mc 120 .....	39
Figure IV-7 : Convoi type D240.....	40

## CHAPITRE V : MODELISATION ET CALCUL DES EFFORTS

Figure V-1 : Définition de la section mixte .....	41
Figure V-2 : Vue en plan montrant la courbure de l'ouvrage .....	42
Figure V-3 : Vue latérale de l'ouvrage .....	42
Figure V-4 : Poutre métallique seule .....	43
Figure V-5 : Béton frais à mi-travée .....	43
Figure V-6 : Béton frais sur appuis.....	44
Figure V-7 : Moment max à l'ELU sur pile sous la combinaison C1.3.....	46
Figure V-8 : Moment max à l'ELS sur pile sous la combinaison C1.3.....	46
Figure V-9 : Moment max à l'ELU à mi travée sous la combinaison C1.14.....	46
Figure V-10 : Moment max à l'ELS à mi travée sous la combinaison C1.14.....	47
Figure V-11 : Effort tranchant max à l'ELU sous la combinaison C1.14 .....	47
Figure V-12 : Effort tranchant max à l'ELS sous la combinaison C1.14.....	48
Figure V-13 : Effort normal max sur pile à l'ELU sous la combinaison C1.3.....	48
Figure V-14 : Effort normal max sur pile à l'ELS sous la combinaison C1.3.....	49

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Figure VI-1 : Largeur de participation de la dalle .....	51
Figure VI-2 : Données pour le calcul de la largeur efficace de la dalle .....	52
Figure VI-3 : Phase 1 : Section de caisson en acier seul .....	53
Figure VI-4 : Phase 2 : Section métallique avec béton frais considéré comme surcharge .....	54
Figure VI-5 : Phase 3 : Section mixte en travée .....	56
Figure VI-6 : Phase 3 : Section mixte sur pile.....	56
Figure VI-7 : Phase 4 : Section mixte en travée .....	58
Figure VI-8 : Phase 4 : Section mixte sur pile.....	58
Figure VI-9 : Contraintes en travée et sur pile dans la section mixte.....	62
Figure VI-10 : Coefficient $\eta$ pour le calcul de la contrainte de déversement.....	67
Figure VI-11 : Moment sous charge de coulage des travées .....	67
Figure VI-12 : Section équivalente.....	69

Figure VI-13 : Diagramme du moment de torsion à l'ELS .....	70
Figure VI-14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS .....	70
Figure VI-15 : Caractéristiques des différentes sections .....	71
Figure VI-16 : Disposition des raidisseurs sur travée de rive et travée intermédiaire.....	73
Figure VI-17 : Entretoise en travée .....	74
Figure VI-18 : Entretoise sur appui .....	74
Figure VI-19 : Entretoise en treillis .....	75
Figure VI-20 : Diaphragme .....	75
Figure VI-21 : Disposition transversale et longitudinale des goujons.....	77
Figure VI-22 : Flèche max dans les travées de rive sous l'effet des charges permanentes .....	78
Figure VI-23 : Flèche max dans les travées de rive sous l'effet du trafic .....	79
Figure VI-24 : Flèche max dans les travées intermédiaires sous l'effet des charges permanentes.....	79
Figure VI-25 : Flèche max dans les travées intermédiaires.....	80
<b>CHAPITRE VII : ÉTUDE DE LA DALLE</b>	
Figure -VII-1 : Schéma statique de la dalle .....	81
Figure VII-2 : Moment à l'ELU sous BT2.....	82
Figure -VII-3 : Schéma de ferrailage de la dalle .....	86
<b>CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</b>	
Figure VIII-1 : Coupe longitudinale de la pile .....	87
Figure VIII-2 : Vue en plan de la pile.....	87
Figure VIII-3 : Coupe transversale de la pile .....	87
Figure VIII-4 : Section pleine et section évidée de la pile .....	88
Figure VIII-5 : Section transversale de la pile.....	90
Figure VIII-6 : Abaque de Walther .....	90
Figure VIII-7 : Ferrailage longitudinal de la pile 2 .....	91
Figure VIII-8 : Ferrailage transversal de la pile 2 .....	91
Figure VIII-9 : Méthode des consoles .....	95
Figure VIII-10 : Plan de ferrailage de la semelle .....	97
<b>CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT</b>	
Figure IX-1 : différentes parties constitutives d'un appareil d'appui type B en élastomère fretté .....	98

Figure IX-2 : Dimensions de l'appareil d'appui.....	100
Figure IX-3 : Modèle de calcul multimodal sur Midas Civil .....	106
Figure IX-4 : spectre de réponse élastique : composante horizontale .....	107
Figure IX-5 : spectre de réponse élastique : composante verticale .....	108
Figure IX-6 : Plan de ferrailage de dé-d'appui .....	114

## **LISTES DES TABLEAUX**

### **CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET**

### **CHAPITRE II : CONCEPTION & PREDIMENSIONNEMENT**

Tableau II-1 : Prédimensionnement de la variante N°01 .....	6
Tableau II-2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte.....	8
Tableau II-3 : Calcul des charges permanentes .....	8
Tableau II-4 : Caractéristiques géométriques de la section d'about.....	9
Tableau II-5 : Caractéristiques géométriques de la section médiane.....	9
Tableau II-6 : Découpage des voussoirs .....	13
Tableau II-7 Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC .....	14
Tableau II-8 : Détail des charges permanentes voussoir .....	16
Tableau II-9 : Charges de chantier .....	16
Tableau II-10 : Détail des charges permanentes d'un demi-fléau .....	16
Tableau II-11 : Caractéristiques géométriques du VSP .....	17
Tableau II-12 : Caractéristiques géométriques du VC.....	17
Tableau II-13 : Tableau récapitulatif de la précontrainte du voussoir .....	18
Tableau II-14 : Prédimensionnement de la variante 03 .....	20
Tableau II-15 : Récapitulatif des dimensions des goujons .....	21
Tableau II-16 : Avantages et inconvénients .....	23

### **CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL**

Tableau III-1 : Contraintes admissible du béton.....	25
Tableau III-2 : Contraintes limite de traction des aciers.....	26
Tableau III-3 : Limite d'élasticité $f_y$ en fonction de l'épaisseur des tôles.....	27
Tableau III-4 : Contraintes limites de rupture $f_u$ en fonction de l'épaisseur des tôles.....	27

Tableau III-5 : Coefficients partiels de sécurité sur les matériaux .....	27
---------------------------------------------------------------------------	----

#### CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

Tableau IV-1 : Poids propre .....	28
Tableau IV-2 : Charges complémentaires permanentes.....	29
Tableau IV-3 : Valeurs finales retenues des charges permanentes G.....	29
Tableau IV-4 : Gradient thermique .....	29
Tableau IV-5 : Classes de ponts routes .....	31
Tableau IV-6 : Récapitulatif des caractéristiques du pont .....	31
Tableau IV-7 : Coefficients <b>a1</b> .....	32
Tableau IV-8 : Valeurs de <b>v0</b> .....	32
Tableau IV-9 : Valeurs de A(l) .....	33
Tableau IV-10 : Coefficients <b>bc</b> .....	34
Tableau IV-11 : Valeurs de <b>Bc</b> et coefficient de majoration dynamique.....	35
Tableau IV-12 : Valeurs de <b>Br</b> .....	35
Tableau IV-13 : Coefficient <b>bt</b> .....	36
Tableau IV-14 : Valeurs de <b>Bt</b> et coefficient de majoration dynamique .....	37
Tableau IV-15 : Effort de freinage .....	37
Tableau IV-16 : Valeurs des forces centrifuges .....	38
Tableau IV-17 : Valeurs des composantes de la force centrifuge .....	38
Tableau IV-18 : Valeurs de <b>Mc120</b> et coefficient de majoration dynamique.....	39

#### CHAPITRE V : MODELISATION ET CALCUL DES EFFORTS

Tableau V-1 : Combinaisons d'actions.....	45
Tableau V-2 : Résultats des moments de flexion.....	45
Tableau V-3 : Résultats des efforts tranchants.....	47
Tableau V-4 : Résultats des efforts normaux .....	48

#### CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Tableau VI-1 : Portées équivalentes .....	52
Tableau VI-2 : Caractéristiques géométriques de la section en phase 1 .....	53
Tableau VI-3 : Caractéristiques géométriques de la section en phase 3.....	56
Tableau VI-4 : Caractéristiques géométriques de la section en phase 4.....	58
Tableau VI-5: Vérification de la résistance à l'effort tranchant .....	61
Tableau VI-6 : Vérification de l'interaction des efforts sur la pile 2.....	62

Tableau VI-7 : Caractéristiques géométriques en travée .....	63
Tableau VI-8 : Caractéristiques géométriques sur pile.....	63
Tableau VI-9 : Calcul des contraintes en travée .....	64
Tableau VI-10 : Calcul des contraintes sur pile.....	64
Tableau VI-11 : Caractéristiques géométriques de la section réduite.....	66
Tableau VI-12 : Calcul du flux de cisaillement à l'ELU .....	77
Tableau VI-13 : Calcul du flux de cisaillement à l'ELS.....	77

## CHAPITRE VII : ÉTUDE DE LA DALLE

Tableau VII-1 : Moments transversales de la dalle .....	82
Tableau VII-2 : Récapitulatif de ferrailage de la dalle .....	85

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VIII-1 : Implantation et hauteur des piles .....	88
Tableau VIII-2 : Efforts statiques à la base de la pile 2.....	89
Tableau VIII-3 : Combinaisons de charges .....	89
Tableau VIII-4 : Evaluation des efforts dans la semelle.....	92
Tableau -VIII-5 : Combinaisons de charges à l'ELU.....	92
Tableau -VIII-6 : Combinaisons de charges à l'ELS .....	93
Tableau VIII-7 : Stabilité de renversement à l'ELU .....	93
Tableau -VIII-8 : Stabilité de renversement à l'ELS.....	93
Tableau -VIII-9 : Stabilité au glissement à l'ELU .....	94
Tableau -VIII-10 : Stabilité au glissement à l'ELS .....	94
Tableau -VIII-11 : Vérification de la mobilisation du sol à l'ELU .....	95
Tableau VIII-12 : Vérification de la mobilisation du sol à l'ELS .....	95
Tableau VIII-13 : Calcul de moment à l'encastrement.....	96

## CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Tableau IX-1 : Dimensions de l'appareil d'appui.....	100
Tableau IX-2 : Classification des ponts selon RPOA 2008 .....	102
Tableau IX-3 : Coefficient d'accélération de zone .....	102
Tableau IX-4 : Efforts sismiques et déplacements des têtes de piles .....	105
Tableau IX-5 : Méthode de la pile indépendante.....	106
Tableau IX-6 : Modes propres .....	109
Tableau IX-7 : Evaluation des efforts sismiques à la base de la pile 2.....	111

Tableau IX-8 : Combinaisons des charges accidentelles ELA appliquées à la pile 2....	111
Tableau IX-9 : Vérification de non-glissement .....	113
Tableau IX-10 : Dimensions de dé-d'appui .....	114

# **CHAPITRE I :**

# **PRESENTATION DU**

# **PROJET**

# CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

---

## I.1. INTRODUCTION

La 4ème Rocade d'Alger est un projet autoroutier majeur visant à fluidifier le trafic de transit dans le nord de l'Algérie, en particulier pour alléger la charge sur l'Autoroute Est-Ouest et la 2ème Rocade d'Alger. Ce nouvel axe stratégique débute dans la wilaya de Aïn Defla, à hauteur de Khemis Miliana, et s'étend jusqu'à la wilaya de Bordj Bou Arreridj, traversant plusieurs wilayas du centre du pays telles que Médéa, Bouira et M'Sila. Afin d'assurer la continuité de l'infrastructure à travers les reliefs variés rencontrés le long du tracé, de nombreux ouvrages d'art ont été intégrés au projet. L'ouvrage présenté dans ce chapitre est l'un des ponts réalisés dans le cadre de cette nouvelle rocade. Il joue un rôle essentiel dans la traversée de la région et répond à des exigences techniques spécifiques en matière de conception et d'exécution.

## I.2. OBJECTIF DU PROJET

Le présent mémoire porte sur l'étude du viaduc nommé V34+200, un ouvrage d'art qui assure la liaison entre les PK34+052 et PK34+277. Cet ouvrage a été conçu pour répondre à des contraintes spécifiques liées à la topographie du site, tout en garantissant la continuité du tracé autoroutier.

## I.3. SITUATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage d'art étudié s'étend du PK 34+022 au PK 34+277 de la 4<sup>e</sup> rocade d'Alger, dans la wilaya de Médéa, entre les communes de Hannacha et Ouled Bouachra, à proximité de la RN 62.



Figure I-1: Situation de projet d'après Google Earth

# CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

## I.4. DONNEES FONCTIONNELLES

Les données fonctionnelles d'un ouvrage d'art regroupent les informations géométriques nécessaires à sa définition dans l'espace. Elles comprennent le tracé en plan, qui correspond à la vue horizontale montrant le cheminement de l'ouvrage, le profil en long, qui représente la vue latérale avec les pentes et les altitudes, ainsi que le profil en travers, qui est une coupe perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage indiquant sa largeur et la disposition des différents éléments de la structure.

### I.4.1. Tracé en plan

Un tracé en plan représente la projection horizontale de l'ouvrage, montrant son alignement sur le terrain. Dans notre projet, l'ouvrage est courbé avec un rayon de 750 mètres et une longueur totale de 225 mètres.

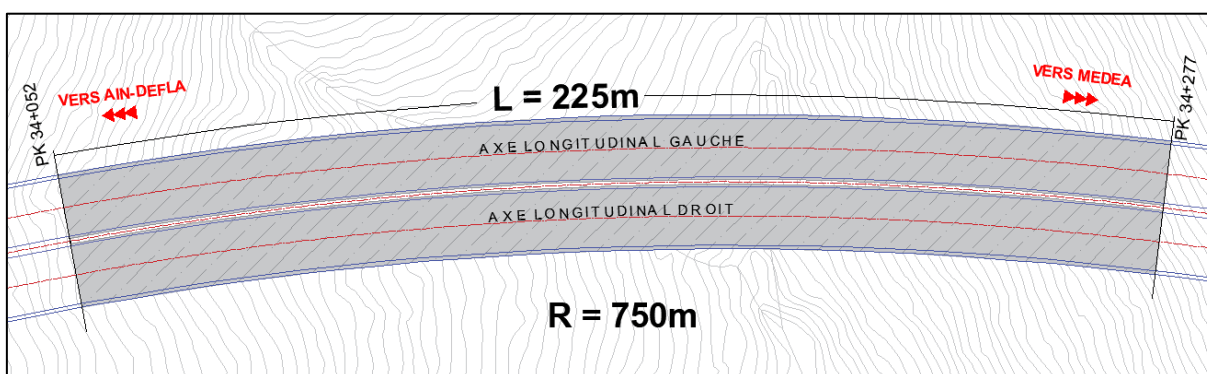


Figure I-2 : Tracé en plan

### I.4.2. Profil en long

Le profil en long représente la coupe longitudinale de l'ouvrage, montrant son élévation par rapport au niveau du sol. Dans notre cas, l'ouvrage commence au PK34+052 et se termine au PK34+277, avec une pente longitudinale de 3.5%.

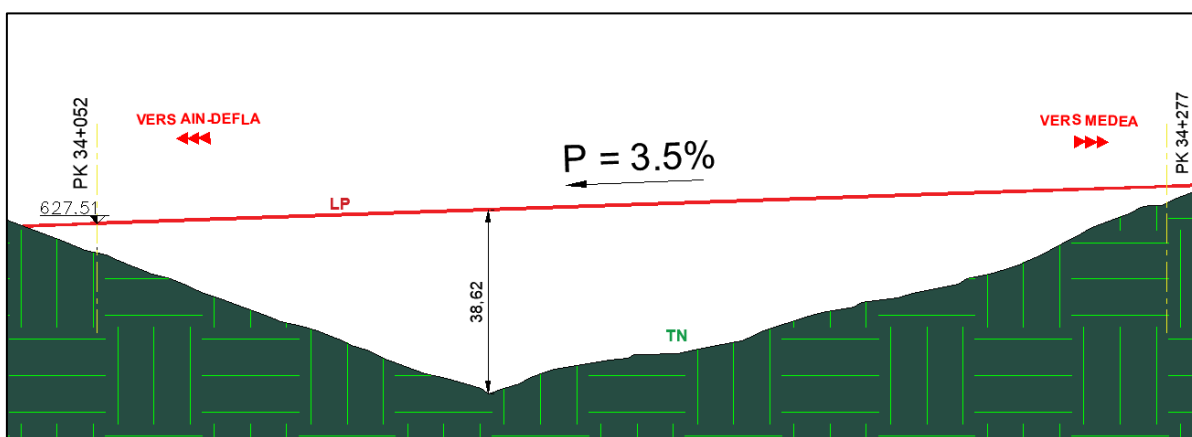


Figure I-3 : Profil en long

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

### I.4.3. Profil en travers

Le profil en travers montre la section transversale de l'ouvrage, illustrant la répartition des différentes parties du viaduc.

Les composantes du profil en travers de notre tablier sont les suivants :

- Largeur du tablier : 13 m
- Largeur roulable : 12 m
- Deux trottoirs de 0,5 m chacun
- Nombre de voies de circulation : 3 voies
- Largeur d'une voie : 3,5 m
- Dévers : 2,5%

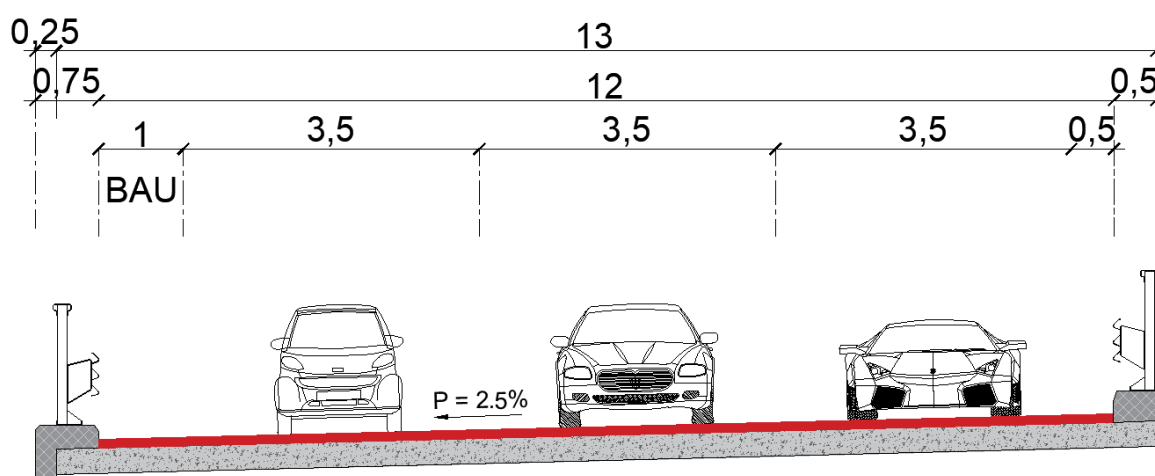


Figure I-4 : Profil en travers

## I.5. DONNEES NATURELLES

### I.5.1. Données géotechniques

Le modèle géotechnique du viaduc 34+200 a été élaboré sur la base des résultats des essais relatifs aux sondages S-OA-110, S-OA-111, S-RE-75, S-OA-112 et S-OA-113. (**Annexe 1**)

Le niveau de la nappe mesuré en forage se situe à -8.80m selon le sondage (S-OA-111).

Selon RPOA 2008, et selon les valeurs du module de déformation 'E' et la pression limite 'Pl' : le site support du projet est classé dans la catégorie S2 (site ferme).

### I.5.2. Données climatiques

La zone de Hannacha, dans la wilaya de Médéa, bénéficie d'un climat méditerranéen à influence montagnarde, caractérisé par des hivers frais et humides et des étés chauds et secs. Située à une altitude d'environ 700 mètres, elle enregistre des précipitations annuelles moyennes avoisinant les 800 mm, majoritairement concentrées entre l'automne et le printemps. L'été, en revanche, est marqué par une sécheresse notable et des températures pouvant dépasser les 35°C. Ce contexte climatique joue un rôle important dans les considérations liées à la

## CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

conception et à la durabilité des ouvrages, notamment en matière d'adaptation aux actions thermiques et au gradient thermique. Cette partie sera détaillée dans le chapitre "Evaluation des charges et surcharges".

### I.5.3. Données sismiques

La commune de Hannacha, où se situe le V34+200 dans la wilaya de Médéa, est classée dans le groupe de communes B, ce qui la place en zone de sismicité IIa conformément au RPOA 2008. Cette classification indique une activité sismique moyenne. Ces considérations feront l'objet d'un développement détaillé dans le chapitre consacré à l'étude dynamique.

La figure I-5 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie, tirée du RPOA 2008, elle permet de visualiser les différentes zones de sismicité, dont la wilaya de Médéa

Un tableau dans l'annexe précise cette classification par wilaya et par commune incluant la commune de Hannacha.

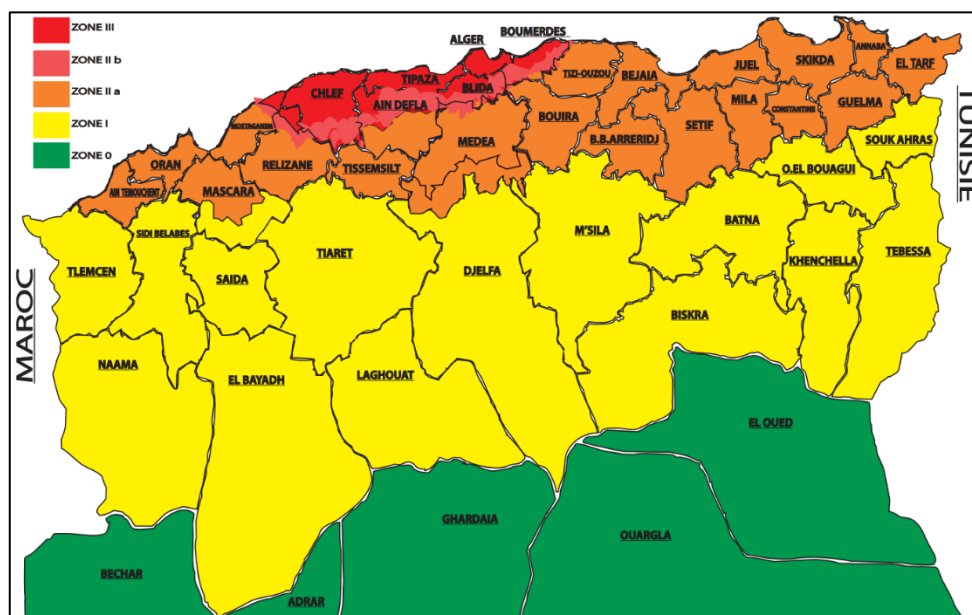


Figure I-5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

## I.6. CONCLUSION

La conception d'un pont exige une analyse préalable des données fonctionnelles et naturelles, permettant de définir des critères techniques et environnementaux pour guider le prédimensionnement vers une solution optimale, durable et adaptée à son contexte.

**CHAPITRE II :**  
**CONCEPTION &**  
**PREDIMENSIONNEMENT**

### II.1. INTRODUCTION

Afin de parvenir à la solution optimale pour la conception d'un ouvrage d'art, il est nécessaire de passer par une phase de réflexion progressive, fondée sur l'analyse et la comparaison de plusieurs variantes. Cette démarche vise à répondre au mieux aux contraintes imposées par le site (naturelles, fonctionnelles, topographiques), tout en respectant les exigences de durabilité et de faisabilité. Pour cela, il convient d'identifier précisément les contraintes du projet, d'évaluer les différentes configurations possibles et d'en estimer les implications en termes de conception, d'exécution et de coût.

### II.2. CONCEPTION DU TABLIER

Nous avons ainsi retenu trois variantes principales, qui feront par la suite l'objet d'une analyse comparative :

- Variante 01 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP.
- Variante 02 : Pont à voussoirs préfabriqué à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs.
- Variante 03 : Pont mixte en caisson métallique, soudé sur site et mis en place par levage.

#### II.2.1. Variante 1 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP.

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

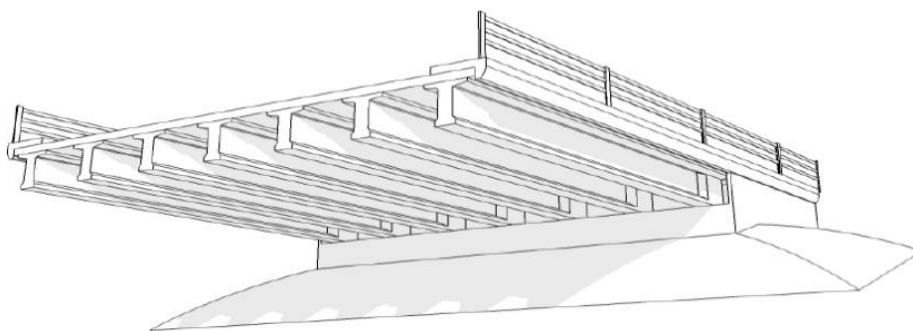


Figure II-1 : Morphologie générale d'un pont à poutres multiples en béton précontraint

#### II.2.1.1. Conception longitudinale

Pour cette variante, il est proposé de concevoir un pont à poutres précontraintes de type VIPP, composé de six (06) travées isostatiques de même longueur, soit  $L = 37,5$  m.

La longueur totale de l'ouvrage atteint ainsi **225 m**, assurant la liaison entre le point kilométrique **PK 34+052** et le **PK 34+277**.

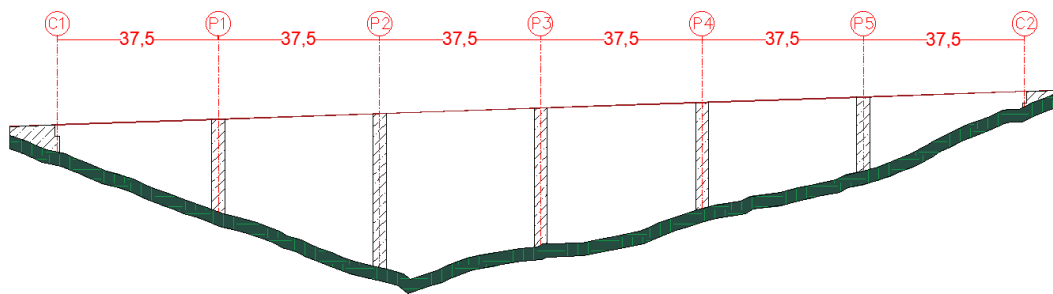


Figure II-2 : Système statique de la variante 01

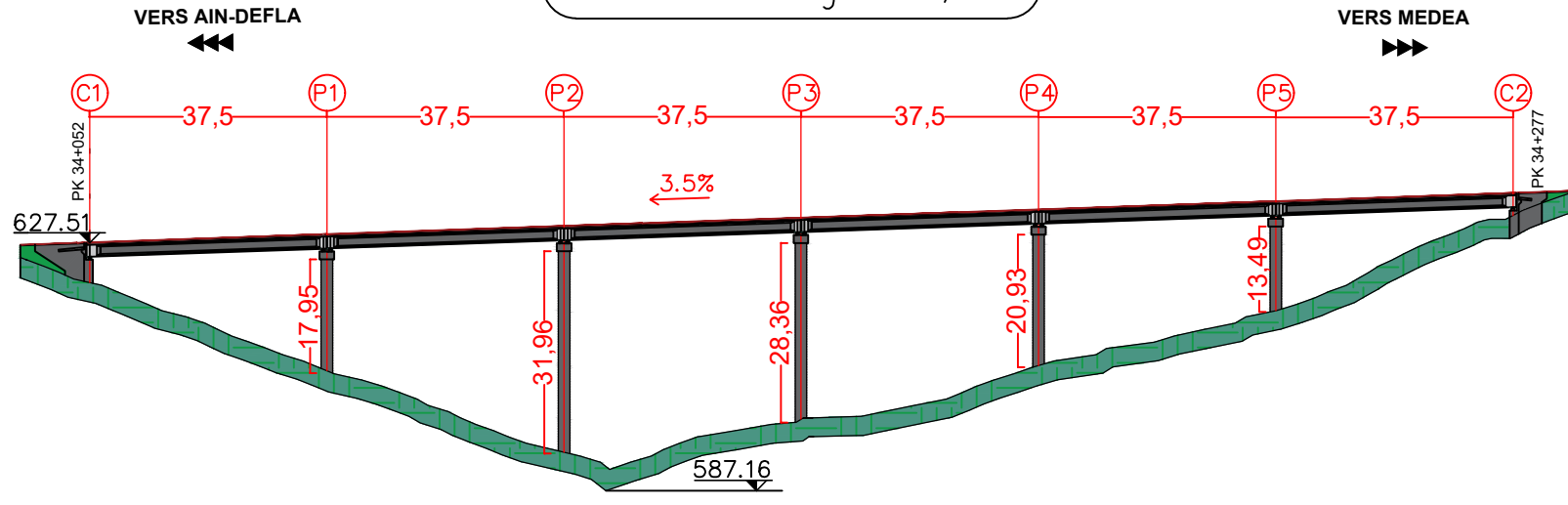
II.2.1.2. Conception transversale

Pour le prédimensionnement de cette variante, nous nous sommes appuyés sur le guide de conception SETRA (VIPP/1996). Le choix des différentes dimensions des divers éléments est détaillé dans le tableau ci-dessous :

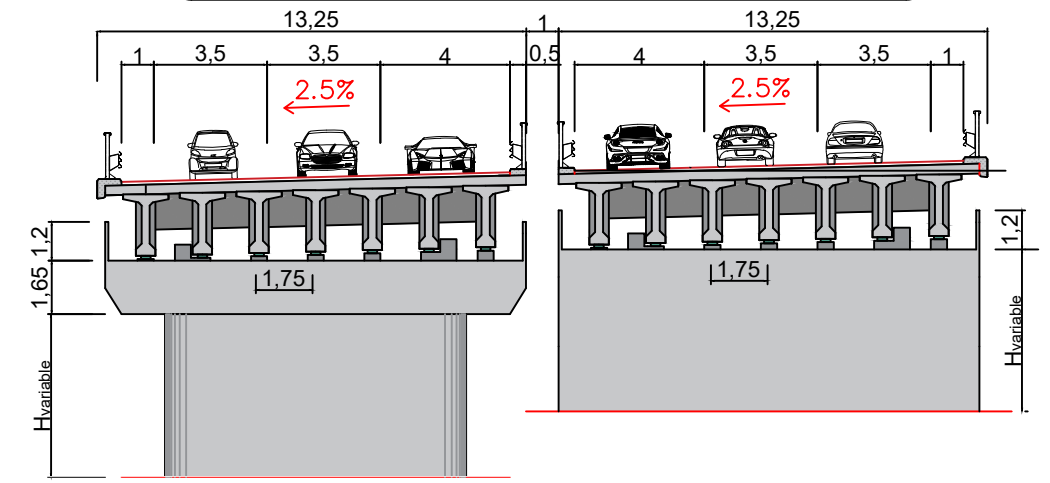
Tableau II-1 : Prédimensionnement de la variante N°01

Eléments	Formule/intervalles	Valeur retenue
Longueur de travée	30 - 50m	37.5 m
Nombre de travées	/	06
Entraxe	$140 \leq \lambda \leq 200 \text{ cm}$	175 cm
Nombre de poutres	/	07
Hauteur de la poutre	$\frac{L}{22} \leq h_p \leq \frac{L}{17}$	190 cm
Epaisseur de la dalle	$16 \leq e \leq 30 \text{ cm}$	30 cm
Epaisseur de l'âme en zone médiane	/	25 cm
Epaisseur de l'âme en zone d'about	/	60 cm
Largeur de la table de compression	$b \geq 0.6h_p$	140 cm
Epaisseur de la table de compression	$10 \leq e_1 \leq 20 \text{ cm}$	15 cm
Angle du gousset	$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	45.8°
Largeur du talon	$60 \leq b_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm
Epaisseur du talon	$10 \leq h_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Entretoise	/	110 x 30 cm <sup>2</sup>

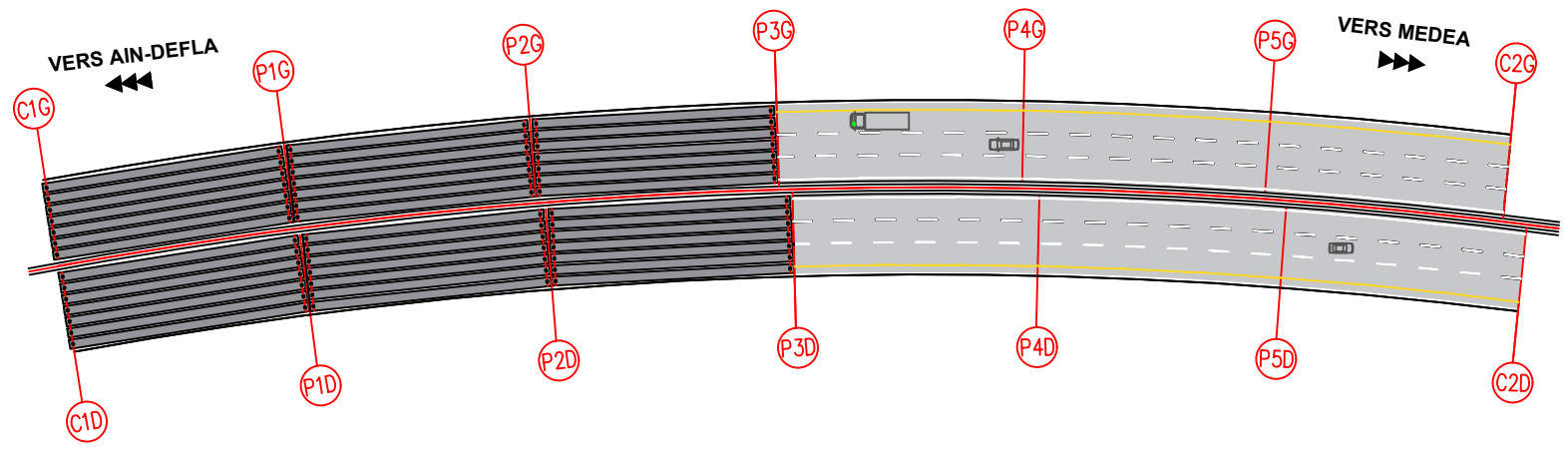
Profil en long Ech : 1/1000



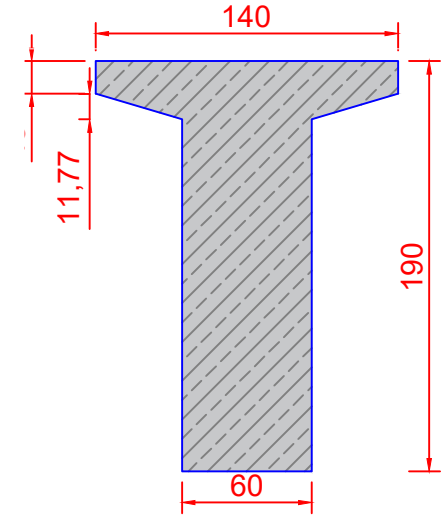
Coupe transversale sur pile et sur culée Ech : 1/200



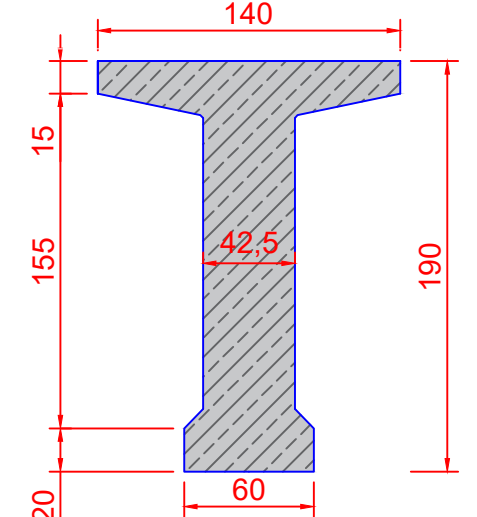
Vue en plan Ech : 1/1000



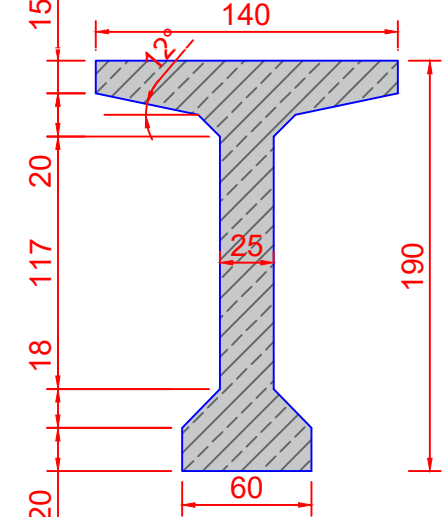
Section d'about Ech : 1/30



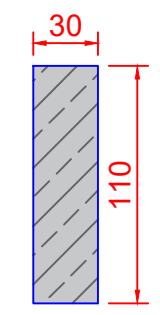
Section intermédiaire Ech : 1/30



Section médiane Ech : 1/30



Entretoise d'about Ech : 1/30



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : ( 023 ) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

PROJET DE FIN D'ETUDES		Réalisé par	Encadrés par	Page	Année universitaire
Conception et étude d'un Viaduc sur la 4ème rocade d'Alger du PK 34+052 au PK 34+277 dans la Wilaya de Médéa		DJEGHRI Inès LARBI-BOUAMRANE Oussama	M. AMIEUR Mohamed M. HAMICHI Mounir	7	2024/2025

### II.2.1.3. Prédimensionnement de la précontrainte

Dans cette partie, nous allons dimensionner les câbles de précontrainte ainsi que la section des aciers passifs, afin de valider le choix de conception de la variante avec tablier en VIPP. Le calcul de la précontrainte sera réalisé à l'ELS, en ne considérant que les charges permanentes, c'est-à-dire le poids propre de l'ouvrage et les charges fixes (CCP), une vérification à l'ELU sera ensuite effectuée.

En ce qui concerne les aciers passifs, leur section sera déterminée sous l'effet des charges permanentes et du système de charges civiles A selon la combinaison 1.35G + 1.6A(l).

Tableau II-2 : Caractéristiques des câbles de précontrainte

Caractéristique	Toron	Section de toron	Nombre de torons	Section d'un câble	Résistance ultime
Indice	T	S (mm <sup>2</sup> )	N <sub>t</sub>	A <sub>p</sub> (mm <sup>2</sup> )	f <sub>prg</sub> (MPa)
Valeur	15	150	12	1800	1860

Tableau II-3 : Calcul des charges permanentes

Élément	Densité (kN/m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	Poids (kN/ml)	Poids (kN)
Dalle en béton	25	3.90	225	97.50	21937.5
Poutres en BP (Section médiane)	25	5.81	210.6	145.25	30589.65
Poutres en BP (Section d'about)	25	9.17	14.4	229.25	3301.2
Entretoises	25	8.855	3.6	221.375	796.95
Revêtement	/	/	/	30	6750
Trottoir	/	/	/	5	1125
Corniche	/	/	/	3.59	807.75
Glissière de sécurité (BN4)	/	/	/	1.3	292.5
Garde de corps	/	/	/	3	675
<b>Poids total</b>					<b>66275.55</b>

Tableau II-4 : Caractéristiques géométriques de la section d'about

B (m <sup>2</sup> )	v' (cm)	v (cm)	I <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )	ρ
1.31	105.82	84.18	0.45	1.64

Tableau II-5 : Caractéristiques géométriques de la section médiane

B (m <sup>2</sup> )	v' (cm)	v (cm)	I <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )	ρ
0.83	110.46	79.54	0.37	1.91

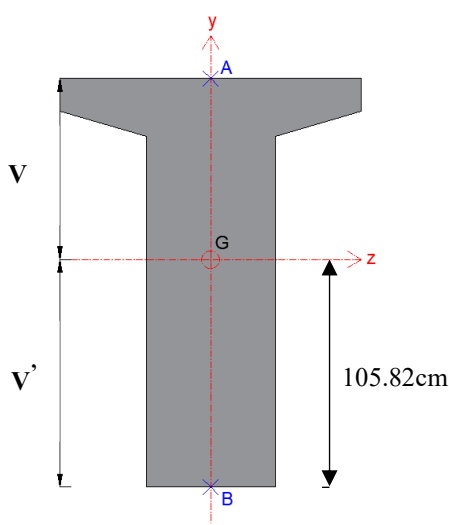


Figure II-4 : Section d'about

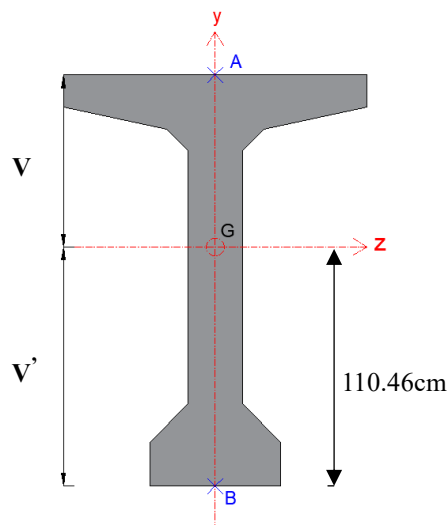


Figure II-3 : Section médiane

• Calcul du nombre de câbles à l'ELS

1. Détermination de la force de précontrainte admissible :

La contrainte en fibre supérieure (point A) est donnée par l'expression :

$$\sigma_A = - \left| \frac{P}{A} \right| + \left| \frac{P \cdot e}{A} v \right| - \left| \frac{M_g}{I} v \right| \leq |\sigma_{adm}|$$

Avec :

$$e = v - d ; d = 8cm ; \sigma_{adm} = 21 MPa ; M_g = 8004.58 kN.ml$$

On en déduit la valeur maximale de la force de précontrainte :

$$P_{max} \leq 38.29 MN$$

La contrainte en fibre inférieure (point B) est exprimée par :

$$\sigma_B = - \left| \frac{P}{A} \right| - \left| \frac{P \cdot e}{A} v' \right| + \left| \frac{M_g}{I} v' \right| \leq |\sigma_{adm}|$$

Ce qui permet d'obtenir la force minimale :

$$P_{min} \geq 0.68 MN$$

Intervalle admissible de la force de précontrainte :

$$0.68 MN \leq P \leq 38.29 MN$$

2. Calcul de la section des câbles de précontrainte :

En considérant une force de précontrainte  $P_0 = 7 MN$ , la section nécessaire est donnée par :

$$A_p = \frac{P_0}{f_{yp}} \quad \text{avec} \quad f_{yp} = 0.75 f_{prg}$$

On obtient ainsi :

$$A_p = 5017.92 mm^2 / 1800 mm^2 = 2.79$$

Ce qui correspond à **3 câbles de type 12T15**.

$$A_p = 3 \times 1800 = 5400 mm^2$$

- **Vérification à l'ELU**

Vérification du moment résistant :

$$M_R \geq M_s \quad \text{avec} \quad M_s = 1.35 M_G$$

Le moment résistant apporté par la précontrainte est donné par :

$$M_R = A_p \times f_{prg} \times 0.9 d_p$$

Avec les données :

$$d_p = 180 cm ; f_{prg} = 1860 MPa$$

On obtient :

$$M_R = 7200 \times 10^{-6} \times 1860 \times 0.9 \times 1.8$$

$$M_R = 21.695 MN.m$$

Le moment sollicitant est :

$$M_s = 1.35 \times 8.005 = 10.81 MN.m$$

$$M_R \geq M_s \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Calcul des armatures passives :**

A ce stade, on ne considère que les charges du trafic :

*Remarque : En phase de prédimensionnement, on se limite à évaluer approximativement la précontrainte*

$$A_s \cdot f_y \cdot Z_s + A_p \cdot f_{yp} \cdot Z_p \geq M_d^*$$

Avec :

$$M_d^* = 1.35 M_G + 1.6 A(L)$$

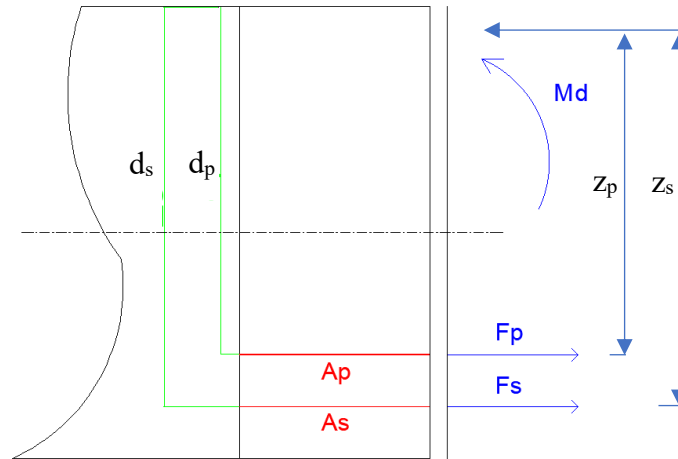


Figure II-5 : Équilibre mécanique d'une section précontrainte : Forces et sollicitations

### Calcul du chargement A(l) :

Pour une travée de 37.5m et 3 voies chargées :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{l + 12} = 9.57 \text{ kN/m}^2$$

Avec les coefficients :

$$a_1 = 0.9$$

$$a_2 = 0.95$$

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \cdot A(l) \\ (4 - 0.002l) \end{array} \right\} \rightarrow A_1 = 8.613 \text{ kN/m}^2$$

$$A_2 = a_2 \cdot A_1 \rightarrow A_2 = 8.18 \text{ kN/m}^2$$

On trouve :

$$M_d^* = 14.257 \text{ MN.m}$$

### Calcul de As :

$$A_s \geq \frac{M_d^* - A_p \cdot f_{yp} \cdot Z_p}{f_y \cdot Z_s}$$

Avec :  $A_p = 5400 \text{ mm}^2$  ;  $f_{yp} = 0.75 \times 1860 \text{ MPa}$  ;  $f_y = 500 \text{ MPa}$  ;  $Z_p = 180 \text{ cm}$  ;  $Z_s = 186 \text{ cm}$

$$A_s \geq 7.5 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \mathbf{4HA16}$$

### Armatures longitudinales :

D'après le BAEL 91, pour les armatures de peau on prend  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de périmètre et  $\frac{A}{B} > 0,1\%$ .

$$A_{pl} \geq 3 \times 6.8 = 20.4 \text{ cm}^2. \text{ Soit } \mathbf{20HA12} \text{ et } \mathbf{A_{pl} = 22.62 \text{ cm}^2}$$

$$\frac{A_{pl}}{B} = \frac{22.62}{16530} = 0.13\% > 0.1 \%$$

Ferraillage de la section :

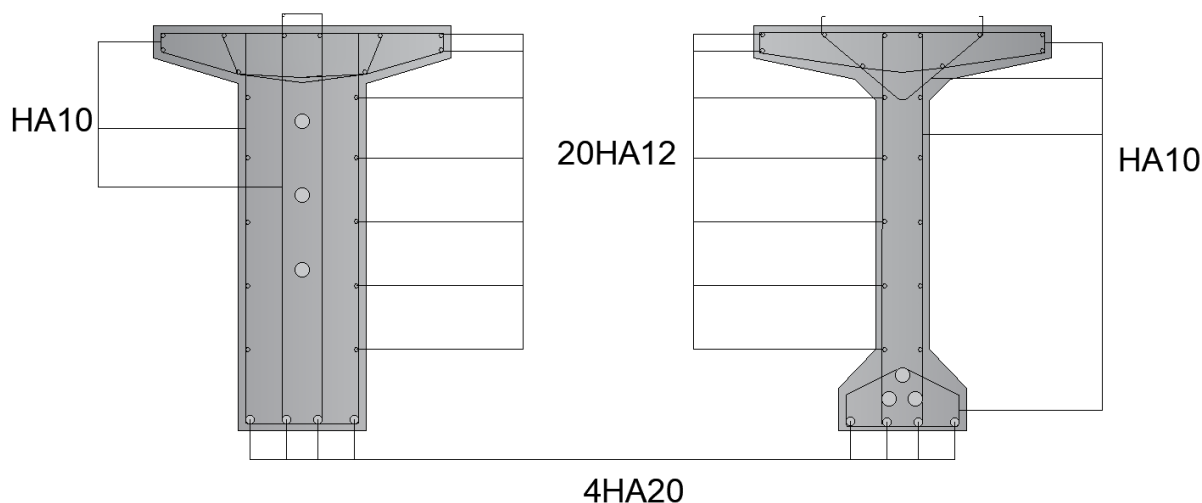


Figure II-6 : Ferraillage des sections de la poutre

**II.2.2. Variante 02 : « Pont à voussoirs préfabriqué à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs »**

Cette technique consiste à construire un ouvrage en assemblant des éléments successifs appelés voussoirs, chacun étant construit en encorbellement par rapport au précédent.

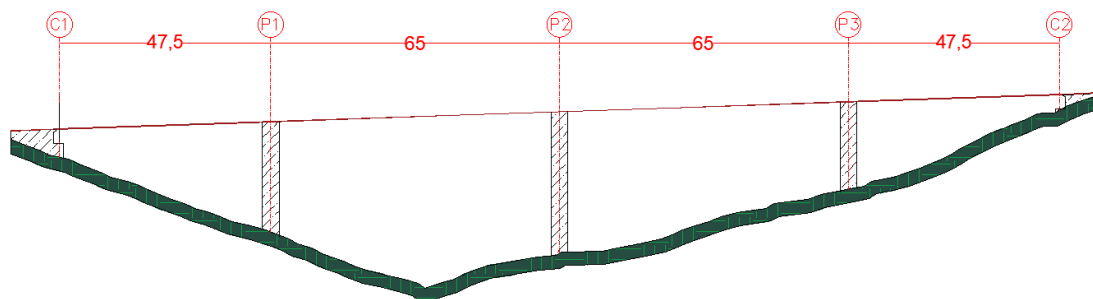
**II.2.2.1. Conception longitudinale**

On propose, pour cette variante, de projeter un pont à voussoirs préfabriqués à hauteur constante en béton précontraint, construit par encorbellements successifs, composé de quatre travées hyperstatiques :

- Deux travées principales de **65 m chacune** ;
- Deux travées de rives de **47,5 m** (soit environ 73 % de la travée principale)

La longueur totale de l'ouvrage atteint ainsi 225 m, assurant la liaison entre le point kilométrique PK 34+052 et le PK 34+277.

Figure II-7 : Système statique de la variante 02



**II.2.2.2. Découpage des voussoirs**

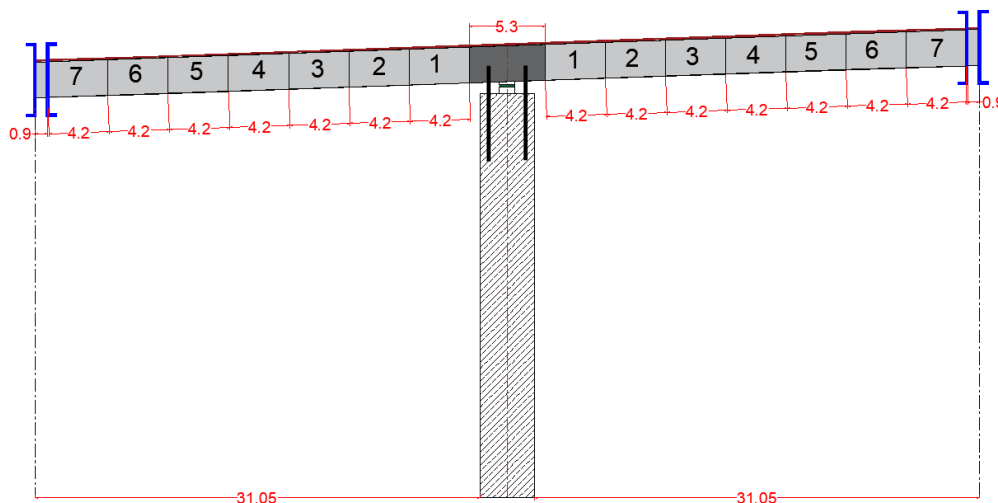
D’une façon générale, on distingue quatre types de voussoirs : le Voussoir sur Pile (VSP), le Voussoir sur Culée (VSC), le Voussoir Courant (VC), et enfin le Voussoir de Clavage (VDC).

Dans notre cas, pour des voussoirs préfabriqués, le principal critère de détermination de leur longueur est la limitation de leur poids. Les valeurs retenues sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II-6 : Découpage des voussoirs**

Type de voussoir	Valeur retenu (m)	Nombre de voussoirs
<b>Voussoir sur Pile</b>	5.3	3
<b>Voussoir sur Culée</b>	6.35	2
<b>Voussoir Courant</b>	4.2	46
<b>Voussoir de Clavage</b>	0.7 (entre pile et culée) 0.9 (entre les piles)	4

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : **n = 55**.



**Figure II-8 : Schéma d'un fléau**

**II.2.2.3. Conception transversale**

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est généralement un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

Le pré-dimensionnement des voussoirs est présenté dans le tableau ci-dessous, établi selon les recommandations du guide de conception SETRA (juin 2003), relatif aux ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

## CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

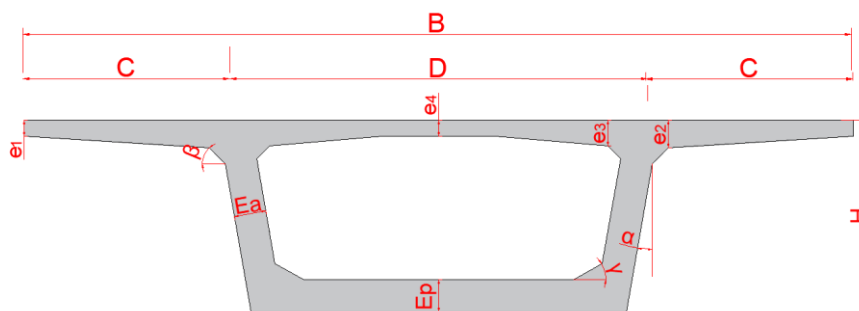
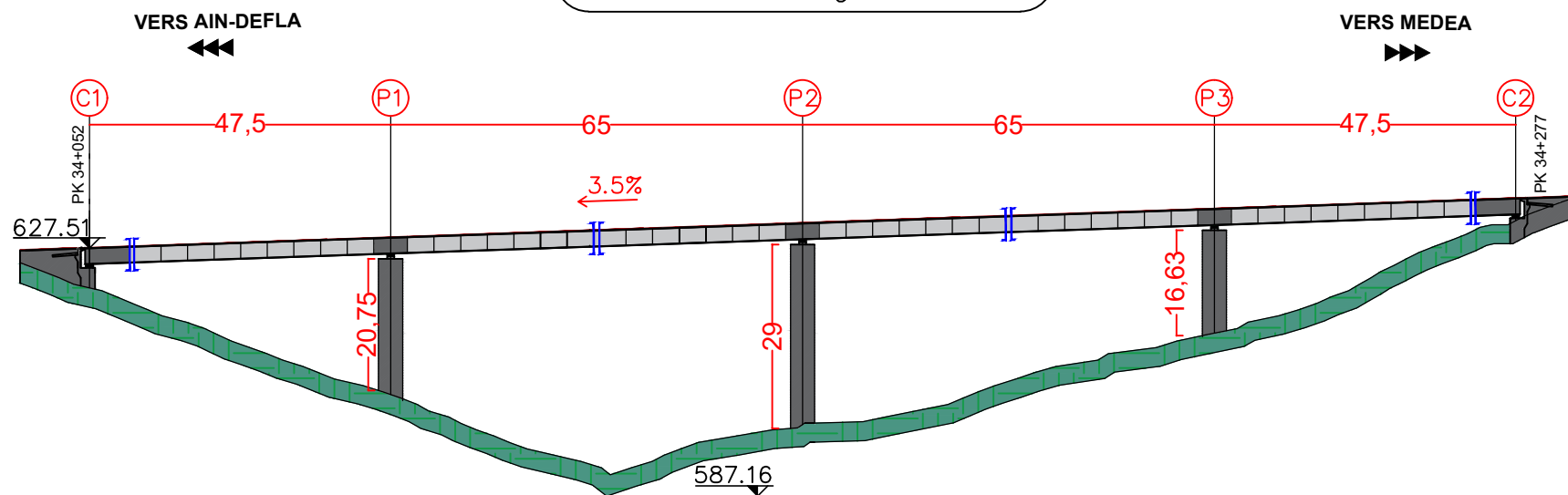


Figure II-9 : Notations des dimensions.

