

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد- تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Travaux Publics

Spécialité : Voies Et Ouvrages d'Art

Par : M. DJELILI Abderrahim et M. HOSNI Aissam

Sujet

**Impact de la surcharge pondérale provenant de la surépaisseur du hourdis
de tablier du viaduc V8.7**

Projet de la pénétrante de Ghazaouet - Tlemcen

Soutenu en juin 2023 devant le jury composé de

M. ABOUBEKR Nabil	Professeur Université de Tlemcen	Président
Mme. BENADLA Zahira	Professeur Université de Tlemcen	Examinatrice
M. CHEKROUN Lokmane El-Hakim	Ingénieur OA Egis international	Encadrant
M. BOUMECHRA Nadir	Professeur Université de Tlemcen	Co-Encadrant

Année universitaire : 2022 - 2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

En premier et en dernier, avant tout et après tout, dans le bonheur et dans le malheur, merci à Allah le tout puissant pour toutes ses grâces et ses faveurs, pour nous avoir donné le courage et la force d'accomplir ce modeste travail.

Nous tenons à remercier nos encadrants :

***M. Lokmane El-Hakim CHEKROUN** Votre accompagnement a été précieux et nous avons beaucoup appris grâce à vous. Vous nous avez permis de découvrir de nouvelles perspectives et de progresser dans notre travail. Nous sommes profondément reconnaissants de tout ce que vous avez fait pour nous.*

*Professeur **Nadir BOUMECHRA** pour votre aide et votre encadrement durant toute la période de préparation de ce mémoire et aussi d'avoir enrichi nos connaissances et de nous avoir guidé durant toute notre formation à la faculté.*

Notre gratitude va également aux membres du jury de bien vouloir consacrer un peu de leurs temps pour apprécier ce travail :

*Professeur **Nabil ABOUBEKR** Nous sommes très honorés de vous avoir comme Président de jury. Vos compétences professionnelles incontestables, vous valent le respect de tous.*

*Professeur **Zahira BENADLA** Nous vous remercions d'avoir accepté aimablement de juger ce mémoire et de l'enrichir par vos propositions et remarques, soyez assuré de notre estime et de notre admiration.*

*A **M. Fouzi OUDJEDI**, Ingénieur Expert du bureau d'études SEROR, Nous tenions également à vous remercier pour votre disponibilité et votre écoute attentive tout au long de notre collaboration. Votre bienveillance nous a beaucoup touché et nous a permis de nous sentir soutenus et encouragés.*

*A **M. Christian MILLERIOUX**, l'Expert d'egis international du BCS, Nous vous remercions d'avoir partagé votre expertise qui nous a beaucoup aidé.*

*A notre ingénieur **M. Messaoud BOUZIANE**, on vous remercie pour votre aide et votre soutien inconditionnel et pour votre temps et disponibilité.*

*A notre ingénieur **M. Nasrallah BEKHTI**, merci pour votre aide et vos encouragements tout le long de cette période de ce travail.*

*A Messieurs : **Noureddine CHAFAI**, **Mustapha SEKAK**, **Amri HADJADJI**, **Mohammed BEKHTI**, et à toute l'équipe du projet de la pénétrante de Ghazaouet, d'avoir partagé ses connaissances dans ce domaine.*

Dédicace

Mes chers parents, ils tiennent une grande place dans mon cœur, ce travail humble est le résultat de votre sacrifice inestimable, de votre dévouement, de votre travail acharné Vous m'avez apporté conseils et confiance tout au long de mon parcours. Les mots ne peuvent exprimer mon amour, ma gratitude et mon respect pour vous te porter.

*C'est un moment de plaisir de dédier ce travail à **mes chers frères**, ainsi à ma famille **Hosni et Dinedane et Driss** que je n'oublierai jamais ses encouragements et ses conseils aussi Merci d'être toujours à mes côtés que dieu vous accorde succès, santé et pleins de bonheur.*

*A **M. Lokmane El-Hakim CHEKROUN** grâce à vous j'ai eu l'occasion d'acquérir de nouvelles compétences et d'améliorer mes expériences sur le terrain. Tu m'inspires à rester dans ce domaine, Vous m'avez témoigné le plus grand respect. Il m'accueille toujours avec beaucoup de gentillesse Je vous serai toujours reconnaissant.*

*A mon cher ingénieur **M. Messaoud BOUZIANE** je vous remercie pour votre professionnalisme, votre aide et d'avoir partagé avec moi vos connaissances qui ont contribué à alimenter notre travail.*

*Particulièrement à mon binôme **Abderrahim DJELILI**, pour le soutien moral, La patience et sa compréhension tout au long de ce projet je vous souhaite une bonne continuation et plein de succès dans votre parcours professionnel.*

*A tous mes amis de promotion de 2^{eme} année Master **VOA 2023***

*À mes chers amis et tout personne qui occupe une place dans mon cœur :
Lahcen, Youcef, Yasser, sidi Mohammed, Bedraddine, Bilel, Amine, Ayoub, Walid.*

*À mes collègues de Master 1 : **Anes, Amine, Khaled, Sara, Fatima , Imene, Rania, Maouahib, Alia.***

À mes encadrants et à tous les enseignants du département de Génie civil.

Aissam

Dédicace

*A la plus belle perle au monde, **ma mère.***

*A celui qui m'a aidé à devenir ce que je suis, **mon père.***

*A mes chers frères et chères sœurs, à ma nièce **Wissal** et mon neveu **Rayane.***

A toute ma famille.

*A mon binôme **Aissam Hosni** je tiens à te remercier pour ta patience ,
ta compréhension, et surtout pour ta motivation,*

Je te souhaite que la meilleure et que dieu te protège incha-allah.

A ma promo de Master 2 VOA.

*A mes chers amis, **Imad, Mohammed, Housseem, Islam, et Ihab, Amine, Selma,
Touria.***

*A mes collègues de Master 1 VOA : **Anes, Amine, Rania, Imene, Sara, Lalia,
Maouahib.***

A mes encadrants et à tous les enseignants du département de Génie civil.

A toutes personnes qui me soutiennent de loin ou de près.

Abderrahim

Résumé

Le travail présenté consiste à faire une étude de l'impact d'une surcharge pondérale provenant d'une surépaisseur du hourdis de tablier d'un viaduc à poutres en béton précontraint par post tension de onze travées isostatiques. L'ouvrage concerné est un pont situé au niveau du sud de Ghazaouet de wilaya de Tlemcen.

L'étude des éléments constituant le tablier de cet ouvrage a été faite manuellement, puis une simulation avec un modèle numérique en éléments finis élaboré par le logiciel de calcul ROBOT 2020.

L'étude effectuée consiste à vérifier la conformité de l'ouvrage réalisé avec les exigences réglementaires.

Les résultats obtenus sont comparés par la suite avec les notes des calculs de BET.

Mots clés : impact, surcharge, tablier, logiciel Robot, éléments finis, contraintes, pertes de précontrainte, rupture, cisaillement.

Abstract

The work presented in this dissertation consists of studying the impact of overweight leading to an increase in the thickness of the slab deck of an eleven-span prestressed concrete beam viaduct by post-tensioning. The structure in question is a bridge located in the southern part of Ghazaouet, Tlemcen province.

The study of the components of the deck of this structure was initially carried out manually, followed by a simulation using a finite element numerical model developed by the ROBOT 2020 calculation software.

The study conducted aims to verify the compliance of the constructed structure with regulatory requirements.

The obtained results are subsequently compared with the calculations provided by the engineering firm (BET).

Keywords: impact, overweight, deck, ROBOT software, finite element, prestressed, losses, failure, shear.

ملخص

العمل المقدم في هذه المذكرة يتمثل في دراسة تأثير وزن زائد وارد من سمك زائد في بلاطة جسر ذو عوارض من الخرسانة مسبقة الاجهاد ويتكون من 11 رافده محددة سكونيا المنشئ المعني هو جسر يقع على مستوى جنوب الغزوات في ولاية تلمسان.

دراسة العناصر المكونة لسطح الجسر تم عملها يدويا بعد ذلك قمنا بمحاكاة باستخدام نموذج رقمي بأجزاء محددة تم اعداده عبر البرنامج حسابي.ROBOT

الدراسة المنجزة تتمثل في تأكيد توافق المنشئ المنجز مع المتطلبات التنظيمية.

النتائج المتحصل عليها تم مقارنتها مع تقارير الحساب الخاصة بمكتب الدراسات.

كلمات مفتاحية: تأثير، زيادة سطح البرنامج الحسابي ROBOT. أجزاء محددة اجهاد ضياع كسر
قص.

Table des matières :

Résumé	I
Abstract	II
ملخص.....	III
Table des matières :.....	IV
Liste des figures :.....	IX
Liste des tableaux :	XI
Liste des symboles acronymes et abréviations.....	XIII
Introduction Générale.....	1
CHAPITRE 1 :Généralités	2
1 Introduction :.....	3
2 Historique :.....	3
3 Définition d'un pont :.....	6
3.1 Ponceau ou dalot :.....	6
3.2 Viaduc :.....	7
3.3 Passerelle :.....	7
4 Terminologie d'un pont :.....	8
4.1 Tablier :.....	8
4.2 Fondation :.....	8
4.3 Appuis :.....	8
4.4 Culées :.....	8
4.5 Pile :.....	8
4.6 Travée :.....	8
4.7 Portée :.....	8
4.8 Un appareil d'appui :.....	9
5 Typologie des ponts :	9
5.1 Les ponts en arc :.....	9
5.2 Pont a poutres :.....	9
5.3 Pont en voute :.....	11
5.4 Pont suspendu :.....	11
5.5 Pont à haubans :.....	12
5.6 Pont en treillis :.....	12
6 Classification des ponts :.....	13

6.1	Classification selon le procédé de construction :.....	13
6.1.1	Ponts construits sur échafaudages au sol :	13
6.1.2	Ponts à poutres préfabriqués :	14
6.1.3	Ponts poussés :	14
6.1.4	Ponts construits par encorbellement successifs :.....	15
6.2	Classification selon le matériau de construction :	15
6.2.1	Ponts en béton :	15
6.2.2	Ponts en acier :	15
6.2.3	Ponts en bois :	15
6.2.4	Ponts en pierre :.....	16
6.2.5	Ponts en béton préfabriqués :	16
6.2.6	Ponts mixtes :	16
6.3	Classification selon l'utilisation :.....	17
6.3.1	Ponts routiers :.....	17
6.3.2	Ponts ferroviaires :	17
6.3.3	Ponts piétonniers :.....	17
6.3.4	Ponts pour les bateaux :.....	18
6.4	Classification selon la nature :.....	18
6.4.1	Pont flottant :.....	18
6.4.2	Ponts mobiles :	19
6.4.3	Ponts provisoires :	19
7	Choix de type :	19
7.1	La portée :.....	19
7.2	Le type de charge :.....	20
7.3	Les conditions géologiques et environnementales :	20
7.4	L'esthétique et les contraintes architecturales :.....	20
7.5	Le coût :	20
8	Pathologies des ponts :	21
8.1	Définition :.....	21
8.2	Méthodologie d'auscultation :	21
9	Conclusion :.....	22
CHAPITRE 2 : Présentation du cas d'étude Viaduc V8.7 Ghazaouet.....		23
1	Introduction :.....	24
2	Présentation de la pénétrante de Ghazaouet-Tlemcen :	24
3	Présentation du viaduc V8.7 de la pénétrante de Ghazaouet :	25

3.1.	Localisation de l'ouvrage :	26
4	Les données relatives au projet :	27
4.1	Données naturelles :	27
4.1.1	Topographie et géologie :	27
4.1.2	Données géotechniques :	27
4.1.3	Sismicité :	29
4.2	Les données fonctionnelles d'infrastructure et de superstructure :	29
4.2.1	Normes d'études :	29
4.2.2	Contraintes générales de conception :	30
4.2.3	Caractéristiques mécaniques des matériaux :	30
4.2.4	Trace en plan :	31
4.2.5	Profil long :	31
4.2.1.	Profil en travers :	31
4.2.2.	Répartition des travées :	33
4.2.6	Les chevêtres :	33
4.2.7	Piles :	34
4.2.8	Culées :	35
4.2.3.	Poutre précontrainte :	36
4.2.4.	Pieux :	37
5	Adaptation de l'épaisseur du hourdis de tablier du viaduc V8.7 par rapport à la cote projet :	37
6	Conclusion :	39
CHAPITRE 3 : Etude du tablier de l'ouvrage V8.7 Ghazaouet		40
1	Introduction :	41
2	Les avantages de pont à poutres	41
3	Les inconvénients de pont à poutre	41
4	Analyse critique des choix	41
5	Prédimensionnement de tablier	42
5.1	Nombre des voies	42
5.2	Largeurs de voies	42
5.3	Longueur de travées	42
5.4	Les éléments de tablier	43
5.4.1	La poutre	43
5.4.2	Entretoisement des abouts	45
5.4.3	Epaisseur du hourdis	45

6	Calcul des charges permanentes et surcharges.....	46
6.1	Charges permanentes	46
6.1.1	Les poutres	46
6.1.2	Les entretoises	46
6.1.3	Hourdis	46
6.1.4	Corniches.....	46
6.1.5	Longrine	46
6.1.6	Etanchéité	47
6.1.7	Revêtement.....	47
6.1.8	Dispositifs de retenues	47
6.2	Tableaux récapitulatif des charges permanentes sur le tablier	47
7	Les Surcharges	48
7.1	Charges à considérer.....	48
7.2	Largeur chargeable	48
7.3	Classe de pont.....	48
7.4	Coefficient de majorations dynamiques	48
7.5	Les systèmes des charges mobiles.....	49
7.5.1	Système de charges A	49
7.5.2	Système de charges B.....	50
7.5.3	Charges militaires.....	52
7.5.4	Charges exceptionnelles	53
7.5.5	Autres charges	55
7.6	Tableau récapitulatif des surcharges :.....	57
7.7	Combinaisons de charge.....	57
8	Conclusion.....	59
	CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale provenant de la surépaisseur du	
	hourdis de tablier	60
1	Introduction	61
2	Modélisation du tablier du viaduc V8.7 à Ghazaouet	61
2.1	Description générale du logiciel	61
2.2	Les étapes de modélisation	62
2.3	Définition de modèle	62
3	Validation des résultats	63
4	Les efforts internes obtenus.....	64
4.1	Moments fléchissant	64

4.2	Effort tranchant.....	68
4.3	Récapitulation des résultats	72
5	Etude de la précontrainte.....	73
5.1	Caractéristiques géométriques des sections.....	74
5.2	Calcul des pertes :.....	75
5.2.1	Pertes instantanées.....	75
5.2.2	Pertes différées	79
5.2.3	Récapitulation des pertes totales	83
6	Vérification des contraintes.....	83
6.1	Vérification des contraintes normales	83
6.2	Récapitulation et vérification des contraintes normales	92
7	Vérification à la rupture	92
7.1	Sécurité à la rupture en flexion.....	93
7.1.1	Sécurité par rapport au béton	93
7.1.2	Sécurité Par rapport aux aciers.....	94
7.1.3	Conclusion :.....	94
7.2	Sécurité à la rupture par l'effort tranchant.....	94
8	Conclusion.....	94
9	Synthèse et commentaires des résultats	95
10	Validation de l'Expert du Bureau de contrôle et suivi Egis International « Effet d'une surcharge uniforme » V8.7 SEROR Ghazaouet:.....	97
10.1	Vérifications à l'état limite de service l'ELS :	97
10.2	Vérifications à l'état limite ultime ELU :	98
	Conclusion générale	100
	Bibliographie.....	102
	ANNEXES.....	104

Liste des figures :

CHAPITRE 1 : Généralités

Figure 1- 1: Pont en bois, l'inde	3
Figure 1- 2 :Pont en pierre à Ascain, France	4
Figure 1- 3: Pont de Gustave Eiffel à Tlemcen, Algérie	4
Figure 1- 4: Pont suspendu de la menai, Royaume-Uni.....	5
Figure 1- 5: Pont transbordeur de Marseille, France.....	5
Figure 1- 6: Un dalot à Thurins, France	6
Figure 1- 7: Le viaduc de Millau à Creissels, France.....	7
Figure 1- 8: La plus longue passerelle au monde, Tchéquie	7
Figure 1- 9: Les composantes d'un pont	8
Figure 1- 10:Appareil d'appui sous le pont de Fleurimont, France	9
Figure 1- 11: Le new river gorge bridge, États-Unis	9
Figure 1- 12: Pont Adolphe, Luxembourg	11
Figure 1- 13 The golden Gate, États-Unis.....	11
Figure 1- 14: Pont de barrage Beni Haroun, Algérie	12
Figure 1- 15: Le pont de Québec, Canada.....	12
Figure 1- 16: Un pont tournant à Genève, Suisse	13
Figure 1- 17: Pont dalle coulé sur échafaudage au sol, Tunisie.	13
Figure 1- 18: Mise en place des poutres préfabriquées, Chine	14
Figure 1- 19: Lancement des poutres à Santa Catarina, Brésil	14
Figure 1- 20: Poussage des poutres de pont d'ansacate, Argentine	15
Figure 1- 21: Viaduc de la Barricade, France	15
Figure 1- 22: Pont de la Maine, France	16
Figure 1- 23: Pont de Zhuhai-macao, Hong Kong	17
Figure 1- 24: Pont de Forth, Royaume-Uni.....	17
Figure 1- 25: Le plus grand pont piétonnier au monde, Portugal.....	18
Figure 1- 26: Pont de canal de Cacor, France	18
Figure 1- 27: Organigramme de méthodologie d'auscultation	22

CHAPITRE 2 : Présentation du cas d'étude Viaduc V8.7 Ghazaouet

Figure 2-1 : Synoptique du projet de la pénétrante autoroutière de Ghazaouet.....	25
Figure 2-2 : Vue latérale du viaduc V8.7 de la pénétrante de Ghazaouet Tlemcen.....	26
Figure 2-3 : Plan de situation du viaduc étudié V8.7	26
Figure 2-4 : La géomorphologie du PK8	27
Figure 2-5 : Plan d'implantation des sondages (carottés et pressiométriques)	28
Figure 2-6 : Photos des carottes extraites.....	28
Figure 2- 7: Tracé en plan du viaduc V8.7 à Ghazaouet.....	31
Figure 2- 8: Profil en long du viaduc V8.7 a Ghazaouet.....	31
Figure 2- 9: Profil en travers du viaduc V8.7.....	32
Figure 2- 10: Plan général type du viaduc V8.7.....	33
Figure 2-11 : Plan détaillant la géométrie et une photo du chevêtre de l'appui ..	33
Figure 2- 12 : Coupe transversale et une photo de pile creuse	34
Figure 2- 13 : Coupe transversale et une photo de pile pleine	34
Figure 2- 14: Réalisation de la culée C 12 du viaduc V8.7.....	35
Figure 2- 15: Coupe longitudinale montrant la disposition des câbles de précontrainte	36
Figure 2- 16 : Vue sur la mise en tension des câbles précontraints.....	36
Figure 2- 17: Disposition des pieux de l'appui P7	37
Figure 2-18 : Extrait de répartition des épaisseurs du hourdis de tablier (H max=35cm)	39

CHAPITRE 3 : Etude du tablier de l'ouvrage V8.7 Ghazaouet

Figure 3- 1: Coupe transversale du viaduc étudié V8.7	42
Figure 3- 2:L'espacement des poutres	43
Figure 3- 3: Table de compression	44
Figure 3- 4 :Gousset de jonction âme-table de compression	44
Figure 3-5 : Forme de talon.....	45
Figure 3-6 : Coupe d'entretoise et amorces	45
Figure 3-7 : Dimensions de poutre mi-travée et en voisinage des appuis.....	46
Figure 3- 8: Largeur roulable et largeur chargeable.....	48
Figure 3- 9: Système Bc	50
Figure 3- 10: Système Bt.....	51
Figure 3- 11: Système Br	52
Figure 3- 12: Convoi Mc120.....	53
Figure 3- 13: Convoi D280	54
Figure 3- 14: Convoi D240	54
Figure 3- 15 :Convoi E400.....	55
Figure 3- 16: Convoi E360.....	55

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale provenant de la surépaisseur du hourdis de tablier

Figure 4- 1: Page initiale de logiciel	61
Figure 4- 2: Représentation du modèle numérique sous le logiciel Robot	62
Figure 4- 3: Représentation des diagrammes de moment fléchissant(ROBOT).....	64
Figure 4- 4: Diagramme d'effort tranchant(ROBOT)	68
Figure 4- 5:Domaine de résistance à l'ELU de poutre V8.7.....	98

Liste des tableaux :

CHAPITRE 1 : Généralités

Tableau 1-1 : Les différents types de pont à poutres	10
Tableau 1-2 : Ponts à une seule travée	19
Tableau 1-3 : Ponts à plusieurs travées	20

CHAPITRE 2 : Présentation du cas d'étude Viaduc V8.7 Ghazaouet

Tableau 2- 1: Le rôle des différents intervenants du projet.....	25
Tableau 2- 2 : Valeurs recapitulant le coefficient d'acceleration "RPOA2008"	29
Tableau 2- 3: Les différentes classes de béton utilisé	30
Tableau 2- 4: Les piles de viaduc V8.7	35
Tableau 2- 5: Les culées pleines de viaduc V8.7	36
Tableau 2- 6: Récapitulatif des écarts altimétriques du hourdis de tablier	37

CHAPITRE 3 : Etude du tablier de l'ouvrage V8.7 Ghazaouet

Tableau 3- 1: Analyse des choix	41
Tableau 3- 2: Tableau récapitulatif des charges permanentes sur le tablier.....	47
Tableau 3- 3: Classe de pont en fonction de largeur roulable	48
Tableau 3- 4: Les valeurs des coefficients dynamiques	49
Tableau 3- 5: Coefficients a_1	49
Tableau 3- 6: Valeurs de v_0	50
Tableau 3- 7: Les coefficients « bc »	51
Tableau 3- 8: Valeurs de b_t	52
Tableau 3- 9: Gradient thermique	56
Tableau 3- 10: Tableau récapitulative des surcharges	57
Tableau 3- 11: Les coefficients de pondération	57
Tableau 3- 12: Les coefficients multiplicateurs des actions dues au trafic	58
Tableau 3- 13: Listing des combinaisons d'action utilisées	58

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale provenant de la surépaisseur du hourdis de tablier

Tableau 4- 1: Confrontation des résultats trouvés avec ceux de SERROR.....	63
Tableau 4- 2: Moment fléchissant sous les différentes charges (22 & 35cm) (ROBOT)	65
Tableau 4- 3: Moment fléchissant sous les différentes combinaisons à l'ELS(ROBOT).....	66
Tableau 4- 4: Moment fléchissant à l'ELU (22 & 35cm) (ROBOT).....	67
Tableau 4- 5: Effort tranchant sous les différentes charges (22 & 35cm) (ROBOT)	69
Tableau 4- 6: Effort tranchant à l'ELS selon l'épaisseur du hourdis (22 & 35cm) (ROBOT). 70	
Tableau 4- 7: Effort tranchant à l'ELU (22 cm & 35 cm) (ROBOT)	71
Tableau 4- 8: Récapitulatif des efforts maximaux à l'ELS.....	72
Tableau 4- 9: Les caractéristiques géométriques des sections nettes.....	74
Tableau 4- 10: Les caractéristiques géométriques des sections homogènes.....	75
Tableau 4- 11: Différentes valeurs de α en rad	76
Tableau 4- 12: Position du câble (m)	76
Tableau 4- 13: Les valeurs des pertes par frottement à différentes sections	76
Tableau 4- 14: Description des câbles.....	76
Tableau 4- 15: Pertes dues au recul d'ancrage pour chaque câble.....	77
Tableau 4- 16: Pertes dues au recul d'ancrage pour chaque câble aux différentes sections	77

Tableau 4- 17: Pertes dues au recul d’ancrage pour chaque famille de câble aux différentes sections	77
Tableau 4- 18: Pertes dues à la mise en tension des deux câbles d’about.....	78
Tableau 4- 19: Pertes dues à la mise en tension des deux câbles de l’extrados	78
Tableau 4- 20: Récapitulatif des pertes instantanées.....	79
Tableau 4- 21: Les pertes dues au retrait pour la 1ère famille à 7jours	79
Tableau 4- 22: Les pertes dues au retrait pour la 1ère famille à 28jours.	80
Tableau 4- 23: Les pertes dues au retrait pour la 2ème famille.	80
Tableau 4- 24: Pertes dues au fluage de l’about.....	81
Tableau 4- 25: Pertes dues au fluage de l’extrados.	81
Tableau 4- 26: Pertes des câbles à la relaxation (câbles d’about)	81
Tableau 4- 27: Pertes dues à la relaxation (câble d’extrados).....	82
Tableau 4- 28: Récapitulatif des pertes différées.	82
Tableau 4- 29: Tableau récapitulatif des pertes totales	83
Tableau 4- 30: Différentes phases de vérification.....	83
Tableau 4- 31: Les valeurs de fcj et ftj et aux différents âges du béton (27)	84
Tableau 4- 32: Justification des contraintes à L’ELS (27).....	84
Tableau 4- 33 : Les valeurs des contraintes sup et inférieures dans différentes sections pour la première famille à 7 jours.....	85
Tableau 4- 34 :Les valeurs des contraintes sup et inférieure dans différentes sections pour la 1ère famille à 28 jours.	86
Tableau 4- 35: Valeurs des contraintes sup et inférieure dans différentes sections à 30 jours	87
Tableau 4- 36:Les valeurs des contraintes sup et inférieure dans différentes sections à 56 jours	87
Tableau 4- 37: Les valeurs des contraintes sup et inférieure dans différentes sections à 60jours	89
Tableau 4- 38: Valeurs des contraintes sup et inférieure dans différentes sections en service à vide	90
Tableau 4- 39:Les valeurs des contraintes sup et inférieure dans différentes sections en service à charge	91
Tableau 4- 40: Récapitulation et validation des contraintes sur les différentes phases à mi-travée	92
Tableau 4- 41:Recapitulatif des contraintes normales en fibres inférieures	97
Tableau 4- 42:Les sollicitations Mu et Nu sans et avec la surcharge.....	98
Tableau 4- 43:Détail des contraintes issues des vérifications de l’Expert OA	99
Tableau 4- 44: Les contraintes admissibles de béton	99

Liste des symboles acronymes et abréviations

Liste des symboles

K_v : le coefficient sismique vertical

K_h : le coefficient sismique horizontal

K_g : kilogramme

F_e : la limite d'élasticité

Z(Théo) : Altitude théorique

Z (obs) : Altitude observé

L_t : largeur totale

L_r : largeur roulable

N_p : nombre de poutres

L_a : entraxe entre les deux poutres d'extrémité

E : entraxe entre les poutres

δ : le coefficient de majoration dynamique

QF : effet de freinage

ΔT : Variation linéaire de température

B_n : section nette

n : nombre de câbles.

B_g : section de gaine

B_h : section homogène

n_h : coefficient d'homogénéité

A_p : section de câble

α : L'angle de relevage de relevage du câble

l : longueur de câble.

f : coefficient de frottement du câble.

φ : perte relative de tension par mètre

σ_{p0} : contrainte de tension à l'ancrage

g : l'intensité du recul d'ancrage

X : pertes dues au recul de l'ancrage

σ'_{bj} : contrainte parabole du béton.

E_a : module d'élasticité de l'acier

E_i : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

B_t : Section de la poutre + hourdis
 I_t : Inertie de la poutre hourdis.
 M_a : moment du hourdis.
 e : excentricité
 p : le périmètre de la section.
 ϵ_r : le retrait total du béton.
 σ_b : la contrainte finale du béton.
 σ_m : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte
 K_{fl} : coefficient de fluage
 σ_{sup} : contrainte normale aux fibres supérieurs
 σ_{inf} : contrainte normale aux fibres inférieurs
 σ_{bt} : contrainte admissible de traction
 σ_{bc} : contrainte admissible de compression
 V_{ru} : effort tranchant réduit
 S : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section située
 b_n : épaisseur nette de l'âme.
 I_n : moment d'inertie nette.
 τ_u : contrainte de cisaillement

Liste des acronymes et abréviations

(SDRA) : schéma Directeur Routier et Autoroutier ;

(SNAT) : schéma Régional d'Aménagement du Territoire

(SRATRNE) : schéma Régional d'Aménagement du Territoire de la Région Nord Est

(ADA) : l'algérienne des autoroutes

(SEROR) : société d'étude & de réalisation d'ouvrages d'art de l'ouest

(LTPO) : laboratoire Des Travaux Publics de L'ouest

(CRCC) : China Railway Construction Corporation

(ELS) : état limite service

(ELU) : état limite ultime

(PK) : point kilométrique

(BET): bureau d'étude.

(RN) : route nationale

(RCPR) : règlement Construction Product Régulation

(RPOA) : règlement parasismique algérien

(MEF) : méthode d'éléments finis

(BAEL) : béton Armé aux Etats Limites

(BPEL) : béton précontrainte aux Etats Limites

(SETRA) : service d'études technique des routes et autoroutes

(VIPP) : pont à poutre préfabriqué précontrainte par poste tension

(RN) : résistance nominale de béton

BDD : bande dérasée droite

BDG : bande dérasée gauche

BDU : bande dérasée d'urgence

BAU: bande d'arrêt d'urgence

Introduction Générale

Les ouvrages d'art en Algérie jouent un rôle crucial dans l'infrastructure du pays, contribuant à la connectivité régionale, au développement économique et à l'amélioration de la qualité de vie des citoyens. Les ouvrages d'art, tels que les ponts, les viaducs, les tunnels et les barrages sont des réalisations d'ingénierie qui permettent de surmonter les obstacles naturels tels que les vallées, les cours d'eau, les montagnes et les zones accidentées.

L'Algérie, en raison de sa géographie diversifiée compte de nombreux ouvrages d'art répartis dans tout le pays. Ces infrastructures sont conçues pour résister aux charges, aux forces et aux conditions environnementales spécifiques de chaque site, assurant ainsi leur résistance et leur durabilité.

En effet, les ponts et les viaducs en Algérie permettent de relier les différentes régions du pays, facilitant ainsi le transport des personnes, des marchandises et des services. Ils jouent aussi un rôle essentiel dans le développement économique en facilitant le commerce et les échanges commerciaux.

On s'intéresse dans ce travail à étudier une situation délicate qui s'offre souvent aux ingénieurs de génie civil permettant ainsi d'évaluer l'impact et l'incidence d'une surcharge pondérale enregistrée en 2019 lors de la réalisation d'un viaduc faisant partie de la liaison autoroutière Ghazaouet Tlemcen.

En vue d'atteindre cet objectif, le mémoire présenté comprend, hormis l'introduction générale, quatre chapitres :

Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique dédiée aux ponts, les différents types, les classifications, ainsi que le mode d'exécution.

S'agissant du second chapitre, il traite une présentation du viaduc V8.7, sa localisation, sa géométrie, ses caractéristiques ainsi que la topographie et la géomorphologie du terrain d'étude.

Le troisième chapitre, quant à lui, il est consacré à faire un prédimensionnement des éléments de tablier du viaduc, ainsi que la définition des différentes charges et surcharges dont l'ouvrage sera appelé à supporter.

Le quatrième chapitre est dédié à la répartition longitudinale des efforts et au calcul des sollicitations à travers une modélisation de tablier de l'ouvrage étudié en utilisant le logiciel « Robot Structural Analysis V2020 ». Par la suite, on présentera une étude de la précontrainte ainsi des vérifications des contraintes qui correspondent aux différentes phases de réalisation des poutres précontraintes.

A la fin de ce travail, on exposera une synthèse de l'ensemble des résultats obtenus avec des interprétations et on finira par une conclusion générale et les perspectives envisagées.

CHAPITRE 1 :Généralités

1 Introduction :

Depuis longtemps, la réalisation des voies de communication a connu un vaste développement dans le but de faciliter les déplacements et les voyages. Ce développement a conduit à la création des ouvrages d'art. Un ouvrage d'art est une construction très importante pour traverser les différents obstacles naturelle ou artificielle, à titre d'exemple, on peut citer les ponts

2 Historique :

L'histoire des ponts remonte à des milliers d'années et des ponts de pierre ont été construits par des civilisations anciennes telles que les Babyloniens, les Égyptiens et les Grecs. Les ponts en bois et en pierre étaient souvent utilisés pour relier les îles au continent ou pour traverser les rivières et les ruisseaux (1)

Au moyen Âge, des ponts de bois et de pierre ont été construits pour relier les villes et les régions, facilitant les déplacements et le commerce.

Le bois était largement utilisé au début du 19^{ème} siècle en Amérique de nord, et bien que le bois fût très courant et simple à utiliser, le grand inconvénient de ce matériau ce sont ses faibles caractéristiques mécaniques et sa résistance aux incendies

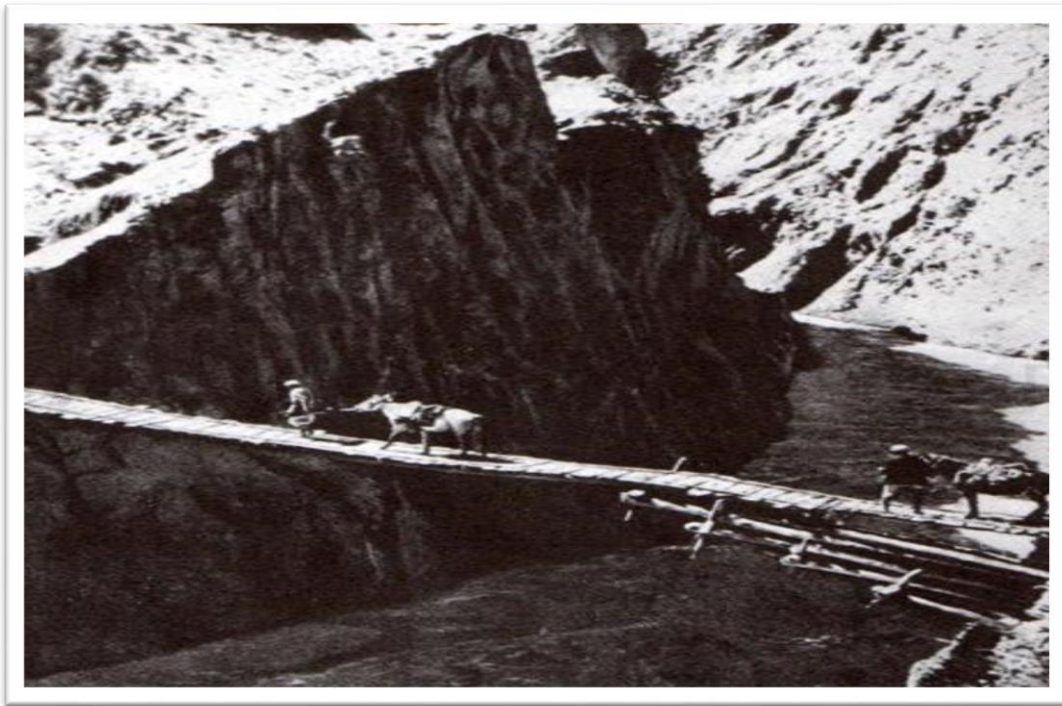


Figure 1- 1: Pont en bois, l'inde (3)

C'est pour cela les ingénieurs pensent à travailler avec la pierre et la maçonnerie pour des ouvrage plus importants et durables depuis la haute antiquité jusqu'à la fin de XIX^e siècle

Au cours de la Renaissance, les ponts en pierre ont été construits avec des arcs plus élégants et plus légers, qui ont donné aux ponts un aspect plus esthétique. Les ingénieurs de l'époque ont également développé des techniques pour construire des ponts en pierre sur des fondations plus solides, ce qui a permis la construction de ponts plus grands et plus complexes.



Figure 1- 2 :Pont en pierre à Ascain, France

La pierre a de bonnes caractéristiques mécaniques en compression, mais résiste peu à la traction. Les ouvrages sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau (celui-ci étant alors en compression uniquement), (2) mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles), de l'ordre de 50 mètres. L'acier, avec de très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroître les performances des ponts et amener des structures beaucoup plus légères.

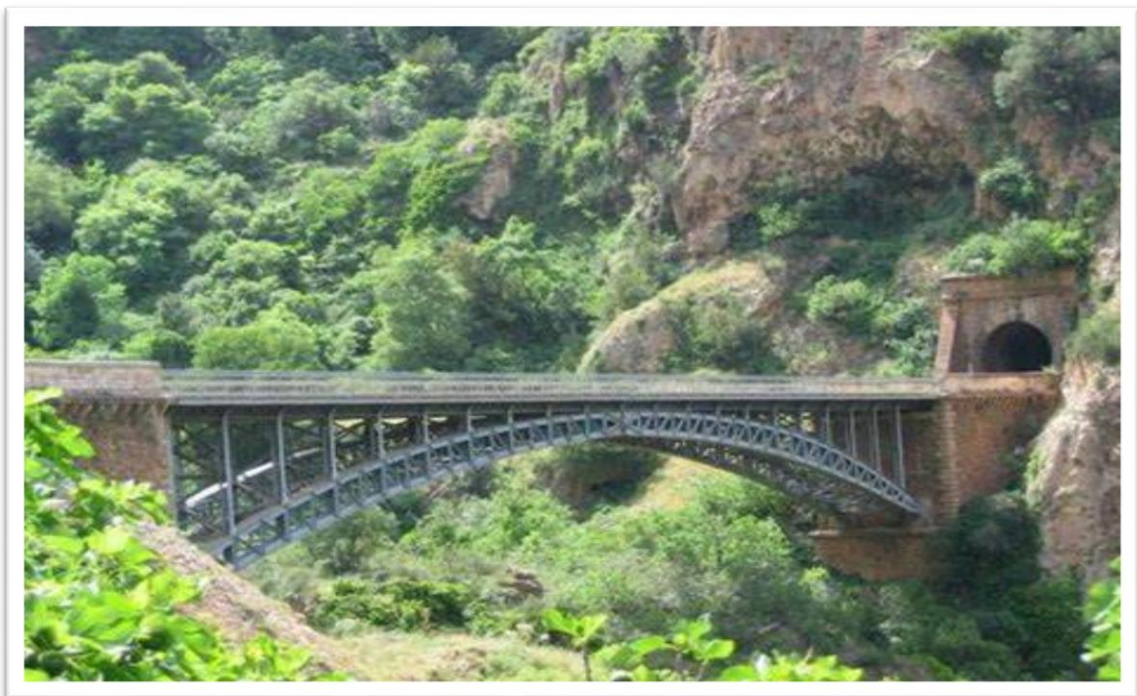


Figure 1- 3: Pont de Gustave Eiffel à Tlemcen, Algérie

CHAPITRE 1 : Généralité

Dès le début du 19^e siècle, de nombreux ingénieurs pensaient avoir trouvé une solution particulièrement économique pour franchir les grandes brèches. Les premiers ponts suspendus virent le jour avec un tablier en bois et une suspension constituée de câbles ou de chaînes de fer forgé. En 1826, le pont de la Menai, en Angleterre, franchissait déjà 177 m d'un seul jet. En France, Seguin construisit une centaine de ponts entre 1823 et 1850. L'usage de câbles à fils en fer parallèles permit d'augmenter les portées : pont de Fribourg en Suisse (1834) avec 271 m, et pont de Wheeling sur l'Ohio (1849) avec 308 m. Mais de nombreux accidents, dus à la trop grande souplesse des tabliers en bois et à la corrosion des câbles insuffisamment protégés, conduisirent les ingénieurs européens à considérer les ponts suspendus avec une grande prudence (3).



Figure 1- 4: Pont suspendu de la menai, Royaume-Uni

Le principe des ponts à haubans est aussi ancien que celui des ponts suspendus, mais ce type d'ouvrage ne commença à être réellement développé que durant la première moitié du XX^e siècle, notamment en France, avec les ponts conçus par Giscard et le pont de Lézar-drieux (côtes-du-nord) qui fut transformé, en 1924, de pont suspendu en pont à haubans sans interruption de la circulation. Citons également, à titre de curiosité, le remarquable pont transbordeur de Marseille (**figure. 1-5**) construit en 1889 par Amodin et, hélas, détruit pendant la seconde guerre mondiale (3)



Figure 1- 5: Pont transbordeur de Marseille, France

CHAPITRE 1 : Généralité

Les ponts sont toujours actifs aujourd'hui en tant que moyen important de relier les régions et les villes et de faciliter la circulation des personnes et des marchandises. Les technologies de pointe telles que les matériaux structurels en fibre de verre et en carbone permettent la construction de ponts plus légers et plus durables que jamais. (3)

3 Définition d'un pont :

D'une façon générale, un pont est un ouvrage d'art, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal, comme le pont-canal de Briare). (4) De tels ouvrages sont qualifiés « d'art » parce que dans leur conception l'importance de l'aspect esthétique et architectural est majeure. En plus, leur réalisation fait intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

3.1 Ponceau ou dalot :

Le ponceau est une structure en maçonnerie ou en béton, généralement en forme d'arc, qui permet de faire passer un cours d'eau sous une route ou une voie ferrée. Il est donc utilisé pour faciliter la circulation des eaux de ruissellement et éviter les inondations.

Le dalot, quant à lui, est également une structure en maçonnerie ou en béton qui permet de canaliser l'eau de ruissellement sous une route ou une voie ferrée. Contrairement au ponceau, le dalot peut être rectangulaire ou carré et est souvent utilisé pour des petites ouvertures de canalisation. (Figure1-6),



Figure 1- 6: Un dalot à Thurins, France

3.2 Viaduc :

Ouvrage de franchissement à grande hauteur (**figure1-7**), généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre, la principale différence entre un pont et un viaduc est la distance qu'ils franchissent. Un pont franchit une distance relativement courte, tandis qu'un viaduc franchit une distance plus longue.



Figure 1- 7: Le viaduc de Millau à Creissels, France

3.3 Passerelle :

Ouvrage destiné aux piétons (**figure1-8**), exceptionnellement aux canalisations ou au gibier. Certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont ; cependant, elles ne sont pas traitées dans ce qui suit car ce sont des structures dont la conception, le calcul et les procédés d'exécution les rattachent à une famille différente de constructions.



