

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Universitaire d'Ain Témouchent BELHADJ Bouchaib

Faculté des Sciences et Technologies

Département de Génie Civil et Travaux Publics



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'art

Thème :

**Etude Statique Du Tablier D'Un Pont A Poutres
Préfabriquées En Béton Précontraint**

Présenté Par :

Mr Sahouli Amine

Mr Zidi Mohamed

Devant le jury compose de :

Mr DJELIL MOHAMED « MCB »

Mr DERBAL Rachid « MAA »

Mr GUELLIL Moustafa « MAA »

Mr BENACHOUR Oussama

Président

Examineur

Encadreur

Co-Encadreur

L'année universitaire : 2020/2021

Dédicace

«Ce travail va à nos parents, nos familles, nos proches et à tous ceux qui ont fait de nous ce que nous sommes devenus aujourd'hui....»

SAHOULI AMINE

ZIDI MOHAMED

Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à **ALLAH** tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous souhaitons remercier tout particulièrement **MrGuellil Mustapha** pour la qualité d'encadrement exceptionnelle qu'il nous a procurée, et Pour la disponibilité dont il a fait preuve en mettant patiemment sa compétence et son expérience à notre service.

De la même manière, nous tenons à remercier sincèrement aussi **Mr BENACHOUR Oussama** ingénieur en ouvrage d'art pour les conseils et la documentation qu'il nous a prodigués.

Nos remerciements vont aussi : A tous les professeurs de **CUAT** pour leur profonde attention portée à notre égard durant les 3années déformation, ainsi que les responsables de la bibliothèque et de l'administration pour l'aide qui nous ont apporté.

A tous ceux qui nous ont aidées de prèsou de loin.

Résumé

On se propose d'étudier dans ce mémoire le lablier d'un pont routier à poutre préfabriquée en béton précontrainte . l'ouvrage se situe dans la wilaya de Tlemcen qui à été réalisées dans le cadre du projet de l'autoroute Est-Ouest.

Le franchissement d'une part de l'oued(Guettara) Et de la route nationale RN02 D'autre part, nécessite la réalisation d'un viaduc au PK 70+978. Cet ouvrage d'une longueur total de 288.8m est réalisé en 8 travées indépendantes (système isostatique) de 36,10m en poutres en béton précontraint et un hourdis coulé sur place.

Une étude détaillée a été effectuée sur le dimensionnement et le calcul des différents éléments composant l'infrastructure et la superstructure de cet ouvrage suivant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement ; et les actions sismiques.

Les calcul numérique de modélisation a été réalisé grâce au Logiciel CSI Bridge. Les résultats ainsi obtenus seront traduits par un ferrailage adéquat des Différents éléments composant l'ouvrage.

Mots clés : pont, béton précontraint, modélisation, actions sismiques. CSI Bridge

الملخص :

الغرض من هذا العمل هو دراسة جسر بخرسانة سابقة الإجهاد، يقع العمل في ولاية تلمسان، و هو واحد من الأعمال التي تم انجازها كجزء من مشروع الطريق السريع بين الشرق و الغرب.

العابر من جهة الوادي (قطارة) والطريق الوطني من جهة أخرى. يبدأ هذا الجسر من النقطة الكيلو مترية 70+978 و يبلغ طوله 288.80 متر في 8 نطاقات مستقلة طولها 36.10 متر من الخرسانة المسبقة الإجهاد وبلاطة من الخرسانة المسلحة.

دراسة مفصلة حول حجم وحساب شتى عناصر البنية التحتية والبنية الفوقية لهذا العمل اثر مختلف الطلبات :إجراءات دائمة. إجراءات بسبب الأحمال الزائدة حركة المرور و المعدات. الأنشطة الزلزالية.

CSI bridge برنامج الحسابات و المعالجة الرقمية تحققت بفضل

الخرسانة سابقة الإجهاد. النمذجة

Sommaire

Liste des figures.....	IX
Liste des tableaux	XIV
Introduction Générale	2
Chapitre I : Présentation Générale.....	3
I.1 Introduction	4
I.2 But de l'étude :	4
I.3 Présentation générale :	4
I.4 Condition de franchissement :.....	5
I.4.1 Données géométriques :.....	5
I.4.2 Données géotechniques	7
I.4.3 Données topographiques:	9
I.4.4 Donnée sismologiques:.....	9
I.5 . Données climatiques:.....	10
I.6 Conclusion.....	10
Chapitre II : Caractéristiques des matériaux.....	11
II.1 Introduction:	12
II.2 Béton :	12
II.2.1 Resistance du béton:	12
II.2.2 Contraintes Admissibles:	13
II.2.3 Déformation longitudinale du béton:	13
II.2.4 Coefficient de poisson:	14
II.2.5 Qualités attendues d'un béton pour un ouvrage:.....	14
II.3 L'Acier:	14
II.4 Conclusion:.....	15
Chapitre III : Etude du Tablier.....	16

III.1	Introduction :	17
III.2	Pré dimensionnement du tablier :	17
III.2.1	Largeur du Tablier :	17
III.2.2	Longueur des Travées :	17
III.2.3	L'épaisseur de l'hourdis :	17
III.2.4	Entretoise :	17
III.2.5	Pré dimensionnement des poutres :	18
III.3	Caractéristiques géométrique de la poutre :	19
III.3.1	Caractéristique de la poutre à l'about :	20
III.3.2	Caractéristiques de la poutre en travée (médiante) :	21
	Chapitre IV : Charge et surcharge et étude de l'hourdis	23
IV.1	Introduction :	24
IV.2	Charge et surcharge :	24
IV.2.1	Descente des charges :	24
IV.2.2	Les combinaisons d'action :	34
IV.3	Etude de l'hourdis	34
IV.3.1	Hypothèse de calcul :	34
IV.3.2	Calcul des charges et surcharges :	36
IV.3.3	Détermination des moments fléchissant :	37
IV.4	CONCLUSION :	45
	Chapitre V : Modélisation et sollicitation	46
V.1	Introduction	47
V.2	Modélisation :	47
V.2.1	Objectif de la modélisation :	47
V.2.2	Hypothèses de modélisation :	47
V.2.3	Présentation de logiciel :	47
V.2.4	Méthodologie de modélisation :	48
V.3	Les sollicitations :	63

V.4	Conclusion.....	78
	Chapitre VI : Etude de la précontrainte	79
VI.1	Introduction	80
VI.2	Principe de la précontrainte :.....	81
VI.3	Mode de Précontrainte :	81
VI.3.1	Précontrainte par pré-tension :.....	81
VI.3.2	Précontrainte par post-tension :	82
VI.3.3	Etapes générales de réalisation :	82
VI.4	Le calcul de précontrainte :	82
VI.4.1	Section sous critique :	82
VI.4.2	Section sur critique :	83
VI.4.3	Détermination du nombre de câbles :	84
VI.4.4	La mise en tension (a court terme) :.....	85
VI.5	Tracé des câbles :	87
VI.6	Calcul des pertes de précontraintes par post-tension :	88
VI.6.1	Pertes instantanées :	88
VI.6.2	Pertes différées :.....	92
VI.7	Vérification de la flexion ami-travée :	96
VI.7.1	Calcul au ELS :	96
VI.7.2	Armatures de peau :	98
VI.7.3	Armatures longitudinales dans la zone tendue :	98
VI.8	Verification a l'ELS:	99
VI.8.1	Calcul à E.L.U :	101
	Chapitre VII : Infrastructure et équipements	103
VII.1	L'infrastructure :	104
VII.1.1	Introduction	104
VII.1.2	Les piles :.....	104
VII.1.3	Les Culées	106

VII.2	Equipement du pont :.....	109
VII.2.1	Introduction :	109
VII.2.2	Joint de chaussée :	109
VII.3	L'Appareil d'appui :	111
VII.3.2	Dispositifs de retenue pour les ponts routiers :	114
VII.4	Conclusion :.....	116
	Conclusion Générale.....	118
	References	119

Liste des figures

Figure I.1 Vue en plan	4
Figure I.2: Profil en long au gauche du pont	6
Figure I.3 : Profil en long au droite du pont	6
Figure I.4 : Profil en travers	7
Figure I.5 : plan de situation	8
Figure I.6 : Les différentes zones sismiques en Algérie	10
Figure III. 1:Section de la poutre avec l'ourdis a l'about.	20
Figure III. 2:section de la poutre avec l'ourdis a mis travée	21
Figure III. 3 :poutre a mis travée	21
Figure IV.1: disposition du système A(l)	26
Figure IV.2: disposition du système Bc	28
Figure IV.3: disposition du système B_r	29
Figure IV.4: disposition du système B_t	30
Figure IV.5: disposition du système Mc120	31
Figure IV.6: disposition du système D ₂₄₀	32
Figure IV.7: coupe transversale de la dalle	34
Figure IV.8: coupe longitudinale de la dalle	35
Figure IV.9: Disposition des camions Bc sur la longueur L (12m)	36
Figure IV.10: Vue en plans de 2 camions accolés transversalement	38
Figure IV.11: diffusion des charges dans l'hourdis	38
Figure. IV.12 : décomposition de la charge réelle en 2 charges concentriques	39
Figure V.1 : logiciel CSI bridge 2020	48
Figure V.2:Choix d'unité et de Modèle	48
Figure V.3: Choix d'unité et de longueur de tablier	49
Figure V.4: Représentation de la voie de circulation	49

Figure V.5: Représentation de la voie de circulation	50
Figure V.6: définir les voies de circulation	50
Figure V.7 : Choix de Matériaux	51
Figure V.8:liste des types de tablier	51
Figure V.9:définition des paramètres du tablier	52
Figure V.10:les poutres en «T»	53
Figure V.11:les poutres en «I»	53
Figure V.12: Définition des variations	54
Figure V.13: Définition des piles	54
Figure V.14: Dimensionnement des sections des piles	55
Figure V.15: Dimensionnement des piles	55
Figure V.16: Application des charges permanentes sur le Tablier du pont	56
Figure V.17: Définition de model de charge	57
Figure V.18: Définition de la valeur d'une charge linéaire et surfacique	57
Figure V.19: Détermination des lignes de chargement	58
Figure V.20: définition de la surcharge D240	58
Figure V.21: Présentation des voies	59
Figure V.22: Voie de la surcharge D240 sur le model	59
Figure V.23: Définition de la surcharge Bc	60
Figure V.24: Voie de la charge bc	60
Figure V.25: Définition de la surcharge MC120	61
Figure V.26: Voie de la surcharge MC120	61
Figure V.27: Détermination des charges	62
Figure V.28: Détermination des Combinaisons d'actions	62
Figure V.29: Diagramme des efforts tranchants de poids propre au niveau de tablier	63
Figure V.30: Diagramme des Moments fléchissant de poids propre au niveau de tablier	63
Figure V.31: Diagramme des efforts tranchants de surcharge AL au niveau de tablier	64

Figure V.32: Diagramme des moments fléchissant de la surcharge AL au niveau de tablier	64
Figure V.33: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge MC120 au niveau de tablier.....	65
Figure V.34:Diagramme des moments fléchissant de la surcharge MC120 au niveau de tablier	65
Figure V.35: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge D240 au niveau de tablier	66
Figure V.36 : Diagramme des moments fléchissant de la surcharge D240 au niveau de tablier.....	66
Figure V.37: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge Bt au niveau de tablie	67
Figure V.38: Diagramme des moments fléchissant de la surcharge Bt au niveau de tablier	67
Figure V.39: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge Bc au niveau de tablier	68
Figure V.40: Diagramme des moments fléchissant de la surcharge Bc au niveau de tablier	68
Figure V.41: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 1 (ELU) au niveau de tablier	69
Figure V.42: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 1 (ELU) au niveau de tablier	69
Figure V.43: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 2(ELU) au niveau de tablier	70
Figure V.44: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 2 (ELU) au niveau de tablier	70
Figure V.45: Diagramme des efforts tranchant de la combinaison 3 (ELU) au niveau de tablier	71
Figure V.46: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 3 (ELU) au niveau de tablier	71

Figure V.47: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 4 (ELU) au niveau de tablier	72
Figure V.48: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 4 (ELU) au niveau de tablier	72
Figure V.49: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 1 (ELS) au niveau de tablier	73
Figure V.50: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 1 (ELS) au niveau de tablier	73
Figure V.51: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 2 (ELS) au niveau de tablier	74
Figure V.52: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 2 (ELS) au niveau de tablier	74
Figure V.53: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 3 (ELS) au niveau de tablier	75
Figure V.54: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 3 (ELS) au niveau de tablier	75
Figure V.55: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 4 (ELS) au niveau de tablier	76
Figure V.56: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 4 (ELS) au niveau de tablier	76
Figure VI. 1 : flexion de la poutre	80
FigureVI.2 : position des armatures ajoutées	80
FigureVI.3 : effort de compression	80
FigureVI.4: Elément précontrainte	81
FigureVI.5: les étapes de pré-tension	81
FigureVI.6: Les étapes de post-tension	82
FigureVI.7: L'emplacement des câbles dans les sections de poutres.	87
FigureVII.1: Coupe transversale de la pile	105
FigureVII.2:Detaille de la culée remblayée	107
Figure VII.3: Rotation d'extrémité sous chargement	110

FigureVII.4: Joint de chaussée	111
Figure VII.5: Appareil d'appui en élastomère fretté	112
Figure VII.6: Les différents partis d'appareils d'appuis	113
Figure VII.7: Coupe transversale d'un appareil d'appuis	113
Figure VII.8 : garde-corps	114
Figure VII.9 : garde-corps	115
Figure VII.10 : corniches en béton	115
Figure VII.11 : corniches-caniveaux	116

Liste des tableaux

Tableau I.1:Les essais géotechniques	9
Tableau III. 1:Caractéristique géométrique de différente sections de la poutre avec l'ourdis a l'about	20
Tableau III. 2:Caractéristique géométrique de la poutre avec L'ourdis a l'about	20
Tableau III. 3 : Caractéristique géométrique de différente section de la poutre avec hourdis a mis travée	22
Tableau III. 4 : Caractéristique géométrique de la poutre a mis travée	22
Tableau IV.1: classe du pont en fonction des voies chargées	26
Tableau IV.2:Classe du pont en fonction des files considérées	28
Tableau IV.3: valeurs du coefficient bt	31
Tableau IV.4: les combinaisons d'action	34
Tableau IV.5 : Récapitulatif des moments fléchissant	44
Tableau IV.6: récapitulatif des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS	45
Tableau VI.1: récapitulation des résultats de précontrainte	85
Tableau VI. 2: les cordones de tracé des câbles/fibre inferieur.	88
Tableau VI.3:Valeurs numérique des coefficients y' et α	89
Tableau VI.4 :les pertes due sa frottement	89
Tableau VI.5 : Les pertes dues au glissement	90
Tableau VI.6: Les caractéristiques géométrique nettes des sections	91
Tableau VI.7 : pertes due au raccourcissement instantané du béton	92
Tableau VI.8 : Récapitulatif des pertes instantanées.	92
Tableau VI.9 : pertes dues a la relaxation des aciers	93
Tableau VI.10: Les caractéristiques géométriques brutes (poutre+dalles)	94
Tableau VI.11: les pertes dues au fluage de béton	95
Tableau VI.12: Récapitulatif des pertes différées	95
Tableau VI.13: Pourcentage des pertes total	95
Tableau VI.14: Les caractéristiques géométriques nettes pour différente sections	96
Tableau VI. 15: Détermination des contraintes	97
Tableau VI.16:Les caractéristiques géométriques brutes pour section composé	97
Tableau VI.17:Détermination des contraintes	98

Introduction Générale

Introduction Générale

Facteur économique de premier plan, la route à été, reste et restera encore le moyen de communication le plus usité au monde. Au vue de tous les atouts qu'apporte l'autoroute Est-Ouest dans le développement de notre pays, nous avons choisi d'approfondir nos connaissances sur une partie clé de la route qui est le PONT.

C'est ainsi que dans notre projet de fin d'étude nous avons choisi de faire l'étude technique du tablier d'un passage inférieur faisant partie de ce méga projet qui est l'autoroute Est-Ouest.

En guise d'introduction, le chapitre I présente l'ouvrage, son emplacement et ses caractéristiques.

Ainsi, dans le chapitre II, nous allons choisir et concevoir la variante la mieux adapté à notre projet, à savoir un pont à poutres en béton précontraint et aussi cité les caractéristiques des différents matériaux utilisés pour réaliser l'ouvrage.

Nous allons aborder dans le chapitre III et IV les différentes charges et surcharges appliquées sur le tablier, et on va étudier l'hourdi.

Par la suite, dans le chapitre V nous allons faire une étude longitudinale du tablier avec une modélisation exacte réalisé principalement à l'aide du logiciel de dimensionnement des structures « CSI Bridge ».

Une étude assez complexe de la précontrainte sera abordé dans le chapitre VI avec un dimensionnement et des vérifications conduites manuellement conformément aux règles BPEL99 et BAEL99.

On termine avec les Caractéristiques et le type des Piles, culé et l'appareil d'appuis dans les chapitres VII (L'infrastructure et équipement du pont) .

Chapitre I

Présentation Générale

I.1 Introduction

Le pont est un ouvrage d'art, permettant à une voie de communication de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation terrestre.

Il se compose de deux parties principales :

Superstructure :

C'est l'ensemble constitué par ce qui est situé au-dessus des appareils d'appuis ou "TABLIER"

Infrastructure :

C'est l'ensemble constitué par ce qui est situé au-dessous des appareils d'appuis, il se compose de la "CULEE" appui de rive, la "PILE" appuis intermédiaires et les "FONDATION»

I.2 But de l'étude :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont traverse un OUED à l'autoroute **Est-Ouest** sur la pénétrante de la wilaya de Tlemcen.

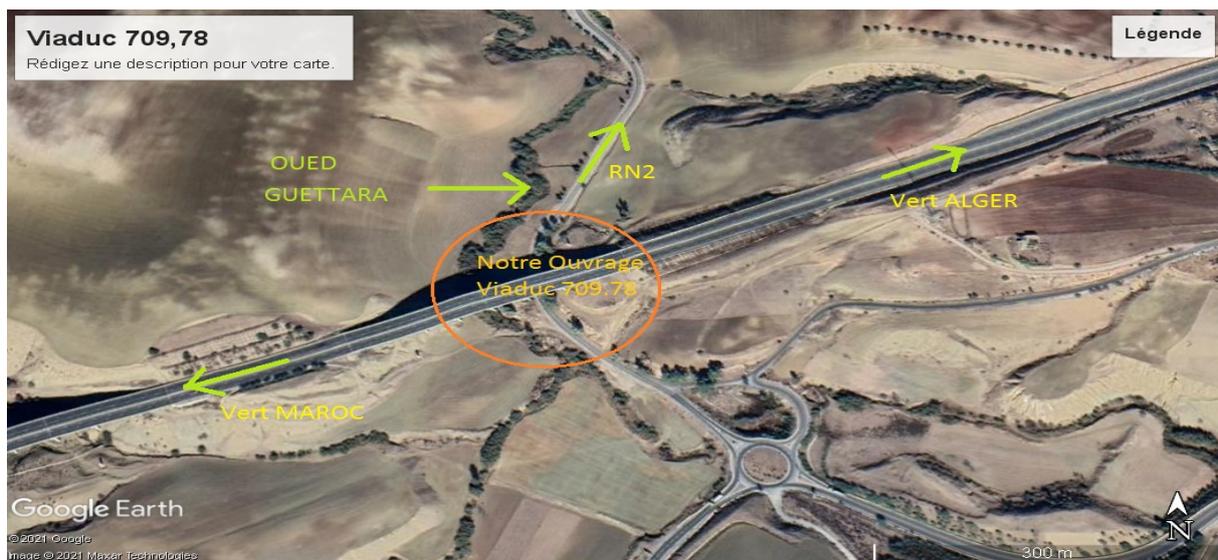


Figure I.1 Vue en plan

Pour cela, on doit suivre les étapes suivantes, commencé par la proposition de trois variantes, qui seront prés dimensionnés, et après l'analyse multicritères, nous retiendrons la variante la plus avantageuse pour le dimensionnement le plus profond.

I.3 Présentation générale :

Le pont au PK 70+978 est prévu pour le franchissement de l'oued Guettara et RN2. C'est un oued saisonnier alimenté plutôt par les eaux météoriques, donc l'écoulement de cet oued est fortement influencé par les saisons, souvent sec en saison sèche. Pendant notre investigation sur site, on a constaté une très petite quantité d'eau dans l'oued la hauteur des berges plus grande à

gauche que à droite. Le profil du lit du l'oued est d'une largeur de 20m ou sommet, d'une largeur de 3m au fond et d'une profondeur de 2.1m. Le lit de cet oued est assez large et régulier, le profil du lit est bien marqué. au fond de l'oued, on ne trouve pas de signes d'érosions visibles. des deux cotés de l'oued sont de vastes terrains labourés en sol argileux meuble.

I.4 Condition de franchissement :

L'oued Guettaraa franchir à un bassin versant d'environ 56km². il est prévu un débit attendu de 193m³/s et une vitesse d'écoulement de 1.46m/s. le niveau de crue attendu est de 403.91m. la RN2 a une chaussée de 6m et une plate-forme de 8m. L'angle de croisement avec l'autoroute est d'environ 96°, la courbe de rayon de la RN2 au croisement étant très petite.