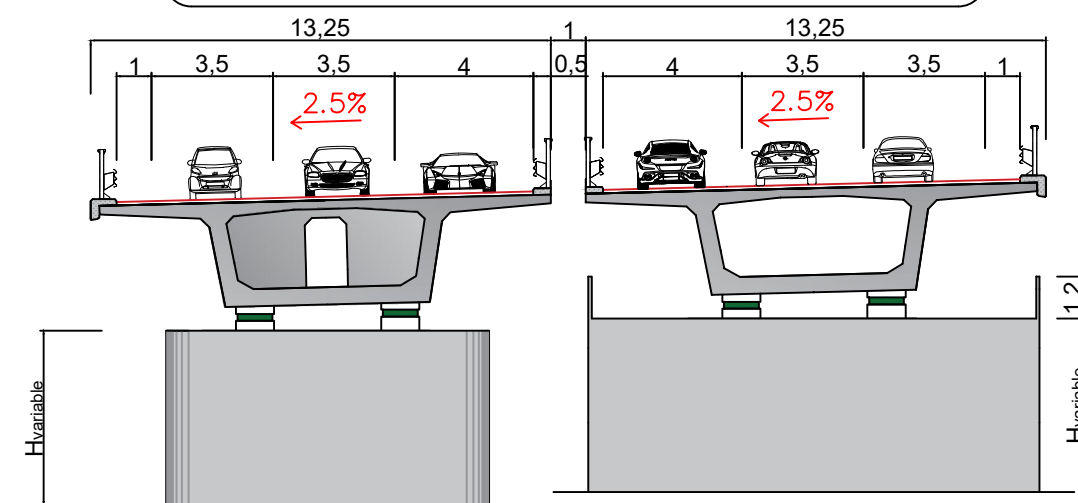
Tableau II-7 Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC

Élément		Formule/intervalle	Valeur retenue
Largeur du voûteur		$B$	1300 cm
Hauteur du voûteur		$\frac{L}{25} < H < \frac{L}{20}$ Avec : $H > 2.2 \text{ m}$	300 cm
Emplacement des âmes		$C = \frac{B}{4}$	325 cm
Entraxe des âmes		$D = B - 2C$	650 cm
Épaisseurs de l'hourdis supérieur	$e_1$	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm Cela dépend du dispositif de retenue choisi ; pour le type BN4, la valeur minimale est de 24 cm.
	$e_2$	$\frac{C}{8} \leq e_2 \leq \frac{C}{7}$	45 cm
	$e_3$	$e_3 = 10 + \frac{D}{25}$ Avec : $e_3 > e_2 - 10 \text{ cm}$ et $e_3 > 1,5 e_4$	40 cm
	$e_4$	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	25 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	17.63% ( $10^\circ$ )
Épaisseur de l'âme	Sur pile/culée	$E_a = 26 + \frac{L}{500}$	50 cm
	A la clef		35 cm
Épaisseur de l'hourdis inférieur	Sur pile/culée	$35 \leq E_p \leq 80$	50 cm
	A la clef	$18 \leq E_c \leq 25$	25 cm
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	$45^\circ$
Gousset inférieur		$10^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	$30^\circ$

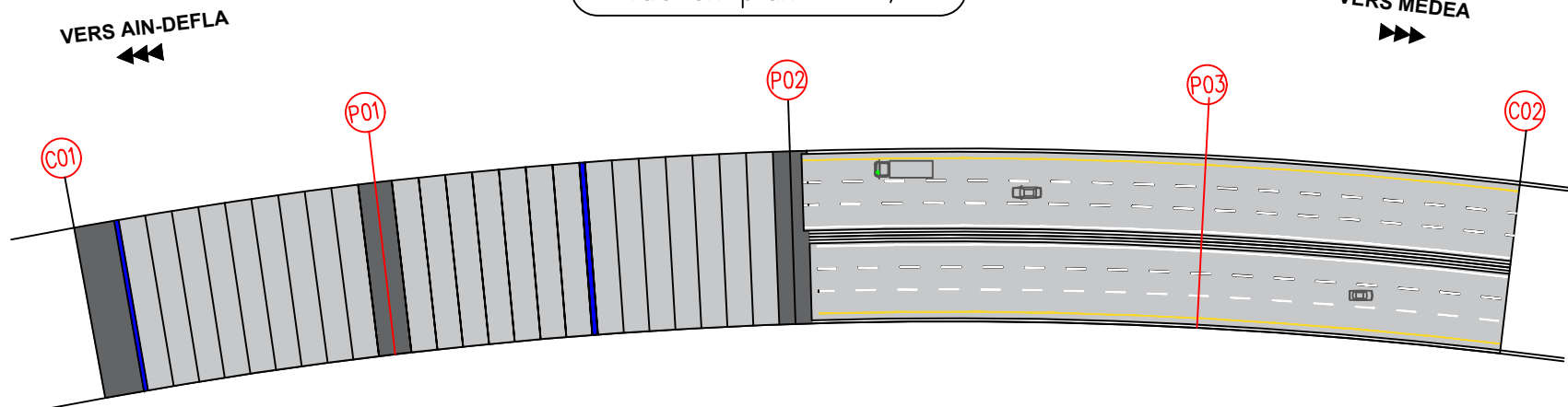
Profil en long Ech : 1/350



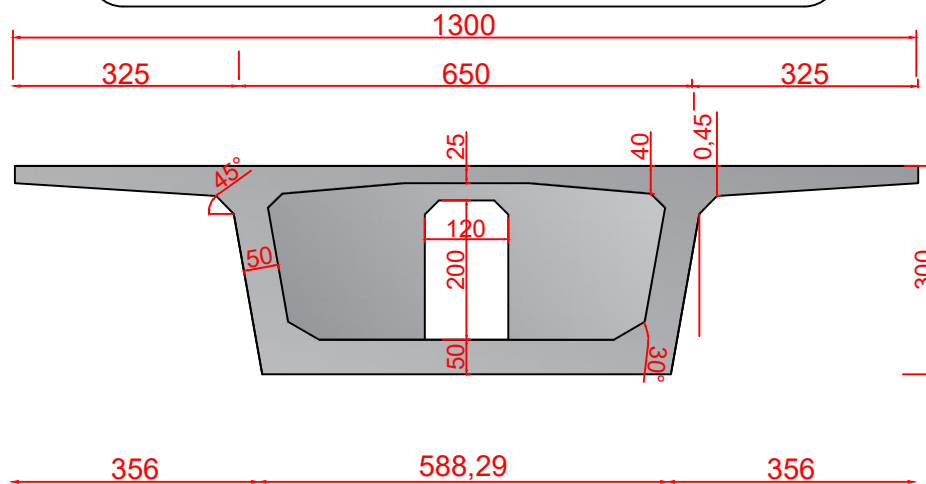
Coupe transversale sur pile et sur culée Ech : 1/70



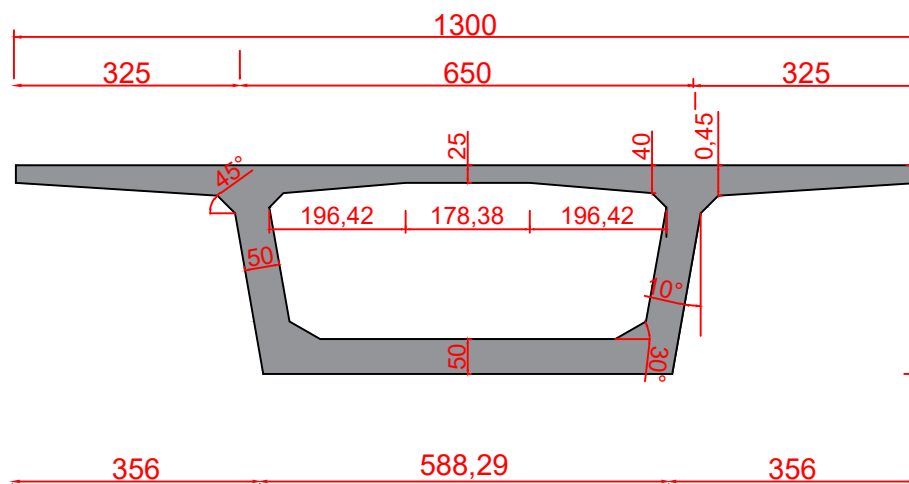
Vue en plan Ech : 1/350



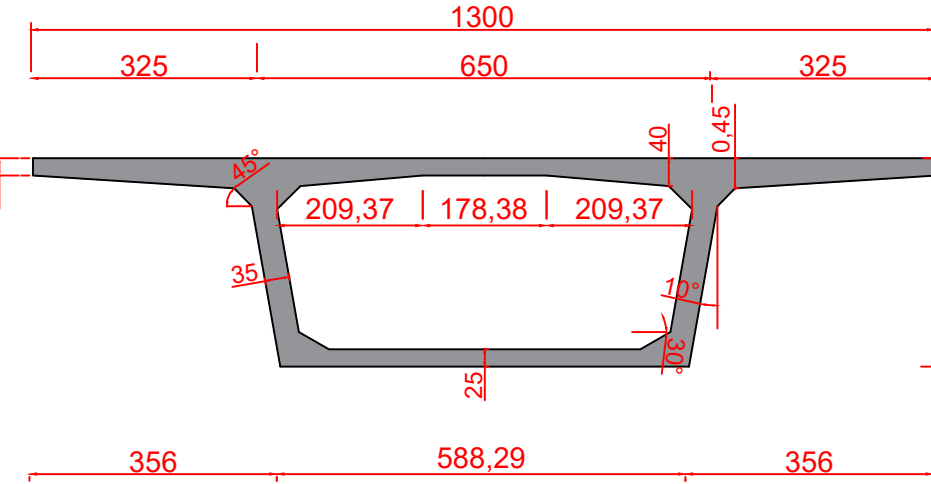
Coupe transversale de VSP Ech : 1/35



Coupe transversale de VSC Ech : 1/35



Coupe transversale de VC Ech : 1/35



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : ( 023 ) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

PROJET DE FIN D'ETUDES

Conception et étude d'un Viaduc sur la 4ème rocade d'Alger du PK 34+052 au PK 34+277 dans la Wilaya de Médéa

Réalisé par

DJEGHRI Inès  
 LARBI-BOUAMRANE  
 Oussama

Encadrés par

M. AMIEUR Mohamed  
 M. HAMICHI Mounir

Page

15

Année universitaire

2024/2025

**II.2.2.4. Prédimensionnement de la précontrainte**

Dans cette partie, nous allons calculer le nombre câbles de précontrainte ainsi que la section des aciers passifs, afin de valider le choix de conception de la variante voussoir en béton précontraint construit en encorbellement successif. Le calcul de la précontrainte sera réalisé à l’ELS, en considérant les charges permanentes, c’est-à-dire le poids propre de l’ouvrage et les charges fixes (CCP) ainsi que les charges de chantier, une vérification à l’ELU sera ensuite effectuée.

En ce qui concerne les aciers passifs, leur section sera déterminée sous l'effet des charges permanentes et du système de charges civiles A selon la combinaison 1.35G + 1.6A(I).

- **Calcul des charges permanentes :**

Tableau II-8 : Détail des charges permanentes voussoir

Elément	Densité (kN/m <sup>3</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	Nombre	Poids (KN)
VSP	25	9.68	5.3	3	3847.80
VCL	25	7.79	0.9	2	350.55
VCL (culée)	25	7.79	0.7	2	272.65
VC	25	7.79	4.2	46	37625.70
VSC	25	9.68	6.35	2	3073.40
CCP	/	/	/	/	9650.25
<b>Poids total</b>					54820.35

- **Charges de chantier**

La phase de réalisation est la plus défavorable, car elle inclut des charges de chantier telles que les engins et les équipements. On prend alors en considération les deux types de chargement suivants :

Tableau II-9 : Charges de chantier

Type de chargement	Valeur
Chargement réparti q (kN/ml)	2
Chargement concentré Q (kN)	1000

Tableau II-10 : Détail des charges permanentes d’un demi-fléau

Elément	Nombre	Longueur (m)	Poids (KN/ml)
½ VSP	1	2.65	242
VC	7	29.4	194.75
CCP	/	30.65	42.89

NB : un demi-fléau c’est : ½ VSP et 7 VC

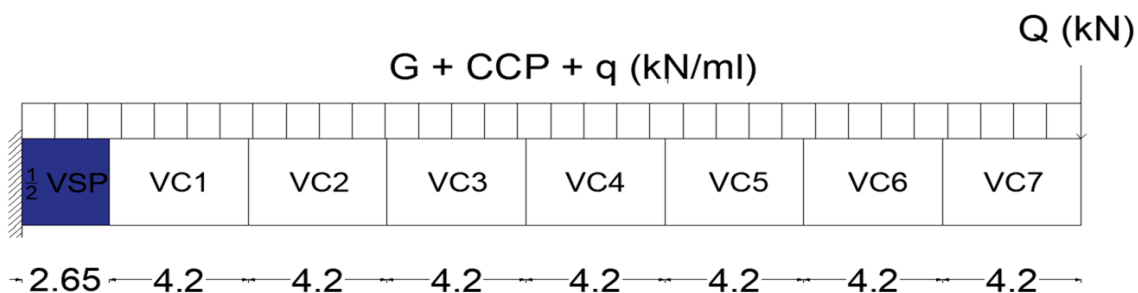


Figure II-10 : Schéma statique représentatif d'un demi-fléau

Tableau II-11 : Caractéristiques géométriques du VSP

A (m <sup>2</sup> )	v' (m)	v (m)	I <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )
9.68	1.72	1.28	12.93

Tableau II-12 : Caractéristiques géométriques du VC

A (m <sup>2</sup> )	v' (m)	v (m)	I <sub>z</sub> (m <sup>4</sup> )
7.79	1.97	1.03	9.87

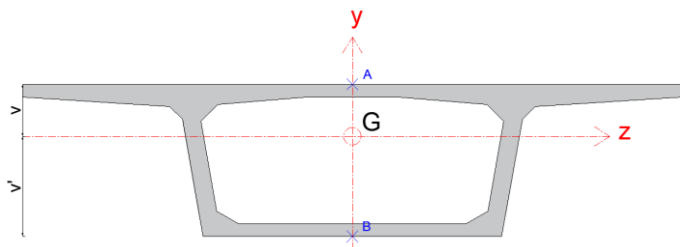


Figure II-11 : Voussoir courant VC

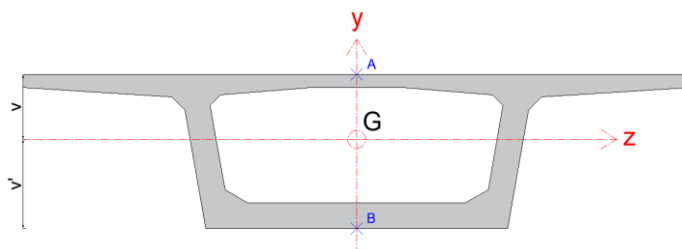


Figure II-12 : Voussoir sur pile VSP

• Calcul du nombre de câbles à l'ELS

1. Détermination de la force de précontrainte admissible :

La contrainte en fibre supérieure (point A) est donnée par l'expression :

$$\sigma_A = - \left| \frac{P}{A} \right| + \left| \frac{P \cdot e}{A} \right| - \left| \frac{M_s}{I} v \right| \leq |\sigma_{adm}|$$

Avec :

$$e = v - d' ; d' = 13cm ; \sigma_{adm} = 24 MPa$$

## CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

La contrainte en fibre inférieure (point B) est exprimée par :

$$\sigma_B = - \left| \frac{P}{A} \right| - \left| \frac{P \cdot e}{A} v' \right| + \left| \frac{M_s}{I} v' \right| \leq |\sigma_{adm}|$$

Avec :

$$A_p = \frac{P_0}{f_{yp}} \quad \text{ou} \quad f_{yp} = 0.75 f_{prg}$$

- **Vérification à l'ELU**

Vérification du moment résistant :

$$M_R \geq M_s \quad \text{avec} \quad M_s = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

Le moment résistant apporté par la précontrainte est donné par :

$$M_R = A_p \times f_{prg} \times 0.9d_p$$

En isolant  $A_p$ , on obtient :

$$A_p \geq \frac{1.35M_G + 1.5M_Q}{f_{prg} \cdot 0.9d_p}$$

Avec :

$$Z_p = 2.87m \quad \text{et} \quad f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

**Tableau II-13 : Tableau récapitulatif de la précontrainte du voussoir**

Élément	M <sub>ELU</sub> (MN.m)	M <sub>s</sub> (MN.m)	ΔM (MN.m)	P <sub>min</sub> (MN)	P <sub>max</sub> (MN)	P <sub>0</sub> (MN)	Nombre de câbles	Vérification ELU
VC7	9.28	6.40	/	38.17	215.25	4.69	2	Vérifié
VC6	24.97	17.19	10.79	36.70	219.23	9.37	4	Vérifié
VC5	45.67	32.37	15.18	35.23	223.22	18.75	8	Vérifié
VC4	72.78	51.94	19.57	33.75	227.20	28.12	12	Vérifié
VC3	105.86	75.91	23.97	32.27	231.19	37.50	16	Vérifié
VC2	144.86	104.27	28.36	30.80	235.18	46.87	20	Vérifié
VC1	189.83	137.03	32.76	29.31	238.56	56.25	24	Vérifié
VSP	221.47	160.11	23.08	54.05	246	65.62	28	Vérifié

### II.2.3. Variante 03 : « Pont mixte en caisson métallique »

Lorsque la section transversale du pont est constituée d'une poutre en forme de caisson, on parle de section transversale fermée. Dans le cas des ponts mixtes et pour des portées moyennes, la section fermée est obtenue au moyen d'une section métallique en « U », appelé aussi caisson métallique ouvert, sur laquelle la dalle en béton est liée pour fermer le caisson. La dalle est liée à la semelle supérieure du caisson, laquelle est munie de raidisseurs longitudinaux et transversaux et joue le rôle de coffrage lors du bétonnage.

Les poutres-caisson ont pour avantage une rigidité de torsion très élevée, ce qui est utile pour les ponts courbes, comme notre cas.

### II.2.3.1. Conception longitudinale

On propose, pour cette variante, de projeter un pont mixte en caisson métallique composé de quatre travées hyperstatiques :

- Deux travées principales de **62.5 m chacune** ;
- Deux travées de rives de **50 m** (soit 80 % de la travée principale)

La longueur totale de l'ouvrage atteint ainsi 225 m, assurant la liaison entre le point kilométrique PK 34+052 et le PK 34+277.

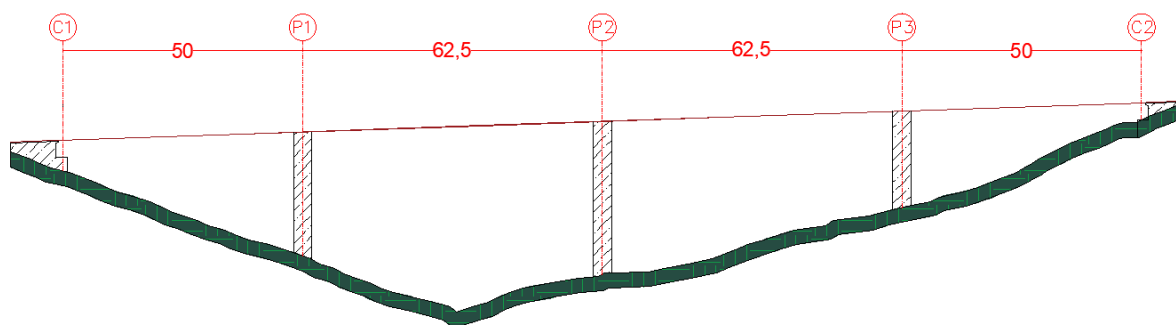


Figure II-13 : Système statique de la variante 03

### II.2.3.2. Conception transversale

Le prédimensionnement de la section transversale des caissons est présenté dans le tableau ci-dessous, établi selon les recommandations du guide de conception SETRA (septembre 2010) relatif aux ponts mixtes acier-béton et le guide de conception et dimensionnement PONT EN ACIER (TGC volume 12) :

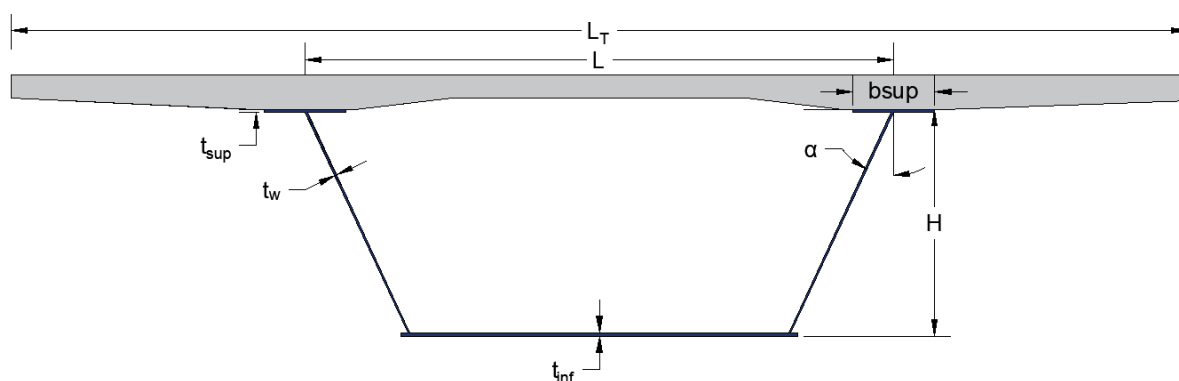


Figure II-14 : Paramètres du dimensionnement d'un caisson métallique

Tableau II-14 : Prédimensionnement de la variante 03

Elément		Formule/Intervalle	Valeur retenue
Entraxe sup. des âmes		$L = 0.5 \text{ à } 0.55L_T$	6500 mm
Hauteur des âmes		$\frac{1}{30}X \leq H \leq \frac{1}{25}X$ X représente la portée maximale	2500 mm
Inclinaison des âmes		$0^\circ \leq \alpha \leq 25^\circ$	25°
Largeur des semelles sup.		$300\text{mm} \leq b_{sup} \leq 1200\text{mm}$	900 mm
Epaisseur des semelles sup.		$24 \text{ mm} \leq t_{sup} \leq 40 \text{ mm}$	30 mm
Epaisseur des âmes		$14 \text{ mm} \leq t_w \leq 22 \text{ mm}$	20 mm
Epaisseur de la semelle inf.		$24 \text{ mm} \leq t_{inf} \leq 50 \text{ mm}$	40 mm
Epaisseur de la dalle	Au droit des âmes	$0.13 + \frac{(L_T - L)}{26}$	380 mm
	Au centre du tablier	$0.12 + \frac{L}{50}$	250 mm

### II.2.3.3. Liaison de la dalle aux poutres métalliques

Dans le cas des ponts mixtes, la dalle en béton doit être liée à la structure métallique par des éléments de liaison appelés connecteurs, car l'adhérence naturelle entre le béton et la surface métallique est trop faible et peu durable. Grâce à cette liaison mécanique, la dalle en béton participe à la résistance à la flexion de la poutre métallique, et les deux matériaux résistent ensemble en section mixte acier-béton. La liaison mécanique doit être capable de s'opposer au glissement ainsi qu'au soulèvement de la dalle par rapport aux poutres métalliques.

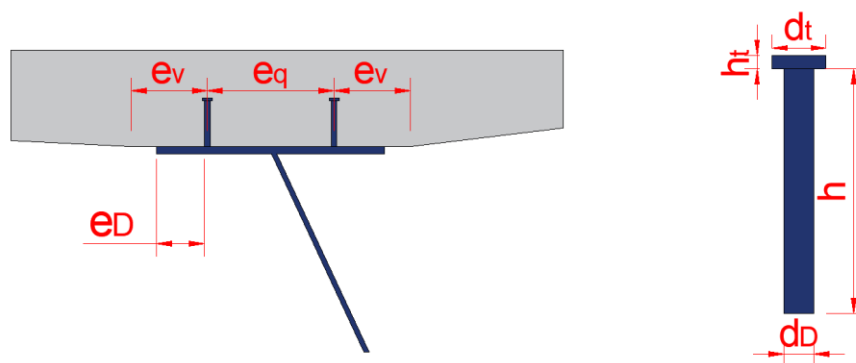


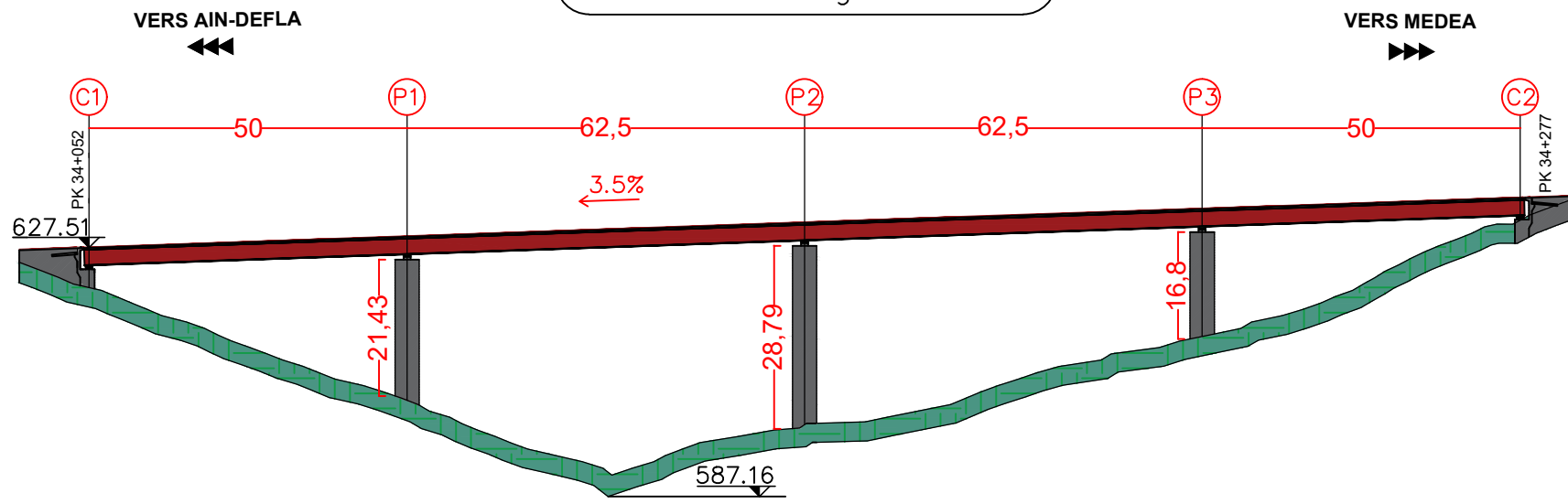
Figure II-15 : Disposition des goujons et symboles

Dans notre projet, cette liaison est réalisée au moyen de connecteurs de type **goujons à tête**, d'un diamètre de  $d_D = 22\text{mm}$ , conformément à l'**Eurocode 4**, qui autorise un diamètre compris entre 16 mm et 22 mm et qui ne dépasse pas 1,5 fois l'épaisseur de la semelle sur laquelle il est soudé ( $d_D \leq 1.5t_f$ ). Les autres dimensions sont récapitulées dans le tableau ci-après.

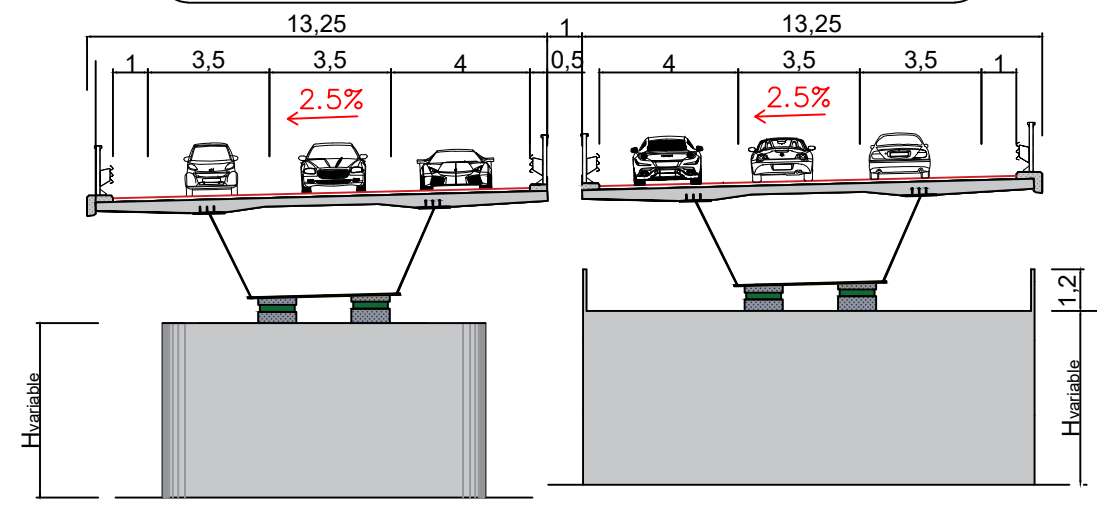
**Tableau II-15 : Récapitulatif des dimensions des goujons**

Caractéristique	Symbole	Valeur adoptée (mm)	Conditions (Eurocode 4)
Diamètre de goujon	$d_D$	22	$16\text{ mm} < d_D \leq 22\text{ mm} ;$ $d_D \leq 1.5t_f$
Hauteur de goujon	$h$	180	$h \geq 3d_D$
Diamètre de la tête du goujon	$d_t$	40	$d_t \geq 1.5d_D$
Hauteur de la tête du goujon	$h_t$	10	$h_t \geq 0.4d_D$
Distance au bord de la semelle	$e_D$	189	$e_D \geq 25\text{ mm}$
Epaisseur d'enrobage	$e_v$	300	$e_v \geq 50\text{ mm}$
Espacement transversal	$e_q$	250	$e_q \geq 2.5d_D$

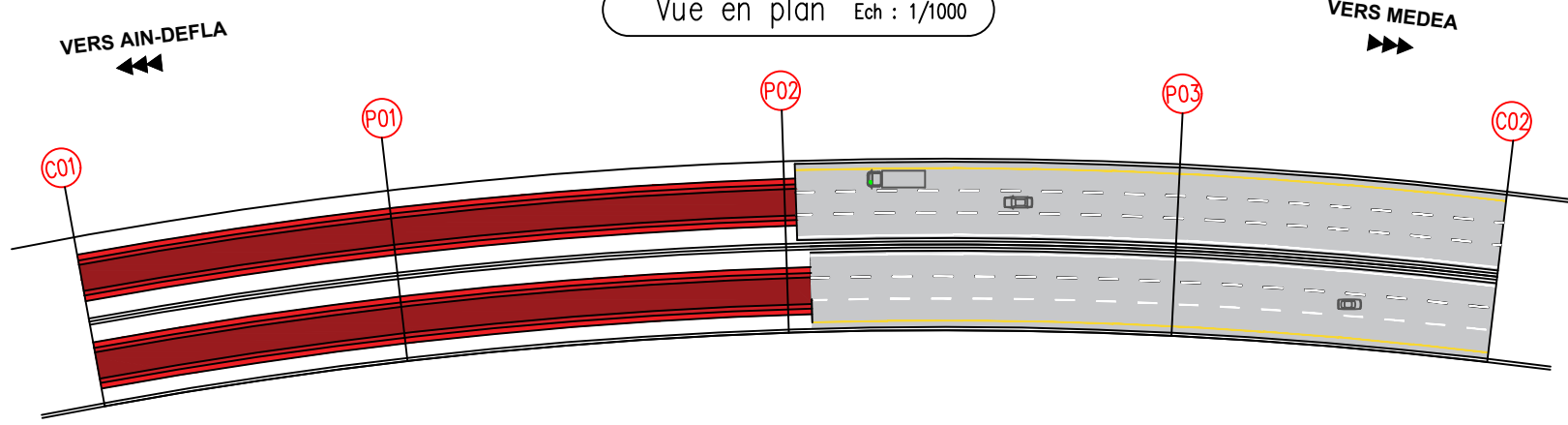
Profil en long Ech : 1/1000



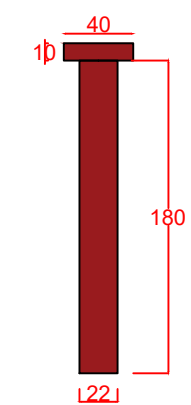
Coupe transversale sur pile et sur culée Ech : 1/200



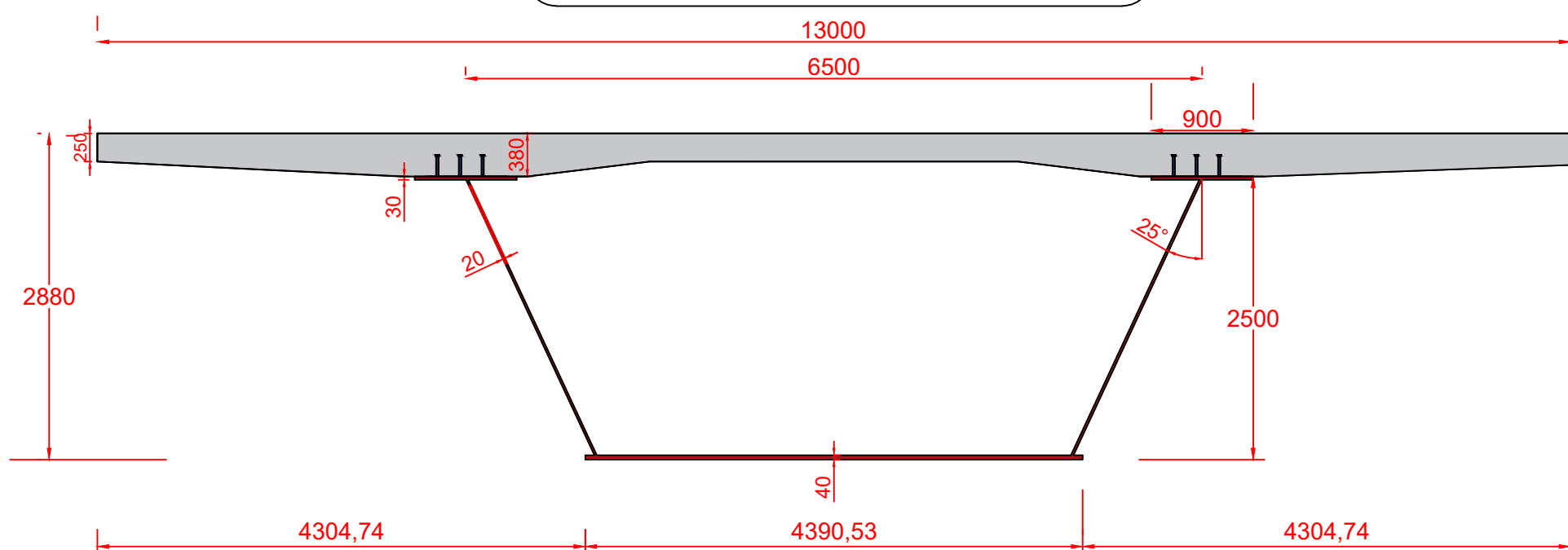
Vue en plan Ech : 1/1000



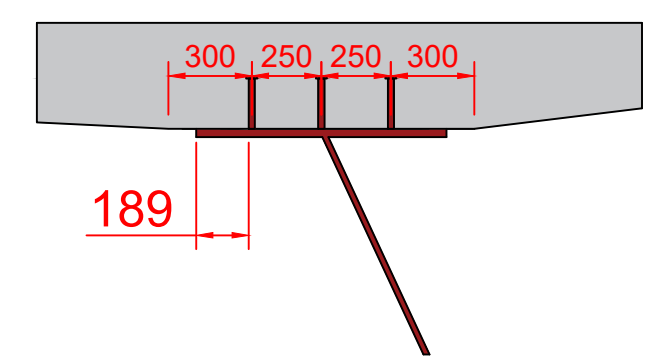
Dimensions de goujon Ech : 1/4



Section du tablier mixte Ech : 1/50



Disposition transversales des goujons Ech : 1/25



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : ( 023 ) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

PROJET DE FIN D'ETUDES		Réalisé par	Encadrés par	Page	Année universitaire
Conception et étude d'un Viaduc sur la 4ème rocade d'Alger du PK 34+052 au PK 34+277 dans la Wilaya de Médéa		DJEGHRI Inès LARBI-BOUAMRANE Oussama	M. AMIEUR Mohamed M. HAMICHI Mounir	22	2024/2025

## CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

### II.3. ANALYSE MULTI-CRITERE

Dans cette partie, nous procéderons à une analyse multicritère visant à comparer les trois variantes de tablier précédemment conçues et pré-dimensionnées. Cette comparaison s'appuiera sur un ensemble de critères techniques (étude et réalisation), économiques (matériaux, équipements, main-d'œuvre, délai d'exécution et coûts d'entretien), ainsi qu'esthétiques. L'objectif est d'évaluer globalement les performances de chaque solution afin d'identifier la variante la plus adaptée aux exigences du projet.

Tableau II-16 : Avantages et inconvénients

Variante	Avantages	Inconvénients
<b>Variante 01 :</b> Pont à poutres précontraintes du type VIPP.	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Très bonne résistance aux charges grâce à la précontrainte, réduisant les fissures et augmentant la durabilité.</li><li>2. Préfabrication en usine avec un coffrage standard, accélérant la construction.</li><li>3. Moins coûteux et plus économique.</li></ol>	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Poids propre élevé.</li><li>2. Difficulté à franchir des courbes.</li><li>3. Portées limitées nécessitant plusieurs appuis.</li><li>4. Moins esthétique.</li></ol>
<b>Variante 02 :</b> Pont à voussoirs préfabriqué à hauteur constante en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Simplicité dans la répartition des contraintes grâce à la géométrie uniforme, bon comportement à la torsion.</li><li>2. On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles.</li><li>3. Apparence simple et élégante.</li></ol>	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Poids propre important</li><li>2. Nécessite un transport et un montage minutieux pour aligner correctement les voussoirs.</li><li>3. Besoin d'équipements lourds pour la mise en place.</li><li>4. Investissement initial relativement élevé.</li></ol>
<b>Variante 03 :</b> Pont mixte en caisson métallique.	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Combinaison optimale des propriétés de l'acier et du béton.</li><li>2. Très adapté aux portées longues à très longues.</li><li>3. Bonne résistance à la torsion, avantageuse pour les ponts courbes.</li><li>3. Rapidité d'exécution.</li></ol>	<ol style="list-style-type: none"><li>1. Nécessite des soudeurs qualifiés pour garantir la qualité et la durabilité des assemblages.</li><li>2. Coût initial plus élevé.</li><li>3. Entretien périodique.</li></ol>

### II.4. CONCLUSION

Après le prédimensionnement et l'évaluation des différentes variantes, notre choix s'est porté sur **la variante 03 : le pont mixte en caisson métallique**. Cette solution s'est révélée la plus pertinente, notamment en raison de sa grande rigidité torsionnelle, un atout majeur pour les ponts en courbe, comme c'est le cas dans notre projet.

**CHAPITRE III :**  
**MATERIAUX ET**  
**HYPOTHESES DE**  
**CALCUL**

### III.1. INTRODUCTION

La conception et le calcul des éléments d'un pont reposent en grande partie sur le choix des matériaux de construction, leur qualité, ainsi que sur les charges appliquées à la structure. Dans ce chapitre, nous allons définir les hypothèses de calcul et les matériaux à adopter afin de garantir la résistance, la stabilité et le bon fonctionnement de l'ouvrage.

### III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

- **Règles BAEL 91 révisées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ;
- **Eurocode 1 Actions sur les structures Partie 1-1** : Actions générales : Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments ;
- **Eurocode 3** : Calcul des structures en acier ;
- **Eurocode 4** : Calcul des structures mixtes acier-béton ;
- **Eurocode 7** : Calcul géotechnique ;
- **RCPR** : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ;
- **RPOA 2008** : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

### III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

#### III.3.1. Béton

Lorsque la dalle est coulée en place, le béton est le plus souvent de classe de résistance **C35/45** au sens de la norme **NA 16002**, ce qui assure un bon compromis entre retrait et durabilité.

##### III.3.1.1. Caractéristiques mécaniques

- **Résistance à la compression**

Béton **C35/45** pour la superstructure :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

Béton **C30/40** pour l'infrastructure :  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Lorsqu'un béton, âgé de « j » jours (en cours d'exécution), est soumis à des sollicitations, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenue à ce jour précis, inférieur à 28 jours. Dans notre cas, avec  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ , la résistance caractéristique à « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83j} \times f_{c28} \text{ avec } j \leq 28 \text{ jours}$$

- **Résistance à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

Béton pour la superstructure :  $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$

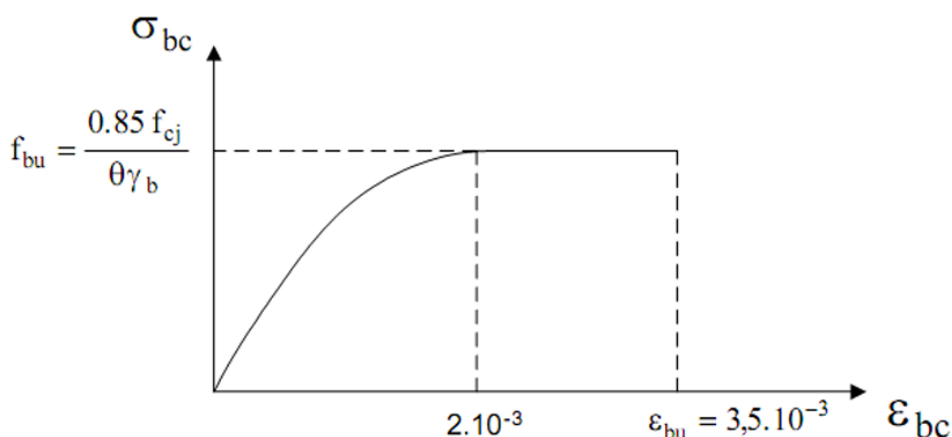
Béton pour l'infrastructure :  $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

**III.3.1.2. Contraintes admissibles à la compression**

• **Contrainte admissible à l'ELU**

Pour les calculs aux ELU, le diagramme parabole-rectangle est retenu :

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



**Figure III-1 : Diagramme contraintes-déformation du béton**

Le coefficient  $\theta$  est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée :

$\theta = 1.0$ : lorsque la durée  $t > 24$

$\theta = 0.9$ : lorsque la durée  $1 < t < 24h$   $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ 1.15 \text{ situation accidentelle} \end{cases}$

$\theta = 0.85$ : lorsque la durée est  $t < 1$

• **Contrainte admissible à l'ELS**

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{cj}$$

**Tableau III-1 : Contraintes admissible du béton**

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu} \text{ (MPa)}$	$\gamma_b = 1.5$	19.83	17
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	22.17
ELS	$f_{bc} \text{ (MPa)}$		21	18

**III.3.1.3. Déformation du béton**

- **Longitudinalement**

On considère le module de déformation longitudinale du béton, défini selon les règles B.A.E.L, comme suit :

Module de déformation instantané (courte durée <24h) :

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

Pour j = 28 :  $E_{28} \approx 36000 \text{ MPa}$

Module de déformation différée (long durée) :

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

**III.3.2. Aciers d'armatures**

Le type des aciers utilisés pour les armatures du béton sont les aciers à haute adhérence dont les caractéristiques sont :

- Nuance d'acier : FeE500
- Limite d'élasticité :  $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Module de déformation élastique :  $E_s = 200 \text{ GPa}$
- Coefficient de fissuration :  $\eta = 1.6$  (Armatures à haute adhérence)

**III.3.2.1. Contraintes limite de traction des aciers**

- **ELS en fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$$

- **ELU- Fondamental**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = 1.15$$

- **ELU - Accidentel**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ avec } \gamma_s = 1.00$$

Tableau III-2 : Contraintes limite de traction des aciers

Contraintes limite de traction des aciers (MPa)		
Etat	Superstructure	Infrastructure
ELS en fissuration préjudiciable	250	250
ELU- Fondamental	434.8	434.8
ELU - Accidentel	500	500

## CHAPITRE III : MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

### III.3.3. Aciers de PRS

La nuance d'acier utilisée pour les **poutres-caisson** et les **connecteurs** est le **S355**, couramment employé dans les structures métalliques pour ses bonnes propriétés mécaniques. Ses caractéristiques sont les suivantes :

- Masse volumique :  $78 \text{ kN/m}^3$
- Coefficient de poisson :  $\nu = 0.3$
- Module d'élasticité longitudinal :  $210 \text{ GPa}$

Tableau III-3 : Limite d'élasticité  $f_y$  en fonction de l'épaisseur des tôles

	$t \leq 16 \text{ mm}$	$16 < t \leq 40$	$40 < t \leq 63$	$63 < t \leq 80$	$80 < t \leq 100$	$100 < t \leq 150$
$f_y$ (MPa)	355	345	335	325	315	295

Tableau III-4 : Contraintes limites de rupture  $f_u$  en fonction de l'épaisseur des tôles

	$t \leq 3 \text{ mm}$	$3 < t \leq 100$	$100 < t \leq 150$	$200 < t \leq 250$
$f_u$ (MPa)	510	490	470	450

Tableau III-5 : Coefficients partiels de sécurité sur les matériaux

$\gamma_M$ (Charpente)		$\gamma_V$ (Goujons)
$\gamma_{M0} = 1,0$ $\gamma_{M1} = 1,1$ $\gamma_{M2} = 1.25$	- Plastification, instabilité locale - Instabilité d'élément - Ruine de section nette tendue	1.25 (Situation transitoire)
Eurocode 3		Eurocode 4

**CHAPITRE IV :**  
**CALCUL DES CHARGES**  
**ET DES SURCHARGES**

**IV.1. INTRODUCTION**

Ce chapitre présente les différentes charges à considérer dans le dimensionnement d'un pont, conformément au règlement algérien DTR-RCPR 2008. On distingue les charges permanentes, les surcharges d'exploitation (trafic routier courant et exceptionnel) ainsi que les effets spécifiques comme le freinage et la force centrifuge. L'objectif est d'identifier les actions les plus défavorables pour garantir la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

**IV.2. EVALUATION DES ACTIONS HORS TRAFIC**

**IV.2.1. Action permanentes**

**IV.2.1.1. Poids propre**

Conformément au RCPR, le poids propre des sections est calculé en considérant une masse volumique de 78 kN/m<sup>3</sup> pour l'acier et de 25 kN/m<sup>3</sup> pour le béton armé.

**Tableau IV-1 : Poids propre**

<b>Elément</b>	<b>Densité (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Section (m<sup>2</sup>)</b>	<b>Longueur (m)</b>	<b>Poids (kN/ml)</b>	<b>Poids (kN)</b>
<b>Dalle en béton</b>	25	3.98	225	99.50	22387.5
<b>PRS</b>	78	0.34	225	26.52	5967
<b>POIDS CP</b>				<b>126.02</b>	<b>28354.5</b>

**IV.2.1.2. Calcul des charges complémentaires permanentes**

- **Revêtement**

Selon le RCPR : le poids de béton bitumineux est de 25 kN/m<sup>3</sup>, prenons une épaisseur de 10 cm :

$$P_{revêtement} = \gamma_{BB} \times e_{BB} \times L_r = 25 \times 0.1 \times 12 = \mathbf{30 \text{ kN/ml}}$$

- **Trottoir**

$$P_{trottoir} = 2 \times \gamma_{béton} \times e_{trottoir} \times L_{trottoir} = 2 \times 25 \times 0.2 \times 0.5 = \mathbf{5 \text{ kN/ml}}$$

- **Corniche**

$$P_{corniche} = \gamma_{béton} \times S_{corniche} = 25 \times 0.1436 = \mathbf{3.59 \text{ kN/ml}}$$

- **Glissière de sécurité (BN4)**

$$P_{GS} = 2 \times 0.65 = \mathbf{1.3 \text{ kN/ml}}$$

- **Garde de corps**

$$P_{GC} = 2 \times 1.5 = \mathbf{3 \text{ kN/ml}}$$

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

Tableau IV-2 : Charges complémentaires permanentes

Elément	Poids (kN/ml)	Poids (kN)
Revêtement	30	6750
Trottoir	5	1125
Corniche	3.59	807.75
Glissière de sécurité (BN4)	1.3	292.5
Garde de corps	3	675
<b>POIDS CCP</b>	<b>42.89</b>	<b>9650.25</b>

Tableau IV-3 : Valeurs finales retenues des charges permanentes G

<b>Poids propre total du tablier <math>G_{cp}</math> (kN/ml)</b>	126.02
<b>15% <math>G_{cp}</math> * (kN/ml)</b>	18.90
<b>Poids des éléments permanents complémentaires <math>G_{ccp}</math> (kN/ml)</b>	42.89
<b>Poids total permanent <math>G_T</math> (kN/ml)</b>	<b>187.81</b>

\* : 15%  $G_{cp}$  représente une estimation du poids de l'ensemble des éléments secondaires tels que les raidisseurs, cadres, entretoises, etc.

### IV.2.1.3. Actions thermiques

Pour calculer les effets de la température sur la structure, il est nécessaire de prendre en compte deux types d'actions thermiques :

- **Variations uniformes**

L'ouvrage a été considéré comme situé dans une zone à climat tempéré, correspondant au nord de l'Algérie. Les effets thermiques ont été déterminés selon la norme de référence RCPR. Les valeurs adoptées pour la variation uniforme de température sont les suivantes :

- Température maximale :  $T_{max} = +35\text{ °C}$
- Température minimale :  $T_{min} = -15\text{ °C}$

- **Gradient thermique**

Les valeurs du gradient thermique sont définies par la norme algérienne RCPR comme suivant :

Tableau IV-4 : Gradient thermique

Type de tablier	En phase de construction	En service
	Gradient (°C)	Gradient (°C)
Type 2 (tablier mixte)	$\pm 15$	$\pm 8$

### IV.2.2. Actions variables hors trafic

#### IV.2.2.1. Actions dues au vent

Conformément au RCPR, les efforts engendrés sont modélisés dans les calculs sous forme de pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces exposées. Leur intensité, considérée comme une valeur caractéristique, est définie comme suit :

- $P = 2,00 \text{ kN/m}^2$  pour les ouvrages en service ;
- $P = 1,25 \text{ kN/m}^2$  pour les ouvrages en phase de construction.

### IV.3. EVALUATION DES ACTIONS DUES AU TRAFIC

#### IV.3.1. Caractéristiques du pont

- **Largeur roulable  $L_r$**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures : elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc.

$$L_r = 12 \text{ m}$$

- **Largeur chargeable  $L_c$**

La largeur chargeable est obtenue à partir de la largeur roulable, en déduisant une bande de 0,50 m de part et d'autre, le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière), lorsqu'ils sont présents.

$$L_c = 12 - 2 \times 0.5 = 11 \text{ m}$$

- **Nombre de voies**

Par convention, le nombre de voies de circulation d'une chaussée est égal à la partie entière du quotient de sa largeur chargeable (en mètres) divisée par 3.

$$N_v = E\left(\frac{11}{3}\right) = 3 \text{ voies}$$

- **Largeur des voies**

Par convention, les voies de circulation d'une même chaussée sont considérées comme ayant une largeur identique, égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$v = \frac{L_c}{N_v} = 3.67 \text{ m}$$

La configuration retenue pour la chaussée comprend deux voies de circulation de 3,50 m chacune, une voie de dépassement de 4,00 m, ainsi qu'une bande d'arrêt d'urgence (BAU) de 1,00 m.

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

- **Classe du pont**

Selon le RCPR, les ponts sont classés en trois catégories en fonction de leur largeur roulable ( $L_r$ ) ainsi que de certaines particularités :

Tableau IV-5 : Classes de ponts routes

Classe de pont	Largeur roulable ( $L_r$ )	Particularités
Première classe	$L_r \geq 7m$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ponts supportant des chaussées <math>\geq 7</math> m.</li> <li>- Ponts supportant des bretelles d'accès à ces chaussées.</li> <li>- Ponts en zones urbaines ou industrielles (quelle que soit leur largeur)</li> <li>- Ponts <math>&lt; 7</math> m désignés comme tels par le CCTP.</li> </ul>
Deuxième classe	$5.5m < L_r < 7m$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ponts supportant des chaussées à deux voies non incluses dans la première classe.</li> </ul>
Troisième classe	$L_r \leq 5.5m$	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ponts supportant des chaussées à une ou deux voies, autres que ceux des classes précédentes.</li> </ul>

Dans notre cas, la largeur roulable  $L_r \geq 7m$ , le pont est classé en **première classe**.

Tableau IV-6 : Récapitulatif des caractéristiques du pont

Largeur roulable	12 m
Largeur chargeable	11 m
Nombre de voies	3 voies
Largeur d'une voie	3.67 m
Classe du pont	Première classe

- **Système de charge à considérer :**

1. Charges civiles :  $A(l), B(B_c, B_t, B_r)$  ;
2. Charges militaires :  $M_c 120$  ;
3. Charges exceptionnelles :  $D240$ .

### IV.3.2. Système de charge A(l)

La charge A(l), exprimée en kilonewtons par mètre carré ( $kN/m^2$ ), est déterminée en fonction de la longueur chargée, l, exprimée en mètres, selon la formule suivante :

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l + 12} ; \quad A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002l \end{array} \right.$$

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

En fonction de la classe du pont ainsi que du nombre de voies chargées, la valeur de  $A(l)$  est ajustée à l'aide des coefficients  $a_1$  présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-7 : Coefficients  $a_1$

Nombre de voies		1	2	3	4	>5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

La charge  $A_1$  ainsi déterminée est ensuite multipliée par un coefficient  $a_2$ , ce qui permet d'obtenir la charge  $A_2$  :

$$A_2 = a_2 A_1 ; \quad a_2 = \frac{v_0}{v}$$

$v$  représente la largeur d'une voie, tandis que  $v_0$  correspond aux valeurs définies dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-8 : Valeurs de  $v_0$

Classe de pont	$v_0$
Première classe	3.5 m
Deuxième classe	3.0 m
Troisième classe	2.75 m

$$a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3.5}{3.67} = 0.95$$

CAS	Travée 1 (50m)	Travée 2 (62,5m)	Travée 3 (62,5m)	Travée 4 (50m)
1	Blue	Blue	Blue	Blue
2	Red	Red	White	White
3	White	Blue	Blue	White
4	White	White	Red	Red
5	Blue	Blue	Blue	White
6	White	Red	Red	Red
7	Blue	White	Blue	White
8	White	Red	White	Red
9	Blue	Blue	White	Blue
10	Red	White	Red	Red
11	Blue	White	White	Blue
12	Red	White	White	White
13	White	Blue	White	White
14	White	White	Red	White
15	White	White	White	Blue

Figure IV-1 : Cas de charges possibles de système A(l)

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

Les résultats obtenus pour  $l=50$  m (Cas 11 et 15) sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-9 : Valeurs de  $A(l)$

Nombre de voies	$A(l) \left(\frac{kN}{m^2}\right)$	$a_1$	$A_1 \left(\frac{kN}{m^2}\right)$	$a_2$	$A_2 \left(\frac{kN}{m^2}\right)$	Largeur de voie (m)	$A(l) \left(\frac{kN}{ml}\right)$
1	8.11	1	8.11	0.95	<b>7.73</b>	3.67	<b>28.37</b>
2	8.11	1	8.11	0.95	<b>7.73</b>	7.34	<b>56.74</b>
3	8.11	0.9	7.30	0.95	<b>6.96</b>	11.00	<b>76.56</b>

*NB : Ce tableau récapitule les valeurs maximales parmi tous les cas de charge considérés (le détail de l'ensemble des cas est disponible en annexe).*

### IV.3.3. Système de charge B

Le système de charges **B** comprend trois sous-systèmes distincts, dont les effets doivent être analysés séparément pour chaque élément de l'ouvrage :

$B_c$  : constitué de camions types ;

$B_r$  : constitué d'une roue isolée ;

$B_t$  : constitué de groupes de deux essieux appelés essieux tandems.

Les systèmes  $B_c$  et  $B_r$  s'appliquent à tous les ponts, quelle que soit leur classe. En revanche, le système  $B_t$  ne concerne que les ponts de première – comme dans notre cas – ainsi que ceux de deuxième classe.

Étant donné que les charges **B** sont mobiles leurs valeurs statiques sont amplifiées par un coefficient de majoration dynamique. Le même coefficient s'applique aux trois sous-systèmes ( $B_c$ ,  $B_t$  et  $B_r$ ) pour un même élément d'ouvrage.

Ce coefficient de majoration dynamique  $\delta$  est déterminé à l'aide de la formule suivante :

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

Dans laquelle :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,

G : sa charge permanente,

S : sa charge B maximale.

#### IV.3.3.1. Système $B_c$

Le camion type a une masse totale de 300 kN, répartie sur trois essieux ; l'essieu avant supporte 60 kN, chacun des deux essieux arrière supporte 120 kN.

Selon la figure au-dessous, la longueur d'encombrement du camion est de 10,50 m et sa largeur de 2,50 m.

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

La vue en plan révèle que chaque essieu est composé de deux roues simples équipées de pneumatiques : les roues de l'essieu avant ont une surface d'impact carrée de  $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$  ; celles des essieux arrière ont une surface d'impact de  $0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$ .

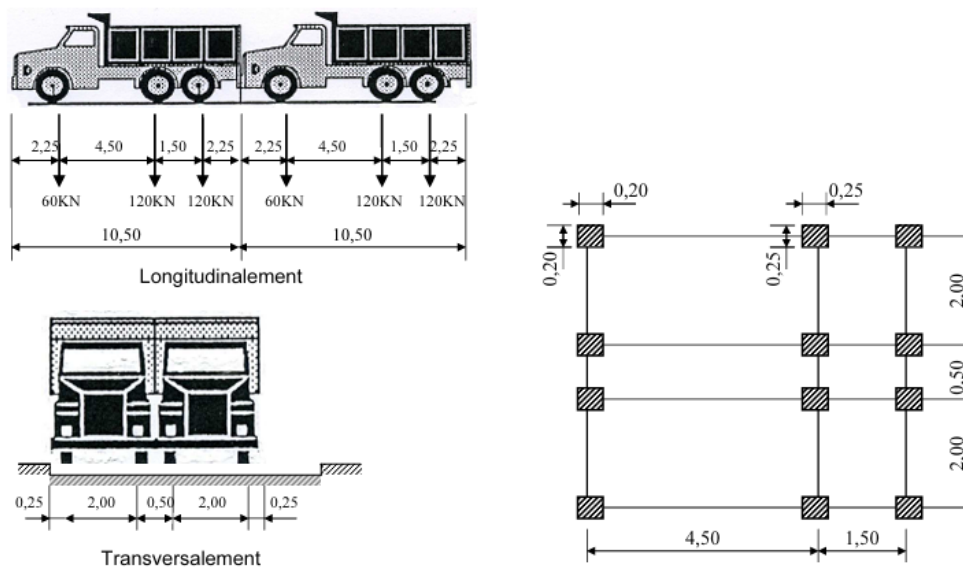


Figure IV-2 : Système  $B_c$

La charge maximale du système  $B_c$  est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$S_{BC} = N_c \times B_c \times b_c$$

Avec :

$N_c$  : nombre de camions,

$B_c$  : poids d'un camion type,

$b_c$  : coefficient d'influence donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-10 : Coefficients  $b_c$

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	$\geq 5$
Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70

- Pour une travée de  $L = 50 \text{ m}$  on a  $G = 187.81 \times 50 = 9390.5 \text{ kN}$
- Pour une travée de  $L = 62.5 \text{ m}$  on a  $G = 187.81 \times 62.5 = 11738.13 \text{ kN}$

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-11 : Valeurs de  $B_c$  et coefficient de majoration dynamique

Nombre de voies chargées	$N_c$	$b_c$	$B_c$ (kN)	$S_{BC}$ (kN)	$\delta_{BC 50}$	$\delta_{BC 62.5}$
1	2	1.20	300	720	1.048	1.039
2	4	1.10	300	1320	1.057	1.046
3	6	0.95	300	1710	1.062	1.051

### IV.3.3.2. Système $B_r$

Le système de charge  $B_r$  se compose d'une roue isolée d'un poids de 100 kN. Sa surface d'impact est rectangulaire, avec un grand côté de 0,6 m orienté selon la direction transversale, et un petit côté de 0,3 m suivant l'axe longitudinal du pont (voir figure). La roue  $B_r$  peut être positionnée librement sur toute la largeur roulable, à condition que son déplacement s'effectue dans le sens longitudinal du tablier. Ce système est principalement utilisé pour l'analyse des effets locaux sur le tablier, notamment le poinçonnement de l'hourdis.

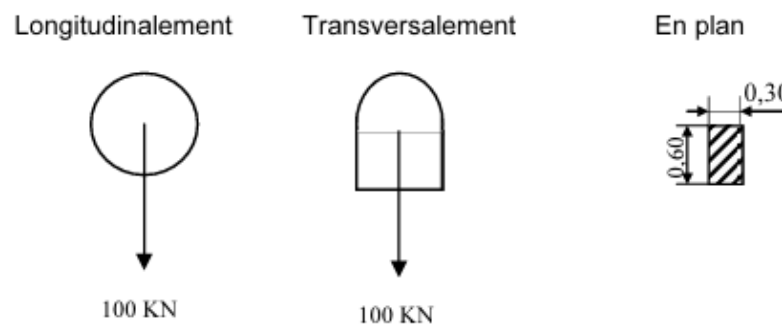


Figure IV-3 : Système  $B_r$

- Pour une travée de  $L = 50$  m on a  $G = 187.81 \times 50 = 9390.5$  kN
- Pour une travée de  $L = 62.5$  m on a  $G = 187.81 \times 62.5 = 11738.13$  kN

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-12 : Valeurs de  $B_r$

Système	$S_{Br}$ (kN)	$\delta_{Br 50}$	$\delta_{Br 62.5}$
$B_r$	100	1.038	1.031

IV.3.3.3. Système  $B_t$

Le tandem type a un poids total de 320 kN. Il est composé de deux essieux identiques, chacun supportant une charge de 160 kN. Chaque essieu est muni de deux roues simples équipées de pneumatiques. La surface d'impact d'une roue est de forme rectangulaire, avec un côté de 0,6 m dans la direction transversale et un côté de 0,25 m dans le sens longitudinal.

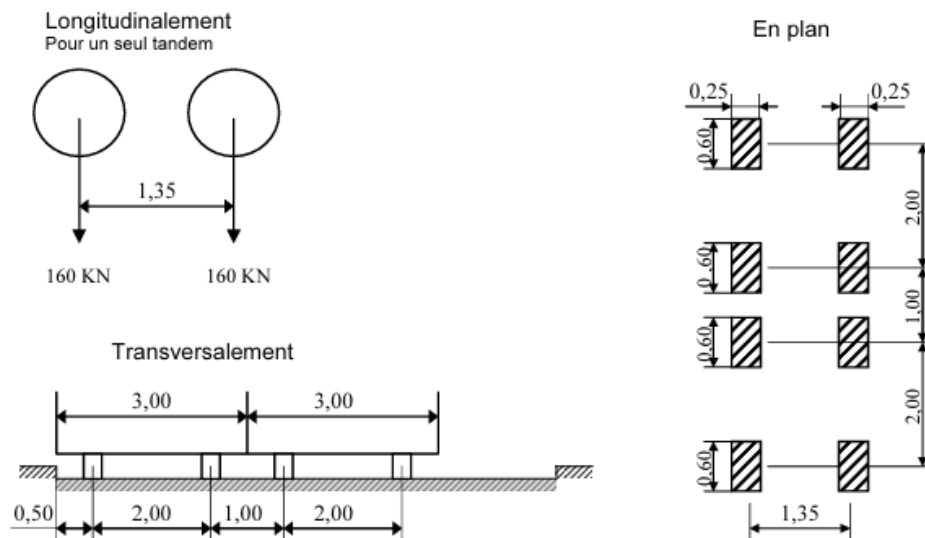


Figure IV-4 : Système  $B_t$

Longitudinalement, un seul tandem est disposé. Transversalement, si le pont possède une seule voie, un seul tandem sera placé. Si le pont comporte deux voies ou plus, le nombre maximal de tandems disposés transversalement est de deux. Ceux-ci peuvent être contigus ou séparés afin de produire l'effet le plus défavorable.