Figure 1- 8: La plus longue passerelle au monde, Tchéquie

4 Terminologie d'un pont :

Généralement, le pont est constitué de :

4.1 Tablier :

C'est la structure sur laquelle se fait le déplacement des véhicules, des piétons ou des animaux, chaque pont a un tablier différent selon les exigences, on peut les classer par matériau, par forme, par schéma mécanique ou par mise en œuvre. (Figure1-9)

4.2 Fondation :

Qui pour un but de transmis les charges vient de l'ouvrage vers le sol, et d'assurer la stabilité de l'ouvrage, elle est généralement située sous la surface de sol (Figure1-9)

4.3 Appuis :

Culées aux deux extrémités et des piles intermédiaires pour supporter le tablier, ils sont généralement en béton armé. (Figure1-9)

4.4 Culées :

Les culées sont des structures de soutien à chaque extrémité d'un pont, sont également responsables de la stabilisation latérale de la structure et de la transmission des charges horizontales vers le sol. Elles peuvent également être équipées de dispositifs de dilatation et de contraction pour permettre l'expansion et la contraction des ponts en réponse aux changements de température. (Figure1-9)

4.5 Pile :

Les piles sont conçues pour supporter les charges verticales et horizontales de la structure qu'elles soutiennent, en transférant ces charges vers le sol. (Figure1-9)

4.6 Travée :

La travée d'un pont est la partie comprise entre deux piles ou entre une pile et une culée. Cette notion ne concerne que les ponts à poutres, suspendus ou haubanés. Pour les ponts en arc ou ponts voûtés en maçonnerie, on parle plutôt d'arche (Figure1-9)

4.7 Portée :

La portée d'un pont est la distance entre les deux points d'appui ou les deux piles qui supportent la structure du pont. C'est la distance horizontale que doit franchir le pont pour traverser un obstacle tel qu'une rivière, une vallée ou une autoroute. La portée est donc une mesure importante de la longueur du pont (Figure1-9)

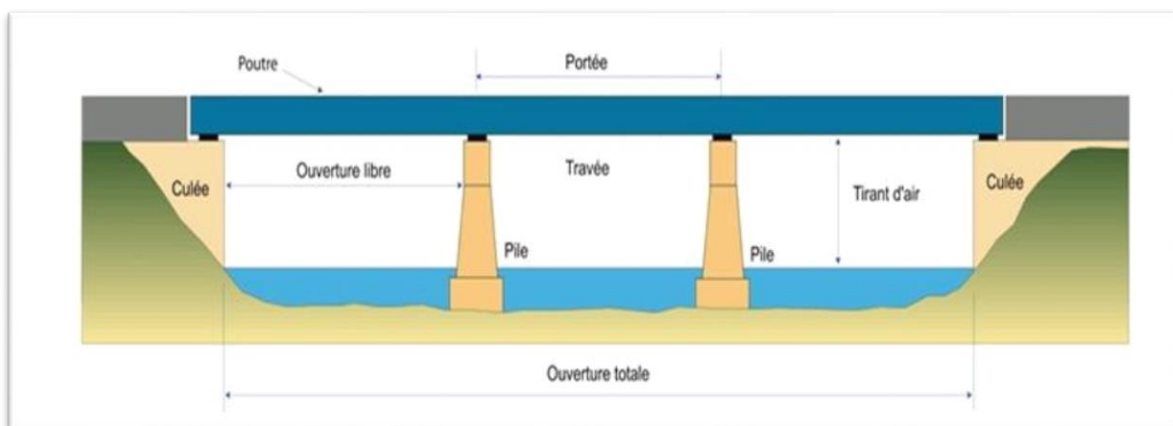


Figure 1- 9: Les composantes d'un pont

4.8 Un appareil d'appui :

C'est un élément en néoprène (caoutchouc) renforcé qui permet les mouvements relatifs entre le tablier et la pile ou la culée, il assure également une certaine flexibilité pour permettre au pont de s'adapter aux mouvements induits par les variations de température et les forces



Figure 1- 10 :Appareil d'appui sous le pont de Fleurimont, France

5 Typologie des ponts :

Il existe de nombreux types de ponts, chacun ayant des caractéristiques techniques et architecturales uniques qui répondent à des besoins spécifiques.

5.1 Les ponts en arc :

Ce type de pont est soutenu par des arcs en béton ou en acier qui transfèrent la charge du tablier (partie supérieure du pont) aux piles (supports verticaux du pont). Les ponts en arc sont souvent utilisés pour des portées moyennes à longues et peuvent être de différents styles, tels que les ponts en arc en plein cintre, en anse de panier, en ogive ou en hyperbole



Figure 1- 11: Le new river gorge bridge, États-Unis

5.2 Pont a poutres :

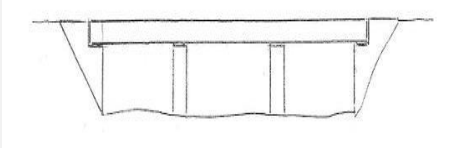
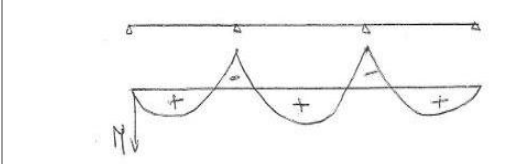
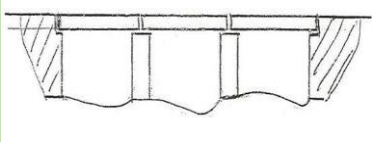
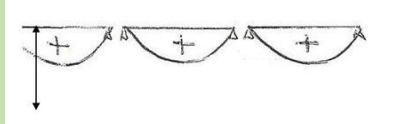
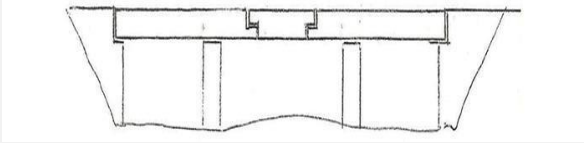
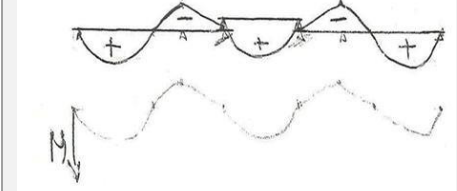
Le tablier est constitué de poutres longitudinales généralement préfabriquées de hauteur constante solidarisiées par des entretoises en travée et sur appui et supportant un hourdis en béton armé. Les poutres sont souvent précontraintes, c'est-à-dire qu'elles sont renforcées avec

CHAPITRE 1 : Généralité

des câbles en acier pour résister aux charges de traction. Les poutres précontraintes sont plus légères et plus résistantes que les poutres en béton armé non précontraintes. Les travées peuvent être indépendantes ou continues. (5)

- **Travées continues** : Un pont à poutres continues est un pont dans lequel les poutres traversent toute la portée du pont, elles sont généralement utilisées pour réduire les déformations et les oscillations du pont par leur rigidité. Il existe plusieurs façons de lier les poutres continues d'un pont, en fonction des besoins et des contraintes spécifiques du projet. Certaines des méthodes les plus courantes sont les suivantes : les attaches d'extrémités (boulons, rivets), les articulations, les connexions à frottement, la connexion en porte-à-faux. (6)
- **Travées indépendantes** : Un pont à poutres indépendantes est un pont dans lequel chaque travée est supportée par des poutres indépendantes qui ne sont pas connectées les unes aux autres. Ce type de pont est souvent utilisé pour les ponts à portée unique et de petite à moyenne portée. Les poutres indépendantes permettent une plus grande flexibilité dans la conception et la construction du pont, ainsi que dans l'entretien et la réparation ultérieurs. (6)
- **Pont cantilever** : Ces ponts sont à l'origine des ponts continus pour lesquels on introduit des articulations pour les rendre isostatiques. Ils présentent certains avantages des ponts continus et ceux des ponts isostatiques. Mais, cette conception a tendance à être abandonnée vu les problèmes aux articulations (étanchéité). (6)

Tableau 1-1 : Les différents types de pont à poutres (7)

Type	Schéma	Diagramme des moments
Travées continues		
Travées indépendante		
Pont Cantilevers		

5.3 Pont en voûte :

C'est un type de pont en arc qui est soutenu par une série d'arcs en maçonnerie. Les ponts voûtes ont été utilisés depuis l'Antiquité et sont connus pour leur capacité à soutenir des charges importantes sur de longues portées. Leur construction nécessite une grande quantité de matériau, principalement de la pierre, et leur coût est donc relativement élevé. (2)



Figure 1- 12: Pont Adolphe, Luxembourg

5.4 Pont suspendu :

Ce type de pont est soutenu par des câbles qui sont fixés à des pylônes. Les câbles transmettent la charge du tablier aux pylônes, qui transfèrent à leur tour la charge au sol. Les ponts suspendus sont souvent utilisés pour des portées longues et sont particulièrement adaptés aux endroits où la construction de piles est difficile, comme les détroits. (2)



Figure 1- 13 The golden Gate, États-Unis

5.5 Pont à haubans :

Ce type de pont est similaire aux ponts suspendus, mais les câbles sont reliés au tablier à l'aide de haubans, qui descendent des câbles principaux jusqu'au tablier. Les ponts à haubans sont souvent utilisés pour des portées extrêmement longues et sont souvent choisis pour leur esthétique remarquable.

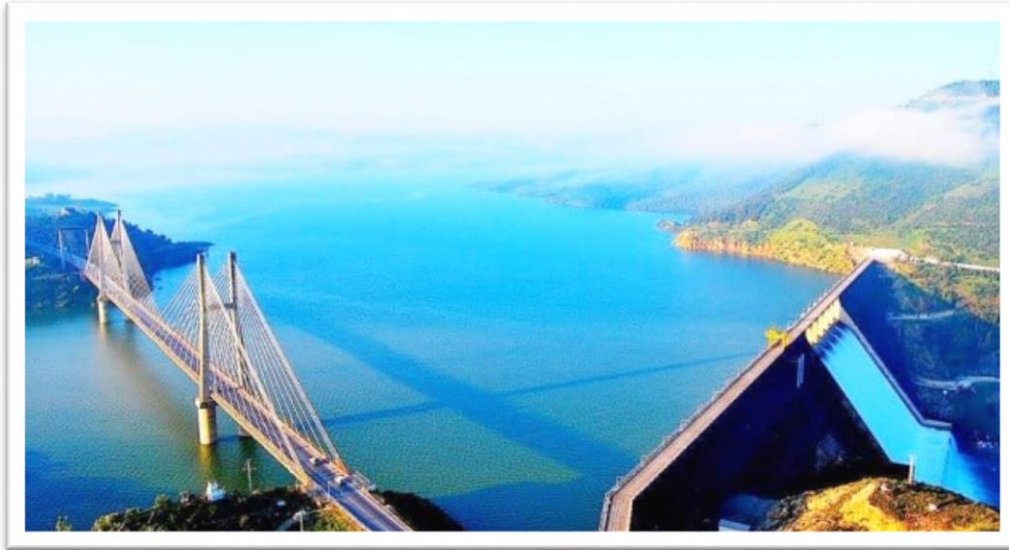


Figure 1- 14: Pont de barrage Beni Haroun, Algérie

5.6 Pont en treillis :

Ce type de pont utilise des poutres en acier qui sont reliées les unes aux autres pour former une structure triangulée. Les ponts en treillis sont souvent utilisés pour des portées moyennes à longues et sont appréciés pour leur légèreté et leur résistance à la fatigue.



Figure 1- 15: Le pont de Québec, Canada

Il existe de nombreux autres types de ponts, tels que les ponts en béton précontraint, les ponts flottants, les ponts basculants, les ponts tournants, et bien plus encore. Chaque type de pont a

ses avantages et ses inconvénients, et le choix du type de pont dépendra des conditions environnementales, des besoins de transport, des considérations esthétiques et des contraintes budgétaires.



Figure 1- 16: Un pont tournant à Genève, Suisse

6 Classification des ponts :

Il existe plusieurs façons de classer les ponts, mais une des façons courantes consiste à les classer en fonction de leur structure, leur matériau de construction et leur utilisation. Voici quelques-unes des classifications courantes

6.1 Classification selon le procédé de construction :

6.1.1 Ponts construits sur échafaudages au sol :

Ce procédé est surtout employé pour la construction des ponts dalles et des portiques



Figure 1- 17: Pont dalle coulé sur échafaudage au sol, Tunisie.

6.1.2 Ponts à poutres préfabriqués :

Les poutres sont préfabriquées en chantier puis elles sont posées sur place soit :

- **Par grues** : pour les poutres en béton armé ou en béton précontraint de longueur inférieure à 30 m (6)



Figure 1- 18: Mise en place des poutres préfabriquées, Chine

- **Par lanceurs de poutres** : pour les poutres précontraintes de portées importantes (> à 30 m)



Figure 1- 19: Lancement des poutres à Santa Catarina, Brésil

6.1.3 Ponts poussés :

Le “poussage du tablier” se fait en réalité par tirage, est l’opération qui consiste à le déplacer longitudinalement en le translatant parallèlement à son axe de façon à l’amener progressivement depuis son aire de préfabrication jusqu’à sa position définitive au-dessus de la brèche. Comme la préfabrication, ce déplacement s’effectue par “bonds successifs” de la longueur du tronçon qui vient d’être préfabriqué le plus souvent, soit entre 20 et 29 m (8)



Figure 1- 20: Poussage des poutres de pont d'anisacate, Argentine

6.1.4 Ponts construits par encorbellement successifs :

L'ouvrage est construit par partie de façon indépendante, puis les raccorder entre eux pour constituer l'ouvrage final. Chaque partie étant réalisée en partant de la pile et en progressant de façon symétrique de part et d'autre de celle-ci par voussoirs successifs (8)

6.2 Classification selon le matériau de construction :

6.2.1 Ponts en béton :

Ce sont des ponts construits à partir de béton armé. Ils sont souvent utilisés pour les ponts routiers, les ponts ferroviaires et les ponts piétonniers. Le béton est un matériau durable et peut être facilement formé pour s'adapter à n'importe quelle forme de structure.

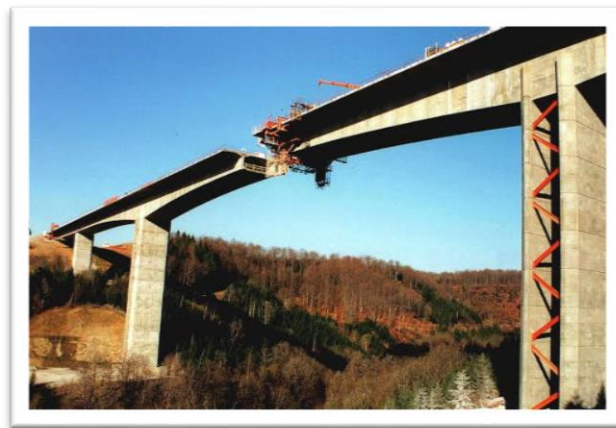


Figure 1- 21: Viaduc de la Barricade, France

6.2.2 Ponts en acier :

Ce sont des ponts construits à partir d'acier. Ils sont souvent utilisés pour les ponts à suspension, les ponts à câbles et les ponts en treillis. L'acier est un matériau fort et léger qui peut facilement être formé pour s'adapter à n'importe quelle forme de structure.

6.2.3 Ponts en bois :

Ce sont des ponts construits à partir de bois. Ils sont souvent utilisés pour les ponts piétonniers et les ponts routiers temporaires. Le bois est un matériau abordable et facile à travailler, mais il peut être affecté par la décomposition et les insectes.

6.2.4 Ponts en pierre :

Ce sont des ponts construits à partir de pierre. Ils sont souvent utilisés pour les ponts à arches et les ponts à dos d'âne. La pierre est un matériau durable et est souvent utilisé pour les ponts historiques. Cependant, la construction de ponts en pierre peut être coûteuse et difficile en raison du poids de la pierre.

6.2.5 Ponts en béton préfabriqués :

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- Les ponts à poutres précontraintes par pré-tension (PRAD) qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 35 mètres ;
- Les ponts à poutres précontraintes par post-tension (VIPP), objet du présent document, qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres. (9)

6.2.6 Ponts mixtes :

Les ponts mixtes sont des structures de ponts qui combinent deux types de matériaux différents pour supporter les charges du pont. Généralement, un pont mixte est constitué d'une poutre en acier et d'une dalle en béton. La poutre en acier est utilisée pour supporter la plupart des charges du pont, tandis que la dalle en béton est utilisée pour fournir une surface de roulement pour les véhicules. Les deux matériaux sont reliés entre eux par des connecteurs, tels que des goujons d'ancrage, des rivets ou des boulons, pour assurer la stabilité et la sécurité de la structure.



Figure 1- 22: Pont de la Maine, France

6.3 Classification selon l'utilisation :

6.3.1 Ponts routiers :

Ce sont des ponts qui sont conçus pour la circulation automobile. Ils peuvent être construits en béton, en acier, en bois ou en pierre, selon les exigences de la structure.



Figure 1- 23: Pont de Zhuhai-macao, Hong Kong

6.3.2 Ponts ferroviaires :

Les ponts ferroviaires sont conçus pour supporter le poids des trains et pour résister aux forces exercées par les vibrations, les vents et les intempéries. Les ponts ferroviaires peuvent être construits en acier, en béton, en pierre ou en bois. Les ponts en acier sont les plus courants, car ils sont robustes, durables et relativement faciles à construire.



Figure 1- 24: Pont de Forth, Royaume-Uni

6.3.3 Ponts piétonniers :

Les ponts piétonniers sont souvent situés dans des zones urbaines où la circulation piétonne est dense ou dans des zones naturelles où l'environnement est préservé. Ils peuvent être construits en bois, en acier, en béton ou dans d'autres matériaux. Les ponts piétonniers sont généralement

conçus pour être esthétiquement agréables et s'intégrer harmonieusement dans leur environnement.



Figure 1- 25: Le plus grand pont piétonnier au monde, Portugal

6.3.4 Ponts pour les bateaux :

Ces ponts sont conçus pour permettre aux bateaux de passer sous les ponts sans entraves. Les ponts pour les bateaux sont généralement des ponts levants, des ponts basculants ou des ponts tournants.

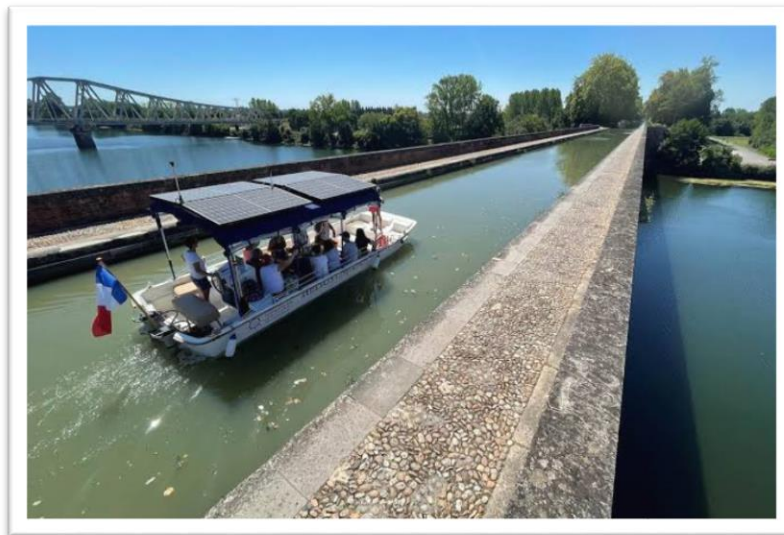


Figure 1- 26: Pont de canal de Cacor, France

6.4 Classification selon la nature :

6.4.1 Pont flottant :

Est un type de pont temporaire qui est construit en utilisant des éléments flottants, tels que des bateaux, des barges ou des radeaux, pour soutenir une structure de pont. Les ponts flottants sont souvent utilisés dans des situations où un pont permanent n'est pas pratique ou n'est pas nécessaire, comme lors de la construction d'un pont permanent ou lors de la traversée d'une rivière ou d'un lac à des fins militaires ou de secours d'urgence.

6.4.2 Ponts mobiles :

Un pont mobile est un pont dont le tablier est mobile en partie ou en totalité. Lorsque la hauteur du gabarit de navigation est importante (zone portuaires, canaux à grand gabarit), la solution de son franchissement par un ouvrage fixe entraîne la construction d'ouvrages d'accès implorants et parfois irréalisables par manque de place. Sous réserve que la largeur du gabarit ne soit que de quelques dizaines de mètres et que le trafic routier ou ferroviaire porté par le tablier soit peu contraignant.

On peut distinguer :

- Un pont levant, est un pont dont le tablier peut se relever par translation verticale, et libère le passage d'un bateau par exemple
- Un pont tournant est un pont dont le tablier peut tourner, et libère ainsi le passage d'un bateau
- Un pont transbordeur est une structure métallique qui permet de faire passer les véhicules et les personnes d'une rive à l'autre dans une nacelle par translation horizontale (10)
- Un pont-levis est un pont mobile qu'on abaisse et relève, pour ouvrir ou fermer le passage au-dessus d'une fosse encerclant un ouvrage fortifié. (10)

6.4.3 Ponts provisoires :

Un pont provisoire permet d'apporter une solution temporaire de franchissement d'un cours d'eau ou à la dénivellation d'un carrefour, relativement utilisé dans le domaine du génie Militaire. (10) , Il est important de noter que certains ponts peuvent être classés dans plusieurs catégories en même temps, en fonction de leur structure, de leur matériau de construction et de leur utilisation.

7 Choix de type :

Le choix du type de pont à construire dépend de plusieurs critères, tels que :

7.1 La portée :

La portée est la distance entre les appuis du pont. Plus la portée est grande, plus le pont doit être conçu pour résister à des charges plus importantes. Les ponts à poutres sont généralement utilisés pour les portées courtes à moyennes, tandis que les ponts à arche, à suspension ou à haubans conviennent mieux pour les portées plus longues. (Tableau1-2) et (Tableau1-3)

Tableau 1-2 : Ponts à une seule travée

La portée (m)	< 8 m	< 15 m	Entre 20 et 50 m	Entre 50 et 100m	> 100m
Les Solutions Probables	-ponceau en plein cintre -pont cadre -portique en béton armé	Ponceau vouté en plein cintre	Pont à poutres béton précontraint	Pont à travée indépendante en acier avec des poutres latérales triangulées et un tablier inférieur	-pont à béquilles en béton précontraint - pont arc

Tableau 1-3 : Ponts à plusieurs travées (11)

La portée (m)	<20m	Entre 20 et 50m	Entre 50 et 300m	>300m
Les solutions Probables	Pont dalle e béton armé ou en béton précontraint	-pont dalle à encorbellement - pont mixte a poutres métalliques - pont à poutres en béton précontraint	- pont en béton précontraint construit par encorbellement -pont à poutre continue en acier - pont à hauban	- pont suspendu - pont à hauban

7.2 Le type de charge :

Les ponts doivent être conçus pour résister à différents types de charges, tels que le poids des véhicules, les piétons, le vent, la neige et les séismes. Les ponts à poutres sont généralement utilisés pour des charges uniformément réparties, tandis que les ponts à arche, à suspension ou à haubans sont mieux adaptés pour des charges concentrées.

7.3 Les conditions géologiques et environnementales :

Les conditions géologiques telles que la nature du sol, la topographie et les conditions climatiques doivent être prises en compte lors du choix du type de pont. Les ponts à poutres sont plus appropriés pour des sols stables, tandis que les ponts à arche sont mieux adaptés pour les sols instables ou les zones sujettes aux tremblements de terre.

7.4 L'esthétique et les contraintes architecturales :

L'esthétique et les contraintes architecturales peuvent également influencer le choix du type de pont. Les ponts à suspension ou à haubans sont souvent choisis pour leur apparence élégante, tandis que les ponts à poutres sont plus simples et fonctionnels.

7.5 Le coût :

Le coût de construction est également un facteur important dans le choix du type de pont. Les ponts à poutres sont généralement les moins coûteux à construire, tandis que les ponts à suspension et à haubans sont les plus chers en raison de leur complexité de conception et de construction.

En résumé, le choix du type de pont dépend d'un certain nombre de facteurs tels que la portée, le type de charge, les conditions géologiques et environnementales, l'esthétique et les contraintes architecturales, ainsi que le coût. Il est important de prendre en compte tous ces facteurs pour choisir le type de pont qui conviendra le mieux à un projet donné.

8 Pathologies des ponts :

8.1 Définition :

Une fois en service, les ponts sont soumis à de multiples contraintes et agressions, qui peuvent causer des problèmes. Plus le pont est ancien, plus le risque de dommages est grand. Mais parfois, des contraintes répétées, comme un débit qui dépasse un seuil pris en compte lors de la conception, peuvent rapidement poser un problème. (12)

La pathologie des ponts fait référence à l'étude des problèmes structurels et fonctionnels qui affectent les ponts, qui sont des ouvrages d'art qui permettent de traverser des obstacles tels que des rivières, des vallées, des autoroutes, des voies ferrées, etc. Les ponts sont soumis à de nombreux facteurs de stress, notamment le poids des véhicules, les conditions climatiques, les vibrations et les forces naturelles telles que les tremblements de terre.

Les pathologies des ponts peuvent être causées par des facteurs tels que l'usure normale, le vieillissement, les défauts de conception, les erreurs de construction, l'exposition à des conditions environnementales difficiles, les accidents, les catastrophes naturelles et les attaques intentionnelles. Les problèmes peuvent toucher différentes parties du pont, y compris les piliers, les piles, les tabliers, les joints de dilatation, les câbles, les suspentes, les appareils d'appui, les systèmes de drainage, les revêtements de surface, les rampes de sécurité et les éclairages.

Les pathologies des ponts peuvent affecter la sécurité des usagers, réduire la capacité de transport, augmenter les coûts d'entretien et de réparation, et entraîner des perturbations dans les systèmes de transport. Pour cette raison, la surveillance régulière, l'inspection et la maintenance sont essentielles pour garantir la sécurité et la durabilité des ponts. Des technologies avancées telles que l'imagerie thermique, les capteurs de surveillance, les modèles numériques et les simulations peuvent être utilisées pour détecter les pathologies des ponts et planifier les mesures correctives nécessaires.

8.2 Méthodologie d'auscultation :

Une méthodologie doit être développée, qui pour un but :

- Ordonner en travail de répartition / renforcement
- Organiser les étapes du processus d'analyse et de répartition / renforcement
- Identifier les outils et les instruments à considérer
- Définir les critères qui doivent permettre de réfléchir sur les problèmes et les stratégies. (13)

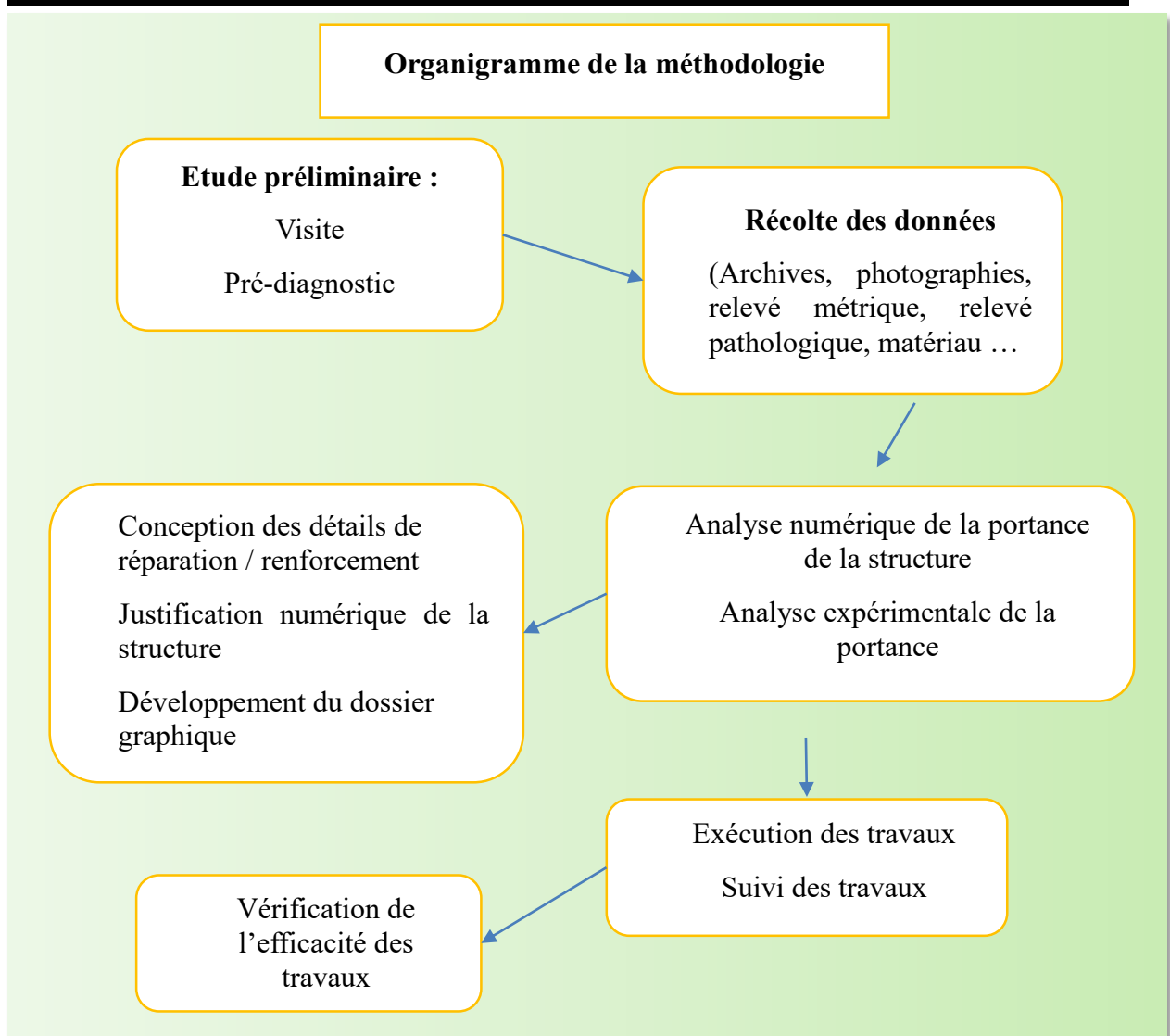


Figure 1- 27: Organigramme de méthodologie d'auscultation (13)

9 Conclusion :

Enfin, les ponts ont un impact important sur l'environnement et doivent être conçus pour minimiser leur impact écologique tout en respectant les exigences de durabilité. Par conséquent, la conception de ponts durables et respectueux de l'environnement est un enjeu clé pour l'avenir. Bref, les ponts sont des ouvrages d'art importants et leur conception est un domaine complexe nécessitant des compétences multidisciplinaires. La conception des ponts doit tenir compte des besoins des utilisateurs, des contraintes environnementales et des exigences de durabilité également.

CHAPITRE 2 : Présentation du cas d'étude Viaduc V8.7 Ghazaouet

1 Introduction :

L'Algérie dispose d'un vaste réseau routier et de plusieurs ponts, qui sont des éléments clés de son infrastructure de transport. Le réseau routier algérien s'étend sur environ 180 000 Km, dont environ 15 000 km de routes nationales, et compte plusieurs de pont. Cependant, malgré l'existence de ces infrastructures, certaines routes et ponts en Algérie nécessitent des réparations et des améliorations, en raison de l'usure, de la surcharge, des intempéries ou des dommages causés par les séismes. Les autorités algériennes ont donc lancé plusieurs projets de rénovation et de modernisation du réseau routier et des ponts dans le pays.

L'étude d'une structure (bâtiments ou ouvrage d'art) exige une large connaissance sur les informations diverses (fonctionnelles, naturelles et d'environnement) qui répond aux besoins nécessaires que l'ingénieur doit prendre en compte lors de la conception et l'étude d'un ouvrage pour satisfaire toutes les exigences de sécurité et de confort sur un pont.

2 Présentation de la pénétrante de Ghazaouet-Tlemcen :

La pénétrante de Ghazaouet est l'un des projets de pénétrantes autoroutières qui doit relier l'Autoroute Est-Ouest à plusieurs villes portuaires. Celle de Ghazaouet qui a été annoncée en 2005 doit relier l'Autoroute Est-Ouest depuis la daïra de Maghnia.

Le projet s'inscrit dans le cadre des orientations du Schéma Directeur Routier et Autoroutier 2005-2025 (SDRA), il doit tenir compte des études stratégiques de ce Schéma Directeur ainsi que celles du Schéma National d'Aménagement du Territoire 2025(SNAT) et du Schéma Régional d'Aménagement du Territoire de la Région Nord Est 2025 (SRATRNE).

Ce projet est caractérisé d'une autoroute avec un profil en travers de 2 x3 voies par l'intérieur (à revoir) sur une distance de 41 Km, Le projet est divisé en deux tranches, l'exécution de la première tranche du PK 0+000 au PK 11+600 et la deuxième tranche qui prend comme point de départ la fin de la première tranche du PK 11+600 au PK 50+068.

L'objectif principal de la réalisation de la pénétrante Autoroutière consiste en la liaison directe du port de Ghazaouet à l'Autoroute Est-Ouest en vue de permettre le développement socio-économique de la région Nord-Ouest de toutes formes de transport au regard du trafic sans cesse croissant.

Cette liaison vise aussi la promotion du tourisme, le développement local ainsi que l'ouverture des voies de communication pour permettre la croissance des transports de marchandises entre le port de commerce et des voyageurs de Ghazaouet, le Port de pêche de Sidna Youchaa en cours de réalisation et l'autoroute Est/Ouest.

Cette liaison aura donc pour objectif le développement du transport maritime vers cette région de l'ouest tout en désengorgeant les ports d'Oran et d'Arzew et assurer l'accès, le transit maritime et valoriser les échanges.Source spécifiée non valide.



Figure 2-1 : Synoptique du projet de la pénétrante autoroutière de Ghazaouet

2.1 Intervenants du projet :

La réalisation d'un projet nécessite la collaboration d'un un groupement entre différentes entreprises, le tableau 2.1 présente le rôle de chaque intervenant.

Tableau 2- 1: Le rôle des différents intervenants du projet

	Intervenants	Fonction
Maitre de l'ouvrage	ADA	Maitre de l'ouvrage responsable de son projet
Groupement des Entreprises	SEROR	Entreprise de réalisation Ouvrages d'art
	CRCC	Chef de file du groupement de réalisation du projet
	DENNOUNI	Entreprise de réalisation des terrassements et enrobés
Bureaux d'études du groupement	FHCC	Bureau d'études de CRCC
	SEROR	Bureau d'études de SEROR
Bureau de Contrôle et Suivi (BCS) Groupement	EGIS	Bureau de contrôle et de suivi : Il a pour mission de contrôle des travaux aux normes en vigueur et aux dossiers d'exécution
	LTPO	Membre du groupement de contrôle avec EGIS

3 Présentation du viaduc V8.7 de la pénétrante de Ghazaouet :

L'ouvrage d'art étudié est un viaduc d'une configuration de travées de $2 \times (7 \times 33.40)$ m, avec une largeur de 2×13.75 m. Il est composé de 3 voies, de chaque côté, et constitué de poutres préfabriquées en T de béton précontraint de longueur 33,40 m. les 7 poutres de 150 cm de haut

CHAPITRE 2 : Présentation de cas d'étude viaduc V8.7 Ghazaouet

espacées de 190 cm pour la transmission des charges permanentes et d'exploitations vers l'infrastructure au moyen des appareils d'appui en néoprène fretté (14), posées sur 10 piles avec des parois pleines et creuses et 2 culées à l'extrémité sur des fondations profondes soit sur pieux et des fondations superficielles. La dalle de transition est d'une longueur de 5m. (14)



Figure 2-2 : Vue latérale du viaduc V8.7 de la pénétrante de Ghazaouet Tlemcen

3.1. Localisation de l'ouvrage :

Cet ouvrage d'art franchit une vallée qui est composée de deux ravins inter montagneux, la face du talus de la vallée est assez abrupte, il n'y a pas de l'eau permanente au fond de vallée, la géomorphologie de la zone de l'ouvrage d'art est passe-montagne et colline, et le relief est assez accidenté, pour assurer la sécurité de la plate-forme, situé à Ghazaouet de la wilaya de Tlemcen entre Les points kilométriques PK8+578.78-PK8+946.21 d'une longueur de 367m environ de 2km de la localité de Djemaa Sekhra à environ de 250 m via une piste vers le centre de l'ouvrage à partir de la route nationale RN99. (15)



Figure 2-3 : Plan de situation du viaduc étudié V8.7

4 Les données relatives au projet :

4.1 Données naturelles :

Les données naturelles ne sont jamais connues de façon parfaite. En effet, pour connaître le sol de fondation, il faut faire des sondages aux emplacements des appuis.

4.1.1 Topographie et géologie :

La topographie de cette section est principalement composée de montagnes. Sur le plan géologie, on retrouve des formations très diverses aussi bien meubles que rocheuses :

- Des alluvions quaternaires au niveau des plaines alluviales de Ghazaouet, de la vallée de Nedroma et de ma plaine de Maghnia.
 - Des dolomies et calcaires, des grés, argiles et marno-calcaires du secondaire, que forment massifs des Traras ainsi que les marnes Miocènes au voisinage de Hammam Bougherrara des granites à l'exemple de massif granitique de Nedroma.
 - Des roches volcaniques « basaltés, rhyolites » recoupant les formations Mioi-Pliocènes.
- (15)



Figure 2-4 :La géomorphologie du PK8 (15)

4.1.2 Données géotechniques :

Ces données, qui concernent la nature du sol et du sous-sol, dont l'étude géotechnique est une étape décisive pour le choix du type de fondations. Les essais géotechniques sont en général assez coûteux et le projeteur doit organiser la reconnaissance en fonction de la taille et de l'importance de l'ouvrage.

Le programme géotechnique a été élaboré et réalisé par : « L'entreprise du Maghreb-GEOMAG laboratoire ». Cette étude contient une campagne géotechnique sur site et au laboratoire (sondages carottés et pressiométriques) au sens de la norme NFP94-500, Cette étude se fait comme suit :

- La nature lithologique lors des travaux de sondage carotté.
- Analyse les essais pressiométriques.
- Analyse les essais de laboratoire. (15)

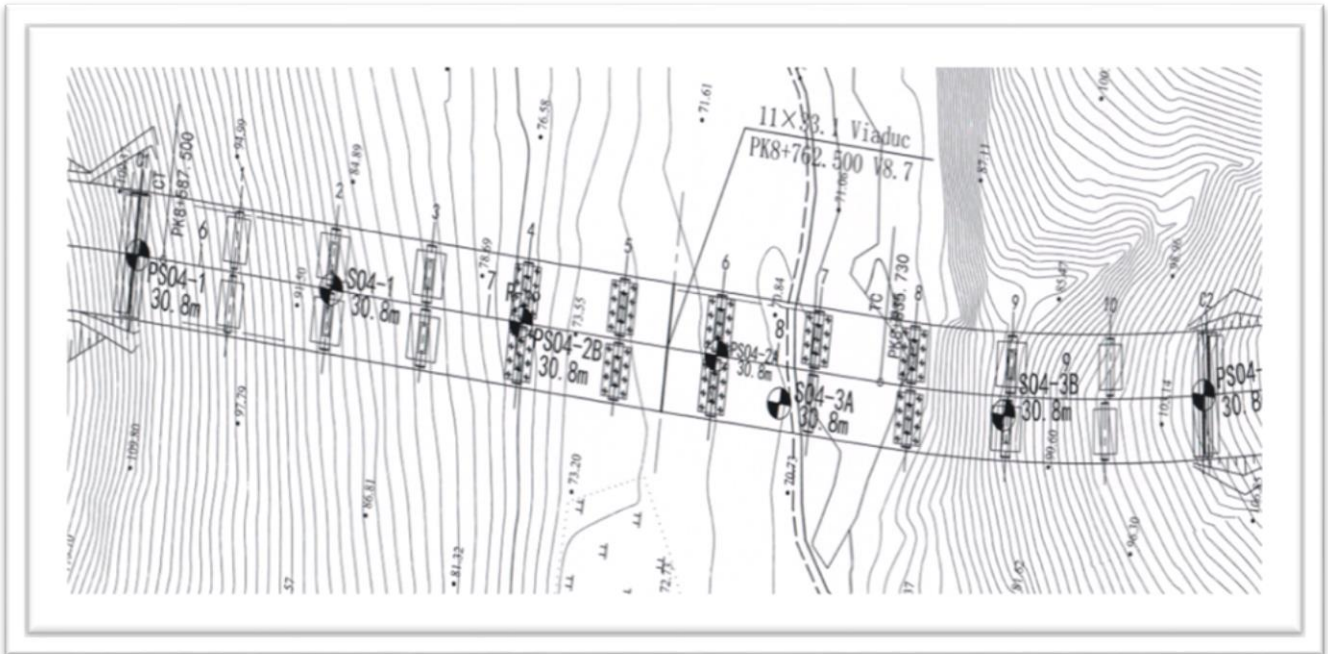


Figure 2-5 : Plan d'implantation des sondages (carottés et pressiométriques)

4.1.2.1 La nature lithologie :

Elle s'est faite par trois sondages carottés de 30 m de profondeur réalisé suivant le site SO4-1, SO4-3A, SO4-3B (**figure 2.5**).

Les sondages ont mis en évidence du haut en bas les formations lithologiques suivant :

- Un niveau de terre végétale composée d'argile brune à racines végétales.
- Une couche d'argile brunâtre caillouteuse à concrétions carbonatées.
- Une couche de conglomérat à ciment argileux calcaire, avec des passages cailloux graves ; et blocs lavés.



Figure 2-6 : Photos des carottes extraites

4.1.2.2 Essais pressiométriques :

Quatre sondages au pressiomètre Menard (**figure 2.5**) ont été réalisés soit PSO4-1, PSO4-2B, PSO4-2A, PSO4-4

D'après les résultats, deux unités géologiques sont bien distinctes par leurs caractéristiques pressiométriques et relèvent l'état de consolidation selon C. Sanglerat :

- L'unité superficielle d'argile est classée en catégorie I selon les pressions limite passant à une argile raide de catégorie II.
- L'unité inférieure de formation des conglomérats présente des très fortes valeurs de pressions elle correspond à la catégorie III bis. (15)

4.1.2.3 Analyse des propriétés géotechniques des sols :

Selon les forages et les résultats des essais géotechniques sur les échantillons intacts prélevés montrent :

- L'argile limoneuse brune, graveleuse, à concrétion carbonatée est moyennement dense, peu plastique selon, le diagramme de Casagrande, sur consolidé, moyennement compressible et non gonflant.
- Formation des conglomérats de nature calcaire à ciment argileux : densité élevée, à teneur en eau très faible, mouillé avec une résistance à la compression très faible (15).