I.4.1 Données géométriques :

Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques.

Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Longitudinalement, le tracé de la voie routière bidirectionnelle présente une pente de 4.98%, en partant du niveau 429.802m au niveau. 432.656m.

Notre Tablier est réalisé en huit travées de 36.10 m de longueur réalisées avec poutres préfabriquées en béton précontraint.

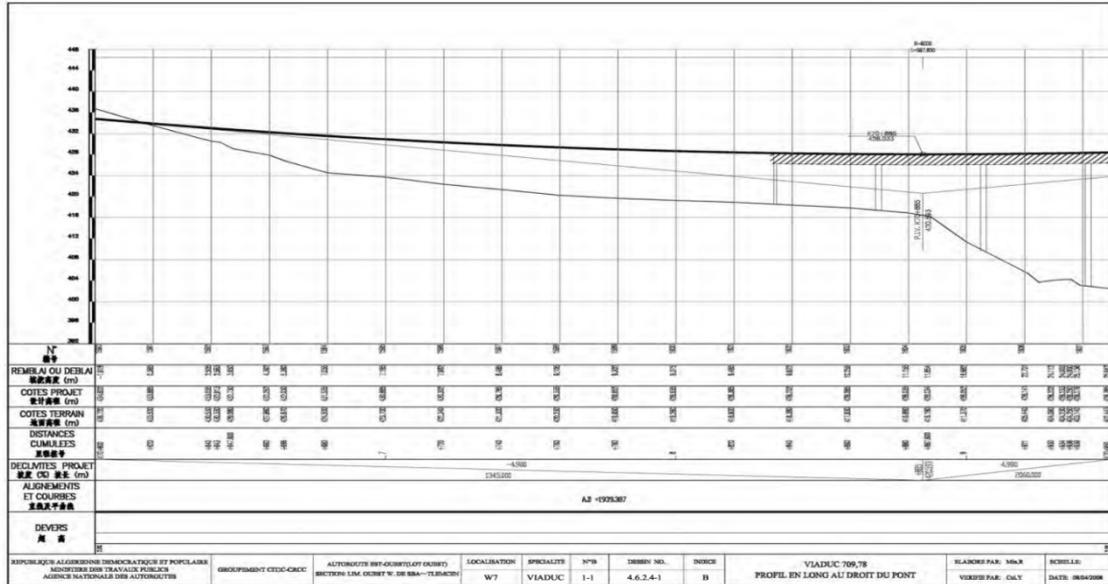


Figure I.2: Profil en long au gauche du pont

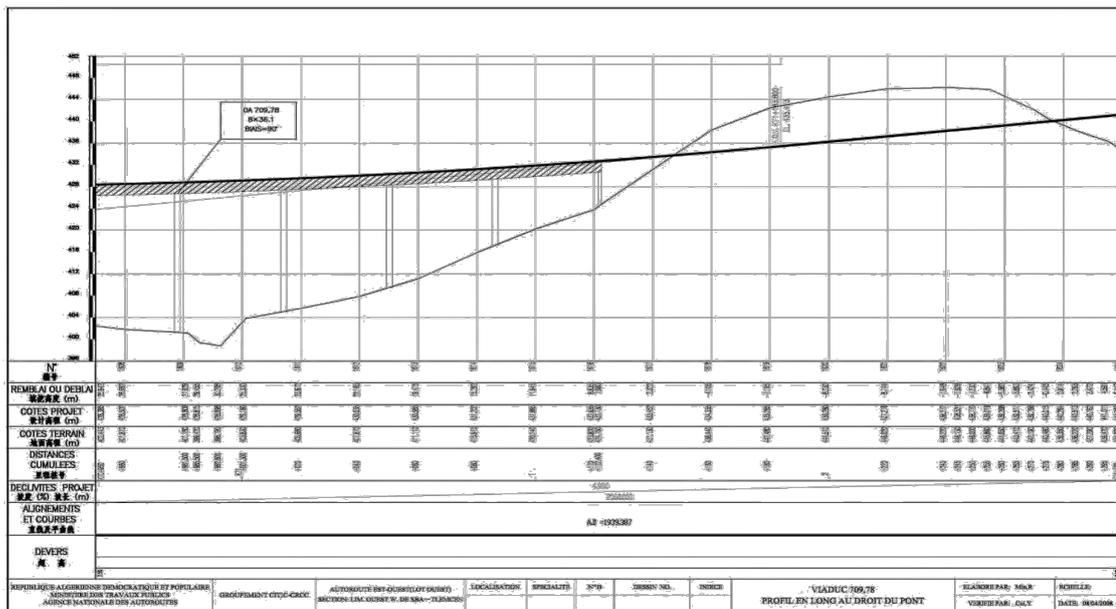


Figure I.3 : Profil en long au droite du pont

Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les Équipements de la voie dans le sens transversal.

Pour la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs (s'ils existent) et la largeur roulable, avant l'établissement de l'avant projet détaillé.

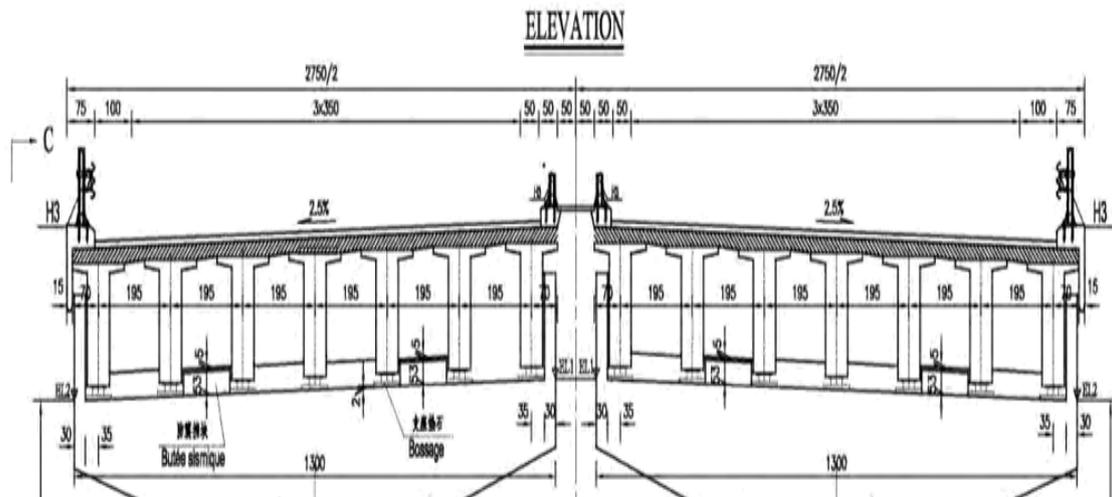


Figure I.4 : Profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

Largueur roulable $L_r = 12 \text{ m.} / l_c = 12 \text{ m}$

Nombre de voies de circulations = 3 voies.

2 diapositives de sécurité 0.75m a gauche et 0.5 a droite

La pente du versant : 2.5%

Gabarit :

Le gabarit est une grandeur associée au véhicule routier. Il dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable...etc).

Notre ouvrage franchit de l'oued Guettara et RN2. avec un angle de 96° ou l'autoroute.

I.4.2 Données géotechniques

Les données géotechniques sont, évidemment, primordiales dans l'étude d'un ouvrage. Elles sont indispensables pour la détermination du type de fondation des appuis, et constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations nécessaires sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation.

Pour notre cas : Dans la profondeur de reconnaissance, on distingue dans la zone du pont quatre couches géotechniques suivante en fonction de la genèse de formation, la lithologie, la séquence de sédimentation et les caractéristiques physiques et mécaniques des sols ou roches :

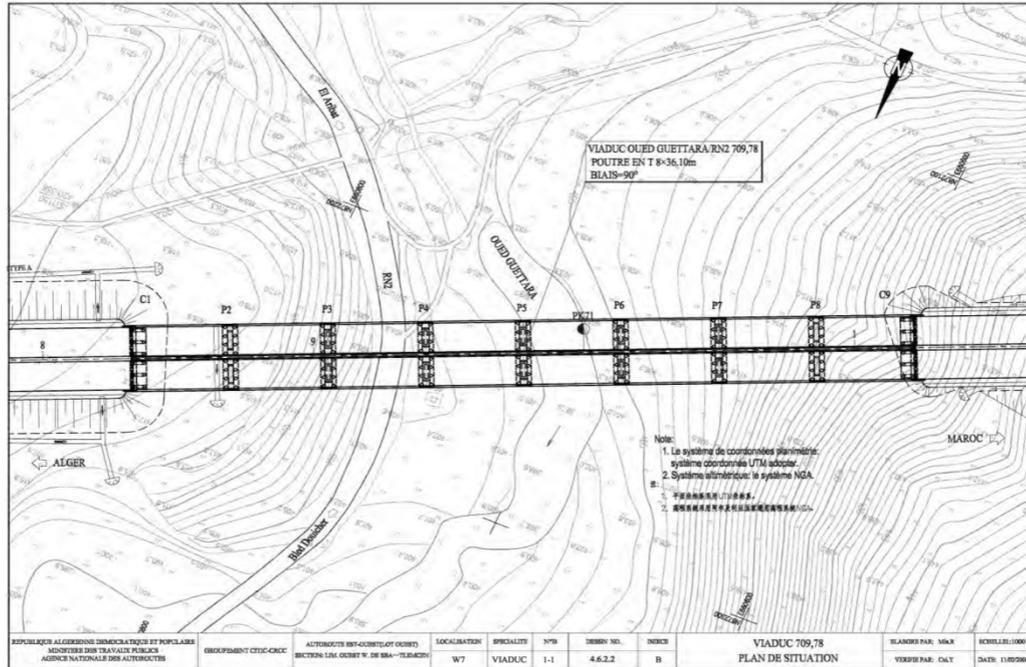


Figure I.5 : plan de situation

Argiles peu plastique : brun, contenant quelques concrétions calcaires et des pierrailles grises. la surface exposée est composée de terre végétale de 0.4-9.6 m. l'épaisseur de la surface exposée fait 0.6-13.6m.

Agrégats rous propres : gris-blanc, dense, compose de castine, de sablait. Un triage difficile. D'une mouture passable et ronde, un sol pulvérulent. L'épaisseur de la surface fait 2.4-3.0m

Marne totalement altérée : de couleur gris-jaune, la structure de la roche originale est détruite, d'une structure d'argile après altération. L'épaisseur de la surface fait 1.2-10.2m.

Marne intensément altérée : gris-jaune, d'une structure de boue et de strate, riche en fissurâtes, la dite surface n'a pas été percée.

Les sources de la zone ne sont pas abondantes, lors des prospections aucune nappe n'a été détectée jusqu'aux profondeurs reconnues.

Les travaux de prospection sont effectués suivant la structure du pont, l'envergure ainsi que les traits distinctifs de la lithologie de la zone, les essais des sols et des roches sont :

Les Essais	Unités	Nombre
Sondage Carottés	m/pièce	100/4
Essai Préssiométrique	Essai/m/sondage	92/153/6
Echantillon Intact	Pièces	7
Echantillon remanie	Pièces	2
Echantillon roche	Groupe	5
Essai de Pénétration Dynamique	Fois	7

Tableau I.1: Les essais géotechniques

I.4.3 Données topographiques:

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

La géomorphologie de la zone de l'emplacement du Pont est constituée de collines, l'altitude terrestre pour la plus haute cote est de 444.2 m et 397.9m pour la cote la plus basse, d'une couverture végétale développée.

I.4.4 Donnée sismologiques:

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que se soit des déplacements, vitesses ou accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

La région de Tlemcen est classée comme une zone de faible sismicité selon le règlement parasismique algérien.

La valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans est de 0.15g

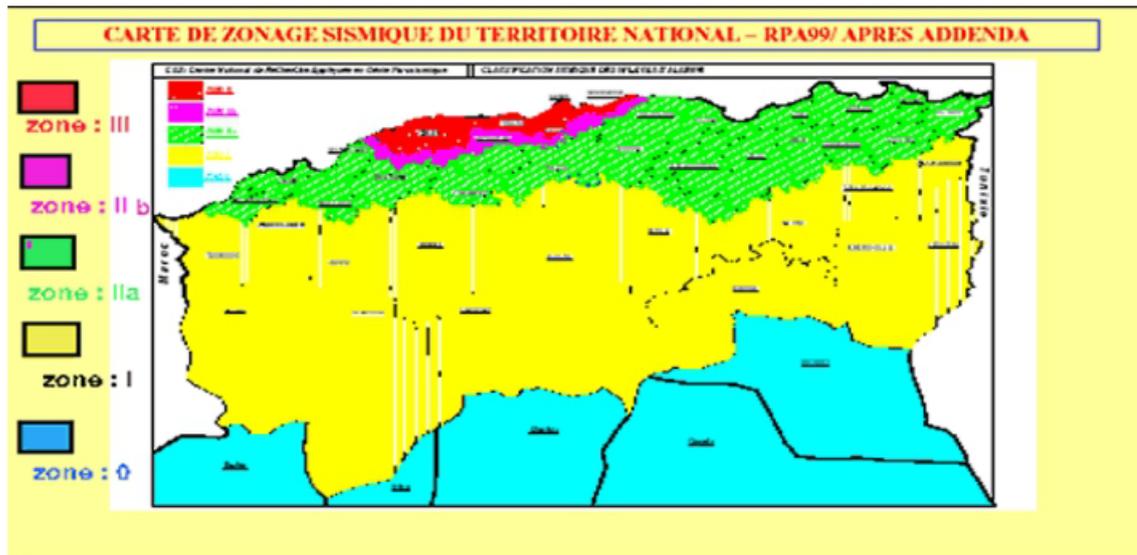


Figure I.6 : Les différentes zones sismiques en Algérie

I.5 . Données climatiques:

La température:

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

Humidité d'environnement:

$\rho_h = 55\%$

La neige:

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction).

Le vent:

Les efforts engendrés par le vent sur les structures, sont fixes par (fascicule 61, titre II) on prend une surcharge du vent de 0.125 t/m^2

I.6 Conclusion

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données citées plus haut. Ces informations sont indispensables pour engager une étude dans de bonnes conditions.

Chapitre II

Caractéristiques des matériaux

jhkjhjj

II.1 Introduction:

Le but de cette partie est de présenter les règlements, les documents de calcul, les caractéristiques et les contraintes limites des matériaux constituant le tablier.

Dans les calculs, nous allons baser sur les règlements suivants :

- **Fascicule 62 TITRE I SECTION I** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites, dénommées règles BAEL 91 modifié 99.

- **Fascicule 62 TITRE I SECTION II** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton précontraint suivant la méthode des états limites, dénommées règles BPEL 91 modifié 99.

- **Fascicule 61 TITRE II** : règles techniques de conception et de calcul des surcharges routières.

II.2 Béton :

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants des techniques de fabrication et de mise en œuvre.

Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup a celui de béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Le dosage du ciment pour le B.P est de l'ordre 400 a 450 kg /m³ et ses valeurs peuvent atteindre 500 kg /m³.

II.2.1 Résistance du béton:

La valeur caractéristique de béton notée «F_{cj}» est choisi a priori compte tenu les possibilités locales et des règles de control qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte :

- Pour un béton âgé de j jour on a :

Pour la dalle :

$$F_{cj} = \begin{cases} 35 \text{ Mpa} & S_{ij} \geq 28 \text{ jours} \\ \left(\frac{j}{4,76 + 0.83j} \right) \times F_{c28} & S_{ij} \leq 28 \text{ jours} \end{cases}$$

La résistance caractéristique à la traction du béton à jours j notée « FTJ » est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 \times F_{Cj}$$

$$F_{t28} = \begin{cases} 2.70 \text{ Mpa pour la dalle} \\ 2.22 \text{ Mpa pour les appuis} \end{cases}$$

II.2.2 Contraintes Admissibles:

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

Contrainte ultime de compression:

$$F_{bu} = 0.85 \times F_{Cj} / \gamma_b$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ ouvrage fini (en service)} \\ 1.15 \text{ en construction (ou situation accidentelle)} \end{cases}$$

Contrainte limite de service:

$$\sigma = \begin{cases} 0.5 \times F_{C28} \text{ ouvrage fin(en service)} \\ 0.6 \times F_{C28} \text{ en construction (ou situation accident)} \end{cases}$$

II.2.3 Déformation longitudinale du béton:

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

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

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{Cj}} \text{ Mpa}$$

$$E_j = \begin{cases} 36000 \text{ Mpa pour poutres et dalles} \\ 33000 \text{ Mpa pour les appuis} \end{cases}$$

Module de déformation différée (longuedurée) :

$$E_{tj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{Cj}} \text{ Mpa}$$

$$E_v = \begin{cases} 12100 \text{ Mpa pour poutres et dalle} \\ 11100 \text{ Mpa pour les appuis} \end{cases}$$

II.2.4 Coefficient de poisson:

$$V = \begin{cases} 0.2 & \text{Zone non fissurée} \\ 0 & \text{Zone fissurée} \end{cases}$$

II.2.5 Qualités attendues d'un béton pour un ouvrage:

Ces qualités sont:

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux sulfatées.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

II.3 L'Acier:

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

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

Acier Actifs :

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

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

Les aciers de précontraintes ont été classés par catégories : fils, barres, torons.

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

$$\sigma_{P0} = \min (0.8 f_{prg} , 0.9 f_{peg})$$

Pour les câbles de précontrainte: Les câbles sont composés de torons 19T15, Des câbles à très basse relaxation TBR conforme à NF XP A35-045.

- Résistance normale $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$.
- Diamètre nominal d'un toron $\varnothing = 15.2 \text{ mm}$.
- Surface nominale d'un toron $= 140 \text{ mm}^2$.

- Module de déformation élastique = 195000Mpa.
- Coefficient de relaxation $\rho_{1000} \leq 3.5 \%$.

L'ancrage de précontraint : ancrage et équipements de précontrainte par post **tension** conformément aux normes Européennes.

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons donné une description détaillée sur notre pont, des matériaux utilisés et les éléments qui ont permis à aboutir à notre choix de conception

Chapitre III

Etude du Tablier

III.1 Introduction :

Le tablier est la partie sensiblement horizontale du pont qui est chargée de recevoir les usages par l'intermédiaire de la couche de roulement et des trottoirs. Il existe plusieurs types de tabliers : les tabliers en dalle, a poutres sous chaussées, en caisson, métalliques, ... etc.

Les tabliers peuvent être réalisé l'aide des poutres en précontrainte par pré-tension ou par post-tension solidarisées par une dalle de couverture coulée en place.

III.2 Pré dimensionnement du tablier :

III.2.1 Largeur du Tablier :

En a deux tablier de 13.25 m de largeur , chaque chaussée est composée de 3 voies avec une largeur de 12.0 m limité par dispositifs de sécurité 0.75 à gauche et 0.5 a droite.

III.2.2 Longueur des Travées :

Le pont est de 8 travées de 36.1 m chacune.

III.2.3 L'épaisseur de l'hourdis :

L'épaisseur de hourdis (h) doit être $\geq 0.15\text{m}$, justification au poinçonnement par charge concentré. Donc on prend $h = 22\text{ cm}$ (selon l'épaisseur recommandée par le guide SETRA).

III.2.4 Entretoise :

Les entretoise ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et de encastrent a la torsion sur appuis. De plus, leur rôle est indispensable pour le vérinage de tablier, étape nécessaire pour le changement des appareils d'appuis.

L'espacement entre l'entretoise et le chevêtre doit être comprise entre 50 et 80cm. Ceci est nécessaire pour le vérinage.

Dans le pratique, l'épaisseur est de l'ordre de 25 a 30cm, ce qui suffit dans la plupart des cas de point de vue de la résistance. Sa hauteur h_{ent} est varié comme suite:

$$0.6h_p < h_{ent} < 0.9h_p$$

Soit : $b_{ent} = 30\text{ cm}$ et $h_{ent} = 140\text{ cm}$

III.2.5 Pré dimensionnement des poutres :

III.2.5.1 Hauteur des poutres :

Le tablier comporte plusieurs poutres en T en béton précontrainte.

D'après le guide de S.E.T.R.A, la hauteur de ces poutres est comprise entre $L/22$ et $L/15$; L est la portée réelle de la poutre. $L = 36.1\text{m}$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \frac{L}{22} < H_t < \frac{L}{15} \\ 1.64 \text{ m} < H_t < 2.39 \text{ m} \end{cases}$$

On prend $H_t = 1.80 \text{ m}$

III.2.5.2 Largeur de la table de compression :

D'après le guide S.E.T.R.A, la largeur de la table de compression pour des portées d'environ 30 m et 1.4 m a 1.5 m.

III.2.5.3 Epaisseur de la table de compression :

D'après le guide S.E.T.R.A, l'épaisseur de la table de compression pourra être donnée environ 10 cm.

On prend $H_e = 10 \text{ cm}$

III.2.5.4 Espacement des poutres :

L'espacement entre les poutres est déterminé par la formule suivante,

$$E_t \leq b + N_{he}$$

$$E_t \leq 1.4 + 7 \times 0.22$$

$$E_t \leq 2.94$$

Donc on adopte 7 poutres avec un espacement $E_t = 1.95 \text{ cm}$.