La charge maximale du système  $B_t$  est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$S_{B_t} = N_t \times B_t \times b_t$$

Avec :

$N_t$  : nombre de tandems,

$B_t$  : poids de tandem,

$b_t$  : coefficient d'influence donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-13 : Coefficient  $b_t$

Classe de pont	$b_t$
Première classe	1.2

- Pour une travée de  $L = 50 \text{ m}$  on a  $G = 187.81 \times 50 = 9390.5 \text{ kN}$
- Pour une travée de  $L = 62.5 \text{ m}$  on a  $G = 187.81 \times 62.5 = 11738.13 \text{ kN}$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-14 : Valeurs de  $B_t$  et coefficient de majoration dynamique

Nombre de tandem $N_t$	$b_t$	$B_t$ (kN)	$S_{Bt}$ (kN)	$\delta_{Bt 50}$	$\delta_{Bt 62.5}$
1	1.20	320	384	1.042	1.034
2	1.20	320	768	1.048	1.039

#### IV.3.4. Effort de freinage

Elle est générée par l'un des deux systèmes,  $A(l)$  ou  $B_c$  et est supposée appliquée selon l'axe longitudinal du tablier, orientée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

##### IV.3.4.1. Effort de freinage dû au système A(l)

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à :

$$F = \frac{A \cdot S}{20 + 0.0035S}$$

Où S est l'aire en mètre carré de la partie du tablier chargée par le système A(l).

La travée de longueur  $L = 50$  m a été retenue, car elle génère l'effet le plus défavorable du système de charge A(l).

Tableau IV-15 : Effort de freinage

Nombre de voies	S (m <sup>2</sup> )	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	F (kN)
1	183.5	7.73	68,66
2	367	7.73	133,17
3	550	6.96	174,60

##### IV.3.4.2. Effort de freinage dû au système $B_c$

Parmi l'ensemble des camions positionnés sur le pont, un seul est supposé freiner, en développant un effort de freinage égal à son propre poids.

$$F_r(B_c) = B_c \times b_c = 300 \times 1.2 = 360 \text{ kN}$$

#### IV.3.5. Forces centrifuges

Elle est produite uniquement par le système  $B_c$ , et ce dans les tabliers qui représentent des courbes en plan comme notre cas. Tous les camions  $B_c$  sont susceptibles de produire la force centrifuge.

En désignant par R (en mètres) le rayon de courbure de l'axe de la chaussée sur le pont, d'après le RCPR la force centrifuge développée par un essieu est donnée par les relation suivantes :

$$F_c = S_{BC} \times \delta_{BC 50} \times \frac{(R + 150)}{(6R + 350)} \text{ pour } R \leq 400m$$

## CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES SURCHARGES

$$F_c = S_{BC} \times \delta_{BC\ 50} \times \frac{80}{R} \text{ pour } R > 400\text{m}$$

- *Remarque : Bien que chaque voie dispose de son propre rayon de courbure, les calculs prennent uniquement en compte le rayon de la courbe en plan, assimilé à l'axe longitudinal du pont. Ainsi, un rayon unique de  $R = 750\text{ m}$  est retenu.*

Le tableau suivant présente les résultats obtenus :

Tableau IV-16 : Valeurs des forces centrifuges

Nombre de voies chargées	$S_{BC}$ (kN)	$\delta_{BC\ 50}$	$F_c$ (kN)
1	720	1.048	80.49
2	1320	1.057	148.83
3	1710	1.062	193.71

La force centrifuge  $F_c$  agit sur le tablier par ses 2 composantes ; l'une tangentielle  $F_{ct}$  et l'autre verticale  $F_{cv}$ . D'après la figure au-dessous, on a :

$$F_{ct} = \frac{F_c}{\cos\alpha} ; F_{cv} = F_c \times \tan\alpha$$

Où  $\alpha$  est l'angle de dévers du tablier : pour un dévers de 2.5% on trouve :  $\alpha = 1.43^\circ$

La composante verticale  $F_{cv}$  est à cumuler avec les autres charges verticales telles que A(l) et  $B_c$ .

Les effets de la force centrifuge  $F_{ct}$  ne sont pas cumulés avec ceux de la force de freinage  $F_f$ .

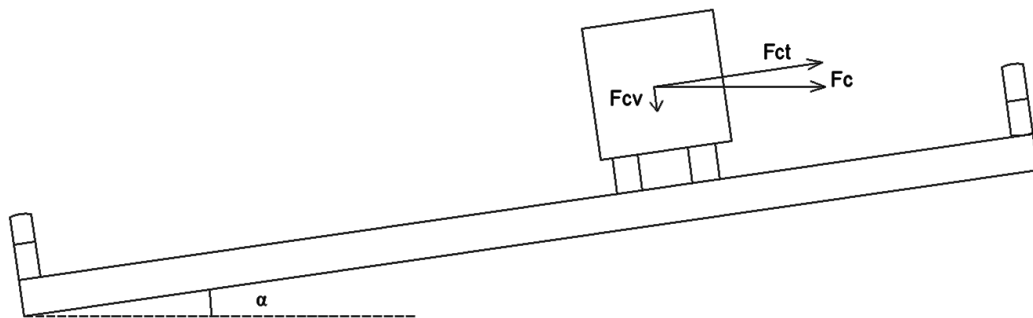


Figure IV-5 : Composantes de la force centrifuge

Tableau IV-17 : Valeurs des composantes de la force centrifuge

Nombre de voies chargées	$F_c$ (kN)	$F_{ct}$ (kN)	$F_{cv}$ (kN)
1	80.49	80.52	2.01
2	148.83	148.88	3.72
3	193.71	193.77	4.84

IV.3.6. Charges militaires

IV.3.6.1. Convoi  $M_c$  120

Les véhicules du système  $M_c$  peuvent circuler en convoi. En direction transversale, un seul convoi est supposé circuler, quelle que soit la largeur de la chaussée. En direction longitudinale, le nombre de véhicules composant le convoi n'est pas limité. La distance entre deux véhicules successifs est ajustée afin de générer l'effet le plus défavorable, tout en respectant une distance libre minimale de 30,50 mètres entre leurs points de contact avec la chaussée.

Il est constitué de deux chenilles et possède un poids total de 1100 kN. Ses caractéristiques sont présentées dans la figure ci-dessous :

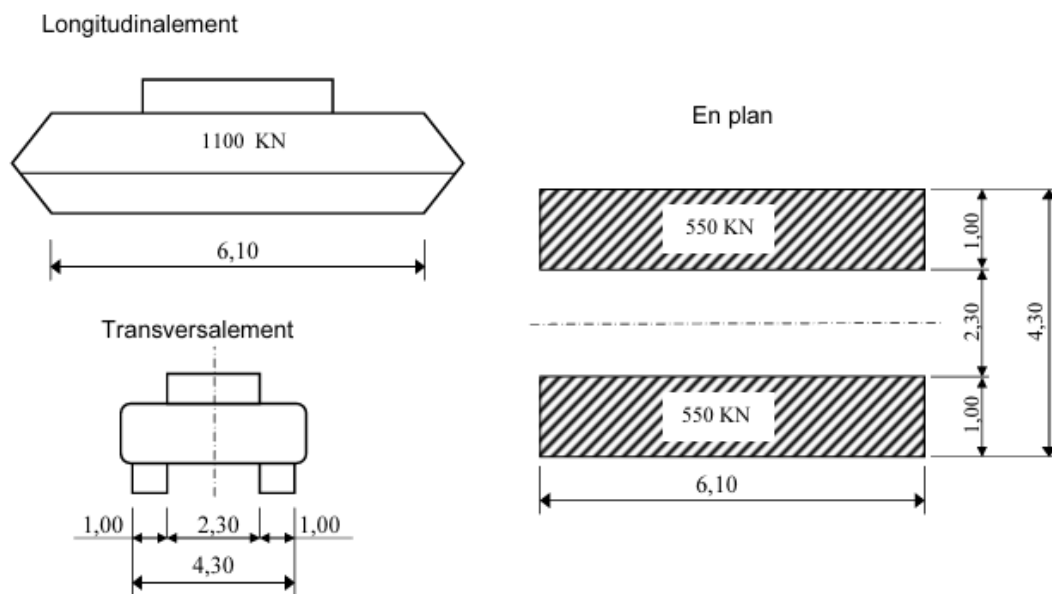


Figure IV-6 : Convoi Mc 120

- Pour une travée de  $L = 50 \text{ m}$  on a  $G = 187.81 \times 50 = 9390.5 \text{ kN}$
- Pour une travée de  $L = 62.5 \text{ m}$  on a  $G = 187.81 \times 62.5 = 11738.13 \text{ kN}$

Les charges militaires sont concernées par la majoration dynamique  $\delta$ . Voici les résultats obtenus :

Tableau IV-18 : Valeurs de  $M_c$  120 et coefficient de majoration dynamique

Convoi	$S_{M_c 120}(kN)$	$\delta_{M_c 120}(L = 50m)$	$\delta_{M_c 120}(L = 62.5m)$
$M_c$ 120	1100	1.053	1.043

### IV.3.7. Charges exceptionnelles

#### IV.3.7.1. Convoi type D240

Il s'agit d'une remorque composée de trois éléments, chacun comprenant quatre lignes à deux essieux. Le poids total du convoi D240 est de 2400 kN. Cette charge est supposée uniformément répartie sur la chaussée, selon un rectangle de 18,60 m de longueur et 3,20 m de largeur.

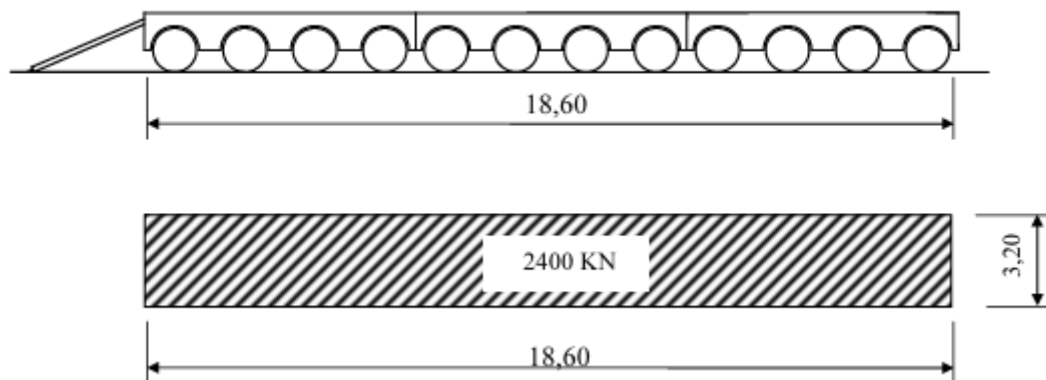


Figure IV-7 : Convoi type D240

- **Considérations générales sur les charges exceptionnelles :**

Les convois exceptionnels sont supposés circuler à une vitesse maximale de 10 km/h. Par conséquent, aucune majoration dynamique n'est appliquée à ce type de charge.

De plus, le convoi exceptionnel est considéré comme ne développant ni force de freinage, ni force centrifuge.

Enfin, la charge exceptionnelle est exclusive de toute autre charge d'exploitation : elle est donc appliquée seule, sans combinaison avec d'autres actions.

Il en résulte, pour le convoi D240, une charge surfacique égale à :

$$S_{D240} = \frac{2400}{18,6 \times 3,2} = 40,32 \text{ kN/m}^2$$

### IV.4. CONCLUSION

Le chapitre que nous avons étudié avait pour objectif de présenter les différentes charges à prendre en compte pour le calcul des ponts routes. Une bonne maîtrise de ces sollicitations permet d'évaluer plus précisément la capacité portante et la sécurité de la structure. Nous avons ainsi examiné les charges permanentes, les surcharges mobiles, ainsi que les effets spécifiques, en nous basant sur le RCPR.

**CHAPITRE V :**  
**MODELISATION ET CALCUL DES**  
**EFFORTS**

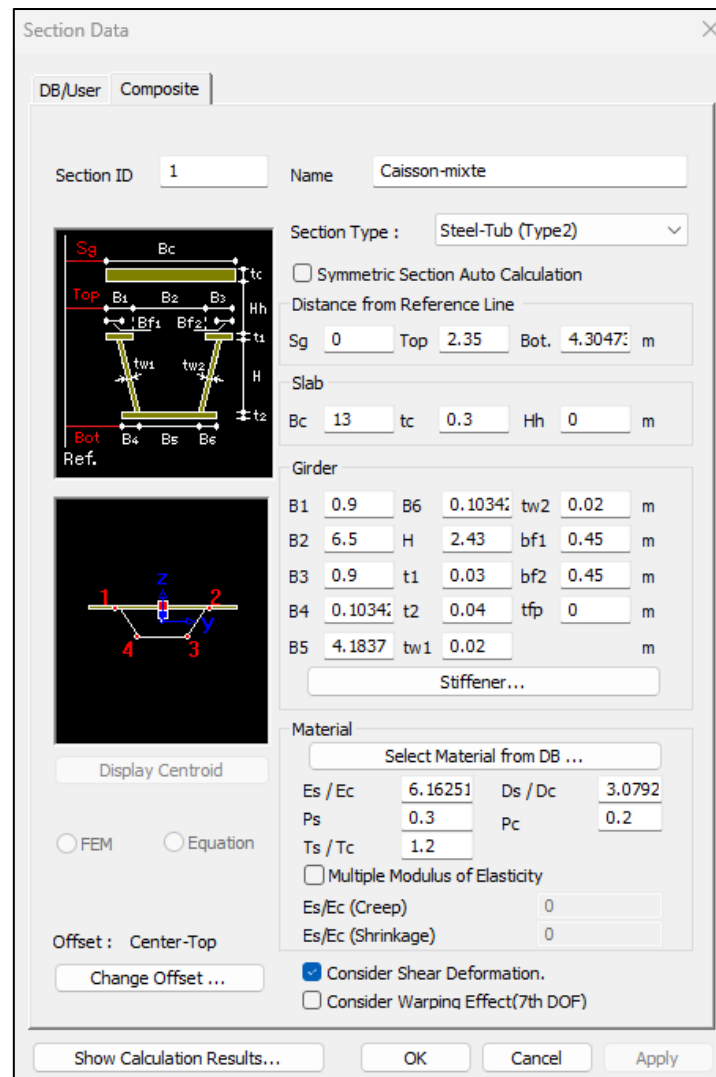
### V.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons résumer les étapes de modélisation de notre tablier mixte et extraire les résultats nécessaires pour procéder au chapitre suivant, consacré à la vérification de la résistance de notre conception.

Pour la modélisation, nous avons utilisé le logiciel Midas Civil 2022, principalement employé dans les domaines de l'ingénierie des ponts, des bâtiments et des structures en génie civil. Ce programme offre une large gamme de fonctionnalités pour la modélisation tridimensionnelle, ainsi que pour l'analyse statique et dynamique des structures.

### V.2. ETAPES DE MODELISATION

- **Définition des matériaux et des sections**
  - Définition des matériaux constitutifs du tablier (acier, béton, etc.)
  - Définition de la section mixte sous forme d'un élément poutre (poutre-caisson métallique et la dalle en béton armé)



**Figure V-1 : Définition de la section mixte**

- **Définition des propriétés dépendantes du temps**
  - Intégration des effets différés du béton, notamment le fluage (creep) et le retrait (shrinkage), conformément aux spécifications de l'Eurocode.
  - Paramétrage via l'outil « Time Dependent Material Properties » pour modéliser le comportement réel à long terme.
- **Positionnement des nœuds**
  - Définition précise des positions des nœuds clés (C1, P2, C2) servant à l'outil Draw Element on Curve, permettant de générer des éléments avec courbure.
  - Ceci permet de mieux représenter la géométrie réelle du tablier.

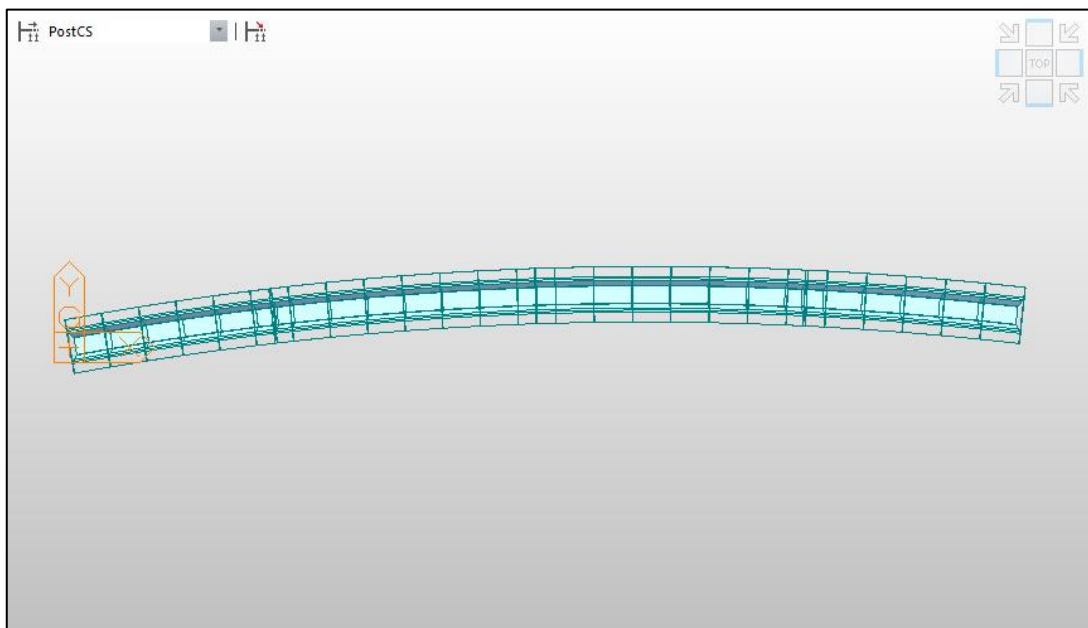


Figure V-2 : Vue en plan montrant la courbure de l'ouvrage

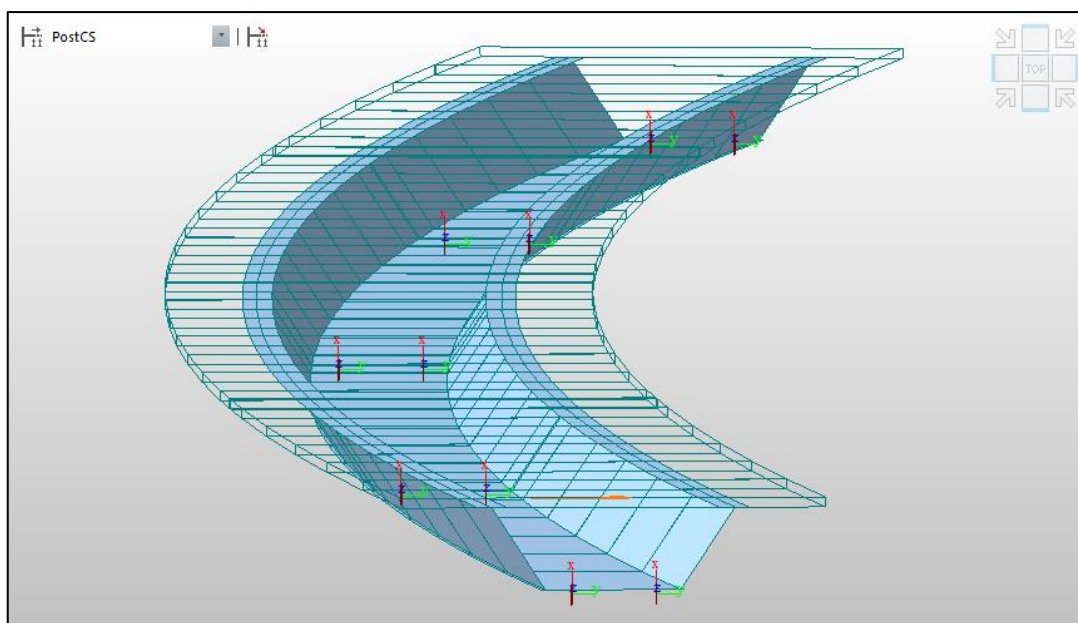


Figure V-3 : Vue latérale de l'ouvrage

- **Définition des appuis et liaisons**
  - Utilisation de la fonction Rigid Link pour simuler la liaison rigide entre les éléments du tablier et les appareils d'appui.
  - Application de la fonction Elastic Link pour modéliser la raideur des appareils d'appui.
  - Définition des conditions aux limites à l'aide de la fonction Supports.
- **Définition des charges permanentes et d'exploitation**
  - Application des charges et des surcharges et charges roulantes.
  - Définition des voies de circulation à l'aide de l'outil Traffic Line Lanes.
  - Définition des combinaisons de charges.
- **Phasage de construction « Construction Stages »**
  - Modélisation des différentes étapes de construction de l'ouvrage : pose de la structure métallique seule, coulage du béton par pianotage (coulage en travée, coulage aux appuis)

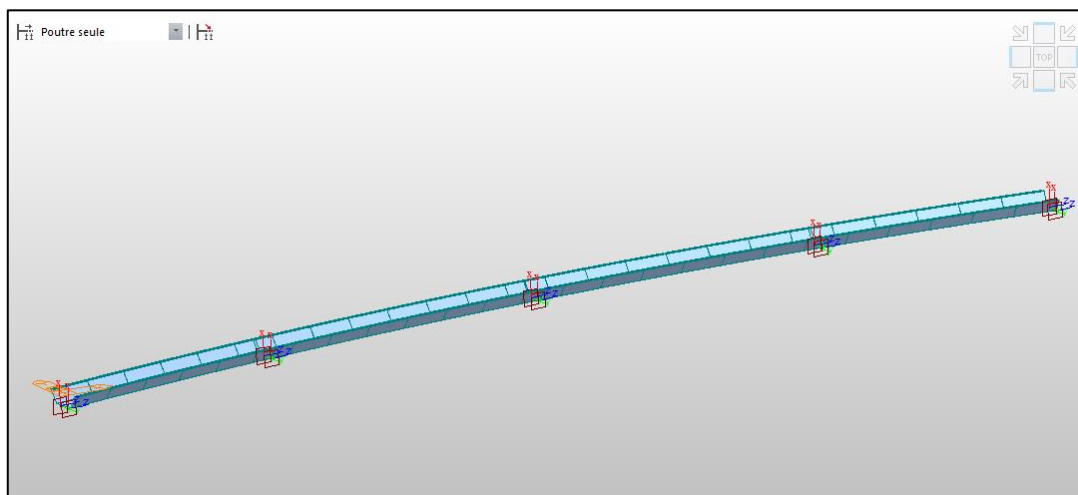


Figure V-4 : Poutre métallique seule

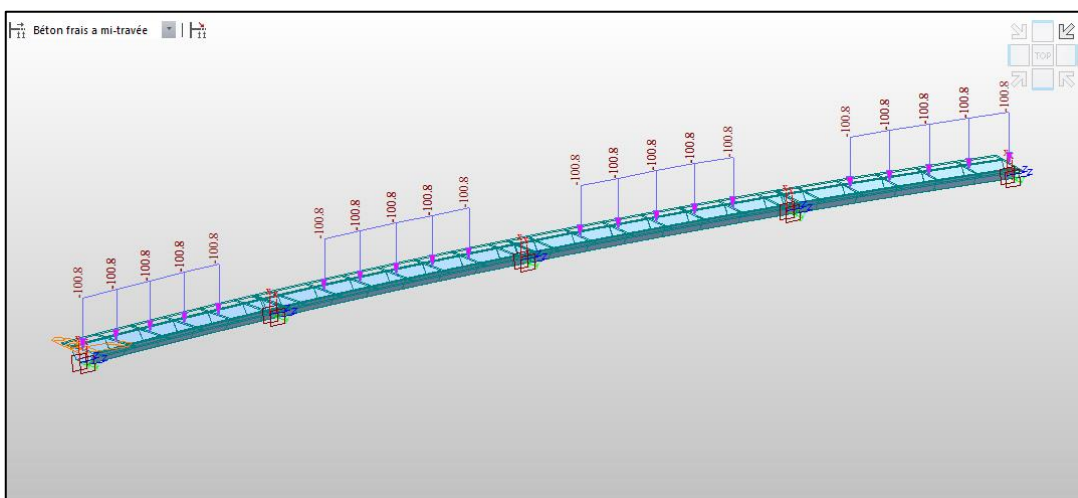


Figure V-5 : Béton frais à mi-travée

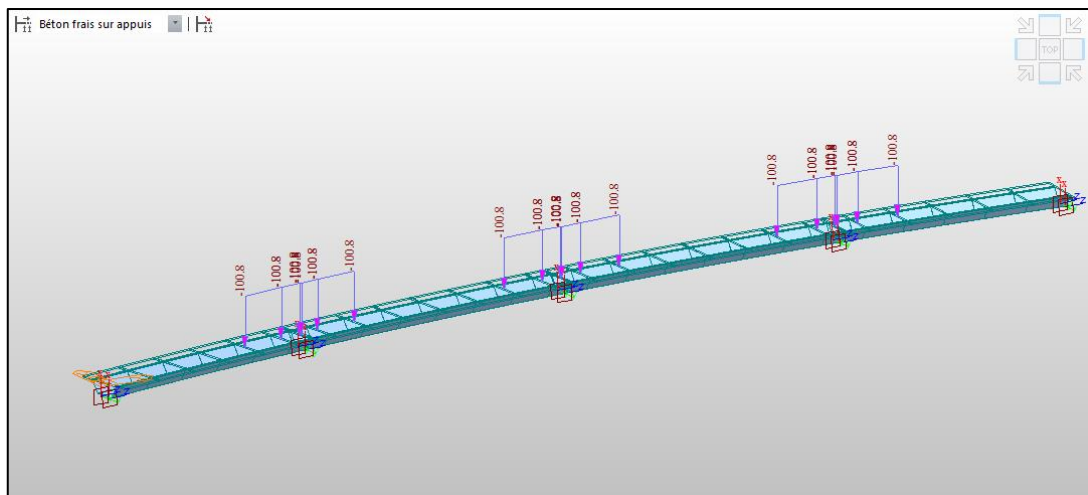


Figure V-6 : Béton frais sur appuis

- **Analyse et exploitation des résultats**
  - Lancement des analyses statiques et d'étapes de construction.
  - Extraction des résultats pour dimensionnement ou vérification selon les normes.

### V.3. COMBINAISONS D'ACTIONS

D'après le RCPR, les combinaisons définies ci-après sont à considérer pour la justification de l'ouvrage avec les notations suivantes :

- ELU - Combinaisons fondamentales :

$$1.35G + 1.5\beta Q_r + 1.5 \times 0.6 \times T + 1.5 \times 0.5 \times \Delta\theta$$

$$1.35G + 1.35\beta Q_{rp} + 1.5 \times 0.6 \times T + 1.5 \times 0.5 \times \Delta\theta$$

- ELS - Combinaisons rares :

$$G + \beta Q_r + 0.6 \times T + 0.5 \times \Delta\theta$$

$$G + Q_{rp} + 0.6 \times T + 0.5 \times \Delta\theta$$

$G$  : l'ensemble des actions permanentes ;

$Q_r$  : les charges de chaussées A(l) ou B ;

$Q_{rp}$  : les charges militaires ou exceptionnelles ;

$T$  : la variation uniforme de température ;

$\Delta\theta$  : le gradient thermique vertical ;

$\beta$  : coefficient multiplicateur des actions dues au trafic.

## CHAPITRE V : MODELISATION ET CALCUL DES EFFORTS

Tableau V-1 : Combinaisons d'actions

Etat limite	Combinaisons	
ELU	C1.n *	$1.35G + 1.6A(l) + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
	C2	$1.35G + 1.6B_c + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
	C3	$1.35G + 1.6B_t + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
	C4	$1.35G + 1.6B_r + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
	C5	$1.35G + 1.6M_c120 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
	C6	$1.35G + 1.6D240 + 0.9T + 0.75\Delta\theta$
ELS	C1.n *	$G + 1.2A(l) + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
	C2	$G + 1.2B_c + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
	C3	$G + 1.2B_t + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
	C4	$G + 1.2B_r + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
	C5	$G + M_c120 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$
	C6	$G + D240 + 0.6T + 0.5\Delta\theta$

\* : n désigne les différents cas de charges appliqués au système A(l). Par exemple, C1.2 correspond à la combinaison C1 issue du cas de charge n°2.

### V.4. RESULTATS OBTENUS

#### V.4.1. Moments de flexion

Tableau V-2 : Résultats des moments de flexion

ELU			ELS		
Combinaison	Mmax (kN.m)		Combinaison	Mmax (kN.m)	
	Sur appuis	A mi-travée		Sur appuis	A mi-travée
C1.3	-99164.0	61392.7	C1.3	-74908.2	44231.5
C1.14	-91203.4	76324.6	C1.14	-68937.7	55430.5
C2	-79456.6	63713.5	C2	-60127.6	45972.1
C3	-86000.2	60277.3	C3	-60271.3	48496.0
C4	-70066.1	47373.8	C4	-53084.8	33717.0
C5	-76808.3	60559.8	C5	-58071.3	43468.8
C6	-85132.8	73559.8	C6	-64237.6	53098.5

## CHAPITRE V : MODELISATION ET CALCUL DES EFFORTS

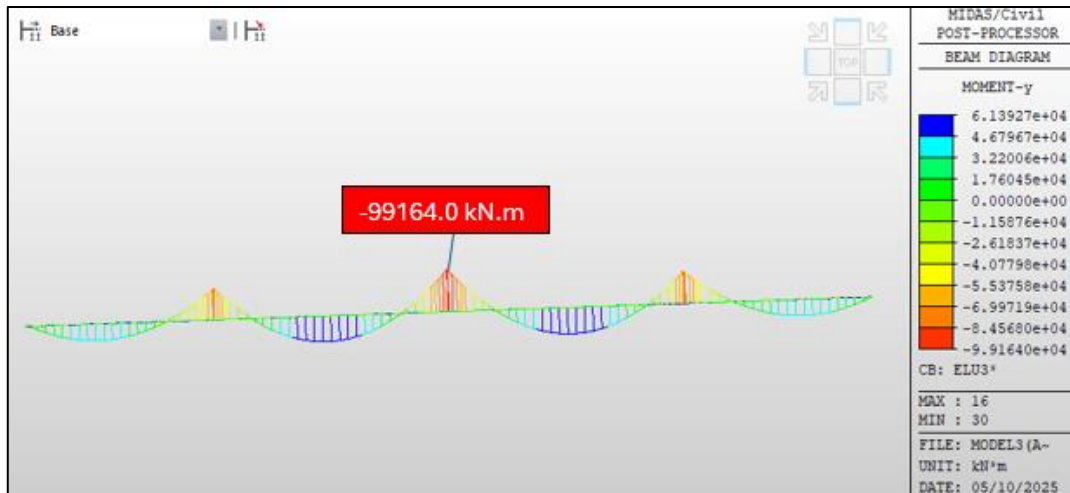


Figure V-7 : Moment max à l'ELU sur pile sous la combinaison C1.3

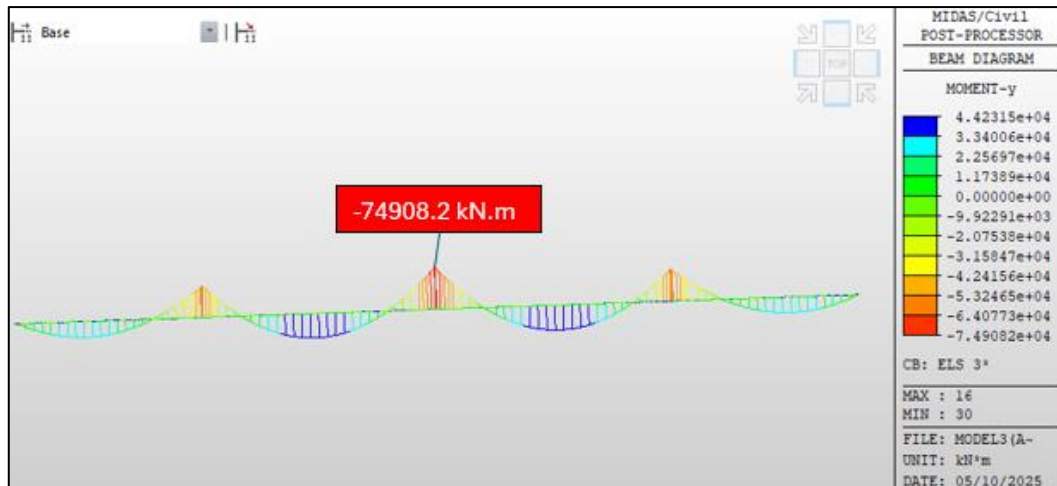


Figure V-8 : Moment max à l'ELS sur pile sous la combinaison C1.3

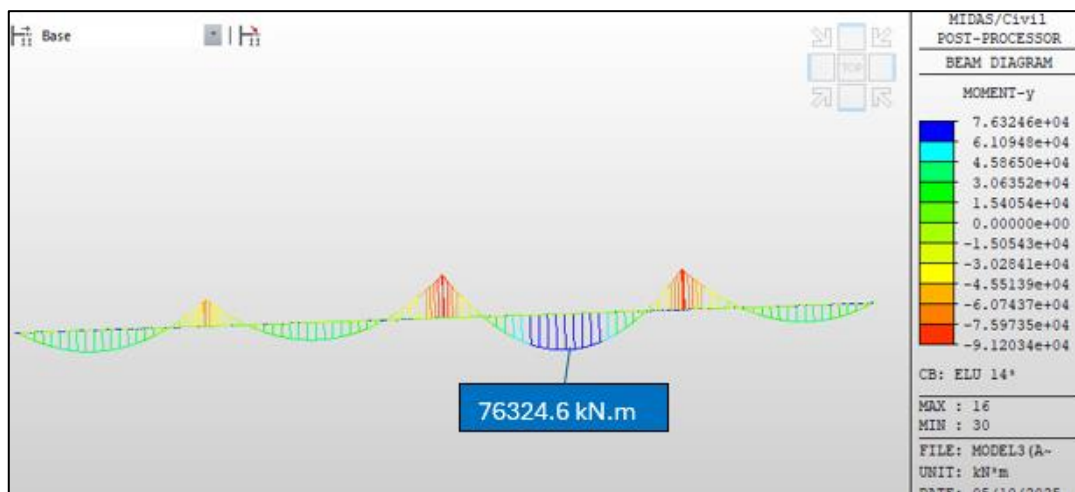


Figure V-9 : Moment max à l'ELU à mi travée sous la combinaison C1.14

## CHAPITRE V : MODELISATION ET CALCUL DES EFFORTS

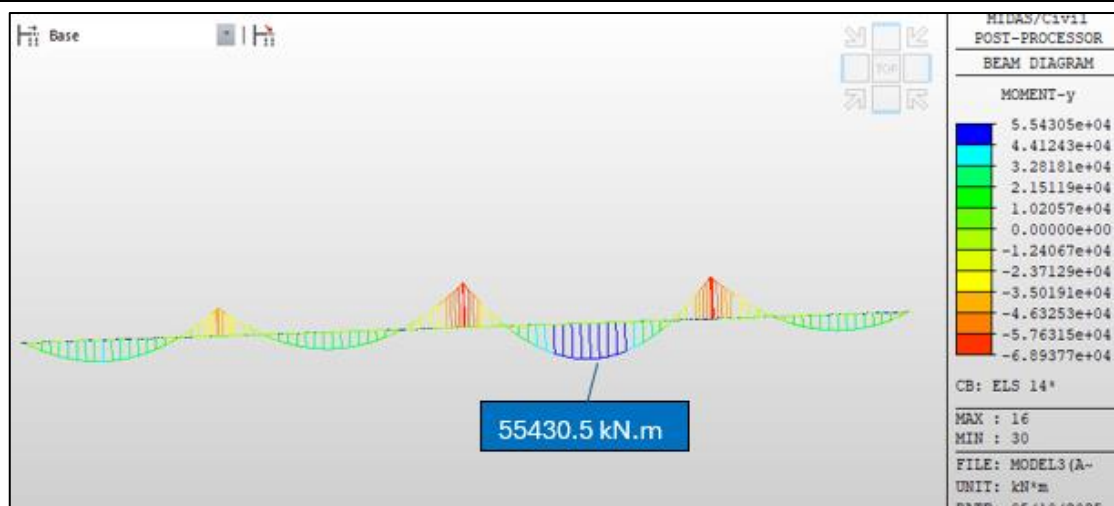


Figure V-10 : Moment max à l'ELS à mi travée sous la combinaison C1.14

### V.4.2. Efforts tranchants

Tableau V-3 : Résultats des efforts tranchants

ELU		ELS	
Combinaison	Vmax (kN)	Combinaison	Vmax (kN)
C1.14	10553.4	C1.14	7841.77
C2	8688.70	C2	6459.23
C3	8952.97	C3	6584.91
C4	7337.74	C4	5430.04
C5	8489.44	C5	6281.76
C6	9847.59	C6	7287.79

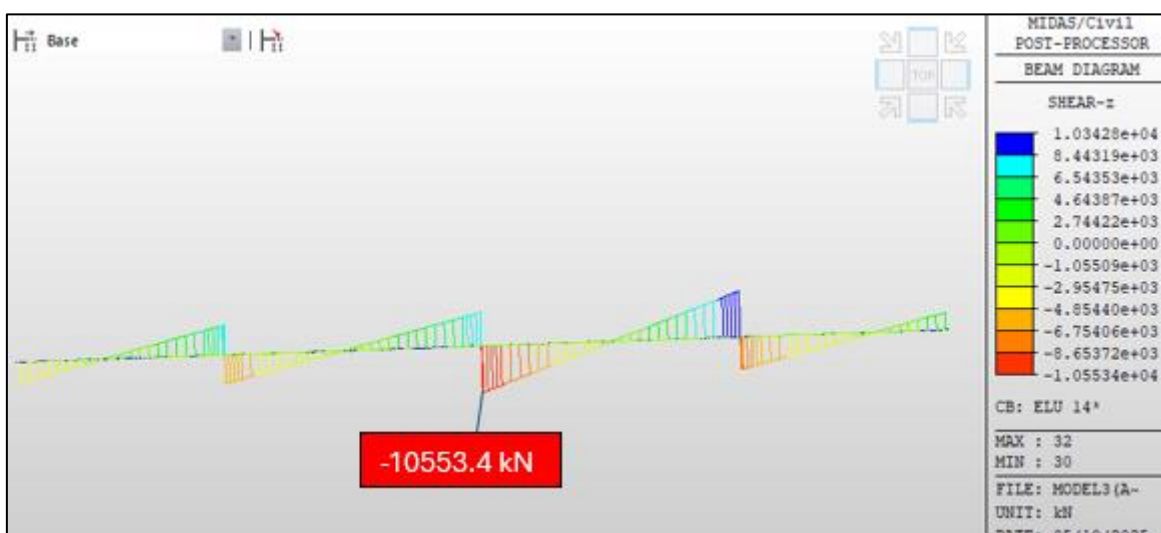


Figure V-11 : Effort tranchant max à l'ELU sous la combinaison C1.14

## CHAPITRE V : MODELISATION ET CALCUL DES EFFORTS

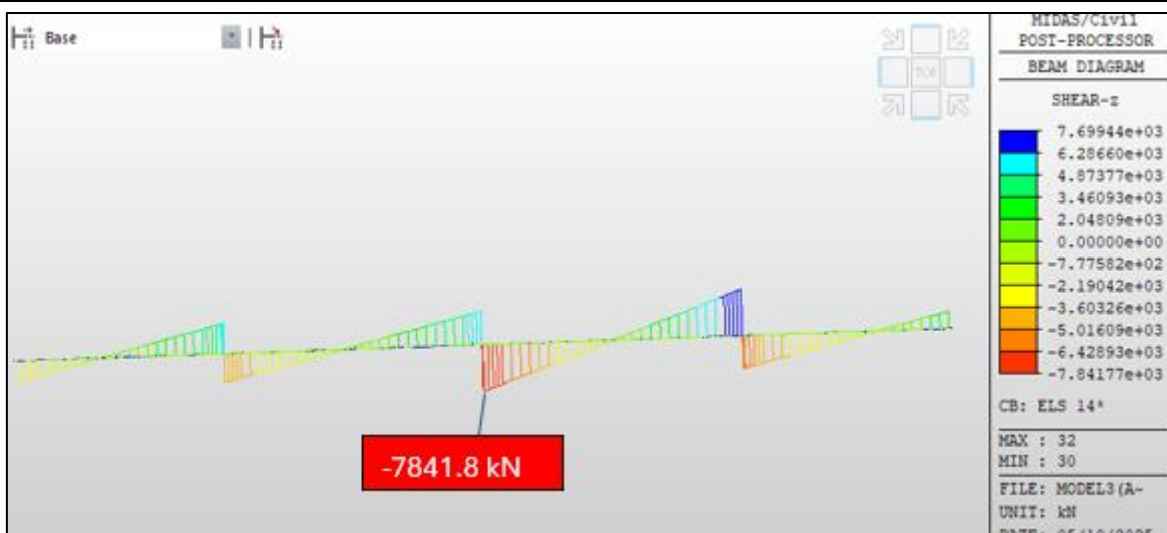


Figure V-12 : Effort tranchant max à l'ELS sous la combinaison C1.14

### V.4.3. Efforts normaux

Tableau V-4 : Résultats des efforts normaux

Emplacement	ELU		ELS	
	Combinaison	Nmax (kN)	Combinaison	Nmax (kN)
Pile	C1.3	<b>10633.6</b>	C1.3	<b>7859.7</b>
Culée	C1.12	<b>4951.8</b>	C1.12	<b>3643.7</b>
Pile	C6	9593.8	C6	7065.3
Culée	C6	4716.4	C6	3454.3

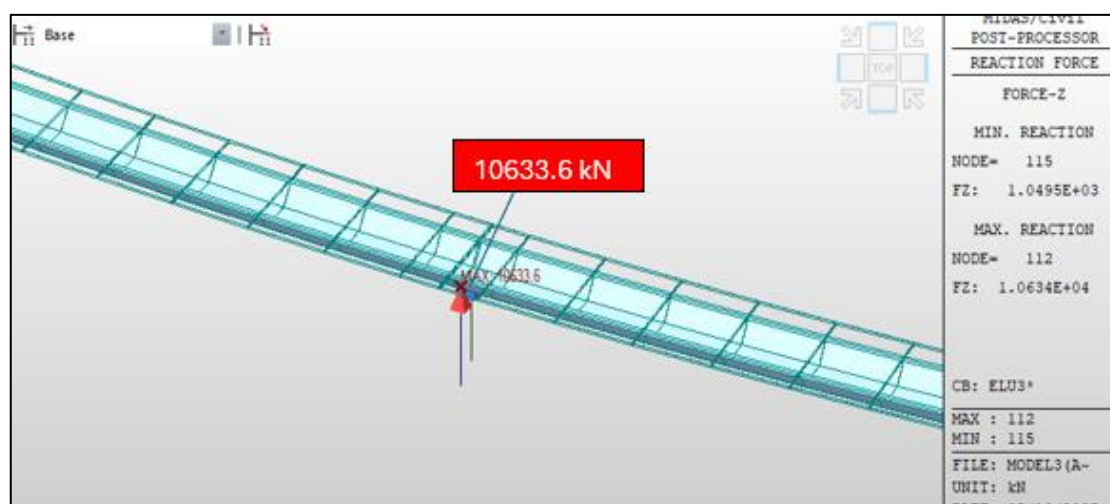


Figure V-13 : Effort normal max sur pile à l'ELU sous la combinaison C1.3

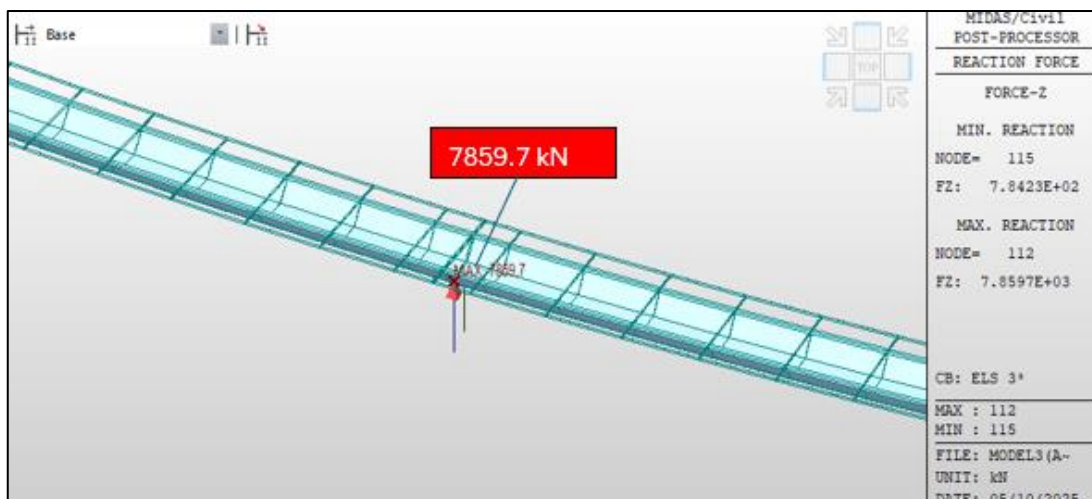


Figure V-14 : Effort normal max sur pile à l'ELS sous la combinaison C1.3

### V.5. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de faire une modélisation de notre tablier mixte à l'aide de Midas Civil 2022. En intégrant les différentes étapes de construction, les propriétés des matériaux et les différents types de charge, nous avons pu simuler le comportement réel de l'ouvrage. Les résultats obtenus, notamment les efforts internes, vont maintenant nous servir de base pour la suite de notre travail, où nous allons vérifier la résistance des éléments de la structure. C'est une étape clé pour s'assurer que notre conception répond aux exigences de sécurité et de performance.

# **CHAPITRE VI :**

## **ETUDE DE LA SECTION MIXTE**

### VI.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons aborder les différents calculs relatifs à la section mixte : les caractéristiques géométriques de la section à chaque phase, sur pile et en travée, ainsi que les vérifications de la section vis-à-vis des différentes instabilités et sollicitations.

### VI.2. HYPOTHESES

1. La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, c'est-à-dire que le déplacement entre les deux matériaux est empêché par le biais de connecteurs (goujons).

2. Au niveau des appuis, le béton est considéré comme fissuré et ne contribue donc pas à la résistance en traction.

3. La section mixte peut être transformée en une section équivalente et homogène d'acier, l'aire du béton comprimé sera remplacée par une aire équivalente d'acier  $\tilde{S} = \frac{B}{n}$  de même centre de gravité.

Où :

- $n$  est le coefficient d'équivalence défini par :

$$n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{210000}{22000 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}}$$

- $E_a$  et  $E_b$  sont respectivement les modules d'élasticité de l'acier et du béton.
- $f_{cm}$  est la valeur moyenne de la résistance en compression d'un cylindre en béton à 28 jours

$$f_{cm} = f_{c28} + 8 = 35 + 8 = 43 \text{ MPa}$$

### VI.3. PHASES DE CALCUL

- **Phase 1** : Seul le poids propre de la structure métallique est considéré. La résistance est alors assurée uniquement par la section en acier.
- **Phase 2** : En plus du poids propre de la structure métallique, on prend en compte le poids de la dalle en béton frais, agissant comme une surcharge. Le béton, n'étant pas encore durci, ne contribue pas à la résistance ; la structure métallique seule supporte les charges.
- **Phase 3** : Une fois le béton durci, la structure mixte entre en service. Le coefficient d'équivalence intervient alors  $n = 18$  (chargement à long terme), on considère le poids propre de la dalle, les charges permanentes complémentaires ainsi que les charges de la chaussée. La résistance est alors assurée par l'ensemble de la section mixte, acier et béton agissant conjointement.
- **Phase 4** : À ce stade, on analyse l'effet des charges variables de courte durée (charges de trafic) le coefficient d'équivalence est ajusté à  $n = 6$ .

VI.4. CALCUL DE LA SECTION MIXTE

VI.4.1. Largeur participante de la dalle

Cette largeur, dans laquelle les contraintes normales sont admises uniformes, a été définie pour remplacer la répartition réelle non uniforme des contraintes sur la largeur totale de la dalle.

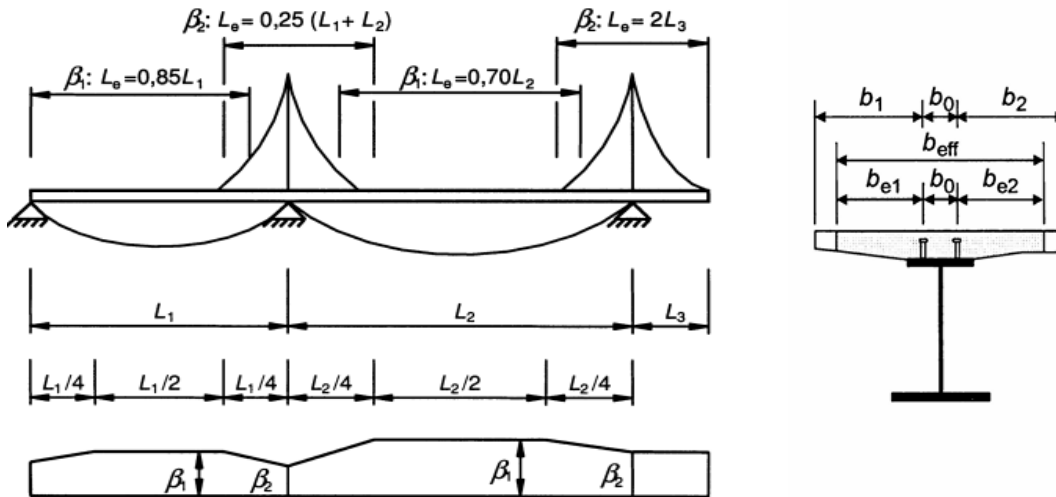


Figure VI-1 : Largeur de participation de la dalle

Pour une poutre maîtresse dans une section donnée du tablier, la largeur efficace de dalle est la somme de 3 termes (Selon Eurocode 04 Art4.2.2.2) :

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

Avec :

- $b_0$  : L'entraxe entre les rangées extérieures de connecteurs goujons ;  
 $b_{ei} = \min (L_{ei}/8, b_i)$
- $L_{ei}$  : portée équivalente, qui correspond approximativement à la distance entre les points où le moment fléchissant est nul.
- $b_i$  : distance entre les goujons extérieurs et le bord de la dalle, respectivement entre les goujons extérieurs et le milieu de l'espace entre les deux semelles supérieures ;
- $\beta_1 = \beta_2 = 1$  sauf pour les sections au niveau des appuis d'extrémité :

$$\beta_i = 0.55 + \frac{0.025 \times L_{ei}}{b_{ei}} \leq 1$$

Les portées équivalentes valent :

1. Pour les sections situées en travées de rive :

$$L_{e1} = 0,85 \cdot L1 = 0,85 \times 50 = 42.5 \text{ m}$$

2. Pour les sections situées en travée centrale :

$$L_{e2} = 0,7 \cdot L2 = 0,7 \times 62.5 = 43.75 \text{ m}$$

3. Pour les sections sur appuis intermédiaires :

$$L_{e3} = 0,25. (L1 + L2) = 0,25(50 + 62.5) = 28.125 \text{ m}$$

Tableau VI-1 : Portées équivalentes

	Travées de rives	Travées centrales	Appuis intermédiaires
$L_e \text{ (m)}$	42.5	43.75	28.125

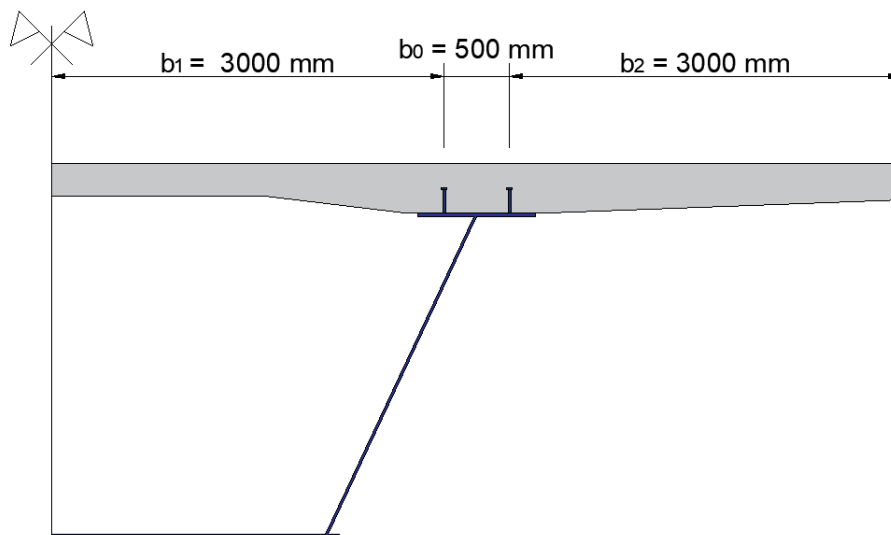


Figure VI-2 : Données pour le calcul de la largeur efficace de la dalle

Dans notre cas, comme  $L_e/8$  est toujours supérieur à  $b_i$ , on en déduit que la largeur efficace est égale à la largeur réelle :

$$b_{e1} = b_{e2} = 3 \text{ m}$$

Sauf pour les sections sur culées ou le coefficient  $\beta_i$  a une influence :

$$\beta_1 = 0.55 + \frac{0.025 \times L_{e1}}{b_{e1}} = 0.55 + \frac{0.025 \times 42.5}{3} = 0.90$$

$$\beta_2 = 0.55 + \frac{0.025 \times L_{e2}}{b_{e2}} = 0.55 + \frac{0.025 \times 43.75}{3} = 0.91$$

- La largeur efficace à mi-portée et au niveau des appuis intermédiaires :

$$b_{eff} = 0.5 + 3 + 3 = 6.5 \text{ m}$$

- La largeur efficace au niveau des appuis d'extrémité :

$$b_{eff} = 0.5 + 0.9 \times 3 + 0.91 \times 3 = 5.93 \text{ m}$$

**VI.5. VERIFICATION DE LA SECTION A LA FLEXION ET AU CISAILLEMENT**

Dans cette section, nous procédons à la vérification de la section mixte à la flexion, durant les différentes phases de calcul, ainsi qu'au cisaillement. L'objectif est de s'assurer que la section résiste aux sollicitations induites par les combinaisons d'actions retenues. Les vérifications seront menées successivement pour chaque phase critique du projet

**VI.5.1. Vérification de la section à la flexion**

**VI.5.1.1. Vérification de la section - Phase 1 (Caisson seul)**

- **Caractéristiques géométriques :**

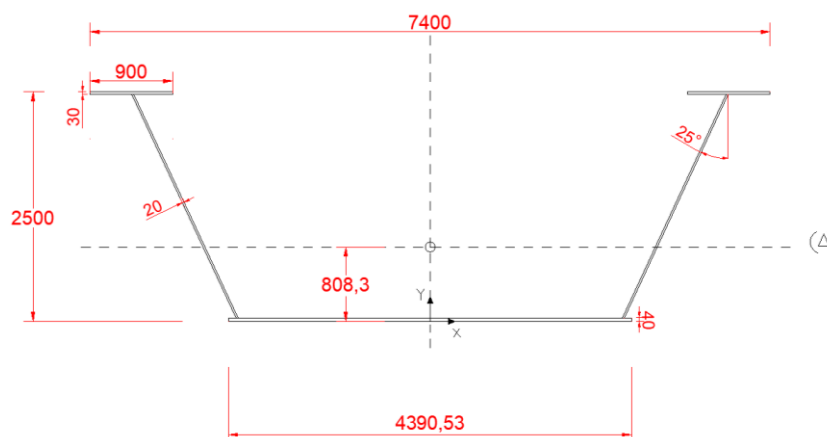


Figure VI-3 : Phase 1 : Section de caisson en acier seul

Tableau VI-2 : Caractéristiques géométriques de la section en phase 1

Caractéristiques	Semelles sup.	Âmes	Semelle inf.	Section totale
Aire (m <sup>2</sup> )	0.054	0.107	0.176	0.337
Y <sub>G</sub> (m)	2.485	1.255	0.020	0.808
I <sub>x/Δ</sub> (m <sup>4</sup> )	0.152	0.074	0.109	0.335

- **Justification de la section en travée sous flexion**

À mi-travée, le poids propre du caisson métallique génère un moment fléchissant maximal :

$$M_{Ed} = 6.290 \text{ MN.m}$$

D'après EN 1993-1-1, tableau 5.2 (feuille 2/3) :

La **semelle supérieure** comprimée :

$$\frac{b_{fi}-t_w}{2t_{fi}} = \frac{900-20}{2 \times 30} = 14.667 > 14\varepsilon = 11.55 \text{ donc classe 4}$$

Où :  $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

La **semelle inférieure** est tendue donc classe 1

**Âme** (paroi fléchie) : D'après EN 1993-1-1, tableau 5.2 (feuille 1/3)

$$\frac{c}{t_w} = \frac{2430}{20} = 121.5 > 124\varepsilon = 102.34 \text{ donc classe 4}$$

La section est classée en classe 4

- Vérification en élasticité :

$$W_{el} = \frac{I_x}{y_G} = \frac{0.3351}{0.8083} = 0.415\text{m}^3$$

$$M_{el} = f_y \cdot W_{el} = 345 \times 0.415 = \mathbf{143.175\text{MN.m}}$$

$$M_{el} > M_{Ed} \rightarrow \text{Section vérifiée}$$

- **Justification de la section sur pile sous flexion**

Sur pile, le poids propre du caisson métallique génère un moment fléchissant maximal :

$$M_{Ed} = -\mathbf{11.907\text{MN.m}}$$

La **semelle supérieure** est tendue donc classe 1

La **semelle inférieure** est comprimée :

$$\frac{b_{fi}}{t_{fi}} = \frac{4183.7}{40} = 104,5925 > 42\varepsilon = 34.17 \text{ donc classe 4}$$

**Âme** (paroi fléchie) :

$$\frac{c}{t_w} = \frac{2430}{20} = 121.5 > 124\varepsilon \text{ donc classe 4}$$

- Vérification en élasticité :

$$W_{el} = \frac{I_x}{y_G} = \frac{0.3351}{2.5 - 0.8083} = 0.198\text{m}^3$$

$$M_{el} = f_y \cdot W_{el} = 345 \times 0.198 = \mathbf{68.31\text{MN.m}}$$

$$M_{el} > M_{Ed} \rightarrow \text{Section vérifiée}$$

#### VI.5.1.2. Vérification de la section - Phase 2 (Béton non-durci)

- **Caractéristiques géométriques :**

Les caractéristiques géométriques et mécaniques **restent identiques** à celles de la phase 1, le béton frais est considéré comme une surcharge, seul  $M_{Ed}$  change.