4.1.3 Sismicité :

Selon les dispositions techniques des (Règles Parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art) (RPOA2008), cette section est classée en Zone 1. Le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude des travaux de terrassement (Groupe 2) retenu est $A=0.12g$.

Pour le calcul de la stabilité générale du talus, le coefficient sismique horizontal est pris égal $K_h=0.5$ et $A=0.06g$, le coefficient sismique vertical est pris $K_v = \pm 0.3K_h$ et $K_h=0.018g$. (15).

Tableau 2- 2 : Valeurs recapitulant le coefficient d'accélération "RPOA2008"

Groupe	Zone I	Zone II a	Zone II b	Zone III	Remarques
1	0.15	0.25	0.3	0.4	Ouvrage d'art
2	0.12	0.20	0.25	0.3	Terrassement
3	0.10	0.15	0.2	0.25	Route locale

4.2 Les données fonctionnelles d'infrastructure et de superstructure :

Les données fonctionnelles d'un pont c'est l'ensemble de documents : tracé en plan, profil long, profil travers et les autres différentes normes et profils pour définir la structure.

4.2.1 Normes d'études :

Les principales règles et normes contractuelles utilisées sont les suivantes :

- B.A.E.L 91 modifiées 99
- B.P.E.L 91
- CPC Fascicule n° 61, Titre II
- R.P.O.A. 2008 AFPS 92

- Fascicule N0 62 Titre I Section I
- Fascicule N0 62 Titre I Section II Guide SETRA
- Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension
- Ponts courants en zone sismique (14)

4.2.2 Contraintes générales de conception :

- Catégorie des ponts : classe 1 à 3 voies
- Humidité d'environnement $\rho_h = 55$
- Surcharges prévues : Charges civiles routières A et B, Convoi exceptionnel type D240, Convoi militaire Mc120.
- Vitesse projetée : 90km/h
- Protection contre les inondations : crue centennale (100 ans)
- Selon la classification sismique des Wilayas et communes d'Algérie, ce pont est de classe 1 et en Zone I. La valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans est de 0.15g. (14)

4.2.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

❖ Béton :

Le tableau suivant montre les différents bétons utilisés avec la quantité :

Tableau 2- 3: Les différentes classes de béton utilisé

Désignation	RN
Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³ de 10 cm	/
Béton pour pieux	35
Béton pour semelle, piles et culées et transition	27
Béton pour hourdis	35
Béton pour poutres + dalles en béton précontraint	35
Béton pour corniche et trottoirs	27

❖ Acier :

Module de déformation élastique $E_s = 2.0 \times 10^5$ MPa, Poids volumique $\gamma = 7850$ kg/m³

Barre lisse : aciers de nuance Fe E 235, correspondant à la norme NF A35-015

Limite élastique Acier tors : aciers de nuance Fe E 500-3, correspondant à la norme NF A35-016 limite élastique $F_e = 500$ MPa

Treillis soudé : acier de nuance Fe E 500-2 correspondant à NF 35-016 et à la norme NF 35-019

❖ Appareil d'appuis :

On utilisera des appareils d'appui en élastomère fretté (450×350×155) mm conformément au NF EN 1337 et SETRA 1978.

G sismique = 1.2 MPa

G statique = 0.9 MPa.

CHAPITRE 2 : Présentation de cas d'étude viaduc V8.7 Ghazaouet

4.2.4 Trace en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée. Ce projet présente un alignement droit d'une longueur totale de 367 m.

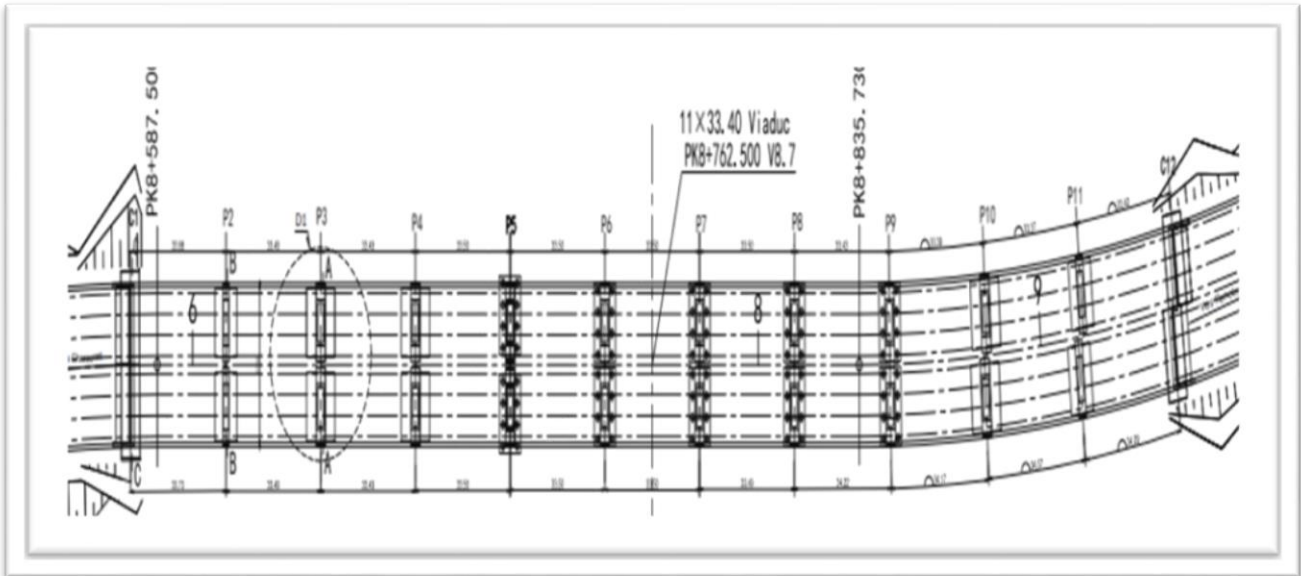


Figure 2- 7: Tracé en plan du viaduc V8.7 à Ghazaouet

4.2.5 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en prenant en compte de nombreux paramètres (fonctionnels ou naturels).

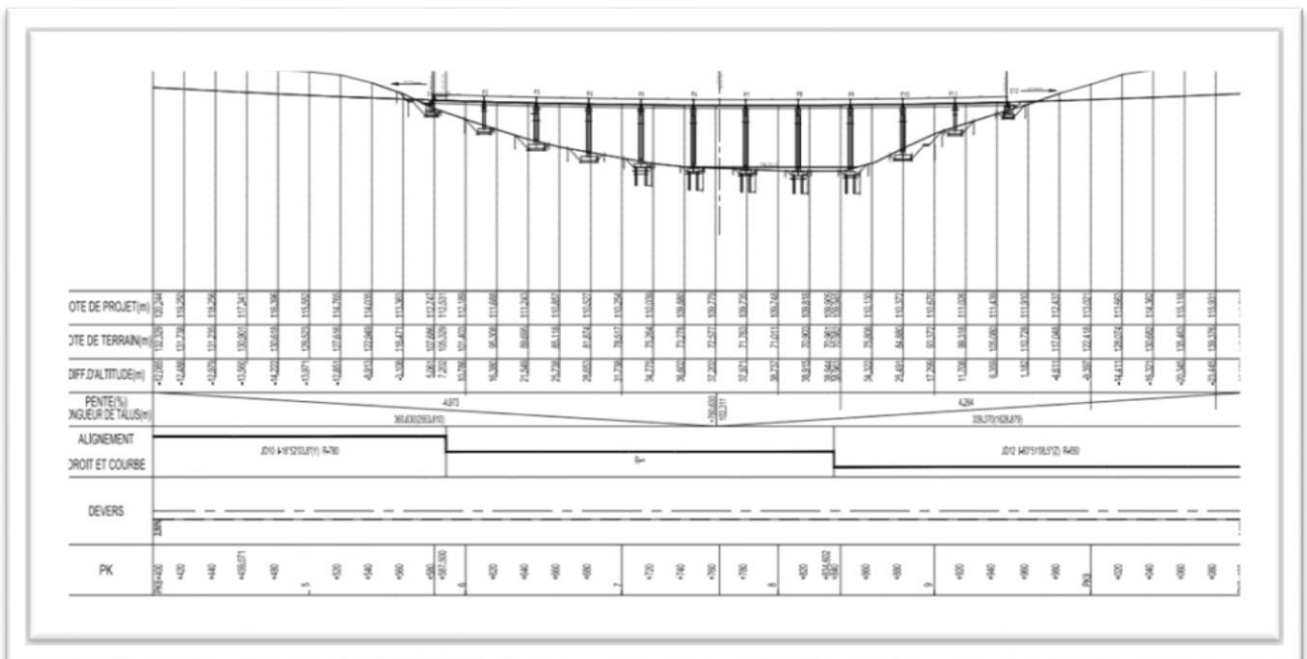


Figure 2- 8: Profil en long du viaduc V8.7 à Ghazaouet

4.2.1. Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal. Le profil en travers de notre ouvrage est défini par les éléments suivants :

CHAPITRE 2 : Présentation de cas d'étude viaduc V8.7 Ghazaouet

- 0.75m (Barrière H3) + 12.0m (Chaussée) + 0.5m (Barrière H3) + 2×0.5m (Bande séparative) + 0.5m (Barrière H3) + 12.0m (Chaussée) + 0.75m (Barrière H3) = 27.5 m.
- Sur une largeur de tablier de $W = 12.75\text{m}$, on dispose horizontalement 7 poutres, l'espacement entre poutres préfabriquées est de 190 cm.
- Le devers : 2.5 %
- Nombre de voies de circulations : 3 voies
- Hourdis de tablier de 22 cm
- Couche de béton bitumineux : 8cm
- Membrane d'étanchéité mince : 0.5 cm

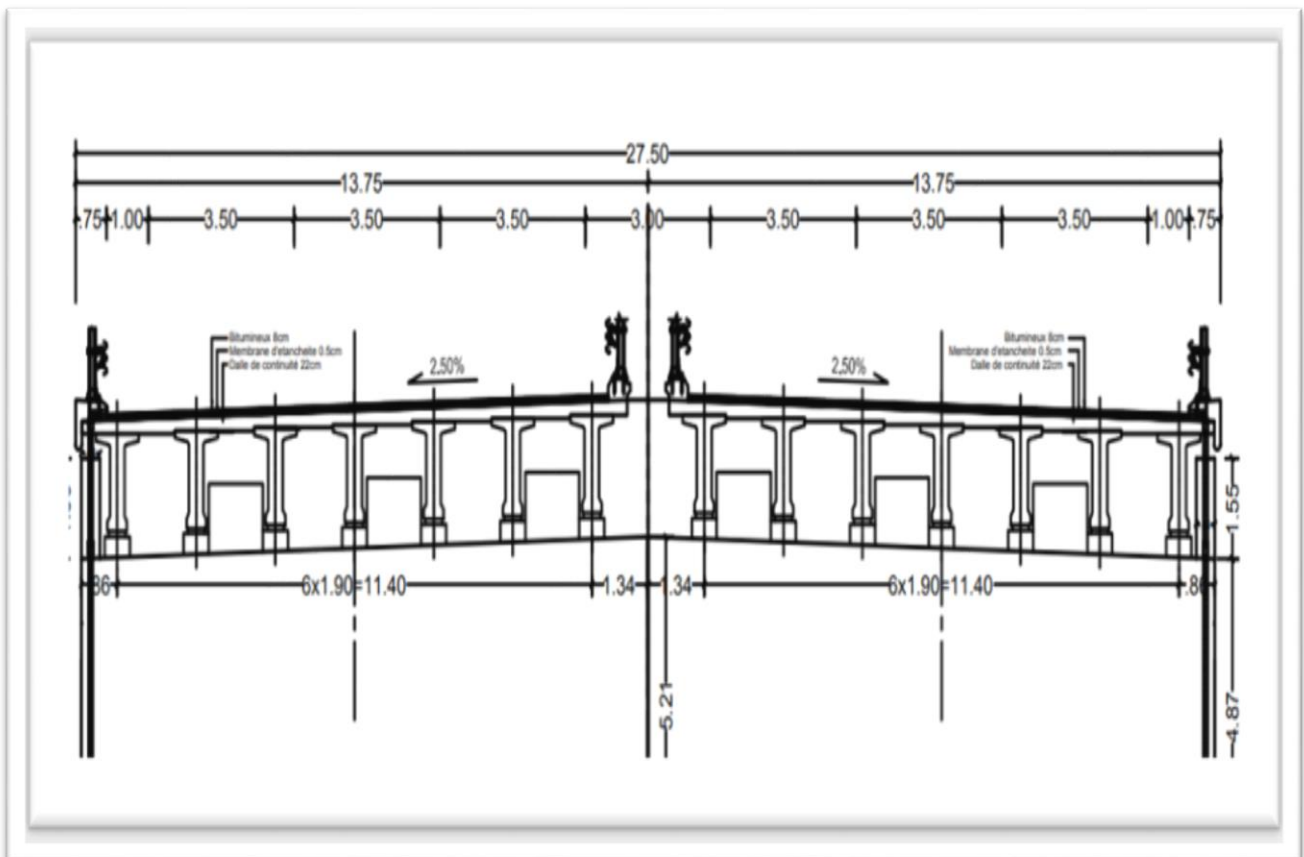
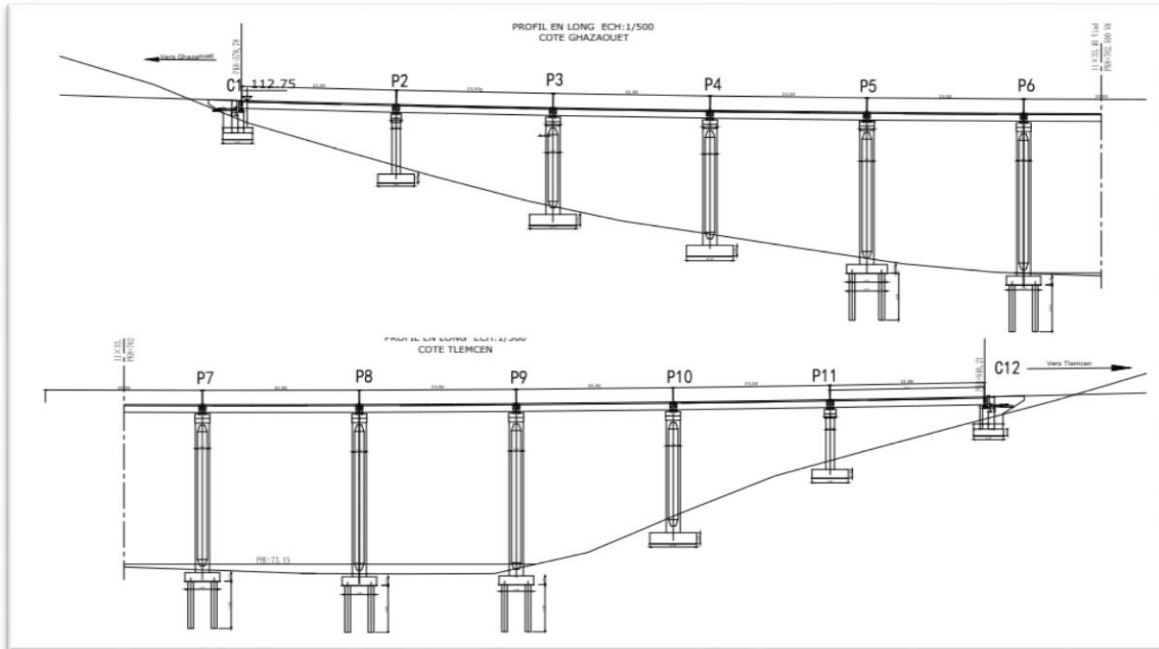


Figure 2- 9: Profil en travers du viaduc V8.7

4.2.2. Répartition des travées :

La disposition de type du viaduc (répartition des travées : 33.5 m) est composée de 11 travées (11×33.5 m) selon la figure (14)

Figure 2- 10: Plan général type du viaduc V8.7



4.2.6 Les chevêtres :

On prend comme un modèle le chevêtre de la pile N°5, La pile est composée d'un chevêtre de $L=1310$ cm de long ayant $W=250$ cm de large et $H=200$ cm de haut, on adopte la pile creuse de la paroi mince avec $l=770$ cm de largeur et $w=208$ cm d'épaisseur. La largeur du chevêtre $L1=237$ cm, la hauteur $H1=100$ cm

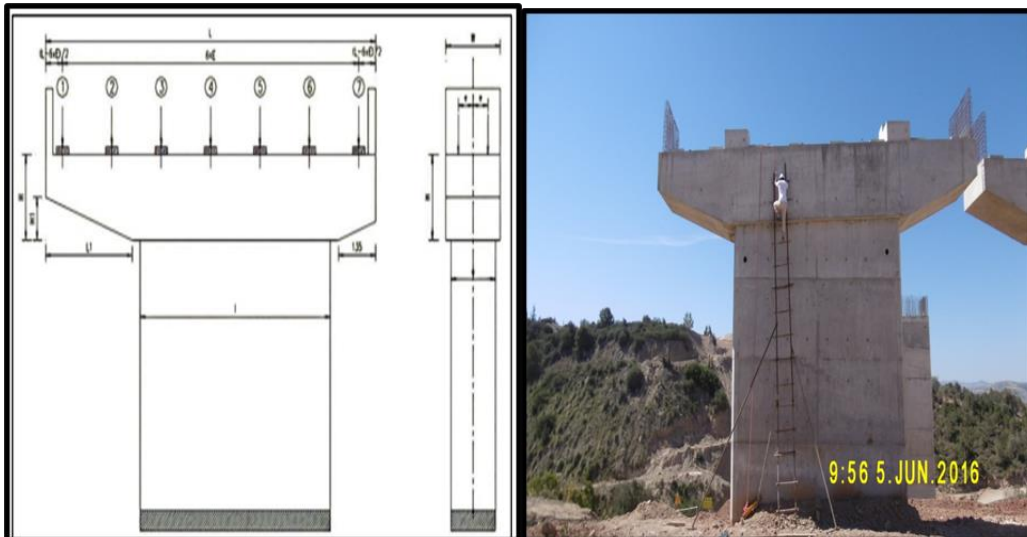


Figure 2-11 : Plan détaillant la géométrie et une photo du chevêtre

4.2.7 Piles :

Les piles sont constituées d'un ou de plusieurs fûts, En effet il y a 8 creuses et 2 piles pleines, dont la forme relève de nombreux critères, à la fois d'ordre mécanique et esthétique et économique. Le tableau suivant (tableau 2-4) présente les différents types des piles et leur hauteur.

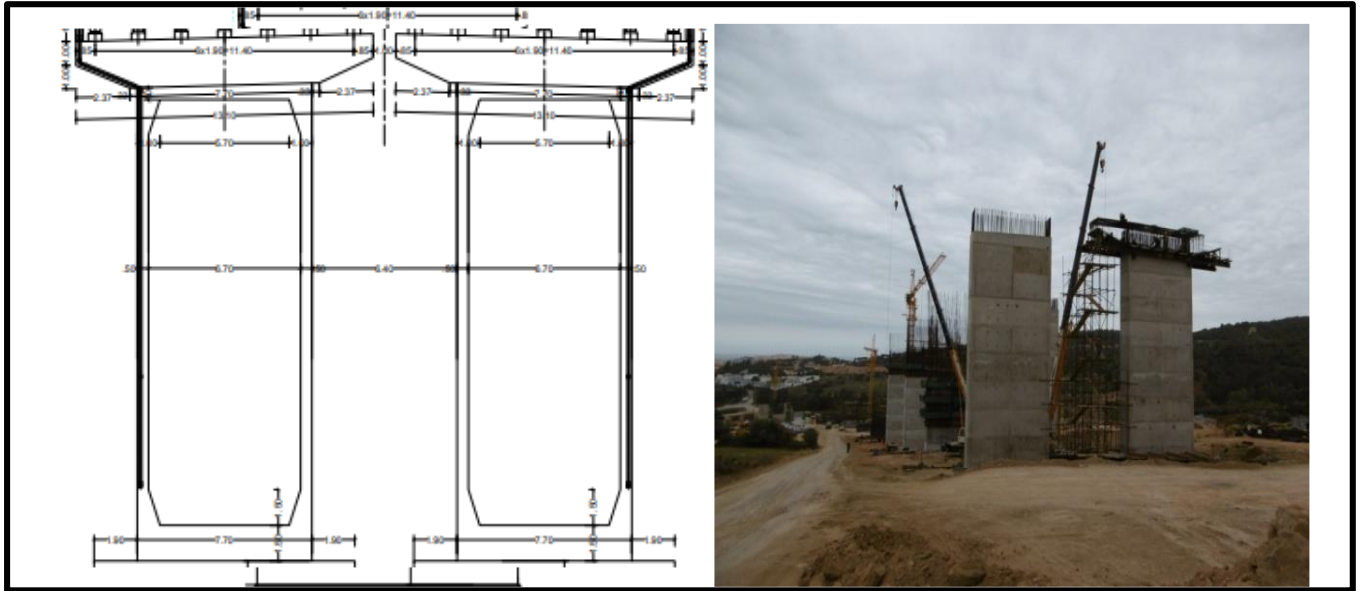


Figure 2- 12 : Coupe transversale et une photo de pile creuse

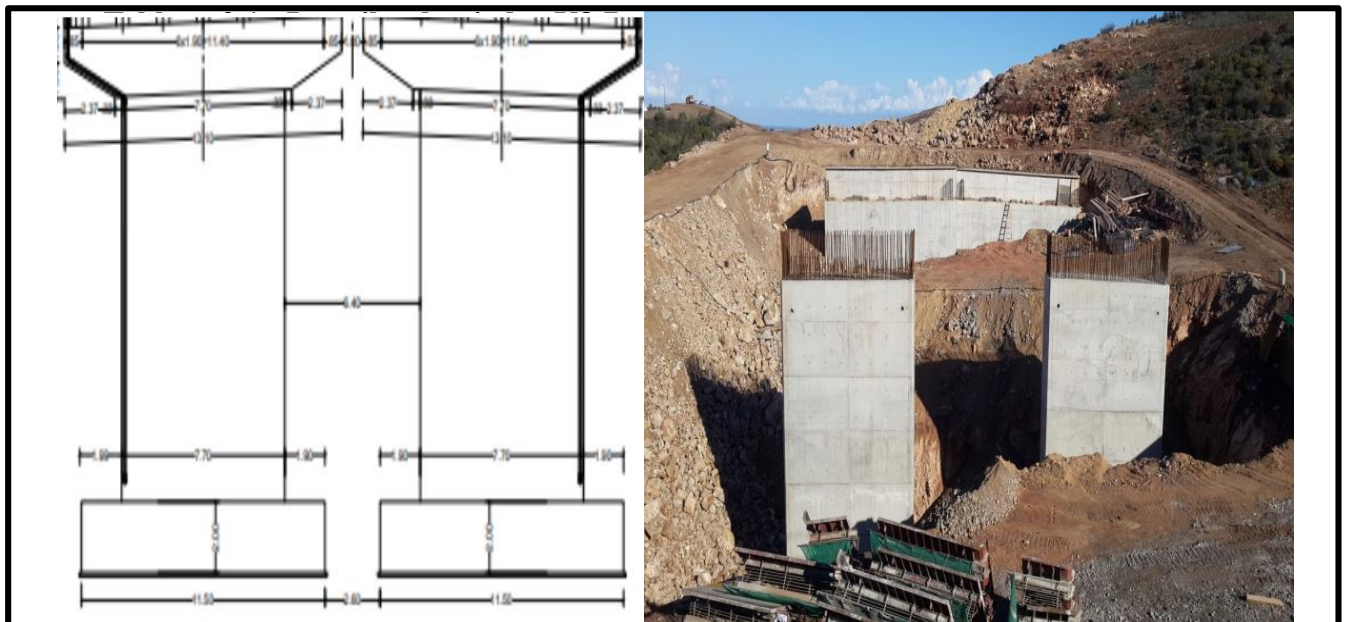


Figure 2- 13 : Coupe transversale et une photo de pile pleine

Tableau 2- 4: Les piles de viaduc V8.7

		Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6	Pile 7	Pile 8	Pile 9	Pile 10	Pile 11
Droite	Type	pleine	creuse	creuse	creuse	creuse	creuse	creuse	creuse	creuse	pleine
	H(m)	13.515	21.220	28.220	32.526	34.926	36.025	37.032	37.073	27.499	13.454
gauche	TYPE	pleine	creuse	creuse	creuse	creuse	creuse	creuse	creuse	creuse	pleine
	H(m)	13.515	21.220	28.220	32.526	34.926	36.025	37.032	37.034	27.503	13.471
H(m) pieux						H=10.80					

4.2.8 Culées :

Cet ouvrage contient des culées en extrémité, la conception des culées est faite classiquement par un mur de front et deux murs en aile appelé les culées remblayées qui jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire ; un mur de front massif qui soutient les terres des remblais



Figure 2- 14: Réalisation de la culée C 12 du viaduc V8.7

Tableau 2- 5:Les culées pleines de viaduc V8.7

Définition de l'appui		C1	C12
Culée droite	H(m)	5.029	5.072
Culée gauche	H(m)	5.026	5.120
Type de fondation		Semi profonde	

4.2.3. Poutre précontrainte :

Un tablier à poutres en T préfabriquées en béton précontraint par post-tension.

La longueur de la poutre préfabriquée $L_{pr} = 33.5$ m et la distance entre appareils d'appuis est égale à $L_c = 32.50$ m.

Les poutres contiennent 3 câbles de précontrainte (12T15), ils sont repartis par 2 sur l'extrémité d'une longueur $L=35.30$ m et le 3eme d'une longueur $L=27.20$ sur l'extrados de la poutre coulée avec le hourdis de tablier.

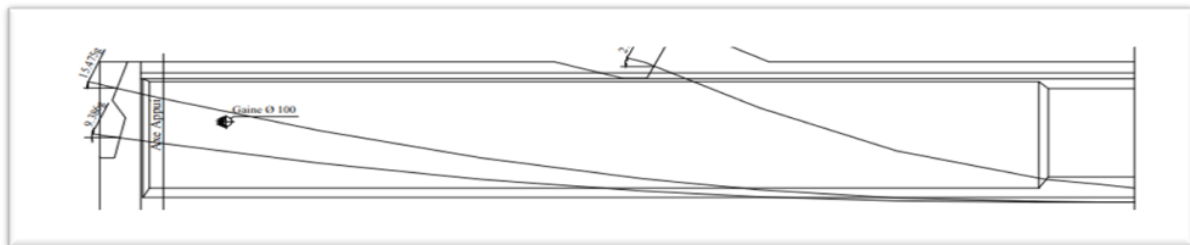


Figure 2- 15: Coupe longitudinale montrant la disposition des câbles de précontrainte

La mise en tension consiste à soumettre les câbles 1 et 2 de la poutre à la moitié de la pression 240 bars sur une extrémité , puis compléter la deuxième 50% sur l'autre extrémité, par une pression finale de 477.5 bars avec des vérins (ALGA, DSI) .



Figure 2- 16 : Vue sur la mise en tension des câbles précontraints

4.2.4. Pieux :

Le calcul de contraintes limites des pieux est réalisé à l'aide du logiciel **FOXTA V3.1**. Par la méthode pressiométrique selon le **Fascicule 62 Titre V**, ainsi que les tassements de fondations profondes par la méthode de Frank & Zhao.

La fondation de pieux sera réalisée à l'aide du forage à la boue. La technique du forage à la boue s'effectue conformément au livret C du CCTP. (15)

Ensemble des pieux de forme circulaire de diamètre $D=120$ cm et $L=1080$ cm

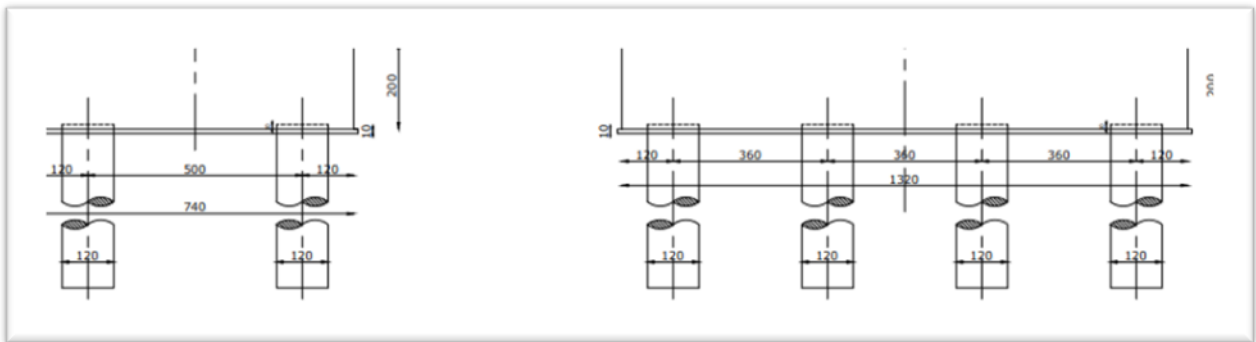


Figure 2- 17: Disposition des pieux de l'appui P7

5 Adaptation de l'épaisseur du hourdis de tablier du viaduc V8.7 par rapport à la cote projet :

Suite à la mise en place des barres de guidage lors des travaux de ferrailage de la travée 1-D, un contrôle « inopiné » a été mené par le bureau de contrôle et de suivi (BCS) en vue de vérifier la cote finale du hourdis du tablier.

Au total 55 points, répartis sur les 7 barres de guidage, ont été levés. L'espacement longitudinal entre les points était d'environ 5 mètres.

Ce contrôle a révélé une surélévation, du hourdis de tablier, allant de 1.6 cm à 13 cm pour une moyenne de 8.1 cm.

La pente longitudinale calculée sur la base du levé varie de -2.2 % à -3.1% contre une pente prévue sur le dossier d'exécution de -2.7 %.

Quant au dévers transversal, il varie de -2.0 % à -3.2 % contre un dévers prévu sur le dossier d'exécution de -2.5%.

Les écarts de cote constatés au droit des points du levé topographique ainsi que les variations de pente sont illustrés sur le **(tableau 2-6)**. (16)

Tableau 2- 6: Récapitulatif des écarts altimétriques du hourdis de tablier

Point	X	Y	Z(obs)	Z(Théo)	Ecart (m)
1	609055.069	3880440.833	112.714	112.669	0.045
2	609055.341	3880436.278	112.633	112.536	0.097
3	609055.570	3880431.813	112.510	112.409	0.101
4	609055.823	3880426.885	112.398	112.272	0.126
5	609056.067	3880422.369	112.275	112.149	0.126
6	609056.299	3880417.881	112.120	112.03	0.090
7	609056.560	3880413.443	111.985	111.916	0.069
8	609056.836	3880408.609	111.865	111.795	0.070

CHAPITRE 2 : Présentation de cas d'étude viaduc V8.7 Ghazaouet

9	609054.812	3880408.511	111.825	111.744	0.081
10	609054.538	3880413.384	111.937	111.867	0.070
11	609054.300	3880417.839	112.095	111.982	0.113
12	609054.074	3880422.277	112.230	112.099	0.129
13	609053.841	3880426.827	112.359	112.223	0.130
14	609053.605	3880431.040	112.449	112.339	0.110
15	609053.324	3880435.961	112.548	112.479	0.069
16	609053.085	3880440.636	112.674	112.617	0.057
17	609051.261	3880440.521	112.614	112.571	0.043
18	609051.515	3880435.874	112.498	112.434	0.064
19	609051.811	3880430.964	112.366	112.295	0.071
20	609052.031	3880426.772	112.271	112.179	0.092
21	609052.291	3880422.203	112.144	112.055	0.089
22	609052.504	3880417.750	112.012	111.937	0.075
23	609052.756	3880413.330	111.873	111.823	0.050
24	609053.006	3880408.429	111.754	111.699	0.055
25	609051.020	3880408.408	111.708	111.652	0.056
26	609050.744	3880413.291	111.837	111.774	0.063
27	609050.476	3880417.766	111.987	111.889	0.098
28	609050.272	3880422.162	112.134	112.006	0.128
29	609049.997	3880426.725	112.241	112.129	0.112
30	609049.764	3880430.940	112.324	112.246	0.078
31	609049.545	3880435.768	112.429	112.385	0.044
32	609049.280	3880440.442	112.580	112.522	0.058
33	609047.480	3880440.374	112.494	112.478	0.016
34	609047.752	3880435.683	112.380	112.34	0.040
35	609047.994	3880430.848	112.275	112.201	0.074
36	609048.213	3880426.650	112.189	112.085	0.104
37	609048.465	3880422.116	112.068	111.962	0.106
38	609048.731	3880417.638	111.939	111.844	0.095
39	609048.946	3880413.208	111.821	111.729	0.092
40	609049.238	3880408.358	111.681	111.608	0.073
41	609047.179	3880408.232	111.627	111.556	0.071

Et à partir de ces résultats et les recommandations de bureau de contrôle et suivi au maître d'ouvrage, l'entreprise SERROR était contrainte de faire un reprofilage de 13 cm pour arriver à la ligne rouge du projet sur le hourdis de 22 cm (initialement prévu) pour avoir finalement un hourdis de 35 cm (**figure 2-18**).

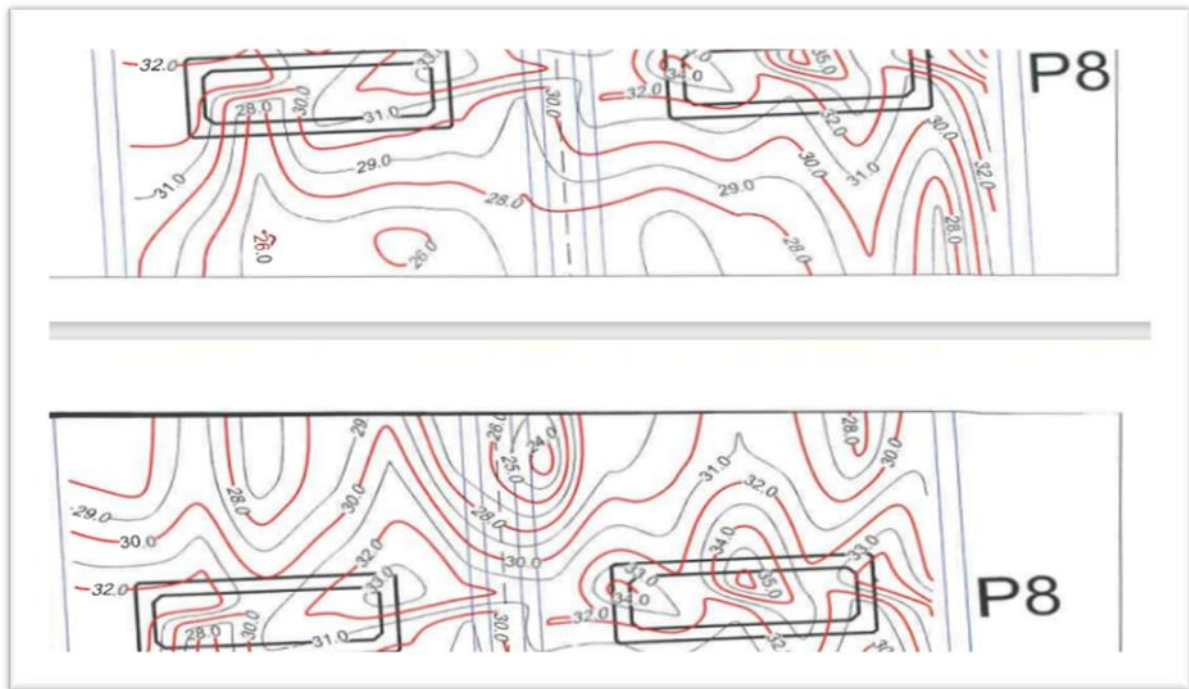


Figure 2-18 : Extrait de répartition des épaisseurs du hourdis de tablier (H max=35cm)

6 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu présenter la configuration du viaduc étudié soit le V8.7 à savoir les caractéristiques topographiques, géomorphologiques, lithologiques ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux de construction d'un viaduc. Par la suite, la non-conformité de la surépaisseur du hourdis de tablier du viaduc a été brièvement présentée, ainsi que les différentes vérifications topographiques ayant accompagné la détection de cette non-conformité.

CHAPITRE 3 : Etude du tablier de l'ouvrage V8.7 Ghazaouet

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

1 Introduction :

Dans chaque projet d'ouvrage d'art et spécialement pour les ponts, il existe plusieurs propositions qui peuvent être réalisées (pont mixte, pont suspendu, pont à poutres, pont en caisson, etc. Afin que choisir la variante appropriée pour notre projet, on recherche la solution la plus économique respectant les contraintes imposées dont la nature peut être très diverse, pour obtenir au meilleur choix, le concepteur doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, et leur limite et leur cout, d'autre part.

Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur, ce choix se fait selon plusieurs critères. On peut citer ce qui suit :

- Selon la voie portée : pont (route, rails, aqueducs...)
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la disposition en plan : droits, biais, courbes
- Selon leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire

Donc les intervenants de notre projet par suite de leur étude ont choisi un viaduc à poutres vues que l'entreprise de réalisation maîtrise bien ce type de pont et elle a une longue expérience.

2 Les avantages de pont à poutres

- La maîtrise de ce type par l'entreprise de réalisation vu que ce type est très courant.
- Facile à réaliser.
- La simplicité de conception.
- Une bonne réutilisation des coffrages.
- Le délai de construction peut être très rapide (les poutres peuvent être fabriquées et stockées).
- Le coût moins important par rapport à d'autres types.
- Entretien facile et rapide.

3 Les inconvénients de pont à poutres

- Structure lourde.
- Obligation de décoffrer après la mise en tension des câbles.
- La portée est limitée par la résistance des poutres.

4 Analyse critique des choix

Le tableau suivant représente un avis critique sur les différentes types de pont

Tableau 3- 1: Analyse des choix

	Pont mixte	Pont caisson	Pont suspendu	Pont poutre
Economie	-	-	-	+
Esthétique	-	-	+	+
Entretien	-	+	-	+
Exécution	+	+	+	+

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

5 Prédimensionnement de tablier

5.1 Nombre des voies

Le viaduc 8.7 contient 3 voies de chaque côté, le nombre de voies déterminé à partir de l'étude du trafic et de l'importance de cette route.

5.2 Largeurs de voies

Selon le guide (SETRA), chaque chaussée comporte 2 à 4 voies de circulation d'une largeur de 3,50 m, une bande dérasée de gauche BDG de 1.00 m, et une bande d'arrêt d'urgence de 2.50 m à 3.00 m.

Si des considérations diverses soit les conditions économiques, insuffisance des emprises, importance des terrassements...), un dimensionnement normal ne peut être envisagé, on peut avoir recours à un profil en travers réduit.

Les adaptations du profil en travers suivantes peuvent être mises en œuvre, soit :

- La réduction de l'ensemble constituant la B.D.G. et la voie de gauche à 4,00 m de large, en privilégiant le rétrécissement de la voie de gauche à celle de la B.D.G.
- Le remplacement de la B.A.U. par une bande dérasée de droite (B.D.D.) d'une largeur de 2,00 m, revêtue sur 1,00 m.

Le viaduc V 8.7 a une largeur roulable de 12 m (3 voies de 3.50 m, BDG de 0.50 m, BAU de 1.00 m) (17)

Avec les dispositifs de sécurité de largeur (0.50 m), la largeur totale de tablier égale à :

$$L_t = L_r + 2 \times 0.5 = 12 + 2 \times 0.5 = 13 \text{ m}$$

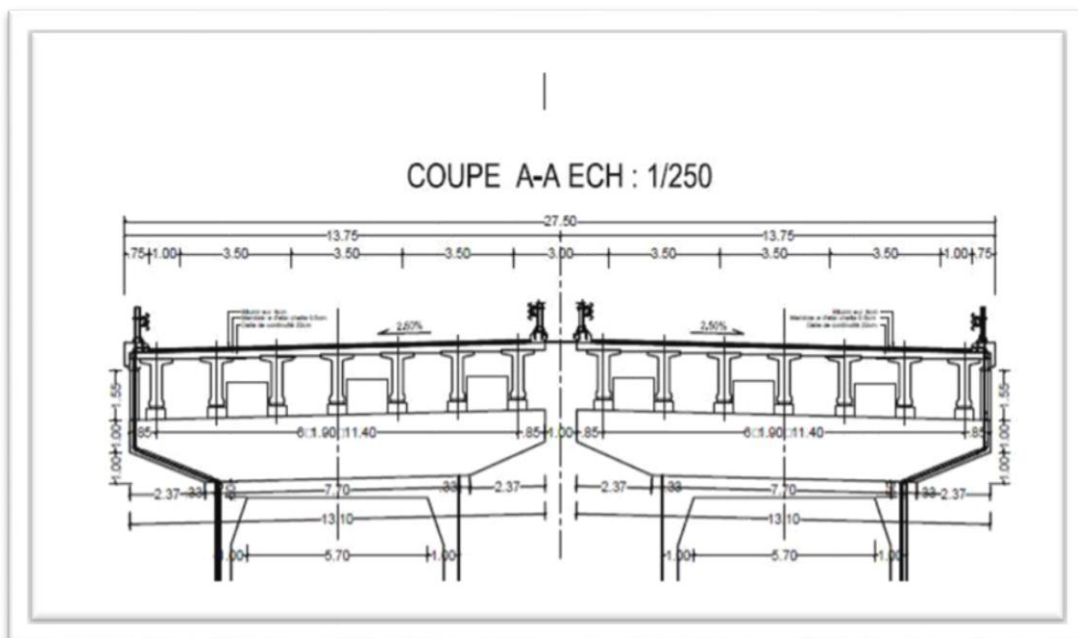


Figure 3- 1: Coupe transversale du viaduc étudié V8.7

5.3 Longueur de travées

Notre projet composé de onze (11) travées, la **figure 2-8 (profil en long de viaduc V8.7)** représente les longueurs de chaque travée. La travée la plus longue est de 33.5 m, la longueur

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

dépend en premier temps de la géométrie de site qui contrôle l'emplacement des piles et des appuis.