III.2.5.5 Epaisseur de l'âme(b_o) :

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

- En travée : $0.16 \leq b_o \leq 0.22 \text{ m}$, on prend $b_o = 0.20 \text{ m}$.
- Sur appuis : $b_o = b_t = 0.60 \text{ m}$

III.2.5.6 La largeur du talon :

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

$$B_{tT} \geq \frac{1}{K} \left(\frac{L}{H} \right)^2$$

l: la largeur total du tablier (l= 13.10m) L : longueur de travée (L= 36.1m)

h : la hauteur de la poutre (h= 1.80m)

k : coefficient sans dimensions $950 \leq k \leq 1300$

On prend $K = 1300$ (cas le plus défavorable)

$$B_{tT} \geq \frac{13.10}{1200} \left(\frac{36.1}{1.8} \right)^2 = 4.38 \text{ D'ou } B_t = \frac{4.38}{7} = 0.607 \text{ m}$$

On prend $B_{tT} = 0.60 \text{ m}$

III.2.5.7 Epaisseur de talon :

D'après le guide S.E.T.R.A, l'épaisseur du talon est comprise entre 0.1m et 0.2m pour largeurs de talon variant de 0.6m à 0.8m

On prend dans notre cas $e_1 = 0.20 \text{ m}$

III.2.5.8 Gousset de talon :

D'après le guide S.E.R.T.A, on prend $=45^\circ \rightarrow e_2 = 22.5 \text{ cm}$

III.2.5.9 Gousset de la table de compression :

On prend $e_3 = 5 \text{ cm}$

III.2.5.10 Epaisseur :

On prend $e_4 = 10 \text{ cm}$

III.3 Caractéristiques géométrique de la poutre :

(x- x) : L'axe pris au niveau de la fibre inférieure externe.

I / CDG : moment d'inertie par rapport à l'axe de centre de gravité.

I : moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

y : Distance entre l'axe du centre de gravité et l'axe des autres section.

B : la section.

III.3.1 Caractéristique de la poutre à l'about :

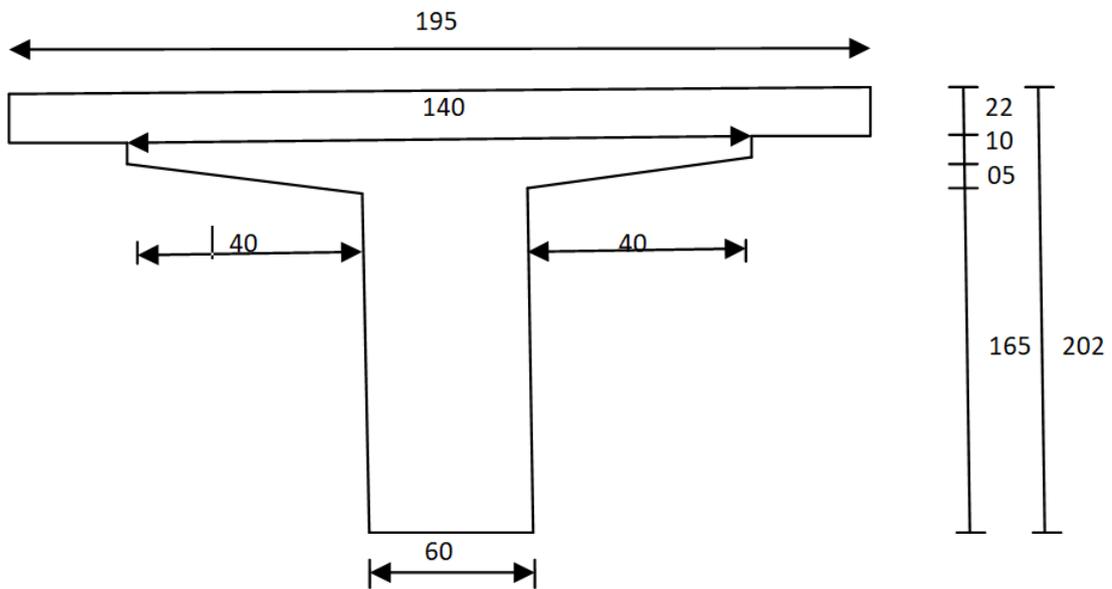


Figure III. 1:Section de la poutre avec l'ourdis a l'about.

	Dimension	Section(m ²)	I(m ⁴)	I/CDG vide(m ⁴)	I/CDG Chargée(m ⁴)	Z(m)
1	1.4x0.1	0.14	0.0001166	0.08529	0.0394426	1.75
2	(0.05x0.4/2)x2	0.02	0.0000027	0.010084	0.0046107	1.68
3	0.60x1.7	1.02	0.24565	0.26033	0.385288	0.85
4	1.95x0.22	0.43	0.001730	/	0.206453	1.91

Tableau III. 1:Caractéristique géométrique de différente sections de la poutre avec l'ourdis a l'about.

	B(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	I/CDG(m ⁴)	P(%)
A vide (poutre seul)	1.18	0.2662	0.83	0.97	0.355704	37
Chargée(poutre+dalle)	1.61	0.2679	0.82	1.22	0.635794	39

Tableau III. 2:Caractéristique géométrique de la poutre avec L'ourdis a l'about

On a $\begin{cases} V' = \frac{\epsilon_W}{\epsilon_S} \\ V = h - V' \end{cases}$

$$\frac{1}{CDG} = I_0 B y^2$$

Le rendement de la section est donné par $\rho = \frac{I/CDG}{B \times V \times V'}$

III.3.2 Caractéristiques de la poutre en travée (médiane) :

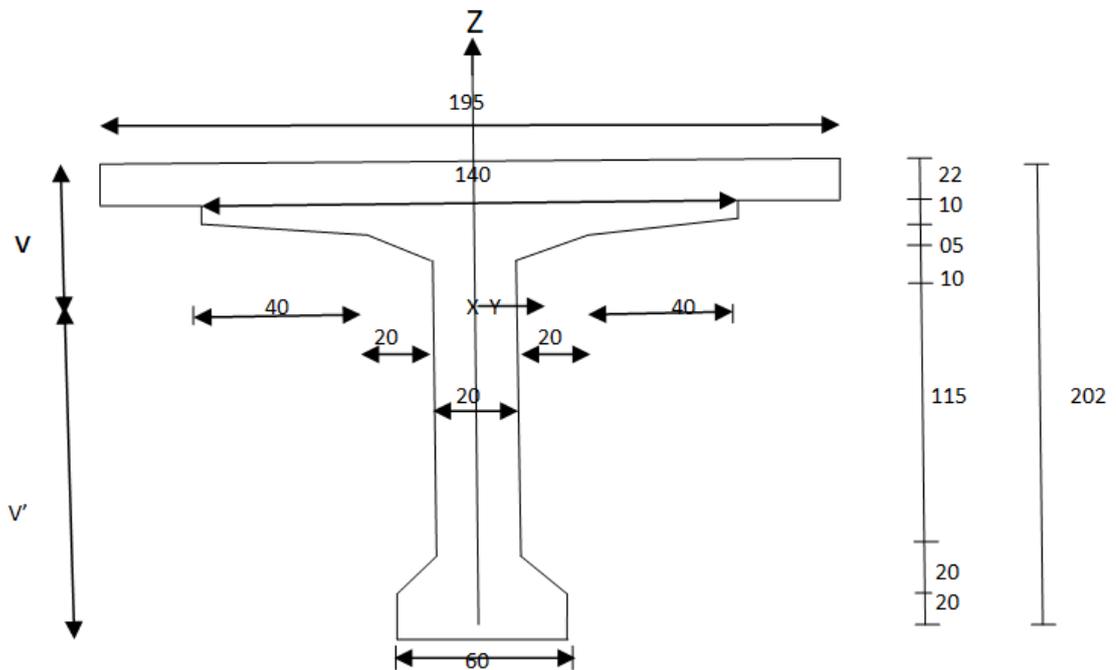


Figure III. 2:section de la poutre avec l'ourdis a mis travée



Figure III. 3:poutre a mis travée

N	Dimension	Section(m ²)	I ₀ (m ⁴)	I/CDG vide(m ⁴)	I/CDG Chargée(m ⁴)	Z(m)
1	1.4x0.1	0.14	0.00011667	0.0726926	0.0214106	1.75
2	(0.05x0.4/2)x2	0.02	0.00000277	0.0084527	0.0020507	1.68
3	(0.10x0.20/2)x2	0.02	0.00001111	0.0060611	0.0009791	1.58
4	1.45x0.2	0.29	0.0508104	0.0508176	0.0833556	1.025
5	(0.20x0.20/2)x2	0.04	0.00008888	0.02343672	0.0479623	0.266
6	0.60x0.2	0.12	0.0004	0.104188	0.190912	0.10
7	0.60 x 0.05	0.03	0.00000625	0.012487	0.002983	1.675
8	1.95x0.22	0.43	0.001730	/	0.1315025	1.91

Tableau III. 3 : Caractéristique géométrique de différente section de la poutre avec hourdis a mis travée

	B(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	I/CDG(m ⁴)	P(%)
A vide (poutre seul)	0.66	0.05419	0.77	1.03	0.27813572	53
Chargée (poutre+dalle)	1.089	0.05592	0.66	1.36	0.4811558	49

Tableau III. 4 : Caractéristique géométrique de la poutre a mis travée

Chapitre IV

Charge et surcharge et étude de l'hourdis

IV.1 Introduction :

Nous avons vu dans le chapitre précédant la présentation de pré dimensionnement du tablier, dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il à une fonction porteuse, les actions appliquées sur un ouvrage peuvent être permanentes ou variable.

IV.2 Charge et surcharge :

IV.2.1 Descente des charges :

IV.2.1.1 Les charges permanentes :

Elles concernent toutes les charges qui restent constantes durant toute la vie de l'ouvrage

Poutre :

Section médiane : $S_1 = 0.679$

Section about : $S_2 = 1.26$

$$G_1 = (1.26 \times 2.5 \times 2) + (31.1 \times 0.679) \times (2.5/36.1) \times 7$$

$$G_1 = 13.32 \text{ t/m}$$

La dalle :

$$G_2 = e \times L_D \times \gamma_b$$

e : épaisseur de la dalle = 0.22m

L_D : largeur de la dalle = 13.75m

γ_b : point volumique de béton = 2.5t/m³

$$G_2 = 0.22 \times 13.75 \times 2.5$$

$$G_2 = 7.56 \text{ t/ml}$$

Entretoise :

$$G_3 = b \times h \times L \times \gamma_b \times n$$

b : largeur de l'entretoise = 0.30m

h : hauteur de l'entretoise = 1.40m

L : largeur de l'entretoise = 8.10m

n : nombre de l'entretoise = 2

$$G_3 = 0.30 \times 1.4 \times 8.10 \times 2.5 \times 2$$

$$G_3 = 17.01 \text{ t}$$

Revêtement de la chaussée :

$$G_4 = e_r \times L_r \times \gamma_r$$

e_r : Epaisseur de revêtement = 0.115m

L_r : Largeur roulable = 12m

γ_r : Masse volumique de béton bitumineuse = 2.2t/ml

$$G_4 = 0.115 \times 12 \times 2.2$$

$$G_4 = 3.03 \text{ t/ml}$$

Membrane d'étanchéité :

$$G_5 = e_e \times L_e \times \gamma_e$$

$$G_5 = 0.005 \times 12 \times 2.2$$

$$G_5 = 0.132 \text{ t/ml}$$

Garde corps et glissières :

D'après le guide S.E.T.R.A on a 0.1 t/ml de chaque coté Donc : $G_6 = 0.2 \text{ t/ml}$

Corniches et longrines :

$$G_7 = 2 \times 1.12$$

$$G_7 = 2.24 \text{ t/ml}$$

Total de la charge permanente :

$$G_t = (G_1 + G_2 + G_4 + G_5 + G_6 + G_7) \times L + G_3$$

$$G_t = (13.32 + 7.56 + 3.03 + 0.132 + 0.2 + 2.24) \times 36.1 + 17.01$$

$$G_t = 973.01 \text{ t}$$

IV.2.1.2 Les surcharges :

IV.2.1.2.1 Les systèmes de charges type A :

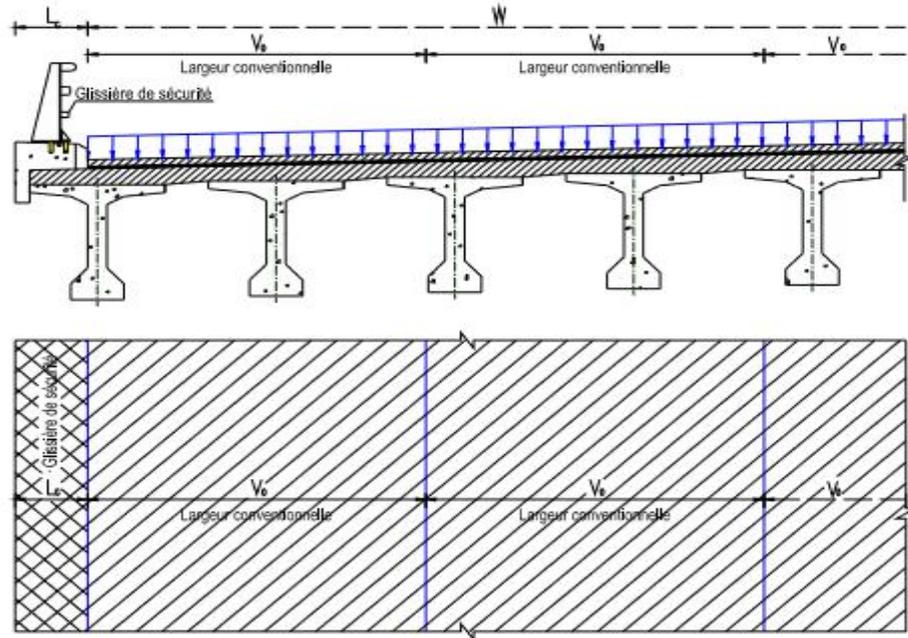


Figure IV.1: disposition du système A(l)

$$A(L) = 230 + \frac{3600}{L + 12}$$

L : longueur chargée = 36.1m

$$A(L) = 230 + \frac{3600}{36 + 12}$$

$A(L)$: 980 kg/m³

Cette charge $A(L)$ est modulé par :

a_1 : Coefficient de dégressivité transversal fonction de la classe de pont et de nombre de voies chargées. Les valeurs de (a_1) sont données par le tableau si dessous :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥5
Classe du pont	I. Première	1	1	0.90	0.75	0.70
	II. Deuxième	1	0.9	-	-	-
	III. troisième	0.9	0.8	-	-	-

Tableau IV.1: classe du pont en fonction des voies chargées

Tous ponts supportant des chaussées de largeur roulables supérieur en égale a 7m, sont rognés en première classe

Classe de pont : classe 1

Nombre de voies chargées : 3 voies

Donc : $a_1 = 0.9$

b : coefficient a_1 : fonction de nombre de la largeur des voies et de classe de pont.

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

Avec :

V_0 : largeur de la voie des ponts de classe 1

$$V_0 : \begin{cases} 3.50 \text{ m classe 1} \\ 3.00 \text{ m classe 2} \\ 2.75 \text{ m classe 3} \end{cases}$$

V : largeur de la voie ($V=3.5\text{m}$)

$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

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

$$QA(L) = 0.98 \times 0.9 \times 1 \times 12$$

$$QA(L) = 10.584 \text{ t/ml}$$

IV.2.1.2.2 Le système de charge type B :

Il comprend trois sous système de charges distinct indépendant l'un a l'autre

- Sous système B_C : se compose de camions type (30t)
- Sous système B_t : se compose d'une roue isolée
- Sous système B_r : se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

A – Système B_C :

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée ne comporte de voies de circulation, Et l'on place toujours dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal : le nombre maximal de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, Les files peuvent être accolées ou non Disposition dans le sens longitudinal : Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

Le système est montré dans la figure ci-dessous :

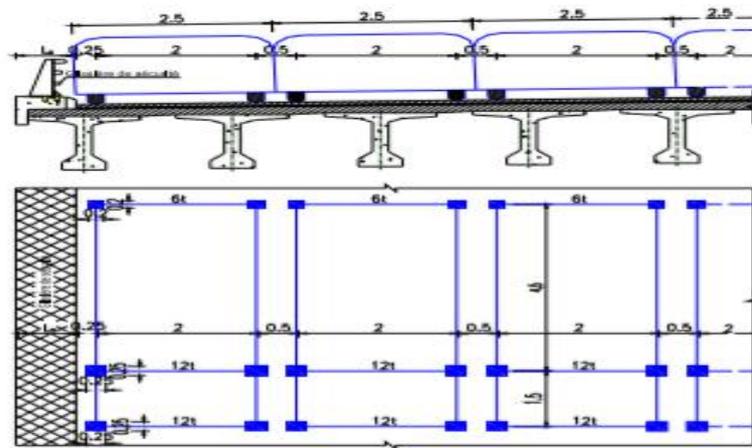


Figure IV.2: disposition du système Bc

Les surcharges Bc se composent d'un ensemble de camion types. Dans le sens longitudinal, le nombre de camion par file est limité à 2 et dans le sens transversal, il faut disposer autant de files que de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable. En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c sont multipliées par.

Le coefficient « b_c », donner par le tableau suivant :

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥ 5
Classe Du pont	Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.7
	Deuxième	1.00	1.00			
	Troisième	1.00	0.80			

Tableau IV.2: Classe du pont en fonction des files considérées

Pont classe 1

Nombre de files : 3

Donc $b_c = 0.95$

Les charges du système B_C sont multipliées par coefficient de majoration dynamique (δ)

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4(G/s)}$$

Avec :

L : longueur de travée ($L=36.1\text{m}$)

G : poids total des charges permanentes ($G=973.01\text{ t}$)

S : poids maximum de la surcharge du système major par le coefficient b_c

$$S = B_{CT} \times b_c$$

$$B_{CT} = 6 \times 30 = 180\text{ t}$$

03 camions dans le sens transversal et 02 camions dans le sens longitudinal

$$S = 171\text{ t}$$

Donc :

$$\delta = 1.071$$

D'où :

$$B_C = 171 \times 1.073$$

$$B_C = 183.48\text{ t}$$

B – System B_r :

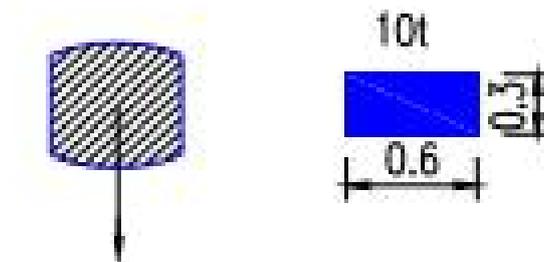


Figure IV.3: disposition du système B_r

Le system B_r se compose d'une(01) roue isolée porte une masse de 10 tonnes a travers une surface d'impact rectangulaire de (0.6×0.3) m², la dimension 0.6m perpendiculaire a l'axe de déplacement des véhicules représente la surface au sol des roues jumelées. Cette charge peut être placée n'importe où sur la largeur rouable.

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4(G/s)}$$

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

$$\delta = 1.049$$

D'où :

$$B_r = 10.49 \text{ t}$$

C –Système B_t :

Un tandem du système B_t comporte deux essieux ($2 \times 16 \text{ t}$), à roues simples munies de pneumatiques

- Masse portée par chaque essieu 16 t
- Distance entre les deux essieux 1,35 .m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2 m
- Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.
- Le système doit être multiplié par un coefficient BT qui en fonction de la classe du pont.