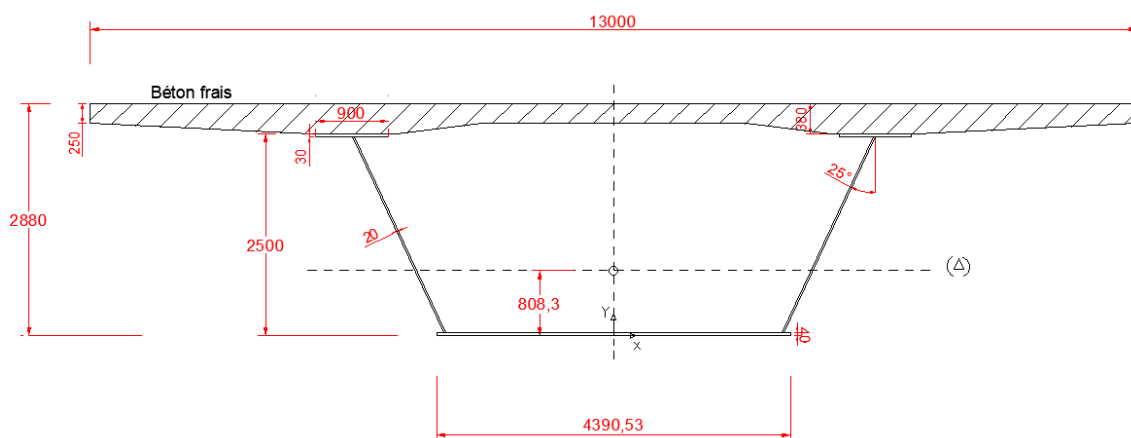


Figure VI-4 : Phase 2 : Section métallique avec béton frais considéré comme surcharge

- **Justification de la section en travée sous flexion**

À mi-travée, le poids propre du caisson métallique, ajouté à celui du béton frais, génère un moment fléchissant maximal :

$$M_{Ed} = 29.592 \text{ MN.m}$$

La **semelle supérieure** comprimée :

$$\frac{b_{fi}-t_w}{2t_{fi}} = \frac{900-20}{2 \times 30} = 14.667 > 14\varepsilon \text{ donc classe 4}$$

$$\text{Où : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

La **semelle inférieure** est tendue donc classe 1

**Âme** (paroi fléchie) :

$$\frac{c}{t_w} = \frac{2430}{20} = 121.5 > 124\varepsilon \text{ donc classe 4}$$

La section est classée **en classe 4**

- **Vérification en élasticité :**

$$W_{el} = \frac{I_x}{y_G} = \frac{0.3351}{0.8083} = 0.415 \text{ m}^3$$

$$M_{el} = f_y \cdot W_{el} = 345 \times 0.415 = 143.175 \text{ MN.m}$$

$$M_{el} > M_{Ed} \rightarrow \text{Section vérifiée}$$

- **Justification de la section sur pile sous flexion**

Sur pile, le poids propre du caisson métallique, ajouté à celui du béton frais, génère un moment fléchissant maximal :

$$M_{Ed} = -56.039 \text{ MN.m}$$

La **semelle supérieure** est tendue donc classe 1

La **semelle inférieure** est comprimée :

$$\frac{b_{fi}}{t_{fi}} = \frac{4183.7}{40} = 104.5925 > 42\varepsilon \text{ donc classe 4}$$

**Âme** (paroi fléchie) :

$$\frac{c}{t_w} = \frac{2430}{20} = 121.5 > 124\varepsilon \text{ donc classe 4}$$

- **Vérification en élasticité :**

$$W_{el} = \frac{I_x}{y_G} = \frac{0.3351}{2.5 - 0.8083} = 0.198 \text{ m}^3$$

$$M_{el} = f_y \cdot W_{el} = 345 \times 0.198 = 68.31 \text{ MN.m}$$

$$M_{el} > M_{Ed} \rightarrow \text{Section vérifiée}$$

VI.5.1.3. Vérification de la section - Phase 3 (n=18)

- Caractéristiques géométriques :

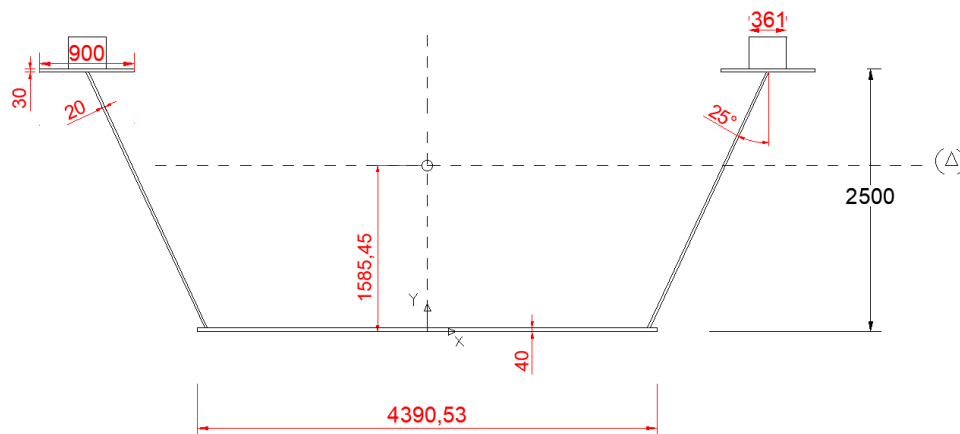


Figure VI-5 : Phase 3 : Section mixte en travée

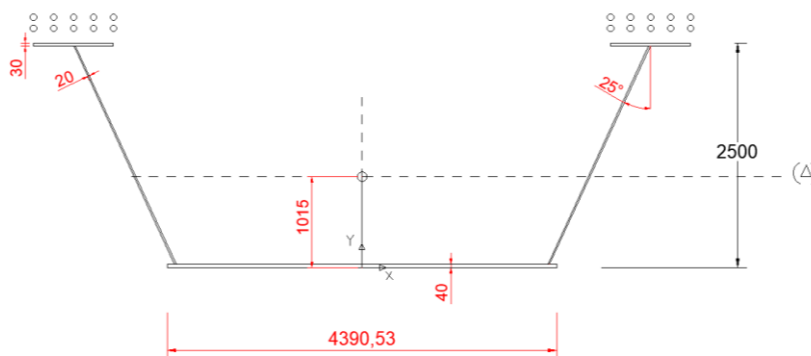


Figure VI-6 : Phase 3 : Section mixte sur pile

Tableau VI-3 : Caractéristiques géométriques de la section en phase 3

Caractéristiques	B (béton)	S <sub>a</sub> (armatures)	S <sub>c</sub> (caisson)	$\tilde{S}$ (en travée)	$\tilde{S}$ (sur pile)
Aire (m <sup>2</sup> )	0.224	0.04	0.337	0.561	0.377
Y <sub>G</sub> (m)	2.755	2.755	0.808	1.586	1.015
Y <sub>G/Δ</sub> (travée) (m)	1.170	/	0.777	0	/
I <sub>x/Δ</sub> (travée) (m <sup>4</sup> )	0.132	/	0.539	0.670	/
Y <sub>G/Δ</sub> (pile) (m)	/	1.740	0.207	/	0
I <sub>x/Δ</sub> (pile) (m <sup>4</sup> )	/	0.121	0.350	/	0.471

NB : La section d'armatures a été prise égale à  $A_s = 1\% A_B$ , où  $A_B$  est la section de la dalle

- Justification de la section en travée sous flexion

On étudie la section sous l'effet de la combinaison de charges :

$$1.35G + 1.35AL14 + 0.9T + 0.75gT$$

La combinaison nous donne la valeur du moment la plus défavorable en travée :

$$M_{Ed} = 76.324 MN.m$$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

---

La **semelle inférieure** est tendue donc classe 1

La **semelle supérieure** est correctement connectée à la dalle selon l'EN1994-2 donc classe 1

Afin de déterminer la classe de **l'âme**, on détermine la position de l'axe neutre plastique :

- Résistance plastique du béton comprimé :

$$F_c = A_c \frac{0,85f_{ck}}{\gamma_c} = 4.10 \frac{0,85 \times 35}{1.5} = 40.66 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle supérieure :

$$F_{fs} = A_{fs} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 0.027 \frac{345}{1} = 9.315 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de l'âme :

$$F_w = h_w t_w \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 0.0536 \frac{345}{1} = 18.492 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle inférieure :

$$F_{fi} = A_{fi} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 0.0878 \frac{345}{1} = 30.29 \text{ MN}$$

On a  $F_c \leq F_{fs} + F_w + F_{fi}$  et  $F_c + F_{fs} \geq F_w + F_{fi}$

On en déduit que l'ANP est situé dans la semelle supérieure.

**L'âme** est entièrement tendue donc classe 1.

La section à mi-travée P1-P2 est de classe 1 et peut être justifiée par une analyse élastique ou plastique.

- **Vérification en élasticité :**

$$W_{el} = \frac{I_x}{y_G} = \frac{0.6704}{1.5855} = 0.4228 \text{ m}^3$$

$$M_{el} = f_y \cdot W_{el} = 345 \times 0.4228 = \mathbf{145.866 \text{ MN} \cdot \text{m}}$$

$$M_{el} > M_{Ed} \rightarrow \text{Section vérifiée}$$

- **Justification de la section sur pile sous flexion**

On étudie la section sous l'effet de la combinaison de charges :

$$1.35G + 1.35AL3 + 0.9T + 0.75gT$$

La combinaison nous donne la valeur du moment la plus défavorable sur pile :

$$\mathbf{M_{Ed} = -99.164 \text{ MN} \cdot \text{m}}$$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

- Vérification en élasticité :

$$W_{el} = \frac{I_x}{h - y_G} = \frac{0.4705}{2,5 - 1.015} = 0.3168 \text{m}^3$$

$$M_{el} = f_y \cdot W_{el} = 345 \times 0.3168 = \mathbf{109.296 \text{MN} \cdot \text{m}}$$

$$M_{el} > M_{Ed} \rightarrow \text{Section vérifiée}$$

### VI.5.1.4. Vérification de la section - Phase 4 (n=6)

• Caractéristiques géométriques :

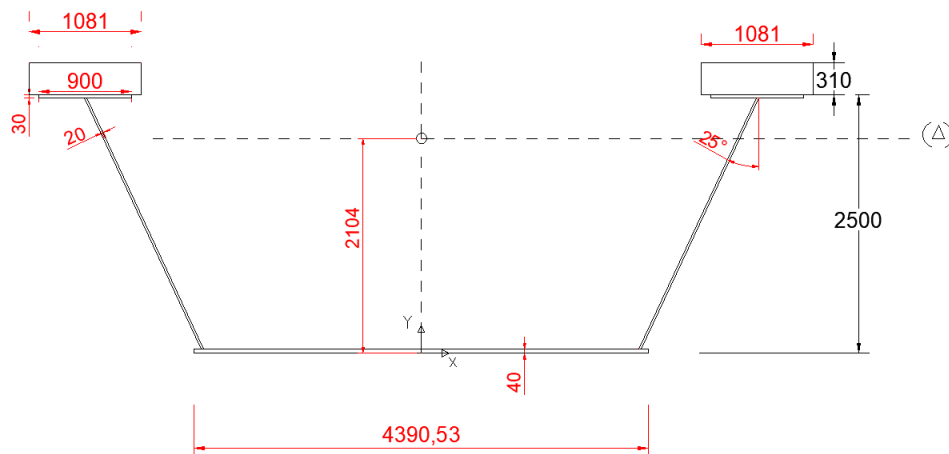


Figure VI-7 : Phase 4 : Section mixte en travée

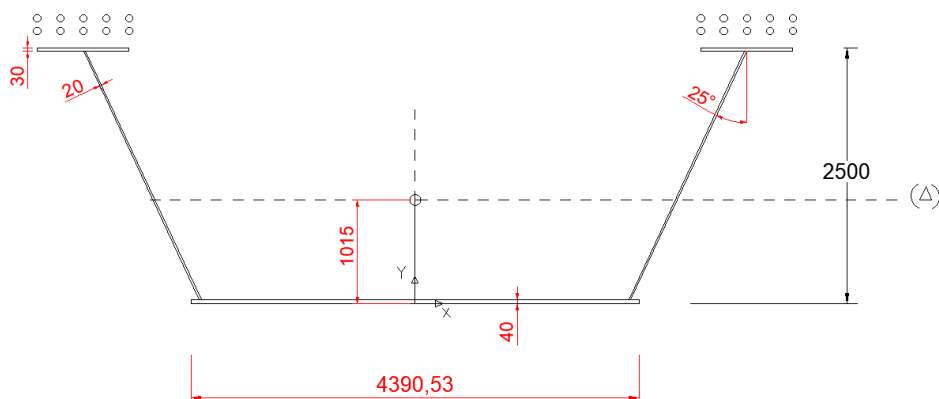


Figure VI-8 : Phase 4 : Section mixte sur pile

Tableau VI-4 : Caractéristiques géométriques de la section en phase 4

Caractéristiques	B (béton)	S <sub>a</sub> (armatures)	S <sub>c</sub> (caisson)	$\tilde{S}$ (en travée)	$\tilde{S}$ (sur pile)
Aire (m <sup>2</sup> )	0.668	0.040	0.337	1.005	0.377
Y <sub>G</sub> (m)	2.755	2.755	0.808	2.104	1.015
Y <sub>G/Δ</sub> (travée) (m)	0.651	/	1.296	0	/
I <sub>x/Δ</sub> (travée) (m <sup>4</sup> )	0.289	/	0.901	1.190	/
Y <sub>G/Δ</sub> (pile) (m)	/	1.740	0.207	/	0
I <sub>x/Δ</sub> (pile) (m <sup>4</sup> )	/	0.121	0.350	/	0.471

- **Justification de la section en travée sous flexion**

On étudie la section sous l'effet de la combinaison de charges incluant un **chargement variable** :

$$1.35G + 1.35D240 + 0.9T + 0.75gT$$

La combinaison nous donne la valeur du moment la plus défavorable :

$$M_{Ed} = 73.56 \text{ MN.m}$$

La **semelle inférieure** est tendue donc **classe 1**

La **semelle supérieure** est correctement connectée à la dalle selon l'EN1994-2 donc **classe 1**

Afin de déterminer la classe de **l'âme**, on détermine la position de l'axe neutre plastique :

- Résistance plastique du béton comprimé :

$$F_c = A_c \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} = 4.10 \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 40.66 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle supérieure :

$$F_{fs} = A_{fs} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 0.027 \frac{345}{1} = 9.315 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de l'âme :

$$F_w = h_w t_w \frac{f_{yw}}{\gamma_{M0}} = 0.0536 \frac{345}{1} = 18.492 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle inférieure :

$$F_{fi} = A_{fi} \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = 0.0878 \frac{345}{1} = 30.29 \text{ MN}$$

$$\text{On a } F_c \leq F_{fs} + F_w + F_{fi} \text{ et } F_c + F_{fs} \geq F_w + F_{fi}$$

On en déduit que l'ANP est situé dans la semelle supérieure, on calcule la distance x entre l'ANP et la fibre extrême supérieure de la semelle.

$$x = \frac{F_{fs} + F_w + F_{fi} - F_c}{2b_{fs}f_{yf}} = 28.08 \text{ mm}$$

L'ANP se situe dans la semelle supérieure, à une distance de 28.08mm de la fibre extrême supérieure de la semelle, donc **l'âme** est entièrement tendue : **classe 1**.

La section à mi-travée P1-P2 est de classe 1 et peut être justifiée par une analyse élastique ou plastique.

- Vérification en élasticité :

$$W_{el} = \frac{I_x}{y_G} = \frac{1.1897}{2.104} = 0.565m^3$$

$$M_{el} = f_y \cdot W_{el} = 345 \times 0.565 = 195.079MN.m$$

$$M_{el} > M_{Ed} \rightarrow \text{Section vérifiée}$$

- **Justification de la section sur pile sous flexion**

Sous la même combinaison de charges qu'en travée, sur pile, on trouve

$$M_{Ed} = -85.133m$$

- Vérification en élasticité :

$$W_{el} = \frac{I_x}{h - y_G} = \frac{0.4705}{2,5 - 1.015} = 0.3168m^3$$

$$M_{el} = f_y \cdot W_{el} = 345 \times 0.3168 = 109.296MN.m$$

$$M_{el} > M_{Ed} \rightarrow \text{Section vérifiée}$$

### VI.5.2. Justification de la section au cisaillement

La vérification de la résistance à l'effort tranchant s'effectue avec la relation suivante :

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \frac{V_R}{\gamma_a}$$

$V_{Ed}$  : Valeur de l'effort tranchant calculée avec le logiciel Midas sous la combinaison :

**1.35G+1.5A(I)+0.9T+0.75gT** qui nous donne  $V_{Ed} = 10553.4$  kN repris par les deux âmes.

- **Cas 1** : Sans raidisseur transversal, on introduit  $\alpha = \infty$
- **Cas 2** : Sans raidisseur transversal, avec ancrage de la bielle tendue à l'extrémité de la poutre on introduit  $\alpha = 3$
- **Cas 3** : Avec raidisseurs transversaux **a = 8000 mm**
- **Cas 4** : Avec raidisseurs transversaux **a = 6250 mm**

Avec : **a** : l'espacement entre deux raidisseurs transversaux

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Tableau VI-5: Vérification de la résistance à l'effort tranchant

	Relation / équation	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4
Hauteur du panneau d'âme 'h <sub>f</sub> ' (mm)	/	2465	2465	2465	2465
Epaisseur de l'âme 't <sub>w</sub> ' (mm)	/	20	20	20	20
Distance entre les raidisseurs 'a' (mm)	/	/	/	8000	6250
Elancement du panneau d'âme 'α'	a/h <sub>f</sub>	∞	3	3.25	2.53
Coefficient de voilement 'k'	$5.34 + \frac{4.0}{\alpha^2}$ pour $\alpha \geq 1$	5.34	5.78	5.72	5.96
Contrainte critique de cisaillement 'τ <sub>cr</sub> ' (N/mm <sup>2</sup> )	$0.9kE\left(\frac{t_w}{h_f}\right)^2$	66.44	71.97	71.17	74.15
Limite d'élasticité en cisaillement 'τ <sub>y</sub> ' (N/mm <sup>2</sup> )	$\frac{f_y}{\sqrt{3}}$	199.18	199.18	199.18	199.18
Résistance à l'effort tranchant 'V <sub>R</sub> ' (kN)	$0.9\sqrt{\tau_y \times \tau_{cr}} \times A_w$	5104.27	5265.70	5115.98	5617.82
Valeur de calcul de la résistance à l'effort tranchant 'V <sub>Rd</sub> ' (kN)	$\frac{V_R}{\gamma_a}$	4861.21	5014.95	4872.36	5350.31
Valeur de calcul de l'effort tranchant 'V <sub>Ed</sub> ' (kN)	/	5276.7	5276.7	5276.7	5276.7
Vérification	$V_{Ed} \leq V_{Rd}$	NON	NON	NON	OK

### VI.5.3. Résistance sous interaction d'efforts

La question de la résistance des sections composées soudées sous interaction d'efforts se pose principalement pour les zones d'appuis intermédiaires où agissent simultanément un moment de flexion et un effort tranchant importants. Dans notre cas, l'interaction sera étudiée au niveau de la pile 2.

Pour la vérification de la sécurité structurale d'une section sollicitée par un moment de flexion M<sub>Ed</sub> et un effort tranchant V<sub>Ed</sub> on a deux cas :

- Lorsque M<sub>Ed</sub> est inférieur à  $M_{Ed} \leq \frac{M_{pl,f}}{\gamma_a}$  il n'y a pas d'interaction avec l'effort tranchant. (avec  $\gamma_a = 1.05$ )

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

- Lorsque  $M_{Ed}$  est compris entre  $M_{Ed} \leq \frac{M_{pl,f}}{\gamma_a}$  et  $M_{Ed} \leq \frac{M_R}{\gamma_a}$ , on vérifie l'interaction entre le moment de flexion et l'effort tranchant avec l'expression suivante :

$$M_{Ed} \leq \frac{M_{pl,f}}{\gamma_a} + \frac{M_{pl,w}}{\gamma_a} \left[ 1 - \left( \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right)^2 \right]$$

L'acier de la section en caisson est de nuance S355, la limite d'élasticité dépend de l'épaisseur des tôles, on a  $t \leq 40\text{mm}$  donc  $f_y = 345\text{MPa}$  et la valeur de calcul  $f_{yd}$  vaut  $\frac{345}{1.05} = 328.6\text{MPa}$ .

L'acier d'armature est de type HA FeE500, Sa limite d'élasticité vaut  $f_{sk} = 500\text{MPa}$  donc  $f_{sd} = \frac{500}{1.15} = 435\text{MPa}$ , Le coefficient d'équivalence plastique relatif à l'armature vaut :

$$n_{pls} = \frac{f_{yd}}{f_{sd}} = \frac{328.6}{435} = 0.755$$

$$A_f = A_{f,sup} + A_s / n_{pls} = 900 \times 30 + 40000 / 0.755 = 79980.13\text{mm}^2$$

$$h' = h_f + y_{Gb} = 2465 + 255 = 2720\text{mm}$$

Tableau VI-6 : Vérification de l'interaction des efforts sur la pile 2

	$V_{max}$ et $M_{associé}$	$M_{max}$ et $V_{associé}$	Relation/source
Moment de flexion $M_{Ed}$ (kN.m)	91 203.4	99 164	Midas
Effort tranchant $V_{Ed}$ (kN)	10 553.4	9 727	Midas
Moment de flexion repris par les semelles $M_{pl,f}$ (kN.m)	150 106.7	150 106.7	$f_y \times A_f \times h'$
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	$M_{Ed} \leq \frac{M_{pl,f}}{\gamma_a}$

Dans les deux cas on a  $M_{Ed} \leq \frac{M_{pl,f}}{\gamma_a}$  donc **il n'y a pas d'interaction d'efforts dans l'âme.**

### VI.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

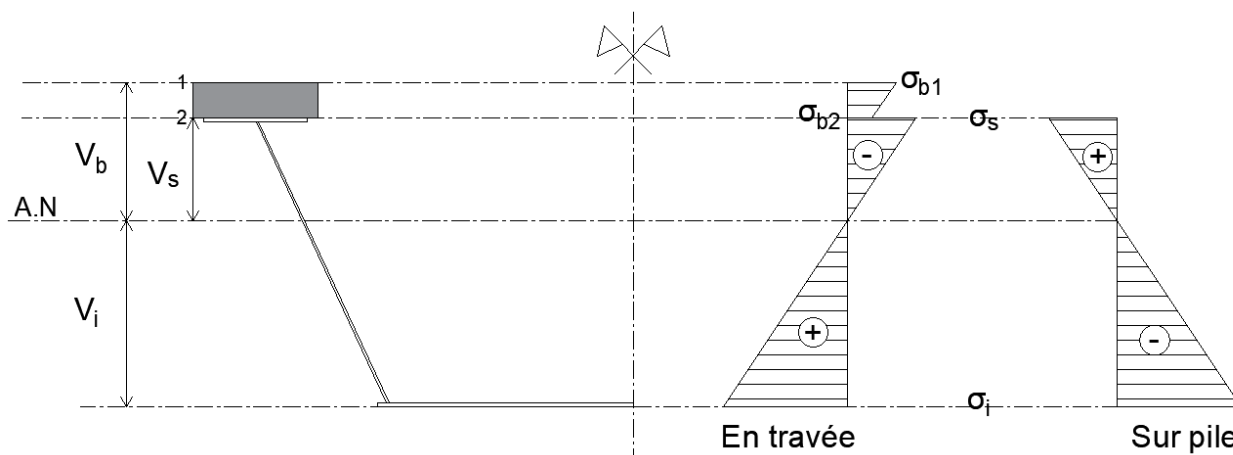


Figure VI-9 : Contraintes en travée et sur pile dans la section mixte

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

### VI.6.1. Caractéristiques géométriques

$$V_s = h - V_i \quad \text{ou} \quad h : \text{la hauteur de la poutre}$$

$$V_b = h_{dalle} + h - V_i$$

$$W_i = \frac{I}{V_i} ; \quad W_s = \frac{I}{V_s} ; \quad W_{bi} = \frac{I}{V_{bi}}$$

Tableau VI-7 : Caractéristiques géométriques en travée

Phase	$I (m^3)$	$V_i (m)$	$V_s (m)$	$V_{b1} (m)$	$V_{b2} (m)$	$W_i (m)$	$W_s (m)$	$W_{b1} (m)$	$W_{b2} (m)$
1	0.335	0.808	1.692	/	/	0.416	0.198	/	/
2	0.335	0.808	1.692	/	/	0.416	0.198	/	/
3	0.670	1.586	0.914	1.224	0.914	0.422	0.733	0.547	0.733
4	1.190	2.104	0.396	0.706	0.396	0.565	3.004	1.685	3.004

Tableau VI-8 : Caractéristiques géométriques sur pile

Phase	$I (m^3)$	$V_i (m)$	$V_s (m)$	$W_i (m)$	$W_s (m)$
1	0.335	0.808	1.692	0.415	0.198
2	0.335	0.808	1.692	0.415	0.198
3	0.471	1.015	1.485	0.464	0.317
4	0.471	1.015	1.485	0.464	0.317

### VI.6.2. Calcul des contraintes

$$\sigma_i = \frac{M}{W_i} ; \quad \sigma_s = \frac{M}{W_s} ; \quad \sigma_b = \frac{M}{n \cdot W_b}$$

- Vérification pour le béton :

$$\sigma_{bi} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{cj} = 21 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc}$  : la contrainte admissible dans le béton en compression.

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

- Vérification pour l'acier :

$$\sigma_s \leq f_y = 345 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i \leq f_y = 345 \text{ MPa}$$

**Tableau VI-9 : Calcul des contraintes en travée**

Phase	$n$	$M$ (MN.m)	$\sigma_i$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{b1}$ (MPa)	$\sigma_{b2}$ (MPa)
1	/	4.659	11.237	-23.531	/	/
2	/	21.920	52.870	-110.712	/	/
3	18	55.431	131.211	-75.616	-5.625	-4.201
4	6	53.099	93.904	-17.674	-5.252	-2.946
Vérification			OK	OK	OK	OK

**Tableau VI-10 : Calcul des contraintes sur pile**

Phase	$n$	$M$ (MN.m)	$\sigma_i$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
1	/	8.820	-21.273	44.548
2	/	41.510	-100.120	209.656
3	18	74.908	-161.426	236.175
4	6	64.237	-138.430	202.531
Vérification			OK	OK

### VI.7. VERIFICATION DE LA RESISTANCE AU VOILEMENT PAR CISAILLEMENT

L'âme est raidie transversalement tous les 6.25 m. On vérifie si l'âme est non susceptible au voilement (selon NF EN1993 Article 5) :

$$\frac{h_w}{t} > \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{K_\tau}$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.83$$

On a :  $\alpha = \frac{a}{h_w} = \frac{6250}{2465} = 2.54 \geq 1$  avec  $a$  : la distance entre les raidisseurs transversaux,

donc :  $K_\tau = 5.34 + 4 \left( \frac{h_w}{a} \right)^2 = 5.96$

$$\frac{2465}{20} = 123.25 > \frac{31}{1.2} \times 0.83 \times \sqrt{5.96} = 52.35$$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

---

On en déduit que l'âme doit être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement.

Le critère de vérification est :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

La résistance au voilement par cisaillement d'une âme en acier s'obtient par :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd}$$

La contrainte critique de cisaillement vaut :

$$\tau_{cr} = 0.9kE \left( \frac{t_w}{h_f} \right)^2 = 85.34 \text{ MPa}$$

L'élançement réduit :  $\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_y}{\tau_{cr}\sqrt{3}}} = 1.53 \geq 1.08$ , puis le facteur de réduction :

$$\chi_w = \frac{1.37}{0.7 + \bar{\lambda}_w} = 0.61$$

On en déduit :

$$V_{bw,Rd} = \min \left[ \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}}; \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}} \right] = 5.45 \text{ kN}$$

Finalement, on vérifie bien :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} = \frac{5.28}{5.45} = 0.968 \leq 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VI.8. VERIFICATION DE LA SECTION AU DEVERSEMENT

La semelle supérieure en travée est sollicitée en compression, et donc potentiellement sujette au déversement. Durant la phase 2, correspondant au coulage de la dalle, le béton est encore frais, la section n'étant pas encore mixte à ce stade, la semelle supérieure reste libre et peut alors être soumise au risque de déversement. Cependant, une fois la section devenue mixte, c'est la dalle qui reprend les efforts de compression, ce qui élimine le risque de déversement de la semelle.

On effectue donc la vérification de la semelle supérieure comprimée en travée vis-à-vis du déversement lors de la phase 2, correspondant au coulage de la dalle en piano à l'aide d'un coffrage fixé sur la section en charpente métallique.

Le coulage de la dalle se fait en deux étapes : d'abord au niveau des travées, puis, après la prise du béton, au droit des appuis (tronçons sur piles).

**VI.8.1. Vérification de la section**

Selon TGC Volume 10 :

Flambage de la semelle comprimée dans l'âme :

$$\frac{h_f}{t_w} = \frac{2465}{20} = 123.25 \leq 0.4 \times \frac{E_a}{f_y} = 0.4 \times \frac{210000}{345} = 243.48 \rightarrow \text{OK}$$

Flambage par rotation de la semelle comprimée :

$$\frac{b_{f,\text{sup}}/2}{t_f} = \frac{900/2}{30} = 15 > 0.56 \sqrt{E/f_y} = 13.82 \rightarrow \text{PAS OK}$$

On calcul la largeur efficace :

$$\frac{b_{\text{eff}}}{2} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times t_f = 0.56 \sqrt{\frac{210000}{345}} \times 30 = 414.49\text{mm}$$

**VI.8.2. Résistance au déversement**

D'après TGC Volume 12, pour calculer le moment de résistance au déversement  $M_D$ , il faut calculer la contrainte de déversement  $\sigma_D$  qui dépend de la longueur de déversement  $l_D$  de la semelle comprimée. Pour calculer  $l_D$  on définit d'abord les distances entre les entretoises **8000mm**, et on modélise les entretoises pour calculer le déplacement latéral  $v$  de l'appui sous une force transversale  $H = 1N$  afin de déterminer l'élasticité des appuis des appuis latéraux de la semelle.

Le déplacement calculé vaut  $v = 20 \times 10^{-7} \text{ mm/N}$ .

**Tableau VI-11 : Caractéristiques géométriques de la section réduite**

	Valeur	Relation/Source
Aire 'A <sub>a</sub> ' x10 <sup>3</sup> (mm <sup>2</sup> )	166.3	/
Position du centre de gravité 'Z <sub>G</sub> ' (mm)	766.8	/
Moment d'inertie de la section en acier 'I <sub>a</sub> ' x10 <sup>9</sup> (mm <sup>4</sup> )	161.5	/
Hauteur comprimée 'h <sub>c</sub> ' (mm)	1698.2	H <sub>f</sub> - Z <sub>G</sub>
Rapport des contraintes extrêmes 'Ψ'	0.45	-Z <sub>G</sub> /h <sub>c</sub>
Coefficient de voilement 'k'	12.47	$\frac{16}{1 + \Psi + \sqrt{(1 + \Psi)^2 + 0.112(1 - \Psi)^2}}$
Hauteur comprimée efficace 'h <sub>c,eff</sub> ' (mm)	1032.37	$0.86\sqrt{k} \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \frac{h_c}{h_f} \times t_w$
Distance entre les axes neutres de la section réduite et non réduite 'e' (mm)	73.91	$\frac{h_c}{2} \times \frac{t_w(h_c - h_{c,eff})}{A_a - t_w(h_c - h_{c,eff})}$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Moment d'inertie de la section efficace 'I <sub>eff</sub> ' x10 <sup>9</sup> (mm <sup>4</sup> )	150.57	$I_a - \frac{h_c^2}{4} \times \frac{A_a t_w (h_c - h_{c,eff})}{A_a - t_w (h_c - h_{c,eff})} - t_w \frac{(h_c - h_{c,eff})^3}{12}$
Module de section élastique 'W <sub>c, eff</sub> ' x10 <sup>6</sup> (mm <sup>3</sup> )	84.97	$\frac{I_{eff}}{h_c + e}$
Aire de la membrure comprimée 'A <sub>D</sub> ' x10 <sup>3</sup> (mm <sup>2</sup> )	35.193	$b_{eff} \cdot t_w + \frac{h_{c,eff}}{2} \cdot t_w$
Moment d'inertie de la membrure comprimée 'I <sub>D</sub> ' x10 <sup>9</sup> (mm <sup>4</sup> )	1.42	/
Longueur de déversement 'l <sub>D</sub> ' (mm)	3283.16	$\sqrt[4]{\frac{\pi^4}{4} E I_D \cdot e v}$

On a :

$l_D = 3283.16 < e = 8000\text{mm}$ , donc on fixe  $l_D = 8000\text{mm}$

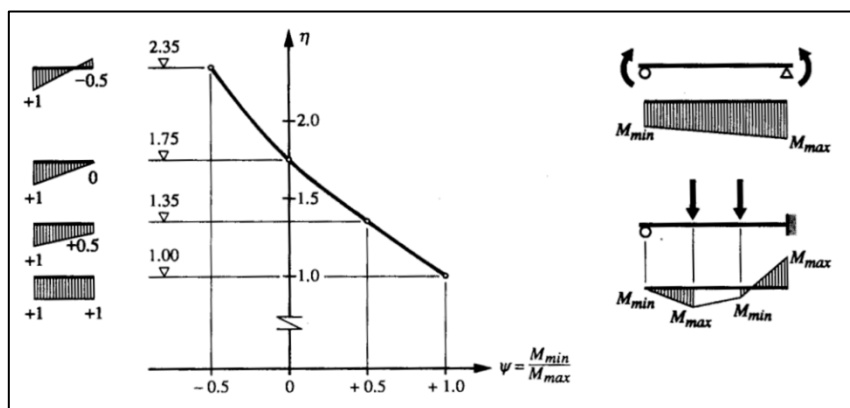


Figure VI-10 : Coefficient  $\eta$  pour le calcul de la contrainte de déversement

$$\eta = 1.75 - 1.05\psi + 0.3\psi^2 \text{ pour } (-0.5 \leq \psi \leq 1.0)$$

$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}}$  : rapport, pour le tronçon examiné, entre le plus petit moment d'extrémité et le plus grand (avec leur signes)

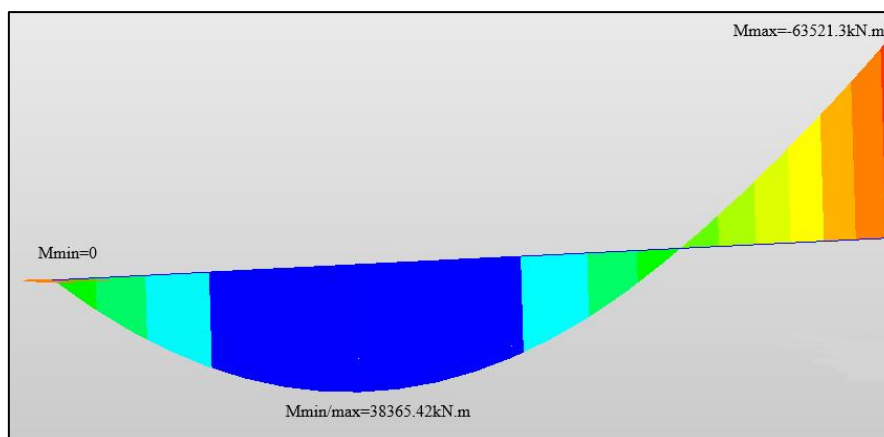


Figure VI-11 : Moment sous charge de coulage des travées

On a :

$$M_{\min} = 0 \text{ kN.m et } M_{\max} = 38365.42 \text{ kN.m}$$

Donc :  $\psi = 0 \rightarrow \eta = 1$

Où :

$$M_{\min} = 38365.42 \text{ kN.m et } M_{\max} = -63521.3 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\psi = \frac{38365.42}{-63521.3} = -0.6$$

On prend alors la valeur de  $\eta = 1$  et on calcule :

La longueur de déversement réduite :

$$l_k = l_D = 8000 \text{ mm}$$

Le rayon de giration de la membrure comprimée :

$$i_D = \sqrt{I_D/A_D} = \sqrt{\frac{1.42 \times 10^9}{35.193 \times 10^6}} = 200.87 \text{ mm}$$

L'élancement de la membrure comprimée :

$$\lambda_k = \frac{l_k}{i_D} = \frac{8000}{200.87} = 39.83$$

La contrainte critique de déversement :

$$\sigma_{crD} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_k^2} = \frac{\pi^2 \times 210000}{39.83^2} = 1306.47 \text{ N/mm}^2$$

Le coefficient d'élancement au déversement :

$$\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{crD}}} = \sqrt{\frac{345}{1306.47}} = 0.51 > 0.4$$

Calcul de la contrainte de déversement :

$$\sigma_D = \chi_D \times f_y$$

Avec :

$$\chi_D = \frac{1}{\Phi_D + \sqrt{\Phi_D^2 - \bar{\lambda}_D^2}} \quad \text{et} \quad \Phi_D = 0.5[1 + \alpha_D(\bar{\lambda}_D - 0.2) + \bar{\lambda}_D^2]$$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Selon EC :  $\alpha_D = 0.76$  courbe de flambage d.

$$\Phi_D = 0.75 ; \quad \chi_D = 0.77 ; \quad \sigma_D = 265.65 \text{MPa}$$

Moment de déversement :

$$M_D = \sigma_D \times W_{c, \text{eff}} = 265.65 \times 84.97 \times 10^6 = 22572.28 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ed} = 19182.71 \text{ kN.m} < M_R = \frac{M_D}{\gamma_a} = \frac{22572.28}{1.05} = 21497.41 \text{ kN.m}$$

Pas de risque de déversement

### VI.9. ETUDE DE LA TORSION

Les effets de l'excentricité des charges appliquées sur le tablier, combinés à l'effet de courbure (rayon de 750m), génèrent un moment de torsion T. La section étant fermée, la vérification se fait à la torsion uniforme (de Saint-Venant).

La section se compose initialement d'un caisson métallique ouvert, après durcissement du béton armé de la dalle, la section devient alors mixte fermée. Il convient de calculer la section équivalente, en introduisant le coefficient d'équivalence  $m = \frac{G_a}{G_b}$  avec  $G_a$  et  $G_b$  les modules de cisaillement de l'acier et du béton respectivement.

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} \text{ avec } \nu = 0.2 \text{ pour le béton et } \nu = 0.3 \text{ pour l'acier.}$$

$$E_a = 210000 \text{MPa et } E_b = 35981.73 \text{MPa}$$

$$G_a = 80.77 \text{MPa et } G_b = 14.167 \text{MPa donc } m = 5.7$$

La section de la dalle en béton devient une section équivalente en acier.

$$\tilde{h} = \frac{h}{n} = \frac{310}{5.7} \text{ donc } \tilde{h} = 54.386 \text{mm}$$

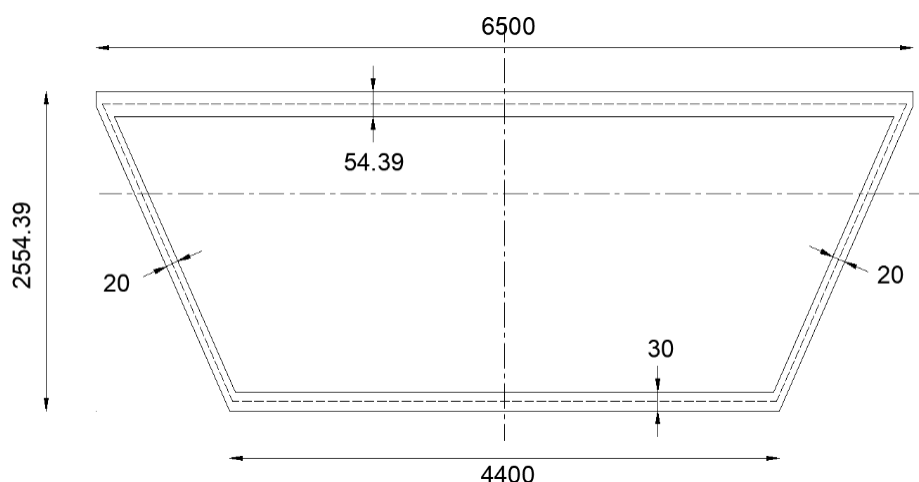


Figure VI-12 : Section équivalente

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Le moment de torsion agit simultanément avec l'effort tranchant. Ainsi, pour vérifier la contrainte de cisaillement dans la section, il convient de sommer la contrainte due à la torsion avec celle induite par l'effort tranchant.

On vérifie donc la contrainte de cisaillement de la section à l'ELS sous la combinaison :

$$G+1.2A(I)+0.6T+0.5gT$$

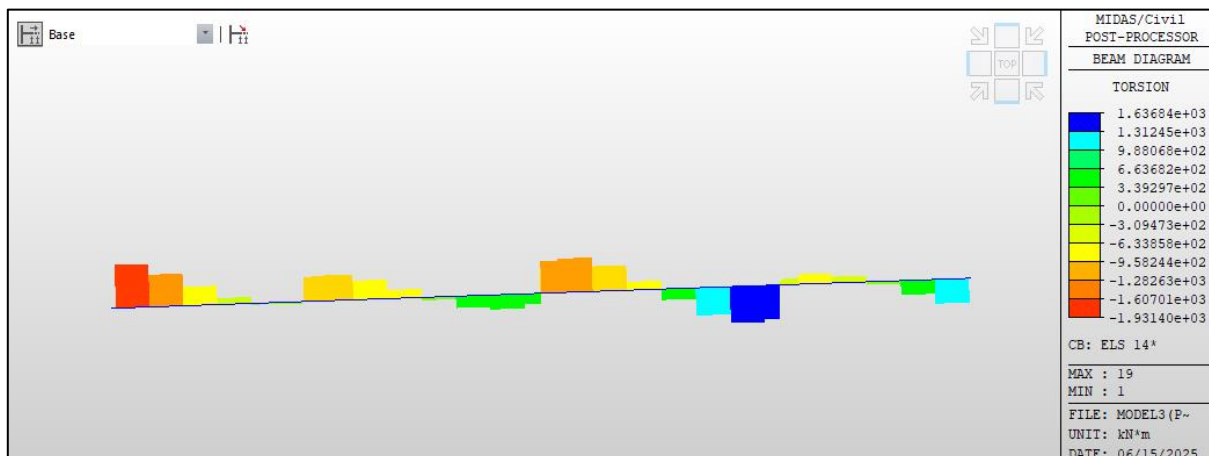


Figure VI-13 : Diagramme du moment de torsion à l'ELS

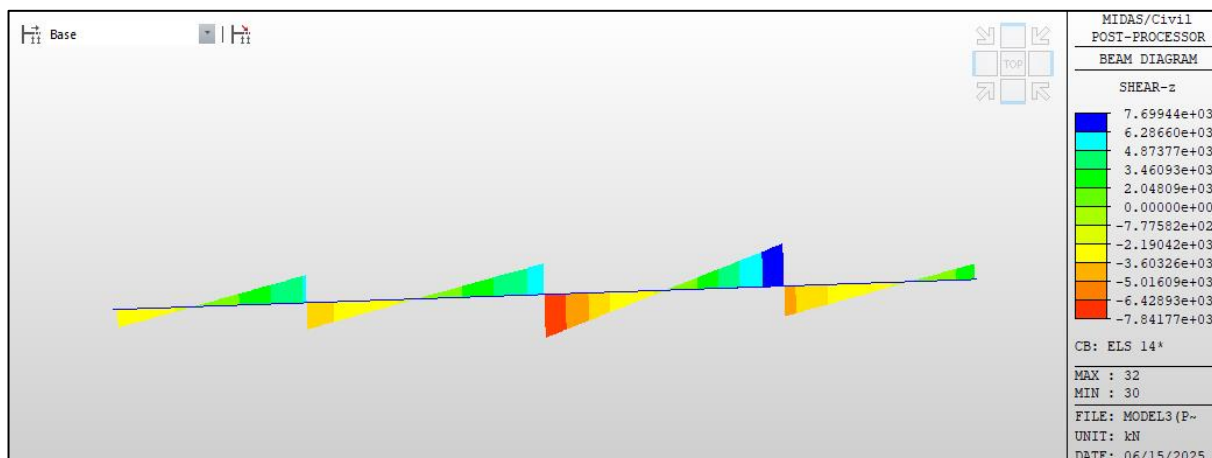


Figure VI-14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

- Calcul de la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant  $\tau_V$  :

L'effort tranchant est repris par les âmes, on a donc :

$$\tau_V = \frac{V}{2A_w}$$

Effort tranchant calculé à l'ELS  $V=7.81\text{MN}$

Aire de l'âme  $A_w=0.0535\text{m}^2$

$$\tau_V = 72.99\text{MPa}$$

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

- Calcul de la contrainte de cisaillement due au moment de torsion  $\tau_T$  :

Section	$J$	$\tau_{max}$	$\phi$
pleine circulaire	$J = I_p$	$\frac{T r}{I_p}$	$\frac{T L}{G I_p}$
mince ouverte	$J = \frac{1}{3} \sum s t^3$	$\frac{T t_{max}}{J}$	$\frac{T L}{G J}$
mince fermée (tubulaire)	$J = \frac{4A_m^2}{\int_0^{L_m} \frac{ds}{t}}$ ; $t=cste \Rightarrow J = \frac{4t A_m^2}{L_m}$	$\frac{T}{2t_{min}A_m}$	$\frac{T L}{G J}$

Figure VI-15 : Caractéristiques des différentes sections

La section en caisson métallique est une section mince fermée (tubulaire) :

$$\tau_T = \frac{mT}{t_{min}A_m}$$

Moment de torsion  $mT = 1607.01$  kN.m

Epaisseur minimale  $t_{min} = 20$  mm

Aire de la section délimitée par la ligne médiane de la section tubulaire mince  $A_m = 13.60$  m<sup>2</sup>

$$\tau_T = \frac{1.607}{2 \times 20 \times 10^{-3} \times 13.60}$$

$$\tau_T = 2.95 \text{ MPa}$$

On vérifie que  $\tau_{max} \leq \tau_{adm}$  tel que  $\tau_{adm} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_M}$  et  $\tau_{max} = \tau_V + \tau_T$

$$\tau_{max} = 72.99 + 2.95 = 75.94 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \frac{345}{\sqrt{3} \times 1.15} = 173.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_{max} \leq \tau_{adm} \Rightarrow \text{Vérifié}$$

### VI.10. REPARTITION ET VERIFICATION DES RAIDISSEURS

Il existe deux types de raidisseurs d'âme : les raidisseurs transversaux (ou verticaux) et les raidisseurs longitudinaux.

Les raidisseurs transversaux ont pour fonction de stabiliser l'âme et d'accroître la résistance de la poutre. Ceux qui ne sont pas situés aux appuis sont appelés raidisseurs intermédiaires. Les raidisseurs longitudinaux ont pour fonction de rigidifier l'âme de la poutre afin de limiter les déplacements hors plan provoqués par les charges variables du trafic.

#### VI.10.1. Raidisseurs transversaux

##### VI.10.1.1. Raidisseurs intermédiaires

Après la vérification de l'effort tranchant nous avons opté pour une distribution des raidisseurs transversaux sur toute la longueur du pont avec un espacement de 6.25m le long des travées de rive (50m) et avec un espacement de 4m le long des travées centrales (62.5m).

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Ce choix de disposition des raidisseurs transversaux est influencé par la répartition des entretoises, de manière que les raidisseurs correspondent aux montants de celles-ci.

Les raidisseurs sont en acier S355, constitué d'un fer plat soudé sur un côté de l'âme.

La vérification est portée sur le raidisseur situé à 4 m de l'appui P2, étant donné qu'il est sollicité par l'effort tranchant maximal.

On vérifie :

$$A_s \geq \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}\right) \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha^2}{2\sqrt{1 + \alpha^2}}\right) A_w \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3$$

$\eta_1$  : Coefficient tenant compte du rapport entre la limite d'élasticité de l'acier de l'âme  $f_{yw}$  et celle de l'acier du raidisseur  $f_{ys}$  tel que  $\eta_1 = \frac{f_{yw}}{f_{ys}}$

$\eta_2$  : Coefficient tenant compte de l'excentricité du raidisseur par rapport au plan de l'âme.

D'après de tableau 12.19 du TGC volume 12 :  $\eta_2 = 2.4$  pour un raidisseur constitué d'un fer plat soudé d'un côté de l'âme.

$\eta_3$  : Coefficient permettant une réduction de la section du raidisseur lorsque la sollicitation  $V_{Ed}$  due aux valeurs de calcul des actions ne mobilise pas toute la résistance de calcul à l'effort tranchant  $V_{Rd}$  tel que  $\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}$

$$\text{On a } \tau_{cr} = 0.9k \times E \times \left(\frac{t_w}{h_f}\right)^2 = 85.34 \text{ MPa} ; \tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 199.18 \text{ MPa} ; \alpha = \frac{a}{h_f} = 1.62$$

$$\eta_1 = \frac{355}{355} = 1 ; \eta_2 = 2.4 ; \eta_3 = \frac{4439.2}{6435.53} = 0.69$$

$$A_s \geq \left(1 - \frac{85.34}{199.18}\right) \left(\frac{1.62}{2} - \frac{1.62^2}{2\sqrt{1+1.62^2}}\right) \times 50000 \times 1 \times 2.4 \times 0.69 = 5713.96 \text{ mm}^2$$

Le choix du raidisseur intermédiaire se porte sur un fer plat FLB 250×25mm. L'aire de la section du raidisseur vaut :

$$A_s = 6250 \text{ mm}^2 > 5713.96 \text{ mm}^2$$

### VI.10.1.2. Raidisseurs sur appui

Le raidisseur sur appui est constitué de deux demi-HEB 500 en acier S355, son rôle est d'introduire la réaction d'appui dans l'âme, la valeur de calcul de la réaction d'appui vaut  $R_{Ed} = 10630 \text{ kN}$  sous la combinaison  $1.35G + 1.5A(1) + 0.9T + 0.75gT$

Les raidisseurs sur appuis doivent satisfaire les mêmes vérifications que les raidisseurs intermédiaires en plus de la vérification au flambage.

Cependant, le raidisseur sur appui est plus rigide et possède une section beaucoup plus importante que le raidisseur intermédiaire donc le raidisseur sur appui satisfait à ces vérifications.

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

La section à vérifier est constituée de la section des deux demi-HEB 500 soudés de part et d'autre de l'âme, et d'une partie de l'âme admise égale à  $25t_w$ . L'aire de cette section vaut :

$$A_s = A_{\text{HEB } 500} + 25t_w \times t_w = 23900 + 25 \times 20 \times 20 = 33900 \text{ mm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 33900 \text{ mm}^2 \gg \gg A_{s \text{ inter}} = 6250 \text{ mm}^2$$

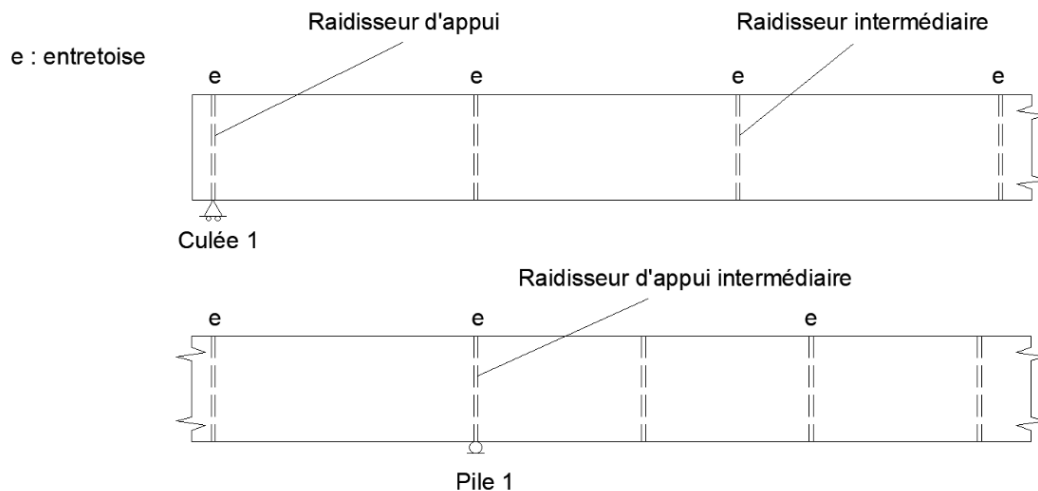


Figure VI-16 : Disposition des raidisseurs sur travée de rive et travée intermédiaire

- **Vérification au flambage :**

Selon TGC volume 12, la longueur de flambage :

$$l_k = \frac{3}{4} h_f = 1875 \text{ mm}$$

Le moment d'inertie considéré est celui relatif à l'axe fort du HEB :  $I_y = 1072 \times 10^6 \text{ mm}^4$

On calcule le coefficient d'élanement  $\bar{\lambda}_k$  :

$$\bar{\lambda}_k = \frac{l_k}{\sqrt{\frac{I_y}{A_s}}} \times \sqrt{\frac{f_{ys}}{\pi^2 E}} = \frac{1875}{\sqrt{\frac{1072 \times 10^6}{33900}}} \times \sqrt{\frac{355}{\pi^2 \times 210000}} = 0.14 < 0.2$$

Comme le coefficient d'élanement au flambage est inférieur à 0.2, il n'y a pas de réduction pour tenir compte du flambage et la résistance correspond à la résistance à la compression de la section :

$$R_R = A_s \times f_{ys} = 33900 \times 355 = 12034.5 \text{ kN}$$

$$R_{Ed} = 10630 \text{ kN} < \frac{R_R}{\gamma_a} = \frac{12034.5}{1.05} = 11461.43 \text{ kN} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

### VI.11. DIMENSIONNEMENT ET VERIFICATION DES ENTRETOISES

Les entretoises ont pour fonction principale de reprendre et transmettre les efforts horizontaux dus notamment au vent et à la stabilisation contre le déversement. Pour les sections fermées comme dans notre cas, les entretoises assurent essentiellement l'indéformabilité de la section et introduisent la charge de torsion dans la section.

On opte pour des entretoises en treillis, cornière double LNP 160x160x20mm.

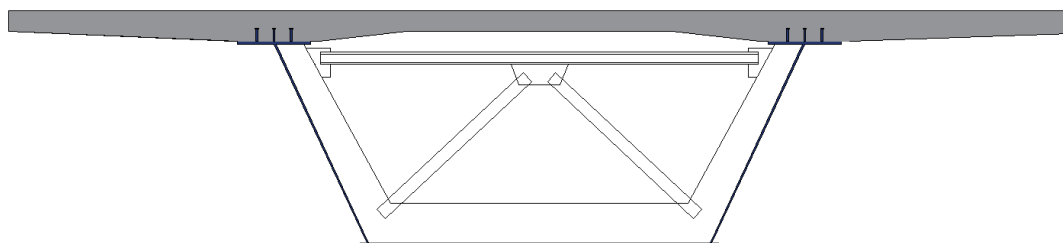


Figure VI-17 : Entretoise en travée

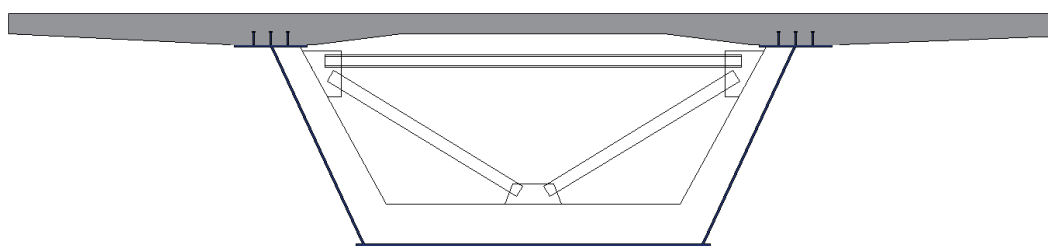


Figure VI-18 : Entretoise sur appui

#### VI.11.1. Vérification des diagonales au flambement

Il est nécessaire d'éviter l'emploi de diagonales trop élancées en raison de la possibilité de mise en résonance sous les effets du trafic ou du vent pouvant entraîner une fissuration par fatigue.

Selon **TGC Volume 12**, pour les barres comprimées des éléments porteurs principaux :

$$\lambda_k \leq 200$$

$$\lambda_k = \frac{l_k}{i}$$

Longueur de flambage  $l_k = 0.9l$  selon le tableau 5.32 du TGC Vol 10.

$i$  : rayon de giration minimal de la barre.

La longueur de la diagonale de la section sur appui est  $l=4.10\text{m}$

Le rayon de giration minimal de la cornière LNP 160x160x20mm est  $i_y=48.3\text{mm}$

$$\lambda_k = \frac{0.9 \times 4100}{48.3} = 76.40 < 200 \quad \text{Pas de risque de flambement.}$$

**VI.11.2. Vérification de la rigidité**

Selon les analyses numériques, pour qu'une entretoise en treillis soit considérée comme suffisamment rigide, sa rigidité minimale  $K_D$  doit représenter au moins 20 % de la rigidité à la distorsion apportée par un diaphragme avec une épaisseur de tôle  $t_D=20$  mm.

Calcul de la rigidité du diaphragme de référence :

$$K_{D( réf )} = G \times t_D \times S \times h_f$$

Calcul de la rigidité de l'entretoise :

$$K_D = \frac{EA_{dia}S^2h_f^2}{2d^3}$$

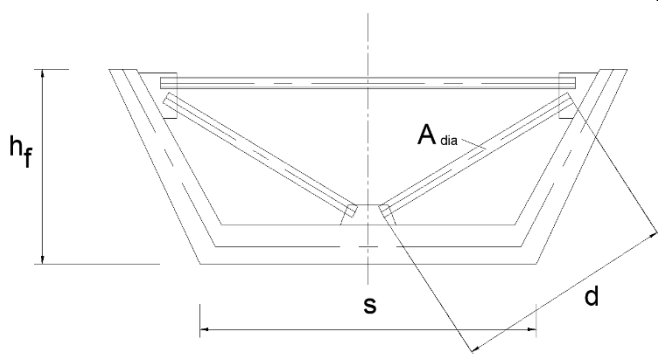


Figure VI-19 : Entretien en treillis

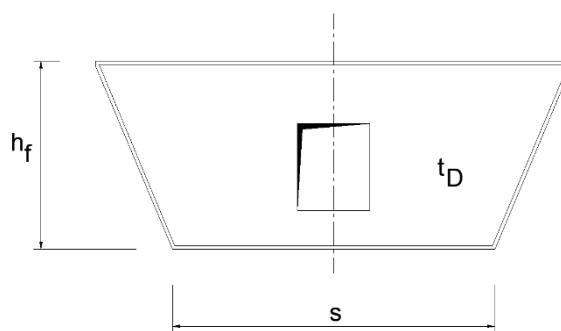


Figure VI-20 : Diaphragme

$$K_{D( réf )} = 80.77 \times 10^3 \times 20 \times 4400 \times 2500$$

$$K_{D( réf )} = 17769.4MN.m$$

$$K_D = \frac{210 \times 10^3 \times 6030 \times 2 \times 4400^2 \times 2500^2}{2 \times 4100^3}$$

$$K_D = 4446.32MN.m$$

$$\frac{K_D}{K_{D( réf )}} = \frac{4446.32}{17769.4} \times 100 = 25\% > 20\%$$

L'entretoise en cornière double 160 x 160 x 20mm est considérée comme suffisamment rigide.