5.4 Les éléments de tablier

5.4.1 La poutre

5.4.1.1 L'espacement des poutres

L'entraxe des poutres est généralement compris entre 2.5 et 3.5 m (18) , mais cet espacement dépend de la largeur de tablier et le nombre des poutres. Donc pour le viaduc étudié l'entraxe choisi est de 1,90 m.

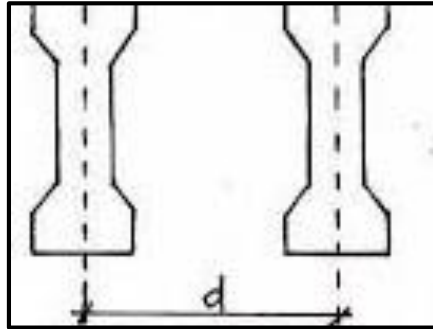


Figure 3- 2:L'espacement des poutres

5.4.1.2 Le nombre des poutres

Le nombre des poutres est calculé selon la formule proposée dans le guide (18). Elle est définie comme suit :

$$N_p = \left(\frac{L_a}{E}\right) + 1 = \left(\frac{11.4}{1.9}\right) + 1 = 7 \text{ Poutres}$$

N_p : nombre de poutres

L_a : entraxe entre les deux poutres d'extrémité

E : entraxe entre les poutres

5.4.1.3 Longueur des poutres

- ✓ Les poutres réalisées ont une longueur de 33.40 m
- ✓ La longueur entre axe de l'appareil d'appuis est de 32,40 m

5.4.1.4 Hauteur des poutres

Selon le guide (18), la hauteur totale du tablier (poutre + hourdis) est comprise entre 1/17 et 1/20 de la portée. Donc, on retrouve :

- ✓ Epaisseur du hourdis : 0.22 m
- ✓ Elancement de la poutre : 1.50 m

5.4.1.5 L'épaisseur de l'âme

En zone médiane où l'effort tranchant est faible, les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres.

Ce minimum dépend du mode de vibration utilisé (externe ou interne) et indirectement du type de coffrage utilisé pour la réalisation des poutres, SERROR a utilisé un coffrage métallique dont l'épaisseur de l'âme est environ 20 à 22 cm, (18) on fixe l'épaisseur à 0.21 cm.

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionnées pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement à réaliser un épaississement de l'âme, l'épaisseur de l'âme peut dépasser les 30 cm, (18) . On prend alors 35 cm.

5.4.1.6 La largeur de la table de compression

Cette largeur de la table de compression dépend de nombreux critères, généralement on prend 0.60 de la hauteur totale de tablier (poutre + hourdis) (18)
 $b=0.6 \times (1.72) = 1.03 \text{ m}$

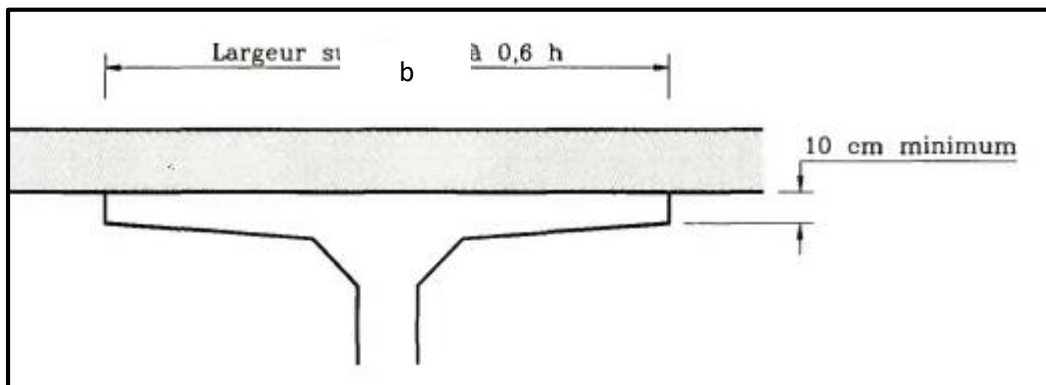


Figure 3- 3: Table de compression (18)

La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15, de sorte que l'épaisseur de la table à la jonction avec le gousset d'âme est majorée d'environ de 5 cm par rapport à l'épaisseur d'extrémité. (18), on prend 6 cm

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

- Il facilite, par sa forme, la mise en œuvre du béton.
- Il assure l'encastrement physique du hourdis dans l'âme.
- Il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans de bonnes conditions.

Dans la pratique, ses dimensions sont approximativement de 0,15 m x 0,15 m avec une inclinaison sensiblement égale à 45° (18).

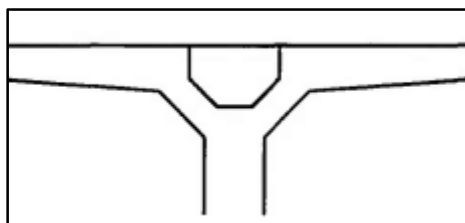


Figure 3- 4 :Gousset de jonction âme-table de compression

5.4.1.7 Talons

Les talons doivent permettre de loger les câbles de précontrainte dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

A. La largeur du talon

Cette largeur varie de 40 cm et 50 cm, on prend alors 0.47 cm.

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

B. Épaisseur du talon

La partie verticale du talon où le pied de talon est généralement comprise entre 0,10 m et 0,20m (18), on prend alors 0.15m.

C. Gousset du talon

C'est l'angle permettant d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints, le plan incliné du talon doit être relativement pentu, la tangente de l'angle α est normalement comprise entre 1 et 1,5. (18). SERROR a adopté un angle de 56.3°

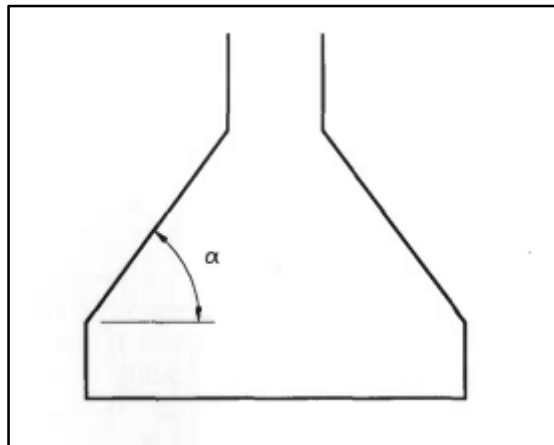


Figure 3-5 : Forme de talon

5.4.2 Entretoisement des abouts

Selon (18) les dimensions d'entretoise sont comme suit :

Épaisseur de 25 à 30 cm, on prend une hauteur de 0.5 à 0.8 m, on prend 0.7m

Les amorces d'entretoise ont la même épaisseur que la partie coulée en place de l'entretoise.

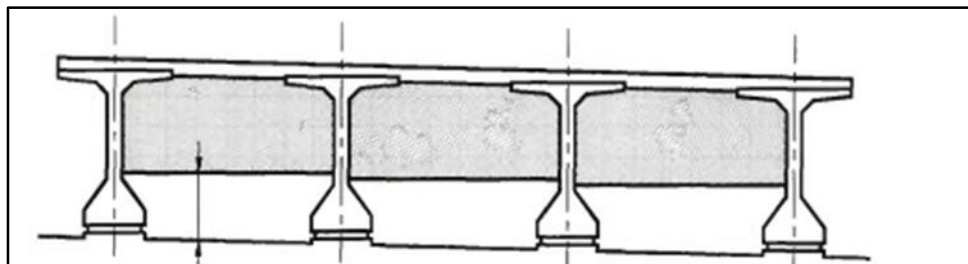


Figure 3-6 : Coupe d'entretoise et amorces

5.4.3 Epaisseur du hourdis

L'épaisseur du hourdis représente le 1/16 de la portée transversale. (18)

$1/16 (3.5) = 0.22 \text{ m}$

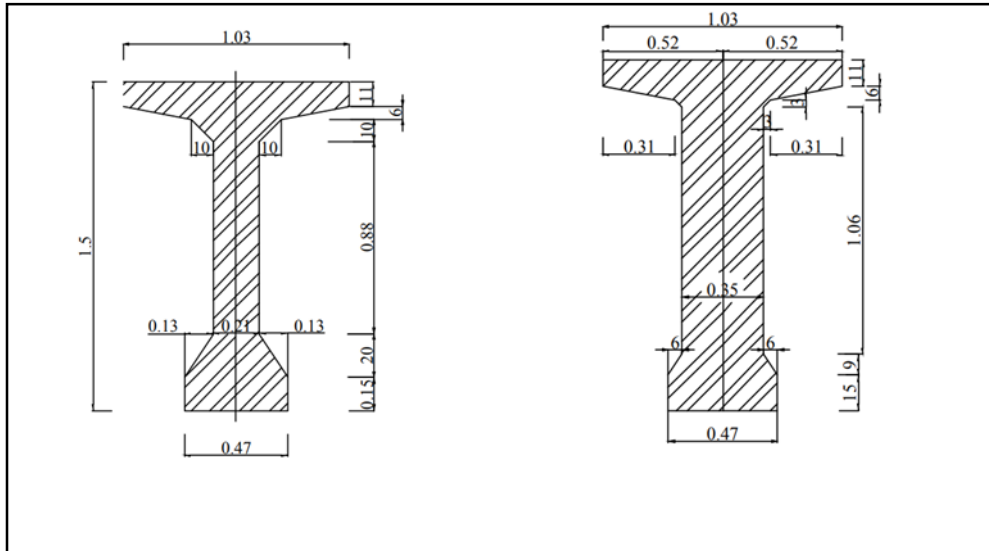


Figure 3-7 : Dimensions de poutre mi-travée et en voisinage des appuis

6 Calcul des charges permanentes et surcharges

6.1 Charges permanentes

6.1.1 Les poutres

$$G_1 = \frac{(S_1 \times L_1 + S_2 \times L_2 + S_3 \times L_3)}{L} \times \rho \times N$$

$$G_1 = \frac{(0.772 \times 0.58 + 0.498 \times 18.4 + 0.642 \times 6.92)}{33.4} \times 25 \times 7$$

$$G_1 = 73.72 \text{ kN/ml}$$

6.1.2 entretoises

$$G_2 = S_e \times E_e \times \rho \times N_e$$

$$G_2 = 7.53 \times 0.4 \times 25 \times 2$$

$$G_2 = 150.78 \text{ kN}$$

6.1.3 hourdis

$$G_3 = E_h \times L_d \times \rho$$

$$G_3 = 0.22 \times 13 \times 25$$

$$G_3 = 71.5 \text{ kN/ml}$$

6.1.4 corniches

$$G_4 = S_c \times \rho$$

$$G_4 = 0.153 \times 25$$

$$G_4 = 3.825 \text{ kN/ml}$$

6.1.5 longrine

$$G_5 = S_l \times \rho$$

$$G_5 = 0.1426 \times 25$$

S1 : La section de la poutre à d'about
 S2 : La section de la poutre à mi-travée
 S3 : La section variable de la poutre
 L : La longueur totale de poutre
 L1 : La longueur de la section d'about
 L2 : La longueur de la section à mi-travée
 L3 : La longueur de la section variable
 ρ : La masse volumique de béton en kN/m^3
 N : Le nombre des poutres dans une travée.

S_e : La surface totale d'entretoise
 E_e : L'épaisseur d'entretoise
 N_e : Le nombre de l'entretoise.
 ρ : La masse volumique de béton en kN/m^3

E_h : Epaisseur d'hourdis
 L_d : Largeur totale de dalle
 ρ : La masse volumique de béton en kN/m^3

S_c : La surface de corniche
 ρ : La masse volumique de béton en kN/m^3

S_l : La section de longrine
 ρ : La masse volumique de béton en kN/M^3

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

$$G_5=3.56 \text{ kN/ml}$$

6.1.6 Etanchéité

Le procédé d'étanchéité est constitué d'une feuille préfabriquée à base de bitume, soudée à chaud avec une couche d'accrochage sur le support en béton de ciment préalablement préparé avec ou sans couche d'accrochage sur reprofilage en enrobé bitumineux (19), de masse surfacique égale à : 0.11 kN/m^2

$$G_6=M_v \times L$$

$$G_6=0.11 \times 13$$

$$G_6=1.43 \text{ kN/ml}$$

M_v : Masse surfacique d'étanchéité

L : Largeur totale de tablier

6.1.7 Revêtement

On utilise deux couches de bitume avec les caractéristiques suivants :

5cm de BBME de masse volumique 26.71 kN/m^3

3cm de BBMA de masse volumique 24.68 kN/m^3

$$G_7= (e_1 \times M_{v1} + e_2 \times M_{v2}) L_r$$

$$G_7= (0.05 \times 26.71 + 0.03 \times 24.68) \times 12$$

$$G_7=24.91 \text{ KN/ml}$$

e_1, e_2 : épaisseurs des couches de revêtement

M_{v1}, M_{v2} : masses volumiques de bitume

L_r : Largeur roulable

6.1.8 Dispositifs de retenues

La fonction de base d'une barrière de sécurité est de maintenir sur la plate-forme un véhicule en perdition, c'est donc un élément primordial de la sécurité des usagers. (20)

On utilise une glissière de sécurité type H3 avec une masse de 0.6 kN/ml

$$G_8=0.6 \times 2=1.2 \text{ kN/ml}$$

6.2 Tableaux récapitulatif des charges permanentes sur le tablier

Le tableau 3-2 joint ci-après récapitule les valeurs retrouvées de la charge permanente.

Tableau 3- 2: Tableau récapitulatif des charges permanentes sur le tablier

Charges	G(kN/ml)	G(kN)
Poutres	73.72	2462.24
Entretoises	/	150.78
Hourdis	71.5	2388.10
Corniches	3.82	127.58
Longrine	3.56	118.90
Etanchéité	1.43	47.76
Revêtement	24.91	831.99
Glissière de sécurité	1.2	40.08
La charge totale		6 151.84

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

7 Les Surcharges

7.1 Charges à considérer

Les charges définies dans les paragraphes 4.4 à 4.13 (RCPR), sont valables pour les ponts-routes supportant une ou plusieurs chaussées.

Deux systèmes de charges civiles A et B peuvent être disposés sur les chaussées des ponts. Ces systèmes sont distincts et indépendants, en ce sens que pour le calcul d'un effet donné.

En outre, les itinéraires faisant l'objet d'un classement doivent permettre la circulation de matériels militaires lourds ou de convois exceptionnels. (21)

7.2 Largeur chargeable

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe ou en conservant cette même largeur roulable dans le cas contraire.

Donc : $L_{ch} = L_r - 2(0.5) = 11 \text{ m}$

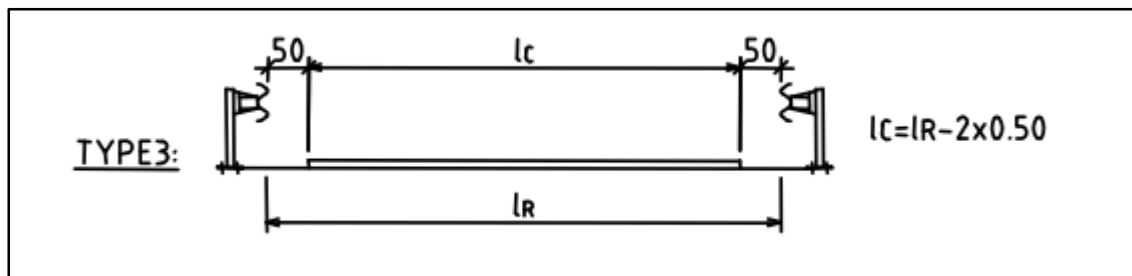


Figure 3- 8: Largeur roulable et largeur chargeable

7.3 Classe de pont

Les ponts-routes sont rangés en 3 classes en fonction de la largeur roulable (21)

Tableau 3- 3: Classe de pont en fonction de largeur roulable

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7\text{m}$
2	$5.50 \text{ m} < L_r < 7\text{m}$
3	$L_r < 5.50\text{m}$

Le viaduc étudié est de classe 1.

7.4 Coefficient de majorations dynamiques

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes B_c , B_r , B_t est le même pour chaque élément d'ouvrage.

Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule (21)

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

L_t : La longueur de la travée

G : Le poids total des charges permanentes.

S : Le poids maximum des surcharges que peut supporter

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

Les majorations dynamiques sont applicables aux charges militaires, le coefficient de majoration étant calculé par la même formule que celle pour le système B.

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques. (22)

Les coefficients de majoration dynamique pour chaque système après calcul sont comme suit

Tableau 3- 4: Les valeurs des coefficients dynamiques

Système de charges	Charge maximale (kN)	Coef de majoration
Bc	1710	1.081
Bt	640	1.022
Br	100	1.013
Mc120	1100	1.024

7.5 Les systèmes des charges mobiles

7.5.1 Système de charges A

La chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur $A(l)$ par deux coefficient a_1 tiré à partir du (tableau 3-5) et a_2 selon (21)

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

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l+12} \quad l : \text{la longueur chargée}$$

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{32.4+12}$$

$$A(l) = 10.408 \text{ KN/m}^2$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, les valeurs de a_1 sont données dans le tableau suivant

Tableau 3- 5: Coefficients a_1

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

D'après le tableau, la valeur de $a_1 = 0.9$

$$A_1 = A(l) \times a_1 = 9.36 \text{ kN/m}^2$$

Le coefficient a_2 est obtenu par la relation suivante :

$$a_2 = \frac{v_0}{v} \quad V : \text{la largeur d'une voie}$$

V_0 : ayant les valeurs données par le tableau 3-6

Tableau 3- 6: Valeurs de v_0

Classe de pont	v_0
1	3.5 m
2	3.0 m
3	2.75 m

$$v_0=3.5$$

$$a_2=3.5/3.5=1$$

$$\text{Donc : } A_2=A_2 \times a_2=9.36 \times 1=9.36 \text{ kN/m}^2$$

7.5.2 Système de charges B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts : (21)

- Le système Bc se compose de camions types.
- Le système Br se compose d'une roue isolée.
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux-tandems.

A. Système Bc

On dispose sur la chaussée autant de files de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et pas plus, on place toujours ces camions dans la situation la plus défavorable. (21)

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients « bc » du tableau suivant

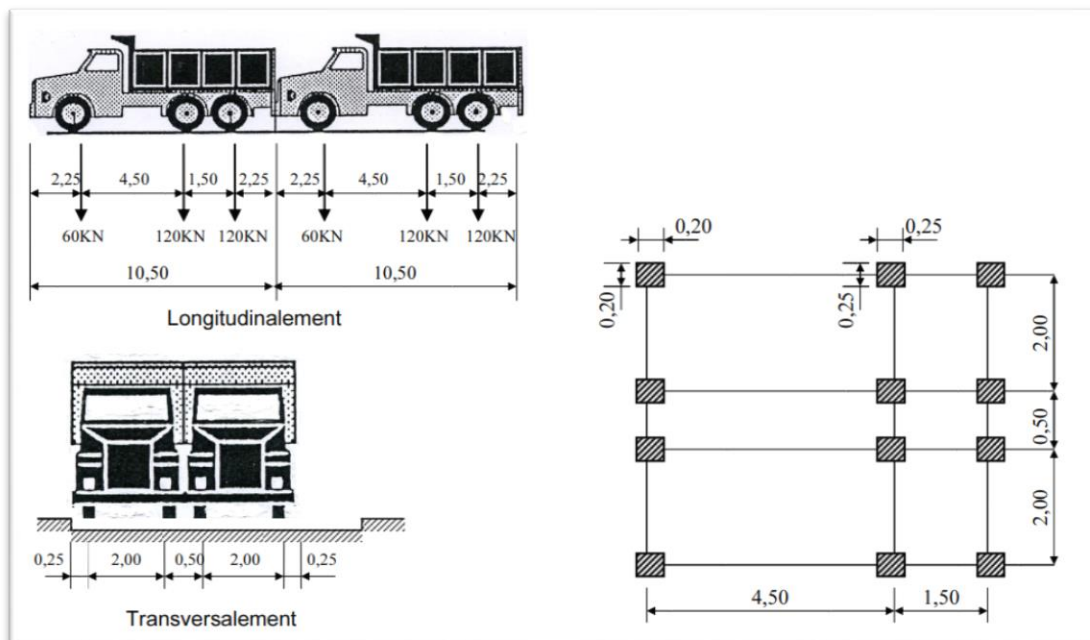


Figure 3- 9: Système Bc

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

Tableau 3- 7: Les coefficients « bc »

Nombre de voies chargées	1	2	3	4	>5	
Classe de pont	1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	2	1.00	1.00	-	-	-
	3	1.00	0.80	-	-	-

D'après le tableau : $bc=0.95$

On a 3 files et 2 camions par files, donc on peut placer 6 camions

Le poids d'un camion est : 30 t

$S=30 \times 6 \times bc=180 \times 0.95 =171$ t

$Bc= S \times \delta Bc =171 \times 1.081$

$Bc=184.90$ t = 1849 kN

B. Système Bt

Un tandem du système Bt comporte deux essieux et la masse portée par chaque essieu est de 16 t. Toutes les deux à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposées de front sur la chaussée. (21)

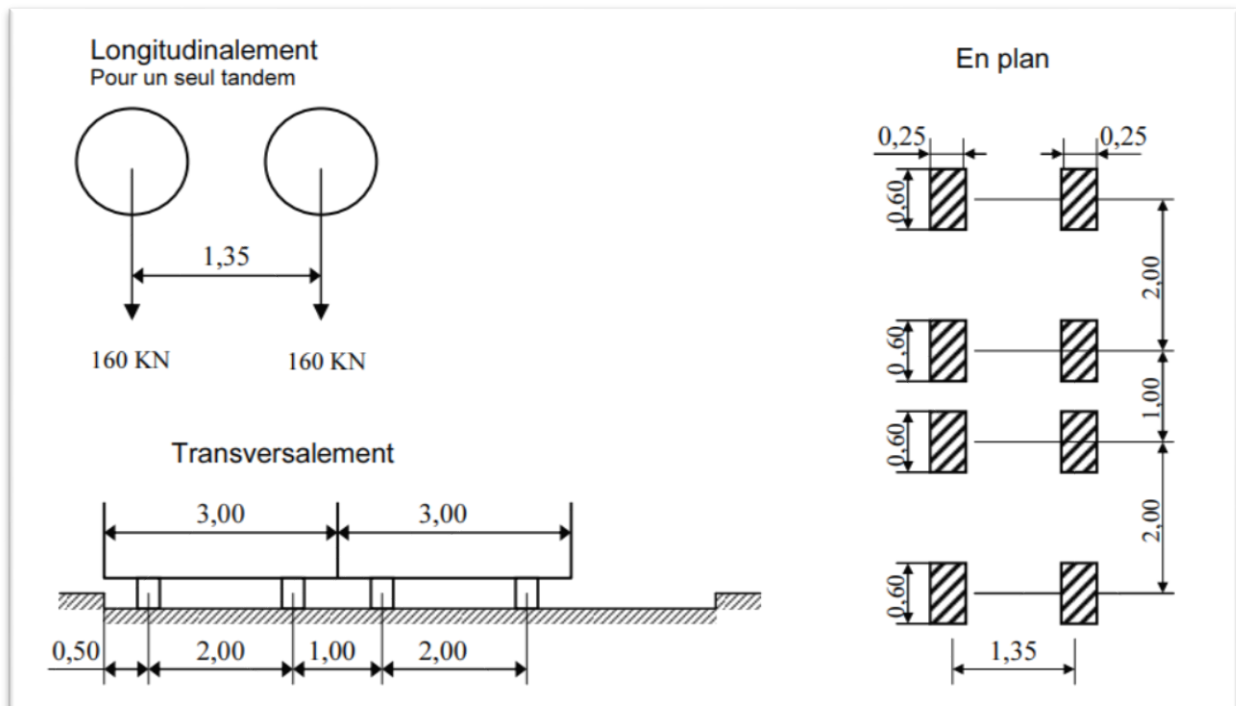


Figure 3- 10: Système Bt

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système « Bt » prises en compte sont multipliées par les coefficients « bt » suivants :

Tableau 3- 8: Valeurs de bt

Classe de pont	Bt
1	1.2
2	1

Le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou deuxième classe.

$$S=16 \times 2 \times 2 \times bt$$

$$S=64 \times 1.2 =76.8 \text{ t}$$

$$Bt=S \times \delta Bt=76.8 \times 1.022$$

$$Bt=78.489 \text{ t}=784.89 \text{ kN}$$

C. Système Br

La roue isolée, qui constitue le système Br porte une masse de 10 tonnes, (21)

Le rectangle d'impact de la roue Br, disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

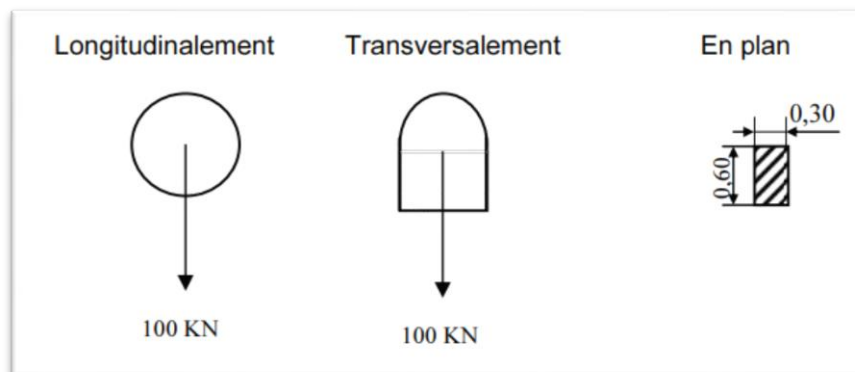


Figure 3- 11: Système Br

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

$$Br=S \times \delta Br=10 \times 1.013$$

$$Br=10.13 \text{ t} = 101.3 \text{ kN}$$

7.5.3 Charges militaires

Pour permettre la circulation des convois militaires de l'une des classes M80 ou M120, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de ces types (21) , on rend l'un des cas les plus défavorables.

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

7.5.3.1 Convoi Mc120

Selon(RCPR),Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes (21) :

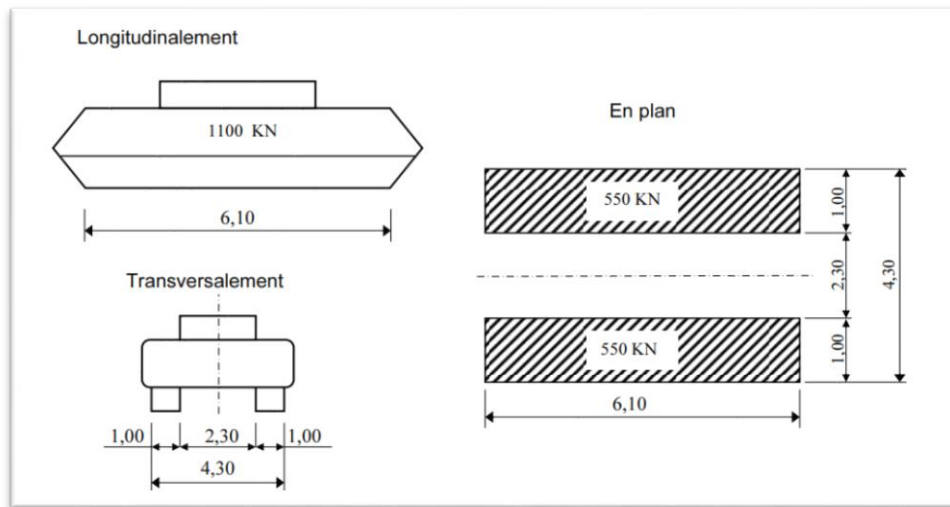


Figure 3- 12: Convoi Mc120

Charge totale : 1100 kN

longueur d'une chenille : 6.10 m

Largeur d'une chenille : 1.0 m

distance d'axe entre deux chenilles : 3.30 m

$S=550$ kN

$$Mc120=2 \times \frac{S \times \delta_{Mc120}}{6.1 \times 1}$$

$$Mc120=2 \times \frac{550 \times 1.024}{6.1 \times 1}$$

$$Mc120=184.65 \text{ kN/m}^2$$

7.5.4 Charges exceptionnelles

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant.

3.3.7.1. Convois types D

Le convoi D280 ou D240 est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont.

Dans le sens longitudinal, il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable dans le sens transversal, son axe longitudinal est situé à 3.50 m du bord de la largeur chargeable.

(21)

A. Convoi type D280

Le convoi-type D comporte deux remorques supportant chacune 1400 Kilonewton, avec les caractéristiques suivantes :

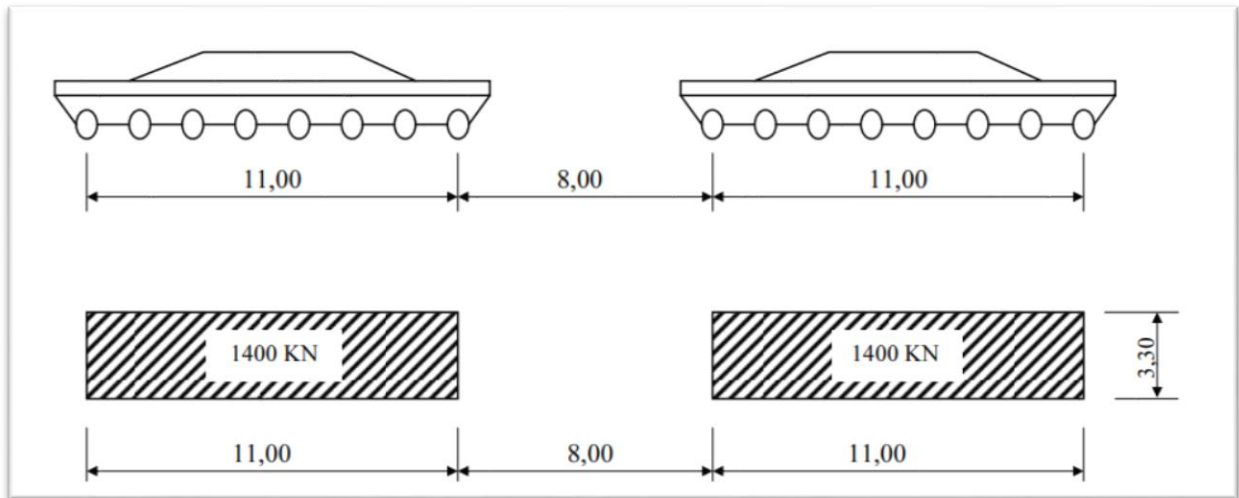


Figure 3- 13: Convoi D280

$$D=2x [1400/ (11x3.3)]$$

$$D=2x38.56 \text{ kN/m}^2$$

B. Convoi type D240

Il comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 Kilonewton de poids total.

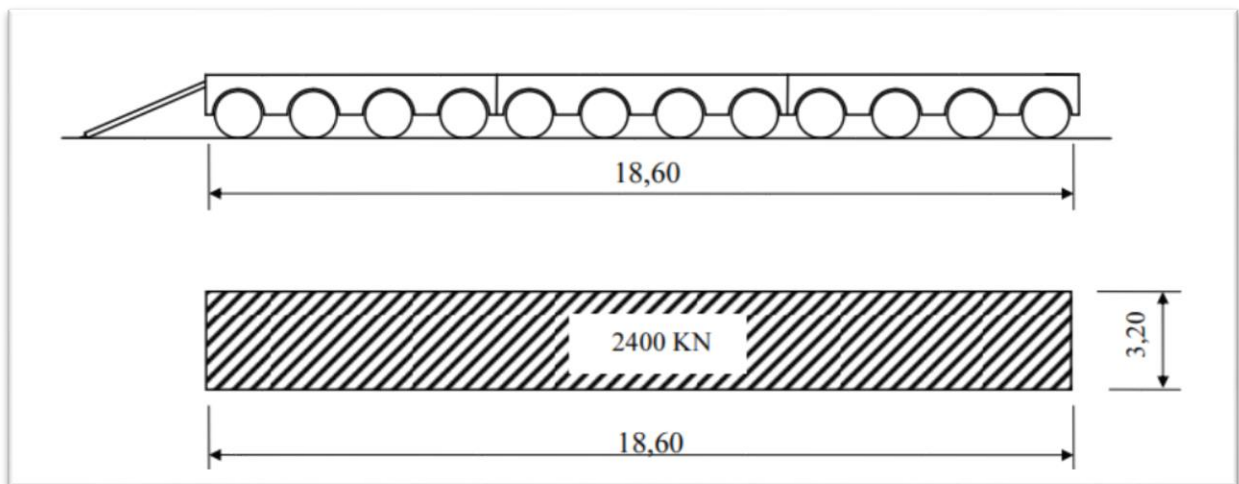


Figure 3- 14: Convoi D240

Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long (21).

$$D240=2400/ (18.6 \times 3.2)$$

$$D240=40.32 \text{ kN/m}^2$$

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

7.5.4.1 Convoi-type E

Le convoi E360 ou E400 est supposé circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont.

Dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable dans le sens transversal, son axe longitudinal est situé à 3.50 m du bord de la largeur chargeable.

A. Convoi E400

Le convoi-type E comporte deux remorques supportant chacune 2000 kilonewton.

$$E400=2000/(15 \times 3.3)$$

$$E400=2 \times (40.4) \text{ kN/m}^2$$

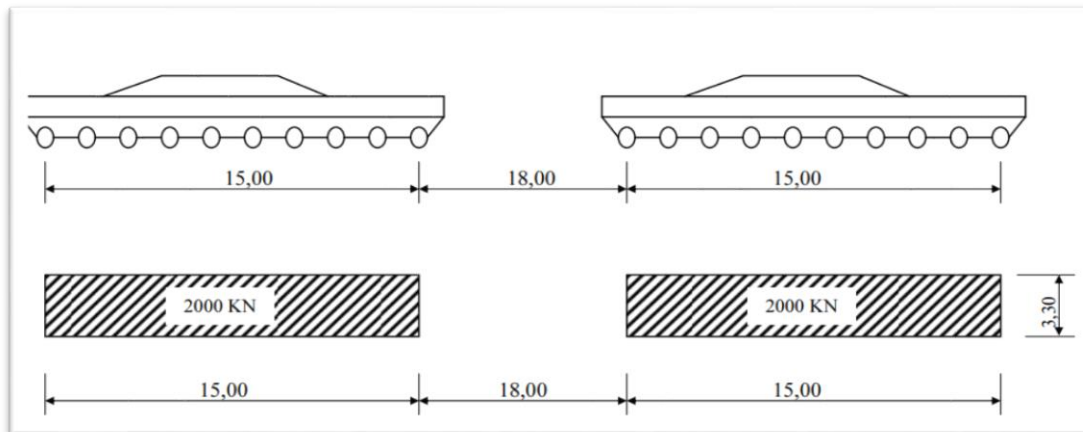


Figure 3- 15 :Convoi E400

B. Convoi E360

Le convoi type E360 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à trois essieux de 3600 kilonewtons de poids total

$$E360=3600/ (18.6 \times 5.1)$$

$$E360=37.95 \text{ kN}$$

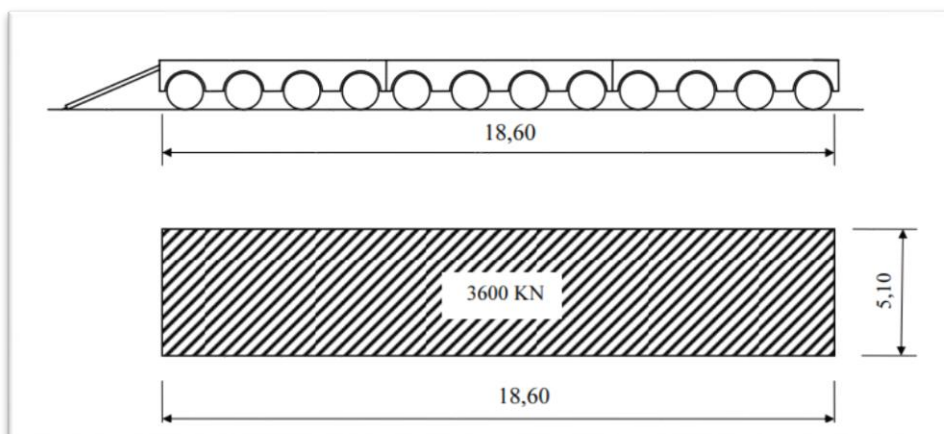


Figure 3- 16: Convoi E360

7.5.5 Autres charges

7.5.5.1 Surcharge des trottoirs

Pour la justification des fermes maîtresses qui supportent à la fois une chaussée et un des trottoirs il y a lieu d'application sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kilogrammes par mètre carré de façon à produire l'effet maximal envisagé.

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

7.5.5.2 L'effet de freinage

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. (21)

A. Effort de freinage dû au système A

L'effet de freinage correspond au système A(L) est donné par :

$$QF(A) = \frac{Q(AI)}{20+0.0035 \times S}$$

Avec S : la surface chargée

$$S=32.4 \times 10.5=340.2 \text{ m}^2$$

$$Q(AI)=A \times S=9.367 \times 340.2=3186.65 \text{ kN}$$

$$QF(A)=150.38 \text{ kN}$$

B. Effort de freinage dû au système B

Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont (six camions pour notre ouvrage), un seul est supposé freiner, dont l'essieu peut développer un effort de freinage égal à son poids de 30 tonnes.

$$QF(B)=300 \text{ kN}$$

7.5.5.3 Effets thermiques

A. Variation linéaire

La différence de température prise en compte est comme suit : $\Delta T = +35^\circ\text{C}, -15^\circ\text{C}$. Le coefficient de dilatation du béton est pris égal à : $\alpha = 10^{-5} \text{ C}$

B. Gradient thermique

Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau ci-après .

Tableau 3- 9: Gradient thermique

Type de tablier	En phase de construction	En service
	Gradient ($^\circ\text{C}$)	Gradient ($^\circ\text{C}$)
Tablier métallique	± 18	± 10
Tablier mixte	± 15	± 8
Tablier en béton	± 12	± 7

On prend donc : 7°C

7.5.5.4 Charges de vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée. Il développe sur toute surface frappée normalement une pression égale à : 2000 N/m² pour les ouvrages en service. (22)

$$Q_v=2\text{kN/m}^2$$

CHAPITRE 3 : Etude de tablier de l'ouvrage viaduc V8.7 Ghazaouet

7.6 Tableau récapitulatif des surcharges :

Le Tableau suivant représente une récapitulation des surcharges et leurs valeurs

Tableau 3- 10: Tableau récapitulative des surcharges

Type de charge		Valeurs
Système de charge A		9.36 kN/m ²
Système de charge B	Système Bc	1849 kN
	Système Bt	657.11 kN
	Système Br	101.3 kN
Efforts de freinage	Dû à A	150.38 kN
	Dû à B	300 kN
Charges militaires	Mc120	184.65 kN/m ²
Charges exceptionnelles	D240	40.32 kN/m ²
	D280	77.14 kN/m ²
	E360	37.95 kN/m ²
	E400	160.16 kN/m ²
Charges accidentelles	Charge de vent	2 kN/m ²

7.7 Combinaisons de charge

Il convient de combiner les différentes charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer.

Les combinaisons de charges expriment les différentes répartitions des efforts appliqués (en distinguant les charges permanentes, d'exploitation et climatiques) aux structures en fonction de la probabilité de leur existence et des plus grandes valeurs qu'ils peuvent prendre (21).

Les valeurs nominales à considérer sont celles qui sont exprimées dans le tableau 3-9, ces valeurs vont être multipliées par deux coefficients, les coefficients de pondération (23) , et les coefficients multiplicateurs des actions dues au trafic (21).

Tableau 3- 11: Les coefficients de pondération

Action	ELU	ELS
Charge permanente	1.35	1
Surcharge A(l)	1.5	1
Surcharge B	1.5	1
Surcharge Mc120	1.35	1
Surcharge Type D	1.35	1
Surcharge Type E	1.35	1

Tableau 3- 12: Les coefficients multiplicateurs des actions dues au trafic

Charges	Etat limite	
	ELU	ELS
- Charges de chaussées et effets annexes - Charges sur remblais (articles 4, 5, 6, 7, 8)	1.07	1.20
- Charges militaires et charges exceptionnelles (art. 9 et 10)	1.00	1.00
- Charges sur trottoirs, passerelles piétons et garde-corps	1.00	1.00

Les combinaisons d'action à considérer sont les suivantes selon (21) :

Tableau 3- 13: Listing des combinaisons d'action utilisées

ELU	ELS
1.35G +1.6A1	G+1.2A1
1.35G +1.6Bc	G+1.2Bc
1.35G +1.6Bt	G+1.2Bt
1.35G +1.6Br	G+1.2Br
1.35G +1.35Mc120	G+Mc120
1.35G +1.35D240	G+D240
1.35G+1.2A1+0.5 ΔT	G+1.2A1+0.5ΔT
1.35G+1.2Bc+0.5 ΔT	G+1.2Bc+0.5ΔT
1.35G+1.35Mc120+0.5 ΔT	G+Mc120+0.5ΔT
1.35G+1.35D240+0.5 ΔT	G+D240+0.5ΔT+0.6Θ

Il est à noter que le convoi exceptionnel retenu dans le calcul de cet ouvrage est bien le convoi D240.

L'autre convoi E360 n'a pas été pris en compte et n'a pas été exigé par le Maître de l'ouvrage, également

8 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de mieux appréhender les règlements en vigueur utilisés dans le dimensionnement des ouvrages soit la largeur des voies, longueur des travées, ainsi que les différents éléments porteurs constituant le tablier.

En effet, la vérification effectuée sur les poutres réalisées par l'entreprise SEROR par rapport au document SETRA, montre bien qu'elles sont conformes aux spécifications de ce document. Le hourdis de tablier et l'entretoisement sont eux aussi vérifiés et conformes aux exigences en vigueur.

S'agissant des charges et surcharges appliquées, elles sont présentées en détail dans ce chapitre pour nous permettre de les introduire dans la partie suivante soit le chapitre 4 réservé à la modélisation numérique et aux vérifications des contraintes.

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale provenant de la surépaisseur du hourdis de tablier

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

1 Introduction

Dans ce chapitre, on procédera à une modélisation du tablier pour la travée numéro 7 du viaduc v8.7, en utilisant le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020, en vue de déterminer les efforts internes, en premier temps pour l'épaisseur initiale du hourdis de tablier soit 22 cm puis la nouvelle épaisseur fu hourdis de tablier tenant compte de la surépaisseur soit 13 cm ce qui en résulte une épaisseur totale qui de $22+13 = 35\text{cm}$.