Le système est montré dans la figure ci-dessous :

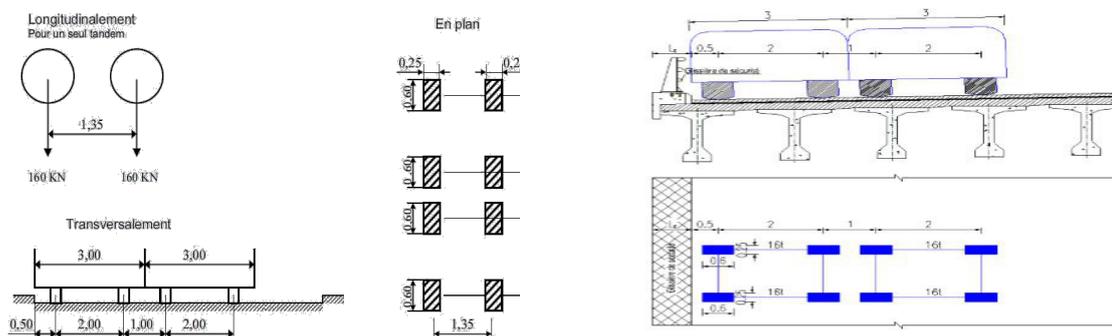


Figure IV.4: disposition du système B_t

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par un coefficient de dégression transversale b_t , dont les valeurs sont dans le tableau suivant :

Classe du pont	Première(1)	Deuxième(2)
Valeurs de b_t	1.00	0.90

Tableau IV.3: valeurs du coefficient b_t

Notre pont est de classe 1

Donc : $b_t = 1.00$

Le poids d'un essieu tendu = 32t

$$B_t = 32 \times 2$$

$$B_t = 64 \text{ t}$$

$$S = 64 \times 1$$

$$S = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times L} + \frac{0.6}{1 + 4(G/s)}$$

$$\delta = 1.057$$

$$B_t = 64 \times 1.057$$

$$B_t = 67.64 \text{ t}$$

IV.2.1.2.3 Les surcharges militaires M120 :

La masse d'une charge Mc 120 est de 110t réparties sur la surface d'impact de ses chenilles.

$$M_{C120} = 110 \text{ t}$$

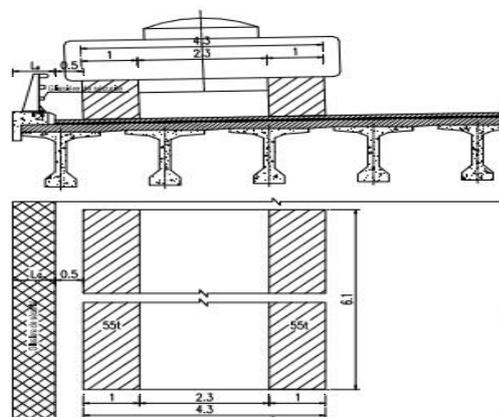


Figure IV.5: disposition du système Mc120

Donc :

$$S = 110 \text{ t}$$

$$\delta = 1.062$$

$$Mc_{120} = 1.062 \times 110$$

$$Mc_{120} = 116.91 \text{ t}$$

IV.2.1.2.4 Les surcharges exceptionnelles D₂₄₀ :

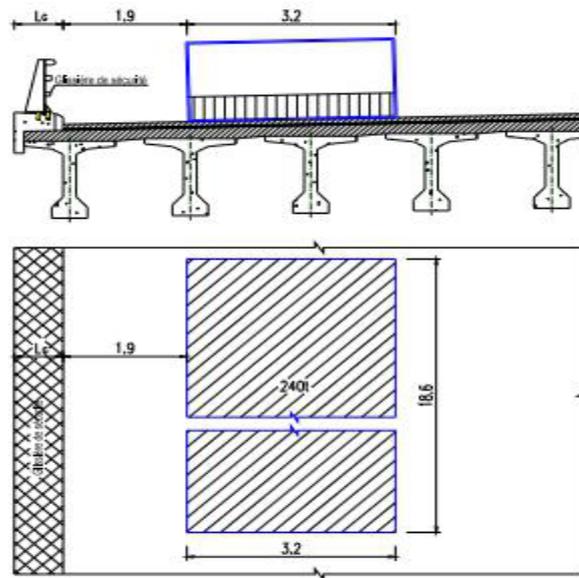


Figure IV.6: disposition du système D₂₄₀

Le convoie type D comporte deux remorques supportant chacune 140t, dont le poids est supposé repartié au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargée de 3.20 mètres de large et 11 mètres de long ; la distance entre axe des deux rectangles est de 18.6m.

$$D_{240} = 240/18.6 \times 3.2 = 40.32 \text{ t/ml}$$

Effort de freinage :

A –Effort de freinage du A(L)

$$H(a(L)) = \frac{Qa(L)}{20 + 0.0035(s)}$$

S : surface de charge

$$S = 36.1 \times 13.10$$

$$S = 472.91 \text{ m}^2$$

$$Q(a(L)) = q(a(L)) \times L$$

$$H(a(L)) = \frac{382.082}{20 + 0.0035(472.91)} = 17.64 \text{ t}$$

B –Effort de freinage du B_c :

Un seul camion peut freiner sur le pont, l'effet horizontal correspondant est égal à son poids.

$$H_{BC} = 30 \text{ t}$$

Charges de vent :

Le vent souffle horizontalement, normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, il développe une pression 2000 N/m^2 lorsque le vent souffle, aucune charge ne doit être appliquée sur le tablier.

Les effets du séisme :

$$H_s = \sum H \times \sum g$$

$$V_s = \sum V \times \sum g$$

ΣH : accélération horizontale.

ΣV : accélération verticale.

Σg : charges permanentes de l'élément considéré.

Le règlement parasismique Algérien(R.P.O.A) définit :

$$\sum H = 10\% \rightarrow H_s = 0.1 \times \sum g = 0.1 \times 973.01 = 97.3 \text{ t}$$

$$\sum V = 7\% \rightarrow H_v = 0.07 \times \sum g = 0.07 \times 973.01 = 68.11 \text{ t}$$

10% et 7% sont des coefficients dépendant de la zone sismique.

IV.2.2 Les combinaisons d'action :

Actions de précontrainte	combinaison
E L U	1.35G+1.6AL
	1.35G+1.6Bc
	1.35G+(1.35MC120)
	1.35G+(1.35D240)
E L S	G +1.2AL
	G+1.2Bc
	G+MC120
	G+D240

Tableau IV.4: les combinaisons d'action**IV.3 Etude de l'hourdis**

Une dalle est un élément d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions et qui est chargé perpendiculairement à son plan moyen. La dalle d'un pont à poutres est souvent connue sous le nom de "hourdis".

IV.3.1 Hypothèse de calcul :

Le tablier constitué d'un grillage solidaire de poutres et entretoises va partager l'hourdis en panneaux rectangulaires dont on distingue deux familles :

- 1- Les panneaux intermédiaires : ce sont des dalles rectangulaires qui s'appuient sur 4 cotés,
 - Leurs dimensions sont ($L_x \times L_y$).
 - Où L_x est la distance entre nœuds 2 poutres consécutives.
 - L_y est la distance entre nœuds de 2 entretoises consécutives.
- 2- Les panneaux de rives : ce sont des dalles en consoles qui sont encastrées dans la poutre dérive, elles sont calculées par mètre linéaire de largeur.

Les calculs de l'hourdis se font à partir de son plan moyen. De ce fait la charge P transmise par la roue d'impact initiale ($a \times b$) aura après diffusion un impact final ($u \times v$), ce dernier sera pris en considération dans les calculs. On a :

selon x $u = a + 1.5hr$

selon y $v = b + 1.5hr$

hr : L'épaisseur de revêtement

h : L'épaisseur de dalle

L'hourdis de 20 cm d'épaisseur est recouvert d'une couche de revêtement de 8 cm. Sa forme en plan est un rectangle de dimensions : $L_x = 1.58$ m, $L_y = 23.7$ m (IV.10 et IV.11).

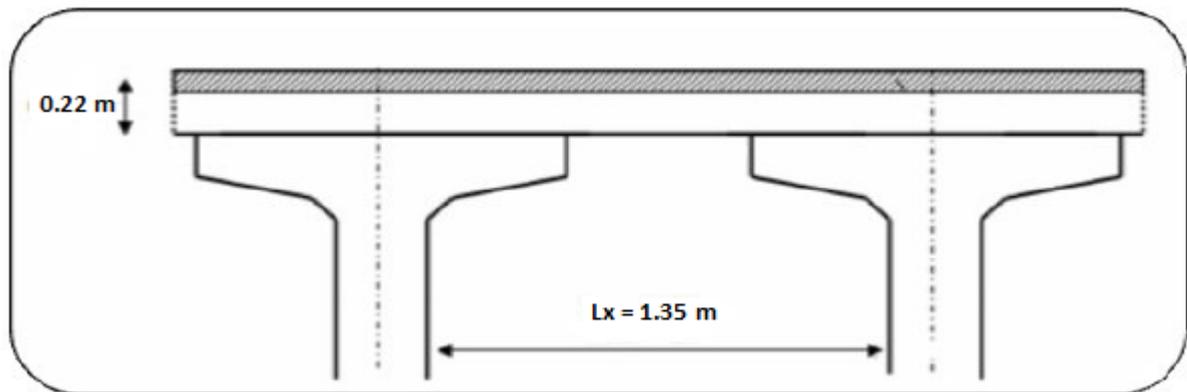


Figure IV.7: coupe transversale de la dalle

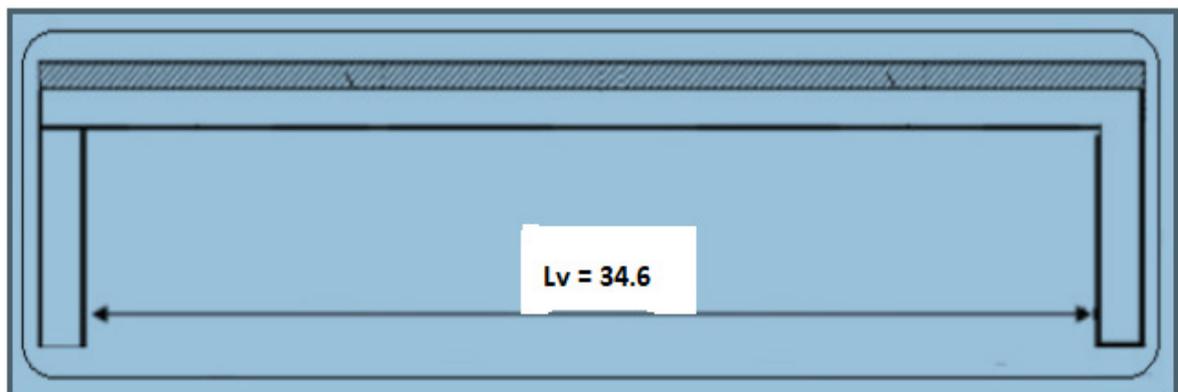


Figure IV.8: coupe longitudinale de la dalle

IV.3.2 Calcul des charges et surcharges :**IV.3.2.1 La charge permanente :**

-Hourdis = 75.60 KN/ml

-Chape d'étanchéité = 1.32 KN/ml

-Couche de roulement = 30.3 KN/ml

-Corniche et longrine = 22.4 KN /ml

-Garde- Corps = 2 KN /ml

g total=131.62 KN /ml

Soit :

Lp : portée de la poutre égale à 36.10 m

Lr : largeur roulable égale à 12 m.

LB : distance entre l'axe des poutres de rive est égale à Lb= 6 x 1.95 = 11.7m

Soit $L = \inf [Lp ; \text{Sup} (Lr, LB)]$.

Donc L = 12 m

$G = g \times L = 131.62 \times 12 = 1579.44 \text{ KN /ml}$

IV.3.2.1.1 Calcul des coefficients de majoration dynamiques :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0.2L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4G}{S}}$$

IV.3.2.2 Les surcharges B :

Systeme Bc :

La longueur de 8.9m ne suffit pas pour mettre longitudinalement la totalité des essieux des 2 camions Bc. On cherchera donc la charge maximale qu'il est possible de disposer sur 12m. D'après la figure III.3, la disposition permet d'avoir une charge maximale de 540 KN sur la longueur de 12 m.

Transversalement, on peut disposer 2 files de camions puisqu'on dispose de 3 voies. La charge totale sera donc : $B_c = 540 \times 3 = 1620$ KN

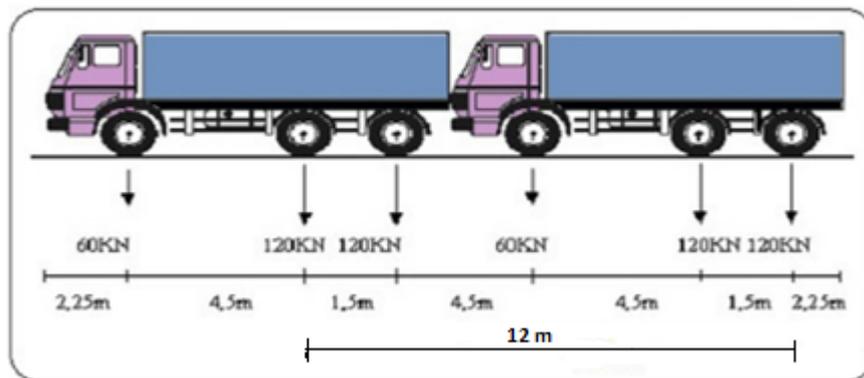


Figure IV.9: Disposition des camions Bc sur la longueur L (12m)

$$B_c = 540 \times 3 = 1620 \text{ KN}$$

$$S_{Bc} = B_c \times b_c$$

$$S_{Bc} = 1620 \times 0.95 = 1539 \text{ KN.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 (12)} + \frac{0.6}{1 + \frac{4 \cdot (1579.44)}{1539}}$$

$$\delta_{bc} = 1.234$$

IV.3.3 Détermination des moments fléchissant :

L'étude des dalles portantes sur 4 appuis (2 appuis dans le cas de notre étude) soumises à des charges localisées et entreprise à partir des abaques de "PIGEAUD" en plaçant la charge au centre.

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_x = (M_1 + \mu \times M_2) \times P \quad \text{sens de petite portée}$$

$$M_y = (M_2 + \mu \times M_1) \times P \quad \text{sens de grande portée}$$

μ : coefficient de Poisson qui égale à "0.15" pour le béton

M_1 et M_2 : sans dimensions sont obtenus à partir du rapport " $u/L_x, v/L_y$ " dont l'abaque

différent suivant le rapport : (L_x/L_y)

L_x : distance entre nœuds de deux poutres consécutives. Elle est égale à 1.35 m

L_y : distance entre nœuds de deux entretoises consécutives. Elle est égale à 34.6 m

u et v : représentent les côtes du rectangle sur lequel s'applique la charge P , compte tenu de la diffusion à 37° dans le revêtement et 45° dans le béton.

IV.3.3.1 Charges permanentes (dalle + revêtement) :

La dalle : $g_1 = 0.22 \times 25 = 5.5 \text{ KN/m}^2$

La couche de roulement : $g_2 = 0.11 \times 24 = 2.64 \text{ KN/m}^2$

La chape d'étanchéité : $g_3 = 0.005 \times 22 = 0.11 \text{ KN/m}^2$

$g_{\text{total}} = 8.25 \text{ KN/ml}$

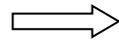
$G = g_{\text{total}} \times L_y \times L_x$

$G = 8.25 \times 34.6 \times 1.35 = 385.35 \text{ KN}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.35}{34.6} = 0.039$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{34.6}{1.35} = 25.62 > 3$$

tableau de Pigeaud



$$\begin{cases} M_1 = 0.0048 \\ M_2 = 0.0030 \end{cases}$$

$M_x = (M_1 + \mu \cdot M_2) \cdot P = (0.0048 + 0.15 (0.003)) 385.35 = \mathbf{2.023 \text{ KN.m/ml}}$

$M_y = (M_2 + \mu \cdot M_1) \cdot P = (0.003 + 0.15 (0.0048)) 385.35 = \mathbf{1.4335 \text{ KN.m/ml}}$

IV.3.3.2 Les surcharges:

Système Bc (Figure IV.10):

On suppose que 2 camions Bc sont accolés transversalement l'un à l'autre, seul l'effet des roues (4); (6); (4') et (6') est considéré. On néglige l'effet des roues (2) et (2') du fait qu'elles sont éloignées du centre de la dalle.

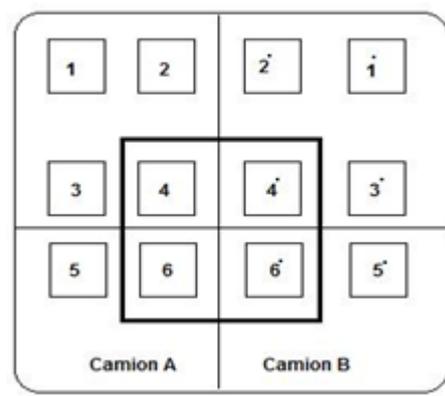


Figure IV.10: Vue en plans de 2 camions accolés transversalement

La surface d'impact des roues arrière est de : $a ; b = (0.25 \times 0.25) \text{ m}^2$

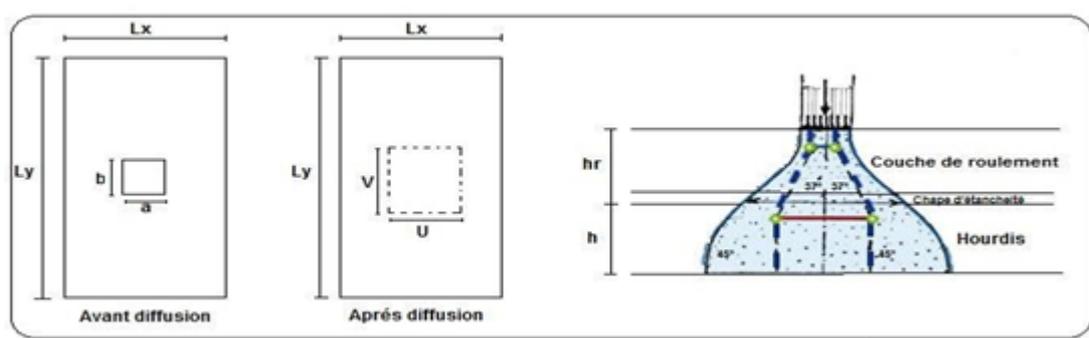


Figure IV.11: diffusion des charges dans l'hourdis

hr : épaisseur de revêtement = 0.11 m.

h : épaisseur de l'hourdis = 0.22 m.

$$\begin{aligned}
 u &= 0.5 + a + 1.5 \text{ hr} + h \\
 v &= b + 1.5 \text{ hr} + h
 \end{aligned}
 \quad \Rightarrow \quad
 \begin{cases}
 u = 0.5 + 0.25 + 1.5(0.11) + 0.25 = 1.135\text{m} \\
 v = 0.25 + 1.5(0.11) + 0.22 = 0.635\text{m}
 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{P \times b_c \times \delta_{BC}}{U \times V} = \frac{120 \times 0.95 \times 1.234}{1.135 \times 0.635} = 195.03 \text{ KN/m}^2$$

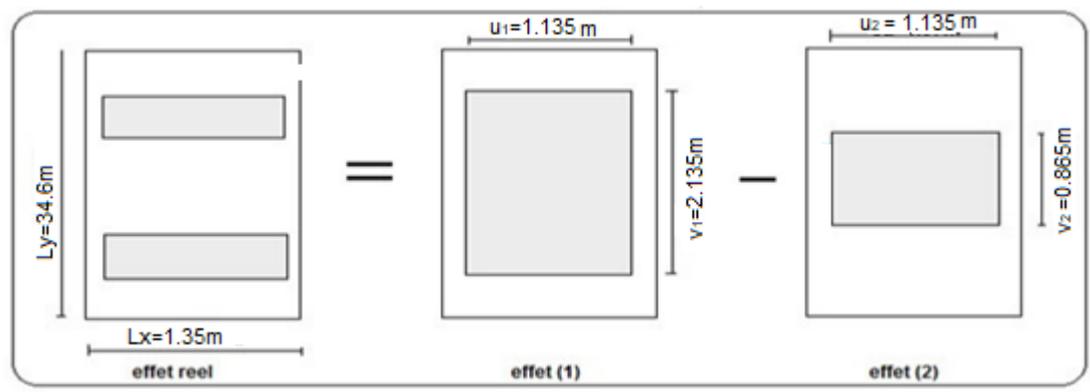


Figure. IV.12 : décomposition de la charge réelle en 2 charges concentriques

$$\begin{cases} M_x = M_x^{(1)} - M_x^{(2)} \\ M_y = M_y^{(1)} - M_y^{(2)} \end{cases}$$

L'effet 01 :

D'après la figure III.7 on a ($U_1 = 1.135\text{m}$; $V_1 = 2.135\text{m}$).

$$P_1 = q \times U_1 \times V_1$$

$$P_1 = 195.03 \times 1.135 \times 2.135 = 472.60 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} \rho = \frac{1.35}{34.6} = 0.039 \\ \frac{V_1}{L_y} = \frac{2.135}{34.6} = 0.061 \end{cases}$$

Pour $\rho = 0$

$$\begin{cases} \frac{U_1}{L_y} = \frac{1.135}{1.35} = 0.84 \\ \frac{V_1}{L_y} = \frac{2.135}{34.6} = 0.061 \end{cases}$$

Valeur de M_1

$u/Lx \backslash v/Ly$	0.8	0.84	0.9
0.0	0.113	0.1086	0.102
0.061		0.1082	
0.1	0.112	0.108	0.102

Valeur de M_2

$u/Lx \backslash v/Ly$	0.8	0.84	0.9
0.0	0.112	0.108	0.102
0.061		0.0990	
0.1	0.097	0.0934	0.088

tableau de Pigeaud



$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.1082 \\ M_2 = 0.0990 \end{array} \right.$$

Pour $\rho = 0.2$

Valeur de M_1

$u/Lx \backslash v/Ly$	0.8	0.84	0.9
0.0	0.112	0.108	0.102
0.061		0.1036	
0.1	0.104	0.1008	0.096

Valeur de M_2

$u/Lx \backslash v/Ly$	0.8	0.84	0.9
0.0	0.110	0.100	0.100
0.061		0.0744	
0.1	0.060	0.058	0.055

tableau de Pigeaud



$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.1036 \\ M_2 = 0.0744 \end{array} \right.$$