**VI.12. CALCUL ET VERIFICATION DES CONNECTEURS**

**VI.12.1. Caractéristiques des goujons**

h : hauteur du goujon. h = 180mm

d : Diamètre de la tige du goujon. d = 22mm

$f_{c28}$  : La résistance à la compression du béton.  $f_{c28} = 35MPa$

$f_y$  : Résistance à la traction de l'acier du goujon.  $f_y = 450 MPa$

### VI.12.2. Résistance des goujons

D'après l'EN1994-2 6.6.3.1, on distingue deux modes de ruine pour ce type de connecteurs:

- La ruine par cisaillement de l'acier en pied, vis à vis de laquelle on a une résistance caractéristique :  $P_{Rk(1)} = 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4}$
- La ruine par écrasement du béton en pied, vis-à-vis de laquelle on a une résistance caractéristique :  $P_{Rk(2)} = 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}$  avec  $\alpha = 1$  car  $\frac{h}{d} = 8.18 > 4$

La résistance caractéristique d'un goujon s'écrit alors :  $P_{Rk} = \min (P_{Rk(1)} ; P_{Rk(2)})$

$$P_{Rk(1)} = 0.8 \times 450 \frac{\pi \times 22^2}{4} = 136.85 \text{ kN}$$

$$P_{Rk(2)} = 0.29 \times 1 \times 22^2 \sqrt{35 \times 36000} = 108.66 \text{ kN}$$

Donc :

$$P_{Rk} = 108.66 \text{ kN}$$

Selon l'EN1994-2,7.2.2, la résistance de calcul vaut :

- À l'ELU :  $P_{Rd}^{ELU} = 0.8 \times P_{Rk} = 0.8 \times 108.66 = 86.93 \text{ kN}$ .
- À l'ELS :  $P_{Rd}^{ELS} = k_s \times P_{Rk} = 0.6 \times 108.66 = 65.196 \text{ kN}$ .

*Remarque* : Le coefficient  $k_s$  est soumis au choix de l'annexe nationale, et la valeur recommandée de 0,75 a été modifiée pour celle de 0,6.

Le nombre et l'espacement des goujons peuvent être déterminés selon une méthode de calcul élastique ou plastique ; dans notre cas, nous optons pour une étude élastique.

Détermination du flux de cisaillement longitudinal :

$$V_{L,Ed} = \frac{\mu_c \times V_{Ed}}{I_n}$$

$\mu_c$  : le moment statique de la dalle en béton par rapport au centre de gravité de la section mixte. (Sur pile, le moment statique porte uniquement sur l'aire de la section d'armature).

$I_n$  : le moment d'inertie de la section mixte.

$V_{Ed}$  : l'effort tranchant.

## CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

Tableau VI-12 : Calcul du flux de cisaillement à l'ELU

	Travée		Relation/source
	6	18	
$n_{el}$	6	18	/
$\mu_c \times 10^6$ (mm <sup>3</sup> )	434.87	261.98	$A \times Y_G$
$I_n \times 10^9$ (mm <sup>4</sup> )	1190	670	/
$V_{Ed}$ (kN)	9847.59	10553.4	Midas
$V_{L,Ed}$ (kN/m)	3598.67	4126.54	$\frac{\mu_c \times V_{Ed}}{I_n}$
$P_{Rd^{ELU}}$ (kN)	86.93		$0.8 \times P_{Rk}$
Nombre de goujons (Deux semelles)	41.4 ≈ 42	47.47 ≈ 48	$n \geq \frac{V_{L,Ed}}{P_{Rd}}$

Tableau VI-13 : Calcul du flux de cisaillement à l'ELS

	Travée		Relation/source
	6	18	
$n_{el}$	6	18	/
$\mu_c \times 10^6$ (mm <sup>3</sup> )	434.87	261.98	$A \times Y_G$
$I_n \times 10^9$ (mm <sup>4</sup> )	1190	670	/
$V_{Ed}$ (kN)	7287.79	7841.77	Midas
$V_{L,Ed}$ (kN/m)	345.34	328.73	$\frac{\mu_c \times V_{Ed}}{I_n}$
$P_{Rd^{ELS}}$ (kN)	65.196		$k_s \times P_{Rk}$
Nombre de goujons (Deux semelles)	40.85 ≈ 42	47.03 ≈ 48	$n \geq \frac{V_{L,Ed}}{P_{Rd}}$

Le calcul conduit à une disposition de trois rangées de 8 goujons par mètre sur chaque semelle avec un espacement de 12,5 cm.

Cet espacement respecte le critère de la norme NF EN 1994-2

$$S_D = 125 \text{ mm} > S_{D,\min} = 5d_D = 5 \times 22 = 110 \text{ mm}$$

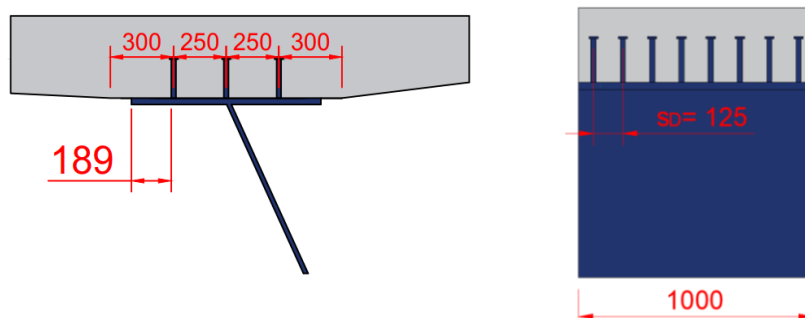


Figure VI-21 : Disposition transversale et longitudinale des goujons

### VI.13. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS A L'ELS

D'après la norme SIA 260, pour les ponts routiers, la flèche verticale totale maximale sous l'effet du poids propre doit être limitée à  $L/700$ . Dans le cadre de l'état limite de service relatif au confort des usagers, la flèche verticale maximale sous l'effet du trafic doit être limitée à  $L/500$ . En conséquence, une vérification doit être effectuée sur les éléments porteurs de la structure.

#### VI.13.1. Travées de rives

##### VI.13.1.1. Sous l'effet des charges permanentes

La flèche admissible est donnée par :

$$w_{adm} = \frac{50}{700} = 0.071 \text{ m} = 7.1 \text{ cm}$$

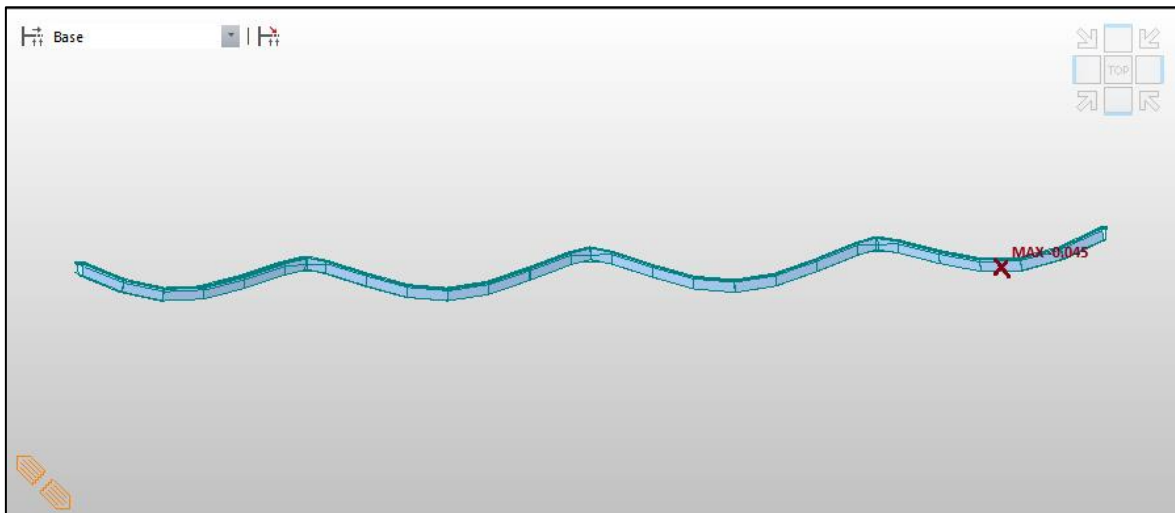


Figure VI-22 : Flèche max dans les travées de rive sous l'effet des charges permanentes

Sous les effets des charges permanentes, on obtient un déplacement maximal dans les travées de rive de :

$$w_{max} = 4.5 \text{ cm} < w_{adm} = 7.1 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### VI.13.1.2. Sous l'effet du trafic

La flèche admissible est donnée par :

$$w_{adm} = \frac{50}{500} = 0.1 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

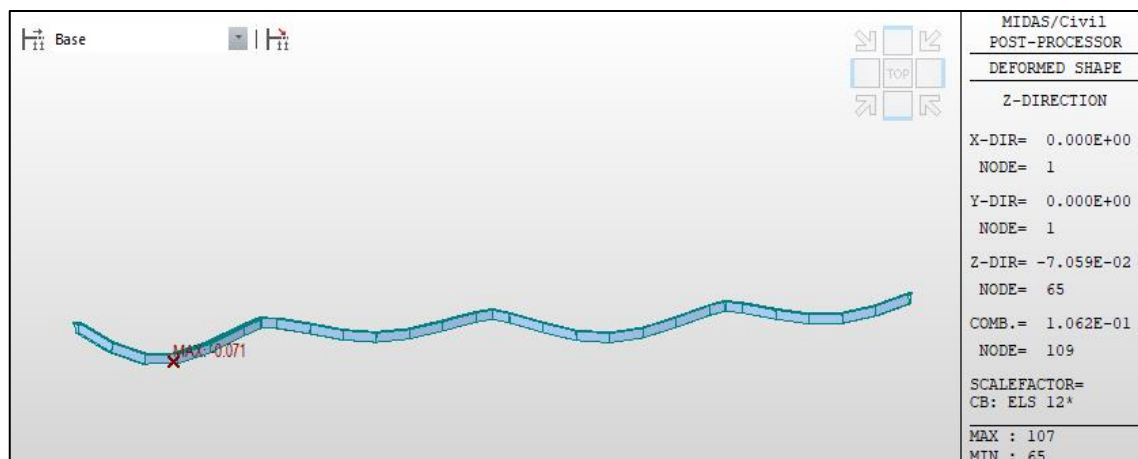


Figure VI-23 : Flèche max dans les travées de rive sous l'effet du trafic

Sous la combinaison de charge  $G + 1.2AL12 + 0.6T + 0.9gT$ , on obtient un déplacement maximal dans les travées de rive de :

$$w_{max} = 7.1 \text{ cm} < w_{adm} = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VI.13.2. Travées intermédiaires

#### VI.13.2.1. Sous l'effet des charges permanentes

La flèche admissible est donnée par :

$$w_{adm} = \frac{62.5}{700} = 0.089 \text{ m} = 8.9 \text{ cm}$$

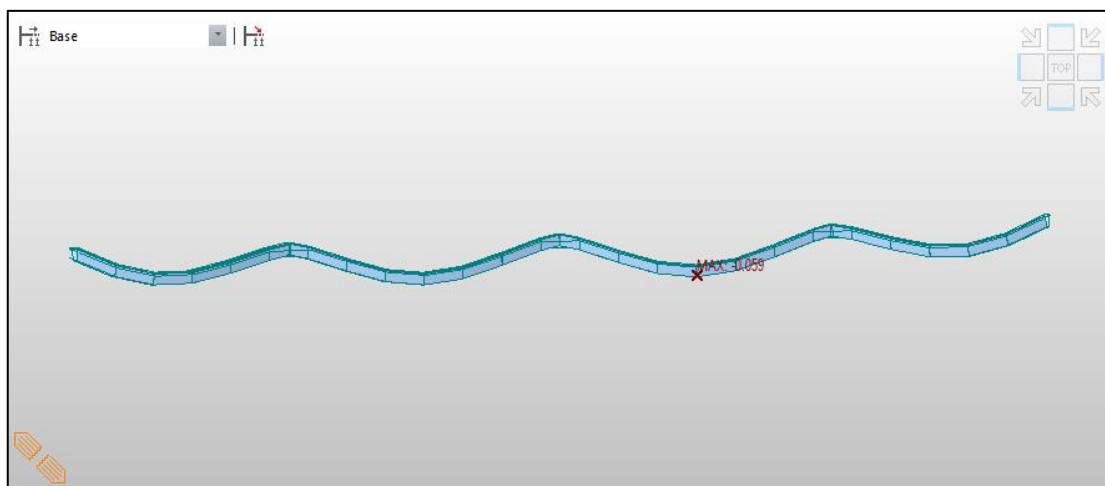


Figure VI-24 : Flèche max dans les travées intermédiaires sous l'effet des charges permanentes

Sous l'effet des charges permanentes, on obtient un déplacement maximal dans les travées intermédiaires de :

$$w_{max} = 5.9 \text{ cm} < w_{adm} = 8.9 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.13.2.2. Sous l'effet du trafic

La flèche admissible est donnée par :

$$w_{adm} = \frac{62.5}{500} = 0.125 \text{ m} = 12.5 \text{ cm}$$

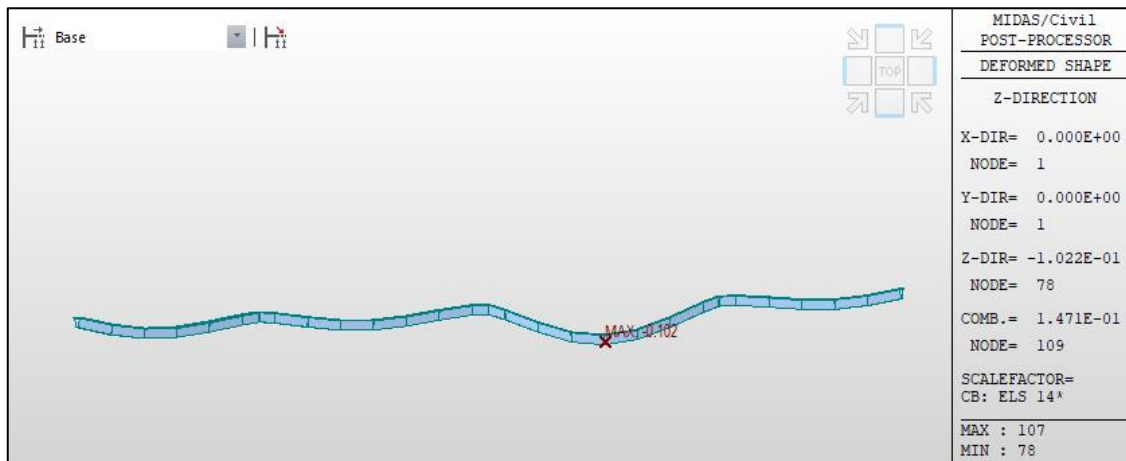


Figure VI-25 : Flèche max dans les travées intermédiaires

Sous la combinaison de charge  $G + 1.2AL14 + 0.6T + 0.9gT$ , on obtient un déplacement maximal dans les travées intermédiaires de :

$$w_{max} = 10.2 \text{ cm} < w_{adm} = 12.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.14. CONCLUSION

Les calculs ont confirmé la bonne résistance de la section mixte sous toutes les sollicitations (flexion, cisaillement). Les connecteurs et raidisseurs garantissent la stabilité, et les flèches restent acceptables. La conception est validée pour la suite du projet.

# **CHAPITRE VII :**

## **ÉTUDE DE LA DALLE**

### VII.1. INTRODUCTION

La dalle d'un pont mixte a pour fonction principale de fournir une surface capable de supporter les charges d'exploitation (notamment le trafic routier). Elle doit être conçue pour remplir les fonctions suivantes :

- Résister aux actions verticales et horizontales dues au trafic ainsi qu'aux efforts exercés sur les barrières de sécurité ou garde-corps ;
- Transmettre ces effets de ces actions aux éléments porteurs longitudinaux ;
- Participer à la flexion longitudinale du pont mixte ;
- Jouer un rôle de contreventement horizontal pour transmettre les forces transversales aux piles et aux culées ;
- Stabiliser contre le déversement de la semelle comprimée supérieure en travée.

Ainsi, pour assurer le bon fonctionnement de la dalle, il est essentiel d'étudier avec soin les armatures.

- L'armature transversale de la dalle reprend les efforts dus à la flexion transversale ;
- Tandis que l'armature longitudinale participe à la résistance en flexion longitudinale, en particulier au niveau des appuis intermédiaires.

### VII.2. FERRAILLAGE DE LA DALLE

#### VII.2.1. Armatures transversales

Nous avons obtenu les valeurs des moments transversaux à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, en modélisant un élément poutre représentant une bande de 1 m sur toute la largeur de la dalle. Cette modélisation a permis d'évaluer les moments nécessaires au dimensionnement des armatures transversales de la dalle.

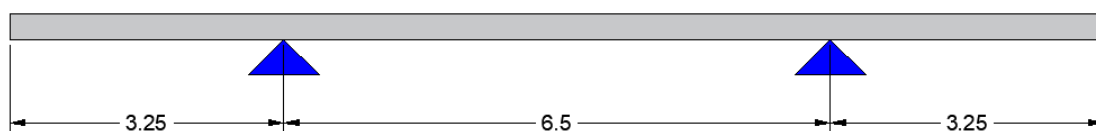


Figure -VII-1 : Schéma statique de la dalle

Les résultats ont été extraits sous différentes combinaisons d'actions à l'ELU et pour diverses configurations de charges roulantes Ils sont présentés dans le tableau suivant :

## CHAPITRE VII : ETUDE DE LA DALLE

Tableau VII-1 : Moments transversales de la dalle

Combinaison	Moment (kN.m/m) Nappe supérieure	Moment (kN.m/m) Nappe inférieure
$1.35G + 1.5 \times 1.07A(l)$	-125.02	14.92
$1.35G + 1.5 \times 1.07B_c$	-109.47	314.20
$1.35G + 1.5 \times 1.07B_t$ (2voies)	<b>-309.53</b>	<b>308.06</b>
$1.35G + 1.5 \times 1.07B_r$	-109.47	221.25
$11.35G + 1.35Mc120$	-110.99	170.60
$11.35G + 1.35D240$	-109.47	184.87

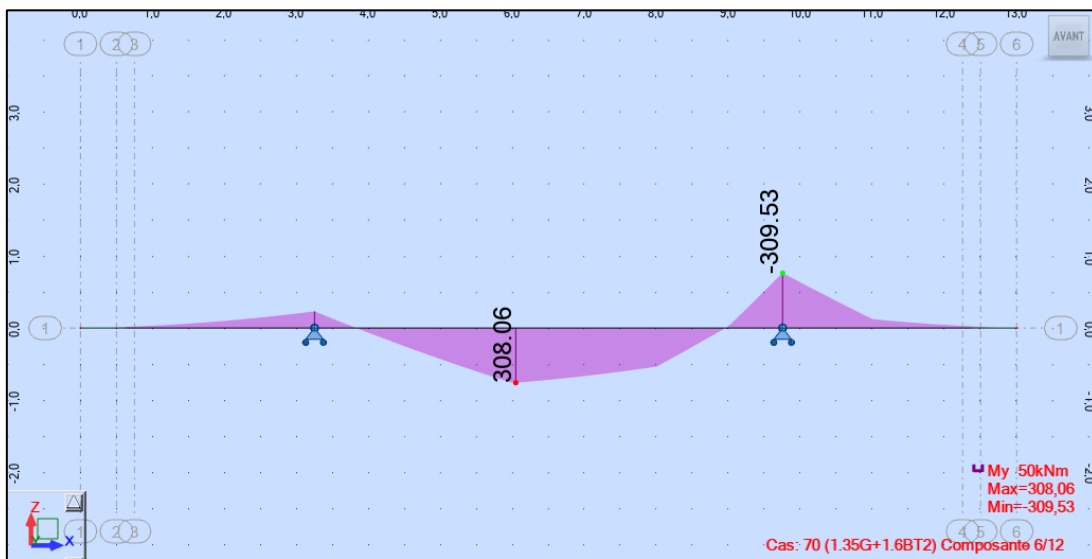


Figure VII-2 : Moment à l'ELU sous BT2

Les résultats obtenus ont été exploités pour le calcul des sections d'armatures :

On étudiera une section rectangulaire en flexion simple, avec :  $b = 1\text{ m}$  ;  $h = 0.31\text{ m}$

### VII.2.1.1. Nappe supérieure

$$M_u = 309.53 \text{ kN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec: } d = 0.9h = 0.279 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{309.53}{1 \times 0.279^2 \times 19.83} \times 10^{-3} = 0.2$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s} = \frac{500}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 2.17 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{es}} = 0.617$$

$$\mu_R = 0.8\alpha_R(1 - 0.4\alpha_R) = 0.37$$

$\mu = 0.2 < \mu_R = 0.37$  section sans armatures comprimées

Avec :  $\mu = 0.2 > 0.186$

Donc :

$$\varepsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \left( \frac{1}{\alpha} - 1 \right) \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.28$$

On trouve :

$$\varepsilon_s = 8.92 \times 10^{-3}$$

On a :

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{es} \quad \text{donc} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de  $\mu$  :

$$Z = d(1 - 0.4\mu) = 0.285 \text{ m}$$

On trouve :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{309.53}{0.285 \times 434.78} = 24.98 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_s = 24.98 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) b \cdot d = 3.47 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Section minimale :**

$$A_{s,min} = 0.6\% A_b = 18.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures 8HA20  $\rightarrow A_s = 25.13 \text{ cm}^2$

### VII.2.1.2. Nappe inférieure

$$M_u = 308.06 \text{ kN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1 \times 1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec:} \quad d = 0.9h = 0.279 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{308.06}{1 \times 0.279^2 \times 19.83} \times 10^{-3} = 0.2$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s} = \frac{500}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 2.17 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{es}} = 0.617$$

$$\mu_R = 0.8\alpha_R(1 - 0.4\alpha_R) = 0.37$$

$\mu = 0.2 < \mu_R = 0.37$  section sans armatures comprimées

Avec :  $\mu = 0.2 > 0.186$

Donc :

$$\varepsilon_s = 3.5 \times 10^{-3} \left( \frac{1}{\alpha} - 1 \right) \text{ avec } \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.28$$

On trouve :

$$\varepsilon_s = 8.92 \times 10^{-3}$$

On a :

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{es} \text{ donc } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de  $\mu$  :

$$Z = d(1 - 0.4\mu) = 0.285 \text{ m}$$

On trouve :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{308.03}{0.285 \times 434.78} = 24.85 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_s = 24.85 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) b \cdot d = 3.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour des armatures 8HA20  $\rightarrow A_s = 25.13 \text{ cm}^2$

## CHAPITRE VII : ETUDE DE LA DALLE

Tableau VII-2 : Récapitulatif de ferrailage de la dalle

	Nappe supérieure	Nappe inférieure
	ELU	ELU
Moment (kN.m/m)	-309.53	308.06
Section d'armature (cm <sup>2</sup> )	24.98	24.85
Choix des barres	8HA20	8HA20
Espacement (cm)	13	13

### VII.2.1.3. Justification des armatures d'effort tranchant

Dans le cas des dalles selon BAEL A.5.2,2, aucune armature d'effort tranchant n'est exigée si les conditions suivantes sont respectées :

- La pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur ;
- La contrainte tangente  $\tau_u$  est au plus égale à  $\frac{0.07f_{cj}}{\gamma_b}$
- Les dalles d'épaisseur  $\leq 15$  cm ne comportent pas usuellement d'armatures transversales.

Dans notre cas, la dalle a une épaisseur  $> 15$  cm, il est donc recommandé d'utiliser des armatures de petit diamètre pour le cisaillement, si nécessaire localement. Un calcul est donc effectué selon la méthode appliquée aux poutres, conformément aux prescriptions du BAEL.

#### • Vérification de la contrainte tangentielle

L'effort tranchant maximal dans le sens transversal est obtenu sous la même combinaison de charges que celle utilisée pour le dimensionnement de la section d'armature :

$$V_u = 404.43 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{404.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.279} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 4.67 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### • Espacement et section minimale d'armatures (selon BAEL A.5.1.22) :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(25.11; 40\text{cm}) = 25.11 \text{ cm}$$

On prend :

$$S_t = 24 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(8.86; 16; 10) = 8.86 \text{ mm}$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

### VII.2.2. Armatures longitudinales

D'après TGC vol. 12, l'armature longitudinale est calculée en travée avec les critères définissant l'armature minimale, elle est de l'ordre de 0.75% à 1% de l'aire de la section de la dalle. Sur appui, lorsque la dalle est tendue, cette armature doit garantir que l'ouverture minimale des fissures reste inférieure à une valeur tolérée. Cependant, dans ces zones, le taux d'armature est en général fixé forfaitairement, lors de la conception de la poutre mixte, à une valeur située entre 1% et 2%.

Afin de respecter les prescriptions normatives et conformément à l'article 4a.5.1 du Livret 2.01 (Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton en métal ou mixtes), nous retenons une section minimale d'armature longitudinale correspondant à 1 % de la section de la dalle, uniformément répartie sur toute la longueur de l'ouvrage.

Cela correspond à une section d'acier :  $A_s = 31\text{cm}^2$  (en considérant une hauteur équivalente de dalle de 31 cm), on opte donc pour un ferrailage composé de **18HA16** avec un espacement de **12cm**

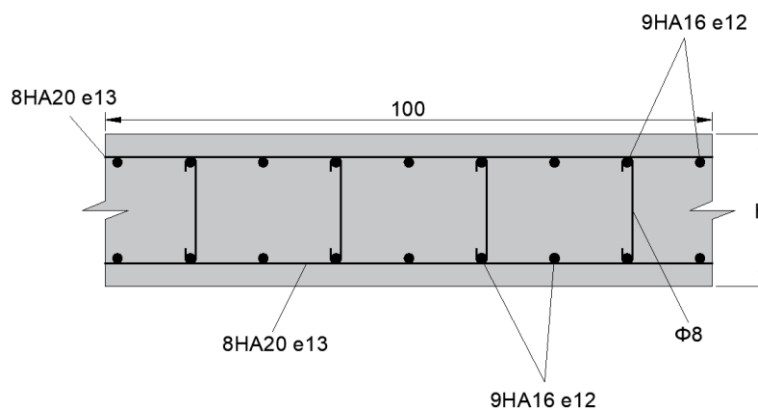


Figure -VII-3 : Schéma de ferrailage de la dalle

# **CHAPITRE VIII :**

## **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

## VIII.1. INTRODUCTION

La pile d'un pont est un appui intermédiaire massif et permanent destiné à soutenir le tablier de l'ouvrage. Elle est conçue pour résister aux efforts transmis par ce dernier, que celui-ci soit simplement posé, partiellement ou totalement encastré sur la pile. Les piles sont sollicitées principalement par des efforts verticaux, mais peuvent également être soumises à des efforts horizontaux, notamment en cas de séisme ou lors des freinages des véhicules circulant sur le tablier.

## VIII.2. CONCEPTION DE LA PILE

Dans notre cas, le choix s'est porté sur une pile de type caisson (ou pile à section rectangulaire évidée), en raison des hauteurs importantes des piles, supérieures à 15 mètres.

Nous avons retenu une conception de piles de dimensions 4,00 m × 4,00 m, avec une épaisseur de voile de 0,60 m.

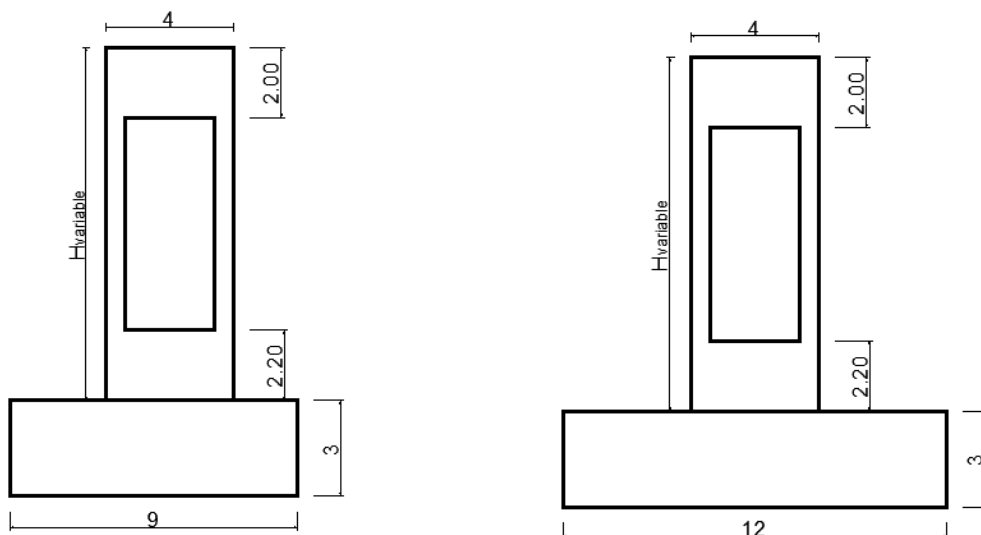


Figure VIII-1 : Coupe longitudinale de la pile

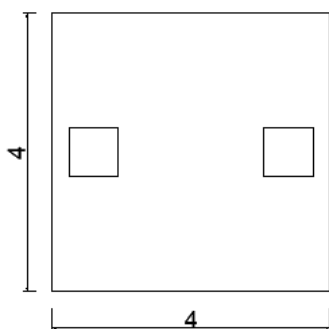


Figure VIII-2 : Vue en plan de la pile

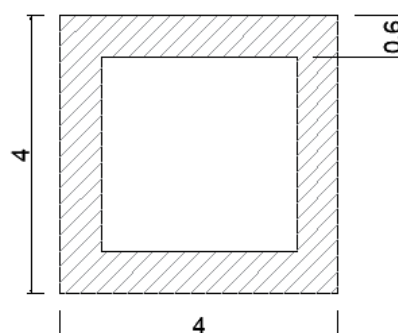


Figure VIII-3 : Coupe transversale de la pile

**Tableau VIII-1 : Implantation et hauteur des piles**

Pile	Pile 1	Pile 2	Pile 3
Position	PK34+102	PK34+164.5	PK34+227
Hauteur (m)	21.43	28.80	16.80

**VIII.3. ETUDE DE LA PILE**

**VIII.3.1. Vérification de la stabilité vis-à-vis du flambement**

Afin d'estimer les efforts de dimensionnement agissant sur les piles en stade d'exploitation, nous avons considéré la pile 2 en raison de son élancement.

Hauteur libre :  $l_f = 28.8\text{m}$

L'élancement est donné par  $\lambda = \frac{l_k}{i}$

$l_k$  : Longueur de flambement  $l_k = 0.7l_f$

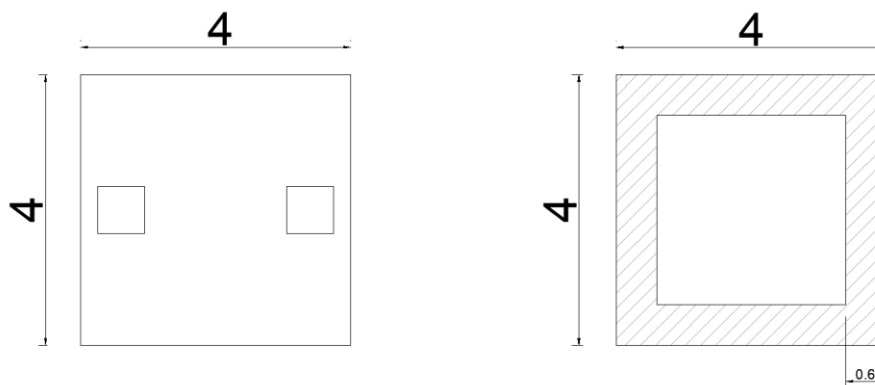
(La pile est encadrée d'un côté et appuyé de l'autre en stade d'exploitation)

$$l_k = 0.7 \times 28.8 = 20.16\text{m}$$

$i$  : Rayon de giration  $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$  avec I : moment d'inertie et A : Aire de la section transversale.

Nous avons deux sections transversales :

- Une section pleine sur une hauteur de 2.2m à la base et 2m en tête de pile.
- Une section évidée dans la zone médiane de la pile.



**Figure VIII-4 : Section pleine et section évidée de la pile**

On a une section pleine sur une longueur de 4.2m et une section évidée sur une longueur de 24.6m, on calcule donc le rayon de giration équivalent :

$$i_{eq} = \frac{i_p \times 4.2 + i_v \times 24.6}{28.8} = \frac{1.155 \times 4.2 + 1.053 \times 24.6}{28.8} = 1.068$$

$$\lambda = \frac{20.16}{1.068} = 18.88 < 60$$

Donc pas de risque de flambement autour des deux axes x-x et y-y.

### VIII.3.2. Évaluation des efforts agissants sur la pile

Les charges permanentes et d'exploitation engendrent des sollicitations sur la pile, se traduisant par des efforts verticaux, horizontaux ainsi que des moments.

#### VIII.3.2.1. Efforts statiques

Tableau VIII-2 : Efforts statiques à la base de la pile 2

Sollicitation	Verticale (kN)	Horizontale (kN)	Moment (kN.m)
Poids propre pile	6696.30	/	/
Poids propre tablier	10555.30	/	/
A(l) 3voies	3263.40	/	/
Bc 3 voies	1185.00	/	/
Bt 2 voies	1166.40	/	/
Br	98.30	/	/
D240	2328.50	/	/
Mc120	1070.00	/	/
Freinage A(l) 3 voies	/	87.30	2513.37
Freinage Bc	/	180.00	5182.20
Vent 'W'	/	230.40	3317.76
Température 'T'	/	901.60	25966.08
Retrait + fluage 'D'	/	909.56	26194.18

#### VIII.3.2.2. Combinaisons d'efforts :

Tableau VIII-3 : Combinaisons de charges

	Combinaison	N (kN)	H (kN)	M <sub>Y</sub> (kN.m)
ELS	G + 1.2 Bc + 0.6 T + D	18675.70	1450.50	41775.00
ELU	1.35G + 1.6Bc + 0.9 T + D	25188.50	2009.00	57859.20

### VIII.3.3. Vérification des contraintes

On vérifie la contrainte de compression dans la pile 2 dans la zone médiane (section évidée) sollicitée par un effort normal **N=25188.5kN** sous la combinaison **1.35G + 1.6Bc + 0.9 T + D**

$$\sigma_b < \sigma_{adm}$$

$$\frac{N}{A} = \frac{25.19}{8.16} = 3.09MPa < 0.6f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18MPa$$

Vérifié

VIII.4. FERRAILLAGE DE LA PILE :

La pile est soumise à une flexion composée, pour la détermination du ferrailage d'une section creuse, on utilise les abaques de René – Walther.

VIII.4.1. Ferrailage longitudinal :

À l'ELU sous la combinaison la plus défavorable  $1.35G + 1.6Bc + 0.9 T + D$  on a un effort normal  $N=25188.5kN$  et un moment de flexion  $M_y=57859.2 kN.m$

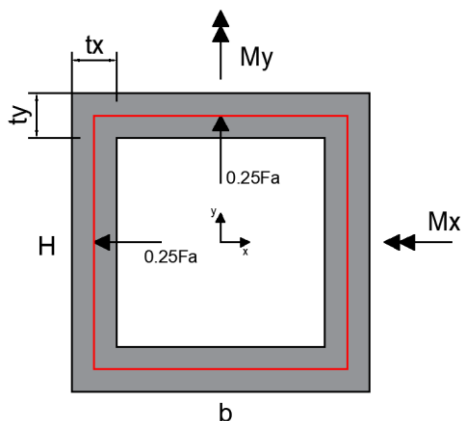


Figure VIII-5 : Section transversale de la pile

$$t_x = t_y = 0.6m \text{ et } b = H = 4m ; \delta = \frac{t_x}{b} / \frac{t_y}{H} = 1 \text{ donc } \beta = 0.25$$

$$n_r = \frac{N}{bH\beta_w 28} ; m_{xr} = \frac{M_x}{bH^2\beta_w 28} ; m_{yr} = \frac{M_y}{Hb^2\beta_w 28}$$

$$n_r = 0.05 ; m_{xr} = 0 ; m_{yr} = 0.03 \text{ et } \eta = \frac{m_{yr}}{m_{xr}} = \infty$$

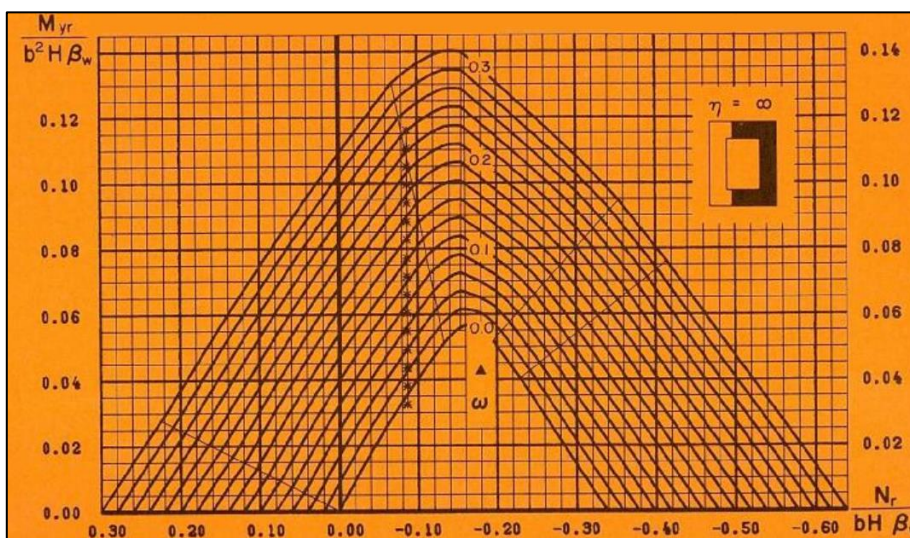


Figure VIII-6 : Abaque de Walther

Avec les coefficients  $n_r$  et  $m_{yr}$  qu'on insère dans l'abaque de Walther, on tire le degré mécanique d'armature totale  $\omega = 0.12$

On calcule l'aire d'armature passive  $F_a = \frac{\omega \times b \times H \times f_{c28}}{\sigma_s} = 1324.75 \text{cm}^2$

$A_{S1} (\text{côté } b) = 0.25F_a = 0.25 \times 1324.75 = 331.19 \text{cm}^2$  ce qui nous donne **44HA32**

$A_{S2} (\text{côté } H) = 0.25F_a = 0.25 \times 1324.75 = 331.19 \text{cm}^2$  ce qui nous donne **44HA32**

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée suivant deux nappes, l'une proche de la surface extérieure, l'autre proche de la surface intérieure.

On a donc deux nappes de chaque côté, **22HA32** chacune avec un espacement de 15cm.

Vérification de la condition de non-fragilité :

Selon le BAEL 91 on a

$$A_{smin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$A_{smin} = 159 \text{cm}^2 < A_s$  la condition de non-fragilité est vérifiée.

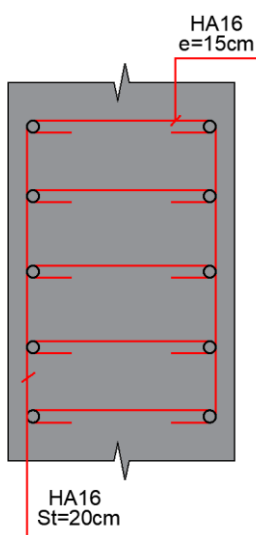
**VIII.4.2. Ferrailage transversal :**

Selon RPOA 2008, la section  $A_t$  de l'armature transversale assurant le maintien des barres longitudinales de section  $A_L$ , doit satisfaire la relation suivante :

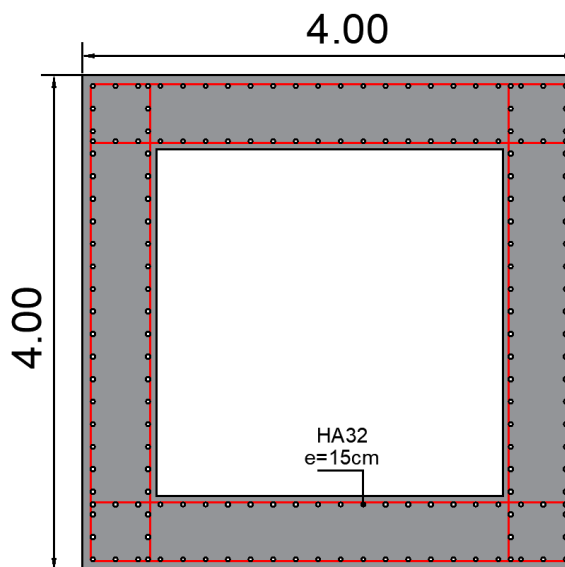
$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

D'après RPOA 2008, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$S_t = \min [24\phi_t ; 8\phi_L ; 0.25d]$  donc  **$S_t = 20 \text{cm}$**  et  **$A_t = 44.23 \text{cm}^2 / \text{HA16}$**  avec  **$e=15 \text{cm}$**



**Figure VIII-8 : Ferrailage transversal de la pile 2**



**Figure VIII-7 : Ferrailage longitudinal de la pile 2**

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### VIII.5. ETUDE DE LA SEMELLE

La semelle est un élément structurel assurant la transmission des charges de la superstructure et des appuis vers le sol de fondation.

Les dimensions de la semelle de la pile P2 :  $B = 9 \text{ m}$  ;  $L = 12 \text{ m}$  ;  $h = 3 \text{ m}$

#### VIII.5.1. Evaluation des efforts :

Tableau VIII-4 : Evaluation des efforts dans la semelle

Efforts	N (kN)	H (kN)	Z (m)	$M_N$ (kN.m)	$M_H$ (kN.m)
Poids propre du tablier	10555	-	4,50	47497	-
Poids de pile	6696,3	-	4,50	30133,4	-
Système A(l)	3263,4	-	4,50	14685,3	-
Système Bc	1185	-	4,50	5332	-
Mc120	1070,7	-	4,50	4818,2	-
D240	2328,5	-	4,50	10478,3	-
Poids propre de la semelle	8100	-	4,50	36450	-
Poids de terres	9200	-	4,50	4140	-
Freinage A(l)	-	87,3	28,80	-	2514,2
Freinage Bc	-	180	28,80	-	5184

Tel que :

N : effort normal ;

H : effort horizontal ;

$M_N$  : moment stabilisant due à l'effort normal ;

$M_H$  : moment renversant due à l'effort horizontal ;

Z : bras de levier.

#### VIII.5.2. Combinaisons des charges :

Tableau -VIII-5 : Combinaisons de charges à l'ELU

Combinaisons à l'ELU	N(kN)	H(kN)	$M_N$ (kN.m)	$M_H$ (kN.m)
1,35G+1,6AL	51865,7	139,68	233395,6	4022,78
1,35G+1,6Bc	48540,3	288	218431,1	8294,40
1,35G+1,35Mc120	48089,7	0	217608,2	0
1,35G+1,35D240	50369,9	0	226664,3	0

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau -VIII-6 : Combinaisons de charges à l'ELS

Combinaisons à l'ELS	N(kN)	H (kN)	M <sub>N</sub> (kN.m)	M <sub>H</sub> (kN.m)
G+1,2AL	38467,4	104,8	173103,2	3017,1
G+1,2Bc	35973,30	216	161879,9	6220,8
G+Mc120	35622	0	160299	0
G+D240	36879,8	0	165959,1	0

### VIII.5.3. Vérifications des fondations

Selon le RPOA, la vérification de la stabilité des semelles superficielles doit inclure les points suivants :

- La stabilité au renversement ;
- La stabilité au glissement ;
- La mobilisation du sol (capacité portante du sol).

#### VIII.5.3.1. Stabilité au renversement

On vérifie l'inégalité suivante :

$$e = \frac{M_N}{N} > \frac{B}{3}$$

Tableau VIII-7 : Stabilité de renversement à l'ELU

Efforts à l'ELU		e (m)	B/3 (m)	Vérification
N <sub>max</sub> (kN)	51865,7	4,5	3	OK
M <sub>N corr</sub> (kN.m)	233395,6			
N <sub>min</sub> (kN)	48089,7	4,5	3	OK
M <sub>N corr</sub> (kN.m)	217608,2			
M <sub>N max</sub> (kN.m)	233395,6	4,5	3	OK
N <sub>corr</sub> (kN)	51865,7			

Tableau -VIII-8 : Stabilité de renversement à l'ELS

Efforts à l'ELS		e (m)	B/3 (m)	Vérification
N <sub>max</sub> (kN)	38467,4	4,5	3	OK
M <sub>N corr</sub> (kN.m)	173103,2			
N <sub>min</sub> (kN)	35622	4,5	3	OK
M <sub>N corr</sub> (kN.m)	160299			
M <sub>N max</sub> (kN.m)	173103,2	4,5	3	OK
N <sub>corr</sub> (kN)	38467,38			

**VIII.5.3.2. Stabilité au glissement**

Pour chaque combinaison d'actions, on vérifie la condition de stabilité au glissement de la fondation (formule 10.1.1 de la Norme NF P 94-261) :

$$H \leq \frac{N \cdot \text{tg}\varphi}{\gamma_{g1}} + \frac{C \cdot A}{\gamma_{g1}}$$

N : composante de calcul verticale de l'effort appliqué à la fondation ;

H : composante de calcul horizontale de l'effort appliqué à la fondation ;

A : surface comprimée de celle-ci ;

$\varphi$  : angle de frottement interne du sol 35°

C : cohésion (pour plus de sécurité on prend la cohésion égale à 0)

$\gamma_{g1}$  : coefficient de sécurité au glissement, pris égal à 1.2 selon RPOA.

On vérifie donc l'inégalité suivante :

$$H \leq 0.584 \cdot N$$

**Tableau -VIII-9 : Stabilité au glissement à l'ELU**

Efforts à ELU		0,5835.N (kN)	H < 0,5835.N
N <sub>max</sub> (kN)	51865,7	30263,63	OK
H <sub>corr</sub> (kN)	139,68		
N <sub>min</sub> (kN)	48089,7	28060,34	OK
H <sub>corr</sub> (kN)	0		
H <sub>max</sub> (kN)	139,68	30263,63	OK
N <sub>corr</sub> (kN)	51865,7		

**Tableau -VIII-10 : Stabilité au glissement à l'ELS**

Efforts à ELS		0,5835.N (kN)	H < 0,5835.N
N <sub>max</sub> (kN)	38467,38	22445,71623	OK
H <sub>corr</sub> (kN)	104,76		
N <sub>min</sub> (kN)	35622	20785,437	OK
H <sub>corr</sub> (kN)	0		
H <sub>max</sub> (kN)	104,76	22445,71623	OK
N <sub>corr</sub> (kN)	38467,38		

**VIII.5.3.3. Vérification de la mobilisation du sol**

Pour la vérification de mobilisation du sol on suppose que la semelle est infiniment rigide et on calcul les contraintes :

On vérifie que :

$$\sigma_m < \sigma_{sol}$$

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Avec :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} \left( 1 + 6 \times \frac{M_H}{B \times N} \right) ; \sigma_{min} = \frac{N}{S} \left( 1 - 6 \times \frac{M_H}{B \times N} \right) ; \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

Tableau -VIII-11 : Vérification de la mobilisation du sol à l'ELU

Efforts à l'ELU		$\sigma_{max}$ (KPa)	$\sigma_{min}$ (KPa)	$\sigma_m$ (KPa)	$\sigma_{sol}$ (KPa)	Vérification
$N_{max}$	51865,7	505,07	455,406	492,654	1750	OK
$M_{H\ corr}$	4022,784					
$N_{min}$	48089,7	445,28	445,275	445,275	1750	OK
$M_{H\ corr}$	0					
$M_{H\ max}$	4022,784	505,07	455,406	492,654	1750	OK
$N_{corr}$	51865,7					

Tableau VIII-12 : Vérification de la mobilisation du sol à l'ELS

Efforts à l'ELS		$\sigma_{max}$ (KPa)	$\sigma_{min}$ (KPa)	$\sigma_m$ (KPa)	$\sigma_{sol}$ (KPa)	Vérification
$N_{max}$	38467,38	374.80	337.56	365.49	538	OK
$M_{H\ corr}$	3017,088					
$N_{min}$	35622	329.83	329.83	329.83	538	OK
$M_{H\ corr}$	0					
$M_{H\ max}$	3017,088	374.80	337.56	365.49	538	OK
$N_{corr}$	38467,38					

### VIII.6. FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

Le ferrailage de la semelle se fait par la méthode des consoles en utilisant les combinaisons d'action calculées aux différents états limites :

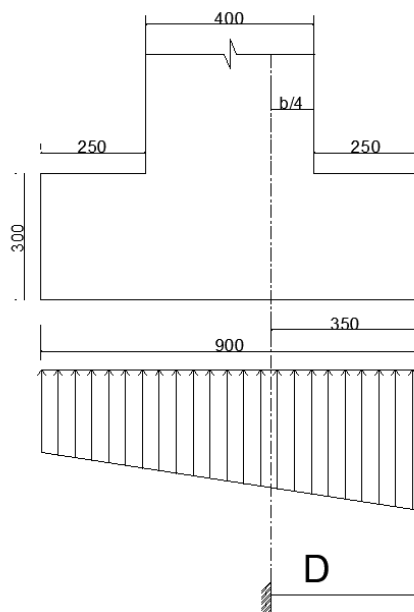


Figure VIII-9 : Méthode des consoles

## CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

D'après le diagramme des contraintes on a les résultats :

$$D = B1 + \frac{b}{4} ; \sigma_d = \sigma_{max} - \frac{(\sigma_{max} - \sigma_{min})D}{B} ; R = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_d)D}{2} ; d = \frac{\sigma_d + 2\sigma_{max}}{\sigma_d + \sigma_{max}} \cdot \frac{D}{3}$$

Le moment à l'encastrement est :  $M = R \times d$

Tableau VIII-13 : Calcul de moment à l'encastrement

	ELU	ELS
D (m)	3,5	3,5
$\sigma_d$ (kPa)	485,7561	360,3181
R (kN)	1733,946	1286,463
d (m)	1,761371	1,761494
M (kN.m)	3054,121	2266,097

Le ferrailage est déterminé à l'aide du logiciel Robot Expert (flexion simple  $h = 300\text{cm}$  et  $b = 100\text{cm}$ )

On trouve  $A_s' = 32.5\text{cm}^2$

Section minimale :

D'après RPOA, pour la zone sismique IIa :

$$0.15\% S < A_{s,min} < 1.5\% S$$

$S=30000\text{cm}^2$  donc :

$$45\text{cm}^2 \leq A_{s,min} \leq 450\text{cm}^2$$

Condition de non-fragilité :

$$A_{CNF} = \frac{0.23b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 2.7 \times 2.4}{500} = 29.81\text{cm}^2$$

On prend donc :

$$A_s = \max(A_s'; A_{s,min}; A_{CNF}) = 50 \text{ cm}^2$$

- **Nappe inférieure :**

**Armature longitudinale :**

$$A_{s \text{ long inf}} = \frac{50\text{cm}^2}{ml}$$

$$\rightarrow 12HA25 \text{ (double nappe)} \left( A_{s \text{ long inf}} = 58.9 \frac{\text{cm}^2}{ml} \right) \text{ espacées de } 20\text{cm}$$

**Armature de répartition :**

$$A_{sr1} = \frac{A_{s \text{ long inf}}}{3} = 19.63 \text{ cm}^2/ml \rightarrow 8HA20 \left( A_{sr} = 25.13 \frac{\text{cm}^2}{ml} \right) \text{ espacées de } 14\text{cm}$$

• Nappe supérieure :

Armature longitudinale :

$$A_{s \text{ long sup}} = \frac{A_{s \text{ long inf}}}{3} = 19.63 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

$$\rightarrow 8\text{HA}20 \left( A_{s \text{ long sup}} = 25.13 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right) \text{ espacées de } 14\text{cm}$$

Armature de répartition :

$$A_{sr2} = \frac{A_{s \text{ long sup}}}{3} = 8.38 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 8\text{HA}12 \left( A_{sr} = 9.05 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right) \text{ espacées de } 14\text{cm}$$

• Armature latérale :

$$A_{sl} = \frac{A_{s \text{ long inf}}}{10} = 5.89 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6\text{HA}12 \left( A_{sr} = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml} \right) \text{ espacées de } 20\text{cm}$$

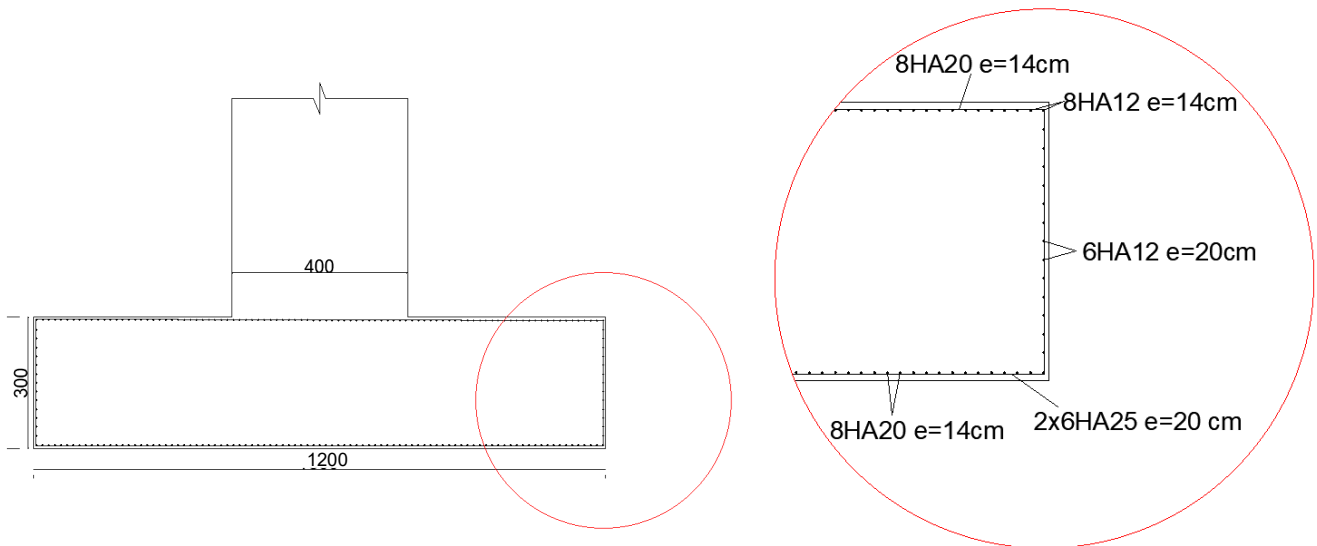


Figure VIII-10 : Plan de ferrailage de la semelle

**CHAPITRE IX :**  
**ETUDE SISMIQUE ET**  
**EQUIPEMENTS DU PONT**

### IX.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous étudions les équipements de pont, notamment les appareils d'appui et les joints de chaussée. Ces dispositifs assurent la transmission des efforts, l'absorption des mouvements relatifs et contribuent à la durabilité de l'ouvrage. Une analyse sismique est également menée afin d'évaluer le comportement de la structure et de ses équipements sous sollicitation sismique, conformément aux normes en vigueur.

### IX.2. APPAREIL D'APPUI

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) représentent la majorité des dispositifs utilisés en Algérie.

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. C'est pourquoi il est délicat de pouvoir préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

Pour des réactions d'appui limitées à 12 MN (calculées à l'ELU), l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement.

- **Constitution des appareils d'appui type B :**

Les appareils d'appui de type B sont composés de  $n$  feuillets d'élastomère d'épaisseur constante et de  $n+1$  frettes métalliques. La configuration géométrique de ces éléments est illustrée sur la figure suivante :

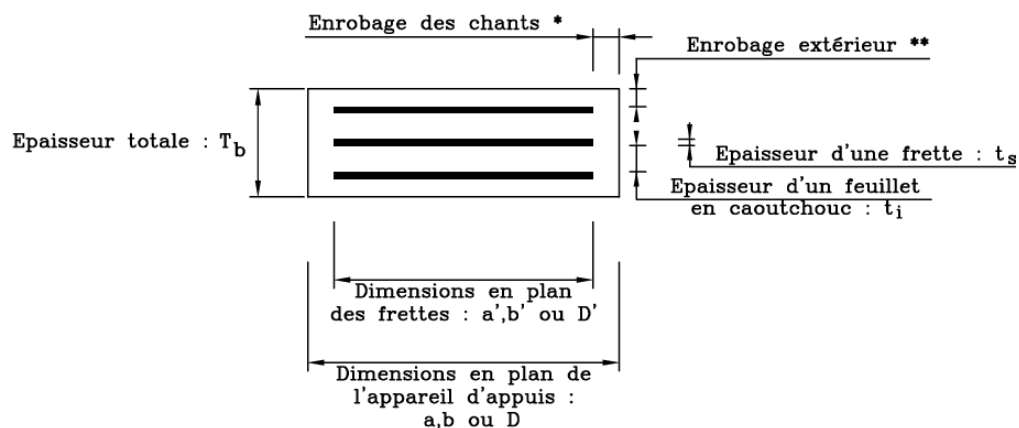


Figure IX-1 : différentes parties constitutives d'un appareil d'appui type B en élastomère fretté

#### IX.2.1. Dimensionnement de l'appareil d'appui

Lors de l'installation d'un appareil d'appui entre la structure et son support, une pression de contact s'exerce sur la surface de frottement. Cette pression doit être limitée afin d'éviter le risque d'écrasement local du béton.

Pour un prédimensionnement, on peut adopter une contrainte moyenne admissible  $\sigma_m$  sur la surface de frottement d'environ 20 à 25 MPa à l'ELU.

### IX.2.1.1. Aire de l'appareil d'appui

La surface minimale de contact de l'appareil d'appui, de dimensions peut alors être déterminée à partir de la relation suivante, en vérifiant la condition de non-écrasement du béton :

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_m = 25 \text{ MPa}$$

Avec :

$R_{max}$  : réaction d'appui maximale à l'ELU

$a, b$  : dimensions des appareils de forme rectangulaire

On a pour notre cas :

$$R_{max} = 10.63 \text{ MN}$$

$$a \times b \geq 4252 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$a \times b = 700 \times 700 \text{ mm}^2$$

### IX.2.1.2. Epaisseur de l'appareil d'appui

Condition de non-flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}$$

$$\frac{700}{10} = 70 \text{ mm} \leq T_b \leq \frac{700}{5} = 140 \text{ mm}$$

Donc l'épaisseur de l'appareil d'appui doit être dans cet intervalle (le résultat est dans le tableau récapitulatif)

### IX.2.1.3. Dimensionnement des frettes

L'épaisseur de la frette doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{S} \times \frac{\sigma_{max}}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Avec :

$\sigma_e$  : limite d'élasticité de l'acier de frette,  $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{a \times b} ; S = \frac{a \times b}{2 \times t_i \times (a + b)}$$

## CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

$S$  : coefficient de forme d'une feuille de néoprène ;

$t$  : épaisseur d'un feuillet élémentaire,  $t = 12\text{mm}$

On trouve :

$$\sigma_{max} = \frac{10.63}{0.7 \times 0.7} = 21.69 \text{ MPa}$$

$$S = \frac{70 \times 70}{2 \times 1.2 \times (70 + 70)} = 14.58$$

Donc on trouve :

$$t_s > \frac{70}{14.58} \times \frac{21.69}{235} = 4.43 \text{ mm}$$

On prend :  $t_s = 5 \text{ mm}$

Nous allons opter pour le choix des dimensions suivant :

Tableau IX-1 : Dimensions de l'appareil d'appui

$a \times b \text{ (mm}^2\text{)}$	700 × 700
Détails (selon EN 1337.3)	- 5 feuillets d'élastomère d'épaisseur : $t_i = 12 \text{ mm}$ - 6 frettes métalliques d'épaisseur : $t_s = 5 \text{ mm}$ - Enrobage des chants ( $\geq 4\text{mm}$ ) : 5 mm - Enrobage extérieur : $t_i/2$ pour le type B : 6 mm
Epaisseur totale de l'appareil d'appui $T_b \text{ (mm)}$	102
$a \times b \times T_b \text{ (mm}^3\text{)}$	700 × 700 × 102

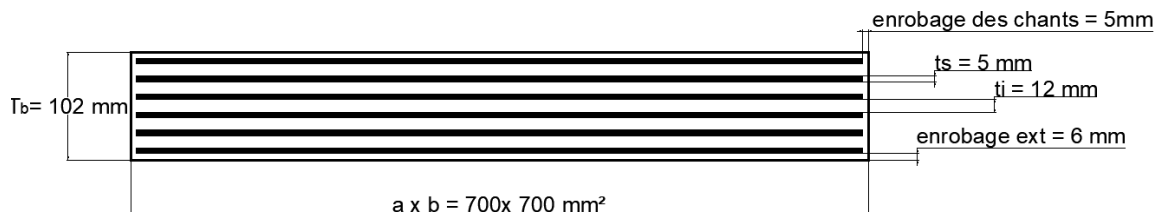


Figure IX-2 : Dimensions de l'appareil d'appui

### IX.3. JOINT DE DILATATION

Les joints de dilatation (joints de chaussée) assurent la continuité de la surface de roulement entre le tablier et la culée ou entre deux parties du tablier. Ils servent avant tout à permettre les mouvements relatifs de la superstructure par rapport à l'infrastructure, notamment ceux induits par les variations thermiques et les rotations liées aux charges d'exploitation.