2 Modélisation du tablier du viaduc V8.7 à Ghazaouet

2.1 Description générale du logiciel

Le logiciel Robot est un progiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée. (24)

Figure 4- 1: Page initiale de logiciel



Les caractéristiques principales du progiciel Robot sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier, p. ex. au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO),
- La possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes etc.),
- La possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread),
- La possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure, la possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

non pas seulement dans les modules métier (très utile pour accélérer le dimensionnement).

- La possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels). (24)

2.2 Les étapes de modélisation

La modélisation en 3D de l'ouvrage étudié passe par des différentes étapes :

- La déclaration des lignes de construction.
- La déclaration des nœuds.
- Relier les nœuds soit par des éléments rectilignes (barre), soit par des éléments plaques
- Définition de différentes caractéristiques des matériaux (Acier, Béton)
- Définition et affectation des différents sections.
- Définition et affectation des différents charges et surcharges.
- Définition des différentes combinaisons de charges.
- Définir l'appui correspondant au fonctionnement de la structure.
- Analyse sous les différentes combinaisons de charges.
- L'exploitation des résultats obtenus.

2.3 Définition de modèle

Avec le même principe de modélisation, le tablier repose d'un côté sur des appuis doubles et d'autre côté sur des appuis simples, les poutres sont solidarisiées avec des entretoises au niveau des appuis, Pour les sollicitations, on utilise les actions calculées dans les tableaux, et on utilise le logiciel Robot 2020, notre modèle comprend 37 éléments barres et 646 nœuds, et une dalle maillée à la base des éléments finis, on utilise un béton de classe RN35.

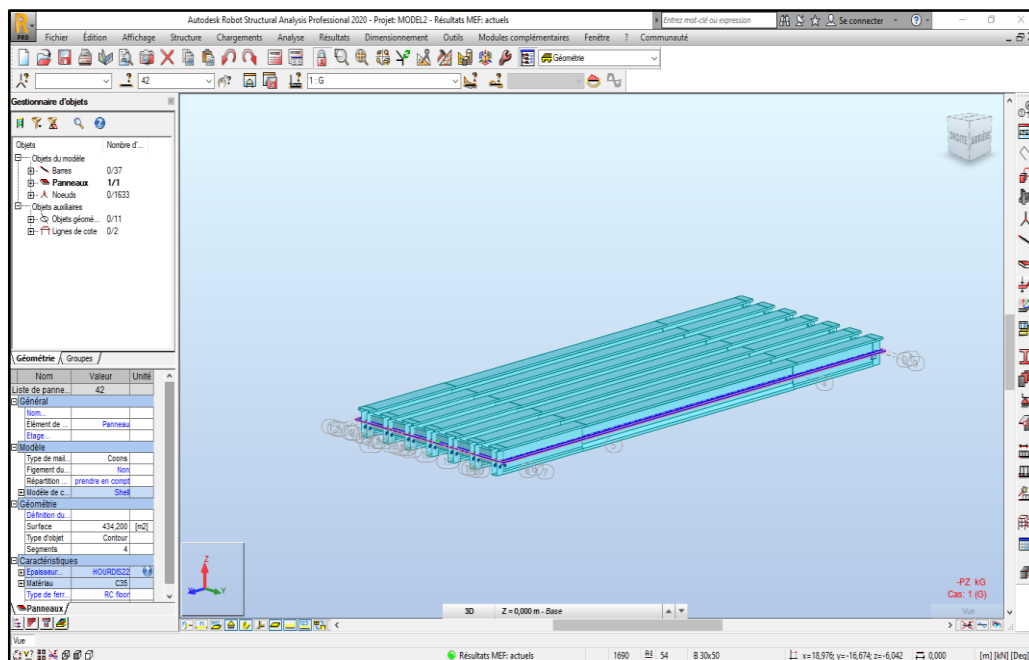


Figure 4- 2: Représentation du modèle numérique sous le logiciel Robot

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

3 Validation des résultats

Après avoir analysé les résultats des moments fléchissant à mi-travée obtenus dans cette étude, nous avons procédé à une confrontation des résultats avec ceux obtenus par le Bureau d'études SEROR. Le tableau 4-13 ci-après joint, montre les résultats trouvés :

Tableau 4- 1: Confrontation des résultats trouvés avec ceux de SEROR

N° poutre		Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4	Ecart
Combinaison		h =22 cm (Epaisseur initiale du hourdis)				
Dead	BET	3 038.14	3 100.28	3 102.06	3 103.85	<u>1.04 %</u>
	PFE	3 094.76	3 058.02	3 036.65	3 027.71	
ELS 10	BET	6 941.64	7 137.71	6 837.16	6 607.61	<u>5.88 %</u>
	PFE	6 925.17	6 791.02	6 446.70	5 832.07	
ELU 10	BET	9 372.50	9 638.12	9 232.83	8 923.05	<u>5.96 %</u>
	PFE	9354.63	9 163.32	8 693.55	7 864.18	
Combinaison		h =35 cm (Epaisseur finale du hourdis)				
Dead	BET	3 715.14	3 777.28	3 779.06	3 780.85	<u>1.16 %</u>
	PFE	3 733.68	3 692.22	3 667.75	3 659.25	
ELS 10	BET	7 618.64	7 814.71	7 514.16	7 284.61	<u>6.56 %</u>
	PFE	7 299.16	6999.21	6661.43	6273.93	
ELU 10	BET	10 286.45	10 552.07	10 146.78	9 837.00	<u>6.08 %</u>
	PFE	9 853,83	9 442,27	8 982.05	8 458.32	

Dead : surcharge due au poids propre

ELS10 :la combinaison la plus défavorables à l'état limite service ($G+D240+0.6\Delta T+0.5\Theta$)

ELU10 :la combinaison la plus défavorables à l'état limite ultime ($1.35G+1.35D240+0.5\Delta T$)

A l'issue de la confrontation de nos résultats avec ceux du BET SEROR, nous tenons à préciser qu'ils sont très proches entre eux, avec un écart de 6 % environ. C'est la raison pour laquelle, nous considérons que notre modèle numérique a pu être validé

Nota :

- Nous tenons à préciser que la validation des résultats s'est faite avec les combinaisons utilisées par le BET SEROR, seulement. Sachant que ce même BET (avec son expérience) connaissait déjà les combinaisons les plus défavorables, depuis le départ de son expertise.
- 04 poutres sur 07 ont été étudiées dans cette partie pour se conformer aux données du Bureau d'études SEROR.

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

4 Les efforts internes obtenus

4.1 Moments fléchissant

Nous joignons ci-après les résultats détaillés des moments fléchissant au droit des sept poutres de la travée 7, sous les différentes charges et les différentes combinaisons :

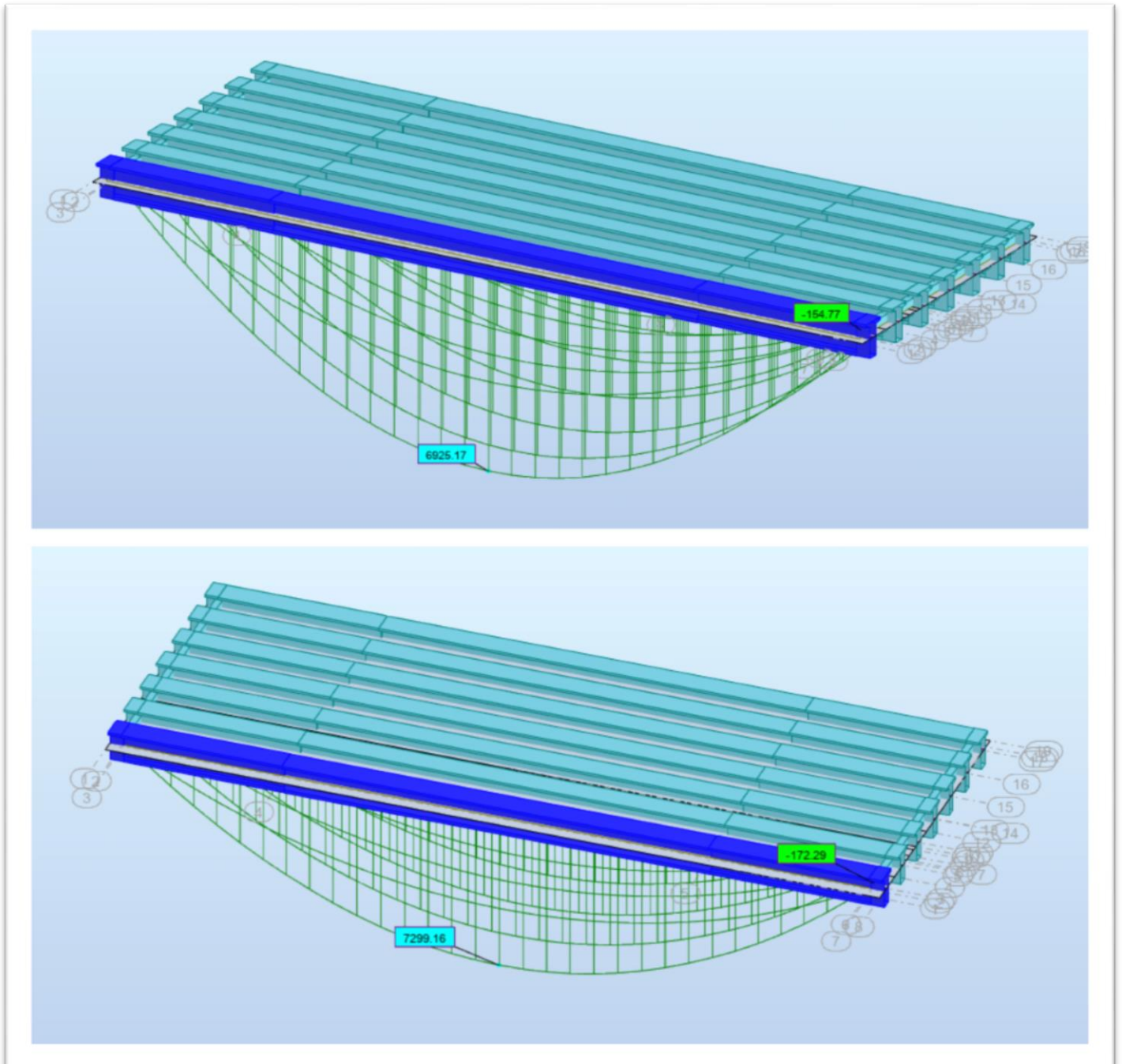


Figure 4- 3: Représentation des diagrammes de moment fléchissant(ROBOT)

La figure 4-3 représente les diagrammes des moments fléchissant a l'ELS sous la combinaison la plus défavorable soit ELS 10 correspondant aux deux modèles de 22 et 35 cm.

Nous remarquons que la poutre de rive P1 est la plus sollicitée pour les deux cas de figure.

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

$h=22\text{ cm}$, $M_{\text{smax}}=6\,925.17\text{ kN.m}$, $M_{\text{smin}}=-154.77\text{ kN.m}$

$h=35\text{ cm}$, $M_{\text{smax}}=7299.16\text{ kN.m}$, $M_{\text{smin}}=-172.29\text{ kN.m}$

Tableau 4- 2: Moment fléchissant sous les différentes charges (22 & 35cm) (ROBOT)

Cas de charge		Poutre 1 (kN.m)	Poutre 2 (kN.m)	Poutre 3 (kN.m)	Poutre 4 (kN.m)	Poutre 5 (kN.m)	Poutre 6 (kN.m)	Poutre 7 (kN.m)	
Dead	h=22cm	3094.76	3058.02	3036.65	3027.71	3031.82	3053.39	3095.52	
	h=35cm	3733.68	3692.22	3667.75	3659.25	3666.46	3690.70	3732.91	
Cp	h=22cm	920.53	989.76	699.16	661.16	678.98	648.81	857.67	
	h=35cm	808.72	757.48	719.23	737.00	703.73	726.44	761.97	
Surcharge A(I)	h=22cm	2261.83	2255.94	2254.04	2250.26	2245.63	2247.88	2263.20	
	h=35cm	2195.93	2176.34	2165.38	2161.37	2163.99	2174.67	2195.11	
Surcharge Bc	1voie	22cm	1258.93	964.28	659.57	415.76	228.43	91.98	-21.24
		35cm	1030.03	831.34	625.05	458.57	308.40	177.36	64.58
	2voies	22cm	1948.10	1712.57	1364.70	996.98	654.16	364.65	80.54
		35cm	1691.37	1491.27	1229.46	962.13	732.29	507.03	249.88
	3voies	22cm	2274.76	2157.37	1949.50	1649.40	1253.56	881.20	509.54
		35cm	2098.26	1939.33	1744.78	1516.65	1247.37	1006.68	761.60
Surcharge Bt	h=22cm	1227.32	1187.01	1028.33	750.19	451.97	262.44	109.56	
	h=35cm	1118.02	1050.27	914.30	707.85	491.90	341.17	216.70	
Surcharge Br	h=22cm	61.81	90.10	133.02	223.47	133.06	90.07	61.84	
	h=35cm	78.74	93.93	120.25	178.13	120.32	93.84	78.77	
Surcharge Mc120	h=22cm	2206.4	1930.16	1665.68	1140.74	690.99	386.76	145.55	
	h=35cm	1953.86	1714.78	1470.35	1108.82	779.89	529.43	313.23	
Surcharge D240	h=22cm	2879.01	2948.64	2741.16	2180.92	1525.56	944.31	427.15	
	h=35cm	2745.19	2567.67	2316.17	1966.76	1568.61	1180.45	816.90	

Dead : surcharge due au poids propre

Cp : charges permanentes dues aux équipements de pont

La poutre la plus sollicitée est la poutre de rive P1, sous l'effet de convoi exceptionnel D240 avec une valeur maximale de 2745.19 kN.m.

Note :

À la suite des résultats des moments fléchissant sous les différents cas de charges montrées dans le tableau ci-dessus, on remarque que les moments du modèle avec un hourdis de 35 cm

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

diminuent par rapport à celles de modèle avec le hourdis de 22 cm et cette variation est due à l'augmentation de rigidité de tablier, sauf les valeurs de moment due au poids propre s'augmente à cause de l'augmentation de ce dernier.

Tableau 4- 3: Moment fléchissant sous les différentes combinaisons à l'ELS(ROBOT)

Combinaison d'action		Poutre 1 (kN.m)	Poutre 2 (kN.m)	Poutre 3 (kN.m)	Poutre 4 (kN.m)	Poutre 5 (kN.m)	Poutre 6 (kN.m)	Poutre 7 (kN.m)
ELS								
ELS 1	h=22cm	6729.48	6554.91	6440.67	6389.19	6405.45	6499.64	6669.03
	h=35cm	7177.51	7061.31	6985.44	6935.27	5966.98	7026.74	7129.01
ELS 2	h=22cm	6739.90	6415.72	6055.68	5649.40	5211.42	4859.63	4564.63
	h=35cm	7050.30	6754.64	6458.23	6157.52	5863.52	5625.15	5408.80
ELS 3	h=22cm	5488.04	5272.19	4969.81	4589.09	4253.07	4117.13	4084.12
	h=35cm	5883.88	5710.03	5495.15	5209.04	4960.47	4826.54	4754.91
ELS 4	h=22cm	4089.45	3955.89	3895.44	3956.46	3870.38	3910.28	4027.40
	h=35cm	4636.89	4562.42	4531.28	4572.90	4514.57	4529.74	4589.40
ELS 5	h=22cm	6221.69	5777.94	5401.50	4829.61	4401.70	4188.85	4085.48
	h=35cm	6496.14	6164.48	5857.33	5468.45	5150.08	4946.57	4808.11
ELS 6	h=22cm	6894.28	6796.42	6476.97	5873.79	5236.27	4746.51	4380.34
	h=35cm	7287.38	7017.38	6703.15	6326.40	5938.80	5597.58	5311.78
ELS 7	h=22cm	6776.83	6543.08	6390.31	6323.74	6348.44	6480.09	6713.89
	h=35cm	7193.39	7030.16	6918.28	6870.97	6895.83	6889.43	7138.38
ELS 8	h=22cm	6787.25	6401.54	6001.11	6580.05	6154.38	4840.07	4609.48
	h=35cm	7066.18	6720.74	6383.26	6068.04	5592.33	5587.82	5418.17
ELS 9	h=22cm	6269.04	5766.11	5351.14	4764.16	4344.67	4169.39	4130.34
	h=35cm	6512.01	6133.34	7790.17	5386.14	5078.48	4909.23	4817.48
ELS 10	h=22cm	6925.17	6791.02	6446.70	5832.07	5198.09	4731.91	4408.21
	h=35cm	7299.16	6999.21	6661.43	6273.93	6692.41	5572.17	5315.78

Légende : Définition de combinaison

ELS 1 : G+1.2A1

ELS 2 : G+1.2Bc

ELS 3 : G+1.2Bt

ELS 4 : G+1.2Br

ELS 5 : G+Mc120

ELS 6 : G+D240

ELS 7 : G+1.2A1+0.5ΔT

ELS 8 : G+1.2Bc+0.5ΔT

ELS 9 : G+Mc120+0.5ΔT

ELS 10 : G+D240+0.6ΔT+0.5Θ

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

Tableau 4- 4: Moment fléchissant à l'ELU (22 & 35cm) (ROBOT)

Combinaison d'action		Poutre 1 (kN.m)	Poutre 2 (kN.m)	Poutre 3 (kN.m)	Poutre 4 (kN.m)	Poutre 5 (kN.m)	Poutre 6 (kN.m)	Poutre 7 (kN.m)
ELU								
ELU 1	h=22cm	9039.56	8804.01	8649.82	8580.40	8602.47	8729.56	8957.93
	h=35cm	9645.72	9489.24	9387.03	9343.69	9362.15	9442.60	9580.26
ELU 2	h=22cm	9053.46	8618.77	8136.27	7593.75	7010.40	6542.88	6152.06
	h=35cm	9476.11	9080.05	8683.81	8282.40	7890.87	7573.82	7286.65
ELU 3	h=22cm	7384.30	7093.72	6688.68	6180.27	5732.61	5552.87	5511.38
	h=35cm	7920.87	7687.54	7385.31	7018.07	6686.80	6509.01	6414.80
ELU 4	h=22cm	5519.53	5338.67	5256.18	5336.76	5222.35	5277.08	5435.75
	h=35cm	6258.22	6157.39	6114.82	6169.86	6092.26	6113.28	6194.12
ELU 5	h=22cm	8399.28	7800.22	7292.02	6519.97	5942.30	5657.09	5515.40
	h=35cm	8769.79	8322.05	7907.39	7382.40	6952.60	6697.87	6490.94
ELU 6	h=22cm	9307.38	9175.16	8743.91	9729.62	7068.96	6407.78	5913.46
	h=35cm	9837.96	9473.46	9049.26	8540.63	8017.38	8556.73	8170.90
ELU 7	h=22cm	8182.18	7889.81	7697.85	7614.84	7647.19	7810.86	8097.50
	h=35cm	8783.23	8587.56	8463.72	8396.84	8427.40	8553.43	8711.58
ELU 8	h=22cm	8192.60	7742.98	7305.67	6867.20	6453.13	6170.84	5993.11
	h=35cm	8656.02	8272.03	7916.93	7593.90	7321.88	7133.82	6991.38
ELU 9	h=22cm	8446.63	7788.39	7241.66	6454.53	5885.62	5635.52	5560.26
	h=35cm	8785.66	8290.90	8740.23	7300.09	6881.38	6640.51	6500.31
ELU 10	h=22cm	<u>9354.63</u>	9163.32	8693.55	7864.18	7011.94	6388.23	5958.32
	h=35cm	<u>9853.83</u>	9442,27	8982.05	8458.32	7946.23	7519.43	7180.27

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

ELU 1 :1.35G+1.6 Al

ELU 2 :1.35G+1.6 Bc

ELU 3 :1.35G+1.6 Bt

ELU 4 :1.35G+1.6 Br

ELU 5 :1.35G+1.35 Mc120

ELU 6 :1.35G+1.35 D240

ELU 7 :1.35G+1.2Al+0.5ΔT

ELU 8 :1.35G+1.2 Bc+0.5ΔT

ELU 9 :1.35G+1.35 Mc120+0.5ΔT

ELU 10 :1.35G+1.35 D240+0.5ΔT

Les tableau 4-3 et 4-4 montrent clairement que les valeurs des moments fléchissant ou la différente combinaison à l'ELS et à l'ELU de modèle (35 cm), sont augmentés par rapport aux valeurs de modèle (22cm) pour cause de la surépaisseur.

La valeur de moment fléchissant max à l'ELS (7299, 16 kN.m), est obtenue sous la combinaison ELS 10, avec un hourdis de 35 cm. On remarque aussi une majoration de 5% par rapport à un hourdis de 22 cm d'épaisseur.

La valeur de moment fléchissant max l'ELU (9853, 83kN.m), est obtenue sous la combinaison ELU 10, avec un hourdis de 35 cm d'épaisseur, et on remarque une majoration de 5% par rapport à un hourdis de 22 cm d'épaisseur.

4.2 Effort tranchant

La figure 4-4 représente les diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sous la combinaison la plus défavorables ELS 10, des deux modèles de 22 et 35 cm.

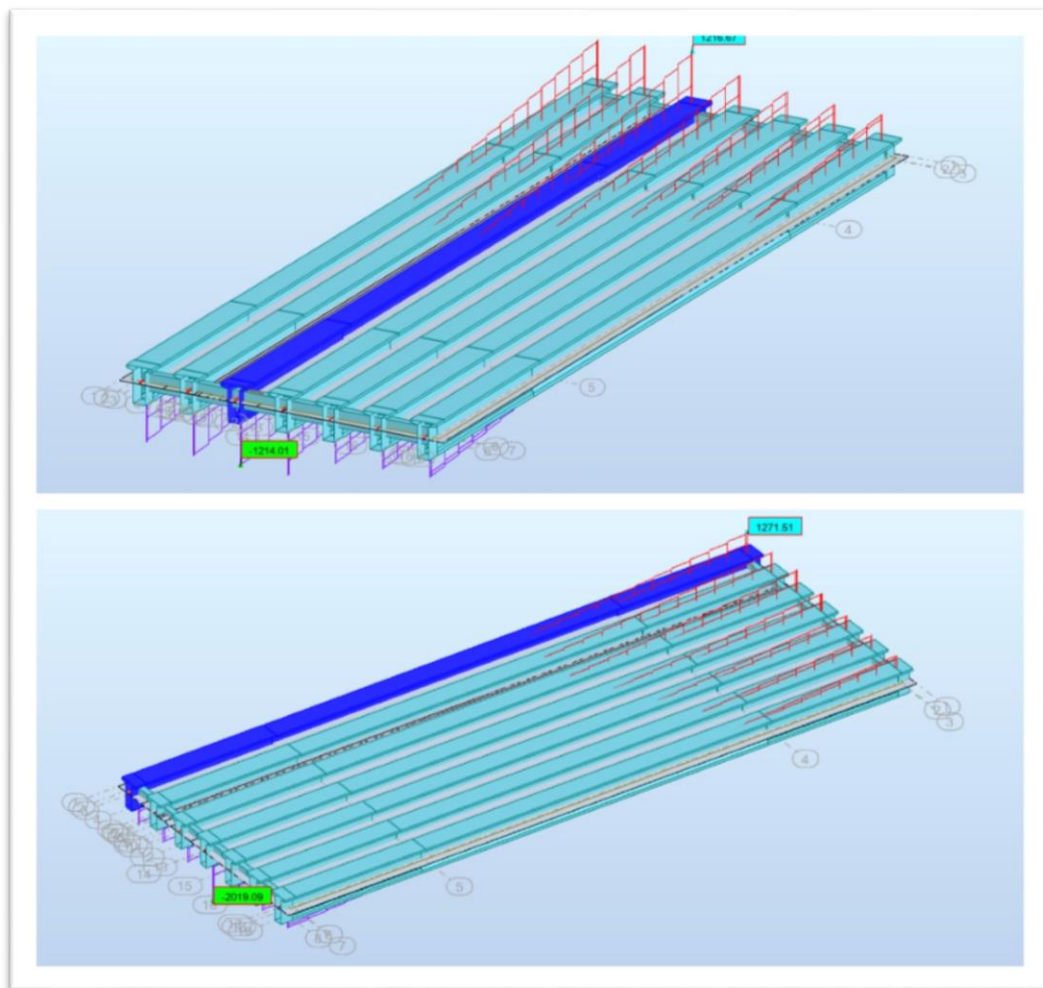


Figure 4- 4: Diagramme d'effort tranchant(ROBOT)

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

La poutre la plus sollicitée est la poutre P3 pour le 1^{er} cas de figure et la poutre P1 pour le 2^{ème} cas de figure.

Tableau 4- 5: Effort tranchant sous les différentes charges (22 & 35cm) (ROBOT)

Cas de charge		Poutre 1 (kN)	Poutre 2 (kN)	Poutre 3 (kN)	Poutre 4 (kN)	Poutre 5 (kN)	Poutre 6 (kN)	Poutre 7 (kN)
Dead	h=22cm	399.46	387.90	388.49	388.67	389.10	388.71	401.92
	h=35cm	494.19	470.08	474.66	477.41	480.05	475.18	498.81
Cp	h=22cm	134.96	84.91	84.40	79.56	82.03	80.67	125.47
	h=35cm	130.05	81.56	85.72	82.75	85.46	79.16	120.29
Surcharge A(l)	h=22cm	276.57	273.73	275.95	277.08	275.66	273.65	280.34
	h=35cm	277.93	267.42	271.02	283.18	273.53	270.04	282.07
Surcharge Bc	h=22cm	292.23	315.60	288.35	246.54	156.31	100.22	65.21
	h=35cm	300.66	286.26	273.28	238.56	156.36	130.39	67.86
Surcharge Bt	h=22cm	137.25	180.88	161.31	96.89	46.41	30.86	25.68
	h=35cm	140.28	169.88	153.90	94.01	51.28	45.80	31.74
Surcharge Br	h=22cm	6.00	10.62	18.13	90.76	18.77	10.61	6.06
	h=35cm	7.19	11.74	18.34	86.71	19.08	12.16	7.35
Surcharge Mc120	h=22cm	280.12	247.72	278.85	127.73	71.97	46.81	19.71
	h=35cm	280.28	236.03	245.13	133.92	81.15	73.65	56.64
Surcharge D240	h=22cm	293.21	407.29	428.34	252.77	154.06	107.83	39.44
	h=35cm	317.61	358.93	375.73	249.98	164.40	153.31	96.86

Dead : poids propre

Cp : charges permanentes dues aux équipements de pont.

Nota :

Sur la base des résultats d'effort tranchant pour les différents cas de charge présentés dans le tableau 4-5 ci-dessus, nous avons remarqué une diminution d'effort tranchant pour le modèle

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

avec une dalle de 35 cm d'épaisseur par rapport au modèle de plaque de 22 cm d'épaisseur. La valeur de l'effort tranchant Max (428.34 kN), est obtenue sous la surcharge D240, avec un hourdis de 22 cm et on remarque une minoration de 14% pour le hourdis de 35 cm.

**Tableau 4- 6: Effort tranchant à l'ELS selon l'épaisseur du hourdis (22 & 35cm)
(ROBOT)**

Combinaison d'action		Poutre 1 (kN)	Poutre 2 (kN)	Poutre 3 (kN)	Poutre 4 (kN)	Poutre 5 (kN)	Poutre 6 (kN)	Poutre 7 (kN)
ELS								
ELS 1	h=22cm	866.33	801.29	804.03	800.73	801.93	797.70	863.80
	h=35cm	957.76	872.55	885.61	887.97	893.77	878.40	957.59
ELS 2	h=22cm	885.12	851.54	818.92	764.08	658.71	589.64	582.83
	h=35cm	985.04	995.16	859.45	811.90	953.14	710.82	680.67
ELS 3	h=22cm	699.15	689.87	666.47	584.50	526.83	506.41	539.56
	h=35cm	782.59	755.41	745.06	672.97	627.04	609.30	632.52
ELS 4	h=22cm	541.64	485.56	494.65	577.14	493.66	482.11	534.67
	h=35cm	632.88	565.73	582.39	664.21	588.41	568.93	627.94
ELS 5	h=22cm	814.56	720.53	751.74	595.97	543.11	516.19	539.64
	h=35cm	904.52	787.67	805.51	694.08	646.65	608.93	632.07
ELS 6	h=22cm	825.25	880.11	901.24	721.01	625.19	577.21	565.73
	h=35cm	941.86	910.57	936.01	810.13	729.90	707.65	666.24
ELS 7	h=22cm	868.78	803.40	804.49	799.28	801.39	796.10	866..98
	h=35cm	960.58	853.08	889.66	891.54	895.34	848.47	961.84
ELS 8	h=22cm	887.57	853.65	819.37	762.63	858.18	587.98	586.01
	h=35cm	987.86	877.62	860.54	847.99	954.71	706.21	662.93
ELS 9	h=22cm	817.01	722.65	752.19	594.51	542.57	514.53	542.81
	h=35cm	907.34	793.36	810.54	695.64	648.22	623.39	640.52
ELS 10	h=22cm	820.65	889.29	<u>904.98</u>	722.54	626.60	581.56	560.60
	h=35cm	924.34	938.54	<u>950.67</u>	820.34	736.58	690.21	651.32

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

ELS 1: G+1.2A1

ELS 2: G+1.2Bc

ELS 3: G+1.2Bt

ELS 4: G+1.2Br

ELS 5: G+Mc120

ELS 6: G+D240

ELS 7: G+1.2A1+0.5ΔT

ELS 8: G+1.2Bc+0.5ΔT

ELS 9: G+Mc120+0.5ΔT

ELS 10: G+D240+0.6ΔT+0.5Θ

Tableau 4- 7: Effort tranchant à l'ELU (22 cm & 35 cm) (ROBOT)

Combinaison d'action		Poutre 1 (kN)	Poutre 2 (kN)	Poutre 3 (kN)	Poutre 4 (kN)	Poutre 5 (kN)	Poutre 6 (kN)	Poutre 7 (kN)
ELU								
ELU 1	h=22cm	1164.02	1076.27	1079.93	1075.45	1077.09	1071.51	1160.53
	h=35cm	1287.42	1172.59	1190.15	1193.30	1201.11	1180.44	1287.10
ELU 2	h=22cm	1189.06	1143.27	1099.77	1026.58	886.13	794.01	785.90
	h=35cm	1323.80	1202.74	1193.76	1137.90	1013.61	957.00	917.88
ELU 3	h=22cm	941.10	927.70	896.50	787.14	710.29	683.04	728.20
	h=35cm	1067.18	1016.41	1002.67	906.62	845.48	821.64	853.68
ELU 4	h=22cm	731.10	655.30	667.42	777.33	666.06	650.64	721.68
	h=35cm	854.24	763.50	785.86	894.95	793.97	768.62	847.57
ELU 5	h=22cm	1099.66	972.72	1014.85	804.56	733.19	696.86	728.51
	h=35cm	1221.10	1163.35	1087.35	937.00	872.98	847.79	853.29
ELU 6	h=22cm	1114.08	1188.15	1216.76	973.36	844.01	779.23	763.74
	h=35cm	1271.51	1229.27	1263.61	1093.68	985.37	955.33	899.43
ELU 7	h=22cm	1055.84	868.89	970.00	963.16	966.29	960.38	1051.57
	h=35cm	1179.07	1124.20	1083.72	1083.62	1091.19	1065.74	1176.45
ELU 8	h=22cm	1074.62	1019.14	984.88	926.51	823.07	752.62	770.60
	h=35cm	1206.35	1195.55	1088.51	1044.04	952.63	900.23	910.60
ELU 9	h=22cm	1102.11	974.83	1015.30	803.10	732.66	695.20	731.69
	h=35cm	1223.92	1069.04	1091.50	938.56	874.55	843.19	857.25
ELU 10	h=22cm	1116.53	1190.26	1217.12	971.90	843.48	777.57	766.91
	h=35cm	1274.32	1234.96	1267.66	1095.24	986.94	950.73	903.68

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

ELU 1 :1.35G+1.6 Al

ELU 2 :1.35G+1.6 Bc

ELU 3 :1.35G+1.6 Bt

ELU 4 :1.35G+1.6 Br

ELU 5 :1.35G+1.35 Mc120

ELU 6 :1.35G+1.35 D240

ELU 7 :1.35G+1.2Al+0.5ΔT

ELU 8 :1.35G+1.2 Bc+0.5ΔT

ELU 9 :1.35G+1.35 Mc120+0.5ΔT

ELU 10 :1.35G+1.35 D240+0.5ΔT

Remarque : après avoir consulté les résultats présentés dans les tableaux 4-6 et 4-7, on remarque une majoration des résultats d'effort tranchant de modèle (35cm) par rapport aux résultats de modèle (22cm).

La valeur de l'effort tranchant max à l'ELS (950.67 kN) est obtenue sous la combinaison ELS 10 avec un hourdis de 35 cm, et on remarque une majoration de 5 % par rapport le hourdis de 22cm.

La valeur de l'effort tranchant max l'ELU (1 274.32 kN), est obtenue sous la combinaison ELU 10 avec un hourdis de 35 cm, et on remarque une majoration de 14.13 % par rapport à un hourdis de 22 cm.

4.3 Récapitulation des résultats

On procédera ici un récapitulatif des efforts internes maximums à l'ELU et à l'ELS, en indiquant la majoration des résultats avec la dalle de 22 cm avec ceux d'un hourdis de tablier de 35 cm.

Tableau 4- 8:Récapitulatif des efforts maximaux à l'ELS

Combinaison d'action	M _{max} (kN.m)		Maj 1	T _{max} (kN)		Maj 2
	h=22 cm	h=35 cm		h=22 cm	h=35 cm	
ELS						
ELS 1	6729.48	7177.51	6.65%	866.33	957.76	10.55%
ELS 2	6739.90	7050.30	4.60%	885.12	995.16	12.43%
ELS 3	5488.04	5883.88	7.21%	699.15	782.59	11.93%
ELS 4	4089.45	4636.89	13.38%	541.64	632.88	16.80%
ELS 5	6221.69	6496.14	4.41%	814.56	904.52	11.04%
ELS 6	6894.28	7287.38	5.70%	880.11	941.86	7.01%
ELS 7	6776.83	7193.39	6.14%	868.78	960.58	10.56%
ELS 8	6787.25	7066.18	4.10%	887.57	987.86	11.29%
ELS 9	6269.04	6512.01	3.87%	817.01	907.34	11.05%
ELS 10	6925.17	7299.16	5.40%	904.98	950.67	5.04%
ELU						
ELU 1	9039.56	9645.72	6.70%	1164.02	1287.42	10.60%
ELU 2	9053.46	9476.11	4.66%	1189.06	1323.80	11.33%
ELU 3	7384.30	7920.87	7.26%	941.10	1067.18	13.39%

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

ELU 4	5519.53	6258.22	13.38%	731.10	854.24	16.84%
ELU 5	8399.28	8769.79	4.41%	1099.66	1221.10	11.04%
ELU 6	9307.38	9837.96	5.70%	1216.76	1263.61	3.85%
ELU 7	8182.18	8783.23	7.34%	1055.84	1179.07	11.67%
ELU 8	8192.60	8656.02	5.65%	1055.84	1206.35	14.25%
ELU 9	8446.63	8785.66	4.01%	1102.11	1223.92	11.05%
ELU 10	9354.63	9853,83	5.33%	1190.26	1274.32	7.06%

Légende : Définition des combinaisons

ELS 1 : G+1.2A1	ELU 1 : 1.35G+1.6 A1
ELS 2 : G+1.2Bc	ELU 2 : 1.35G+1.6Bc
ELS 3 : G+1.2Bt	ELU 3 : 1.35G+1.6Bt
ELS 4 : G+1.2Be	ELU 4 : 1.35G+1.6Br
ELS 3 : G+Mc120	ELU 3 : 1.35G+1.35Mc120
ELS 4 : G+D240	ELU 4 : 1.35G+1.35D240
ELS 5 : G+1.2A1+0.5ΔT	ELU 5 : 1.35G+1.2A1+0.5ΔT
ELS 6 : G+1.2Bc+0.5ΔT	ELU 6 : 1.35G+1.2Bc+0.5ΔT
ELS 7 : G+Mc120+0.5ΔT	ELU 7 : 1.35G+1.35Mc120+0.5ΔT
ELS 8 : G+D240+0.6ΔT+0.5Θ	ELU 8 : 1.35G+1.35D240+0.5ΔT
ELS 9 : G+Mc120+0.5ΔT	ELU 9 : 1.35G+1.35 Mc120+0.5ΔT
ELS 10 : G+D240+0.6ΔT+0.5Θ	ELU 10 : 1.35G+1.35 D240+0.5ΔT

Maj 1 : Majoration entre les résultats de moment fléchissant des deux modèles en %.

Maj 2 : Majoration entre les résultats d'effort tranchant des deux modèles en %.

Le tableau 4-8 récapitulant les résultats des efforts tranchants montre une variation moyenne de 5% pour les valeurs de moment fléchissant sous les différents combinaisons à l'ELS et l'ELU entre les deux modèles de calcul. et une variation d'environ de 10 % pour les valeurs d'effort tranchant, cette variation à cause du poids supplémentaire du hourdis.

Note :

C'était prévu de modéliser notre tablier en introduisant les charges de précontrainte existantes dans la poutre, mais suite à l'infaisabilité d'introduire les caractéristiques des câbles (phasage de mise en tension et pertes) on va faire ce calcul de précontrainte manuel.

5 Etude de la précontrainte

Afin que notre calcul s'approche et s'adapte avec la situation instantanée et réelle de notre ouvrage, nous avons vu qu'on prend les caractéristiques des câbles (nombre, section, allure, angles de relevages) existants maintenant dans notre viaduc.

- ✓ Nombre de câble : 3 câbles de 12 T15 (2 câbles en about et 1 câble en extrados).
- ✓ Section de câble = 16.68 cm².
- ✓ Angle de relevage : câble 1=15.475gr, câble 2=9.386gr, câble 3=27.78gr.

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

5.1 Caractéristiques géométriques des sections

A. Sections nettes

$$B_n = B_{br} - nB_g$$

$$V'_n = I_{br} + (V'_{br} - V'_n)^2 - (nI_g + B_g \cdot \sum (V'_n - Y_i)^2)$$

$$V'_n = \frac{B_{br} \cdot V'_{br} - B_g \sum Y_i}{B_n}$$

$$p_n = \frac{In}{V_n \cdot V'_n \cdot B_n}$$

n : nombre de câbles;

B_g : section de gaine

Tableau 4- 9: Les caractéristiques géométriques des sections nettes

Position		0	4.175	8.35	12.525	16.7
B _n (m ²)	Poutre	0.7461	0.6276	0.4847	0.4847	0.4847
	P+D	1.411	1.2926	1.1487	1.1487	1.1487
V(m)	Poutre	0.698	0.66	0.688	0.691	0.691
	P+D	0.639	0.58	0.5426	0.5427	0.5427
V'(m)	Poutre	0.801	0.84	0.8113	0.809	0.809
	P+D	1.210	1.27	1.3074	1.3073	1.3073
I(m ⁴)	Poutre	0.1560	0.14335	0.1311	0.1305	0.1305
	P+D	0.4257	0.3857	0.3292	0.3433	0.3433
rendement (%)	Poutre	37.34	41.20	48.43	48.19	48.19
	P+D	38.97	40.50	40.39	42.13	42.13

P+D : la section de l'ensemble poutre + dalle

B. Sections homogènes

$$B_h = B_n + nA_p$$

n : coefficient d'homogénéité = 5

A_p : section de câble

$$V = \frac{B_i Y_i h}{B_h}$$

$$B_i Y_i h = B_i Y_i n + n \sum A_p Y_i$$

$$I_{\Delta_h} = I_{\Delta_n} + n \sum A_p Y_i^2$$

$$I_{G_h} = I_{\Delta_h} - B_h V^2$$

$$p_h = \frac{I_{G_h}}{B_h \cdot V_h \cdot V'_h}$$

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

Tableau 4- 10: Les caractéristiques géométriques des sections homogènes.

Position		0	4.175	8.35	12.525	16.7
Bh (m)	Poutre	0.7627	0.6442	0.5013	0.5013	0.5013
	P+D	1.4277	1.3092	1.1663	1.1663	1.1663
V (m)	Poutre	0.7007	0.6851	0.6859	0.6859	0.6859
	P+D	0.6428	0.5996	0.5462	0.5462	0.5462
V' (m)	Poutre	0.7992	0.8148	0.8140	0.8140	0.8140
	P+D	1.2072	1.25	1.3038	1.3038	1.3038
I (m ⁴)	Poutre	0.15880	0.15808	0.136559	0.136559	0.136559
	P+D	0.4415	0.411817	0.354041	0.354041	0.354041
rendement (%)	Poutre	37.18	43.96	48.74	48.74	48.74
	P+D	39.85	41.96	42.62	42.62	42.62

5.2 Calcul des pertes :

De façon générale. On désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature à un temps t donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte. Pour cette évaluation, Les pertes se distinguent en deux catégories.

5.2.1 Pertes instantanées

Dans le cas de la post-tension, les câbles de précontraint subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- Les pertes dues au frottement.
- Les pertes dues au recul de l'ancrage.
- Les pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

5.2.1.1 Pertes dues au frottement

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0}(1 - e^{-(f\alpha + \varphi l)}) \quad (25)$$

α : L'angle de relevage de relevage du câble en rad ;

l : longueur de câble ;

f : coefficient de frottement du câble , $f=0.19/\text{rad}$ (selon la fiche technique);

φ : perte relative de tension par mètre, telle que $\varphi=0.002/\text{m}$.

σ_{p0} : contrainte de tension à l'ancrage ;

$\sigma_{p0} = \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) = 1440 \text{ MPa}$ (selon la fiche technique).