Valeur de M_1

	M_1
$\rho = 0$	0.1082
$\rho = 0.039$	0.1073
$\rho = 0.2$	0.1036

Valeur de M_2

	M_2
$\rho = 0$	0.0990
$\rho = 0.039$	0.0942
$\rho = 0.2$	0.0744

tableau de Pigeaud



$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.1073 \\ M_2 = 0.0942 \end{array} \right.$$

$$M_x^{(1)} = P_1 \times (M_1 + \mu M_2) = 472.60 \times (0.1073 + 0.15 \times 0.0942) = \mathbf{57.38 \text{ KN.m/ml}}$$

$$M_y^{(1)} = P_1 \times (M_2 + \mu M_1) = 472.60 \times (0.0942 + 0.15 \times 0.1073) = \mathbf{52.12 \text{ KN.m/ml}}$$

L'effet 2 :D'après la Fig. IV.15 : on a ($U_2 = 1.135\text{m}$; $V_2 = 0.863\text{m}$).

$$P_2 = q \times U_2 \times V_2$$

$$P_2 = 195.03 \times 1.135 \times 0.863 = \mathbf{191.03 \text{ KN}}$$

Pour $\rho = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U_2}{L_x} = \frac{1.135}{1.35} = 0.84 \\ \frac{V_2}{L_x} = \frac{0.863}{1.35} = 0.64 \end{array} \right.$$

u/Lx \ v/Lx	0.8	0.84	0.9
0.6	0.104	0.1004	0.095
0.64		0.0996	
0.7	0.102	0.0984	0.093

u/Lx \ v/Lx	0.8	0.84	0.9
0.6	0.047	0.045	0.042
0.64		0.04772	
0.7	0.039	0.0382	0.037

tableau de Pigeaud



$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.0996 \\ M_2 = 0.04772 \end{array} \right.$$

Pour $\rho = 0.2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U_2}{L_x} = \frac{1.135}{1.35} = 0.84 \\ \frac{V_2}{L_y} = \frac{0.863}{34.6} = 0.64 \end{array} \right.$$

u/Lx \ v/Lx	0.8	0.84	0.9
0.0	0.112	0.108	0.102
0.025		0.1062	
0.1	0.104	0.1008	0.096

u/Lx \ v/Lx	0.8	0.84	0.9
0.0	0.110	0.106	0.100
0.025		0.094	
0.1	0.060	0.058	0.055

tableau de Pigeaud



$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.1062 \\ M_2 = 0.094 \end{array} \right.$$

Pour $\rho = 0.039$

	M₁
$\rho = 0$	0.0996
$\rho = 0.039$	0.1010
$\rho = 0.2$	0.1062

	M₂
$\rho = 0$	0.04772
$\rho = 0.039$	0.0567
$\rho = 0.2$	0.094

$$M_x^{(2)} = P_2 \times (M_1 + \mu M_2) = 191.03 \times (0.1010 + 0.15 \times 0.0567) = \mathbf{20.92 \text{ KN.m/ml}}$$

$$M_y^{(2)} = P_2 \times (M_2 + \mu M_1) = 191.03 \times (0.0567 + 0.15 \times 0.1010) = \mathbf{13.72 \text{ KN.m/ml}}$$

Les moments resultants :

$$M_x = M_x^{(1)} - M_x^{(2)} = 63.354 - 34.314 = 57.38 - 20.92 = \mathbf{36.46 \text{ KN.m/ml}}$$

$$M_y = M_y^{(1)} - M_y^{(2)} = 52.12 - 13.72 = \mathbf{38.4 \text{ KN.m/ml}}$$

Le tableau IV.4 résume les résultats obtenus pour les moments fléchissant.

Système des charges	« M _x » sens de « La petite portée » KN.m/ml		« M _y » sens de « La grande portée » KN.m/ml	
	En appui	En Travée	En appui	En Travée
Charge. P	-1.0115	1.6184	-0.7167	1.1468
Système Bc centré	-18.230	29.168	-19.20	30.72

Tableau IV.5 : Récapitulatif des moments fléchissant

III.3.5 Ferrailage de l'hourdis

Les combinaisons d'action :

E.L.U : 1.35G + 1.605 Bc

E.L.S : G + 1.2 Bc

Nous donnons les résultats dans le tableau IV.5

	« M _x » sens de « La petite portée » KN.m/ml		« M _x » sens de « La grande portée » KN.m/ml	
	En appui	En Travée	En appui	En Travée
Combinaison	-0,5M _x	0,8M _x	-0,5M _x	0,8M _x
E.L.U	30.620	49.403	31.783	50.853
E.L.S	22.887	36.620	23.756	38.010

Tableau IV.6: récapitulatif des moments fléchissant à L'ELU et L'ELS

IV.4 CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons étudié les tabliers et en avons pré-dimensionné les poutres et l'entretoise et l'épaisseur de l'hourdis.

Chapitre V

Modélisation et sollicitation

V.1 Introduction

Dans cette partie du mémoire, nous allons faire appel à la modélisation numérique pour déterminer les différentes sollicitations (Moments fléchissant, efforts tranchant,..) aux quels sera soumis notre tablier selon les différentes combinaisons d'actions citées dans le chapitre précédent. Nous présenterons d'une manière très détaillée le model choisi en justifiant notre choix.

Les résultats obtenus dans cette partie seront exploité dans le calcul précontraint du tablier.

V.2 Modélisation :

V.2.1 Objectif de la modélisation :

Le but de cette modélisation est de créer un model numérique qui simule le comportement réel du pont sous conditions et charges extérieurs.

La méthode des éléments finis (MEF), nous permet de faire un gain colossal en matière de temps et d'énergie car ce dernier regroupe à la foi domaines des sciences de l'ingénierie la mécanique des milieux continue la méthodologie des matériaux de construction.

V.2.2 Hypothèses de modélisation :

Pour modéliser le tablier, plusieurs choix sont possibles. On peut le faire à l'aide d'éléments «plaques», par de simples éléments « poutres » ayant des propriétés équivalentes ou bien par un grillage de poutres, qui ont, elles aussi, des propriétés équivalentes.

Un certain nombre d'hypothèses peuvent être utilisées pour construire le modèle numérique d'un pont qui fait l'objet de ce mémoire. Les principales sont les suivantes :

- Pour une analyse sismique, le tablier du pont et évoluant dans le domaine élastique.
- Il n'est pas nécessaire de modéliser le tablier avec des élément en 3D pour une analyse sismique. Un modèle 2D avec un grillage correspondant à la géométrie du pont suffit.

V.2.3 Présentation de logiciel :

CSI Bridge 2020 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie développée et distribuée par la compagnie **CSI** Particulièrement adapté aux ouvrages d'art. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.



Figure V.1 : logiciel CSI bridge 2020

V.2.4 Méthodologie de modélisation :

La modélisation a pour but de localiser et mettre en valeur importante et relative des divers paramètres caractéristiques et significatif en point de vue du problème traiter, elle a pour rôle d'organiser les diverse géométries et configurations d'un ouvrage afin d'évaluer dans le temps et de remplacer l'espace en associant diverses composantes de la structure.

Choix du model:

Pour démarrer un modèle il faut cliquer sur l'OrbFile> Nouvelle commande et la fenêtre représentée dans la figure 5.2 apparait. Sélectionnez **Blank**, puis sélectionnez T, m, C pour modifier les unités en cas de besoin

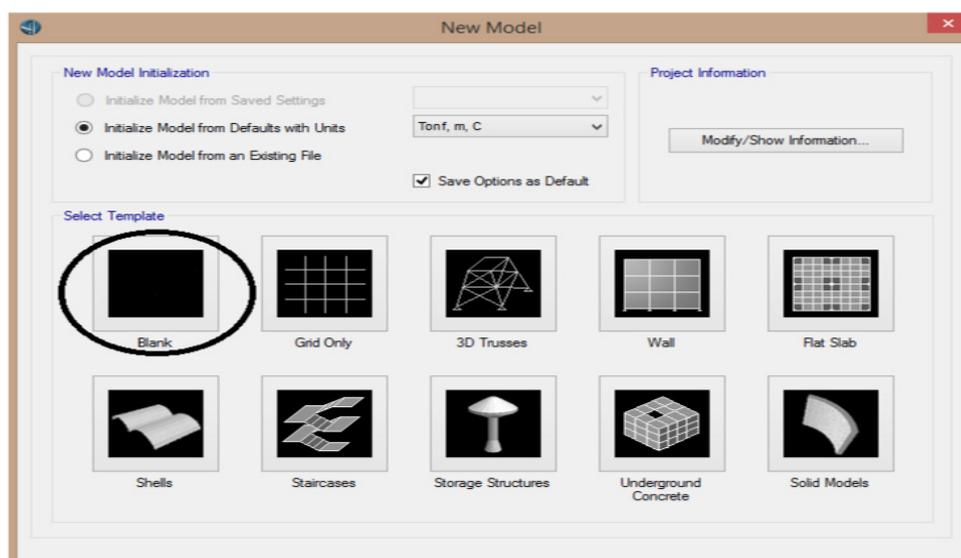


Figure V.2: Choix d'unité et de Modèle

Définition du tracé (Layout Line) :

La première étape dans la création d'un projet de pont est de définir les tracés. Les tracés sont des lignes de référence utilisées pour définir l'alignement horizontal et vertical du pont et les voies réservées aux véhicules. Les tracés sont définis en utilisant des stations. Le tracé peut être droit, plié ou courbé, à la fois horizontalement et verticalement.

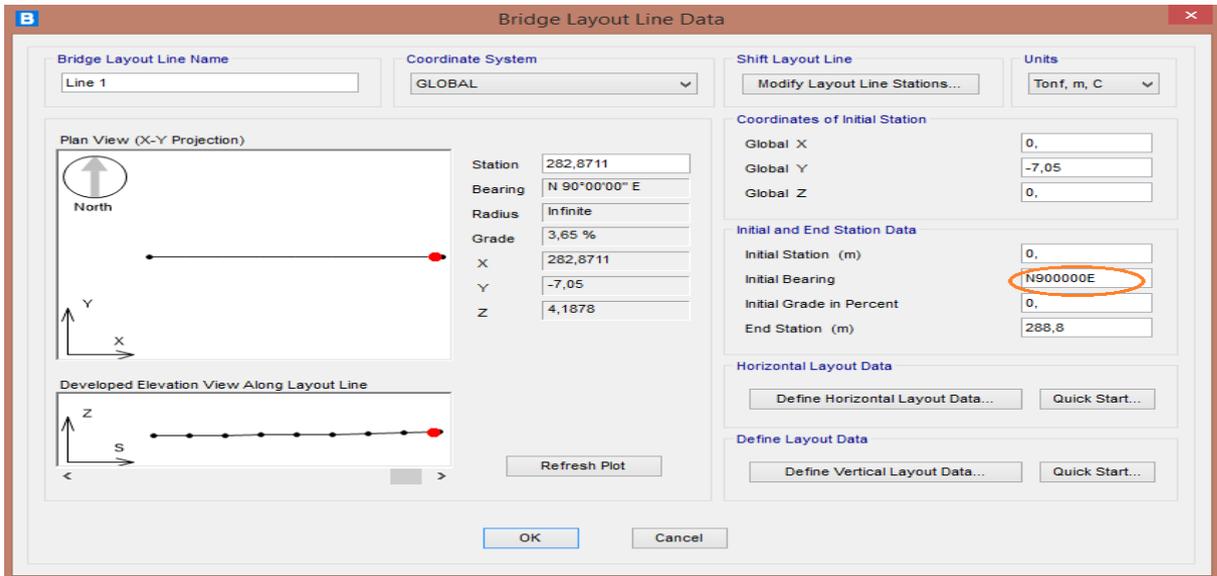


Figure V.3: Choix d'unité et de longueur de tablier

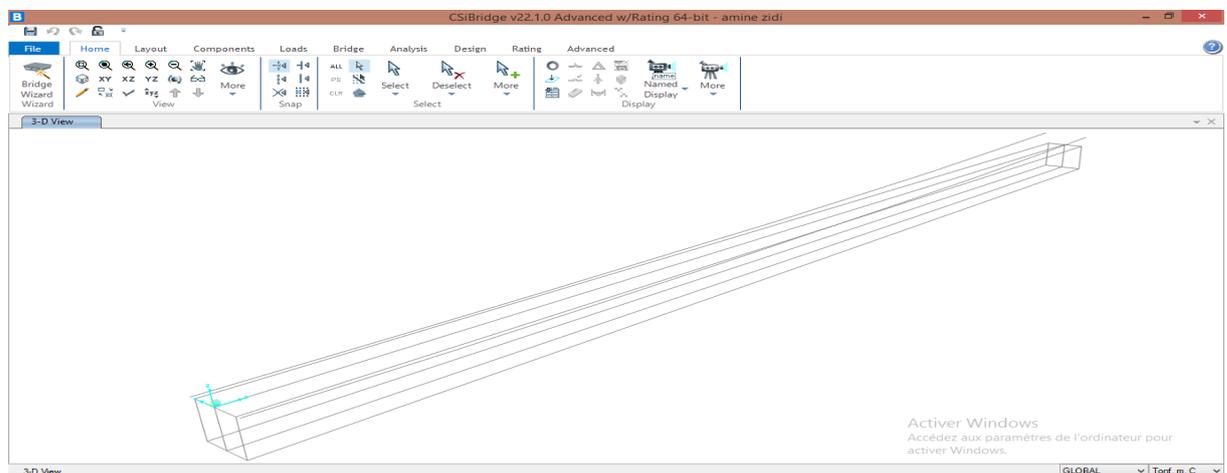
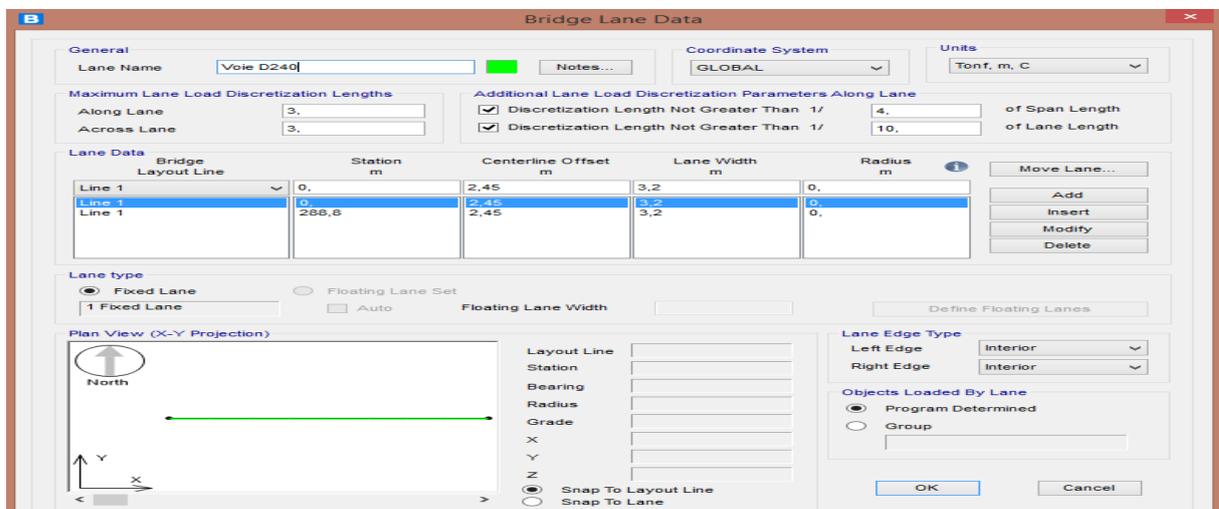


Figure V.4: Représentation de la voie de circulation

Définition des voies :**Figure V.5:** Représentation de la voie de circulation

Notre chaussée est composée de 3 voies identiques de 3,5 m de largeur .

Pour se faire, cliquez sur Layout>Lanes> New pour accéder a la fenêtre suivante sur laquelle on définit plusieurs paramètres des voies.

**Figure V.6:** définir les voies de circulation

Pour créer une voie on choisie d'abord la ligne de référence qui lui correspond à partir de la station initiale (0m), ainsi que la largeur de la voie et l'excentricité par rapport à l'axe de référence.

Lorsqu'on finit avec les voies de la partie gauche on fait la même chose pour les voies de droite. On aura a la fin 6 voies (3 de la partie gauche et 3 pour la droite).

Les constituants du pont (components):

Après avoir fini avec le tracé de l'axe de référence et les voies de notre viaduc, on passe ensuite à l'anglet suivant « components » qui est composée de trois parties (propriétés des matériaux, superstructure et l'infrastructure).

Propriété des matériaux :

Le poids volumique 25kN/m³ et la masse volumique sera calculée automatiquement.

Pour définir les matériaux de construction : « **Components** » → «**Type** » → **Matériel Properties**».

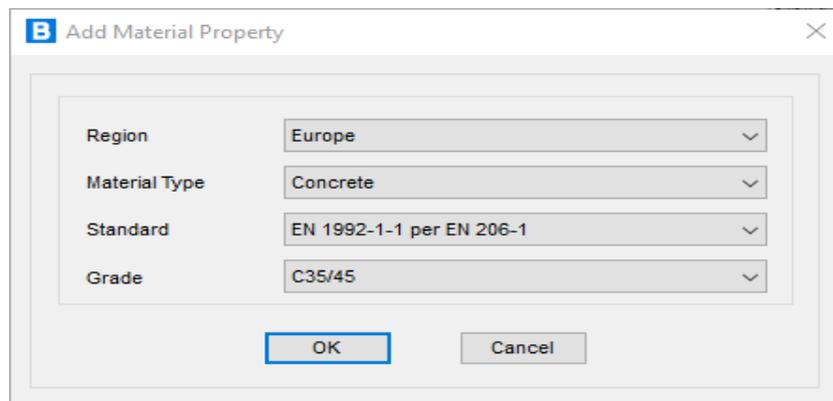


Figure V.7 : Choix de Matériaux

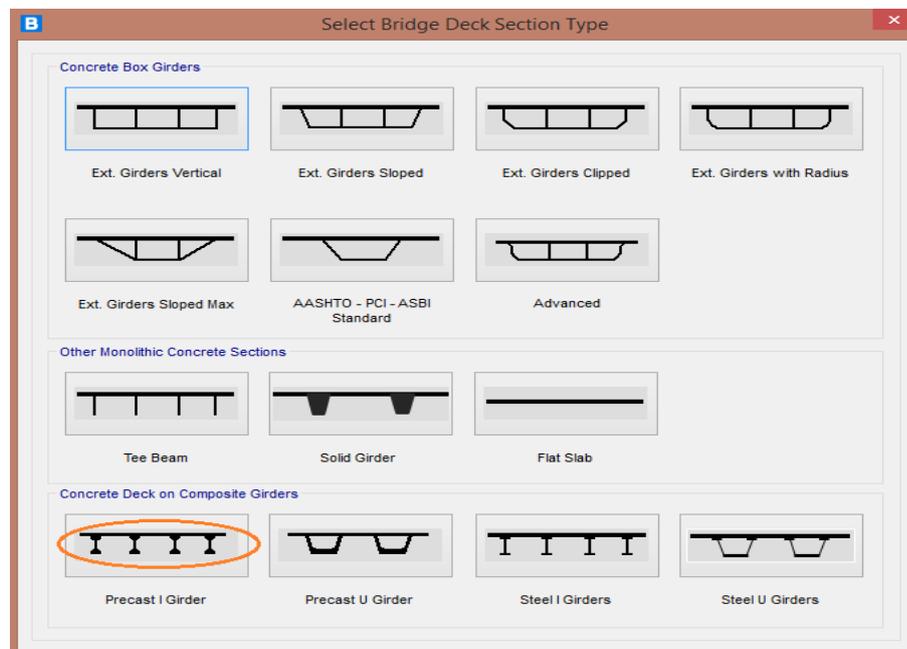


Figure V.8: liste des types de tablier

On appuis sur « Precast I Girder » pour avoir le tablier en béton armé sur des poutres en I, une coupe transversale explicative apparaît sur le haut de la fenêtre expliquant les différents paramètres à modifier sur cette fenêtre :

- Le matériau de la superstructure : béton 35
- Nombre de poutres intérieures 5
- Le tracé des axes des poutres entre appuis : les poutres doivent être rectilignes entre les appuis pour ne pas engendrer des moments supplémentaires de torsions, CSi Bridge nous donne le choix d'avoir des poutres rectilignes ou suivant l'orientation du tracé (courbé dans notre cas) : on choisit alors « Straight Lines »

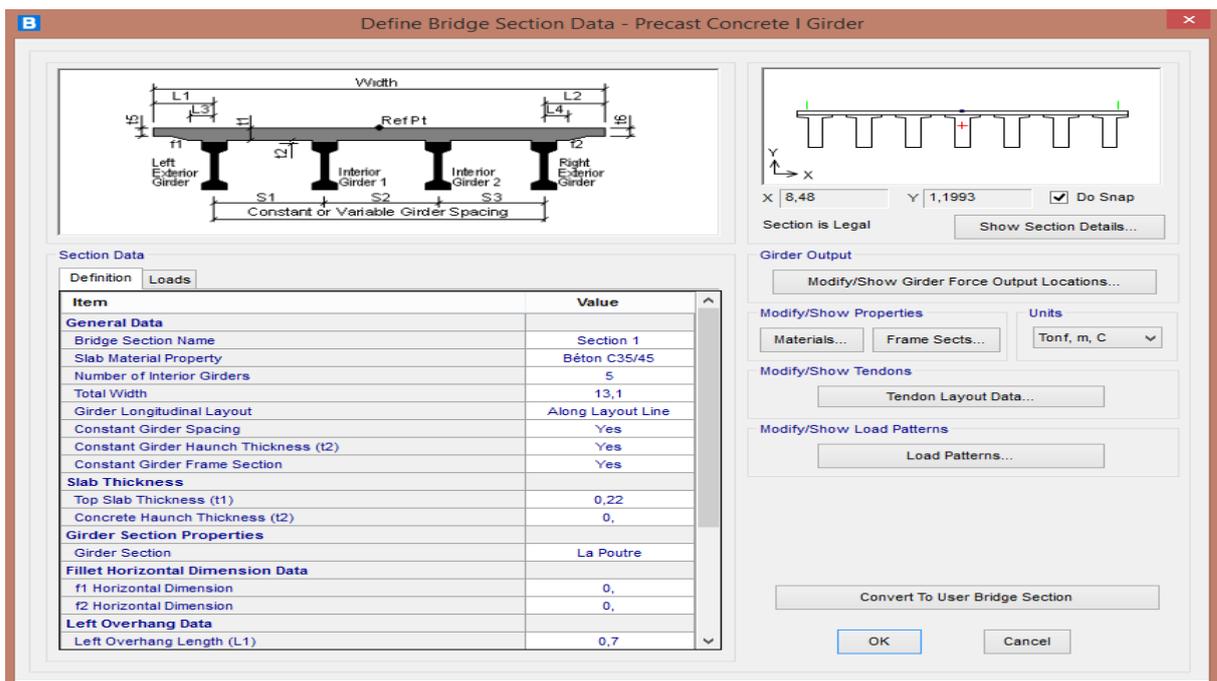


Figure V.9: définition des paramètres du tablier

Définition de la poutre :

Les poutres dans notre viaduc n'ont pas une section constante le long de la travée pour cela on doit créer deux sections de poutre dans « composants > Frame properties > I girder » ou directement sur la case entourée dans l'illustration ci-dessus « Frame section » puis sur « Add new properties ».