Le choix d'un joint de chaussée adapté à un ouvrage et à son environnement repose sur une analyse rigoureuse de plusieurs paramètres. Il est essentiel de les prendre en compte afin de garantir le bon fonctionnement, la durabilité et la compatibilité du joint avec les exigences de l'ouvrage.

Parmi ces critères, le plus déterminant est le déplacement du tablier, que le joint doit pouvoir reprendre le souffle.

#### IX.3.1. Calcul du souffle

Le souffle (ou jeu) d'un joint le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes

Ce souffle pour les ponts mixte est évalué en tenant compte de la somme algébrique de plusieurs phénomènes contribuant aux mouvements de la structure, notamment :

- Les rotations d'extrémité ;
- La température ;
- Les déformations différées.

##### IX.3.1.1. Souffle dû aux rotations d'extrémité

On admet une rotation d'extrémité  $\alpha$  égale à 0.01 rad, conformément à l'article 6.1.2.2 EN 1337-5 :2005, qui précise que la rotation maximale  $\alpha_{\max}$  ne doit pas dépasser 0,03 rad.

$$\Delta l_{re} = H \times tg(\alpha) = 2.81 \times tg(0.01) = 2.81 \text{ cm}$$

Tel que :

H : hauteur du tablier.

##### IX.3.1.2. Souffle thermique

$$\Delta L_{dt} = L \times \alpha_t \times \Delta T$$

L : longueur dilatable ;

$\alpha_t$  : coefficient de dilatation,  $\alpha_t := 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$  pour les structures mixtes ;

$\Delta T$  : variation de température considérée.

$$\Delta L_{dt} = 225 \times 12 \times 10^{-6} \times 35 = 9.45 \text{ cm}$$

##### IX.3.1.3. Souffle dû aux déformations différées (retrait)

$$\Delta L_r = L \cdot \varepsilon_r = 225 \times 2 \times 10^{-4} = 4.5 \text{ cm}$$

$\varepsilon_r$  : déformation due au retrait ;

**IX.3.1.4. Souffle total à prévoir**

$$\Delta L = \Delta L_{re} + \Delta L_{dt} + \Delta L_r = 16.76 \text{ cm}$$

Il est donc nécessaire de prévoir un joint de dilatation capable d'absorber un souffle minimal de 16,76 cm.

**IX.4. ETUDE SISMIQUE**

**IX.4.1. Classification du pont**

La section autoroutière du projet est considérée comme un ouvrage de grande importance donc le viaduc 34+200 est classé dans le groupe 2 selon §2.2 du RPOA 2008.

**Tableau IX-2 : Classification des ponts selon RPOA 2008**

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont à importance moyenne

**IX.4.2. Zone sismique**

Le V34+200 se situe dans la commune de Hannacha dans la wilaya de Médéa, elle est classée dans le groupe de communes B (tableau annexe B), ce qui la place en zone de sismicité **IIa** conformément au RPOA 2008.

**IX.4.3. Coefficient d'accélération de zone**

La valeur du coefficient d'accélération A est déterminée conformément à la relation suivante entre le groupe et la zone sismique correspondante :

**Tableau IX-3 : Coefficient d'accélération de zone**

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Le coefficient d'accélération est : **A = 0,20 g**.

**IX.4.4. Classification du site**

Les sites ont également fait l'objet d'une classification en fonction de leur nature géologique et des propriétés mécaniques de sols qui les constituent.

L'infrastructure est occupée par un faciès ferme, donc classé **catégorie S2**.

Catégorie S2 (site ferme) :

Dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très sur-consolidées sur 10 à 20 m d'épaisseur caractérisé par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement  $V_S \geq 400$  m/s à partir de 10 m de profondeur.

### IX.4.5. Détermination des actions sismiques

Dans le RPOA, l'action sismique est définie par le Spectre de réponse :

**Élastique** : pour un calcul élastique linéaire

**De dimensionnement** : pour un calcul linéaire équivalent

Les trois directions du séisme sont traitées de façon indépendante :

- Longitudinale
- Transversale
- Verticale

La composante horizontale du mouvement sismique est appliquée selon la direction longitudinale et transversale du pont.

On a : catégorie de sol **S2** ; **A**=0,2g ; **ξ**=5% ; **η**=1 ; **T**<sub>1</sub>=0,15s ; **T**<sub>2</sub>=0,4s ; **S**=1,1.

Selon RPOA 2008 l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

Pour appliquer la méthode monomodale il faut vérifier quelques conditions :

- La masse mise en mouvement par le mode fondamental doit dépasser 70% de la masse totale.
- Biais > 70 grades
- Angle balayé en plan par la tangente à l'axe < 30 grades dans le cas des ponts courbes
- Symétrie transversale :  $\frac{e_{th}}{L} < 5\%$

### IX.4.6. Vérification des conditions d'application de la méthode monomodale

a) La masse mise en mouvement par le mode fondamental doit dépasser 70% de la masse totale.

Masse des piles < 0.43 Masse du tablier (G+CCP+αQ) avec **α**=0 car pont non urbain

Masse du tablier :  $M_T = 187.81 \times 225 = 42257.25 \text{ kN} = \mathbf{4225.73t}$

Masse des piles :  $M_P = (4.2 \times 3 \times 4 \times 4 + 54.45 \times 2.8 \times 2.8) \times 25 = 16147.8 \text{ kN} = \mathbf{1614.78t}$

$0.43M_T = 0.43 \times 4225.73 = 1817.06t > M_P$  Vérifiée

b) Biais > 70 grades, nous avons un pont droit. Vérifiée

c) Angle balayé en plan par la tangente à l'axe < 30 grades.

$L = 225\text{m}$ ,  $R = 750\text{m}$  donc  $\theta = \frac{L}{R} = 0.3\text{rd} = 19.1 \text{ grades} < 30 \text{ grades}$  Vérfiée

d) Symétrie transversale :  $\frac{e_{th}}{L} < 5\%$

On vérifie  $e_o = |cdm - cde| < 0.05L = 11.25\text{m}$

cdm : centre de masse du tablier et cde : centre élastique des appuis.

$$\mathbf{cdm=111.68m}$$

cde : centre élastique des appuis :

$$cde = \frac{\sum K_i \times x_i}{\sum K_i} \text{ avec } K_i : \text{raideur de l'appui 'i'}$$

**Calcul de la raideur des appuis :**

- **Culées :**

$$\frac{1}{K_C} = \frac{1}{K_{culée}} + \frac{1}{K_{aa}}$$

$K_{aa}$  : Raideur des appareils d'appui.

$K_{culée} = \infty \Rightarrow K_C = K_{aa}$

$$K_{aa} = n \frac{G \cdot a \cdot b}{e}$$

n : Nombre d'appareils d'appui ;

G : Module de cisaillement d'appareil d'appui ;

a,b : Dimensions des appareils d'appui ;

e : Epaisseur du caoutchouc des appareils d'appui.

$$K_{aa} = 2 \times \frac{1.2 \times 10^3 \times 0.7 \times 0.7}{0.06} = 19600 \text{ kN/m}$$

Donc  **$K_C = 19600 \text{ kN/m}$**

- **Piles :**

$$K_{pile} = \frac{3EI}{h^3}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 34179.56 \text{ MPa}$$

$$K_P = \frac{1}{\frac{1}{K_{pile}} + \frac{1}{K_{aa}}}$$

$$K_{P1} = 17664.14 \text{ kN/m} ; K_{P2} = 15442.01 \text{ kN/m} ; K_{P3} = 18634.4 \text{ kN/m}$$

## CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

$$cde = \frac{19600 \times 0 + 17664.14 \times 50 + 15442.01 \times 112.5 + 18634.4 \times 175 + 19600 \times 225}{19600 \times 2 + 17664.14 + 15442.01 + 18634.4}$$

$$cde = 113.17m$$

$$e_o = |cdm - cde| = |111.68 - 113.17|$$

$$e_o = 1.49m < 11.25m \quad \text{Vérfifié}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, on peut donc appliquer la méthode monomodale

### IX.4.7. Séisme longitudinal

On calcule la période :  $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

M : masse du tablier

K : raideur du système

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{4225.73}{90940.55}} = 1.35s$$

On a  $T_2 = 0.4s < T < 3s$  donc  $Sa_e(T, \xi) = 2.5\eta \cdot A \cdot g \cdot S \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right) = 1.59m/s^2$

Effort longitudinal résultant :

$$F = M \times Sa_e = 4225.73 \times 1.59 = 6736.92kN$$

Déplacement du tablier par rapport au sol :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times Sa_e = \left(\frac{1.35}{2\pi}\right)^2 \times 1.59 = 7.4cm$$

Évaluation des efforts par élément porteur :

$$F_i = \frac{K_i}{K} \times F$$

Déplacement de la tête de pile par rapport au sol :

$$d_i = \frac{F_i}{K_{pile}}$$

Tableau IX-4 : Efforts sismiques et déplacements des têtes de piles

Élément	K (kN/m)	F <sub>i</sub> (kN)	d <sub>i</sub> (cm)
Pile 1	178844.08	1308.568215	0.732
Pile 2	72790.88	1143.952037	1.572
Pile 3	378244	1380.445226	0.365
Culée	19600	1451.977695	/

### IX.4.8. Séisme transversal

En ce qui concerne la direction transversale, le tablier est considéré **flexible** car on a  $L/B > 5$ .

## CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

On opte donc pour la méthode de la pile indépendante, provenant de l'Eurocode 8-2, qui stipule que l'action sismique en direction transversale des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre des piles adjacentes.

La méthode est applicable lorsque la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes  $i$  et  $i+1$ .

$$0.95 < \frac{T_i}{T_{i+1}} < 1.05$$

$T_i$  : Période fondamentale de la pile 'i' tel que  $T_i = 2\pi \sqrt{\frac{M_i}{K_i}}$

$M_i$  : Masse effective attribuée à la pile 'i' (masse de la moitié supérieure de la pile augmentée de la masse du tablier afférent à la pile).

$K_i$  : Raideur de la pile 'i'

Tableau IX-5 : Méthode de la pile indépendante

Elément	$M_i$	$K_i$	$T_i$	$\frac{T_i}{T_{i+1}}$	Vérification de la condition
Pile 1	1314.42125	17664.13981	1.713092	0.8732713	NON
Pile 2	1506.7725	15442.01402	1.9616951	1.1979611	NON
Pile 3	1266.99125	18634.39536	1.6375282	/	/

La condition n'est **pas vérifiée**, on ne peut donc pas appliquer la méthode de la pile indépendante.

On opte alors pour une étude modale spectrale à l'aide du logiciel Midas.

### IX.4.9. Détermination des actions sismiques avec le logiciel Midas Civil

Afin de déterminer les modes propres et les périodes associées, le logiciel de calcul MIDAS CIVIL est utilisé. Cela nécessite la modélisation des piles et des appareils d'appui, suivie d'une analyse modale spectrale.

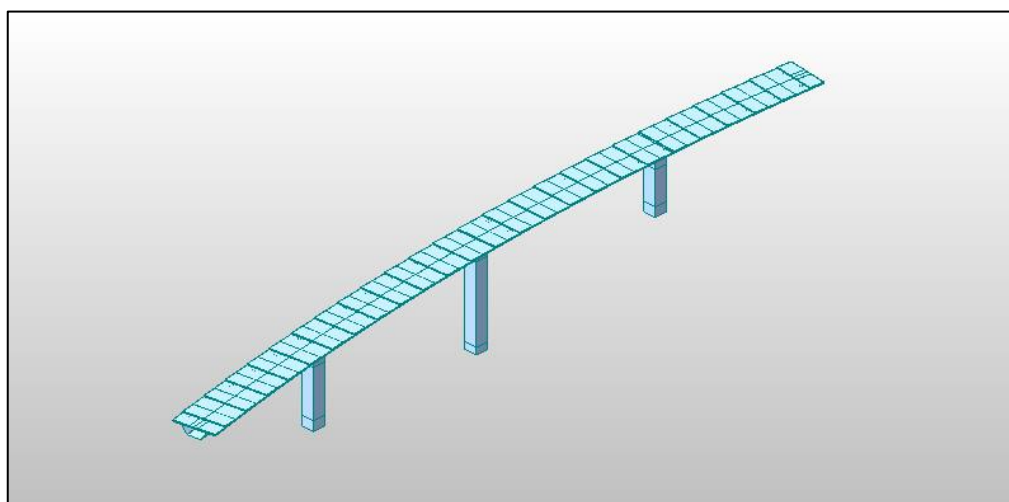


Figure IX-3 : Modèle de calcul multimodal sur Midas Civil

## CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Le spectre de réponse élastique  $S_{ae}$  pour les deux composantes horizontales est défini en fonction de la période élastique ( $T$ ) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage. Il constitue généralement la donnée de base pour l'analyse sismique. Les spectres de réponse pris en compte dans le calcul sont les suivants :

- **Composante horizontale :**

La composante horizontale du mouvement sismique est appliquée selon les directions longitudinale et transversale du pont. On utilise donc le spectre ci-dessous pour les deux directions :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$g$  : accélération de la pesanteur ( $=9.81m/s^2$ ) ;

$T$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ;

$S$  : coefficient de site ;

$\eta$  : facteur de correction de l'amortissement ;

$\xi$  : *taux d'amortissement*.

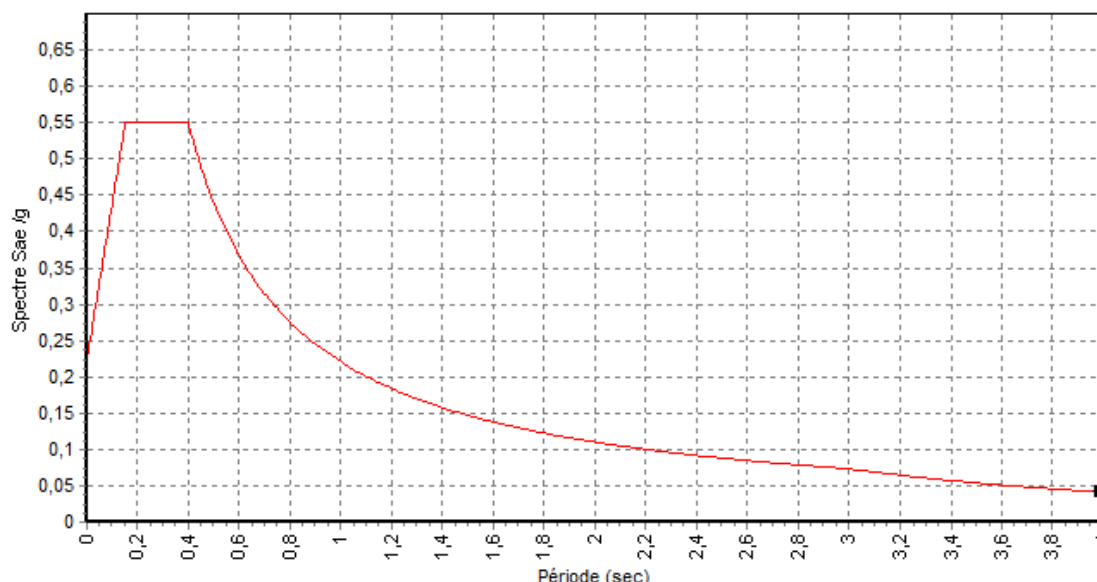


Figure IX-4 : spectre de réponse élastique : composante horizontale

• **Composante verticale :**

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement ( $\xi$ ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag \left( 1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left( \frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag \eta \left( \frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$\alpha$  : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :  $\alpha = 0.7$  pour la zone sismique IIa

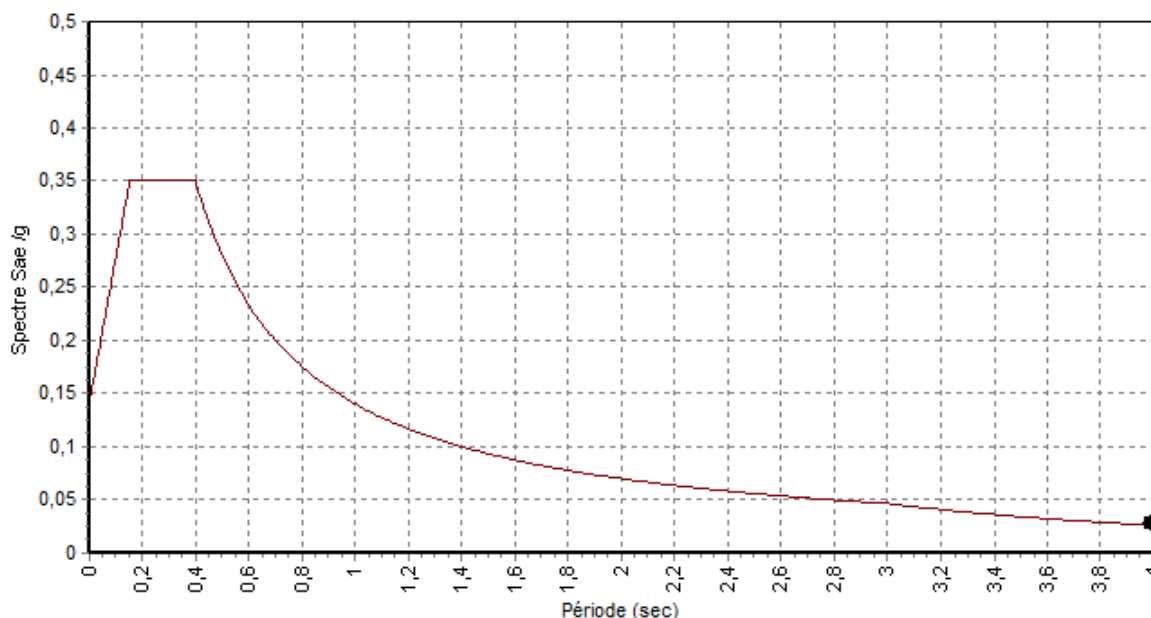


Figure IX-5 : spectre de réponse élastique : composante verticale

NB : Les effets de la composante sismique verticale sur les piles sont généralement négligés, pour les zones de faible sismicité I et Iia.

**IX.4.9.1. Modes significatifs**

Conformément aux exigences du RPOA (4.3.2.3), tous les modes de vibration ayant une contribution significative à la réponse structurale doivent être pris en compte dans l'analyse modale spectrale. Pour que l'analyse soit considérée comme représentative, la somme des participations massiques modales cumulées dans chaque direction principale (X, Y, Z) doit atteindre au moins **90 %** de la masse totale de la structure.

## CHAPITRE IX : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

**Tableau IX-6 : Modes propres**

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	71.15	71.15	0.04	0.04	0.00	0.00
2	0.04	71.19	59.14	59.18	0.00	0.00
3	0.01	71.20	3.47	62.65	0.00	0.00
4	0.00	71.20	0.00	62.65	0.00	0.01
5	0.00	71.20	3.14	65.79	0.00	0.01
6	0.00	71.20	0.00	65.79	1.60	1.61
7	6.35	77.54	0.01	65.79	0.00	1.61
8	0.01	77.55	6.34	72.14	0.00	1.61
9	0.00	77.55	0.00	72.14	0.13	1.74
10	0.00	77.55	0.00	72.14	51.35	53.09
...	...	...	...	...	...	...
20	0.00	83.01	0.00	78.92	0.07	53.42
21	0.00	83.01	0.00	78.92	0.01	53.43
22	0.00	83.01	0.00	78.93	0.01	53.43
23	0.00	83.01	0.00	78.93	0.00	53.44
...	...	...	...	...	...	...
40	0.00	83.01	0.00	78.93	0.00	54.94

Dans notre cas le seuil de 90% n'est pas atteint au bout du 40ème mode :

- 83.01% dans la direction X
- 78.93% dans la direction Y
- 54.94% dans la direction Z

Conformément aux dispositions du RPOA, les effets sismiques obtenus doivent être corrigés à l'aide du facteur suivant :

$$\text{Facteur de correction} = \frac{M_T}{\Sigma M_i^c}$$

$M_T$  : la masse totale de la structure

$\Sigma M_i^c$  : la somme des participations massiques modales effectivement prises en compte.

Cela revient, pour chaque direction, à diviser les effets calculés par les participations massiques respectives soit.

$$\frac{1}{0.8301} \text{ pour la direction X}$$

$$\frac{1}{0.7893} \text{ pour la direction Y}$$

$$\frac{1}{0.5494} \text{ pour la direction } Z$$

Cette correction permet de compenser la sous-estimation potentielle des sollicitations sismiques et garantir la sécurité de l'ouvrage.

### IX.4.9.2. Combinaison des réponses modales :

Dans le cadre de l'analyse modale spectrale, chaque mode propre de la structure est excité indépendamment avec sa période et sa forme modale caractéristiques. Toutefois, en réalité, lors d'un séisme, tous les modes sont excités simultanément. Par conséquent, une simple addition des réponses modales n'est pas appropriée.

Pour tenir compte de l'interaction entre les différents modes, notamment ceux ayant des périodes proches, les effets (efforts, déplacements...) sont combinés à l'aide de la **méthode de la Combinaison Quadratique Complète (CQC)**, conformément aux dispositions du RPOA (article 4.3.2.4). Cette méthode, intégrée automatiquement dans le logiciel Midas Civil, permet de calculer la réponse totale selon la formule :

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$$

$r_{ij}$  : facteur de corrélation calculé en fonction de l'amortissement et le rapport des périodes propres des deux modes  $i$  et  $j$ .

### IX.4.9.3. Combinaison des composantes de l'action sismiques :

Selon l'article 4.3.2.5 du RPOA, l'analyse de la réponse d'une structure au séisme est réalisée séparément pour chaque direction principale de sollicitation : X (longitudinale), Y (transversale) et Z (verticale). Toutefois, en situation réelle, un séisme engendre des sollicitations simultanées dans les trois directions.

Afin d'estimer la réponse globale de la structure (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.), il est nécessaire de combiner les effets obtenus dans chaque direction à l'aide d'une règle de combinaison définie dans le règlement :

$$E = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$$

$E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

**IX.4.9.4. Evaluation des efforts sismiques à la base de la pile 2**

Tableau IX-7 : Evaluation des efforts sismiques à la base de la pile 2

	F <sub>X</sub> (kN)	F <sub>Y</sub> (kN)	F <sub>Z</sub> (kN)	M <sub>X</sub> (kN.m)	M <sub>Y</sub> (kN.m)	M <sub>Z</sub> (kN.m)
E <sub>x</sub>	1837,349	39,315	0,031	1091,681	49365,326	0,000
E <sub>y</sub>	29,099	1725,655	0,139	46135,342	780,940	0,002
E <sub>z</sub>	0,668	19,323	0,005	515,048	17,814	0,001
E <sub>x corr</sub>	2213,406	47,362	0,037	1315,120	59469,131	0,000
E <sub>y corr</sub>	36,867	2186,311	0,176	58450,959	989,409	0,003
E <sub>z corr</sub>	1,216	35,170	0,008	937,473	32,425	0,002
E <sub>1</sub>	2224,832	713,807	0,093	19131,650	59775,681	0,001
E <sub>2</sub>	701,254	2211,071	0,189	59126,737	18839,875	0,003
E <sub>3</sub>	676,298	705,272	0,072	18867,297	18169,987	0,003

**IX.4.9.5. Combinaisons accidentelles**

Tableau IX-8 : Combinaisons des charges accidentelles ELA appliquées à la pile 2

	Combinaison	N (kN)	F <sub>X</sub> (kN)	F <sub>Y</sub> (kN)	M <sub>X</sub> (kN.m)	M <sub>Y</sub> (kN.m)
ELA	G + E <sub>1</sub> +0.4T+D	17251.60	3495.03	713.81	19131.65	96356.29
ELA	G + E <sub>2</sub> +0.4T+D	17251.60	1971.45	2211.07	59126.74	55420.49
ELA	G + E <sub>3</sub> +0.4T+D	17251.60	1946.50	705.27	18867.30	54750.60

Le ferrailage de la pile 2 a été initialement dimensionné en considérant uniquement les efforts statiques. Toutefois, après l'évaluation des efforts sismiques, il a été constaté que ces derniers sont plus importants que les efforts statiques. Il est donc nécessaire de redimensionner le ferrailage de la pile 2 en flexion oblique à l'aide des abaques de Walther.

**IX.4.10. Vérification des appareils d'appuis selon le RPOA**

Conformément au Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA), quatre vérifications sont nécessaires pour les AAEF : la résistance à la compression, le flambement, la distorsion, et le glissement.

**IX.4.10.1. Résistance à la compression**

On doit vérifier que :

$$\frac{R_{max}}{a \times b} \leq \sigma_m = 25 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\frac{10.63}{0.7 \times 0.7} = 21.69 \text{ MPa} \leq \sigma_m = 25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### IX.4.10.2. Sécurité en flambement

On doit vérifier :

$$\gamma_s \cdot Pu < Pc$$

Avec :

$\gamma_s$  : coefficient partiel de sécurité ;

$Pu$  : valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime ;

$Pc$  : charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

$$Pc = \frac{4 \cdot G \cdot B \cdot S^2}{h} d$$

Avec :

$B$  : aire nominale en plan de l'appui ( $B = a \times b$ ) ;

$d$  : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ;

$h$  : hauteur totale de l'appareil d'appui ;

$G$  : module de cisaillement (sera pris égal à 0,9 MPa pour les chargements statiques) ;

$S$  : coefficient de forme.

$$\gamma_s \cdot Pu = 3 \times 10.63 = 31.89 \text{ MN}$$

$$Pc = \frac{4 \times 0.9 \times 0.49 \times 14.58^2}{0.102} \cdot 0.017 = 62.5 \text{ MN}$$

Donc :

$$\gamma_s \cdot Pu = 31.89 \text{ MN} < Pc = 62.5 \text{ MN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### IX.4.10.3. Limitation de la distorsion

La distorsion  $\delta$  rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère doit être limitée :

$$\delta = \tan(\gamma) \leq \delta_c$$

Avec :

$$\begin{cases} \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P) & \text{si } P \leq 0.25 \\ \delta_c = 1.4(1 - 2P) & \text{si } P \geq 0.25 \end{cases}$$

$$P = \frac{Pu}{Pc} = \frac{10.63}{62.5} = 0.17 < 0.25 \rightarrow \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - P)$$

$$\delta_0 = \frac{c}{T}$$

Où :

$c$  : petit côté pour un appui rectangulaire

$T$  : épaisseur totale d'élastomère

$$\delta_0 = \frac{0.7}{0.06} = 11.67 > 2$$

Donc on prend :

$$\delta_0 = 2$$

On trouve :

$$\delta_c = 0.7 + 4(2 - 0.7)(0.25 - 0.17)$$

$$\delta_c = 1.12$$

A partir des résultats de modélisation on trouve le déplacement horizontal max (sous combinaison G+E) :  $d = 0.1755 \text{ m}$

$$\delta = \frac{d}{T} = \frac{0.1755}{0.06} = 2.925 > \delta_c = 1.12 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On doit placer des **dispositifs de non-distorsion**.

### 1. Condition de non-glissement :

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant compte de la composante verticale du séisme :

On vérifiera :

$$H < f \cdot N$$

$H$  : l'effort horizontal ;

$N$  : l'effort de compression vertical ;

$f$  : coefficient de frottement, tel que :  $f = 0.1 + 0.6/\sigma_{max}$

**Tableau IX-9 : Vérification de non-glissement**

H (MN)	0.61
N (MN)	6.40
$\sigma_{max}$ (MPa)	21.69
$f$	0.13
$f \cdot N$ (MN)	0.83
Vérification	OK

**2. Dimensionnement du dé-d'appui (d'après Setra PP 73) :**

En ce qui concerne ses dimensions en plan, le bossage doit présenter sur chaque côté du néoprène un débord de 5 cm. Les dimensions seront donc les suivantes :

$$(0.7 + 2 \times 0.05) \times (0.7 + 2 \times 0.05) = 0.8 \times 0.8 \text{ m}^2$$

Concernant la hauteur du bossage, il est nécessaire de garantir une hauteur libre minimale de 15 cm entre l'intrados du tablier et la face supérieure de l'appui. Sachant que l'épaisseur de la plaque en néoprène est de 10,2 cm, la hauteur minimale théorique du bossage serait alors de :

$$15 - 10.2 = 4.8 \text{ cm}$$

Cependant, compte tenu des dénivellations longitudinales et transversales de l'ouvrage, une marge supplémentaire est nécessaire. Ainsi, par précaution, nous retenons une hauteur de bossage de **20 cm**.

Tableau IX-10 : Dimensions de dé-d'appui

<i>a (m)</i>	0.8
<i>b (m)</i>	0.8
<i>h (m)</i>	0.2

**2.1. Ferrailage du dé-d'appui :**

La section totale d'armatures dans chaque direction doit pouvoir équilibrer 0.04 R, tel que R est la réaction d'appui maximale relative à l'appareil d'appui considéré :

$$A_s = \frac{0.04 \times R}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 10.63}{434.78} = 9.78 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature :  $\emptyset (mm) = 14HA10$

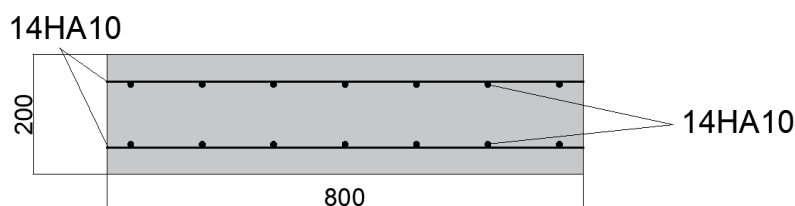
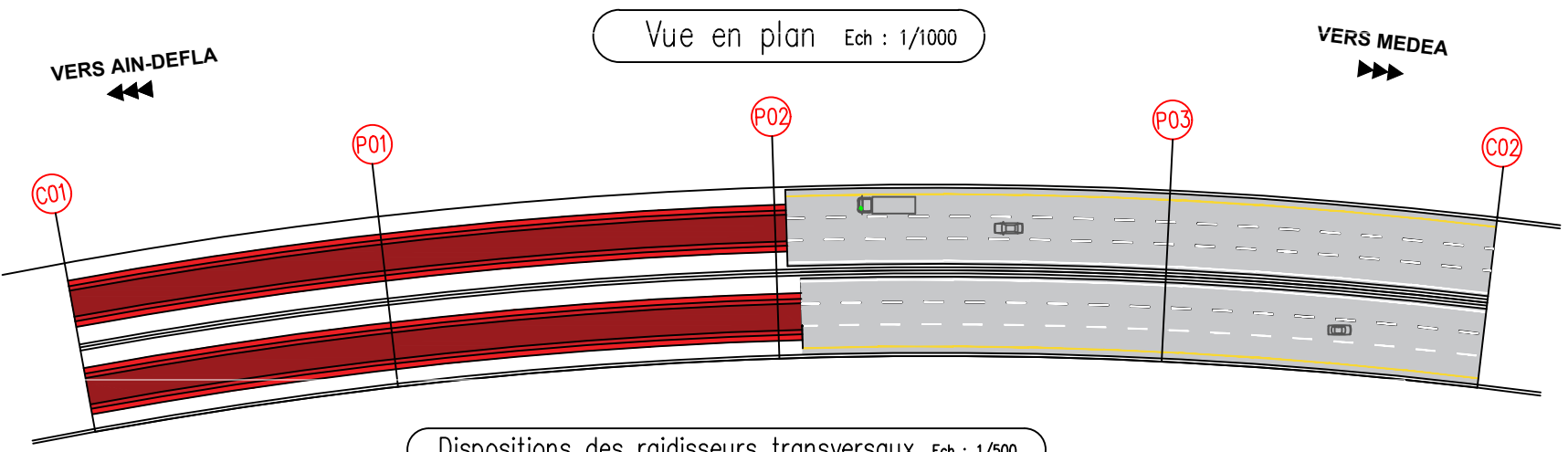
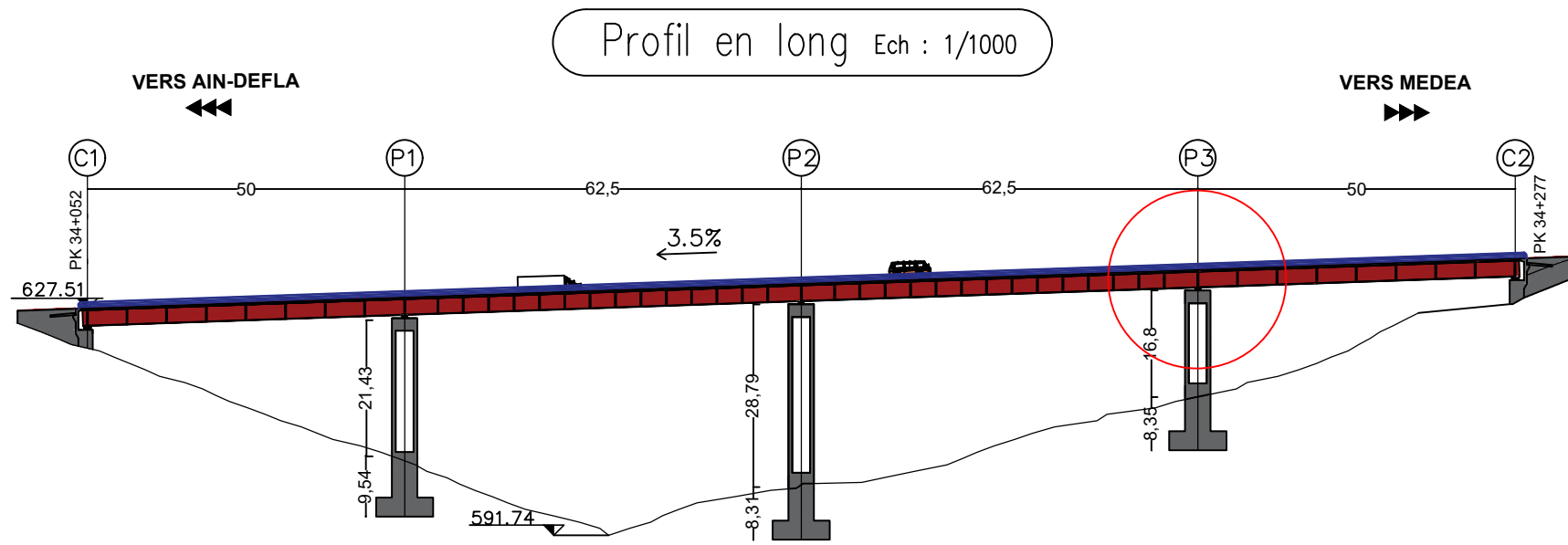
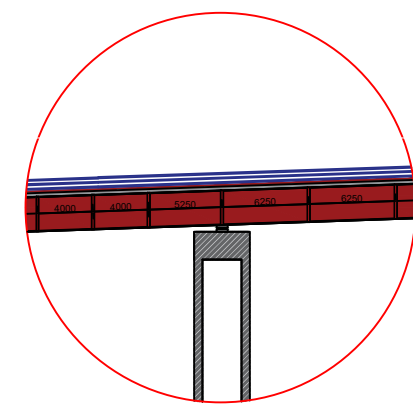


Figure IX-6 : Plan de ferrailage de dé-d'appui

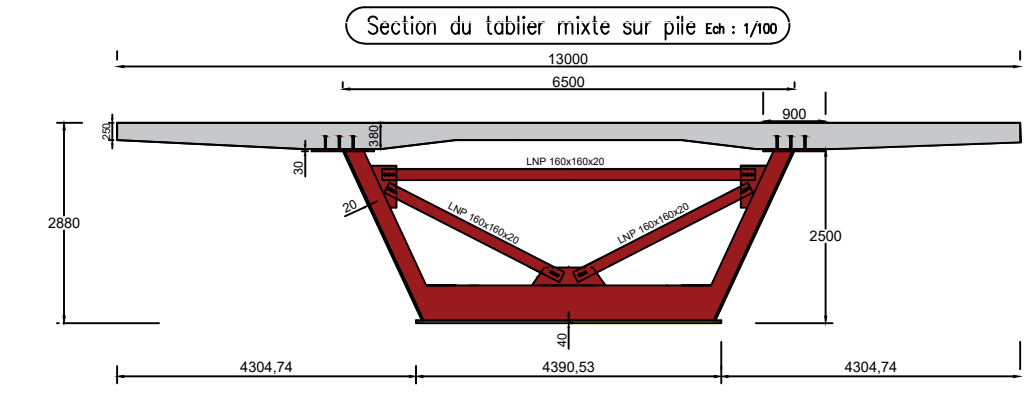
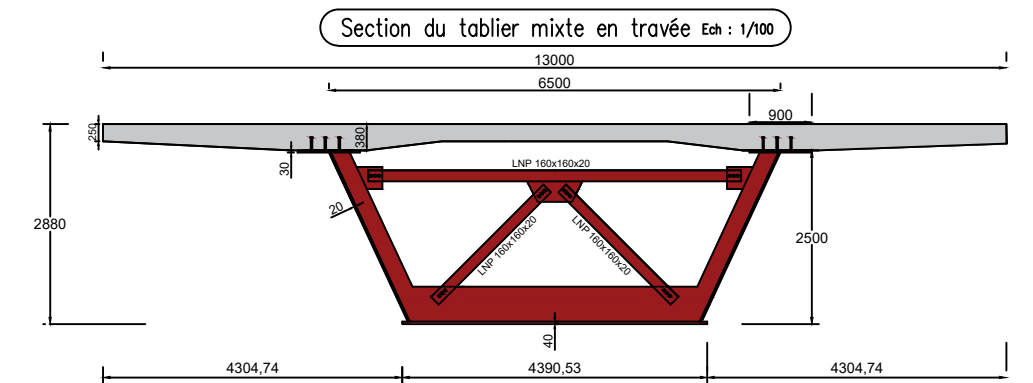
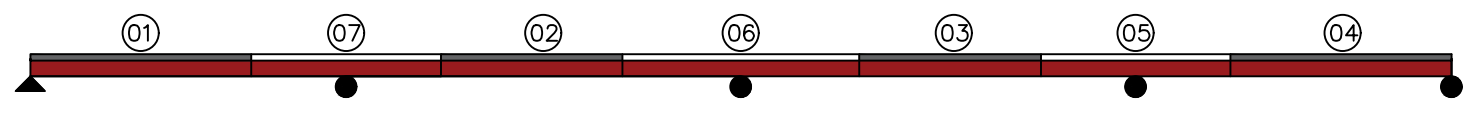
# **PLAN D'ENSEMBLE FINAL**



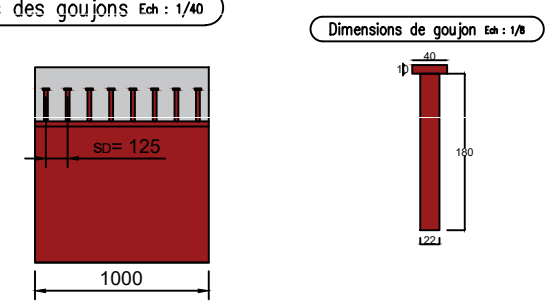
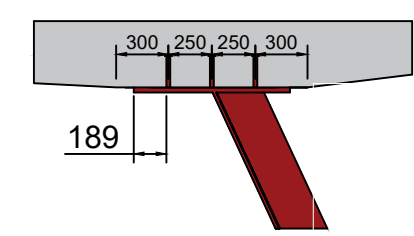
Dispositions des raidisseurs transversaux Ech : 1/500



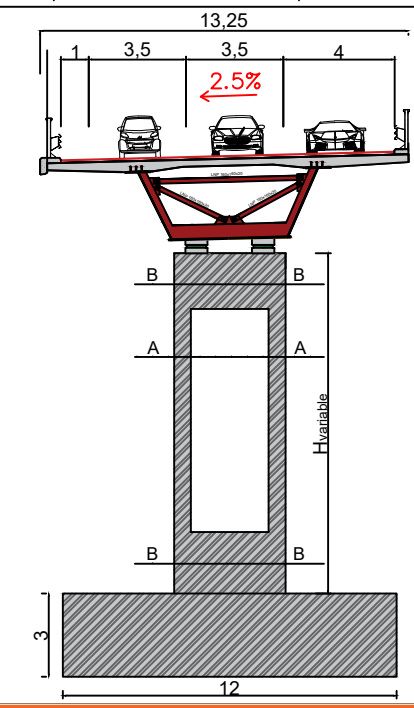
Phasage de bétonnage de la dalle Ech : 1/1200



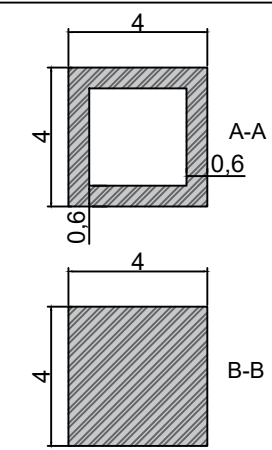
Disposition transversales et longitudinales des goudons Ech : 1/40



Coupe transversale sur pile Ech : 1/250



Coupe en plan de la pile Ech : 1/200



Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger  
 Fax : ( 023 ) 70 19 38 Site web : [www.enstp.edu.dz](http://www.enstp.edu.dz)  
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : [enstp@enstp.edu.dz](mailto:enstp@enstp.edu.dz)

PROJET DE FIN D'ETUDES		Réalisé par	Encadrés par	Variante	Année universitaire
Conception et étude d'un Viaduc sur la 4 <sup>ème</sup> rocade d'Alger du PK 34+052 au PK 34+277 dans la Wilaya de Médéa		DJEGHRI Inès LARBI-BOUAMRANE Oussama	M. AMIEUR Mohamed M. HAMICHI Mounir	03 (retenue)	2024/2025

# **CONCLUSION GENERALE**

# Conclusion générale

Le travail que nous avons réalisé, portant sur la conception et l'étude d'un pont mixte en caisson ouvert, constitue l'aboutissement de notre formation d'ingénieur en Travaux Publics au sein de l'ENSTP.

Ce projet de fin d'études nous a permis de concrétiser les acquis théoriques accumulés tout au long de notre parcours et de les appliquer dans un cadre pratique et professionnel. À travers ce travail, nous avons pu appréhender les différentes étapes de la conception d'un ouvrage d'art, depuis le recueil des données jusqu'au dimensionnement des éléments structurels. Nous avons compris à quel point la phase de conception est cruciale, puisqu'elle impose de trouver des solutions adaptées aux contraintes du site, tout en respectant les exigences techniques, économiques et réglementaires.

Nous avons ainsi été amenés à appliquer différents règlements, notamment l'Eurocode, le BAEL, les documents du SETRA, ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (RPOA). Ce travail nous a également permis de maîtriser plusieurs outils informatiques tels qu'AutoCAD et Midas Civil, qui facilitent la modélisation, l'analyse des efforts internes et le dimensionnement précis de l'ouvrage, tout en optimisant le temps de travail.

Au-delà des aspects techniques, cette étude nous a permis de renforcer nos compétences en modélisation, en vérification manuelle des résultats et en application rigoureuse des normes. Elle nous a aussi offert l'opportunité de bénéficier de l'expérience et des conseils de professionnels du domaine, ce qui a grandement enrichi notre vision du métier d'ingénieur.

En somme, ce projet a été extrêmement formateur. Il nous a permis d'approfondir nos connaissances théoriques et de développer notre autonomie et notre rigueur. Nous espérons que ce travail reflète le sérieux, les efforts et l'engagement investis tout au long de notre formation.

# **Références bibliographiques**

## Références bibliographiques

- Abaques pour le dimensionnement des sections en béton armé – René Walther
- Appareils d'appui en élastomère fretté – Utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires – SETRA. (2007, juillet). Ministère de l'Équipement, des Transports, du Logement, du Tourisme et de la Mer (France)
- Barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds – Barrières de niveau H2 ou H3 – SETRA. (1999, septembre). Collection du Guide Technique GC
- Bases de calcul et actions sur les structures (Eurocode 1) – Comité Européen de Normalisation. EN 1991
- Calcul des structures en acier (Eurocode 3) – Comité Européen de Normalisation. EN 1993
- Calcul des structures en béton (Eurocode 2) – Comité Européen de Normalisation. EN 1992
- Calcul géotechnique des structures (Eurocode 7) – Comité Européen de Normalisation. EN 1997
- Chapitre 2 : Programme de charges – Baghdadi Mohammed. (2020). Cours de "Dimensionnement des Ponts 2", Master 1, Université de Batna 2
- Construction métallique : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement (Vol. 10) – Hirt M. A., Baz F., Nussbaumer A. (s.d.). Traité de Génie Civil, École polytechnique fédérale de Lausanne
- Eurocodes 3 et 4 : Application aux ponts-routes mixtes acier-béton [Guide méthodologique] – SETRA. (2007, juillet)
- Piles et Palées – Appuis des tabliers continus – Ministère de l'Équipement et du Logement. (1973). P.P. 73, SETRA – Division des Ouvrages d'Art, France
- Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension : Guide de conception – SETRA. (2020)
- Ponts en acier – Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton – Lebet Jean-Paul, Hirt Manfred A. Volume 12, Traité de Génie Civil, EPFL
- Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs – Guide de conception – SETRA. (2003, juin)
- Ponts mixtes acier-béton : Guide de conception durable – SETRA. (2010, septembre)
- Règles définissant les charges appliquées pour le calcul et les épreuves des ponts routes (RCPR) – Ministère des Travaux Publics (Algérie). (2009, 27 juin). Document technique réglementaire
- Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA) – Ministère des Travaux Publics (Algérie). (2008)
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 révisé 99) – BAEL. (1999)
- Steel Bridge Design Handbook: Design Example 5 – Three-Span Continuous Horizontally Curved Composite Steel Tub-Girder Bridge – U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. (2015, décembre). Publication No. FHWA-HIF-16-002 - Vol. 25
- Support de cours de béton armé – M. Belaoura. (2023). ENSTP
- Support de cours de pont – N. Hemaïdi Zourgui. (2023). ENSTP

**ANNEXE 1 :**  
**RESULTATS DES ESSAIS**  
**GEOTECHNIQUES**

# SONDAGE N° S-OA-110

## PK 34+070

X=465702,0

Y=4001333,0

Z=



## LOG LITHOLOGIQUE

Echelle (m)		Élévation (m)		Profondeur (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)		RQD		Tubage		Carottier		État		Profondeur Echantillon		Niveau d'eau		Symboles		DESCRIPTION		E SSAIS DE LABORATOIRE	
		-0,70		0,70		25 50 75 100						140						7,70 7,90						terre végétale, argile limoneuse, ferme, ocre, à racines végétaux			
		1,5		3,0		88 % 92 % 77 % 90 %				8 7														pélite à laminations obliques, compacte, de couleur verdâtre, fortement altéré et fracturé, très oxydé, montrant des obliques à remplissage d'ocre ferreux			
		4,5		6,0		83 % 100 %				20																	
		7,5		9,0		93 % 93 %				15																	
		10,5		12,0		-11,00 11,00				7				CR													
		13,5		15,0		100 % 100 %				27																	
		16,5		18,0		90 % 90 %				30																	
		19,5		21,0		90 % 100 %				10																	
		22,5		24,0		100 % 100 %				27																	
		25,0		25,5		-25,00 25,00				62																	
										74																	
																										Fin du forage à une profondeur de 25 m.	
REMARQUES :										TYPE D'ECHANTILLON :					ABREVIATIONS :												
										CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert					AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gh) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement												
Préparé par :					Vérifié par :					24/05/2015					Page : 1 de 1												

## ESSAIS DE PERMEABILITE

### Essais Lugeons

Il est destiné à évaluer la possibilité de circulation d'eau dans le sol et à déceler des hétérogénéités ou des fissurations.

Il consiste à injecter de l'eau sous pression dans une cavité constituée d'une portion de forage, et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pressions pendant un temps donné.

Dans ce forage, on a réalisé 01 essai lugeon dont les résultats sont récapitulés dans ce tableau N° 2 et présentés par un graphe :

date	Essai N°	cavité		Débit (L)	UL	méthode
		DE (m)	A (m)			
02/05/2015	1	5,00	8,00	126,64	42,21	EXTRAPOLATION

*Tableau N° 2 : Récapitulatif des essais Lugeons*

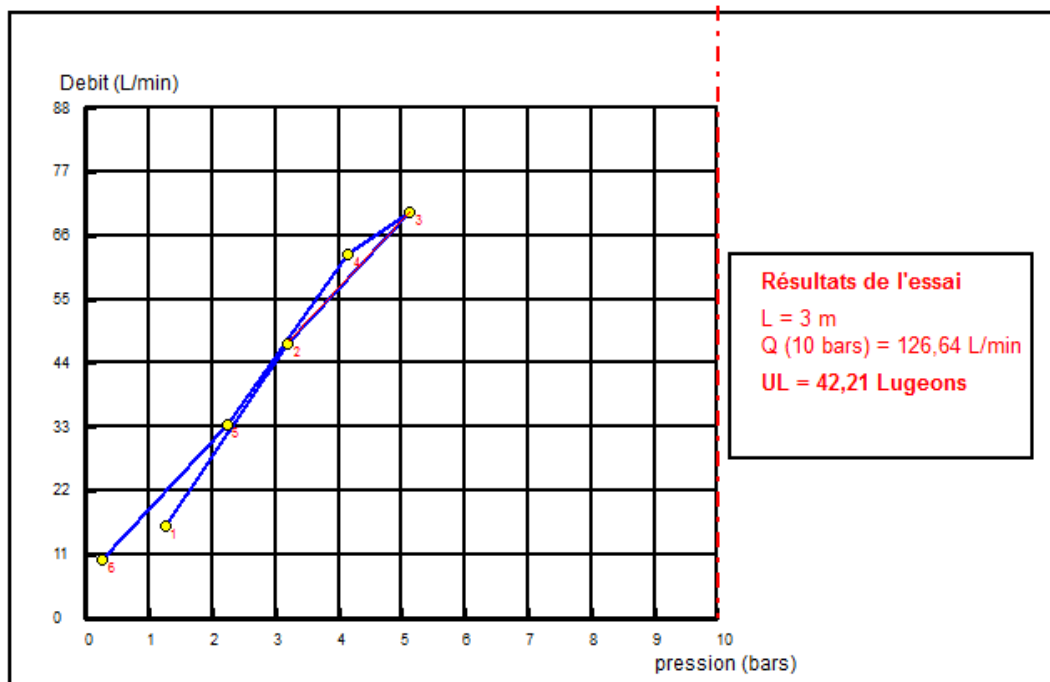
D'après les résultats, on constate que :

- Les pélites sont très perméables

**GRAPHE D'ESSAI LUGEON**

Etude : 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION Localisation : BERROUAGHIA Base du forage : 6,5 m Niveau d'eau avant essai : 2,2 m Hauteur du manomètre : 0,4 m Date de l'essai : 02/05/2015	<p><b>Essai d'eau Lugeon</b></p> NF P 94-131 Sondage N° : S-OA-110 Profondeur : 5,00 - 8,00
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------

Pression (bars)	Durée injection (min)	Niveau eau (m)	Compteur (litre)		Debit injecté (L/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			Debut	Fin				
1	10	2,2	0	159,3	15,93	0,26	0,009	1,25
3	10	2,2	0	474,2	47,42	0,26	0,062	3,20
5	10	2,2	0	701,7	70,17	0,26	0,13	5,13
4	10	2,2	0	626,6	62,66	0,26	0,104	4,16
2	10	2,2	0	334,5	33,45	0,26	0,032	2,23
0	10	2,2	0	99,5	9,95	0,26	0,004	0,26



## ESSAIS PRESSIOMETRIQUE

L'essai pressiométrique Ménard est un essai de chargement du sol en place, il permet d'obtenir une caractéristique de déformabilité du sol et une caractéristique de rupture, il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée dans le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde.