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

Tableau 4- 11: Différentes valeurs de α en rad

Différentes valeurs de α en rad					
Position(m)	0	4.175	8.35	12.525	16.7
Câble N°01	0	0.0607	0.1214	0.1821	0.2428
Câble N°02	0	0.0368	0.0736	0.1104	0.1473
Câble N°03	/	0	0.1453	0.2906	0.4361

Tableau 4- 12: Position du câble (m)

Position du câble (m)					
Position(m)	0	4.175	8.35	12.525	16.7
Câble N°01	0	4.175	8.35	12.525	16.7
Câble N°02	0	4.175	8.35	12.525	16.7
Câble N°03	/	0	4.175	8.35	12.525

Tableau 4- 13: Les valeurs des pertes par frottement à différentes sections

Les valeurs des pertes par frottement à différentes sections en MPa					
Section (m)	0	4.175	8.35	12.525	16.7
Câble N°01	0	28.33	56.13	83.36	110.09
Câble N°02	0	21.92	43.51	64.76	85.73
Câble N°03	/	0	50.84	99.92	147.28
Valeur moyenne pour 2 câbles d'about	0	25.12	49.82	74.06	97.91

5.2.1.2 Pertes dues au recul de l'ancrage

$$X = \sqrt{\frac{g \cdot E a}{\sigma_{p0} (f \cdot \frac{\alpha}{l} + \varphi)}} \quad (25)$$

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

Ea: module d'élasticité de l'acier=1.9 10⁵

l: longueur du câble.

Tableau 4- 14:Description des câbles

N° de câble	L (m)	α (rad)	$f\alpha/L + \varphi$ (rad)	X (m)
1	16.7	0.2428	0.00476	12.90
2	16.7	0.147	0.00367	14.68
3	12.52	0.4361	0.00861	9.58

$X_{1,2,3} < L/2$: On peut mettre la tension par les deux cotés sans avoir des valeurs de tension notables.

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

Calcul des pertes dues au recul d'ancrage :

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = 2\sigma_{p0} \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) \cdot X \quad (25)$$

Tableau 4- 15: Pertes dues au recul d'ancrage pour chaque câble

N° de câble	α	X	σ_{p0}	$f\alpha/L+\varphi$	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$
1	0.2428	12.90	1440	0.00476	176.84
2	0.147	14.68	1440	0.00367	155.16
3	0.4361	9.58	1440	0.00861	237.55

Pour le calcul des pertes aux différentes sections. On utilise le théorème de THALES appliqué aux diagrammes des tensions :

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = \Delta\sigma_{\text{recul}} \left(1 - \frac{X_i}{X} \right) \quad (25)$$

Tableau 4- 16: Pertes dues au recul d'ancrage pour chaque câble aux différentes sections

N° de câble	X (m)	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à 0m	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à 4.175 m	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à 8.35 m	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à 12.525 m	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à 16.7 m
1	12.90	176.84	176.84	119.67	62.37	5.20	0
2	14.68	155.16	155.16	111.08	66.90	22.77	0
3	9.58	237.55	/	237.55	134.14	0	0

Tableau 4- 17: Pertes dues au recul d'ancrage pour chaque famille de câble aux différentes sections

	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à 0 m	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à 4.175 m	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à 8.35 m	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à 12.525 m	$\Delta\sigma_{\text{recul}}$ à 16.7 m
Câble à l'about	166	115.37	64.63	13.98	0
Câble à l'extrados	/	237.55	134.14	0	0

5.2.1.3 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

$$\Delta\sigma_a = \left(\frac{E_a \alpha}{2E_i} \right) \sigma'_{bj} \quad (25)$$

σ'_{bj} : contrainte parabole du béton ;

E_a : module d'élasticité de l'acier ;

E_i : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

❖ **Pertes dues à la mise en tension des deux câbles de l'about :**

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} + \frac{Mp.e}{I} \quad (25)$$

$$P = NAP (\Delta\sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_{\text{recul}}) \quad (25)$$

(La section considérée est la section nette de la poutre seule)

A 7 jours : $E_i = 3.13 \cdot 10^4$ MPa, $E_a = 1.9 \cdot 10^5$ Mpa $\Rightarrow \Delta\sigma_a = 2.97 \sigma'_{bj}$.

A 28 jours : $E_i = 3.13 \cdot 10^4$ MPa, $E_a = 1.9 \cdot 10^5$ Mpa $\Rightarrow \Delta\sigma_a = 2.63 \sigma'_{bj}$.

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

Tableau 4- 18: Pertes dues à la mise en tension des deux câbles d'about

Position(m)		0 m	4.175 m	8.35 m	12.525 m	16.7 m
P (MN)	7j	2.125	2.165	2.21	2.255	2.235
	28j	4.25	4.33	4.42	4.51	4.47
I (m4)		0.1588	0.15808	0.1365	0.1365	0.1365
B(m2)		0.7627	0.6442	0.5013	0.5013	0.5013
e (m)		0.1958	-0.5413	-0.709	-0.709	-0.709
Mp(MN.m)		0	0.91	1.28	1.65	1.784
σ'_{bj} (MPa)	7j	3.72	3.69	6.49	4.36	4.29
	28j	6,597	11.651	18.012	17.035	16.173
$\Delta\sigma_a$ à 7j (MPa)		11,065	10.976	19.289	12.957	12.756
$\Delta\sigma_a$ à 28j(MPa)		17,352	30.643	47.371	44.804	42.536

❖ Pertes dues à la mise en tension du 3ème câble à l'extrados :

La section à considérer dans ce cas est la section homogène de la (poutre + hourdis).

$$\sigma'_{bj} = \frac{P_2}{B_t} + \frac{P_2 e^2}{I_t} + \frac{M_d e}{I_t}$$

$$P_2 = 1 \times 1668 (1440 - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_{rec}) ;$$

B_t : Section de la poutre + hourdis. ;

I_t : Inertie de la poutre hourdis ;

M_d : moment du hourdis.

Tableau 4- 19: Pertes dues à la mise en tension des deux câbles de l'extrados

Position(m)	0 m	4.175 m	8.35 m	12.525 m	16.7 m
P ₂ (MN)	/	2.00	2.09	2.23	2.15
B _t (m2)	1.4277	1.3092	1.1663	1.1663	1.1663
e ₂ (m)	/	0.6776	-0.57	-0.619	-0.619
I _t (m4)	0.4415	0.4118	0.3540	0.3540	0.3540
M _d (MN.m)	0	0.856	1.664	1.81	1.897
σ'_{bj} (MPa)	/	2.35	3.45	4.00	3.39
$\Delta\sigma_a$ (MPa)	/	12.35	18.20	21.12	17.89

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

5.2.1.4 Récapitulatif des pertes instantanées

Et voici un tableau récapitulatif des pertes instantanées avec les pourcentages correspondants

Tableau 4- 20: Récapitulatif des pertes instantanées

	Section (m)	Frottement (MPa)	Recul (MPa)	Raccourcissement (MPa)	Totale (MPa)	%
Câbles de l'about	0	0	166	17,352	183.352	12.73
	4.175	25.12	115.37	30.643	171.13	11.88
	8.35	49.82	64.63	47.371	161.82	11.23
	12.525	74.06	13.98	44.804	132.84	9.22
	16.7	97.91	0	42.536	140.44	9.75
Câble de l'extrados	0	/	/	/	/	/
	4.175	0	237.55	12.35	249.9	17.35
	8.35	50.84	134.14	18.20	203.18	14.10
	12.525	99.92	0	21.12	121.04	8.40
	16.7	147.28	0	17.89	164.89	11.45

5.2.2 Pertes différées

Dans le cas de la post-tension, les câbles de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont comme suit :

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

5.2.2.1 Pertes dues au retrait du béton

La perte finale due au retrait du béton est donnée par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r (1 - r(j)) E_p \quad (26)$$

$\varepsilon_r = 0,0003$ étant le retrait total du béton.

j : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte.

$r(t) = t / t + 9 r(m)$, Avec $r(m) = B_n / p$ (26)

B_n : la section nette.

p : le périmètre de la section.

➤ 1 ère famille à 7 jours :

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre seule.

Tableau 4- 21: Les pertes dues au retrait pour la 1ère famille à 7jours

Position(m)	0m	4.175m	8.35m	12.525m	16.7m
$R_m(\text{cm})$	15.04	12.376	9.444	9.444	9.444
$R(j)$	0.0491	0.0591	0.0760	0.0760	0.0760
$\Delta\sigma_r(\text{MPa})$	54.197	53.629	52.663	52.663	52.663

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

➤ 1 ère famille à 28 jours :

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre seule.

Tableau 4- 22: Les pertes dues au retrait pour la 1ère famille à 28jours.

Position(m)	0m	4.175m	8.35m	12.525m	16.7m
R _m (cm)	15.04	12.376	9.444	9.444	9.444
R(j)	0.171	0.200	0.247	0.247	0.247
Δσ _r (MPa)	47.230	45.549	42.876	42.876	42.876

➤ 2 ème famille à 28 jours :

Les caractéristiques à prendre en compte sont celles de la poutre + hourdis.

Tableau 4- 23: Les pertes dues au retrait pour la 2ème famille.

Position(m)	0m	4.175m	8.35m	12.525m	16.7m
R _m (cm)	19.065	17.201	15.161	15.161	15.161
R(j)	0.140	0.153	0.170	0.170	0.170
Δσ _r (MPa)	/	48.269	47.294	47.294	47.294

5.2.2.2 Pertes dues au fluage

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m) \frac{E_p}{E_{ij}} \quad (26)$$

σ_b : la contrainte finale du béton.

σ_m : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte

❖ Pertes de câbles à l'about :

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours : $\sigma_b + \sigma_m = \sigma'_{bj} \cdot K_{fl}$ (26)

K_{fl} : coefficient de fluage=2

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc :

$$K_{fl} = (100-15) \times 2 = 1.7$$

$$E_{i7} = 11000(f_{c7})^{1/3}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = [1,7 \times 1.9 \cdot 10^5 / 11000 (23)^{1/3}] \sigma'_{bj} = 10.325 \sigma'_{bj}$$

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

Tableau 4- 24: Pertes dues au fluage de l'about

Position(m)	0m	4.175m	8.35m	12.525m	16.7m
σ'_{bj} (MPa)	6.597	11.651	18.012	17.035	16.173
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	68.114	120.296	185.873	175.886	166.986

❖ Pertes du câble à l'extrados :

Après 60 jours, on a une dissipation de 50 % du fluage donc : $K_{fl} = 1$.

$$\Delta\sigma_{fl} = 1 \times 1.9 \cdot 10^5 / 11000 (35)^{1/3} = 5.28 \sigma'_{bj}$$

Tableau 4- 25: Pertes dues au fluage de l'extrados.

Position(m)	0m	4.175m	8.35m	12.525m	16.7m
σ'_{bj} (MPa)	/	2.35	3.45	4	3.39
$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	/	12.408	18.216	21.12	17.899

5.2.2.1. Pertes dues à la relaxation des aciers

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \rho 1000 \left[\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \sigma_{pi}(x) [1 - r(j)] \quad (26)$$

μ_0 coefficient égale à : 0.43

$\sigma = \sigma_{p0} - \Delta\sigma$, Avec $\Delta\sigma$: la contrainte totale instantanée.

En général : $\rho 1000 = 5\%$ pour les aciers TBR.

$\rho 1000 = 8\%$ pour les aciers RN.

- Câbles sortant à l'about

Tableau 4- 26: Pertes des câbles à la relaxation (câbles d'about)

Position(m)	0m	4.175m	8.35m	12.525m	16.7m
$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)	1440	1440	1440	1440	1440
$\Delta\sigma_i$ (MPa)	183.352	171.13	161.82	132.84	140.44
σ_{pi} (MPa)	1256.64	1268.87	1278.18	1307.16	1289.56
$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	38.125	38.73	36.66	40.19	39.43

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

- Câbles à l'extrados

Tableau 4- 27: Pertes dues à la relaxation (câble d'extrados).

Position(m)	0m	4.175m	8.35m	12.525m	16.7m
$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)	1440	1440	1440	1440	1440
$\Delta\sigma_i$ (MPa)	/	249.9	203.18	121.04	164.89
σ_{pi} (MPa)	/	1190.1	1236.82	1318.96	1275.11
$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	/	32.21	36.92	45.83	40.56

5.2.2.3 Récapitulation des pertes différées

Les pertes différées final est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{rel} \quad (26)$$

Le coefficient tient compte de la non-indépendance des pertes.

La perte par Relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton.

Tableau 4- 28: Récapitulatif des pertes différées.

	Section	Retrait	fluage	$\frac{5}{6}$ Relaxation	Totale (MPa)	%
Câbles de l'about	0 m	47.230	68.114	31.77	147.114	10.21
	4.175m	45.549	120.296	32.27	198.115	13.75
	8.35m	42.876	185.96	30.55	259.38	18.01
	12.525m	42.876	175.886	33.49	252.25	17.5
	16.7m	42.876	166.986	32.85	242.712	16.85
Câble de l'extrados	0 m	---	---	---	---	---
	4.175 m	48.269	12.408	26.84	87.517	6.07
	8.35 m	47.294	18.216	30.76	96.27	6.68
	12.525 m	47.294	21.12	38.19	106.604	7.40
	16.7 m	47.294	17.899	33.80	98.99	6.87

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

5.2.3 Récapitulation des pertes totales

Voici un tableau récapitulatif les pertes totales pour les deux familles des câbles en MPa

Tableau 4- 29: Tableau récapitulatif des pertes totales

	Section	$\Delta\sigma_{ins}$	$\Delta\sigma_{diff}$	Totale (MPa)	%
Câbles de l'about	0m	183.352	147.114	346.752	24.08
	4.175m	171.13	198.115	369.24	25.64
	8.35m	161.82	259.38	421.2	29.25
	12.525m	132.84	252.25	385.09	26.74
	16.7m	140.44	242.71	381.151	26.60
Câble de l'extrados	0m	/	/	/	/
	4.175m	249.9	87.517	337.417	23.43
	8.35m	203.18	96.27	299.45	20.79
	12.525m	121.04	106.604	227.644	15.80
	16.7m	164.89	98.99	263.88	18.32

Remarque :

Le ratio des pertes totales (différées et instantanées) est estimé à 26.46% pour la 1ère famille et 19.63 % pour la 2ème famille. Ces valeurs restent inférieures par rapport à celles calculées par la SERROR, qui sont de l'ordre de 28 %.

6 Vérification des contraintes

6.1 Vérification des contraintes normales

Dans la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes, donc on doit vérifier les contraintes en phase de construction.

Tableau 4- 30: Différentes phases de vérification

Phase	Date	Opération	Caractéristiques
1ère	7 jours	Mise en tension des 2 câbles de la 1ère famille	<p>La poutre est sur banc de préfabrication. Les câbles 1 et 2 sont tirés au 7ème jour à 50% de p_0.</p> <p>Ces câbles sont consommés 50% des pertes instantanées :</p> <ul style="list-style-type: none"> •Section résistante section nette de la poutre seule. •Le moment dû au poids propre de la poutre.
2ème	28 jours	Mise en tension final des 2 câbles de la 1ère famille	<p>La poutre est toujours sur le banc de préfabrication.</p> <p>Les 2 câbles sont tirés à 100% de P_0 ; et ils consomment 100% des pertes instantanées</p>

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

3 ^{ème}	30 jours	Coulage du hourdis	La poutre est posée sur les appuis et la dalle est coulée. Les câbles 1 et 2 consomment en plus des pertes instantanées, des pertes différées.
4 ^{ème}	56 jours	Mise en tension de câble de la 2 ^{ème} famille	Après durcissement de la dalle, le câble de l'extrados est tiré à 100% de p0 et consomment 100% des pertes instantanées, les câbles de l'about consomment des pertes différées. • Section résistante + section homogène de la poutre + dalle
5 ^{ème}	60 jours	Mise en place de la superstructure	Mise en place des éléments de tabliers. Les câbles 1 et 2 consomment des pertes différées. Le câble 3 consomme des pertes différées • Section résistante poutre + dalle (caractéristiques homogène 2cable injecté)
6 ^{ème}	> 90 jours	Mise en service	Mise en service de l'ouvrage ; les câbles consomment la totalité des pertes : Section résistante (homogène 3 câbles) : poutre + dalle • Moment du au G+ D240

Tableau 4- 31: Les valeurs de f_{cj} et f_{tj} et aux différents âges du béton (27)

Date	7 jours	28 jours
f_{cj} (MPa)	23,17	35
f_{tj} (MPa)	1,99	2,7

Tableau 4- 32: Justification des contraintes à L'ELS (27)

	En construction	En exploitation
σ_{bt}	-1.0 f_{tj}	-1.0 f_{t28}
σ_{bc}	0,6 f_{cj}	0,6 f_{c28}

Les valeurs des contraintes présentées dans le **tableau 4-32** sont les valeurs admissibles en traction et en compression qu'il ne faut les dépasser.

❖ Vérification des contraintes :

- En fibre supérieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{B} + (M + Pe) \frac{V}{I}. \quad (28)$$

- En fibre inférieure :

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{B} - (M + Pe) \frac{V}{I}. \quad (28)$$

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

La précontrainte de calcul en BPEL en état-limite de service est définie comme suit :

$$P_{min} = nAp(1,02 \sigma_{P0} - 0,8 \Delta\sigma_p). \quad (28)$$

$$P_{max} = nAp(0,98 \sigma_{P0} - 1,2\Delta\sigma_p). \quad (28)$$

Note : les moments pris en considération dans cette partie sont exploités à partir de la modélisation du tablier étudié.

- 1 ère phase (7ème jour) :

$$P_{max} = 2Ap(1,02 \times 0,5 \sigma_{P0} - 0,8 \times 0,5 \Delta\sigma_{inst})$$

$$P_{min} = 2Ap(0,98 \times 0,5 \sigma_{P0} - 1,2\Delta \times 0,5\sigma_{inst})$$

Tableau 4- 33 : Les valeurs des contraintes sup et inférieures dans différentes sections pour la première famille à 7 jours.

Position(m)		0 m	4.175 m	8.35 m	12.525 m	16.7 m	
B _P		0.7461	0.6276	0.4847	0.4847	0.4847	
V		0.698	0.66	0.688	0.691	0.691	
V'		0.801	0.84	0.8113	0.809	0.809	
I _n (m ⁴)		0.1560	0.14335	0.1311	0.1305	0.1305	
E _P (m)		0.189	-0.458	-0.696	-0.696	-0.696	
M _P (MN.m) (ROBOT)		0	0.91	1.28	1.65	1.784	
Δσ _{ins} 1er famille (MPa)		183.352	171.13	161.82	132.84	140.44	
P1 (MN)	P _{Max} (MN)	2.205	2.221	2.234	2.272	2.262	
	P _{Min} (MN)	1.986	2.011	2.099	2.087	2.072	
σ _m (MPa)	Sup	0	4.191	6.717	8.736	9.446	
	Inf	0	5.334	7.921	10.228	11.059	
σ _{p1} (MPa)	Max	Sup	4.820	-1.146	-3.550	-3.686	-3.670
		Inf	0.815	9.504	14.231	14.494	14.430
	Min	Sup	2.055	-5.163	-8.827	-9.148	-9.081
		Inf	0.734	8.604	12.931	13.316	13.219
σ _{sup} (MPa)	Max	4.820	3.044	3.166	5.050	5.775	
	Min	2.055	-0.972	-2.110	-0.411	-0.364	
σ _{inf} (MPa)	Max	0.815	4.169	6.310	4.266	3.370	
	Min	0.734	3.270	5.010	3.088	2.160	

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{cj} = 0,6 \times 23,17 = 13,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt} = -1,5 \times f_{tj} = -1,5 (0,6 + 0,06 \times 23,17) = -2,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}}(x) \geq \sigma_{bt}$$

$$\sigma_{\text{inf}}(x) \leq \sigma_{bc}$$

- 2^{ème} phase (28^{ème} jour) :

$$P_{\text{max}} = 2Ap(1,02 \sigma_{P0} - 0,8 \Delta \sigma_{\text{inst}})$$

$$P_{\text{min}} = 2Ap(0,98 \sigma_{P0} - 1,2 \Delta \sigma_{\text{inst}})$$

Tableau 4- 34 : Les valeurs des contraintes sup et inférieure dans différentes sections pour la 1^{ère} famille à 28 jours.

Position(m)		0m	4.175m	8.35m	12.525m	16.7m	
Bp		0.7461	0.6276	0.4847	0.4847	0.4847	
V		0.698	0.66	0.688	0.691	0.691	
V'		0.801	0.84	0.8113	0.809	0.809	
I _n (m ⁴)		0.1560	0.14335	0.1311	0.1305	0.1305	
E _p (m)		0.189	-0.458	-0.696	-0.696	-0.696	
M _g (MN.m) (ROBOT)		0	0.91	1.28	1.65	1.784	
Δ σ INST 1 ^{er} famille(MPa)		183.352	171.13	161.82	132.84	140.44	
P1 (MN)	P _{Max} (MN)	4.410	4.443	4.368	4.545	4.525	
	P _{Min} (MN)	3.973	4.022	4.059	4.175	4.145	
σ _m (MPa)	Sup	0	4.191	6.717	8.736	9.446	
	Inf	0	5.334	7.921	10.288	11.059	
σ _{p1} (MPa)	Max	Sup	9.641	-2.292	-7.101	-7.373	-7.340
		Inf	1.631	19.008	28.462	28.989	28.860
	Min	Sup	8.686	-2.075	-6.452	-6.774	-6.724
		Inf	1.469	17.209	25.863	26.633	26.439
σ _{Sup} (MPa)	Max	9.641	1.898	-0.384	1.363	2.105	
	Min	8.686	2.115	0.264	1.962	2.721	
σ _{inf} (MPa)	Max	1.631	13.674	20.541	18.760	17.800	
	Min	1.469	11.875	17.941	16.404	15.380	

$$\sigma_{\text{Sup}}(x) \geq \sigma_{bt} = -2,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}}(x) \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ Mpa}$$

- 3^{ème} phase (30^{ème} jour) :

$$\Delta \sigma_{dg} = r(2) \Delta \sigma_d$$

$$P_{\text{max}} = 2Ap(1,02 \sigma_{P0} - 0,8 (\Delta \sigma_{\text{inst}} + \Delta \sigma_{dg}))$$

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

$$P_{min} = 2Ap(0,98 \sigma_{P0} - (1,2\Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{dg}))$$

Tableau 4- 35: Valeurs des contraintes sup et inférieure dans différentes sections à 30 jours

Position(m)		0m	4.175m	8.35m	12.525m	16.7m	
B _p		0.7627	0.6442	0.5013	0.5013	0.5013	
V		0.7007	0.6851	0.6859	0.6859	0.6859	
V'		0.7992	0.8148	0.8140	0.8140	0.8140	
I _n (m ⁴)		0.15880	0.15808	0.136559	0.136559	0.136559	
E _p (m)		0.1958	-0.5413	-0.709	-0.709	-0.709	
M _{p+h} (MN.m) (ROBOT)		0	1.766	2.944	3.46	3.681	
Δ σ _{inst} 1er famille (MPa)		183.352	171.13	161.82	132.84	140.44	
Δσ diff 1er famille (MPa)		147.114	198.115	259.38	252.25	242.71	
R2		0.0145	0.01763	0.02298	0.02298	0.02298	
D _g		2.133	3.492	5.960	5.796	5.577	
P ₁ (MN)	Max	4.404	4.433	4.452	4.529	4.510	
	Min	3.965	4.008	4.036	4.152	4.123	
σ _M (MPa)	Sup	0	7.653	14.787	17.379	18.489	
	Inf	0	9.102	17.549	20.625	21.943	
σ _{P1} (MPa)	Max	Sup	9.581	-3.518	-6.974	-7.096	-7.065
		Inf	1.434	19.253	27.698	28.181	28.059
	Min	Sup	8.624	-3.181	-6.312	-6.505	-6.459
		Inf	1.291	17.407	25.109	25.835	25.651
σ _{sup} (MPa)	Max	9.581	4.134	7.813	10.283	11.424	
	Min	8.624	4.472	8.465	10.874	12.030	
σ _{inf} (MPa)	Max	1.434	10.150	10.148	7.556	6.116	
	Min	1.291	8.304	7.560	5.209	3.708	

$$\sigma_{Sup}(x) \geq \sigma_{bt} = -2.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf}(x) \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

- 4^{ème} phase (56^{ème} jour) :

$$\Delta\sigma_{dg} = r(28) \Delta\sigma_d$$

$$P1_{max} = 2Ap(1,02 \sigma_{P0} - 0,8 (\Delta\sigma_{inst1} + \Delta\sigma_{dg}))$$

$$P2_{max} = Ap(1,02 \sigma_{P0} - 0,8 (\Delta\sigma_{inst2} + \Delta\sigma_{dg}))$$

Tableau 4- 36: Les valeurs des contraintes sup et inférieure dans différentes sections à 56 jours

Position(m)		0m	4.175m	8.35m	12.525m	16.7m
B _p		1.4277	1.3092	1.1663	1.1663	1.1663
V		0.6428	0.5996	0.5462	0.5462	0.5462
V'		1.2072	1.25	1.3038	1.3038	1.3038

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

I_n(m⁴)		0.4415	0.41181	0.35404	0.35404	0.35404	
E_{P1}(m)		-0.2122	-0.9765	-1.1988	-1.1988	-1.1988	
E_{P2}(m)		/	0.246	-1.0598	-1.1088	-1.1088	
M_{g+h}(MN.m)(ROBOT)		0	1.766	2.944	3.46	3.681	
Δ σ_{inst} 1er famille (MPa)		183.352	171.13	161.82	132.84	140.44	
Δσ_{diff} 1er famille(MPa)		147.114	198.115	259.38	252.25	242.71	
R28		0.171	0.200	0.247	0.247	0.247	
D_g		25.156	39.623	64.066	62.305	59.949	
Δ σ_{inst} 2^{ème} famille (MPa)		/	249.9	203.18	121.04	164.89	
P₁(MN)	Max	4.343	4.337	4.297	4.379	4.365	
	Min	3.873	3.864	3.803	3.926	3.905	
P₂(MN)	Max	/	2.116	2.178	2.288	2.229	
	Min	/	1.853	1.947	2.111	2.023	
σ_M(MPa)	Sup	0	2.571	4.542	5.338	5.679	
	Inf	0	5.360	10.842	12.743	13.557	
σ_{P1}(MPa)	Max	Sup	1.700	-2.854	-4.263	-4.345	-4.331
		Inf	5.562	16.169	22.656	23.089	23.015
	Min	Sup	1.516	-2.542	-3.774	-3.896	-3.875
		Inf	4.960	14.405	20.054	20.703	20.592
σ_{P2}(MPa)	Max	Sup	/	2.374	-1.694	-1.952	-1.903
		Inf	/	0.036	10.372	11.307	11.018
	Min	Sup	/	2.079	-1.514	-1.802	-1.727
		Inf	/	0.031	9.270	10.433	10.000
σ_{Sup}(MPa)	Max	1.700	2.092	-1.416	-0.959	-0.554	
	Min	1.516	2.108	-0.746	-0.359	0.077	
σ_{inf}(MPa)	Max	5.562	10.845	20.186	19.653	18.476	
	Min	4.960	9.076	18.481	18.393	17.035	

$$\sigma_{\text{sup}}(x) \geq \sigma_{\text{bt}} = -2.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}}(x) \leq \sigma_{\text{bc}} = 21 \text{ MPa}$$

- **5^{ème} phase (60^{ème} jour) :**

$$\Delta\sigma_{dg1} = r(32) \Delta\sigma_{d1}$$

$$P1_{\text{max}} = 2Ap(1,02 \sigma_{P0} - 0,8 (\Delta\sigma_{\text{inst}1} + \Delta\sigma_{dg1}))$$

$$P1_{\text{min}} = 2Ap(0,98 \sigma_{P0} - 1,2 (\Delta\sigma_{\text{inst}1} + \Delta\sigma_{dg1}))$$

$$\Delta\sigma_{dg2} = r(4) \Delta\sigma_{d2}$$

$$P2_{\text{max}} = Ap(1,02 \sigma_{P0} - 0,8 (\Delta\sigma_{\text{inst}2} + \Delta\sigma_{dg2}))$$

$$P2_{\text{min}} = Ap(0,98 \sigma_{P0} - 1,2 (\Delta\sigma_{\text{inst}1} + \Delta\sigma_{dg2}))$$

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

Tableau 4- 37: Les valeurs des contraintes sup et inférieure dans différentes sections à 60jours

Position(m)		0m	4.175m	8.35m	12.52m	16.7m	
Bp		1.4277	1.3092	1.1663	1.1663	1.1663	
V		0.6428	0.5996	0.5462	0.5462	0.5462	
V'		1.2072	1.25	1.3038	1.3038	1.3038	
I_n(m⁴)		0.4415	0.41181	0.35404	0.35404	0.35404	
EP₁(m)		-0.2122	0.9765	-1.1988	-1.1988	-1.1988	
EP₂(m)		/	0.246	-1.0598	-1.1088	-1.1088	
M Superstructure (MN.m)(ROBOT)		0	1.8926	3.331	4.3531	4.5424	
Δ σ_{inst} 1er famille (MPa)		183.352	171.13	161.82	132.84	140.44	
Δσ_{diff} 1er famille(MPa)		147.114	198.115	259.38	252.25	242.71	
R32		0.1912	0.2232	0.2735	0.2735	0.2735	
Dg1		28.128	44.219	70.940	68.990	66.381	
P₁(MN)	Max	4.335	4.324	4.278	4.361	4.347	
	Min	3.861	3.845	3.775	3.899	3.879	
Δσ_{inst}2 éme famille (MPa)		/	249.9	203.18	121.04	164.89	
Δσ_{diff}2 éme famille (MPa)		/	87.517	96.27	106.604	98.99	
R4		0.02278	0.02518	0.02848	0.02848	0.02848	
Dg2		/	87.517	96.27	106.604	98.99	
P₂(MN)	Max	/	2.113	2.175	2.284	2.226	
	Min	/	1.849	1.941	2.105	2.018	
σ_M	Supp	0	2.755	5.139	6.716	7.008	
	Inf	0	5.744	12.268	16.032	16.729	
σ_{P1}	Max	Sup	1.697	-2.845	-4.245	-4.327	-4.314
		Inf	5.552	16.124	22.560	22.995	22.925
	Min	Sup	1.511	-2.530	-3.746	-3.869	-3.849
		Inf	4.944	14.336	19.909	20.562	20.456
σ_{P2}	Max	Sup	/	2.371	-1.691	-1.949	-1.899
		Inf	/	0.036	10.355	11.287	10.999
	Min	Sup	/	2.074	-1.510	-1.796	-1.722
		Inf	/	0.031	9.243	10.403	9.972
σ_{sup}(MPa)	Max	1.511	2.300	-0.117	1.050	1.436	
	Min	1.697	2.281	-0.797	0.439	0.794	
σ_{inf}(MPa)	Max	5.552	10.415	20.647	18.250	17.195	
	Min	4.944	8.623	16.885	14.933	13.699	

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

$$\sigma_{\text{SUP}}(x) \geq \sigma_{\text{bt}} = -2.70 \text{ MPa}$$

$$\text{MPa } \sigma_{\text{inf}}(x) \leq \sigma_{\text{bc}} = 21 \text{ MPa}$$

- 6^{ème} phase (en service) :

$$\Delta\sigma_{dg1} = \Delta\sigma_{d1}$$

$$P1_{\text{max}} = 2Ap(1,02 \sigma_{P0} - 0,8 (\Delta\sigma_{\text{inst}1} + \Delta\sigma_{dg1}))$$

$$P1_{\text{min}} = 2Ap(0,98 \sigma_{P0} - 1,2 (\Delta\sigma_{\text{inst}1} + \Delta\sigma_{dg1}))$$

$$\Delta\sigma_{dg2} = r(4) \Delta\sigma_{d2}$$

$$P2_{\text{max}} = Ap(1,02 \sigma_{P0} - 0,8 (\Delta\sigma_{\text{inst}2} + \Delta\sigma_{dg2}))$$

$$P2_{\text{min}} = Ap(0,98 \sigma_{P0} - 1,2 (\Delta\sigma_{\text{inst}1} + \Delta\sigma_{dg2}))$$

- A vide (superstructure)

Tableau 4- 38: Valeurs des contraintes sup et inférieure dans différentes sections en service à vide

Position(m)		0m	4.175m	8.35m	12.52m	16.7m	
Bp		1.4277	1.41	1.4	1.4	1.4	
V		0.6428	0.5996	0.5462	0.5462	0.5462	
V'		1.2072	1.25	1.3038	1.3038	1.3038	
I _n (m ⁴)		0.4415	0.41181	0.35404	0.35404	0.35404	
E _{P1} (m)		-0.2122	0.9765	-1.1988	-1.1988	-1.1988	
E _{P2} (m)		/	0.246	-1.0598	-1.1088	-1.1088	
M Superstructure(MN.m)(ROBOT)		0	1.8926	3.331	4.3531	4.5424	
Δ σ _{inst} 1er famille (MPa)		183.352	171.13	161.82	132.84	140.44	
Δ σ _{diff} 1er famille(MPa)		147.114	198.115	259.38	252.25	242.71	
P ₁ (MN)	Max	4.017	3.914	3.775	3.872	3.877	
	Min	3.384	3.229	3.021	3.166	3.173	
Δ σ _{inst} 2 ^{ème} famille (MPa)		/	249.9	203.18	121.04	164.89	
Δ σ _{diff} 2 ^{ème} famille (MPa)		/	87.517	96.27	106.604	98.99	
P ₂ (MN)	Max	/	1.999	2.050	2.146	2.097	
	Min	/	1.678	1.754	1.898	1.825	
σ _M	Sup	0	2.755	5.139	6.716	7.008	
	Inf	0	5.744	12.268	16.032	16.729	
σ _{P1}	Max	Sup	1.572	-2.789	-4.287	-4.396	-4.402
		Inf	5.145	14.379	19.368	19.862	19.889
	Min	Sup	1.325	-2.301	-3.430	-3.594	-3.603

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

		Inf	4.334	11.8863	15.499	16.240	16.280
σ_{P2}	Max	Sup	/	2.134	-1.888	-2.138	-2.090
		Inf	/	-0.0749	9.467	10.297	10.065
	Min	Sup	/	1.791	-1.615	-1.891	-1.819
		Inf	/	-0.062	8.101	9.107	8.759
σ_{sup} (MPa)	Max		1.572	<u>2.100</u>	-1.035	0.181	0.515
	Min		1.325	<u>2.245</u>	0.093	1.2300	1.585
σ_{inf} (MPa)	Max		5.145	8.559	<u>16.567</u>	14.127	13.224
	Min		4.334	6.055	<u>11.332</u>	9.316	8.310

$$\sigma_{Sup}(x) \geq \sigma_{bt} = -2.70 \text{ MPa}$$

$$\text{Mpa. } \sigma_{inf}(x) \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

➤ En charge (D240)

Tableau 4- 39: Les valeurs des contraintes sup et inférieure dans différentes sections en service à charge

Position(m)		0m	4.175m	8.35m	12.52m	16.7m	
B_P		1.4277	1.41	1.4	1.4	1.4	
V		0.6428	0.5996	0.5462	0.5462	0.5462	
V'		1.2072	1.25	1.3038	1.3038	1.3038	
I_n(m⁴)		0.4415	0.41181	0.35404	0.35404	0.35404	
EP₁(m)		-0.2122	0.9765	-1.1988	-1.1988	-1.1988	
EP₂(m)		/	0.246	-1.0598	-1.1088	-1.1088	
M Superstructure+D240(MN.m)(ROBOT)		0	3.835	5.434	6.397	7.289	
Δ σ_{inst} 1er famille (MPa)		183.352	171.13	161.82	132.84	140.44	
Δ σ_{diff} 1er famille (MPa)		147.114	198.115	259.38	252.25	242.71	
P₁(MN)	Max	4.017	3.914	3.775	3.872	3.877	
	Min	3.384	3.229	3.021	3.166	3.173	
Δ σ_{inst} 2 éme famille (MPa)		/	249.9	203.18	121.04	164.89	
Δ σ_{diff} 2 éme famille (MPa)		/	87.517	96.27	106.604	98.99	
P₂(MN)	Max	/	1.999	2.050	2.146	2.097	
	Min	/	1.678	1.754	1.898	1.825	
σ_M(MPa)	Sup	0	5.583	8.384	10.481	11.243	
	Inf	0	11.640	20.013	25.018	26.838	
σ_{P1}(MPa)	Max	Sup	1.572	-2.789	-4.287	-4.397	-4.402
		Inf	5.145	14.379	19.368	19.862	19.889
	Min	Sup	1.325	-2.301	-3.430	-3.594	-3.603

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

		Inf	4.334	11.863	15.499	16.240	16.280
σ_{P2} (MPa)	Max	Sup	/	2.134	-1.888	-2.138	-2.090
		Inf	/	-0.0749	9.467	10.297	10.065
	Min	Sup	/	1.791	-1.615	-1.891	-1.819
		Inf	/	-0.062	8.101	9.107	8.759
σ_{sup} (MPa)	Max		1.572	4.928	2.209	3.946	4.750
	Min		1.325	5.074	3.337	4.994	5.820
σ_{inf} (MPa)	Max		5.145	2.663	8.822	5.141	3.116
	Min		4.334	0.159	3.587	0.329	-1.797

$$\sigma_{sup}(x) \geq \sigma_{bt} = -2.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf}(x) \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ MPa.}$$

6.2 Récapitulation et vérification des contraintes normales

Dans ce tableau on récapitule les contraintes supérieures et inférieures pour les différentes phases, en construction et en exploitation à mi-travée et on valide ces résultats par les contraintes admissibles de traction et de compression.

Tableau 4- 40: Récapitulation et validation des contraintes sur les différentes phases à mi-travée

Phase	σ_{sup} (MPa)		σ_{inf} (MPa)		Observations
	Max	Min	Max	Min	
1 ^{ème} phase	5.775	-0.364	3.370	2.160	Vérifié
2 ^{ème} phase	2.105	2.721	17.800	15.380	Vérifié
3 ^{ème} phase	11.424	12.030	6.116	3.708	Vérifié
4 ^{ème} phase	-0.5540	0.077	18.476	17.035	Vérifié
5 ^{ème} phase	1.436	0.794	17.195	13.699	Vérifié
A vide	0.515	1.585	13.224	8.310	Vérifié
En charge (D240)	4.750	5.820	3.116	-1.797	Vérifié
	$\leq 21 \text{ MPa}$		$\leq -2.7 \text{ MPa}$		

En comparant les valeurs obtenues après le calcul de la précontrainte à mi-travée en fibre supérieur et inférieur avec les valeurs admissibles de traction et de compression, on valide la vérification de ces résultats.

7 Vérification à la rupture

Cette vérification sert à vérifier les sollicitations maximales sous la combinaison défavorable soit ELU 10 de notre modèle avec les moments résistants maximums des matériaux (béton, acier)

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

7.1 Sécurité à la rupture en flexion

Sécurité à la rupture en flexion :

$$\triangleright 1,35 M_G + 1,35 M_Q \leq M_{RA}$$

$$\triangleright 1,35 M_G + 1,35 M_Q \leq M_{RB}$$

M_{RA} , M_{RB} sont les moments résistants à la rupture des armatures de précontrainte et du béton.

❖ Calcul de M_{RA} :

$$M_{RA} = 0,9 h \times P :$$

$$h = 150 - 16 = 134 \text{ cm (16 = 8+8 pour 2 gaines)}$$

$$F = \omega = 3 \times 0,001668 \times 1860 = 9,30 \text{ MN}$$

$$M_{RA} = 9,30 \times 0,9 \times 1,34 = 11,215 \text{ MN.m}$$

❖ Calcul de M_{RB} :

Pour l'âme :

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 \times h^2 \times f_{c28}$$

$$L' épaisseur de l' âme = 21 \text{ cm}$$

$$\text{La hauteur utile } h = 134 \text{ cm}$$

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

$$M_{RB \text{ âme}} = 0,35 \times 1,34^2 \times 35 = 4,619 \text{ MN.m}$$

Pour le hourdis :

On ajoutera au moment de rupture de l'âme, le moment de l'hourdis de largeur totale h et d'épaisseur h_0 ($h_0 = 15 + 20 = 35 \text{ cm}$) constituant la table de compression. Le moment de rupture du hourdis sera évalué en adoptant la valeur minimale des deux résultats suivants :

$$M_{RB \text{ hourdis}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times (b - b_0) \left(h - \frac{h_0}{2} \right) h_0 \times f_{c28} \\ 0,35 \times (b - b_0) h^2 \times f_{c28} \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times (1,03 - 0,21) (1,34 - 0,46/2) 0,46 \times 35 = 11,72 \\ 0,35 \times (1,03 - 0,21) 1,34^2 \times 35 = 18,03 \end{array} \right.$$

$$M_{RB \text{ hourdis}} = 11,72 \text{ MN.m}$$

$$M_{RB} = 11,72 + 4,619 = 16,33 \text{ MN.m}$$

7.1.1 Sécurité par rapport au béton

$$1,35 M_G + 1,35 M_Q \leq M_{RB}$$

$$1,35 M_G + 1,35 M_{D240} = 9,8379 \text{ MN.m}$$

$$M_{RB} = 16,33 \text{ MN.m}$$

$$1,35 M_G + 1,35 M_{D240} = 9,8379 \text{ MN.m} \leq 16,33 \text{ MN.m (Vérifiée)}$$

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

7.1.2 Sécurité Par rapport aux aciers

$$1,35M_G+1,35M_Q \leq M_{RA}$$

$$M_{RA} = 11.215 \text{ MN.m}$$

$$1,35M_G+1,35M_{D240} = 9.8379 \text{ MN.m} \leq 11.215 \text{ MN.m} \text{ (Vérifiée)}$$

7.1.3 Conclusion :

Le calcul fait affirme Donc la sécurité par rapport à la flexion est bien assurée.

7.2 Sécurité à la rupture par l'effort tranchant

$$1.35V_G+1.35V_Q=1.216\text{MN}$$

$$V_{ru}=1.35V_G+1.35V_Q-0.70\sum P\sin\alpha=0.564. \text{ (29)}$$

D'où le cisaillement ultime

V_{ru} : effort tranchant réduit

S : Moment statique par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section située

b_n : épaisseur nette de l'âme.

I_n : moment d'inertie nette.

$$\tau_u = \frac{V_{ru} \times S}{b_n \times I_n} = (0.564 \times 0.5305) / (0.39 \times 0.4257) = 1.80 \text{ MPa. (29)}$$

L'inclinaison des bielles est définie comme suit :

$$\text{tg}2\beta_u = 2 \times \frac{\tau_u}{\sigma_{xy}}$$

$$\sigma_{xy} = \frac{P}{B} = \frac{3.29}{0.7461} = 4.409 \text{ MPa}$$

$$\text{tg}2\beta_u = \frac{2 \times 1.80}{4.409} = 0,816 \text{ D'où } \beta_u = 19.5^\circ \text{ limité à } 30^\circ.$$

Justification de la compression des bielles de béton découpées dans l'élément par les fissures :
il suffit de vérifier la relation suivante :

$$\tau_{ured} = \frac{f_{cj}}{4\rho b} = 5.83 \text{ Mpa. (29)}$$

Pour $\beta_u = 30^\circ$.