On choisit le matériau de la poutre sur « section propriétés Type » et on choisit en suite le type de la poutre dans notre cas.

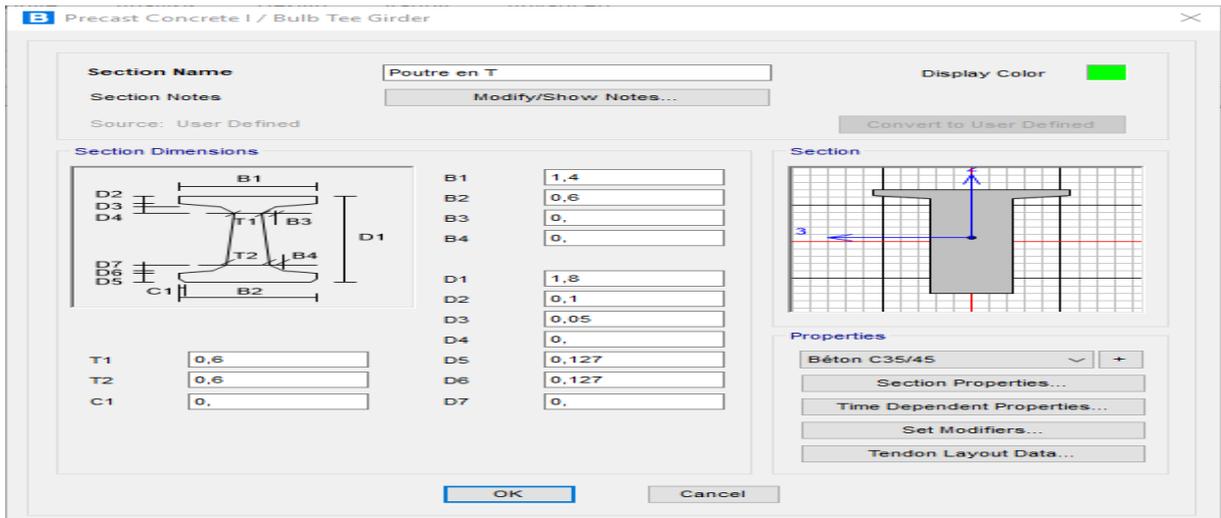


Figure V.10:les poutres en «T»

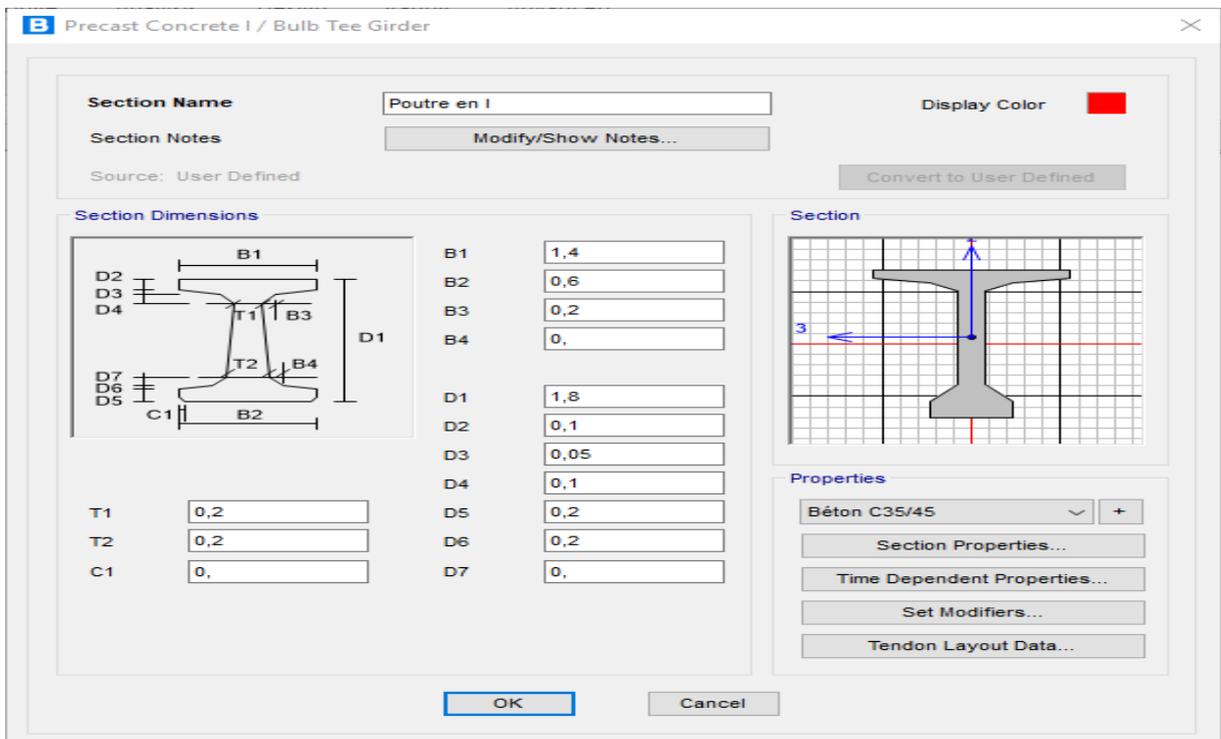


Figure V.11:les poutres en «I»

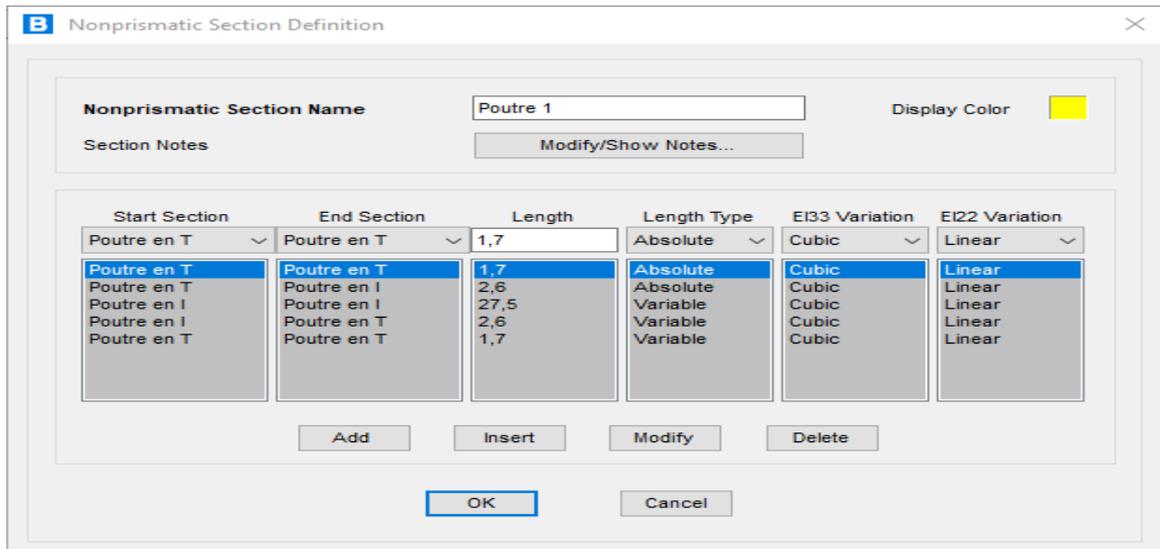


Figure V.12: Définition des variations

- Case N°1 : la section de départ
- Case N°2 : la section d'arrivée

Les sections de départ et d'arrivée peuvent être les mêmes si les propriétés géométriques sont constantes sur la longueur du segment

- Case N°3 : la longueur de variation
- Case N°4 : le type de longueur

On doit spécifier son type de longueur, (variable ou absolue). En effet, l'utilisation de la longueur absolue permet de fixer la distance pour laquelle les sections sont définies. Par ailleurs, si les poutres n'ont pas la même longueur, nous pouvons utiliser la longueur variable afin que le logiciel puisse définir automatiquement les distances restantes.

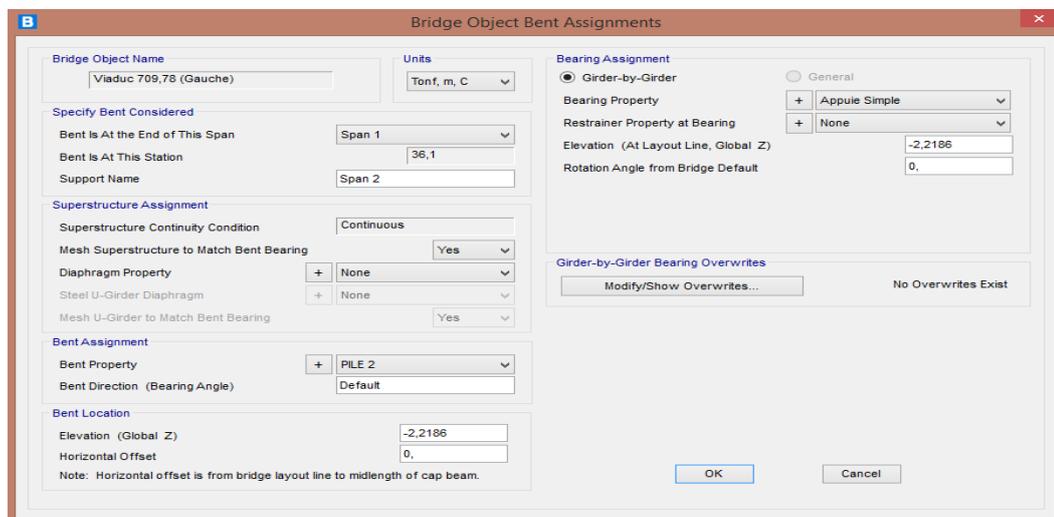


Figure V.13: Définition des piles

Les piles sont modélisées par des éléments « **BentColumn** » sont caractérisés par une inertie qui tient compte de la fissuration.

La section type d'une pile est montrée à la figure ci-dessus. Le béton des piles du pont a été modélisé par le matériau *Concrete*, qui a un comportement linéaire. Le béton utilisé correspond une résistance à la compression de 27 MPa

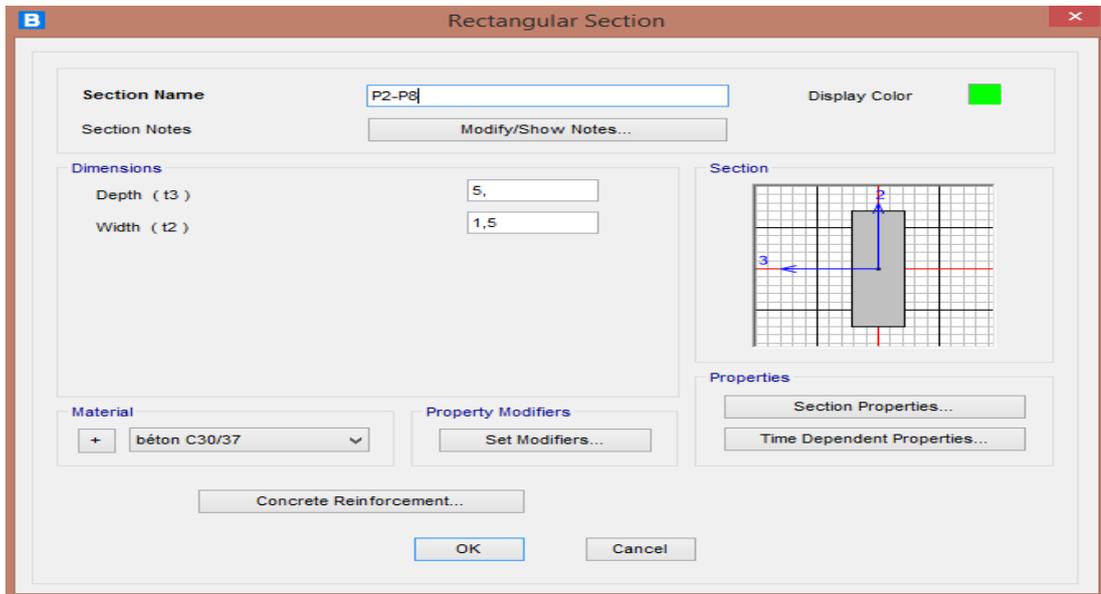


Figure V.14: Dimensionnement des sections des piles

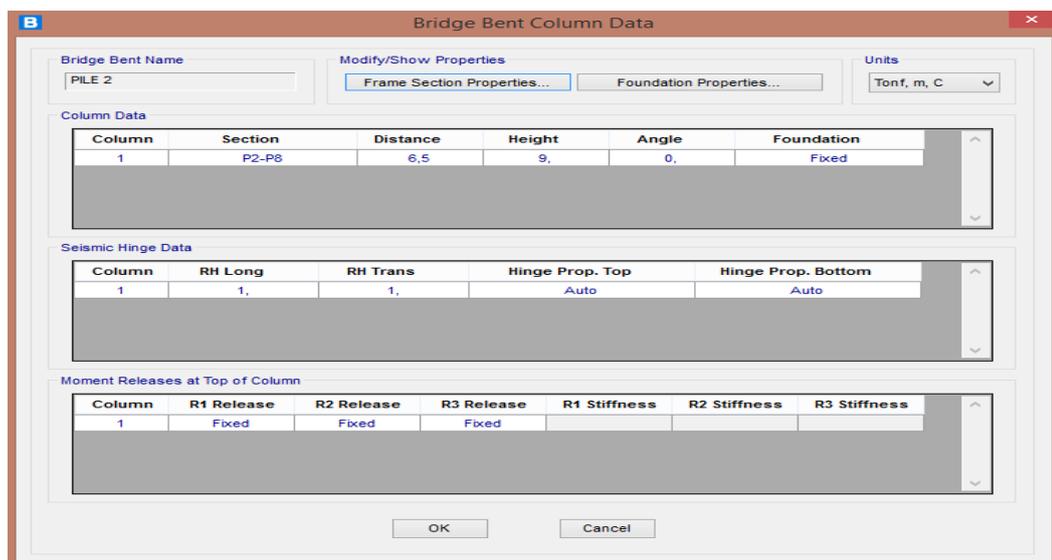


Figure V.15: Dimensionnement des piles

Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons :

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime (ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS). Pour les définir, on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaires dans l'étude (calculés dans le chapitre précédent) :

- Définition des actions permanentes
- Les actions permanentes comprennent notamment :
- Les actions dues au charge permanente (poids propre).
- Les actions dues au charge complémentaire permanente (revêtement, les glissières de sécurité et Gard corps, corniche, trottoirs...)
- L'application de ces charges sur le modèle a été faite avec précision, leur positionnement est strictement respecté d'une façon qui reflète la réalité.

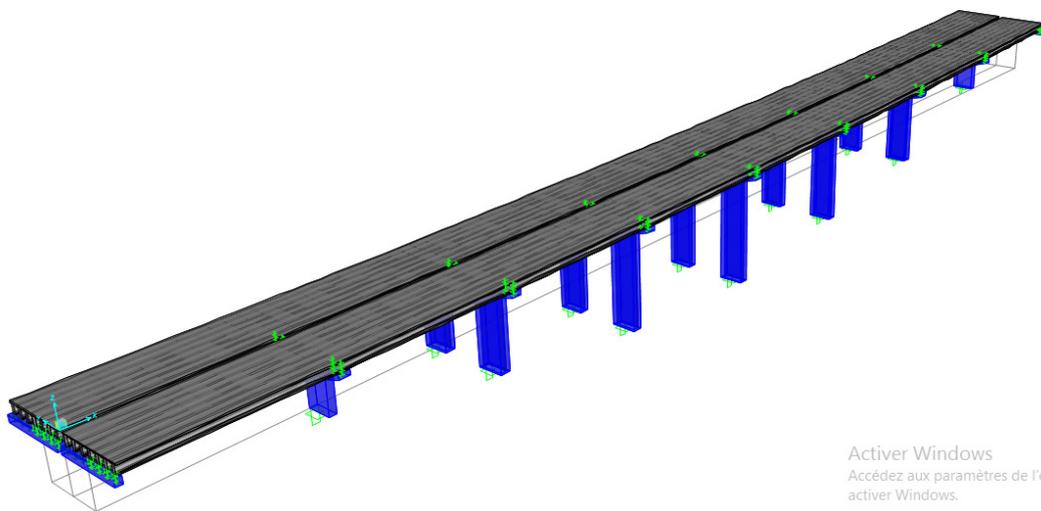
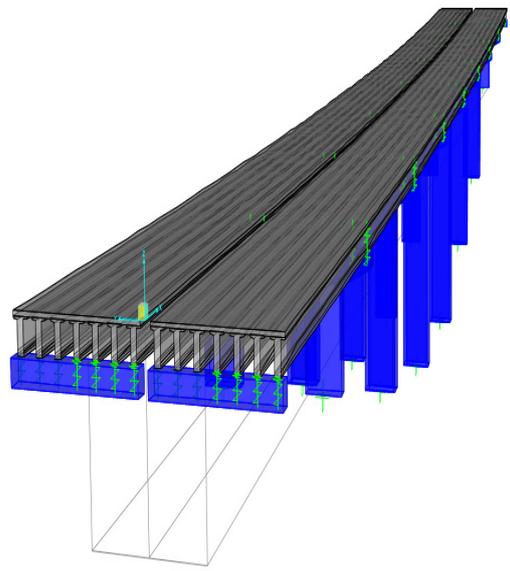


Figure V.16: Application des charges permanentes sur le Tablier du pont

Les étapes de la définition :

1-« Load » → « LoadPatterns » → « Define Load Patterns»

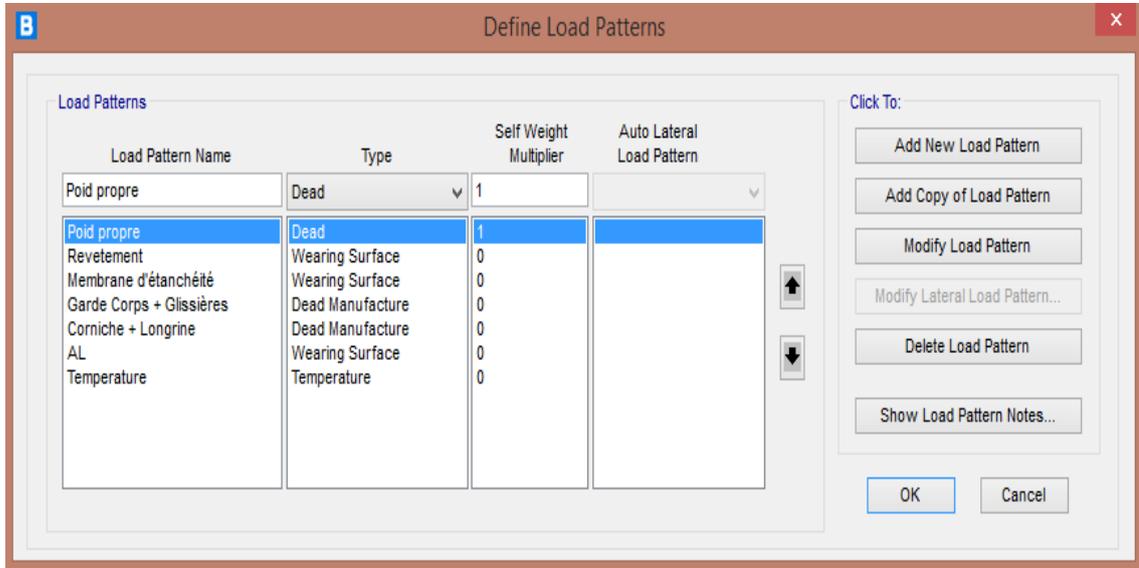


Figure V.17: Définition de model de charge

2- «Load» → «Load distribution» → «Line Road» ou «Area Load»