Dans ce forage, on a réalisé 03 essais pressiométriques, après avoir effectué un sondage en destructif de 18.50m de profondeur, dont les résultats sont récapitulés dans le tableau N° 03 et présentés dans Les graphes :


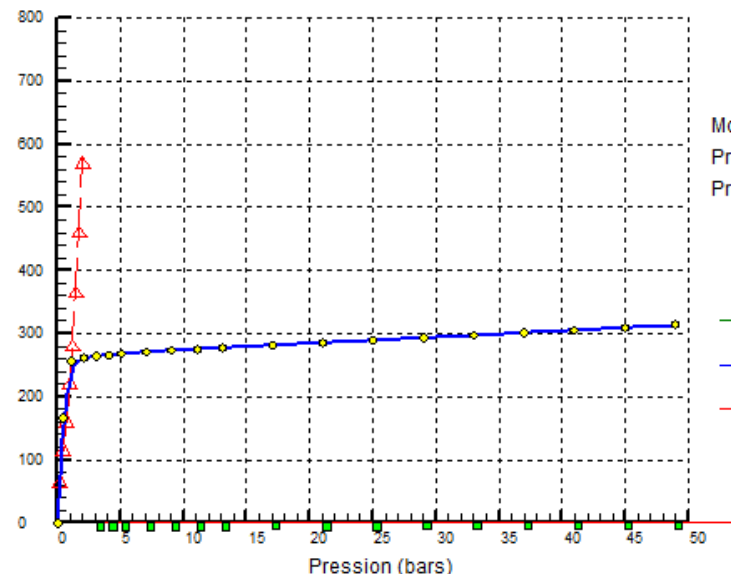
Etalonnage N° 03					Calibrage N° 03				
Pression (bars)		Volume injecté (cm <sup>3</sup> )			Pression (bars)		Volume injecté (cm <sup>3</sup> )		
Pr	Pe	15	30	60	Pr	Pe	15	30	60
0,25			50	75	2,5				135
0,5			105	125	5				140
0,75			160	170	10				144
1			225	230	15				145
1,25			265	290	20				146
1,5			340	375	25				147
1,75			425	470	30				148
2			530	580	35				149
					40				150
					45				151
					50				152

*Tableau N° 3 : Etalonnage et Calibrage de la sonde*

D'après les résultats, on constate que :

- Les pérites montrent des taux de résistance élevés et constitue un sol surconsolidé ;

## LES GRAPHES DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

 <p><b>SIFOR</b> ENTREPRISE DE TRAVAUX GEOTECHNIQUES</p>	<p><b>RAPPORT D'ESSAI</b> <b>Essai Pressiométrique Menard</b> NF P 94-110-1</p>																																																																																																																								
<p>Client : CONDOTTE Projet : 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION Endroit : BERROUAGHIA</p>	<p>N° Projet : 002 Réf. Client : N° rapport :</p>																																																																																																																								
<p><b>Sondage n° : S-OA-110</b> <b>Profondeur Essai : 4 m</b> <u>Coordonnées GPS :</u> X : 465702                      Z : Y : 40001333</p>	<p>Date essai : 12/05/2015 Volume de la sonde &lt;Vo&gt; (cm3) : 535 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1 Profondeur nappe / TN (m) : 0,5</p>																																																																																																																								
<p><b>Volume (cm3)</b></p>  <p style="text-align: right;"><b><u>Courbe Pressiométrique</u></b></p> <p>Module pressiométrique : E = 2008,74 bars Pression limite : PL = 85,64 bars Pression de fluage : Pf = 48,94 bars</p> <p style="text-align: right;"> <span style="color: green;">—△—</span> : Courbe d'étalonnage.  <span style="color: blue;">—●—</span> : Courbe corrigée.  <span style="color: red;">—■—</span> : Courbe de fluage.         </p> <p style="text-align: center;">Pression (bars)</p>																																																																																																																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr style="background-color: #ffffcc;"> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,00</td><td>0</td><td>0</td><td>0,05</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>107</td><td>167</td><td>0,46</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>252</td><td>256</td><td>1,14</td></tr> <tr><td>3,00</td><td>260</td><td>261</td><td>2,13</td></tr> <tr><td>4,00</td><td>264</td><td>264</td><td>3,11</td></tr> <tr><td>5,00</td><td>266</td><td>266</td><td>4,11</td></tr> <tr><td>6,00</td><td>268</td><td>268</td><td>5,10</td></tr> <tr><td>8,00</td><td>271</td><td>271</td><td>7,09</td></tr> <tr><td>10,00</td><td>273</td><td>273</td><td>9,08</td></tr> <tr><td>12,00</td><td>275</td><td>275</td><td>11,08</td></tr> <tr><td>14,00</td><td>277</td><td>277</td><td>13,07</td></tr> <tr><td>18,00</td><td>281</td><td>282</td><td>17,05</td></tr> <tr><td>22,00</td><td>285</td><td>285</td><td>21,04</td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	0,00	0	0	0,05	1,00	107	167	0,46	2,00	252	256	1,14	3,00	260	261	2,13	4,00	264	264	3,11	5,00	266	266	4,11	6,00	268	268	5,10	8,00	271	271	7,09	10,00	273	273	9,08	12,00	275	275	11,08	14,00	277	277	13,07	18,00	281	282	17,05	22,00	285	285	21,04	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr style="background-color: #ffffcc;"> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>26,00</td><td>289</td><td>289</td><td>25,03</td></tr> <tr><td>30,00</td><td>292</td><td>293</td><td>29,01</td></tr> <tr><td>34,00</td><td>296</td><td>297</td><td>33,00</td></tr> <tr><td>38,00</td><td>300</td><td>301</td><td>36,98</td></tr> <tr><td>42,00</td><td>304</td><td>305</td><td>40,97</td></tr> <tr><td>46,00</td><td>308</td><td>309</td><td>44,96</td></tr> <tr><td>50,00</td><td>312</td><td>314</td><td>48,94</td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	26,00	289	289	25,03	30,00	292	293	29,01	34,00	296	297	33,00	38,00	300	301	36,98	42,00	304	305	40,97	46,00	308	309	44,96	50,00	312	314	48,94																																
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																																						
0,00	0	0	0,05																																																																																																																						
1,00	107	167	0,46																																																																																																																						
2,00	252	256	1,14																																																																																																																						
3,00	260	261	2,13																																																																																																																						
4,00	264	264	3,11																																																																																																																						
5,00	266	266	4,11																																																																																																																						
6,00	268	268	5,10																																																																																																																						
8,00	271	271	7,09																																																																																																																						
10,00	273	273	9,08																																																																																																																						
12,00	275	275	11,08																																																																																																																						
14,00	277	277	13,07																																																																																																																						
18,00	281	282	17,05																																																																																																																						
22,00	285	285	21,04																																																																																																																						
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																																						
26,00	289	289	25,03																																																																																																																						
30,00	292	293	29,01																																																																																																																						
34,00	296	297	33,00																																																																																																																						
38,00	300	301	36,98																																																																																																																						
42,00	304	305	40,97																																																																																																																						
46,00	308	309	44,96																																																																																																																						
50,00	312	314	48,94																																																																																																																						
Remarque :																																																																																																																									
Préparé par :	Date :																																																																																																																								
Approuvé par :	Date :																																																																																																																								

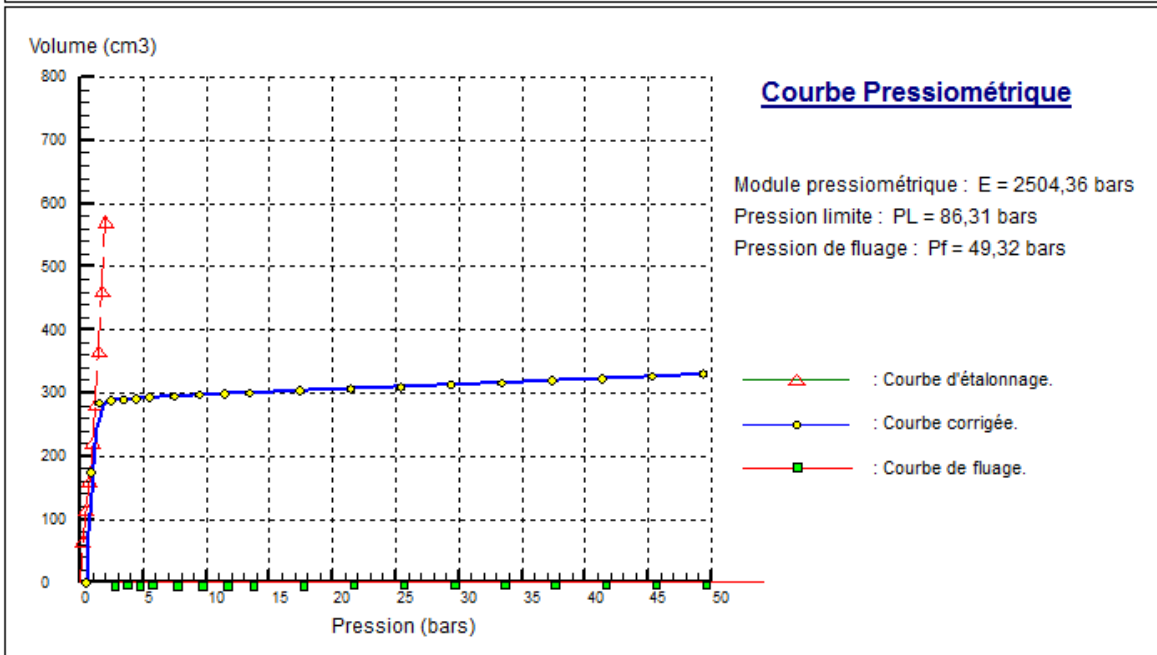
Client : CONDOTTE  
Projet : 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION  
Endroit : BERROUAGHIA

N° Projet : 002  
Réf. Client :  
N° rapport :

Sondage n° : S-OA-110  
Profondeur Essai : 10 m

Coordonnées GPS :  
X : 465702                      Z :  
Y : 40001333

Date essai : 12/05/2015  
Volume de la sonde <Vo> (cm3) : 535  
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1  
Profondeur nappe / TN (m) : 4,9




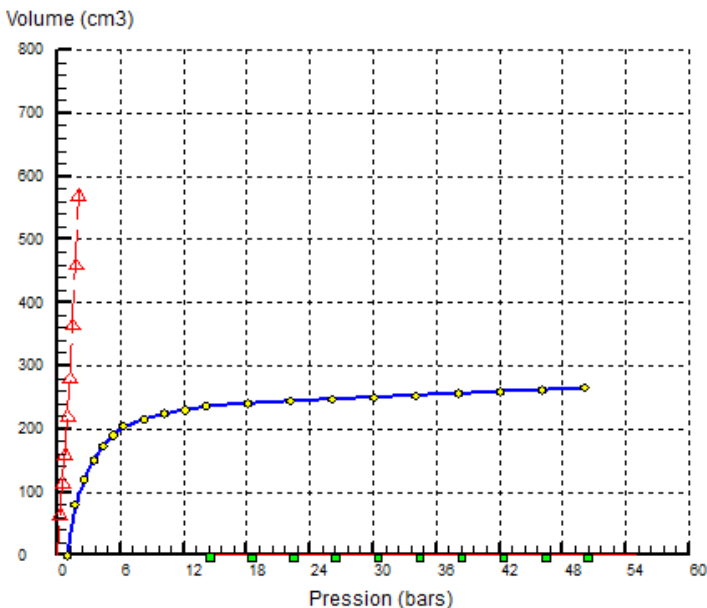
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	0,49
1,00	110	175	0,87
2,00	280	284	1,48
3,00	288	288	2,47
4,00	289	290	3,46
5,00	291	291	4,46
6,00	292	293	5,45
8,00	295	295	7,45
10,00	297	297	9,44
12,00	299	299	11,43
14,00	300	300	13,43
18,00	304	304	17,41
22,00	306	307	21,40

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
26,00	309	310	25,39
30,00	312	313	29,38
34,00	315	316	33,37
38,00	319	320	37,36
42,00	322	323	41,35
46,00	325	326	45,34
50,00	329	330	49,32

© Solhebs 2007

Remarque :

Préparé par :                                      Date :                                      Approuvé par :                                      Date :

 <p><b>SIFOR</b> <i>ENTREPRISE DE TRAVAUX GEOTECHNIQUES</i></p>	<p><b>RAPPORT D'ESSAI</b> <b>Essai Pressiométrique Menard</b> NF P 94-110-1</p>																																																																																																																
<p>Client : CONDOTTE Projet : 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION Endroit : BERROUAGHIA</p>	<p>N° Projet : 002 Réf. Client : N° rapport :</p>																																																																																																																
<p><b>Sondage n° : S-OA-110</b> <b>Profondeur Essai : 18 m</b> <u>Coordonnées GPS :</u> X : 465702                      Z : Y : 40001333</p>	<p>Date essai : 12/05/2015 Volume de la sonde &lt;Vo&gt; (cm3) : 535 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1 Profondeur nappe / TN (m) : 9,8</p>																																																																																																																
<p><b>Volume (cm3)</b></p>  <p style="text-align: right;"><b><u>Courbe Pressiométrique</u></b></p> <p>Module pressiométrique : E = 2501,51 bars Pression limite : PL = 87,57 bars Pression de fluage : Pf = 50,04 bars</p> <p style="text-align: right;"> <span style="color: green;">—△—</span> : Courbe d'étalonnage.  <span style="color: blue;">—○—</span> : Courbe corrigée.  <span style="color: red;">—■—</span> : Courbe de fluage.         </p> <p style="text-align: center;"><b>Pression (bars)</b></p>																																																																																																																	
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr style="background-color: #ffffcc;"> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,00</td><td>0</td><td>0</td><td>0,98</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>55</td><td>80</td><td>1,70</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>100</td><td>120</td><td>2,55</td></tr> <tr><td>3,00</td><td>135</td><td>150</td><td>3,45</td></tr> <tr><td>4,00</td><td>160</td><td>173</td><td>4,37</td></tr> <tr><td>5,00</td><td>182</td><td>190</td><td>5,31</td></tr> <tr><td>6,00</td><td>197</td><td>205</td><td>6,25</td></tr> <tr><td>8,00</td><td>212</td><td>215</td><td>8,22</td></tr> <tr><td>10,00</td><td>221</td><td>225</td><td>10,18</td></tr> <tr><td>12,00</td><td>228</td><td>230</td><td>12,17</td></tr> <tr><td>14,00</td><td>233</td><td>236</td><td>14,14</td></tr> <tr><td>18,00</td><td>240</td><td>241</td><td>18,13</td></tr> <tr><td>22,00</td><td>243</td><td>244</td><td>22,12</td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	0,00	0	0	0,98	1,00	55	80	1,70	2,00	100	120	2,55	3,00	135	150	3,45	4,00	160	173	4,37	5,00	182	190	5,31	6,00	197	205	6,25	8,00	212	215	8,22	10,00	221	225	10,18	12,00	228	230	12,17	14,00	233	236	14,14	18,00	240	241	18,13	22,00	243	244	22,12	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr style="background-color: #ffffcc;"> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>26,00</td><td>246</td><td>247</td><td>26,10</td></tr> <tr><td>30,00</td><td>249</td><td>250</td><td>30,09</td></tr> <tr><td>34,00</td><td>252</td><td>253</td><td>34,08</td></tr> <tr><td>38,00</td><td>255</td><td>256</td><td>38,07</td></tr> <tr><td>42,00</td><td>258</td><td>259</td><td>42,06</td></tr> <tr><td>46,00</td><td>261</td><td>262</td><td>46,05</td></tr> <tr><td>50,00</td><td>265</td><td>266</td><td>50,04</td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	26,00	246	247	26,10	30,00	249	250	30,09	34,00	252	253	34,08	38,00	255	256	38,07	42,00	258	259	42,06	46,00	261	262	46,05	50,00	265	266	50,04																								
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																														
0,00	0	0	0,98																																																																																																														
1,00	55	80	1,70																																																																																																														
2,00	100	120	2,55																																																																																																														
3,00	135	150	3,45																																																																																																														
4,00	160	173	4,37																																																																																																														
5,00	182	190	5,31																																																																																																														
6,00	197	205	6,25																																																																																																														
8,00	212	215	8,22																																																																																																														
10,00	221	225	10,18																																																																																																														
12,00	228	230	12,17																																																																																																														
14,00	233	236	14,14																																																																																																														
18,00	240	241	18,13																																																																																																														
22,00	243	244	22,12																																																																																																														
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																														
26,00	246	247	26,10																																																																																																														
30,00	249	250	30,09																																																																																																														
34,00	252	253	34,08																																																																																																														
38,00	255	256	38,07																																																																																																														
42,00	258	259	42,06																																																																																																														
46,00	261	262	46,05																																																																																																														
50,00	265	266	50,04																																																																																																														
<p>Remarque :</p>																																																																																																																	
<p>Préparé par :</p>	<p>Date :</p>																																																																																																																
<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>																																																																																																																

# SONDAGE N° S-OA-111

## PK 34+140

X=465700

Y=4001263

Z=



## LOG LITHOLOGIQUE

Echelle (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
Elevation (m)	Profondeur (m)	25	50										
-1.00	1.00	100 %										terre végétale, argile limoneuse, ferme, ocre, à racines végétaux	
1.5	3.0	88 %										pélite argileuse, de couleur verdâtre, fortement altéré et très oxydé	
4.5	6.0	75 %										pélite à laminations obliques, consolidé, de couleur verdâtre, broyé mécaniquement, fortement altéré et fracturé, très oxydé	
9.0	10.5	80 %										sable grossier à matrice argileuse, lâche, de couleur grisâtre, renfermant quelques graves, cailloux et des blocs de nature marno calcaire	
13.5	15.0	80 %										marno calcaire, veiné de calcite, raide, de couleur gris noirâtre, présentant quelques fractures obliques à remplissage calcitique	
16.5	18.0	80 %											
19.5	21.0	80 %											
22.5	24.0	80 %											
25.0	25.0	100 %										Fin du forage à une profondeur de 25 m.	

REMARQUES :		TYPE D'ECHANTILLON :		ABREVIATIONS :	
		CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		AG : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(G <sub>s</sub> , G <sub>h</sub> ) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par :	Vérifié par :	24/05/2015	Page : 1 de 1		

## ESSAIS DE PERMEABILITE

### Essais Lugeons

Il est destiné à évaluer la possibilité de circulation d'eau dans le sol et à déceler des hétérogénéités ou des fissurations.

Il consiste à injecter de l'eau sous pression dans une cavité constituée d'une portion de forage, et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pressions pendant un temps donné.

Dans ce forage, on a réalisé 01 essai lugeon dont les résultats sont récapitulés dans ce tableau N° 2 et présentés par un graphe :

date	Essai N°	cavité		Débit (L)	UL	méthode
		DE (m)	A (m)			
17/05/2015	1	15	18	6,92	2,31	EXTRAPOLATION

*Tableau N° 2 : Récapitulatif des essais Lugeons*

D'après les résultats, on constate que :

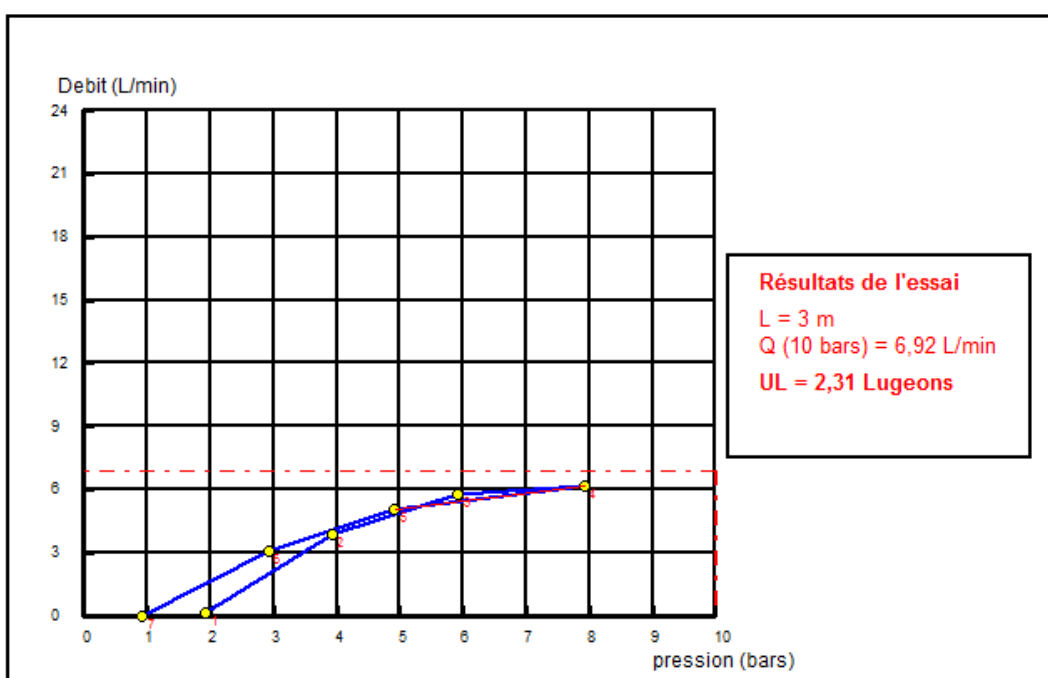
- Les marno calcaires sont peu perméables

## GRAPHE D'ESSAI LUGEON



Etude : 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION Localisation : BERROUAGHIA Base du forage : 18 m Niveau d'eau avant essai : 8,8 m Hauteur du manomètre : 0,4 m Date de l'essai : 17/05/2015	<b style="color: green;">Essai d'eau Lugeon</b> NF P 94-131 Sondage N° : S-OA-111 Profondeur : 15,00 - 18,00m
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Pression (bars)	Durée injection (min)	Niveau eau (m)	Compteur (litre)		Debit injecté (L/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			Debut	Fin				
1	10	8,8	0	1,4	0,14	0,92	0,00	1,92
3	10	8,8	0	38,4	3,84	0,92	0,001	3,92
5	10	8,8	0	57,5	5,75	0,92	0,002	5,92
7	10	8,8	0	62	6,20	0,92	0,002	7,92
4	10	8,8	0	50,3	5,03	0,92	0,001	4,92
2	10	8,8	0	30,8	3,08	0,92	0,001	2,92
0	10	8,8	0	0,03	0,00	0,92	0,00	0,92



## ESSAIS PRESSIOMETRIQUE

L'essai pressiométrique Ménard est un essai de chargement du sol en place, il permet d'obtenir une caractéristique de déformabilité du sol et une caractéristique de rupture, il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée dans le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde.

Dans ce forage, on a réalisé 03 essais pressiométriques, après avoir effectué un sondage en destructif de 20.50m de profondeur, dont les résultats sont récapitulés dans le tableau N° 03 et présentés dans Les graphes :

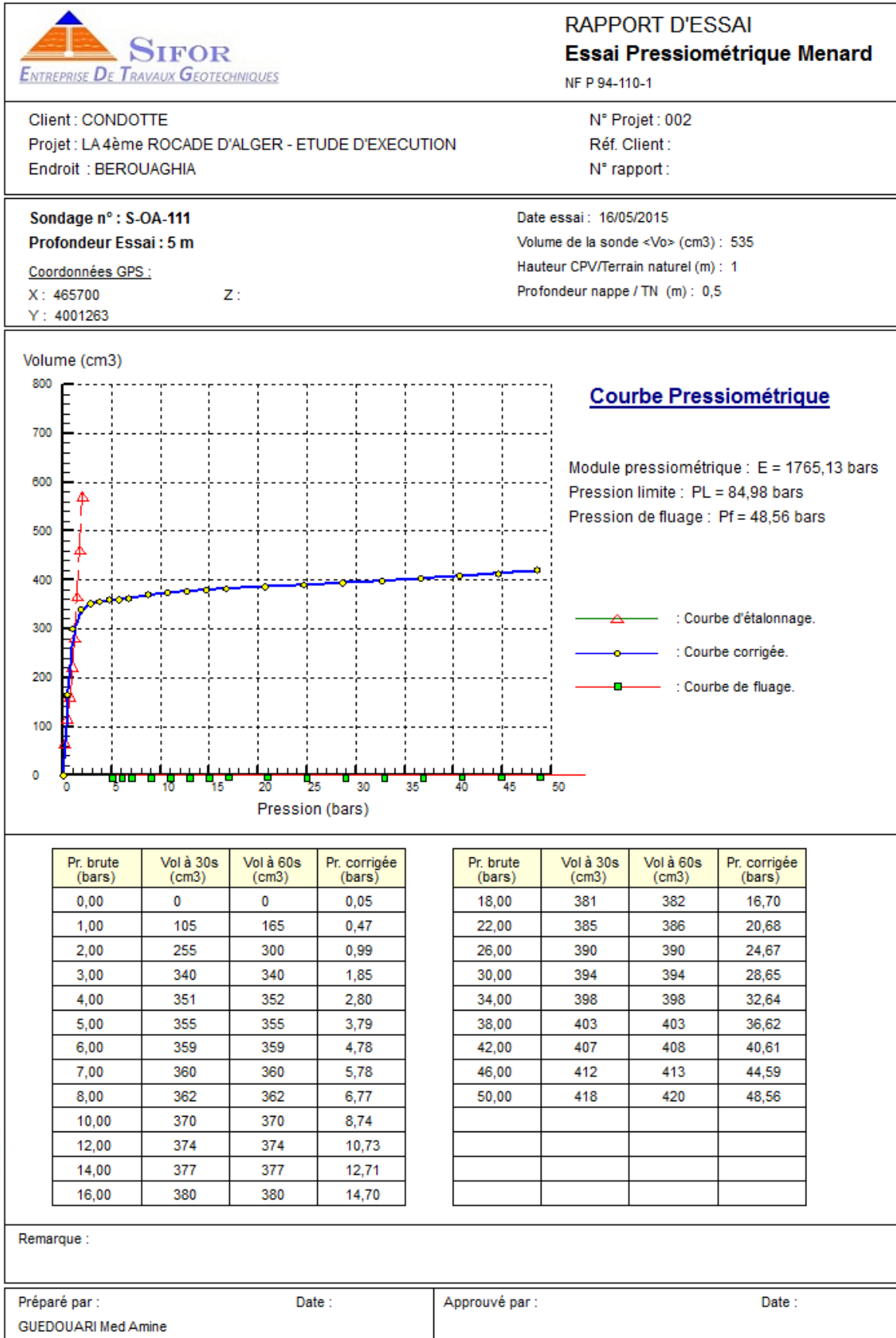
Etalonnage N° 03					Calibrage N° 03				
Pression (bars)		Volume injecté (cm <sup>3</sup> )			Pression (bars)		Volume injecté (cm <sup>3</sup> )		
Pr	Pe	15	30	60	Pr	Pe	15	30	60
0,25			50	75	2,5				135
0,5			105	125	5				140
0,75			160	170	10				144
1			225	230	15				145
1,25			265	290	20				146
1,5			340	375	25				147
1,75			425	470	30				148
2			530	580	35				149
					40				150
					45				151
					50				152


*Tableau N° 3 : Etalonnage et Calibrage de la sonde*

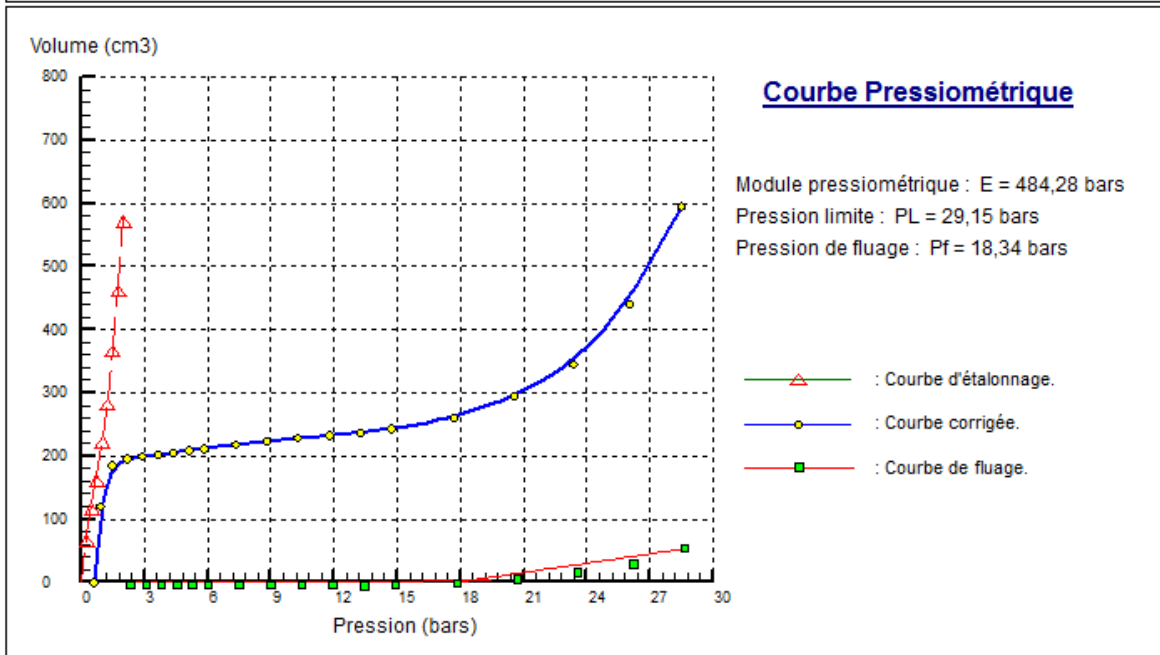
D'après les résultats, on constate que :

- Les pélites montrent des taux de résistance élevés et constitue un sol surconsolidé ;
- Les sables montrent des taux de résistance moyens et constitue un sol normalement consolidé ;
- Les marno calcaires montrent des taux de résistance très élevés et constitue un sol surconsolidé.

## LES GRAPHES DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES



		<b>RAPPORT D'ESSAI</b> <b>Essai Pressiométrique Menard</b> NF P 94-110-1	
Client : CONDOTTE Projet : LA 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION Endroit : BEROUAGHIA		N° Projet : 002 Réf. Client : N° rapport :	
<b>Sondage n° : S-OA-111</b> <b>Profondeur Essai : 10 m</b> Coordonnées GPS : X : 465700                      Z : Y : 4001263		Date essai : 17/05/2015 Volume de la sonde <Vo> (cm3) : 535 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1 Profondeur nappe / TN (m) : 6	




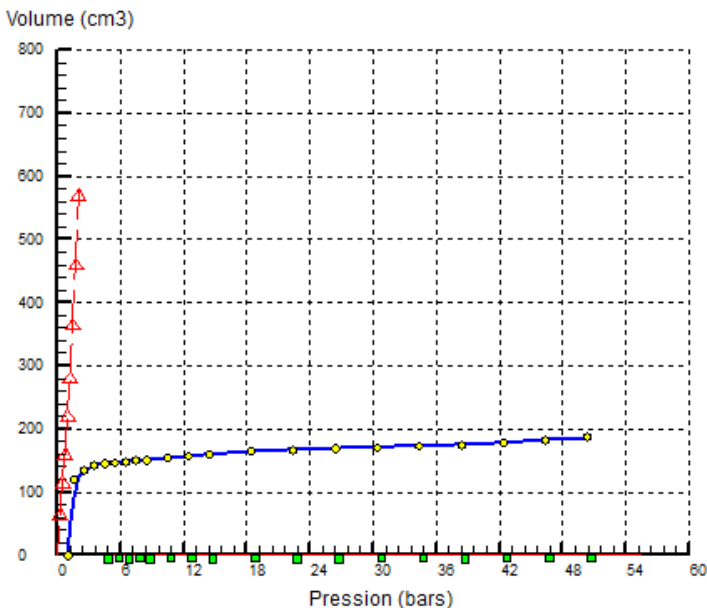
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	0,60
0,75	95	120	0,92
1,50	180	185	1,44
2,25	194	195	2,16
3,00	198	199	2,89
3,75	201	202	3,63
4,50	204	205	4,37
5,25	208	209	5,11
6,00	211	212	5,85
7,50	217	218	7,33
9,00	222	223	8,81
10,50	227	228	10,29
12,00	231	232	11,78

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
13,50	237	237	13,26
15,00	241	243	14,74
18,00	255	260	17,68
21,00	284	295	20,56
24,00	323	345	23,38
27,00	405	440	26,04
30,00	535	595	28,49

© Solsta.fr 2007

Remarque :

Préparé par : GUEDOUARI Med Amine	Date :	Approuvé par :	Date :
--------------------------------------	--------	----------------	--------

 <b>SIFOR</b> <b>ENTREPRISE DE TRAVAUX GEOTECHNIQUES</b>	<b>RAPPORT D'ESSAI</b> <b>Essai Pressiométrique Menard</b> NF P 94-110-1																																																																																																																								
Client : CONDOTTE Projet : LA 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION Endroit : BEROUAGHIA	N° Projet : 002 Réf. Client : N° rapport :																																																																																																																								
Sondage n° : S-OA-111 Profondeur Essai : 20 m Coordonnées GPS : X : 465700                          Z : Y : 4001263	Date essai : 17/05/2015 Volume de la sonde <Vo> (cm3) : 535 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1 Profondeur nappe / TN (m) : 10																																																																																																																								
<p><b>Volume (cm3)</b></p>  <p style="text-align: right;"><b>Courbe Pressiométrique</b></p> <p>Module pressiométrique : E = 2035,65 bars Pression limite : PL = 88,00 bars Pression de fluage : Pf = 50,34 bars</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>—△— : Courbe d'étalonnage.</li> <li>—○— : Courbe corrigée.</li> <li>—■— : Courbe de fluage.</li> </ul> <p style="text-align: center;"><b>Pression (bars)</b></p>																																																																																																																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,00</td><td>0</td><td>0</td><td>1,00</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>100</td><td>120</td><td>1,57</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>133</td><td>135</td><td>2,52</td></tr> <tr><td>3,00</td><td>141</td><td>142</td><td>3,50</td></tr> <tr><td>4,00</td><td>145</td><td>145</td><td>4,49</td></tr> <tr><td>5,00</td><td>146</td><td>147</td><td>5,48</td></tr> <tr><td>6,00</td><td>148</td><td>148</td><td>6,48</td></tr> <tr><td>7,00</td><td>149</td><td>150</td><td>7,47</td></tr> <tr><td>8,00</td><td>151</td><td>151</td><td>8,46</td></tr> <tr><td>10,00</td><td>153</td><td>154</td><td>10,45</td></tr> <tr><td>12,00</td><td>156</td><td>157</td><td>12,44</td></tr> <tr><td>14,00</td><td>160</td><td>160</td><td>14,43</td></tr> <tr><td>18,00</td><td>164</td><td>165</td><td>18,42</td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	0,00	0	0	1,00	1,00	100	120	1,57	2,00	133	135	2,52	3,00	141	142	3,50	4,00	145	145	4,49	5,00	146	147	5,48	6,00	148	148	6,48	7,00	149	150	7,47	8,00	151	151	8,46	10,00	153	154	10,45	12,00	156	157	12,44	14,00	160	160	14,43	18,00	164	165	18,42	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>22,00</td><td>167</td><td>167</td><td>22,41</td></tr> <tr><td>26,00</td><td>169</td><td>169</td><td>26,40</td></tr> <tr><td>30,00</td><td>170</td><td>171</td><td>30,39</td></tr> <tr><td>34,00</td><td>172</td><td>173</td><td>34,39</td></tr> <tr><td>38,00</td><td>175</td><td>175</td><td>38,38</td></tr> <tr><td>42,00</td><td>177</td><td>178</td><td>42,37</td></tr> <tr><td>46,00</td><td>180</td><td>182</td><td>46,35</td></tr> <tr><td>50,00</td><td>185</td><td>187</td><td>50,34</td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	22,00	167	167	22,41	26,00	169	169	26,40	30,00	170	171	30,39	34,00	172	173	34,39	38,00	175	175	38,38	42,00	177	178	42,37	46,00	180	182	46,35	50,00	185	187	50,34																												
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																																						
0,00	0	0	1,00																																																																																																																						
1,00	100	120	1,57																																																																																																																						
2,00	133	135	2,52																																																																																																																						
3,00	141	142	3,50																																																																																																																						
4,00	145	145	4,49																																																																																																																						
5,00	146	147	5,48																																																																																																																						
6,00	148	148	6,48																																																																																																																						
7,00	149	150	7,47																																																																																																																						
8,00	151	151	8,46																																																																																																																						
10,00	153	154	10,45																																																																																																																						
12,00	156	157	12,44																																																																																																																						
14,00	160	160	14,43																																																																																																																						
18,00	164	165	18,42																																																																																																																						
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																																						
22,00	167	167	22,41																																																																																																																						
26,00	169	169	26,40																																																																																																																						
30,00	170	171	30,39																																																																																																																						
34,00	172	173	34,39																																																																																																																						
38,00	175	175	38,38																																																																																																																						
42,00	177	178	42,37																																																																																																																						
46,00	180	182	46,35																																																																																																																						
50,00	185	187	50,34																																																																																																																						
Remarque :																																																																																																																									
Préparé par : GUEDOUARI Med Amine	Date : 																																																																																																																								
Approuvé par :	Date :																																																																																																																								

**SONDAGE N° S-RE-75**  
**PK 34+200**  
**X=465693.1**  
**Y=4001204.0**  
**Z=**



RAPPORT JOURNALIER DE SONDAGE														
DATE	CAROTTAGE		OUTILLAGES	FLUIDES FORAGE		DESTRUCTIF		TUBAGE		ESSAIS GEOTECHNIQUES		PIEZOMETRE	BORNAGE	RAPPORT
	DE	A		EAU	CLAIR	DE	A	DE	A	EP	SPT			
INSTALLATION DE LA MACHINE AU DROIT DU FORAGE														
25/03/2015	0,00	11,70	T6 101	EAU	CLAIR					1		ARGILE+PELITE+MARNE		
ARRET DES TRAVAUX A CAUSE DES INTEMPERIES														
WEEK END														
27/03/2015														
28/03/2015	11,70	16,00	T6 101	EAU	CLAIR					1		MARNO CALCAIRE		
29/03/2015	16,00	23,50										MARNO CALCAIRE		
MACHINE A L'ARRET POUR PANNE MECANIQUE														
30/03/2015														
31/03/2015														
01/04/2015	23,50	25,00	T6 101	EAU	CLAIR							MARNO CALCAIRE		
02/04/2015													25,00	0,50
19/04/2015						0,00	20,50			2				
26/04/2015														1
TOTAL	25,00					0		0	0	2	1	1	25	0,5
														1

LOG LITHOLOGIQUE

Echelle (m)		Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
				25 50 75 100											
		1.5		100 %									pélite consolidé, de couleur verdâtre, structure à blocs, broyé mécaniquement, très altéré et oxydé, montrant des passages alluvionaires constitués d'un sable grossier, des graves et des cailloux		
		3.0		100 %											
		4.5		100 %											
		6.0	-5.50	100 %											
		7.5	6.50	97 %										sable grossier à matrice argileuse, lâche, de couleur grisâtre, renfermant quelques graves et cailloux subanguleux	
		9.0		70 %											
		10.5	-11.00	70 %									marno calcaire, veiné de calcite par endroit, raide, de couleur gris noirâtre, fortement fracturé, intercalés par quelques passages marno schisteuses		
		12.0	11.00	70 %											
		13.5		73 %				CR		12.30 12.60					
		15.0		93 %											
		16.5		95 %											
		18.0		95 %											
		19.5		93 %											
		21.0		95 %											
		22.5		100 %											
		24.0		100 %											
		25.5	-25.00	100 %											
			25.00										Fin du forage à une profondeur de 25 m.		
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON :	ABREVIATIONS :		
												CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(G <sub>s</sub> , G <sub>h</sub> ) AC : Analyse chimique	CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par : GUEDOUARI Med Amine						Vérifié par :						31/05/2015		Page : 1 de 1	

## ESSAIS PRESSIOMETRIQUE

L'essai pressiométrique Ménard est un essai de chargement du sol en place, il permet d'obtenir une caractéristique de déformabilité du sol et une caractéristique de rupture, il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée dans le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde.

Dans ce forage, on a réalisé 03 essais pressiométriques, après avoir effectué un sondage en destructif de 20.50m de profondeur, dont les résultats sont récapitulés dans le tableau N° 02 et présentés dans Les graphes :


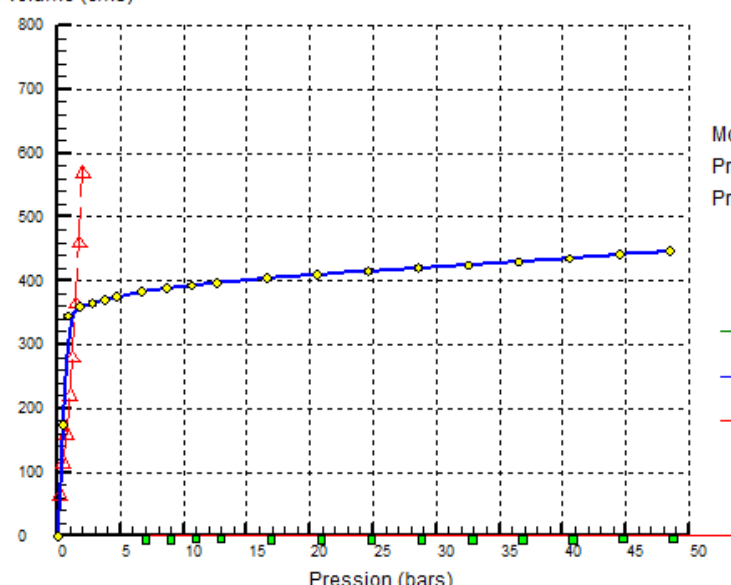
Etalonnage N° 03					Calibrage N° 03				
Pression (bars)		Volume injecté (cm <sup>3</sup> )			Pression (bars)		Volume injecté (cm <sup>3</sup> )		
Pr	Pe	15	30	60	Pr	Pe	15	30	60
0,25			50	75	2,5				135
0,5			105	125	5				140
0,75			160	170	10				144
1			225	230	15				145
1,25			265	290	20				146
1,5			340	375	25				147
1,75			425	470	30				148
2			530	580	35				149
					40				150
					45				151
					50				152

Tableau N° 2 : Etalonnage et Calibrage de la sonde

D'après les résultats, on constate que :

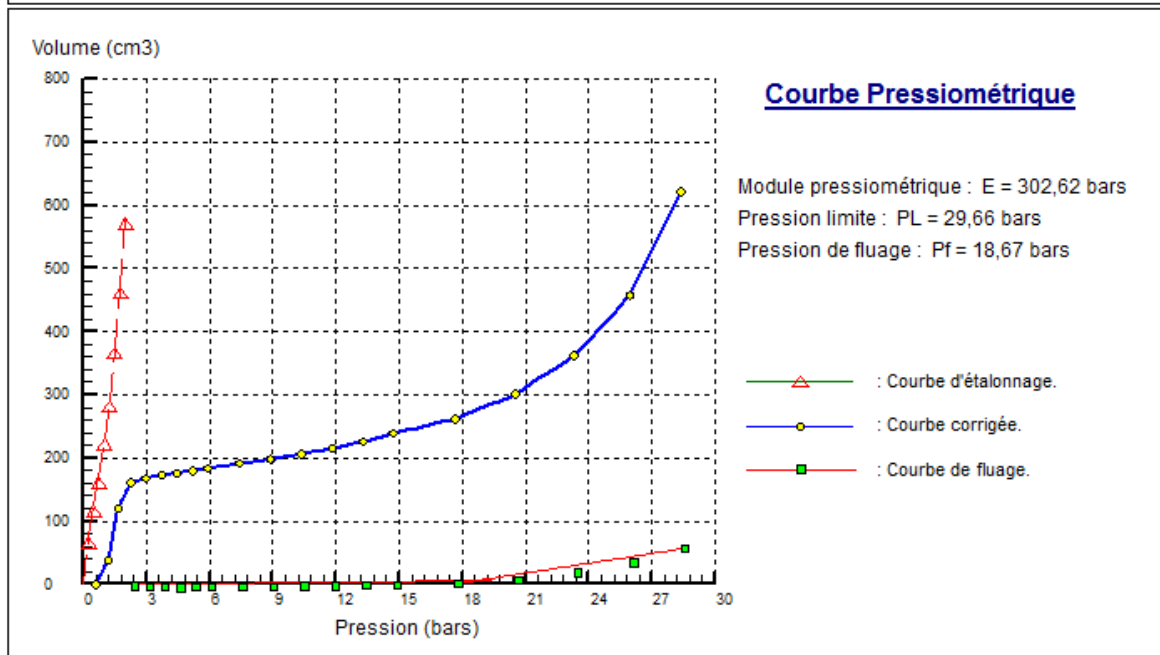
- Les pélites montrent des taux de résistance élevés et constitue un sol surconsolidé ;
- Les sables montrent des taux de résistance moyens et constitue un sol normalement consolidé ;
- Les marno calcaires montrent des taux de résistance très élevés et constitue un sol surconsolidé.

## LES GRAPHES DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

 <p><b>SIFOR</b> ENTREPRISE DE TRAVAUX GEOTECHNIQUES</p>		<p><b>RAPPORT D'ESSAI</b> <b>Essai Pressiométrique Menard</b> NF P 94-110-1</p>																																																																																																													
<p>Client : CONDOTTE Projet : LA 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION Endroit : BEROUAGHIA</p>		<p>N° Projet : 002 Réf. Client : N° rapport :</p>																																																																																																													
<p><b>Sondage n° : S-RE-75</b> <b>Profondeur Essai : 6 m</b> <u>Coordonnées GPS :</u> X : 465693,1                      Z : Y : 4001204,0</p>		<p>Date essai : 13/05/2015 Volume de la sonde &lt;Vo&gt; (cm3) : 535 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1 Profondeur nappe / TN (m) : 0,5</p>																																																																																																													
<p><b>Volume (cm3)</b></p>																																																																																																															
 <p>The graph shows Volume (cm3) on the y-axis (0 to 800) and Pressure (bars) on the x-axis (0 to 50). It features three curves: a red dashed line with triangles for the calibration curve, a blue solid line with diamonds for the corrected curve, and a red solid line with squares for the swelling curve. The corrected curve shows a rapid initial increase in volume that levels off around 400 cm3 after approximately 10 bars of pressure.</p>		<p><b><u>Courbe Pressiométrique</u></b></p> <p>Module pressiométrique : E = 1649,40 bars Pression limite : PL = 84,82 bars Pression de fluage : Pf = 48,47 bars</p> <p>—△— : Courbe d'étalonnage. —◇— : Courbe corrigée. —■— : Courbe de fluage.</p>																																																																																																													
<p><b>Pression (bars)</b></p>																																																																																																															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,00</td><td>0</td><td>0</td><td>0,05</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>115</td><td>175</td><td>0,43</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>295</td><td>345</td><td>0,83</td></tr> <tr><td>3,00</td><td>359</td><td>360</td><td>1,78</td></tr> <tr><td>4,00</td><td>365</td><td>365</td><td>2,76</td></tr> <tr><td>5,00</td><td>370</td><td>370</td><td>3,74</td></tr> <tr><td>6,00</td><td>375</td><td>375</td><td>4,72</td></tr> <tr><td>8,00</td><td>383</td><td>383</td><td>6,69</td></tr> <tr><td>10,00</td><td>388</td><td>388</td><td>8,68</td></tr> <tr><td>12,00</td><td>392</td><td>393</td><td>10,66</td></tr> <tr><td>14,00</td><td>396</td><td>397</td><td>12,64</td></tr> <tr><td>18,00</td><td>404</td><td>404</td><td>16,62</td></tr> <tr><td>22,00</td><td>410</td><td>410</td><td>20,60</td></tr> </tbody> </table>		Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	0,00	0	0	0,05	1,00	115	175	0,43	2,00	295	345	0,83	3,00	359	360	1,78	4,00	365	365	2,76	5,00	370	370	3,74	6,00	375	375	4,72	8,00	383	383	6,69	10,00	388	388	8,68	12,00	392	393	10,66	14,00	396	397	12,64	18,00	404	404	16,62	22,00	410	410	20,60	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>26,00</td><td>415</td><td>415</td><td>24,58</td></tr> <tr><td>30,00</td><td>420</td><td>420</td><td>28,56</td></tr> <tr><td>34,00</td><td>425</td><td>425</td><td>32,55</td></tr> <tr><td>38,00</td><td>430</td><td>430</td><td>36,53</td></tr> <tr><td>42,00</td><td>435</td><td>435</td><td>40,51</td></tr> <tr><td>46,00</td><td>440</td><td>441</td><td>44,49</td></tr> <tr><td>50,00</td><td>446</td><td>447</td><td>48,47</td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>		Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	26,00	415	415	24,58	30,00	420	420	28,56	34,00	425	425	32,55	38,00	430	430	36,53	42,00	435	435	40,51	46,00	440	441	44,49	50,00	446	447	48,47																				
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																												
0,00	0	0	0,05																																																																																																												
1,00	115	175	0,43																																																																																																												
2,00	295	345	0,83																																																																																																												
3,00	359	360	1,78																																																																																																												
4,00	365	365	2,76																																																																																																												
5,00	370	370	3,74																																																																																																												
6,00	375	375	4,72																																																																																																												
8,00	383	383	6,69																																																																																																												
10,00	388	388	8,68																																																																																																												
12,00	392	393	10,66																																																																																																												
14,00	396	397	12,64																																																																																																												
18,00	404	404	16,62																																																																																																												
22,00	410	410	20,60																																																																																																												
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																												
26,00	415	415	24,58																																																																																																												
30,00	420	420	28,56																																																																																																												
34,00	425	425	32,55																																																																																																												
38,00	430	430	36,53																																																																																																												
42,00	435	435	40,51																																																																																																												
46,00	440	441	44,49																																																																																																												
50,00	446	447	48,47																																																																																																												
<p>Remarque :</p>																																																																																																															
<p>Préparé par : GUEDOUARI Med Amine</p>		<p>Date : Approuvé par : Date :</p>																																																																																																													

Client : CONDOTTE	N° Projet : 002
Projet : LA 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION	Réf. Client :
Endroit : BEROUAGHIA	N° rapport :

<b>Sondage n° : S-RE-75</b>	Date essai : 14/05/2015
<b>Profondeur Essai : 12 m</b>	Volume de la sonde <Vo> (cm3) : 535
<u>Coordonnées GPS :</u>	Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1
X : 465693,1                                      Z :	Profondeur nappe / TN (m) : 5,8
Y : 4001204,0	




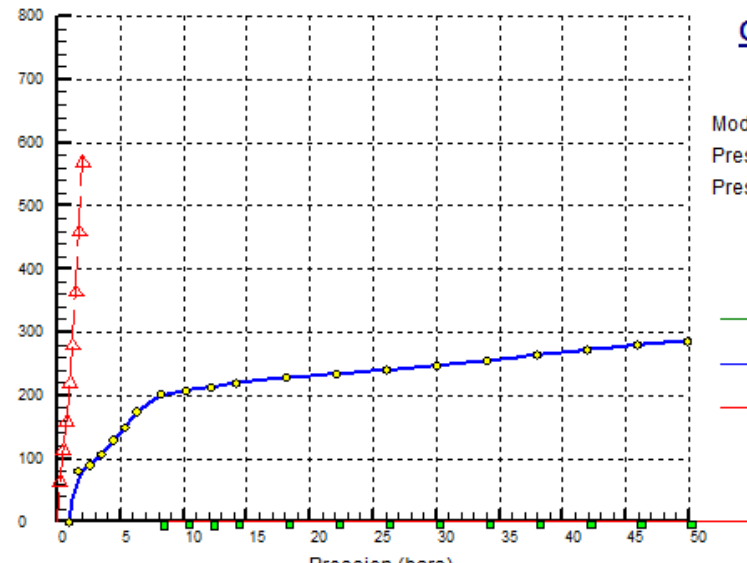
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	0,58
0,75	30	38	1,19
1,50	92	120	1,65
2,25	158	161	2,26
3,00	167	168	2,98
3,75	172	173	3,72
4,50	176	176	4,46
5,25	179	180	5,19
6,00	183	184	5,93
7,50	190	191	7,40
9,00	196	198	8,88
10,50	203	206	10,35
12,00	212	215	11,82

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
13,50	222	226	13,28
15,00	234	239	14,73
18,00	255	262	17,65
21,00	289	301	20,51
24,00	338	362	23,30
27,00	417	457	25,96
30,00	559	622	28,38

© Solsite.fr 2007

Remarque :

Préparé par : GUEDOUARI Med Amine	Date :	Approuvé par :	Date :
--------------------------------------	--------	----------------	--------

 <b>SIFOR</b> <i>ENTREPRISE DE TRAVAUX GEOTECHNIQUES</i>	<b>RAPPORT D'ESSAI</b> <b>Essai Pressiométrique Menard</b> NF P 94-110-1																																																																																																												
Client : CONDOTTE Projet : LA 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION Endroit : BEROUAGHIA	N° Projet : 002 Réf. Client : N° rapport :																																																																																																												
<b>Sondage n° : S-RE-75</b> <b>Profondeur Essai : 20 m</b> Coordonnées GPS : X : 465693,1                      Z : Y : 4001204,0	Date essai : 16/05/2015 Volume de la sonde <Vo> (cm3) : 535 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1 Profondeur nappe / TN (m) : 9																																																																																																												
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="width: 60%;"> <p>Volume (cm3)</p>  <p style="text-align: center;">Pression (bars)</p> </div> <div style="width: 35%;"> <p><b><u>Courbe Pressiométrique</u></b></p> <p>Module pressiométrique : E = 1028,74 bars            Pression limite : PL = 87,30 bars            Pression de fluage : Pf = 49,89 bars</p> <ul style="list-style-type: none"> <li><span style="color: green;">—△—</span> : Courbe d'étalonnage.</li> <li><span style="color: blue;">—●—</span> : Courbe corrigée.</li> <li><span style="color: red;">—■—</span> : Courbe de fluage.</li> </ul> </div> </div>																																																																																																													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,00</td><td>0</td><td>0</td><td>0,90</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>75</td><td>80</td><td>1,62</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>90</td><td>90</td><td>2,58</td></tr> <tr><td>3,00</td><td>105</td><td>107</td><td>3,52</td></tr> <tr><td>4,00</td><td>125</td><td>129</td><td>4,44</td></tr> <tr><td>5,00</td><td>142</td><td>149</td><td>5,37</td></tr> <tr><td>6,00</td><td>170</td><td>175</td><td>6,28</td></tr> <tr><td>8,00</td><td>202</td><td>202</td><td>8,18</td></tr> <tr><td>10,00</td><td>207</td><td>208</td><td>10,16</td></tr> <tr><td>12,00</td><td>213</td><td>213</td><td>12,15</td></tr> <tr><td>14,00</td><td>219</td><td>220</td><td>14,12</td></tr> <tr><td>18,00</td><td>227</td><td>228</td><td>18,09</td></tr> <tr><td>22,00</td><td>233</td><td>234</td><td>22,07</td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	0,00	0	0	0,90	1,00	75	80	1,62	2,00	90	90	2,58	3,00	105	107	3,52	4,00	125	129	4,44	5,00	142	149	5,37	6,00	170	175	6,28	8,00	202	202	8,18	10,00	207	208	10,16	12,00	213	213	12,15	14,00	219	220	14,12	18,00	227	228	18,09	22,00	233	234	22,07	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>26,00</td><td>239</td><td>240</td><td>26,05</td></tr> <tr><td>30,00</td><td>246</td><td>247</td><td>30,02</td></tr> <tr><td>34,00</td><td>253</td><td>255</td><td>34,00</td></tr> <tr><td>38,00</td><td>262</td><td>264</td><td>37,96</td></tr> <tr><td>42,00</td><td>270</td><td>272</td><td>41,94</td></tr> <tr><td>46,00</td><td>278</td><td>280</td><td>45,91</td></tr> <tr><td>50,00</td><td>285</td><td>286</td><td>49,89</td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	26,00	239	240	26,05	30,00	246	247	30,02	34,00	253	255	34,00	38,00	262	264	37,96	42,00	270	272	41,94	46,00	278	280	45,91	50,00	285	286	49,89																				
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																										
0,00	0	0	0,90																																																																																																										
1,00	75	80	1,62																																																																																																										
2,00	90	90	2,58																																																																																																										
3,00	105	107	3,52																																																																																																										
4,00	125	129	4,44																																																																																																										
5,00	142	149	5,37																																																																																																										
6,00	170	175	6,28																																																																																																										
8,00	202	202	8,18																																																																																																										
10,00	207	208	10,16																																																																																																										
12,00	213	213	12,15																																																																																																										
14,00	219	220	14,12																																																																																																										
18,00	227	228	18,09																																																																																																										
22,00	233	234	22,07																																																																																																										
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																										
26,00	239	240	26,05																																																																																																										
30,00	246	247	30,02																																																																																																										
34,00	253	255	34,00																																																																																																										
38,00	262	264	37,96																																																																																																										
42,00	270	272	41,94																																																																																																										
46,00	278	280	45,91																																																																																																										
50,00	285	286	49,89																																																																																																										
Remarque :																																																																																																													
Préparé par : GUEDOUARI Med Amine	Date :  Approuvé par :  Date :																																																																																																												

## **SONDAGE N° S-OA-112**

**PK 34+240**

**X= 455686,0**

**Y= 4001165,0**

**Z=**



## LOG LITHOLOGIQUE

Echelle (m)		Récupération		SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
Élévation (m)	Profondeur (m)	25	50											75
-1.20	1.20	95 %										terre végétale constituée d'argile limoneuse, relativement ferme, de couleur ocre, renferment quelques graves et des racines végétaux		
1.5		95 %				128						pélite argileuse, consolidé, de couleur verdâtre, broyé mécaniquement, très altéré et oxydé		
3.0		95 %										pélite, consolidé, de couleur verdâtre, broyé mécaniquement, fortement fracturé, très altéré et oxydé, montrant quelques passages de grès oxydé		
4.0	4.00	100 %				15								
4.5		95 %												
6.0		95 %				12								
7.5		100 %												
9.0		100 %				23		8.65	9.00					
10.5		100 %				23		11.00	11.28					
12.0		100 %				30								
13.5		100 %				20								
14.0	14.00	100 %												
15.0		95 %				7						marno calcaire, veiné de calcite, raide, de couleur gris noirâtre, présentant quelques fractures subverticales à remplissage calcitique, montrant parfois des passages à aspect schisteux		
16.5		100 %												
18.0		100 %				37		17.55	18.00					
19.5		100 %				30								
21.0		100 %				28								
22.5		100 %				57		22.50	23.00					
24.0		100 %				50								
25.0	25.00	100 %				50								
25.5													Fin du forage à une profondeur de 25 m.	
REMARQUES :											TYPE D'ECHANTILLON :		ABREVIATIONS :	
											CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL,IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gr) AC : Analyse chimique	CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par : GUEDOUARI Med Amine							Vérifié par :			04/05/2015		Page : 1 de 1		

## ESSAIS PRESSIOMETRIQUE

L'essai pressiométrique Ménard est un essai de chargement du sol en place, il permet d'obtenir une caractéristique de déformabilité du sol et une caractéristique de rupture, il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée dans le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde.

Dans ce forage, on a réalisé 03 essais pressiométriques, après avoir effectué un sondage en destructif de 18.5m de profondeur, dont les résultats sont récapitulés dans le tableau N° 02 et présentés dans Le graphe :

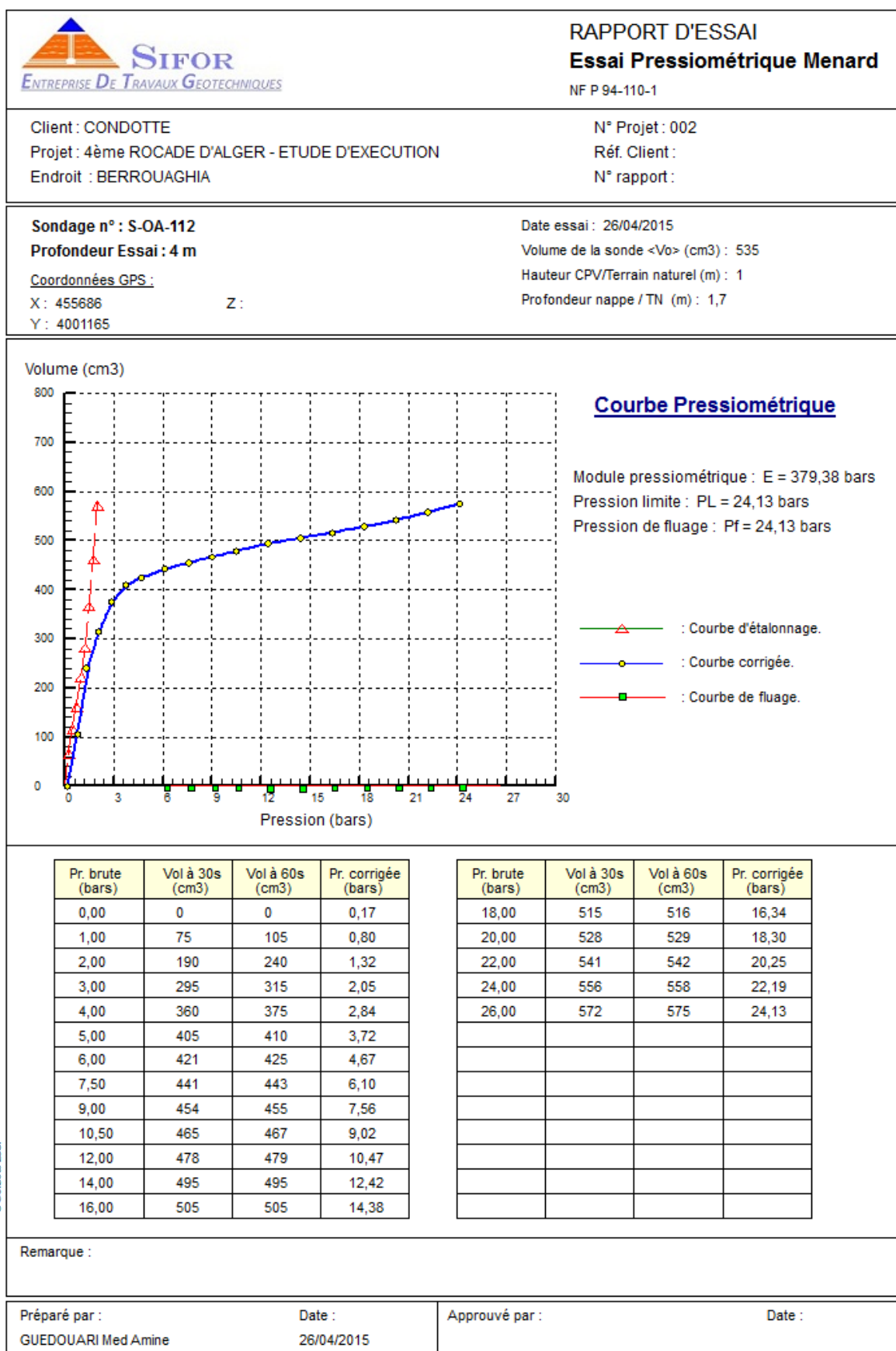
Etalonnage N° 03					Calibrage N° 03				
Pression (bars)		Volume injecté (cm <sup>3</sup> )			Pression (bars)		Volume injecté (cm <sup>3</sup> )		
Pr	Pe	15	30	60	Pr	Pe	15	30	60
0,25			50	75	2,5				135
0,5			105	125	5				140
0,75			160	170	10				144
1			225	230	15				145
1,25			265	290	20				146
1,5			340	375	25				147
1,75			425	470	30				148
2			530	580	35				149
					40				150
					45				151
					50				152

Tableau N° 2 : Etalonnage et Calibrage de la sonde


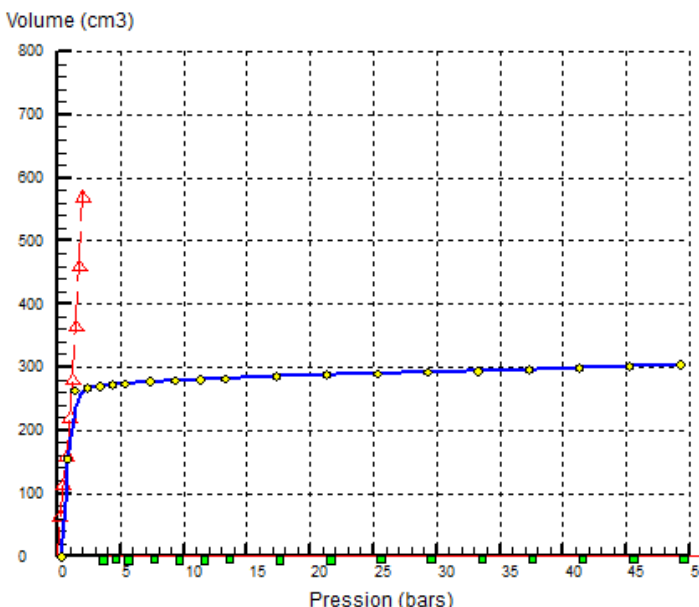
D'après les résultats, on constate que :

- Les pélites argileuse montrent des taux de résistance moyens et constitue un sol normalement consolidé.
- Les pélites consolidées montrent des taux de résistance élevés et constitue un sol sur consolidé
- Les marno calcaires ou les marne schisteuse montrent des taux de résistance moyens et constitue un sol normalement consolidé.