On a : $1.80 < 5.83 \text{ MPa}$ Vérifié

8 Conclusion

Dans ce dernier chapitre on a étudié l'impact de la surcharge pondérale provenant de la surépaisseur du hourdis de tablier du viaduc étudié V8.7, à l'aide des méthodes analytiques et numériques, En effet on a confirmé que cette surcharge supplémentaire n'est pas autant défavorable pouvant nuire à la stabilité ou la résistance du tablier et des poutres précontraintes.

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

9 Synthèse et commentaires des résultats

Cette partie est consacrée à résumer les résultats trouvés suite à l'étude numérique et analytique du viaduc V8.7 de la pénétrante de Ghazaouet, effectuée durant ce travail du projet de fin d'études.

Rappelons que l'objectif principal de ce travail est de justifier la surépaisseur du hourdis de tablier, non prévue initialement, survenue en 2019 suite à des erreurs d'exécution.

Nous tenons à souligner que cette surépaisseur du hourdis de tablier a induit une surcharge supplémentaire, devant être prise en compte dans les calculs. De nouvelles vérifications étaient, alors, nécessaires pour s'assurer de la résistance du tablier et que les contraintes restent toujours inférieures à celles admissibles.

Pour ce faire, nous avons procédé, en premier lieu, à une modélisation numérique de l'ouvrage en question soit le viaduc V8.7 en utilisant le logiciel Robot Structural version V20. Par la suite, le modèle et les résultats du Bureau d'études SEROR ayant assuré l'expertise de cette étude. En effet, notre modèle a pu être validé avec celui de SEROR avec un écart qui est de 5 %.

Nous tenons à préciser, à ce titre, que certaines combinaisons de calcul ont été utilisées conformément au calcul du BET où ce dernier visait à utiliser les combinaisons les plus défavorables.

Par la suite, on a étudié l'influence des différentes charges et surcharges en utilisant les différentes combinaisons à l'ELS et à l'ELU conformément au RCPR soit les règles définissant les charges appliquées pour le calcul et les épreuves des ponts routes. C'est la raison pour laquelle 10 combinaisons de calcul à l'ELU et 10 autres combinaisons à l'ELS ont été utilisées, durant cette étude. Cette étude a révélé que la plus importante augmentation du moment fléchissant est de 373.99 kN.m pour l'ELS 10 soit une majoration de 5.40% et une augmentation de 499.20 kN.m pour l'ELU 10 soit une majoration de 5.33%

D'autre côté la plus importante augmentation de l'effort tranchant est de 45.69 kN pour l'ELS 10 soit une majoration de 5.04%, et une augmentation de 157.79 kN pour l'ELU 10 soit une majoration de 7.06%

ELS 10 : $G+D240+0.6\Delta T+0.5\Theta$

ELU 10 : $1.35G+1.35 D240+0.5\Delta T$

Une remarque de taille mérite d'être signalée dans notre démarche. Elle s'agit de l'effet de précontrainte qui n'a pas pu être pris dans le modèle numérique, du moment que le logiciel utilisé prend en compte l'effet de précontrainte en un seul câble, une seule allure, une seule force de précontrainte. Ce qui n'est pas adapté aux différentes phases de réalisation de la poutre réalisée par SEROR.

C'est la raison pour laquelle, on était obligé et/ou contraint d'effectuer des calculs théoriques des pertes de la précontrainte selon le règlement BPEL (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint selon la méthode des états limites. A ce titre, nous tenons à préciser que les caractéristiques réelles des câbles soit : charges, nombres et allures ont été prises en compte dans cette partie tel qu'utilisé lors de la réalisation de

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

l'ouvrage. Les pertes de précontraintes retrouvées sont estimées à 26 %, sachant que la valeur estimée par le BET est de 28%.

Ensuite, nous avons réussi à vérifier les contraintes normales au droit des fibres supérieures et inférieures dans les différentes phases de construction (coulage, injection et mise en tension) et d'exploitation (en service). A l'issue de cette vérification, ces contraintes restent inférieures aux contraintes admissibles pour l'ensembles des phases étudiées.

Par ailleurs, les vérifications de résistance à la rupture de la poutre en état limite ultime et sous l'effet des sollicitations maximales (flexion et d'effort tranchant) ainsi que la résistance à la contrainte de cisaillement, montrent aussi qu'elles restent inférieures à la résistance admissible.

En se basant sur les calculs, résultats et vérifications faits dans cette partie du mémoire, nous pouvons affirmer que cette surcharge pondérale n'a pas une grande incidence sur la stabilité de tablier de viaduc.

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

10 Validation de l'Expert du Bureau de contrôle et suivi Egis International « Effet d'une surcharge uniforme » V8.7 SEROR Ghazaouet:

Le travail préparé dans ce mémoire, traitant l'influence de cette surépaisseur de l'hourdis de tablier, a fait l'objet d'une vérification et contrôle (établie du 11 au 17.05.2023) par l'expert en Ouvrages d'art Christian Millerieux expert du Bureau de contrôle et suivi Egis International. Donc, ce travail a été établi après la finalisation de notre mémoire de fin d'études. Il a été admis en supplément par nos encadreurs comme résultat technique utile et instructif à ajouter dans notre mémoire de projet de fin d'études qui corrobore nos propres résultats.

Notons que cet expert travaille actuellement au projet de la pénétrante de Jijel. Il a déjà travaillé au projet de la pénétrante de Ghazaouet durant la période 2015-2017, en collaboration avec notre encadrant M. Chekroun Lokmane.

Donc, dans cette partie on présentera l'ensemble des vérifications des moments fléchissant à l'ELU et des contraintes normales à l'ELS.

Rappelons que la vérification en service est usuellement la seule critique. Néanmoins la vérification à l'ELU est présentée pour mémoire.

10.1 Vérifications à l'état limite de service l'ELS :

Dans le principe, il suffit d'ajouter l'effet de 13 cm de surcharge sur la section complète (Le béton de surcharge ne participe pas à la résistance).

Ceci conduit aux résultats suivants en termes de contraintes extrêmes en fibre inférieure. Le tableau 1 récapitule les résultats retrouvés :

Tableau 4- 41:Recapitulatif des contraintes normales en fibres inférieures

État Limite de Service			Contraintes en Mpa	Contraintes extrêmes en fibre inférieure			
				Minimales		Maximales	
Étapes			Câbles	Talon	Câbles	Talon	
Ouvrage sans surcharge	Charges permanentes	Poutre seule	Mise en tension	14.57	15.54	15.77	16.85
			A l'installation	12.02	12.74	12.96	13.77
			Avec le hourdis	5.57	5.38	6.52	6.41
	Tablier complet + préc. de phase 2	Court terme	10.38	10.51	12.06	12.34	
		Long terme	10.60	10.76	12.37	12.68	
	En service	Avec les charges d'exploitation		2.63	1.90	4.39	3.82
		Avec gradient thermique < 0		2.44	1.70	4.21	3.62
Ouvrage avec surcharge	Poids propre	Long terme	6.96	6.60	8.72	8.52	
	Avec les charges d'exploitation		- 1.02	- 2.26	0.75	- 0.34	
	Avec gradient thermique < 0		- 1.20	- 2.46	0.56	- 0.54	
Contraintes limites en service – Classe II du BPEL				> - 2.70	> - 4.05	< 21.00	< 21.00

En se basant sur nos résultats, il ressort une contrainte minimale de l'ordre de - 1.80 MPa qui est un peu supérieure à celle trouvés par l'Expert qui est de - 2.46 MPa : cela correspond aux petits écarts sur les évaluations des charges permanentes et de la précontrainte.

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

10.2 Vérifications à l'état limite ultime ELU :

Cette vérification consiste à s'assurer que les sollicitations de calcul M_u et N_u restent à l'intérieur d'un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes ultimes $S_{lim u}$ (30)

Le domaine résistant convexe est limité par une courbe (ou une surface, en cas de flexion déviée) dite d'interaction moment-effort normal. (30)

Dans le cas de notre étude, le moment additionnel dû à la surcharge pondérale avec les coefficients d'ELU est estimée à 1.208 MN.m par l'Expert OA .

Le tableau suivant montre les résultats de M_u et N_u sous l'effet de la précontrainte. Les résultats sont joints comme suit :

Tableau 4- 42:Les sollicitations M_u et N_u sans et avec la surcharge

Cas de charge			
Situation	Précontrainte	N_u	M_u
Sans surcharge	Minimum P2	5.644 MN	+ 4.200 MN.m
	Maximum P1	8.490 MN	+ 1.855 MN.m
Avec surcharge	Minimum P2	5.644 MN	+ 5.247 MN.m
	Maximum P1	8.490 MN	+ 2.902 MN.m

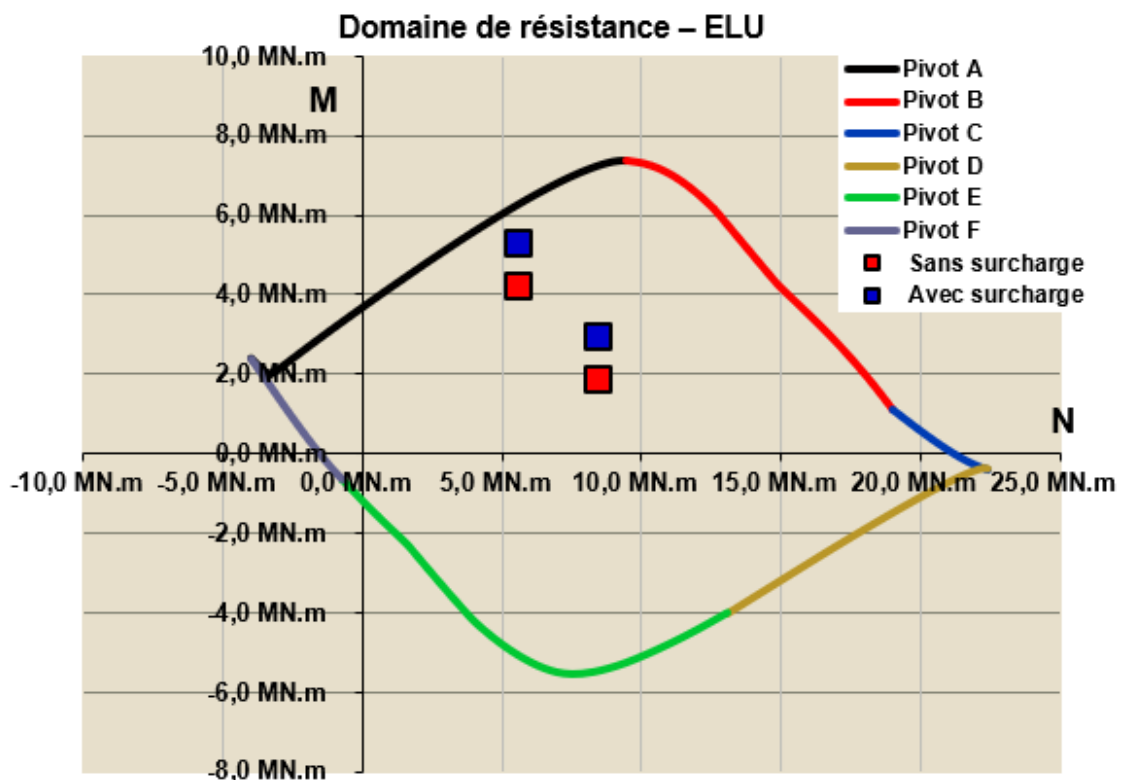


Figure 4- 5:Domaine de résistance à l'ELU de poutre V8.7

CHAPITRE 4 : Etude de la surcharge pondérale

Selon ce même Expert OA, la marge de résistance sur le moment se réduit de + 50 % à + 20 % du fait de la surcharge. Bien entendu, le moment résistant ultime reste suffisant.

On retiendra donc qu'à l'état limite de service comme à l'état limite ultime, la structure peut supporter la surcharge uniforme de béton de 13 cm, mais les marges par rapport aux limites réglementaires sont sensiblement réduites (de l'ordre du tiers à l'ELS).

En d'autres termes, la surcharge maximale uniforme que peut supporter l'ouvrage dans le cadre réglementaire est de 18 cm, soit 5 cm de plus que les 13 cm pris pour hypothèse.

Les tableaux suivants montrent les détails des contraintes des vérifications de l'expert

Tableau 4- 43:Détail des contraintes issues des vérifications de l'Expert OA

Contraintes extrêmes										Mise à jour du 16/05/2023		
État Limite de Service			Contraintes en Mpa		Contraintes minimales				Contraintes maximales			
Étapes					Fibre supérieure		Fibre inférieure		Fibre supérieure		Fibre inférieure	
					Hourdis	Poutre	Câbles	Talon	Hourdis	Poutre	Câbles	Talon
Ouvrage sans surcharge	Charges permanentes	Poutre seule	Après mise en tension			1.42	14.57	15.54		1.74	15.77	16.85
			A l'installation			2.16	12.02	12.74		2.41	12.96	13.77
			Avec le hourdis			7.92	5.57	5.38		8.17	6.52	6.41
	En service	Tablier complet + préc. de phase 2	Court terme		- 0.43	7.49	10.38	10.51	- 0.22	7.95	12.06	12.34
			Long terme		- 0.59	7.33	10.60	10.76	- 0.34	7.84	12.37	12.68
		Avec les charges d'exploitation		3.84	11.76	2.63	1.90	4.10	12.27	4.39	3.82	
		Avec gradient thermique < 0		3.94	11.87	2.44	1.70	4.20	12.37	4.21	3.62	
Impact de la surcharge de 13 cm					+ 0.00	+ 3.25	- 3.64	- 4.16	+ 0.00	+ 3.25	- 3.64	- 4.16
Ouvrage avec surcharge		Poids propre	Long terme		- 0.59	10.58	6.96	6.60	- 0.33	+ 11.08	8.72	8.52
		Avec les charges d'exploitation		3.84	15.01	- 1.02	- 2.26	4.10	+ 15.52	0.75	- 0.34	
		Avec gradient thermique < 0		3.94	15.11	- 1.20	- 2.46	4.20	+ 15.62	0.56	- 0.54	

Tableau 4- 44: Les contraintes admissibles de béton

Rappel des contraintes limites en classe II du BPEL (en Mpa)			Age du béton	Résistances caractéristiques		Contrainte limite en compression	Contrainte limite en traction	
				En compression	En traction		Béton	Zone d'enrobage
Poutres	Béton	RN 35	Mise en tension	$f_{cj} = 34.1 \text{ MPa}$	$f_{tj} = 2.6 \text{ MPa}$	< 20.46 Mpa	> - 3.97 Mpa	> - 2.65 Mpa
			à 28 jours	$f_{c28} = 35.0 \text{ MPa}$	$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$	< 21.00 Mpa	> - 4.05 Mpa	> - 2.70 Mpa
Hourdis	Béton	RN 35	à 28 jours	$f_{c28} = 35.0 \text{ MPa}$	$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$	< 21.00 Mpa	> - 4.05 Mpa	> - 2.70 Mpa

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous sommes intéressés à étudier l'impact de la surcharge pondérale de la surépaisseur du hourdis tablier du viaduc V8.7 survenu lors de la réalisation de cet ouvrage d'art.

En effet, cet ouvrage s'inscrit dans le cadre de réalisation de la pénétrante autoroutière reliant le port de Ghazaouet à l'autoroute Est Ouest sur un linéaire de 41 Km. Cette surépaisseur provient du reprofilage du hourdis, qui était nécessaire pour atteindre la ligne rouge du projet.

L'étude de ce cas réel, nous a permis d'acquérir et d'approfondir nos connaissances en passant en revue les différentes phases d'étude et de vérifications selon les exigences et les règlements en vigueur.

Un descriptif général des ponts a été présenté, en décrivant les différents types existants selon leurs modes de conception et d'exécution, ainsi qu'une classification selon les différents critères. Par la suite, une présentation détaillée de l'ouvrage étudié soit le viaduc V8.7 a été faite à travers ses caractéristiques physiques et mécaniques ainsi que les différents constituants.

Au cours de ce travail, nous avons pu faire une conception sommaire du pont à savoir le tablier, ceci s'est fait en se basant sur les différentes références bibliographiques et réglementaires et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine de génie civil, ceci nous a permis de bien comprendre et assimiler la modélisation de notre modèle numérique

En outre, nous nous sommes mis d'accord à élaborer une simulation de tablier avec le logiciel « Robot Structural Analysis version 2020 » pour nous permettre d'améliorer nos connaissances et nos compétences dans ce domaine. Au cours de cette modélisation nous avons identifié certaines limites de ce logiciel en particulier lors de l'introduction de l'effet de précontrainte. Ces limites nous ont poussé à adopter une approche théorique pour achever notre calcul.

Après cette étape, nous avons pu valider les sollicitations provoquées par la surépaisseur en confrontant nos résultats avec les résultats obtenues par le bet SEROR. On a passé aux vérifications des contraintes normales au droit des fibres supérieures et inférieures où on a conclu que les contraintes trouvées restent acceptables par rapport aux contraintes admissibles pour l'ensembles des phases étudiées.

Par ailleurs, la vérification de résistance à la rupture sous l'effet des combinaisons maximales de flexion, effort tranchant et aussi la résistance au cisaillement sont elles aussi inférieures à la résistance admissible.

En conclusion ce travail a révélé que la surcharge pondérale provenant de la surépaisseur du hourdis de tablier n'a pas une grande incidence pouvant nuire la stabilité du tablier de viaduc ainsi que les poutres préfabriquées supportent parfaitement cette surcharge non prévue initialement.

Conclusion générale

Ce travail nous a permis de vérifier que les poutres et le tablier résistent bien à cette surcharge accidentelle.

Toutefois, il est intéressant d'étudier dans les futurs travaux l'influence de cette surcharge sur le comportement des autres éléments structuraux notamment les appareils d'appui, piles et culées.

Bibliographie

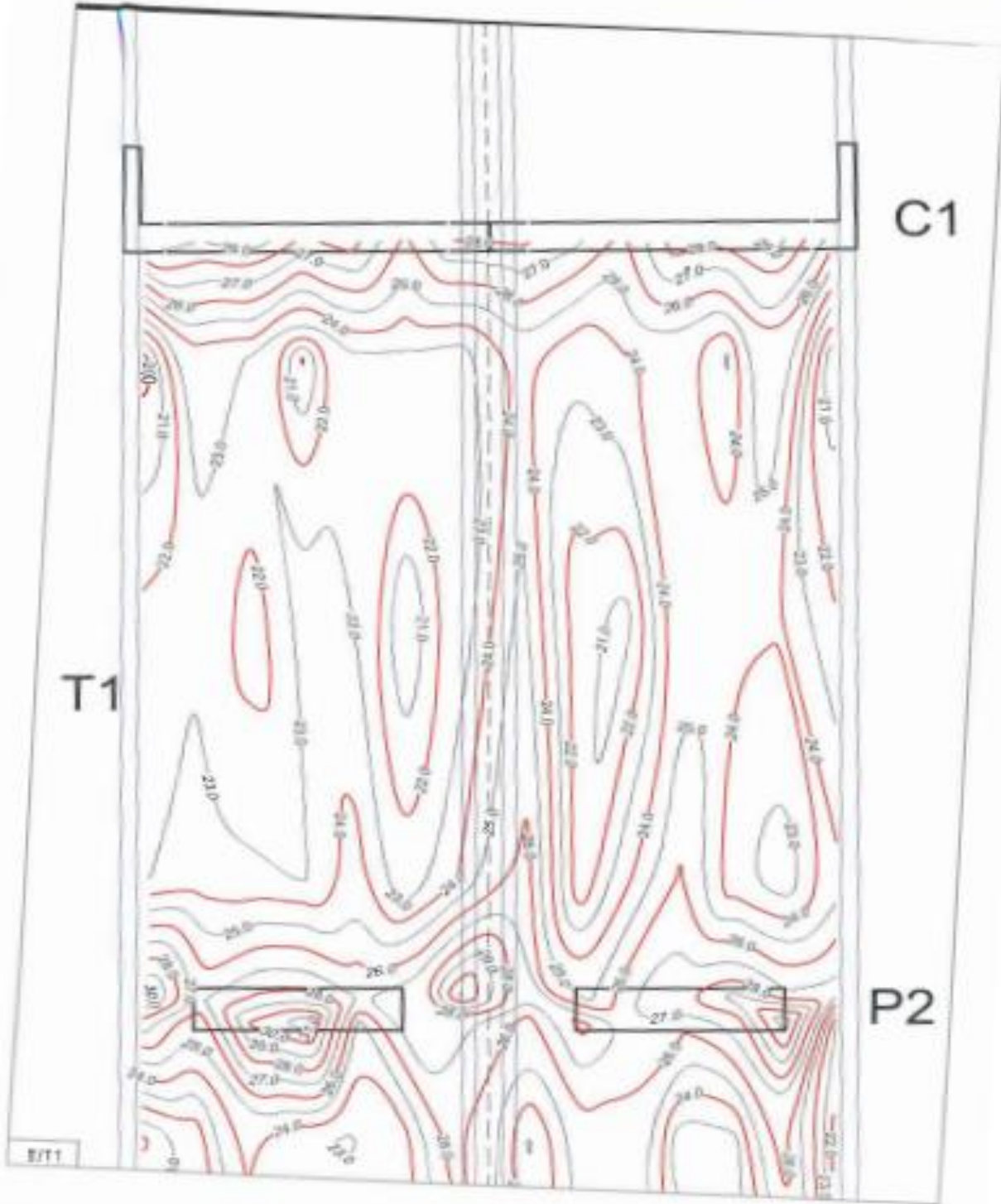
1. **BENETTE, DAVID.** Les ponts histoire et technique. s.l. : eyrolles, 2000. p. 232. 9782212013221.
2. **SAVET, JEAN-MARIE.** Les ponts d'hier et d'aujourd'hui. s.l. : éditions mae-erti, 2006. cité par lafani , mana 2017.
3. **BERNARD , GELY et JEAN, CALGARO.** Conception des ponts. s.l. : presses des ponts et chaussées, 1994.
4. **BERNARD-GELY et CALGARO.** Conception des ponts. [éd.] Presses des Ponts et Chaussées. [ARTICLE]. 1997. Vol. 1, p. 23.
5. **GUIRAUD, PATRICK.** ponts courants en béton. Infociments. [En ligne] 2016. <https://www.infociments.fr/ponts-et-passerelles/ponts-courants-en-beton>.
6. **OUZDOU, MONGI BEN.** cours d'ouvrages d'art , tome 1 "conception ". 2008.
7. **TAMBOURA, ISSOUFOU.** ponts-ouvrages d'art. 2014-2015.
8. **PF-BOUMECHRA.** cours de conception avancée des ponts.
9. **S.E.T.R.A, GUIDE.** ponts a poutres préfabriquées , précontraintes , par post-tension. s.l. : service d'etude technique des routes et autoroutes, 1996. p. 151. ISBN 2-11 0857773.
10. **MANA, HAMZA et LAFANI, MEHDI.** Etude d'un pont routier en béton précontraint. bordj bou ariredj, departement génie civil : s.n., 2017.
11. **BENAYAD, K et BENADLA, I.** Etude d'un viaduc à l'auroute est-ouest Pk76 troncon w7. Tlemcen, université abou-bekr belkaid : memoire d'ingenieur, 2009.
12. **TECHNO-SCIENCE.** Pont. techno-science.net. [En ligne] 2022.
13. **PF_BOUMECHRA.N.** Cours pathologie et rehabilitation des ouvrages d'art. Tlemcen, université abou-bekr belkaid : s.n.
14. **SERROR.** dossier d'execution infrasturcture annexe viaduc V8.7. Tlemcen-Ghazaouet : s.n., Avril 2017.
15. —. rapport geotéchnique de viaduc V8.7. Ghazaouet-Tlemcen : s.n., Novembre 2015.
16. **EGIS.** verification topographique du tablier T1-D du viaduc V8.7. Ghazaouet Tlemcen : s.n., 19 mai 2019.
17. **SETRA.** (ictaal) instruction sur les conditions techniques d'aménagement des autoroutes de liaison. bagneux-cedex, france: ministère de l'équipement, des transports et du logementdirection des routes. 2000.
18. —. ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension: guide de conception. bagneux-cedex, france: setra. 1996.
19. **Siplast - icopal.** avis technique ouvrages d'art (étanchéité de ponts-routes). paris, france: . 2016.
20. **SETRA.** barrières de sécurité pour la retenue des poids lourds,barrières de niveau h2 ou h3. septembre 1999.
21. **RCPR.** regles definissant les charges appliquées pour le calcul etles epreuves des ponts routes. 2009.
22. **CCTG.** . conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art titre ii. - programmes de charges et épreuves des ponts-routes(fascicule n° 61 -titre ii). paris, france: ministère de l'équipement . 1971.
23. —. . règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. ministère de l'équipement, des transports et du logement secrétariat d'état au logement secrétariat d'état au tourisme. paris, france : s.n., 1991. Vol. ((fascicule n° 62 - titre i - section i)ou(bael 91 révisé 99)).
24. **Autodesk .** Guide d'utilisation. mars 2010.

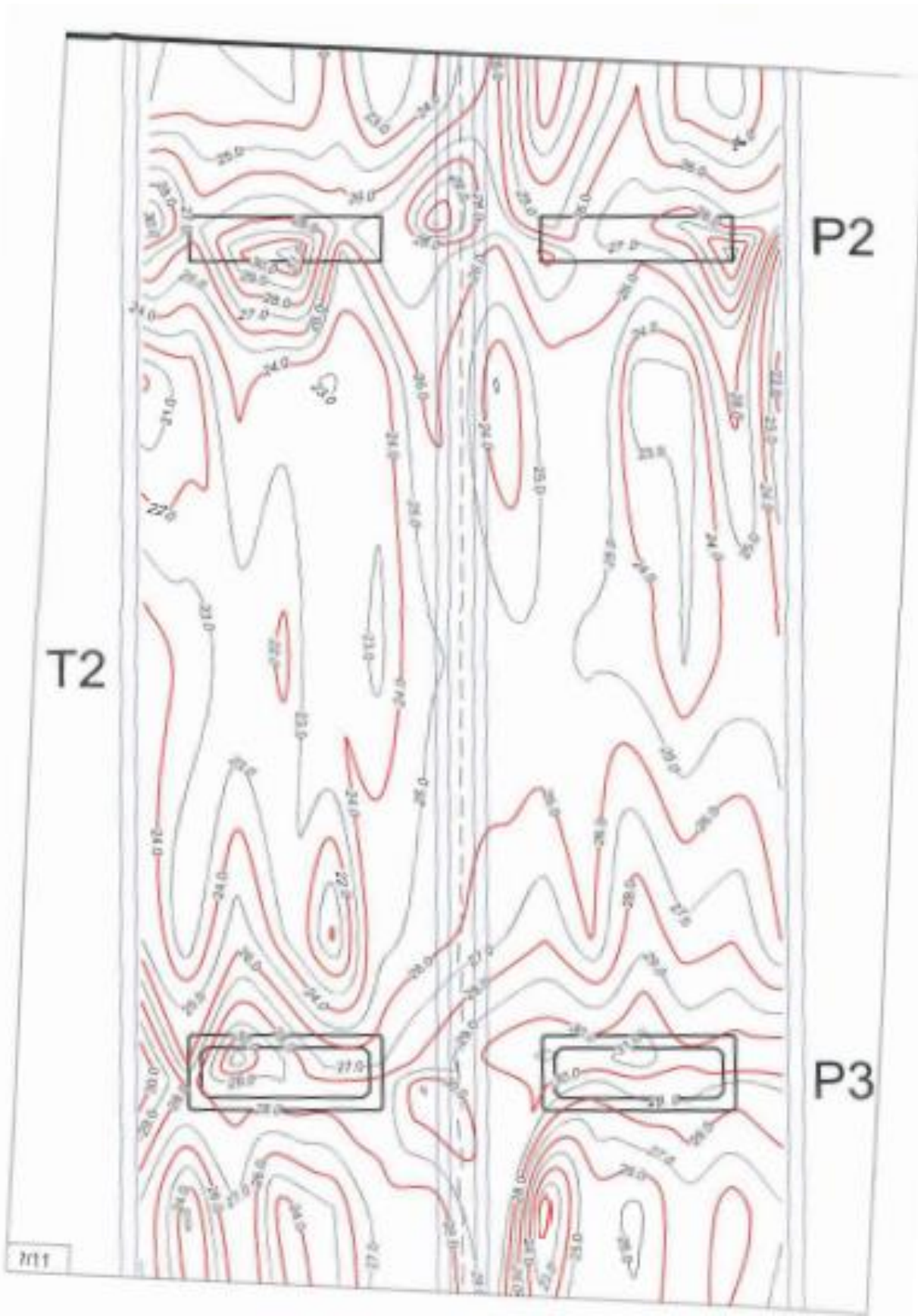
BIBLIOGRAPHIE

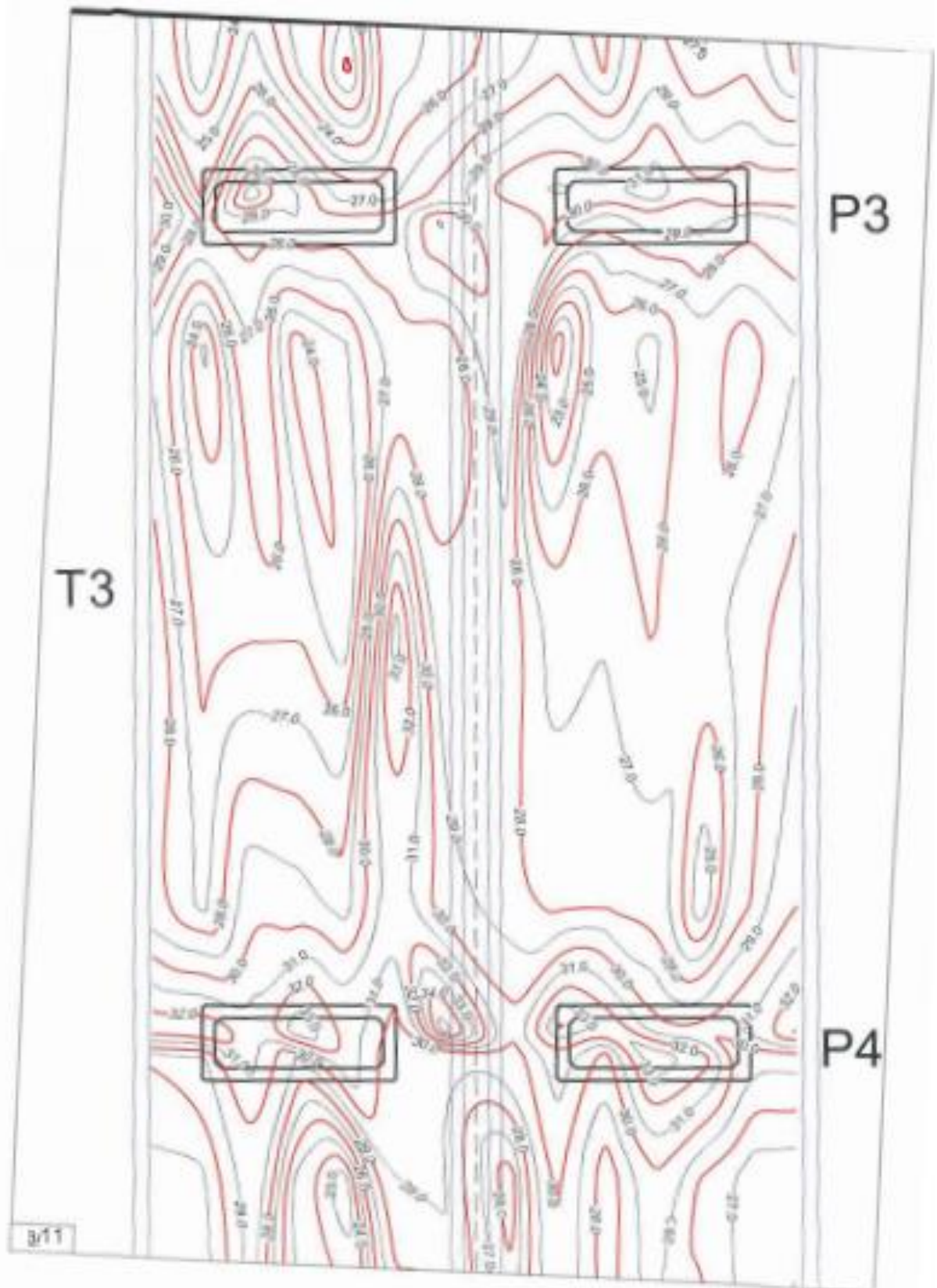
25. **BPEL**. règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. avril 1992. Article 3.3.1. ISBN 2-86891-214-1.
26. —. règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. 1992. Article 3.3.2.
27. —. règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limite. 1992. Article 2.1.2.
28. —. règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limite. 1992. Article 4.1.3.
29. —. règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limite. 1992. Article 7.2.1.
30. —. règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limite. 1992. Article 6.2.3.

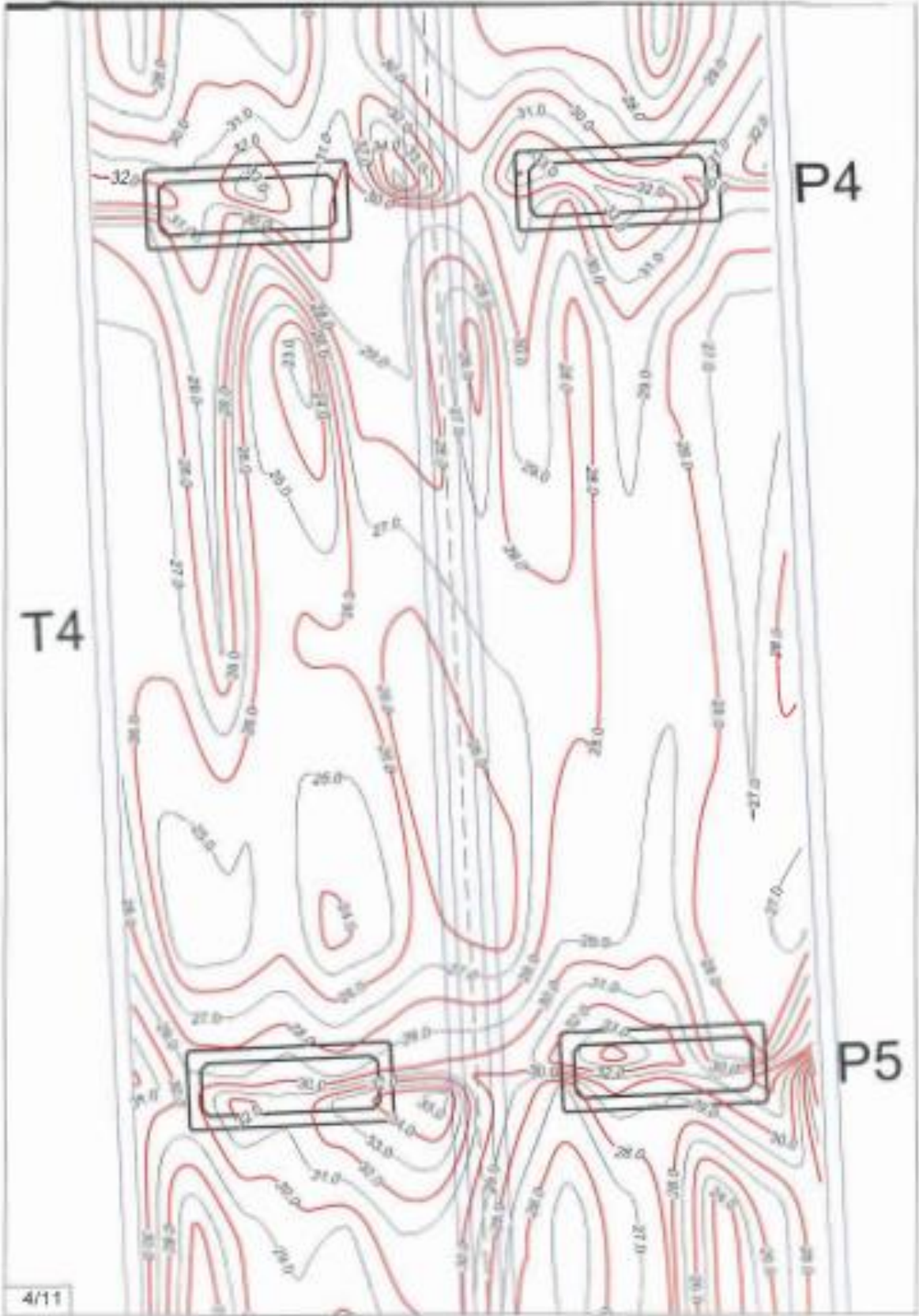
ANNEXES

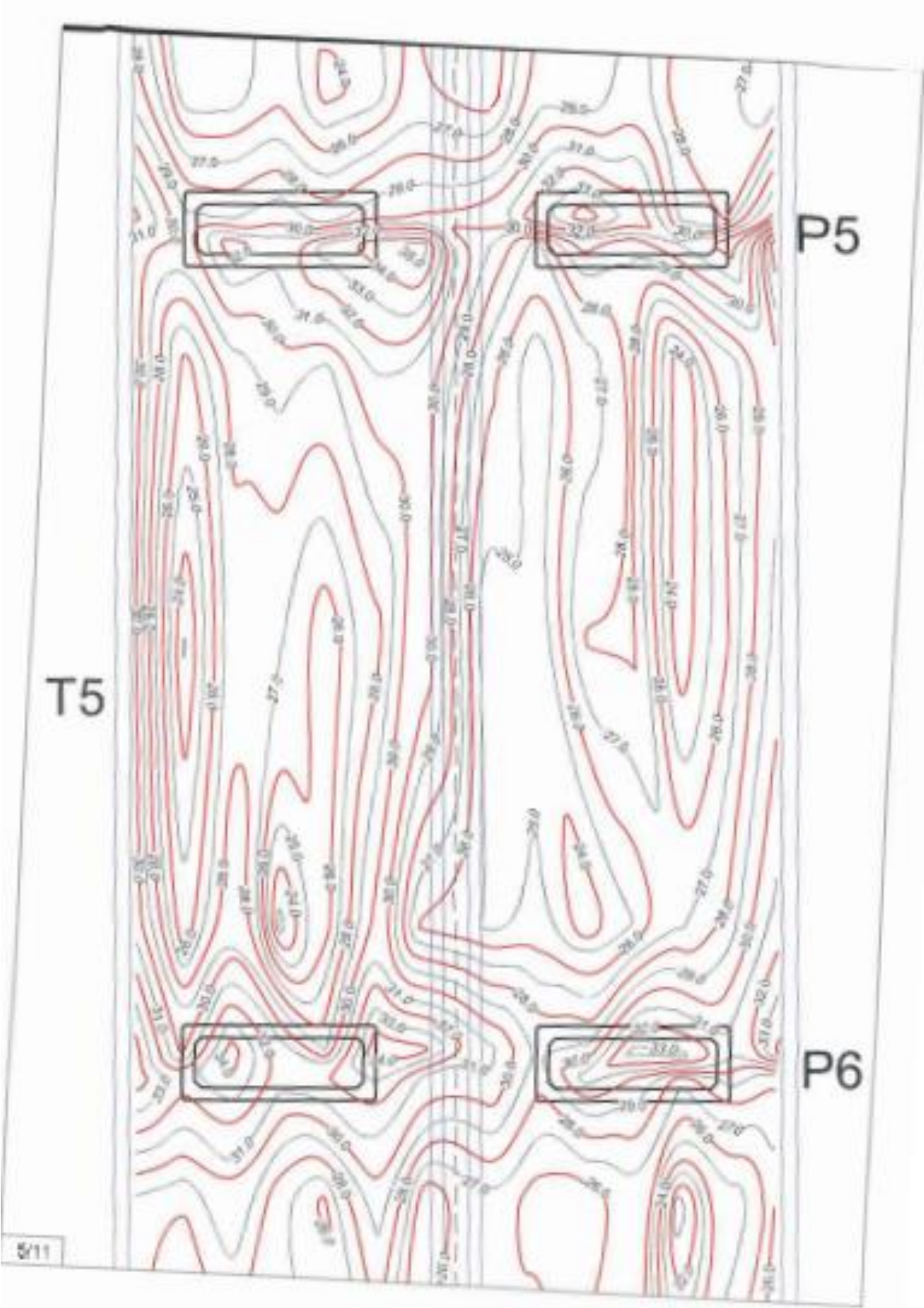
Annexe 1 : Répartition des épaisseurs du hourdis