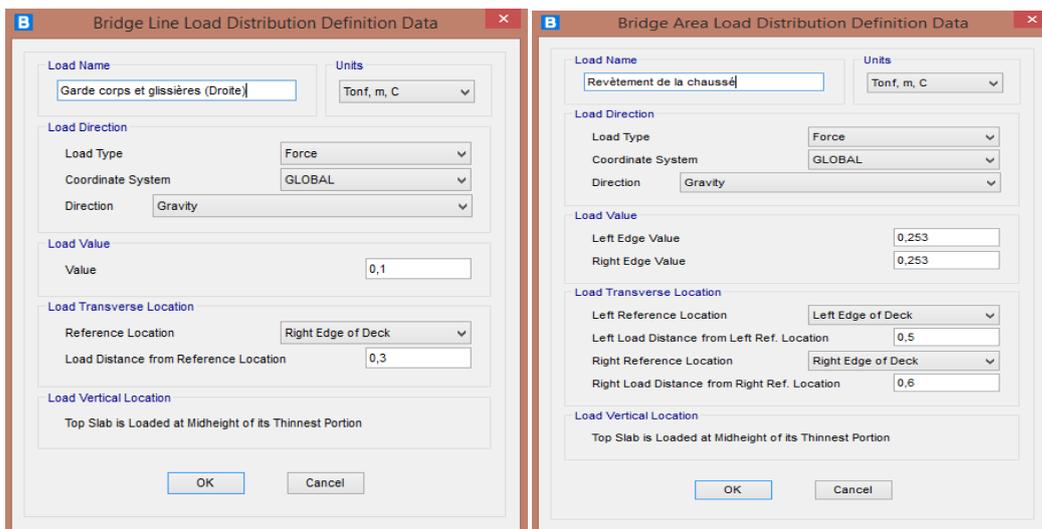


Figure V.18: Définition de la valeur d'une charge linéaire et surfacique

3- <<Bridge>> → <<Loads>> → <<Line Road>> Ou <<Area Loads>>

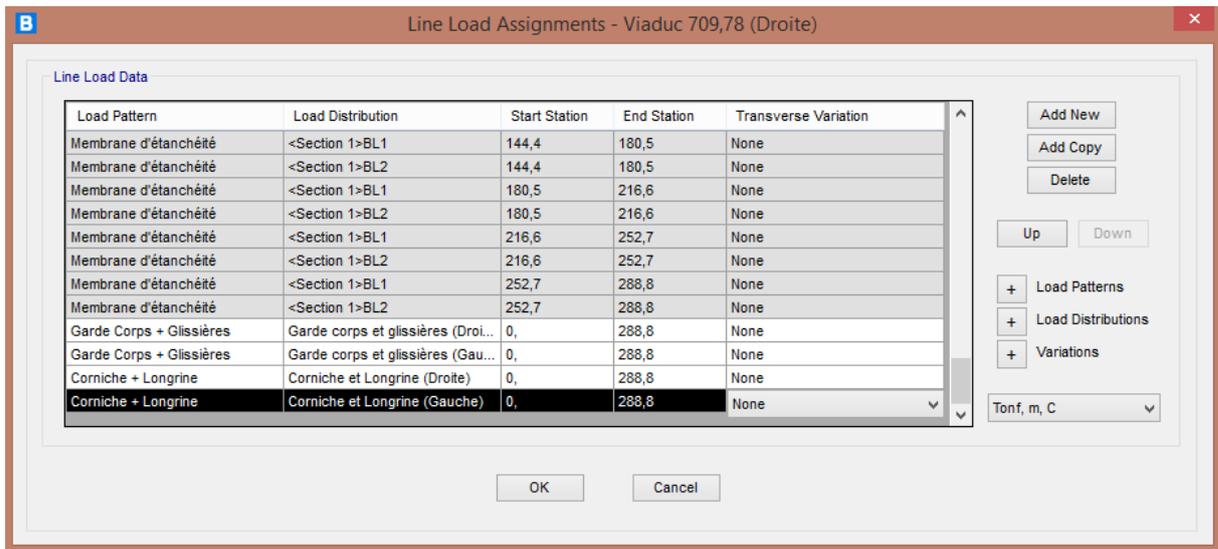


Figure V.19: Détermination des lignes de chargement

Pour la définition des charges roulantes : « load » → « vehicle » → « add a newvehicle »

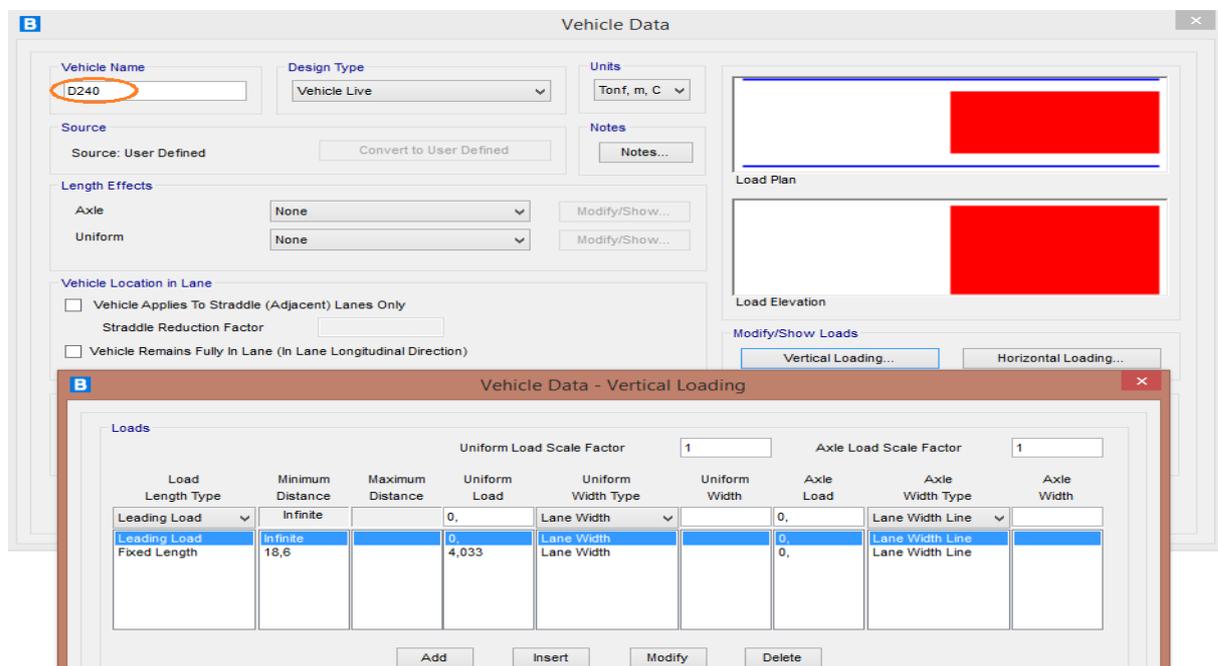


Figure V.20: définition de la surcharge D240

Pour afficher la voie sur le tablier : « home » → « more » → «show lanes »

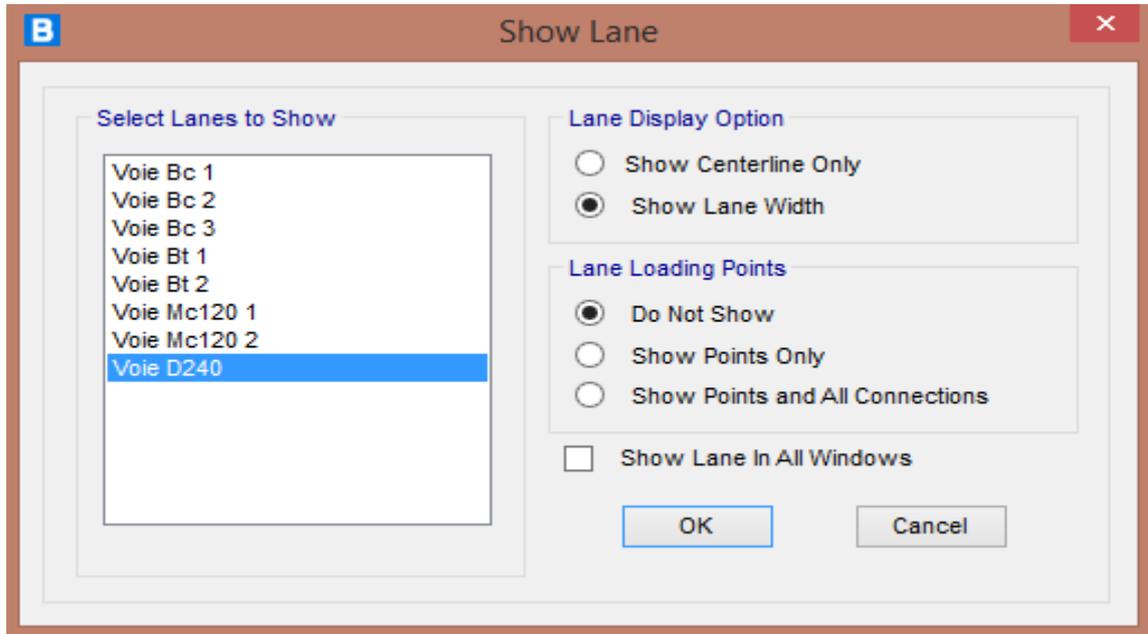


Figure V.21: Présentation des voies

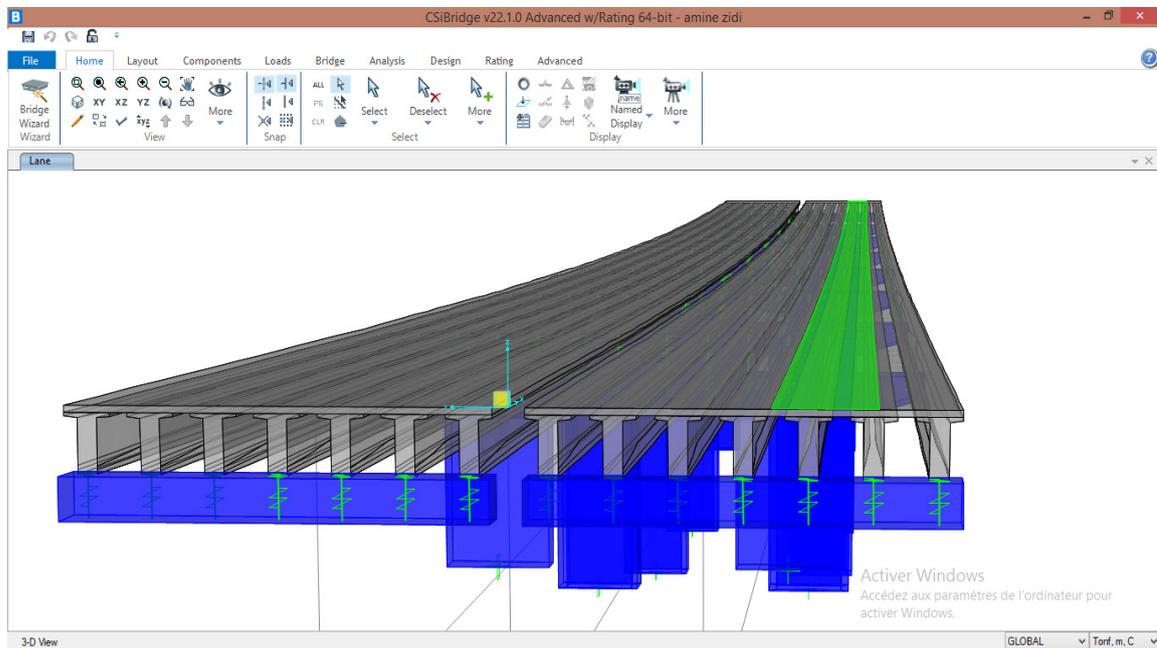


Figure V.22: Voie de la surcharge D240 sur le model

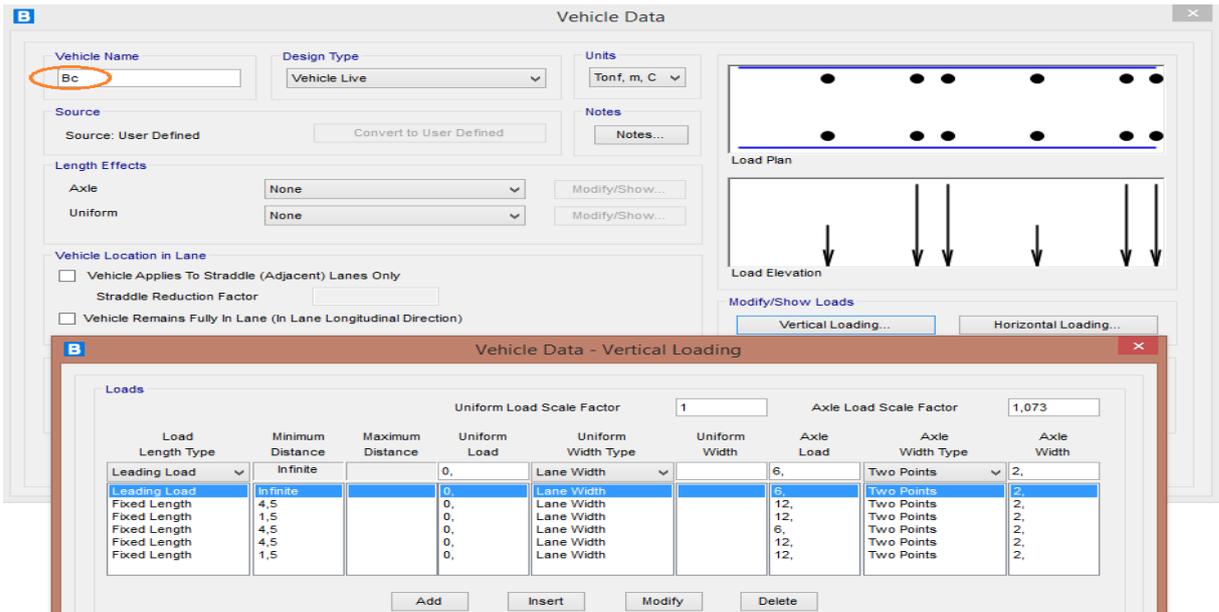


Figure V.23: Définition de la surcharge Bc

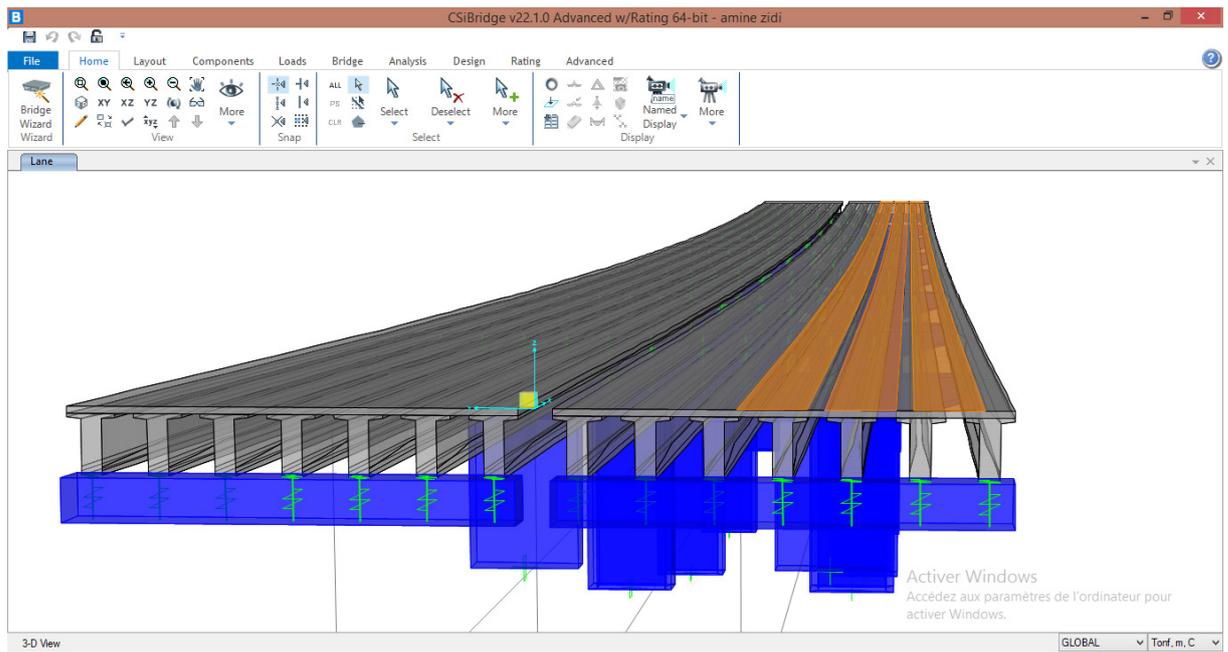


Figure V.24: Voie de la charge bc

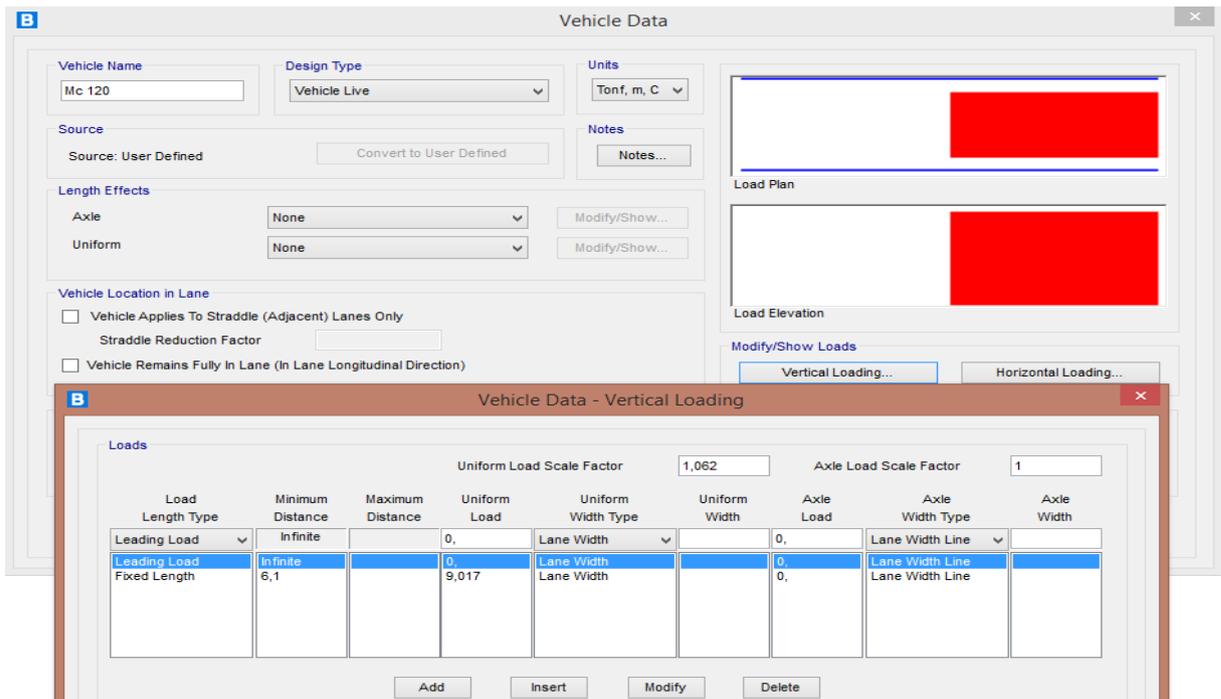


Figure V.25: Définition de la surcharge MC120

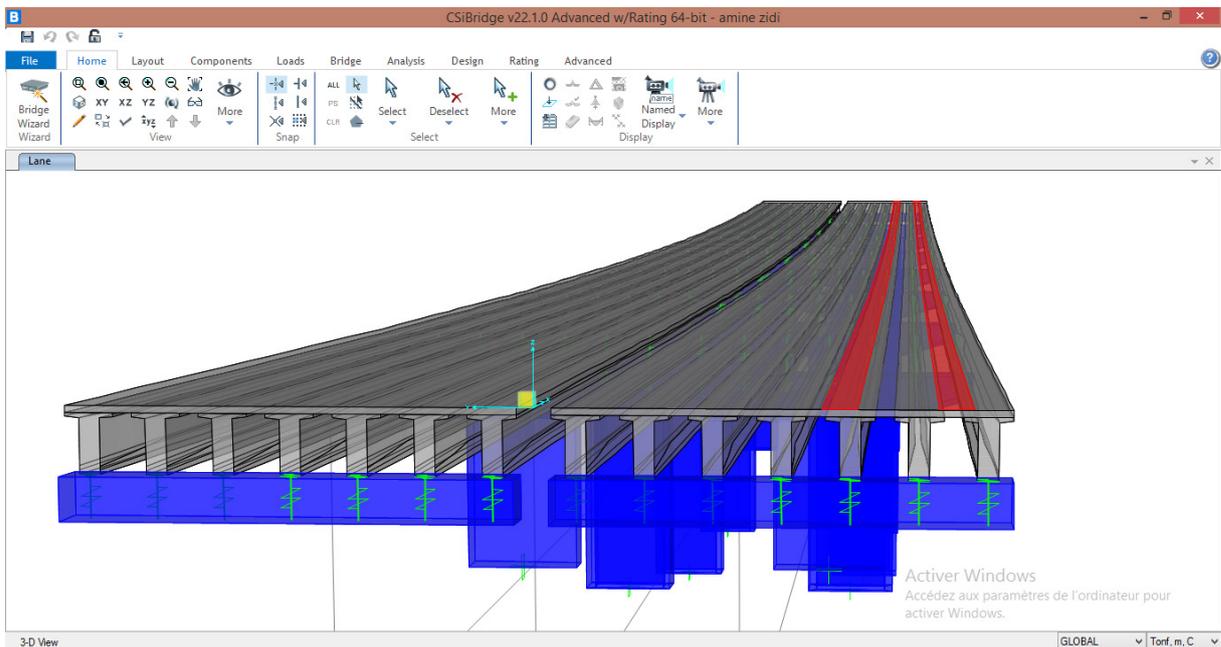


Figure V.26: Voie de la surcharge MC120

Pour cela, on choisit la description «Analysis » → «Load Case-All» et on ajoute à chaque fois la charge et son type en cliquant sur « Add New Load Case», représenté comme suit :