## LES GRAPHES DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES



© Soitests 2007

 <p><b>SIFOR</b> <b>ENTREPRISE DE TRAVAUX GEOTECHNIQUES</b></p>	<p><b>RAPPORT D'ESSAI</b> <b>Essai Pressiométrique Menard</b> NF P 94-110-1</p>																																																																																																																
<p>Client : CONDOTTE Projet : 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION Endroit : BERROUAGHIA</p>	<p>N° Projet : 002 Réf. Client : N° rapport :</p>																																																																																																																
<p><b>Sondage n° : S-OA-112</b> <b>Profondeur Essai : 10 m</b> Coordonnées GPS : X : 455686                      Z : Y : 4001165</p>	<p>Date essai : 26/04/2015 Volume de la sonde &lt;Vo&gt; (cm3) : 535 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1 Profondeur nappe / TN (m) : 3,2</p>																																																																																																																
<p><b><u>Courbe Pressiométrique</u></b></p>																																																																																																																	
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 60%;">  </div> <div style="width: 35%;"> <p>Module pressiométrique : E = 2950,50 bars Pression limite : PL = 49,24 bars Pression de fluage : Pf = 49,24 bars</p> <p>—△— : Courbe d'étalonnage. —●— : Courbe corrigée. —■— : Courbe de fluage.</p> </div> </div>																																																																																																																	
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,00</td><td>0</td><td>0</td><td>0,32</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>100</td><td>155</td><td>0,77</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>250</td><td>263</td><td>1,39</td></tr> <tr><td>3,00</td><td>266</td><td>267</td><td>2,37</td></tr> <tr><td>4,00</td><td>270</td><td>270</td><td>3,36</td></tr> <tr><td>5,00</td><td>271</td><td>272</td><td>4,36</td></tr> <tr><td>6,00</td><td>274</td><td>274</td><td>5,35</td></tr> <tr><td>8,00</td><td>276</td><td>277</td><td>7,34</td></tr> <tr><td>10,00</td><td>279</td><td>279</td><td>9,33</td></tr> <tr><td>12,00</td><td>280</td><td>280</td><td>11,33</td></tr> <tr><td>14,00</td><td>281</td><td>282</td><td>13,32</td></tr> <tr><td>18,00</td><td>286</td><td>286</td><td>17,31</td></tr> <tr><td>22,00</td><td>288</td><td>288</td><td>21,30</td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	0,00	0	0	0,32	1,00	100	155	0,77	2,00	250	263	1,39	3,00	266	267	2,37	4,00	270	270	3,36	5,00	271	272	4,36	6,00	274	274	5,35	8,00	276	277	7,34	10,00	279	279	9,33	12,00	280	280	11,33	14,00	281	282	13,32	18,00	286	286	17,31	22,00	288	288	21,30	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>26,00</td><td>289</td><td>290</td><td>25,29</td></tr> <tr><td>30,00</td><td>291</td><td>292</td><td>29,29</td></tr> <tr><td>34,00</td><td>293</td><td>294</td><td>33,28</td></tr> <tr><td>38,00</td><td>295</td><td>296</td><td>37,27</td></tr> <tr><td>42,00</td><td>298</td><td>299</td><td>41,26</td></tr> <tr><td>46,00</td><td>301</td><td>302</td><td>45,25</td></tr> <tr><td>50,00</td><td>303</td><td>304</td><td>49,24</td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	26,00	289	290	25,29	30,00	291	292	29,29	34,00	293	294	33,28	38,00	295	296	37,27	42,00	298	299	41,26	46,00	301	302	45,25	50,00	303	304	49,24																								
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																														
0,00	0	0	0,32																																																																																																														
1,00	100	155	0,77																																																																																																														
2,00	250	263	1,39																																																																																																														
3,00	266	267	2,37																																																																																																														
4,00	270	270	3,36																																																																																																														
5,00	271	272	4,36																																																																																																														
6,00	274	274	5,35																																																																																																														
8,00	276	277	7,34																																																																																																														
10,00	279	279	9,33																																																																																																														
12,00	280	280	11,33																																																																																																														
14,00	281	282	13,32																																																																																																														
18,00	286	286	17,31																																																																																																														
22,00	288	288	21,30																																																																																																														
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																														
26,00	289	290	25,29																																																																																																														
30,00	291	292	29,29																																																																																																														
34,00	293	294	33,28																																																																																																														
38,00	295	296	37,27																																																																																																														
42,00	298	299	41,26																																																																																																														
46,00	301	302	45,25																																																																																																														
50,00	303	304	49,24																																																																																																														
<p>Remarque :</p>																																																																																																																	
<p>Préparé par : GUEDOUARI Med Amine</p>	<p>Date : 26/04/2015</p>																																																																																																																
<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>																																																																																																																

© Sothebis 2007

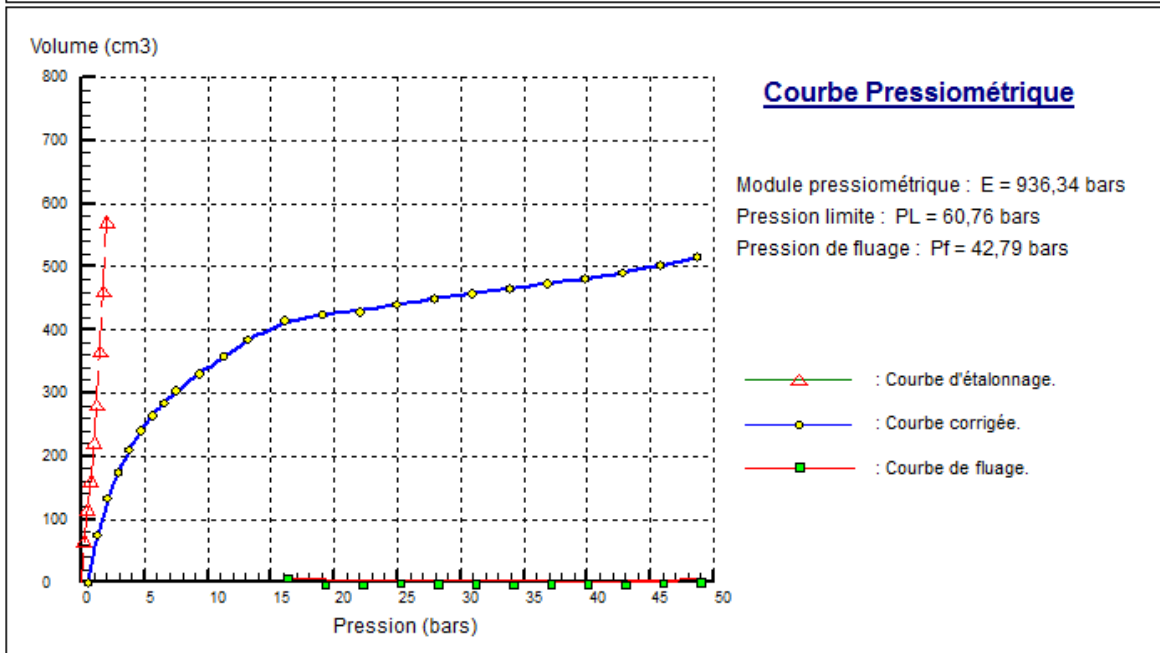
Client : CONDOTTE  
Projet : 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION  
Endroit : BERROUAGHIA

N° Projet : 002  
Réf. Client :  
N° rapport :

**Sondage n° : S-OA-112**  
**Profondeur Essai : 18 m**

Coordonnées GPS :  
X : 455686                      Z :  
Y : 4001165

Date essai : 26/04/2015  
Volume de la sonde <Vo> (cm3) : 535  
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1  
Profondeur nappe / TN (m) : 5,2



Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
0,00	0	0	0,52
1,00	50	75	1,25
2,00	115	133	2,05
3,00	158	175	2,90
4,00	197	210	3,78
5,00	228	240	4,67
6,00	254	265	5,58
7,00	275	284	6,51
8,00	295	304	7,44
10,00	320	330	9,35
12,00	345	358	11,25
14,00	373	385	13,16
17,00	403	415	16,05

Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)
20,00	424	425	19,02
23,00	428	429	22,00
26,00	435	440	24,96
29,00	447	450	27,93
32,00	455	458	30,90
35,00	463	465	33,87
38,00	470	473	36,85
41,00	478	481	39,82
44,00	488	490	42,79
47,00	498	502	45,74
50,00	509	515	48,70

© Sothista 2007

Remarque :

Préparé par : GUEDOUARI Med Amine	Date : 26/04/2015	Approuvé par :	Date :
--------------------------------------	----------------------	----------------	--------

# SONDAGE N° S-OA-113

## PK 34+280

X=465676,0

Y=4001126,0

Z=



## LOG LITHOLOGIQUE

Échelle (m)		Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
		25	50	75	100										
		Date début : 09/05/2015			Coordonnées GPS:			Boue de forage : EAU CLAIR			Etat des échantillons :				
		Date fin : 16/05/2015			X : 465676			Type forage : CAROTTE			Intact		Remanié		
		Profondeur forée (m) : 25			Y : 4001126			Foreuse : C6 CASAGRANDE			Paraffiné		Roche		
		Niveau d'eau (m) : 3.5			Z :										
<p>Projet : LA 4ème ROCADE D'ALGER - LOT 1/2 - ETUDE D'EXECUTION</p> <p>Endroit : BERROUAGHIA</p> <p>Dossier N° : 002</p> <p>Client : CONDOTTE</p>															
<p>grès oxydé à aspect bréchique, broyé, de couleur brun jaunâtre, fortement fracturé avec remplissage argileux, très oxydé et altéré</p>															
<p>pélite consolidé à aspect bréchique, broyé mécaniquement, de couleur gris verdâtre, fortement fracturé et très oxydé</p>															
<p>marne à aspect schisteux, compacte, de couleur gris bleuâtre, intercalé par quelques niveaux marno-calcaire raide</p>															
<p>Fin du forage à une profondeur de 25 m.</p>															
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON :		ABREVIATIONS :	
												CF : Carottier fendu		AG : Analyse granulométrique	
												TM : Tube à paroi mince		S : Sédimentométrie	
												PS : Tube à position fixe		L : Limites d'Atterberg(WL,IP)	
												CR : Tube carottier		W : Teneur en eau	
												TO : Tube ouvert		PV : Poids volumique(Gd, Gh)	
														Rc : Résistance à la compression	
														CED : Essai oedométrique	
														GL : Gonflement libre	
														R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par :				Vérifié par :				25/05/2015		Page : 1 de 1					

## ESSAIS DE PERMEABILITE

### Essais Lugeons

Il est destiné à évaluer la possibilité de circulation d'eau dans le sol et à déceler des hétérogénéités ou des fissurations.

Il consiste à injecter de l'eau sous pression dans une cavité constituée d'une portion de forage, et à mesurer le débit d'injection pour différents paliers de pressions pendant un temps donné.

Dans ce forage, on a réalisé 01 essai lugeon dont les résultats sont récapitulés dans ce tableau N° 2 et présentés par un graphe :

date	Essai N°	cavité		Débit (L)	UL	méthode
		DE (m)	A (m)			
13/05/2015	1	11	14	29,99	10	EXTRAPOLATION

*Tableau N° 2 : Récapitulatif des essais Lugeons*

D'après les résultats, on constate que :

- Les grès oxydés sont moyennement perméables

GRAPHE D'ESSAI LUGEON

Etude : 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION  
Localisation : BERROUAGHIA  
Base du forage : 14 m  
Niveau d'eau avant essai : 2 m  
Hauteur du manomètre : 0,4 m  
Date de l'essai : 13/05/2015

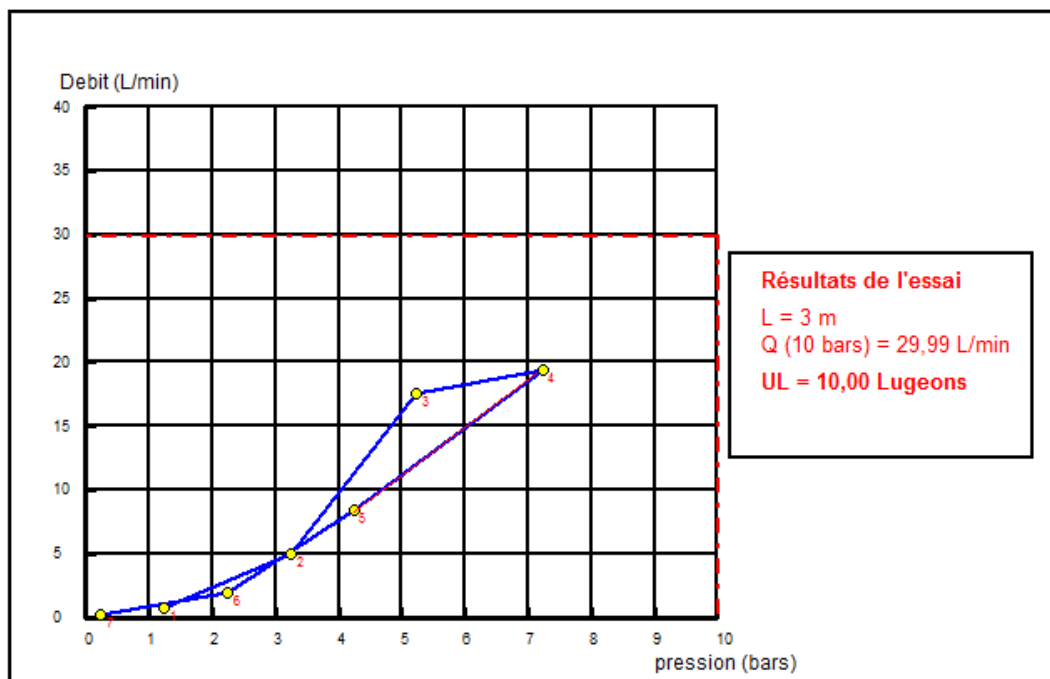
**Essai d'eau Lugeon**

NF P 94-131

Sondage N° : S-OA-113

Profondeur : 11,00 - 14,00

Pression (bars)	Durée injection (min)	Niveau eau (m)	Compteur (litre)		Débit injecté (L/min)	Pression statique (bars)	Perte de charge (bars)	Pression corrigée (bars)
			Debut	Fin				
1	10	2	0	7,8	0,78	0,24	0,00	1,24
3	10	2	0	49,4	4,94	0,24	0,001	3,24
5	10	2	0	175	17,50	0,24	0,01	5,23
7	10	2	0	193,9	19,39	0,24	0,012	7,23
4	10	2	0	84	8,40	0,24	0,003	4,24
2	10	2	0	19,7	1,97	0,24	0,00	2,24
0	10	2	0	2,85	0,29	0,24	0,00	0,24



## ESSAIS PRESSIOMETRIQUE

L'essai pressiométrique Ménard est un essai de chargement du sol en place, il permet d'obtenir une caractéristique de déformabilité du sol et une caractéristique de rupture, il consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée dans le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde.

Dans ce forage, on a réalisé 03 essais pressiométriques, après avoir effectué un sondage en destructif de 20.50m de profondeur, dont les résultats sont récapitulés dans le tableau N° 03 et présentés dans Les graphes :


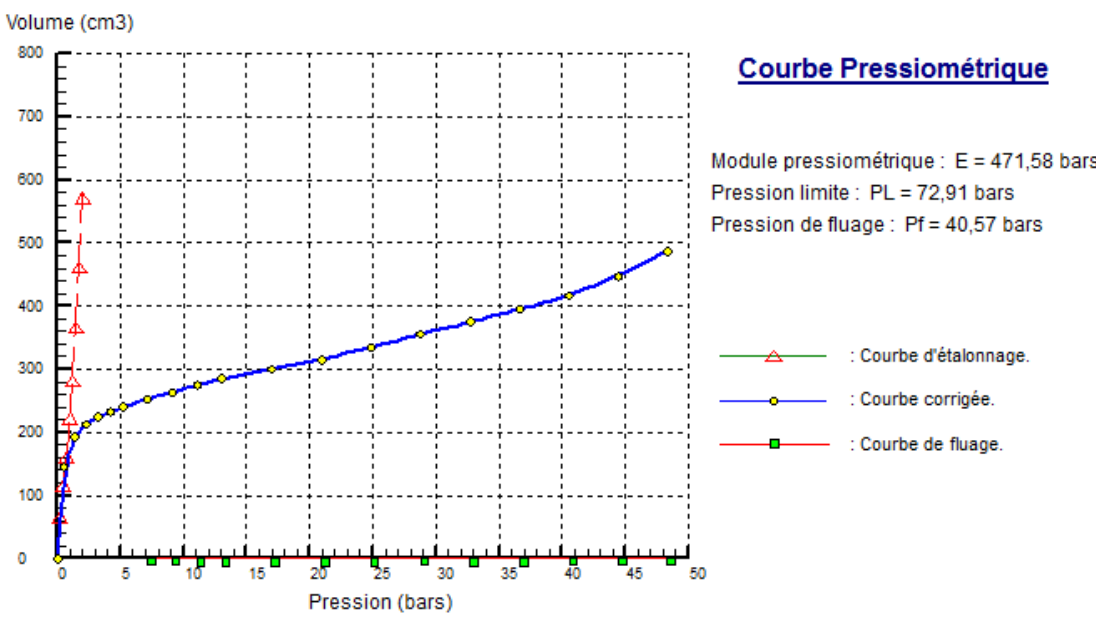
Etalonnage N° 03					Calibrage N° 03				
Pression (bars)		Volume injecté (cm <sup>3</sup> )			Pression (bars)		Volume injecté (cm <sup>3</sup> )		
Pr	Pe	15	30	60	Pr	Pe	15	30	60
0,25			50	75	2,5				135
0,5			105	125	5				140
0,75			160	170	10				144
1			225	230	15				145
1,25			265	290	20				146
1,5			340	375	25				147
1,75			425	470	30				148
2			530	580	35				149
					40				150
					45				151
					50				152


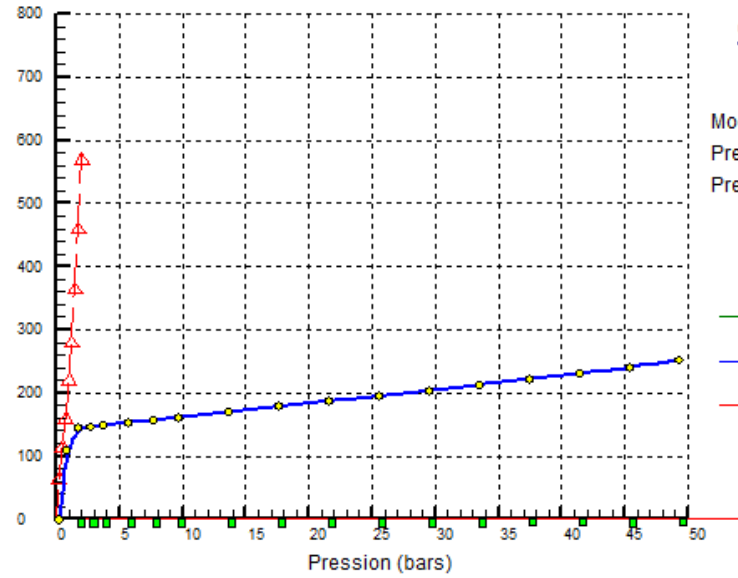
*Tableau N° 3 : Etalonnage et Calibrage de la sonde*

D'après les résultats, on constate que :


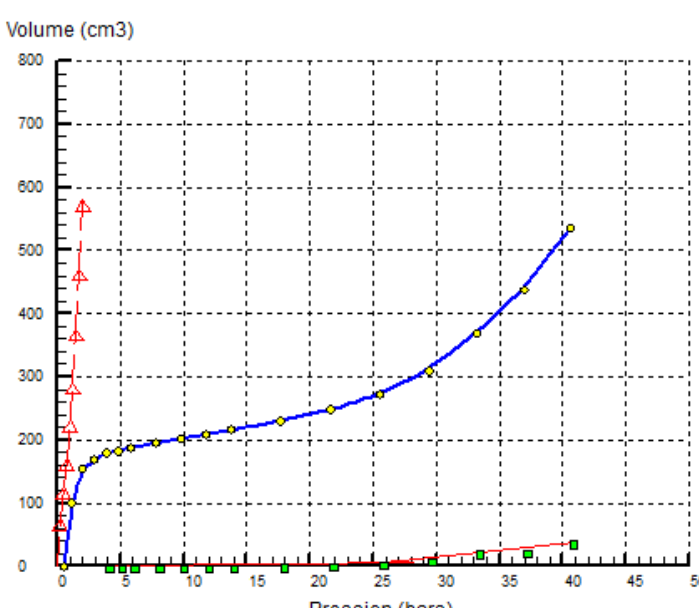
- Les grès oxydés montrent des taux de résistance moyens et constitue un sol moyennement consolidé ;
- Les marnes schisteuses montrent des taux de résistance moyens et constitue un sol moyennement consolidé ;

## LES GRAPHES DES ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

 <p><b>SIFOR</b> ENTREPRISE DE TRAVAUX GEOTECHNIQUES</p>	<p><b>RAPPORT D'ESSAI</b> <b>Essai Pressiométrique Menard</b> NF P 94-110-1</p>																																																																																																																												
<p>Client : CONDOTTE Projet : LA 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION Endroit : BERROUAGHIA</p>	<p>N° Projet : 002 Réf. Client : N° rapport :</p>																																																																																																																												
<p><b>Sondage n° : S-OA-113</b> <b>Profondeur Essai : 6 m</b> <u>Coordonnées GPS :</u> X : 465676                      Z : Y : 4001126</p>	<p>Date essai : 18/05/2015 Volume de la sonde &lt;Vo&gt; (cm3) : 535 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1 Profondeur nappe / TN (m) : 0,5</p>																																																																																																																												
 <p><b>Courbe Pressiométrique</b></p> <p>Module pressiométrique : E = 471,58 bars Pression limite : PL = 72,91 bars Pression de fluage : Pf = 40,57 bars</p> <p>—△— : Courbe d'étalonnage. —●— : Courbe corrigée. —■— : Courbe de fluage.</p>																																																																																																																													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,00</td><td>0</td><td>0</td><td>0,05</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>125</td><td>145</td><td>0,54</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>192</td><td>193</td><td>1,37</td></tr> <tr><td>3,00</td><td>212</td><td>213</td><td>2,30</td></tr> <tr><td>4,00</td><td>224</td><td>225</td><td>3,25</td></tr> <tr><td>5,00</td><td>232</td><td>233</td><td>4,22</td></tr> <tr><td>6,00</td><td>240</td><td>240</td><td>5,20</td></tr> <tr><td>8,00</td><td>252</td><td>253</td><td>7,15</td></tr> <tr><td>10,00</td><td>262</td><td>263</td><td>9,12</td></tr> <tr><td>12,00</td><td>275</td><td>275</td><td>11,08</td></tr> <tr><td>14,00</td><td>285</td><td>285</td><td>13,04</td></tr> <tr><td>18,00</td><td>300</td><td>300</td><td>16,99</td></tr> <tr><td>22,00</td><td>315</td><td>315</td><td>20,93</td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	0,00	0	0	0,05	1,00	125	145	0,54	2,00	192	193	1,37	3,00	212	213	2,30	4,00	224	225	3,25	5,00	232	233	4,22	6,00	240	240	5,20	8,00	252	253	7,15	10,00	262	263	9,12	12,00	275	275	11,08	14,00	285	285	13,04	18,00	300	300	16,99	22,00	315	315	20,93	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>26,00</td><td>335</td><td>335</td><td>24,86</td></tr> <tr><td>30,00</td><td>355</td><td>356</td><td>28,79</td></tr> <tr><td>34,00</td><td>375</td><td>375</td><td>32,72</td></tr> <tr><td>38,00</td><td>395</td><td>395</td><td>36,65</td></tr> <tr><td>42,00</td><td>416</td><td>417</td><td>40,57</td></tr> <tr><td>46,00</td><td>445</td><td>447</td><td>44,47</td></tr> <tr><td>50,00</td><td>485</td><td>487</td><td>48,33</td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	26,00	335	335	24,86	30,00	355	356	28,79	34,00	375	375	32,72	38,00	395	395	36,65	42,00	416	417	40,57	46,00	445	447	44,47	50,00	485	487	48,33																																				
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																																										
0,00	0	0	0,05																																																																																																																										
1,00	125	145	0,54																																																																																																																										
2,00	192	193	1,37																																																																																																																										
3,00	212	213	2,30																																																																																																																										
4,00	224	225	3,25																																																																																																																										
5,00	232	233	4,22																																																																																																																										
6,00	240	240	5,20																																																																																																																										
8,00	252	253	7,15																																																																																																																										
10,00	262	263	9,12																																																																																																																										
12,00	275	275	11,08																																																																																																																										
14,00	285	285	13,04																																																																																																																										
18,00	300	300	16,99																																																																																																																										
22,00	315	315	20,93																																																																																																																										
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																																										
26,00	335	335	24,86																																																																																																																										
30,00	355	356	28,79																																																																																																																										
34,00	375	375	32,72																																																																																																																										
38,00	395	395	36,65																																																																																																																										
42,00	416	417	40,57																																																																																																																										
46,00	445	447	44,47																																																																																																																										
50,00	485	487	48,33																																																																																																																										
Remarque :																																																																																																																													
Préparé par :	Date :																																																																																																																												
Approuvé par :	Date :																																																																																																																												

 <b>SIFOR</b> ENTREPRISE DE TRAVAUX GEOTECHNIQUES	<b>RAPPORT D'ESSAI</b> <b>Essai Pressiométrique Menard</b> NF P 94-110-1																																																																																																																
Client : CONDOTTE Projet : LA 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION Endroit : BERROUAGHIA	N° Projet : 002 Réf. Client : N° rapport :																																																																																																																
<b>Sondage n° : S-OA-113</b> <b>Profondeur Essai : 12 m</b> Coordonnées GPS : X : 465676                      Z : Y : 4001126	Date essai : 19/05/2015 Volume de la sonde <Vo> (cm3) : 535 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1 Profondeur nappe / TN (m) : 2																																																																																																																
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: flex-start;"> <div style="width: 60%;"> <p>Volume (cm3)</p>  <p style="text-align: center;">Pression (bars)</p> </div> <div style="width: 35%; padding-left: 20px;"> <p><b><u>Courbe Pressiométrique</u></b></p> <p>Module pressiométrique : E = 868,36 bars            Pression limite : PL = 69,86 bars            Pression de fluage : Pf = 49,31 bars</p> <p>—△— : Courbe d'étalonnage.            —○— : Courbe corrigée.            —■— : Courbe de fluage.</p> </div> </div>																																																																																																																	
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,00</td><td>0</td><td>0</td><td>0,20</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>65</td><td>110</td><td>0,81</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>145</td><td>145</td><td>1,69</td></tr> <tr><td>3,00</td><td>147</td><td>147</td><td>2,68</td></tr> <tr><td>4,00</td><td>149</td><td>149</td><td>3,67</td></tr> <tr><td>6,00</td><td>153</td><td>153</td><td>5,66</td></tr> <tr><td>8,00</td><td>157</td><td>157</td><td>7,64</td></tr> <tr><td>10,00</td><td>161</td><td>161</td><td>9,63</td></tr> <tr><td>14,00</td><td>170</td><td>170</td><td>13,60</td></tr> <tr><td>18,00</td><td>179</td><td>179</td><td>17,57</td></tr> <tr><td>22,00</td><td>187</td><td>187</td><td>21,54</td></tr> <tr><td>26,00</td><td>195</td><td>195</td><td>25,51</td></tr> <tr><td>30,00</td><td>204</td><td>204</td><td>29,48</td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	0,00	0	0	0,20	1,00	65	110	0,81	2,00	145	145	1,69	3,00	147	147	2,68	4,00	149	149	3,67	6,00	153	153	5,66	8,00	157	157	7,64	10,00	161	161	9,63	14,00	170	170	13,60	18,00	179	179	17,57	22,00	187	187	21,54	26,00	195	195	25,51	30,00	204	204	29,48	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>34,00</td><td>213</td><td>213</td><td>33,45</td></tr> <tr><td>38,00</td><td>221</td><td>222</td><td>37,41</td></tr> <tr><td>42,00</td><td>230</td><td>231</td><td>41,38</td></tr> <tr><td>46,00</td><td>241</td><td>241</td><td>45,35</td></tr> <tr><td>50,00</td><td>251</td><td>252</td><td>49,31</td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	34,00	213	213	33,45	38,00	221	222	37,41	42,00	230	231	41,38	46,00	241	241	45,35	50,00	251	252	49,31																																
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																														
0,00	0	0	0,20																																																																																																														
1,00	65	110	0,81																																																																																																														
2,00	145	145	1,69																																																																																																														
3,00	147	147	2,68																																																																																																														
4,00	149	149	3,67																																																																																																														
6,00	153	153	5,66																																																																																																														
8,00	157	157	7,64																																																																																																														
10,00	161	161	9,63																																																																																																														
14,00	170	170	13,60																																																																																																														
18,00	179	179	17,57																																																																																																														
22,00	187	187	21,54																																																																																																														
26,00	195	195	25,51																																																																																																														
30,00	204	204	29,48																																																																																																														
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																														
34,00	213	213	33,45																																																																																																														
38,00	221	222	37,41																																																																																																														
42,00	230	231	41,38																																																																																																														
46,00	241	241	45,35																																																																																																														
50,00	251	252	49,31																																																																																																														
Remarque :																																																																																																																	
Préparé par :	Date :																																																																																																																
Approuvé par :	Date :																																																																																																																

© Solha ts 2007

 <p><b>SIFOR</b> <i>ENTREPRISE DE TRAVAUX GEOTECHNIQUES</i></p>	<p><b>RAPPORT D'ESSAI</b> <b>Essai Pressiométrique Menard</b> NF P 94-110-1</p>																																																																																																												
<p>Client : CONDOTTE Projet : LA 4ème ROCADE D'ALGER - ETUDE D'EXECUTION Endroit : BERROUAGHIA</p>	<p>N° Projet : 002 Réf. Client : N° rapport :</p>																																																																																																												
<p><b>Sondage n° : S-OA-113</b> <b>Profondeur Essai : 20 m</b> Coordonnées GPS : X : 465676                                  Z : Y : 4001126</p>	<p>Date essai : 19/05/2015 Volume de la sonde &lt;Vo&gt; (cm3) : 535 Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1 Profondeur nappe / TN (m) : 5</p>																																																																																																												
<p><b>Volume (cm3)</b></p>  <p style="text-align: right;"><b><u>Courbe Pressiométrique</u></b></p> <p>Module pressiométrique : E = 471,38 bars Pression limite : PL = 44,51 bars Pression de fluage : Pf = 25,54 bars</p> <p style="text-align: right;"> <span style="color: green;">—△—</span> : Courbe d'étalonnage.  <span style="color: blue;">—○—</span> : Courbe corrigée.  <span style="color: red;">—■—</span> : Courbe de fluage.         </p> <p style="text-align: center;"><b>Pression (bars)</b></p>																																																																																																													
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0,00</td><td>0</td><td>0</td><td>0,50</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>55</td><td>100</td><td>1,15</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>145</td><td>154</td><td>1,95</td></tr> <tr><td>3,00</td><td>165</td><td>169</td><td>2,90</td></tr> <tr><td>4,00</td><td>177</td><td>179</td><td>3,87</td></tr> <tr><td>5,00</td><td>182</td><td>183</td><td>4,85</td></tr> <tr><td>6,00</td><td>186</td><td>188</td><td>5,83</td></tr> <tr><td>8,00</td><td>193</td><td>195</td><td>7,81</td></tr> <tr><td>10,00</td><td>200</td><td>202</td><td>9,78</td></tr> <tr><td>12,00</td><td>207</td><td>209</td><td>11,76</td></tr> <tr><td>14,00</td><td>215</td><td>216</td><td>13,73</td></tr> <tr><td>18,00</td><td>227</td><td>230</td><td>17,69</td></tr> <tr><td>22,00</td><td>243</td><td>248</td><td>21,62</td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	0,00	0	0	0,50	1,00	55	100	1,15	2,00	145	154	1,95	3,00	165	169	2,90	4,00	177	179	3,87	5,00	182	183	4,85	6,00	186	188	5,83	8,00	193	195	7,81	10,00	200	202	9,78	12,00	207	209	11,76	14,00	215	216	13,73	18,00	227	230	17,69	22,00	243	248	21,62	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th>Pr. brute (bars)</th> <th>Vol à 30s (cm3)</th> <th>Vol à 60s (cm3)</th> <th>Pr. corrigée (bars)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>26,00</td><td>265</td><td>272</td><td>25,54</td></tr> <tr><td>30,00</td><td>298</td><td>310</td><td>29,40</td></tr> <tr><td>34,00</td><td>345</td><td>369</td><td>33,19</td></tr> <tr><td>38,00</td><td>413</td><td>438</td><td>36,95</td></tr> <tr><td>42,00</td><td>495</td><td>535</td><td>40,61</td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)	26,00	265	272	25,54	30,00	298	310	29,40	34,00	345	369	33,19	38,00	413	438	36,95	42,00	495	535	40,61																												
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																										
0,00	0	0	0,50																																																																																																										
1,00	55	100	1,15																																																																																																										
2,00	145	154	1,95																																																																																																										
3,00	165	169	2,90																																																																																																										
4,00	177	179	3,87																																																																																																										
5,00	182	183	4,85																																																																																																										
6,00	186	188	5,83																																																																																																										
8,00	193	195	7,81																																																																																																										
10,00	200	202	9,78																																																																																																										
12,00	207	209	11,76																																																																																																										
14,00	215	216	13,73																																																																																																										
18,00	227	230	17,69																																																																																																										
22,00	243	248	21,62																																																																																																										
Pr. brute (bars)	Vol à 30s (cm3)	Vol à 60s (cm3)	Pr. corrigée (bars)																																																																																																										
26,00	265	272	25,54																																																																																																										
30,00	298	310	29,40																																																																																																										
34,00	345	369	33,19																																																																																																										
38,00	413	438	36,95																																																																																																										
42,00	495	535	40,61																																																																																																										
<p>Remarque :</p>																																																																																																													
<p>Préparé par :</p>	<p>Date :</p>																																																																																																												
<p>Approuvé par :</p>	<p>Date :</p>																																																																																																												

## ANNEXE 1 : RESULTATS DES ESSAIS GEOTECHNIQUES

**Tableau 1.1 : Synthèse des résultats des essais pressiométriques réalisés dans les forages du viaduc 34+200 (PL = pression limite ; PF = pression de fluage ; Em = module pressiométrique ; a = coefficient rhéologique ; E = module de Young).**

Pk	forage	Prof. (m)	Lithologie	Ug	PL (MPa)	PF (bars)	Em (MPa)	Em/PL	a	E (MPa)
34+070	S-OA-110	4	Pélite à laminations obliques, compacte, fortement altérée et fracturé	1-1.1_a	8,6	48,9	200,9	23,5	0,5	401,7
34+070	S-OA-110	10	Pélite à laminations obliques, compacte, fortement altérée et fracturé	1-1.1_a	8,5	49,3	250,4	29,4	0,5	500,9
34+070	S-OA-110	18	Pélite à laminations obliques fortement altérée et fracturé	1-1.1_a	8,8	50,0	250,2	28,6	0,5	500,3
34+140	S-OA-111	5	Pélite argileuse, de couleur verdâtre, très altérée et oxydée	1-1.1_a	8,5	48,6	176,5	20,8	0,5	353,0
34+140	S-OA-111	10	Sable grossier à matrice argileuse, renfermant quelques graves	1-1.1_a	2,9	18,3	48,4	16,6	0,3	146,8
34+140	S-OA-111	20	Marno-calcaire gris noirâtre	1	8,8	50,3	203,6	23,1	0,5	407,1
34+200	S-RE-75	6	Pélite consolidée	1	8,5	48,5	164,9	19,4	0,5	329,9
34+200	S-RE-75	12	Marno-calcaire de couleur gris noirâtre fortement fracture	1	3,0	18,7	30,3	10,2	0,5	60,5
34+200	S-RE-75	20	Marno-calcaire de couleur gris noirâtre fortement fracture	1	8,7	49,1	102,9	11,8	0,5	205,7
34+240	S-OA-112	4	Pélite argileuse consolidé très altérée	1-1.1_a	2,4	24,1	37,9	15,7	0,5	75,9
34+240	S-OA-112	10	Pélite argileuse consolidé très altérée	1-1.1_a	4,9	49,2	295,1	59,9	0,5	590,1
34+240	S-OA-112	18	Marne calcaire	1	6,1	42,8	93,6	15,4	0,5	187,3
34+280	S-OA-113	6	Grès oxydé à très oxydé et altéré	1.1	7,3	40,6	47,2	6,5	0,5	94,3
34+280	S-OA-113	12	Grès oxydé à très oxydé et altéré	1.1	7,0	49,3	86,8	12,4	0,5	173,7
34+280	S-OA-113	20	Marne à aspect schisteux compacte	1	4,5	25,5	47,1	10,6	0,5	94,3

**Tableau 1.2 : Résumé des valeurs géomécaniques à l'échelle locale et la moyenne globale de l'UG 1.**

Forage	Nr. éch.	Prof. (m)	Litho	UG	$\gamma_n$	$\gamma_s$	$w_n$	n	$\sigma_c$	Et50	n	Is(50)	ICA	FR	DG	MB/VBF
kN/ m <sup>3</sup>	kN/ m <sup>3</sup>	%	%	MPa	Gpa	-	Mpa	g/hg								
S-OA-110	EP1	7,70-7,90	Pelite	1	24,4	25,0	1,4	8,8	-	-	-	0,2	-	-	-	21,4
S-OA-110	EP2	13,70-13,90	Pelite	1	25,4	25,5	1,9	5,3	-	-	-	0,1	-	-	-	22,7
S-OA-110	EP3	15,20-15,50	Pelite	1	25,7	25,8	1,0	3,8	6,3	1,2	0,02	0,1	-	-	-	-
S-OA-110	EP4	21,60-22,00	Pelite	1	25,8	25,9	1,9	4,8	-	-	-	0,6	0,5	-	-	-
S-OA-111	EP1	15,00-15,20	Marno Calcaire	1	26,8	26,8	0,5	1,5	-	-	-	0,8	-	-	-	11,7
S-OA-111	EP2	17,55-18,00	Marne	1	25,7	26,7	1,2	13,3	-	-	-	-	-	-	-	-
S-OA-111	EP3	23,10-23,50	Marno Calcaire	1	25,9	26,1	0,7	3,1	19,6	4,2	0,01	0,9	0,4	-	-	-
S-RE-75	EP3	19,75-20,00	Marne	1	26,0	26,2	0,4	3,5	43,7	14,5	0,05	-	0,3	-	-	-
S-RE-75	EP4	24,50-24,80	Marne	1	25,1	25,4	1,7	7,3	-	-	-	-	-	-	-	-
S-OA-112	EP1	8,65-9,00	Pelite	1	25,1	25,2	2,4	6,8	-	-	-	0,1	-	-	-	-
S-OA-112	EP2	11,00-11,28	Pelite	1	25,0	25,3	1,8	6,8	-	-	-	0,4	0,4	2,0	25,4	18,3
S-OA-112	EP3	17,55-18,00	Marno Calcaire	1	25,4	25,4	3,0	7,3	-	-	-	0,2	-	2,0	25,4	-
S-OA-112	EP4	22,50-23,00	Marno Calcaire	1	25,8	26,1	0,7	4,4	25,4	5,4	0,01	0,6	-	-	-	13,0
S-OA-113	EP1	20,50-21,00	Marne	1	25,3	25,3	2,1	6,2	-	-	-	0,1	0,3	-	-	-
<b>moyenne viaduc (UG 1)</b>		25,5	25,8	1,5	5,9	23,8	6,3	0,02	0,4	0,4	2,0	25,4	17,4			

**ANNEXE 2 :**  
**TABLEAUX DE CALCUL**

## ANNEXE 2 : TABLEAUX DE CALCUL

Tableau 2.1 : Valeur de A(l) selon les différents cas de charges

CAS	Travée 1 (50m)	Travée 2 (62,5m)	Travée 3 (62,5m)	Travée 4 (50m)	L (m)	A(l) (kN/m <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> 1 voie (kN/m <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> 2 voies (kN/m <sup>2</sup> )	A <sub>2</sub> 3 voies (kN/m <sup>2</sup> )
1					225	3,82	3.64	3.64	3.39
2					112,5	5,19	4.95	4.95	4.46
3					125	4,93	4.70	4.70	4.23
4					112,5	5,19	4.95	4.95	4.46
5					175	4,23	4.03	4.03	3.63
6					175	4,23	4.03	4.03	3.63
7					112,5	5,19	4.95	4.95	4.46
8					112,5	5,19	4.95	4.95	4.46
9					162,5	4,36	4.16	4.16	3.74
10					162,5	4,36	4.16	4.16	3.74
11					100	5,51	5.26	5.26	4.73
12					50	8,11	7.73	7.73	6.96
13					62,5	7,13	6.80	6.80	6.12
14					62,5	7,13	6.80	6.80	6.12
15					50	8,11	7.73	7.73	6.96

## ANNEXE 2 : TABLEAUX DE CALCUL

**Tableau 2.2 : Participation modale, Midas Civil**

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	71.15	71.15	0.04	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.34	0.34	0.00	0.00
2	0.04	71.19	59.14	59.18	0.00	0.00	17.04	17.05	0.00	0.34	13.65	13.65
3	0.01	71.20	3.47	62.65	0.00	0.00	0.50	17.55	0.00	0.34	41.85	55.49
4	0.00	71.20	0.00	62.65	0.00	0.01	0.00	17.55	0.02	0.35	0.00	55.49
5	0.00	71.20	3.14	65.79	0.00	0.01	0.00	17.55	0.00	0.35	8.19	63.68
6	0.00	71.20	0.00	65.79	1.60	1.61	2.74	20.29	0.00	0.36	0.00	63.69
7	6.35	77.54	0.01	65.79	0.00	1.61	0.00	20.29	0.00	0.36	0.01	63.70
8	0.01	77.55	6.34	72.14	0.00	1.61	0.07	20.36	0.00	0.36	0.00	63.70
9	0.00	77.55	0.00	72.14	0.13	1.74	2.56	22.92	53.97	54.33	0.00	63.70
10	0.00	77.55	0.00	72.14	51.35	53.09	0.18	23.10	0.04	54.37	0.00	63.70
11	0.00	77.55	1.32	73.45	0.01	53.10	0.00	23.10	0.01	54.38	4.73	68.43
12	0.00	77.55	0.00	73.46	0.11	53.21	2.31	25.41	0.00	54.39	0.00	68.43
13	0.00	77.55	0.00	73.46	0.04	53.25	0.05	25.46	0.47	54.86	0.00	68.43
14	0.00	77.55	0.00	73.46	0.07	53.32	0.01	25.47	0.24	55.09	0.00	68.43
15	0.00	77.55	0.00	73.46	0.02	53.34	0.01	25.48	0.69	55.79	0.00	68.44
16	5.39	82.94	0.07	73.53	0.00	53.34	0.01	25.49	0.02	55.81	0.03	68.47
17	0.01	82.95	0.70	74.23	0.00	53.34	0.03	25.52	0.37	56.18	0.79	69.26
18	0.06	83.01	4.69	78.92	0.00	53.34	0.95	26.48	0.03	56.21	4.76	74.02
19	0.00	83.01	0.01	78.92	0.01	53.35	0.08	26.56	1.36	57.57	0.01	74.03
20	0.00	83.01	0.00	78.92	0.07	53.42	0.00	26.56	0.05	57.62	0.00	74.03
21	0.00	83.01	0.00	78.92	0.01	53.43	0.09	26.65	0.00	57.62	0.00	74.03
22	0.00	83.01	0.00	78.93	0.01	53.43	0.03	26.68	0.01	57.63	0.00	74.03
23	0.00	83.01	0.00	78.93	0.00	53.44	0.00	26.68	0.18	57.82	0.00	74.04
24	0.00	83.01	0.00	78.93	0.69	54.13	0.01	26.69	0.00	57.82	0.00	74.04
25	0.00	83.01	0.00	78.93	0.00	54.13	0.00	26.69	0.00	57.82	0.00	74.04
26	0.00	83.01	0.00	78.93	0.05	54.17	0.00	26.69	0.12	57.94	0.00	74.04
27	0.00	83.01	0.00	78.93	0.02	54.19	0.00	26.69	0.01	57.95	0.00	74.04
28	0.00	83.01	0.00	78.93	0.24	54.43	0.00	26.70	0.35	58.30	0.00	74.04
29	0.00	83.01	0.00	78.93	0.07	54.51	0.02	26.72	0.03	58.34	0.00	74.04
30	0.00	83.01	0.00	78.93	0.03	54.54	0.00	26.72	0.00	58.34	0.00	74.04
31	0.00	83.01	0.00	78.93	0.07	54.60	0.00	26.72	0.00	58.34	0.00	74.04
32	0.00	83.01	0.00	78.93	0.00	54.61	0.00	26.72	0.03	58.36	0.00	74.04
33	0.00	83.01	0.00	78.93	0.00	54.61	0.00	26.72	0.01	58.37	0.00	74.04
34	0.00	83.01	0.00	78.93	0.01	54.62	0.00	26.72	0.02	58.40	0.00	74.04
35	0.00	83.01	0.00	78.93	0.04	54.65	0.00	26.72	0.02	58.42	0.00	74.04
36	0.00	83.01	0.00	78.93	0.01	54.66	0.00	26.72	0.02	58.44	0.00	74.04
37	0.00	83.01	0.00	78.93	0.00	54.66	0.00	26.72	0.00	58.44	0.00	74.04
38	0.00	83.01	0.00	78.93	0.00	54.66	0.00	26.72	0.00	58.44	0.00	74.04
39	0.00	83.01	0.00	78.93	0.29	54.94	0.29	27.01	0.38	58.82	0.00	74.04
40	0.00	83.01	0.00	78.93	0.00	54.94	0.11	27.11	2.62	61.44	0.00	74.04

## ANNEXE 2 : TABLEAUX DE CALCUL

**Tableau 2.2 : Caractéristiques propre de la structure (période, fréquence), Midas Civil**

Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	1.027117	0.163471	6.117305	0.0000e+00
2	2.336919	0.371932	2.688662	0.0000e+00
3	4.428784	0.704863	1.418716	0.0000e+00
4	10.102386	1.607845	0.621951	0.0000e+00
5	11.522086	1.833797	0.545317	0.0000e+00
6	13.060197	2.078595	0.481094	0.0000e+00
7	15.648835	2.490589	0.401511	0.0000e+00
8	16.236372	2.584099	0.386982	0.0000e+00
9	16.595029	2.641181	0.378619	0.0000e+00
10	17.592039	2.799860	0.357161	0.0000e+00
11	22.942160	3.651358	0.273871	0.0000e+00
12	26.509308	4.219087	0.237018	0.0000e+00
13	28.007624	4.457552	0.224338	0.0000e+00
14	28.389064	4.518260	0.221324	0.0000e+00
15	28.562851	4.545919	0.219978	0.0000e+00
16	28.932823	4.604802	0.217165	0.0000e+00
17	29.296421	4.662670	0.214469	0.0000e+00
18	29.374892	4.675159	0.213896	0.0000e+00
19	29.557891	4.704284	0.212572	0.0000e+00
20	30.476093	4.850421	0.206168	0.0000e+00
21	30.528184	4.858711	0.205816	0.0000e+00
22	30.812305	4.903931	0.203918	0.0000e+00
23	30.995319	4.933058	0.202714	0.0000e+00
24	31.048336	4.941496	0.202368	0.0000e+00
25	31.072046	4.945270	0.202213	0.0000e+00
26	31.169606	4.960797	0.201581	0.0000e+00
27	31.198394	4.965379	0.201395	0.0000e+00
28	31.212855	4.967680	0.201301	0.0000e+00
29	31.247432	4.973183	0.201078	0.0000e+00
30	31.248668	4.973380	0.201071	0.0000e+00
31	31.266020	4.976142	0.200959	0.0000e+00
32	31.278782	4.978173	0.200877	0.0000e+00
33	31.289180	4.979828	0.200810	0.0000e+00
34	31.297290	4.981118	0.200758	0.0000e+00
35	31.303122	4.982047	0.200721	0.0000e+00
36	31.305382	4.982406	0.200706	0.0000e+00
37	31.308056	4.982832	0.200689	0.0000e+00
38	31.309511	4.983063	0.200680	0.0000e+00
39	31.444215	5.004502	0.199820	0.0000e+00
40	35.672032	5.677380	0.176138	0.0000e+00

**ANNEXE 3 :**  
**DIAGRAMMES DES EFFORTS**  
**INTERNES**

## ANNEXE 3 : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

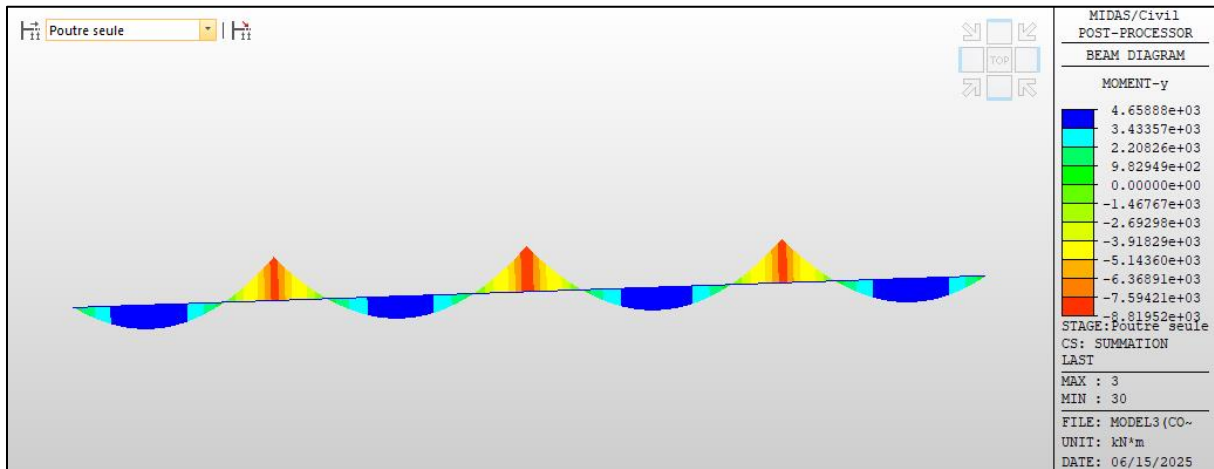


Figure 3.1 : Diagramme de moment sous poids propre du caisson métallique seul

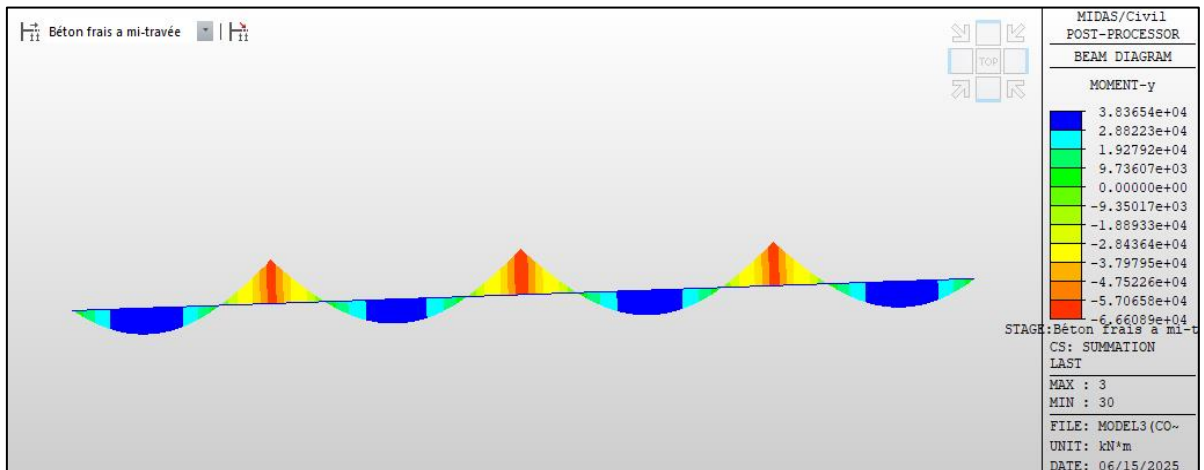


Figure 3.2 : Diagramme de moment sous charge du béton frais à mi-travée

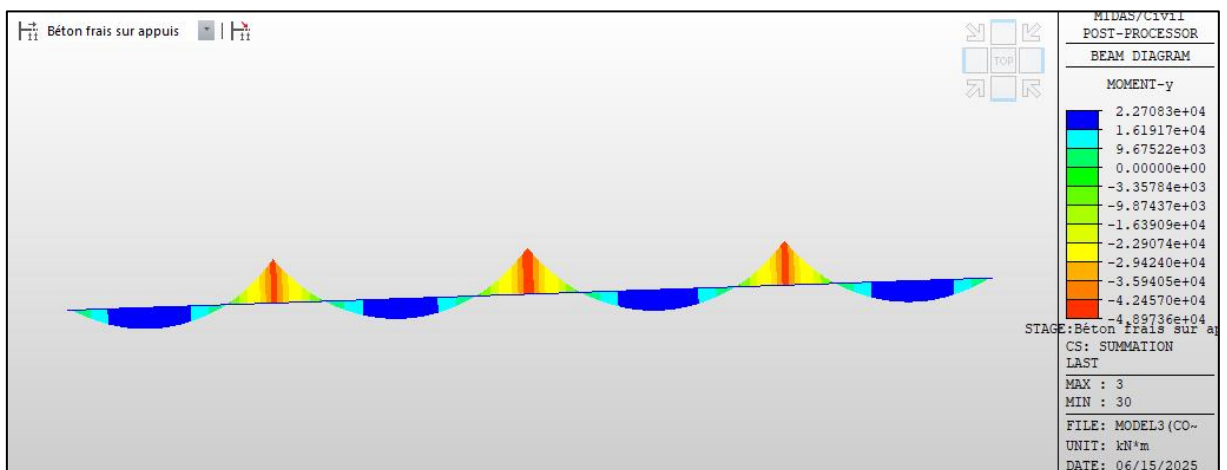


Figure 3.3 : Diagramme de moment sous charge du béton frais sur appuis

## ANNEXE 3 : DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

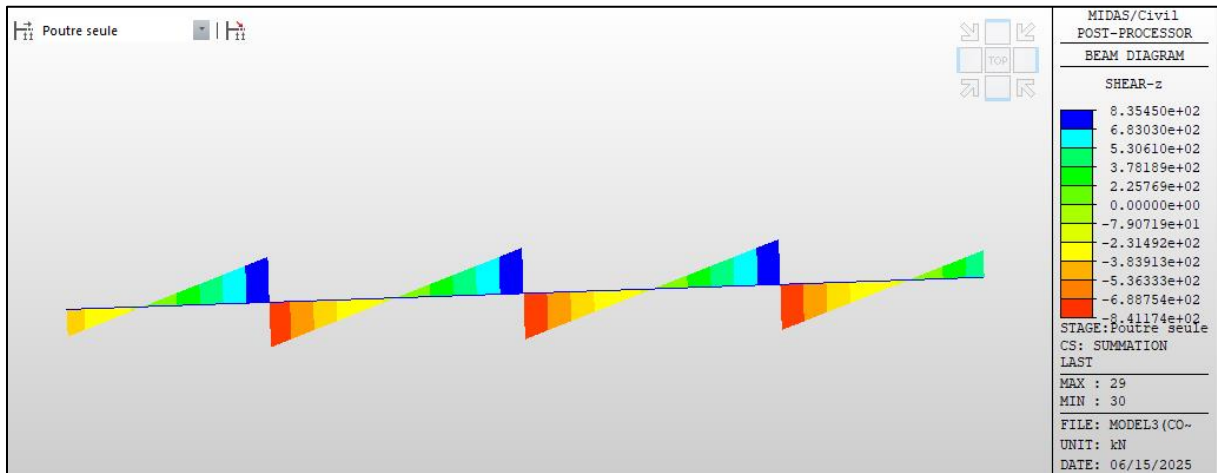


Figure 3.4 : Diagramme de l'effort tranchant sous poids propre du caisson métallique seul

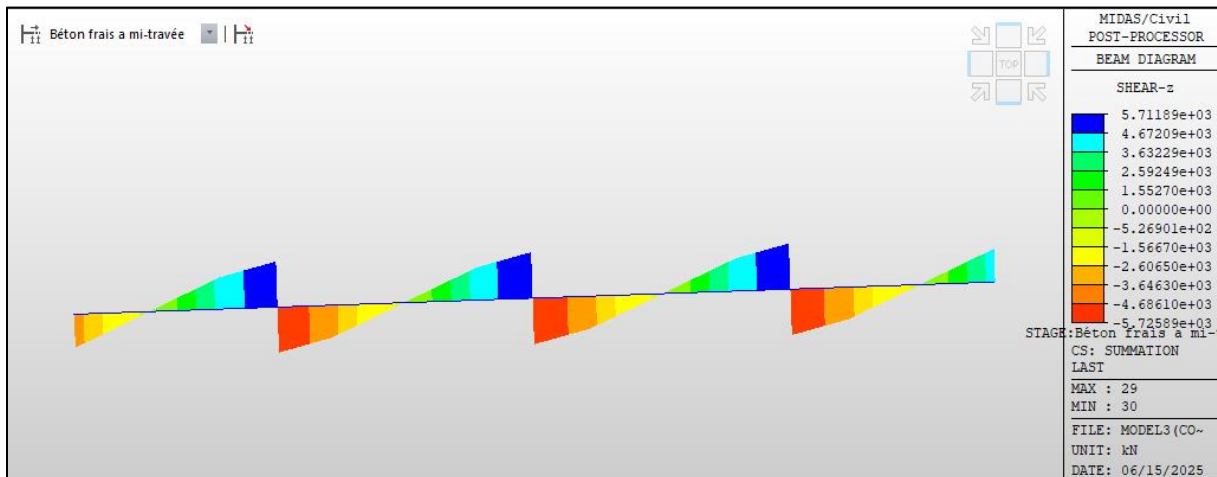


Figure 3.3 : Diagramme de l'effort tranchant sous charge du béton frais à mi-travée

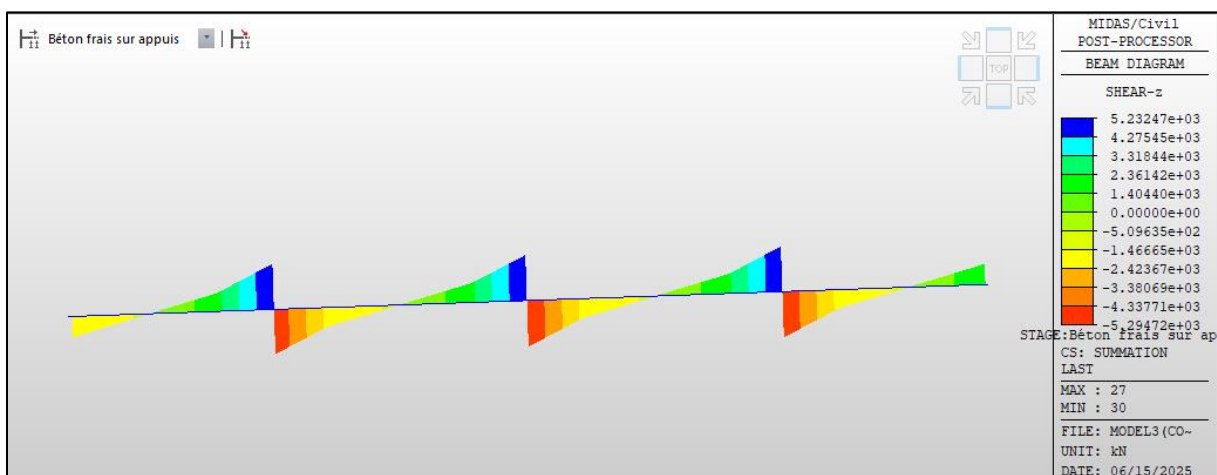


Figure 3.3 : Diagramme de l'effort tranchant sous charge du béton frais sur appuis

**ANNEXE 4 :**  
**RESULTATS DE FERRAILLAGE**

# Calcul de Ferrailage de la Semelle (ROBOT EXPERT)

## Calcul de Section en Flexion Simple

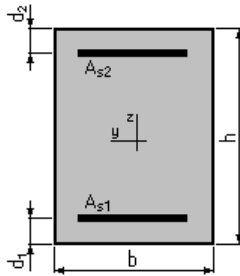
### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30,0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500,0$  (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

### 2. Section:



$b = 100,0$  (cm)

$h = 300,0$  (cm)

$d_1 = 5,0$  (cm)

$d_2 = 5,0$  (cm)

### 3. Moments appliqués:

	$M_{max}$ (kN*m)	$M_{min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	3054,10	0,00
Etat Limite de Service	2266,10	0,00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	0,00	0,00

### 4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique  $A_{s1} = 32,5$  (cm<sup>2</sup>)

Section théorique  $A_{s2} = 0,0$  (cm<sup>2</sup>)

Section minimum  $A_{s\min} = 29,5$  (cm<sup>2</sup>)

théorique  $\rho = 0,11$  (%)

minimum  $\rho_{\min} = 0,10$  (%)

### Analyse par Cas:

**Cas ELU  $M_{\max} = 3054,10$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,35 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 10,4$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 290,8$  (cm)

Déformation du béton:  $\varepsilon_b = 0,37$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\varepsilon_s = 10,00$  (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 434,8$  (MPa)

**Cas ELS  $M_{\max} = 2266,10$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0,00$  (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre:  $y = 49,0$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 278,7$  (cm)

Contrainte maxi du béton:  $\sigma_b = 1,5$  (MPa)

Contrainte limite:  $0,6 f_{cj} = 18,0$  (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue:  $\sigma_s = 20,6$  (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\lim} = 250,0$  (MPa)