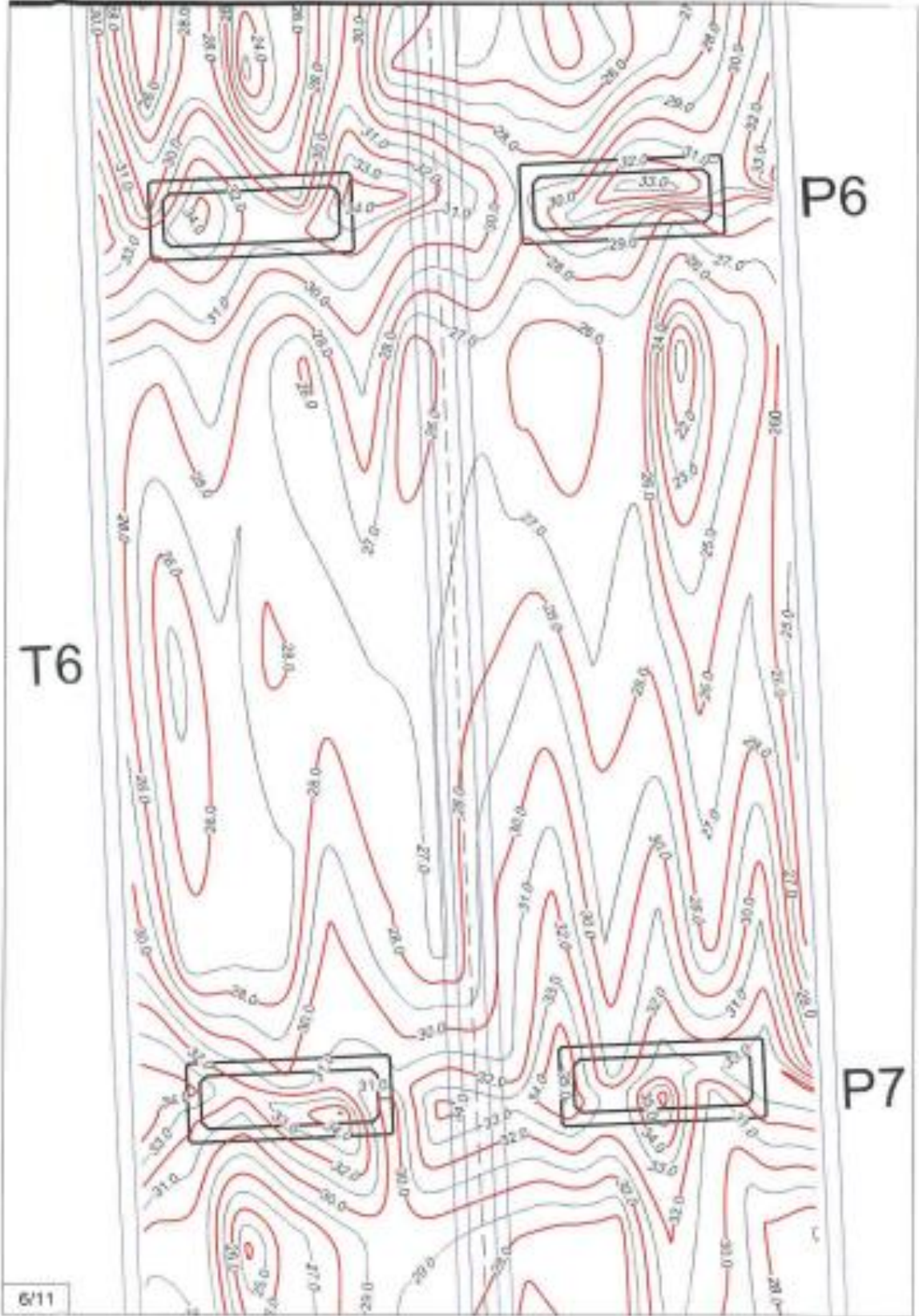


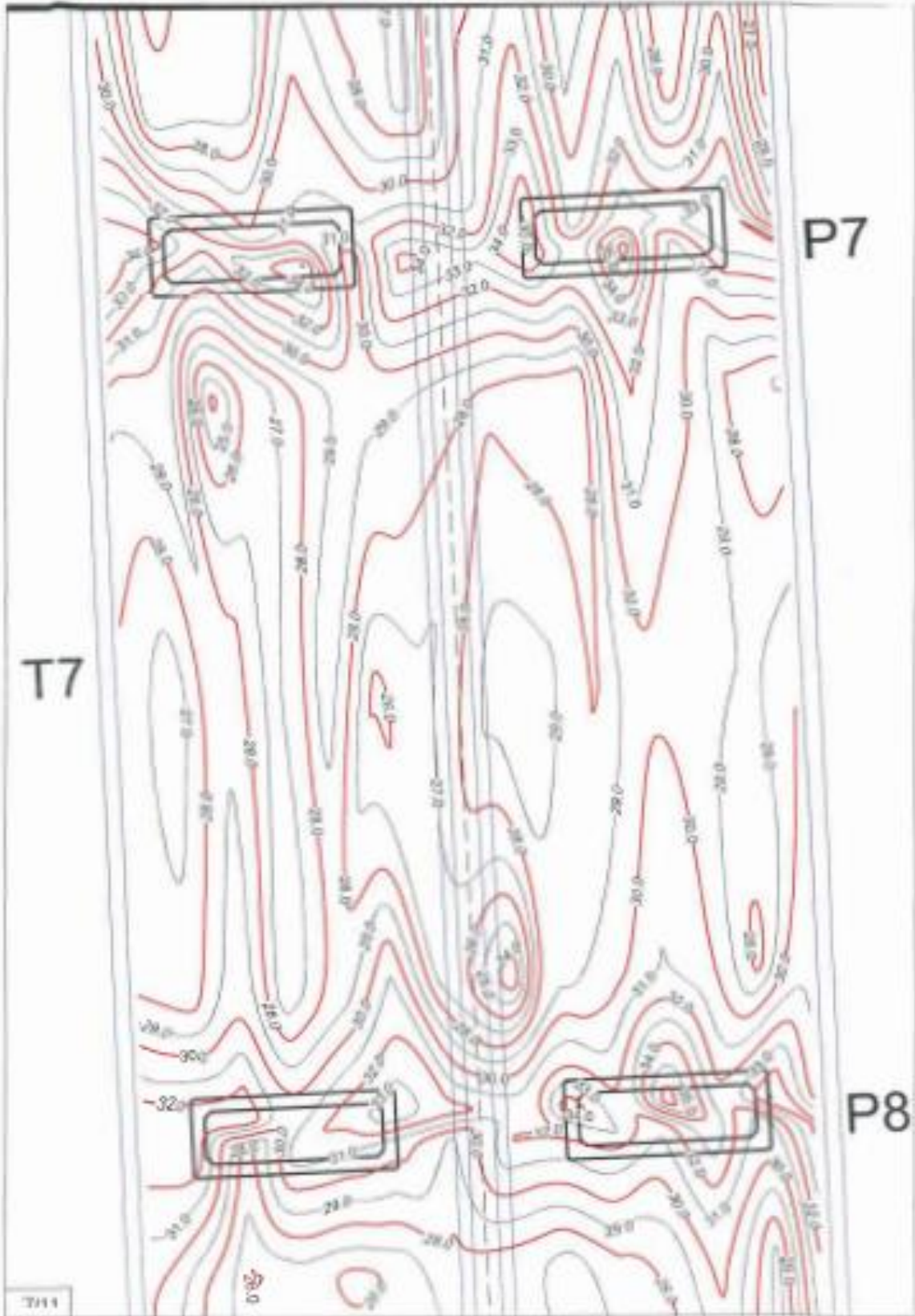


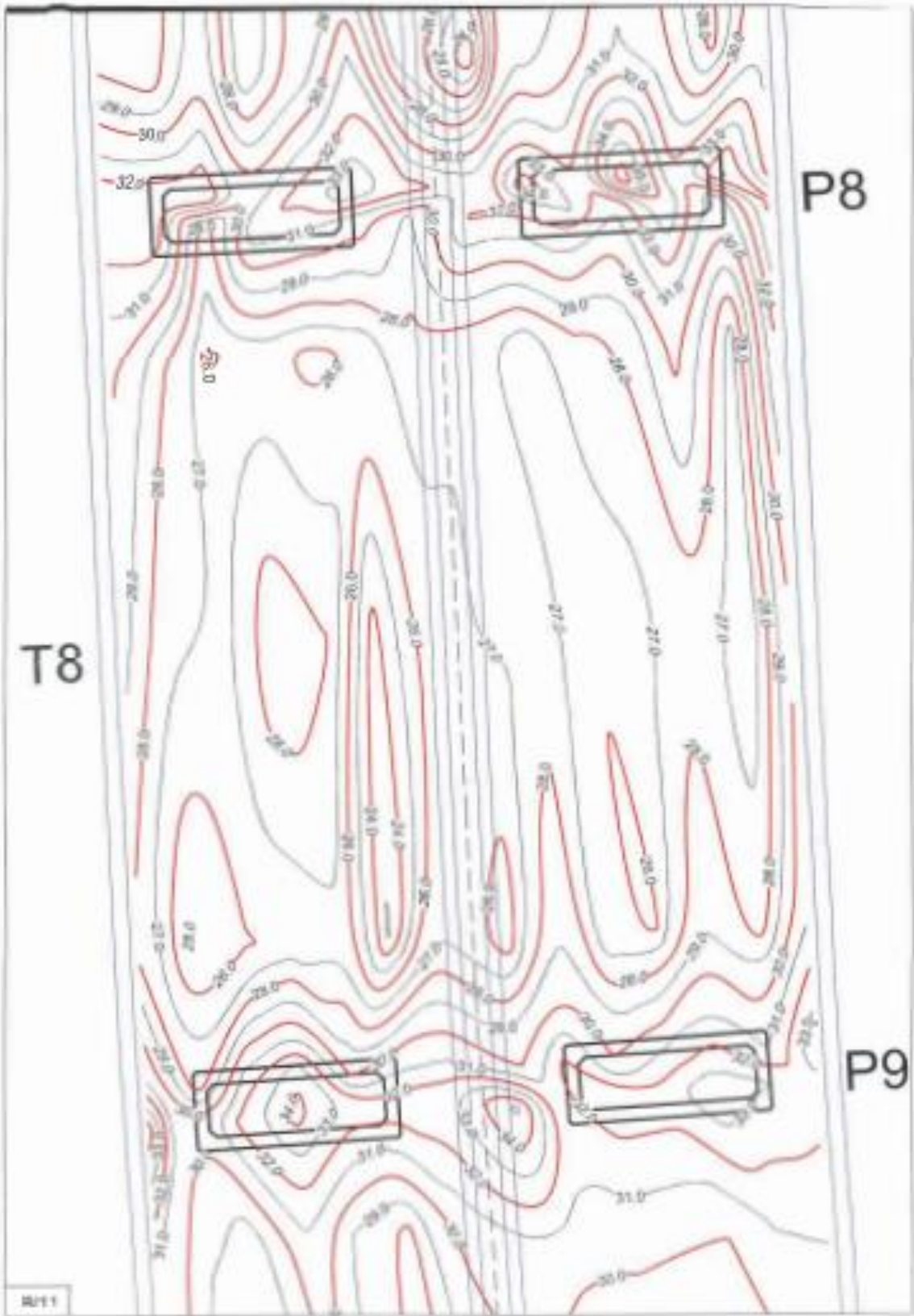


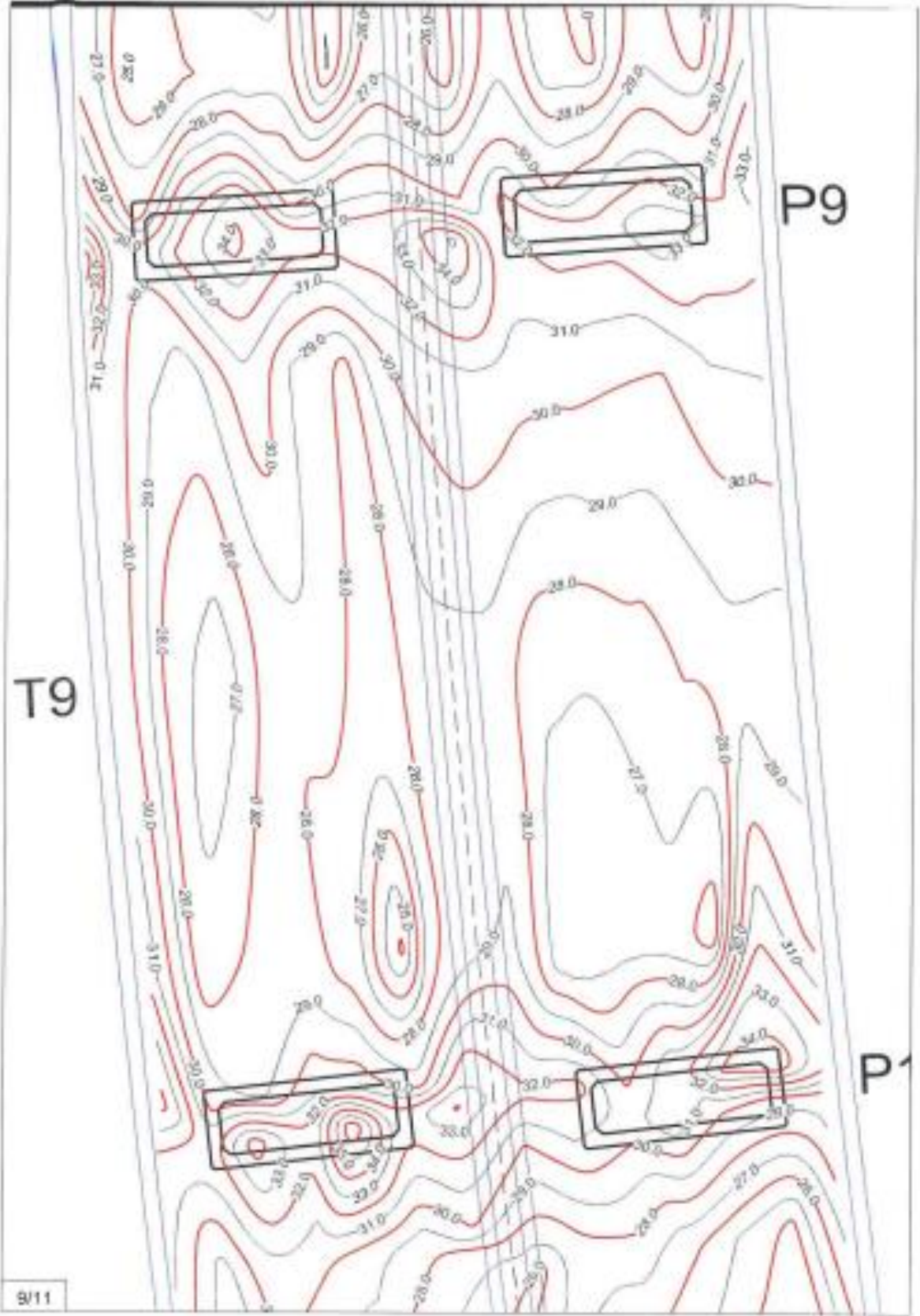


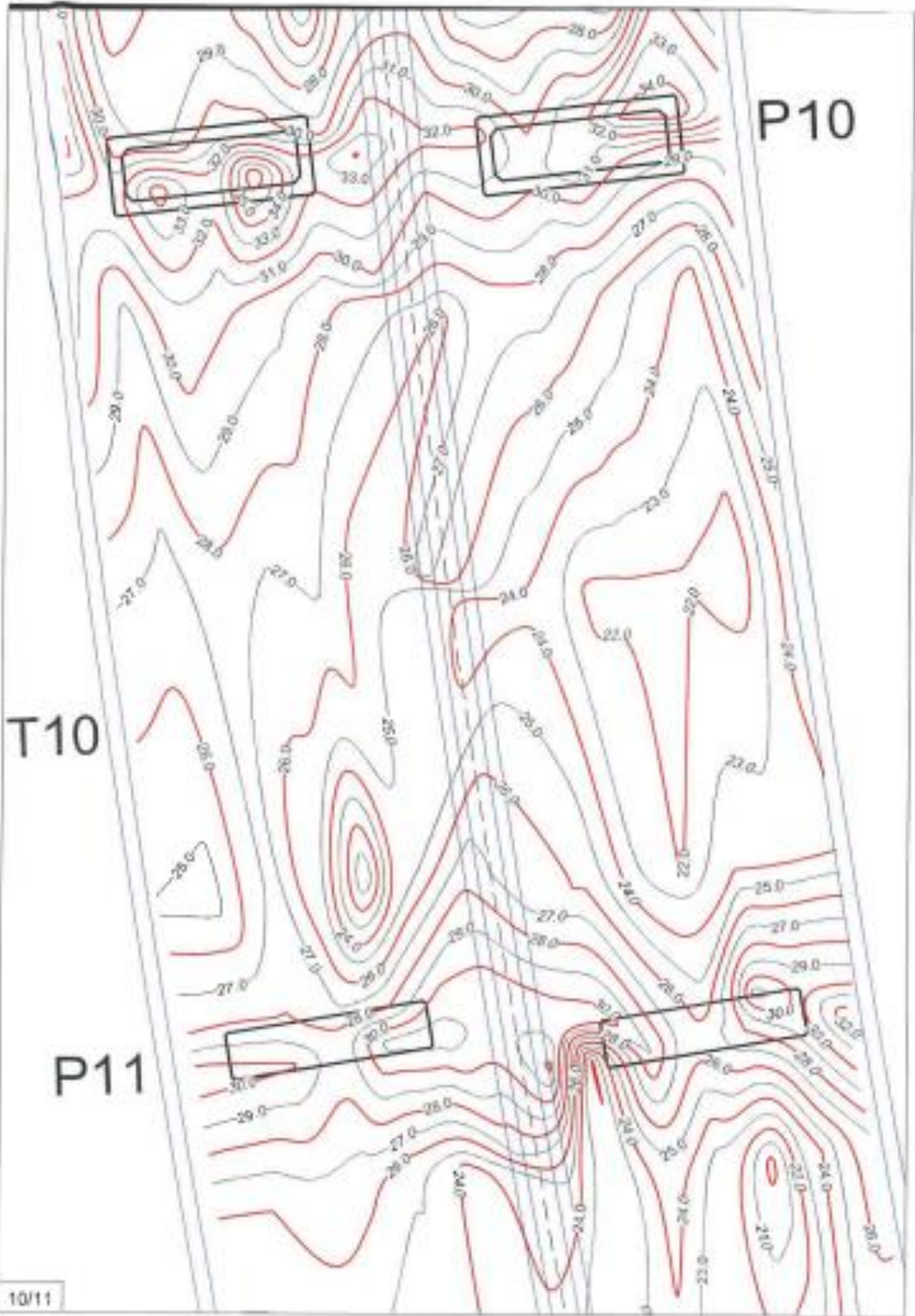


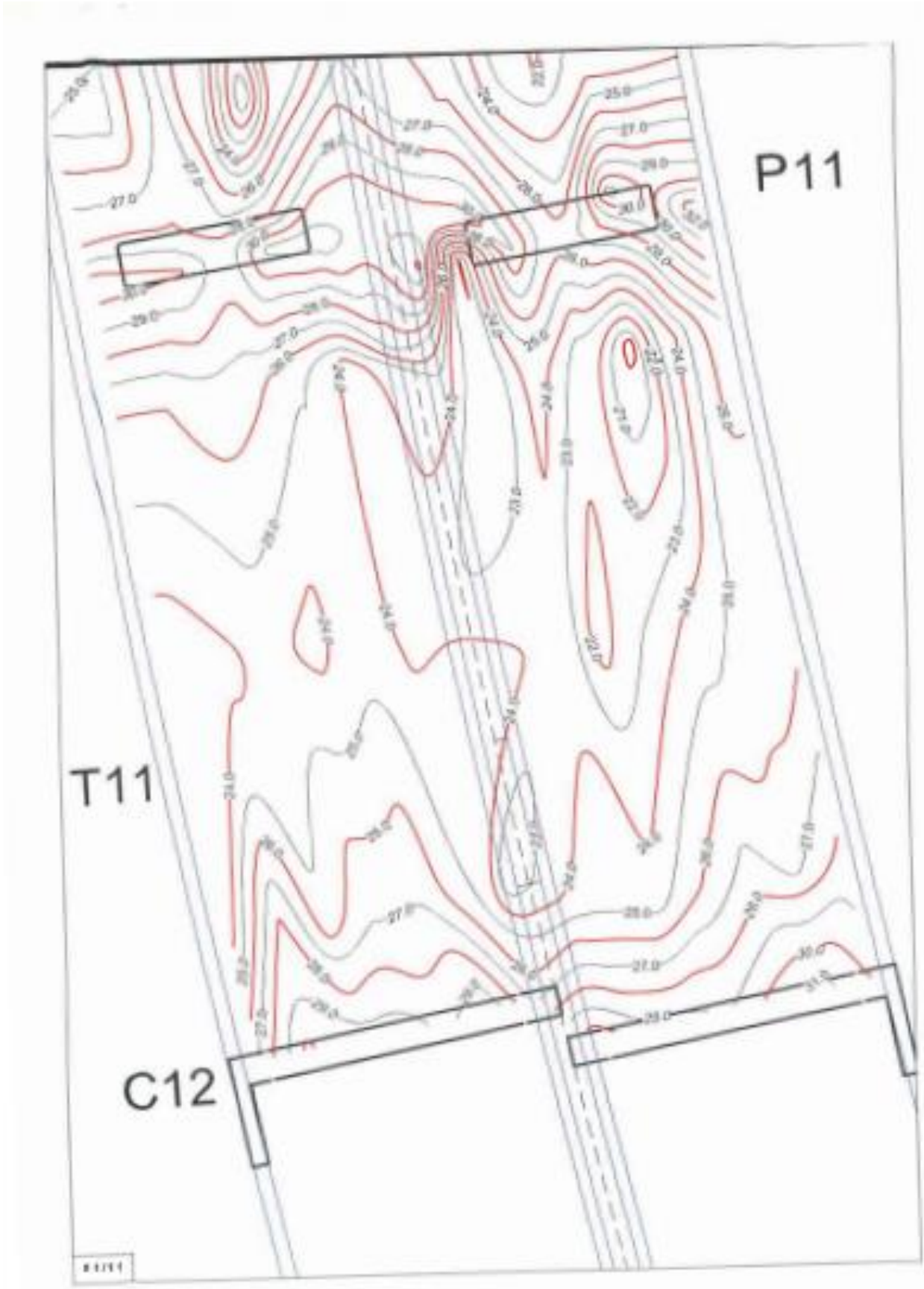




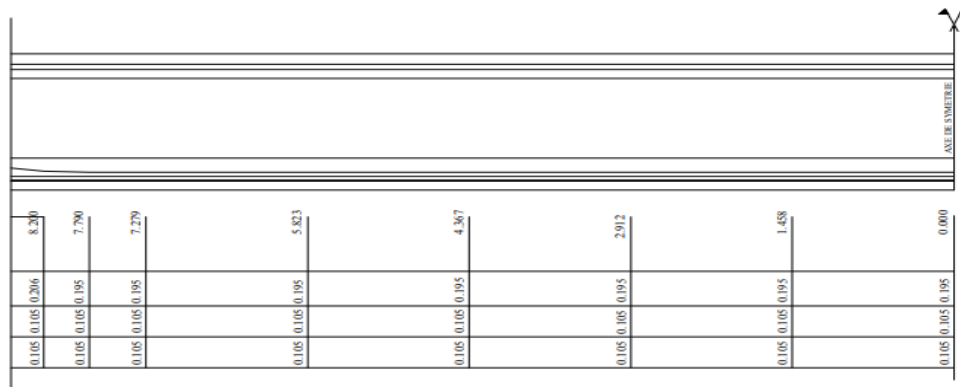
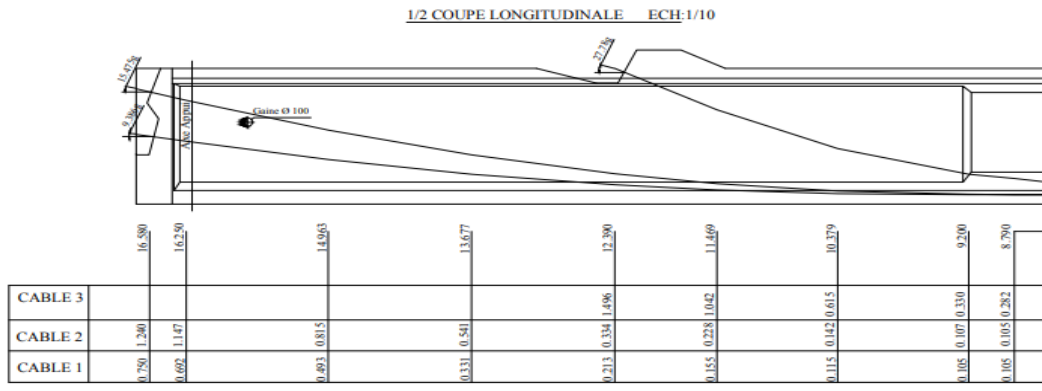




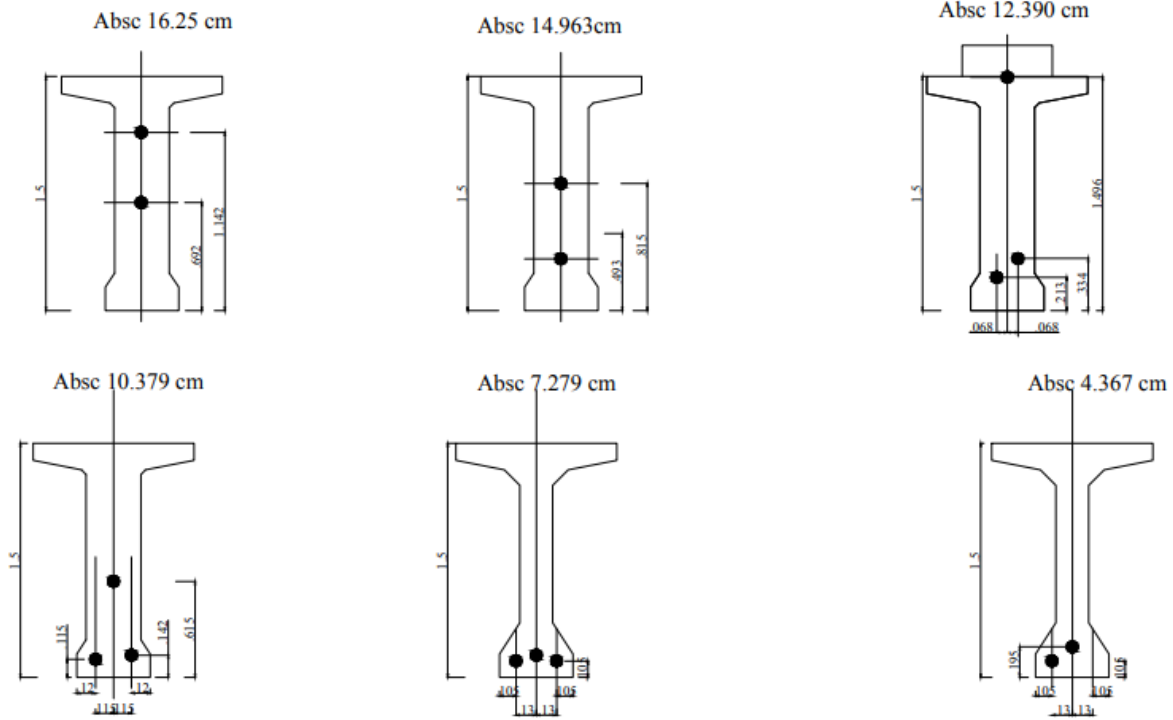




Annexe 2 : Plan et position des câbles de poutre



COUPE TRANSVERSALE ECH:1/10

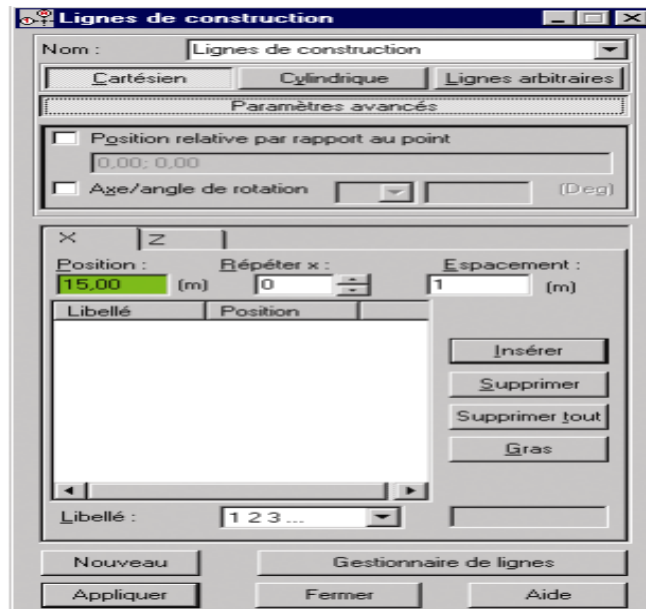


Annexe 3 :manuel de logiciel ROBOT 2020


Définition des lignes de construction

Les lignes de construction sont un autre élément dont la fonction est de faciliter la création des structures, vous pouvez définir les lignes de construction :

- après la sélection la commande Lignes de construction disponible dans le menu Structure




;

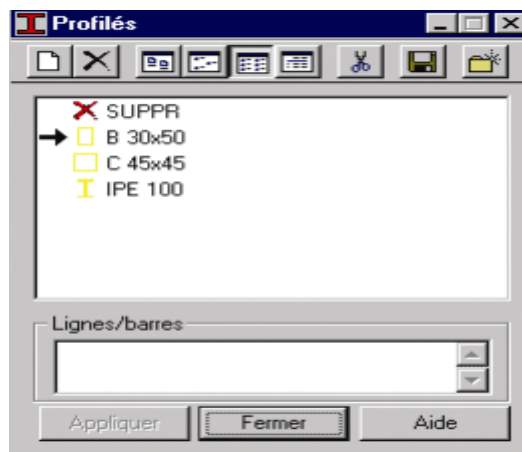
- après un clic sur l'icône  affichée dans la barre d'outils OUTILS dans le bureau Démarrage. Le logiciel affiche alors la boîte de dialogue représentée ci-dessous :

Définition des Sections de barres et matériaux

Après avoir défini la géométrie de la structure, vous devez affecter des sections aux barres (si elles n'ont pas été affectées lors de la définition des barres).

Vous pouvez le faire de manières suivantes :


- sélectionnez le type de profilé dans la boîte de dialogue Barres dans le champ Section
- sélectionnez la commande Structure/Caractéristiques/Profilés de barres dans le menu,
- cliquez sur l'icône  ,
- sélectionnez le bureau **SECTION / MATERIAUX**. Il apparaît alors la boîte de dialogue représentée ci-dessous :



Définition des Panneaux

Vous devez utiliser l'option Panneaux. La boîte de dialogue Panneaux est accessible :

- par le menu déroulant Structures, commande Panneaux...

- par la barre d'outils, icône 

Pour définir le panneau, vous devez définir les paramètres suivants :

- numéro du panneau
- bords (contour) du panneau, les bords (contours) des trous et les bords des cotés (faces) dans le panneau.

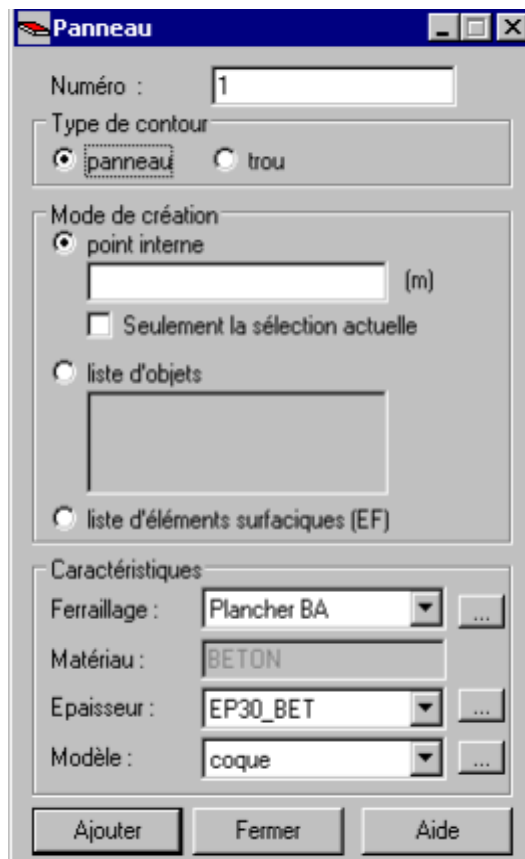
Pour cela, vous pouvez procéder de trois manières :

⇒ définissez le point interne du panneau/trou

⇒ saisissez le numéro de l'objet


⇒ saisissez la liste d'éléments finis surfaciques

- type de ferrailage du panneau
- matériau par défaut défini pour le type d'épaisseur du panneau sélectionné (l'information affichée dans ce champ ne peut pas être modifiée)
- épaisseur du panneau

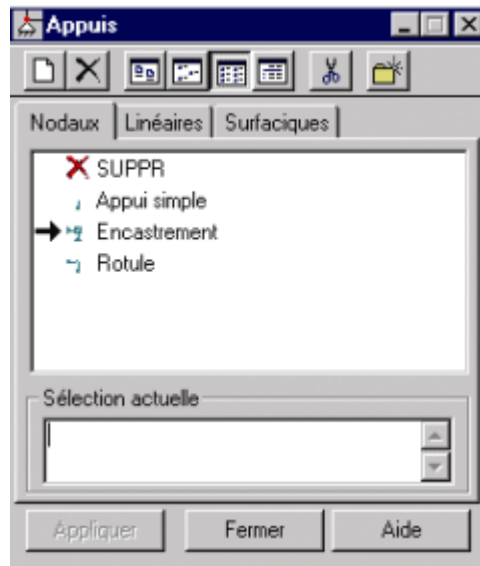


Définition des Appuis

Afin d'affecter les appuis aux nœuds d'appui de la structure, vous pouvez :

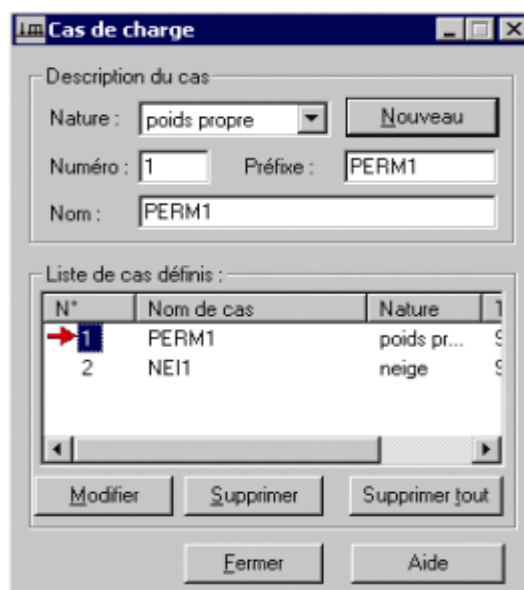
- sélectionner la commande Structure/Appuis
- cliquer sur l'icône 
- sélectionner le bureau APPUIS.

Il apparaît alors la boîte de dialogue représentée ci-dessous :




Définition des Chargements

Afin de définir des charges appliquées à la structure, la solution la plus facile est de sélectionner le bureau prédéfini **CHARGEMENTS**. L'écran sera divisé en trois parties : l'éditeur graphique permettant la définition de la structure, la boîte de dialogue Cas de charge représentée ci-dessous et le tableau de définition des charges pour les cas de charge créés.



Pour obtenir le même effet, vous pouvez ouvrir la boîte de dialogue Charge servant à définir les charges pour les cas de charge créés.

La boîte de dialogue **Charge** est accessible après la sélection de la commande Définir charges affichées

dans le menu Chargements ou par l'icône  Charge dans le bureau prédéfini **CHARGEMENTS**.

ATTENTION : La commande Définir charges est inactive si aucun cas de charge n'a été sélectionné.


Il apparaît alors la boîte de dialogue représentée sur la figure ci-dessous.



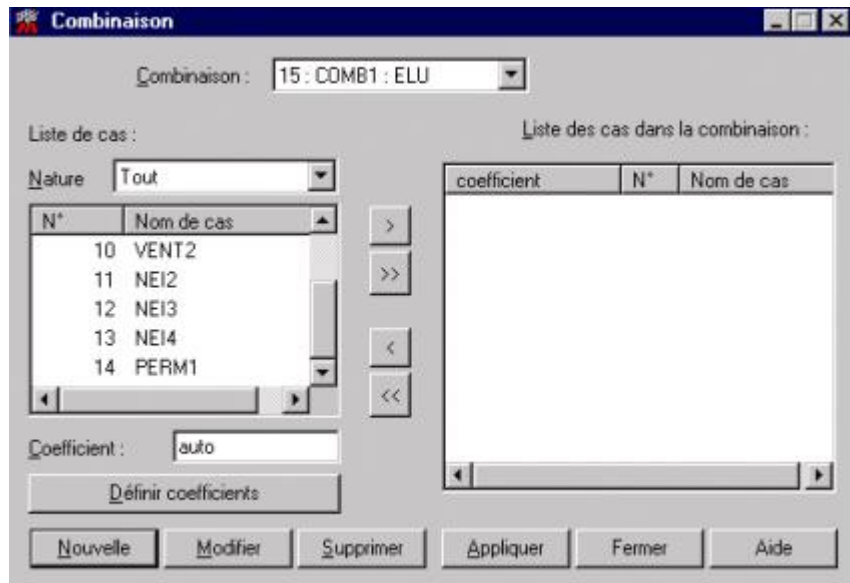
Définition des Combinaisons de charges

Le logiciel Robot permet aussi de définir une combinaison de cas de charge créés. Deux possibilités de définir les combinaisons de charges se présentent :

- manuelle – il faut déterminer la liste de cas de charge faisant partie de la combinaison (y compris les coefficients appropriés dépendant de la nature du cas de charge)
- automatique – après la sélection de l'option Combinaisons automatiques ; pour le règlement de pondération choisi, le logiciel crée la liste de toutes les combinaisons de cas de charge possibles. Au-dessous, nous présentons la définition manuelle, et dans le chapitre suivant – les pondérations. Pour ce faire, il faut sélectionner la commande Combinaisons manuelles disponible dans le menu

Chargements ou par l'icône Combinaisons manuelles  dans le menu Chargements.

Après la sélection du type de combinaison (ELU, ELS, ACC) et de la nature de combinaison, il faut donner le nom de la combinaison et définir les cas de charge agissant dans la combinaison et leurs coefficients respectifs. Après la sélection du type général de combinaison, le logiciel affiche la boîte de dialogue Combinaison affichée sur la figure ci-dessous



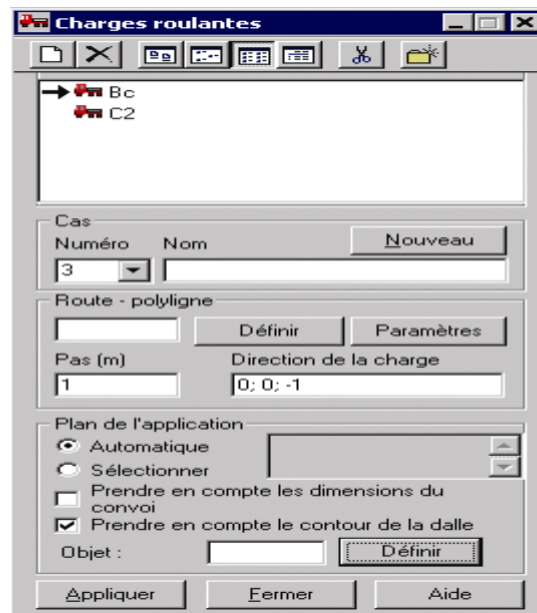
Définition des Charges roulantes

Le logiciel Robot permet de définir des charges roulantes, c'est à dire : la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconque (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques).

L'option est disponible :

- après la sélection de la commande Roulantes disponibles dans le menu Chargements/Autres charges

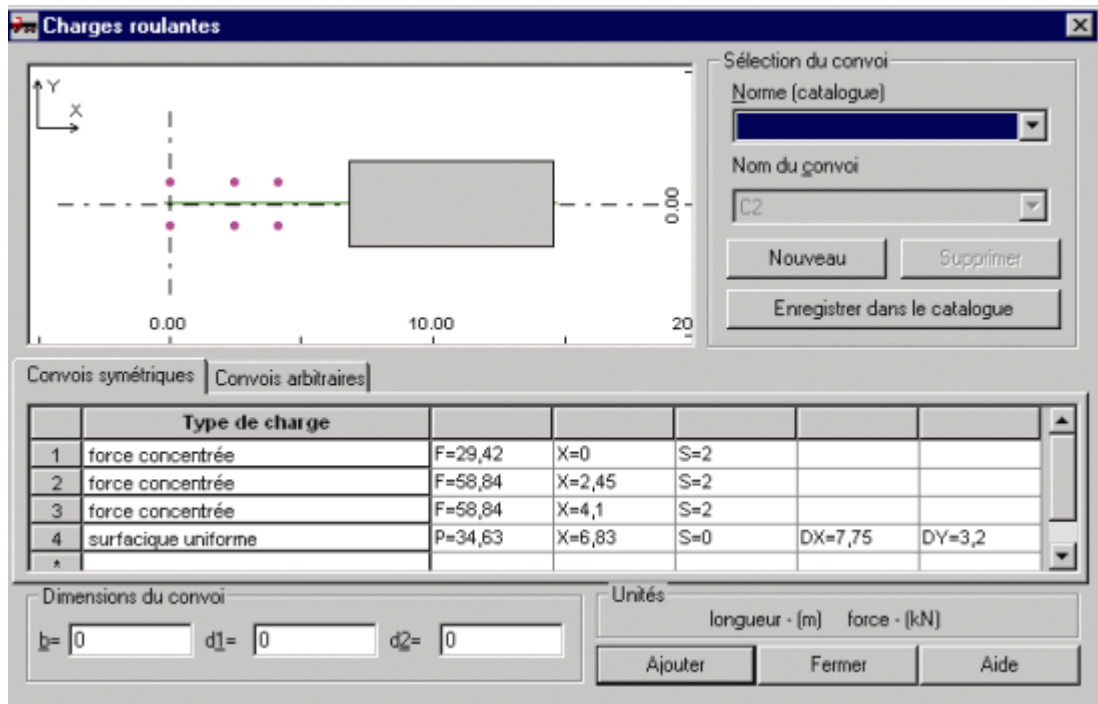
- après un clic sur l'icône **Charges roulantes**  affichée dans la barre d'outils. Le logiciel affiche alors la boîte de dialogue représentée sur la figure ci-dessous.



ANNEXES


Le convoi est un jeu de forces constituant la charge dans le cas roulant. Le convoi est déplacé le long de la voie définie de distance donnée en tant que pas de voie du cas de charge roulante. Chaque position spécifique du convoi est enregistrée comme composante successive du cas.

Un clic sur le bouton Nouveau convoi dans la boîte de dialogue Charges roulantes ouvre la boîte de dialogue représentée sur la figure ci-dessous



Définition des Lancement des calculs de la structure

Vous pouvez lancer les calculs de différentes façons :

- dans le menu déroulant Analyse, sélectionnez la commande Calcul
- cliquez sur l'icône Calcul affichée dans la barre d'outils 
- sélectionnez le bureau dans le groupe RESULTAT (RESULTATS – DIAGRAMMES ou RESULTATS – CARTOGRAPHIES)

ANNEXES

Annexe 4 : Photos de l'ouvrage