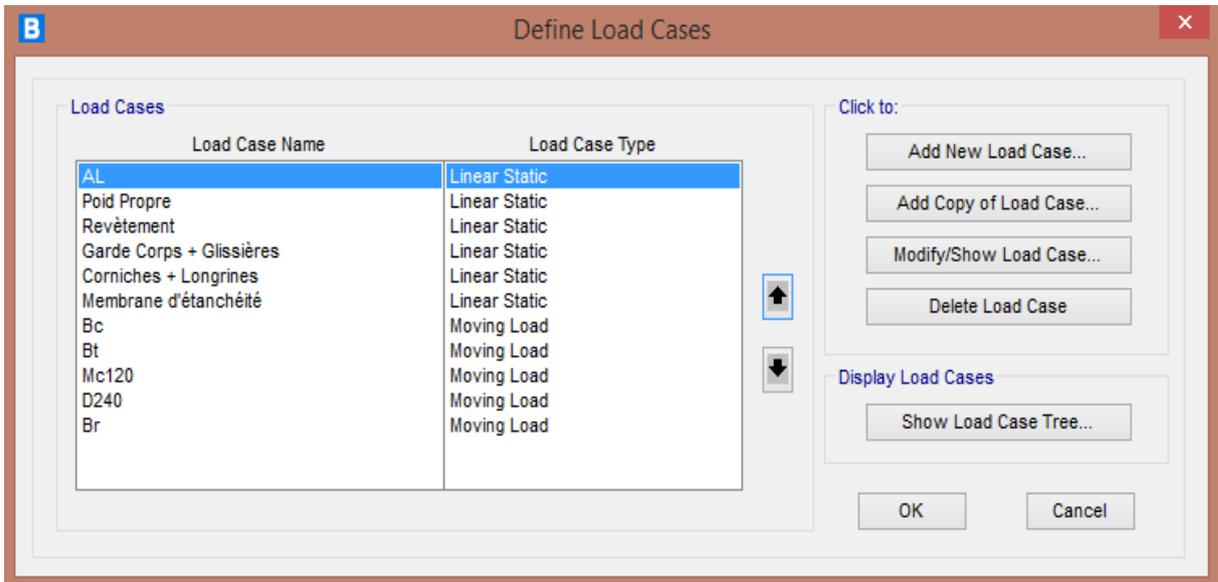


Figure V.27: Détermination des charges

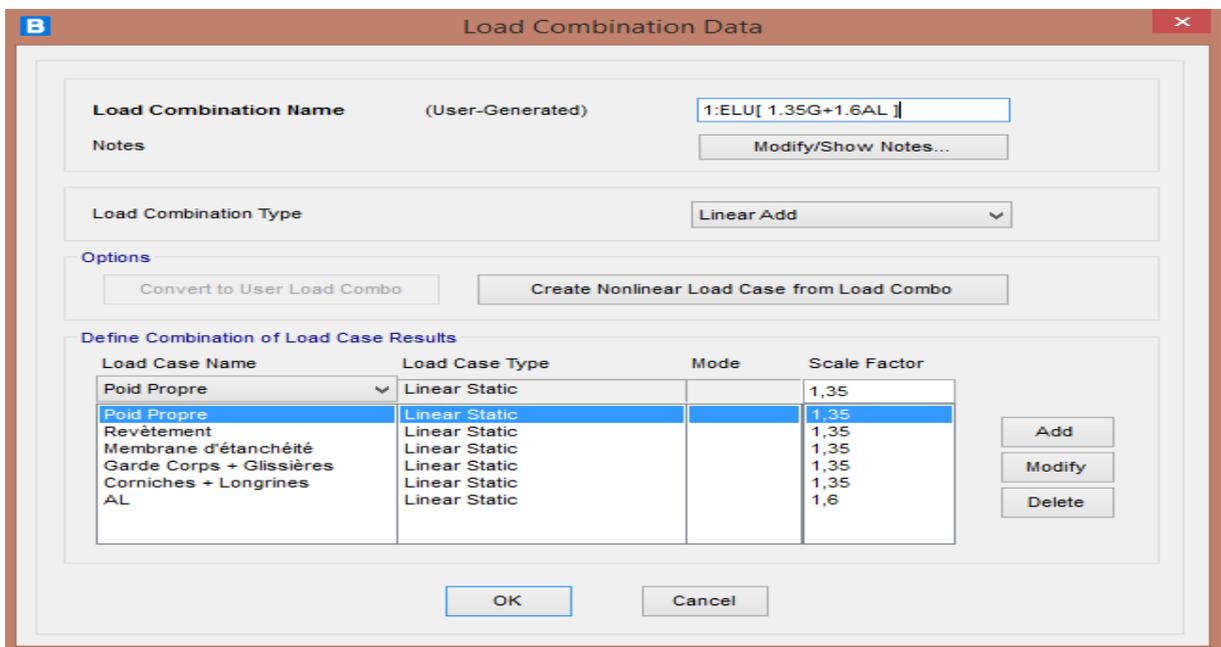


Figure V.28: Détermination des Combinaisons d'actions

V.3 Les sollicitations :

Sollicitations Engendrées par le Poids Propre « G Poids propre » :

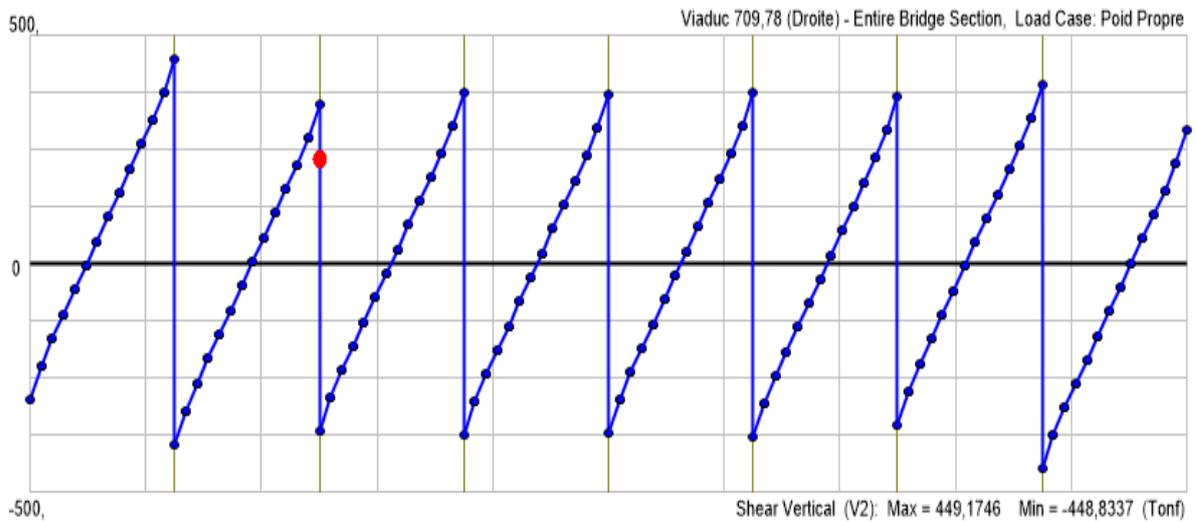


Figure V.29: Diagramme des efforts tranchants de poids propre au niveau de tablier

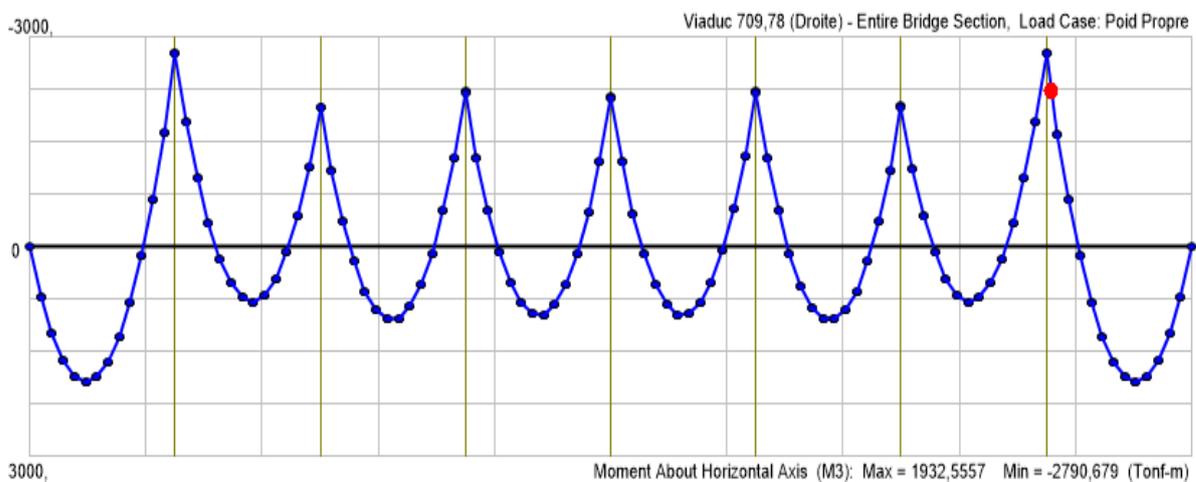


Figure V.30: Diagramme des Moments fléchissant de poids propre au niveau de tablier

Sollicitations engendrées par la surcharge AL «AL» :

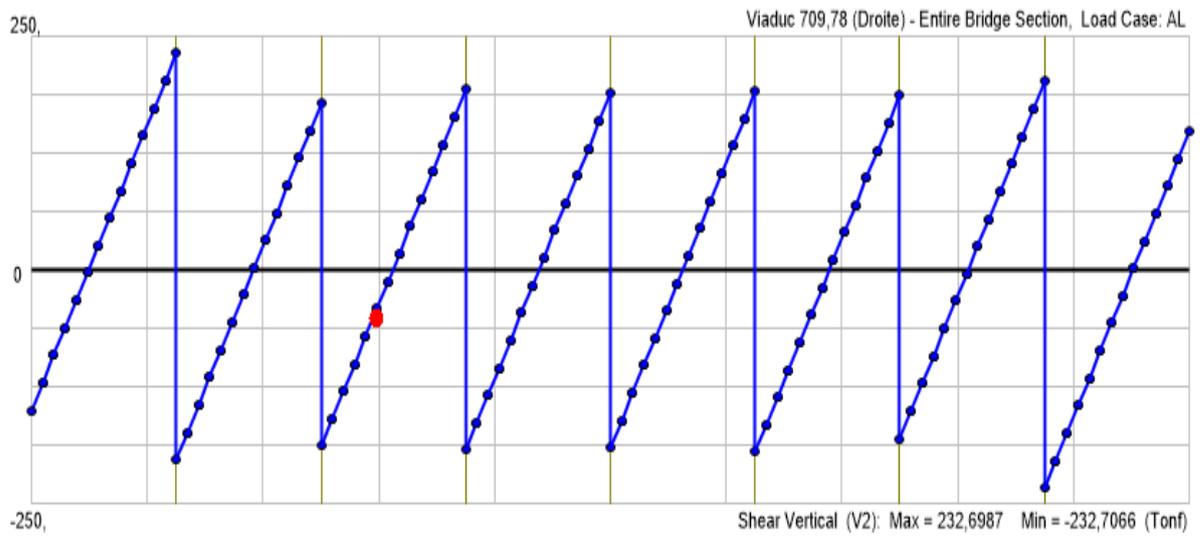


Figure V.31: Diagramme des efforts tranchants de surcharge AL au niveau de tablier

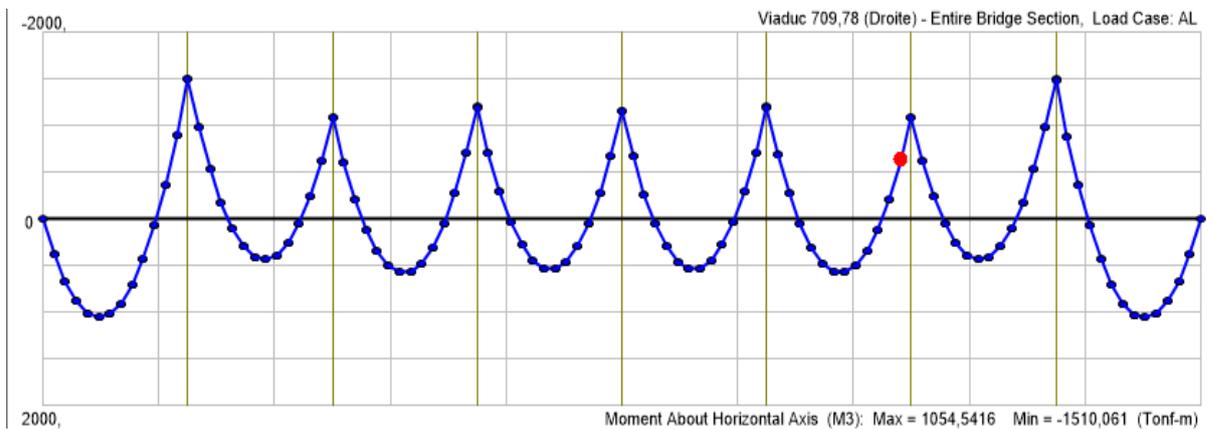


Figure V.32: Diagramme des moments fléchissant de la surcharge AL au niveau de tablier

Sollicitations engendrées par la surcharge MC120 «MC 120» :

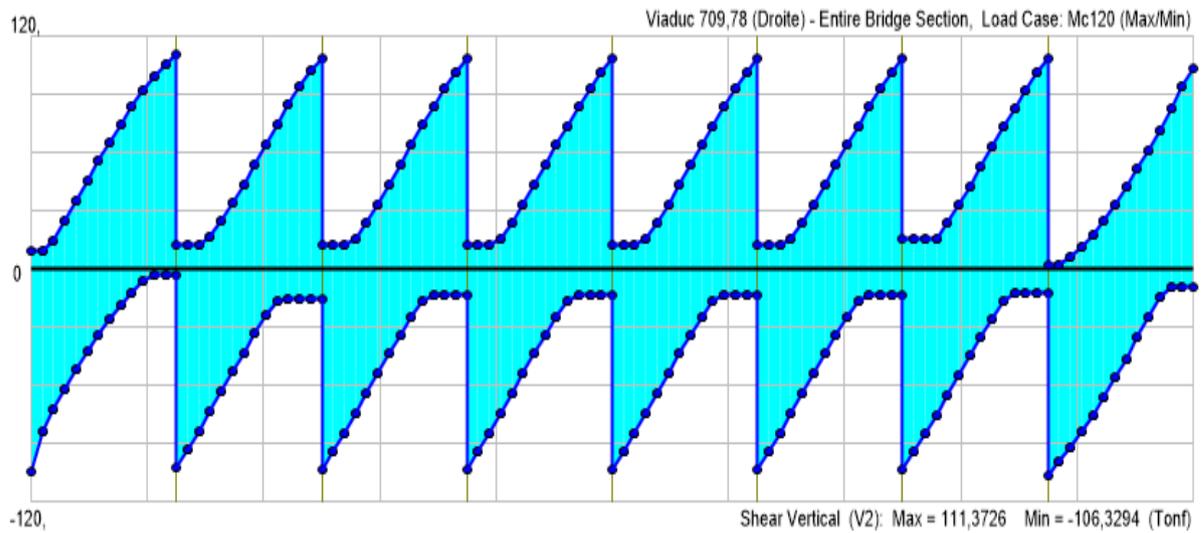


Figure V.33: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge MC120 au niveau de tablier

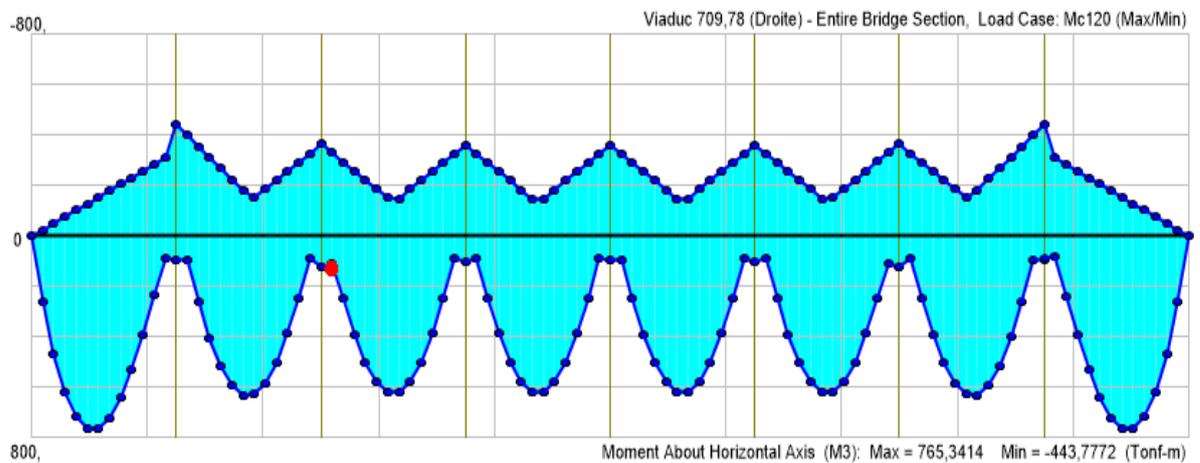


Figure V.34: Diagramme des moments fléchissant de la surcharge MC120 au niveau de tablier

Sollicitations engendrées par la surcharge D240 «D240» :

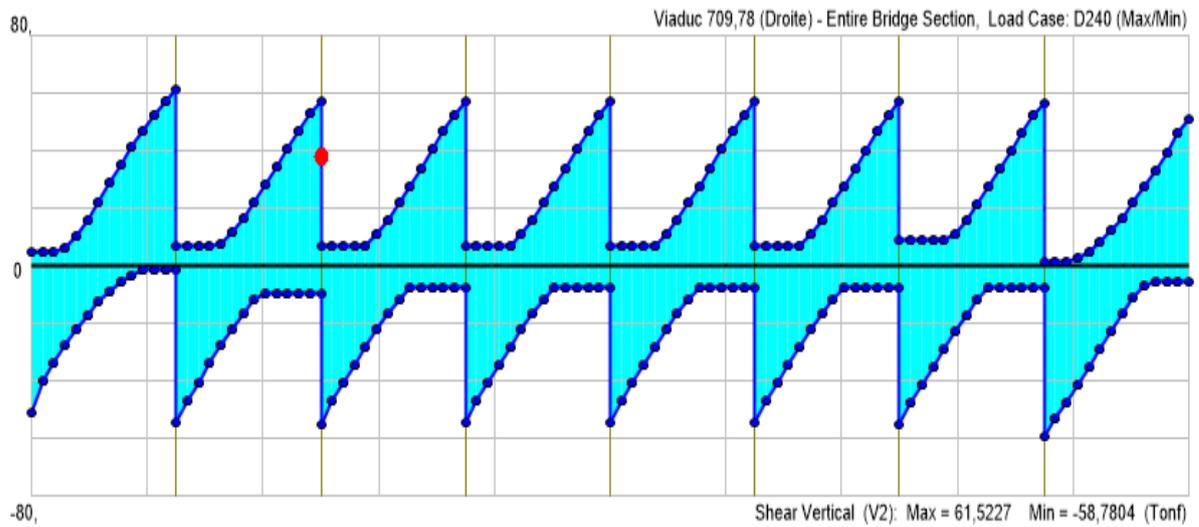


Figure V.35: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge D240 au niveau de tablier

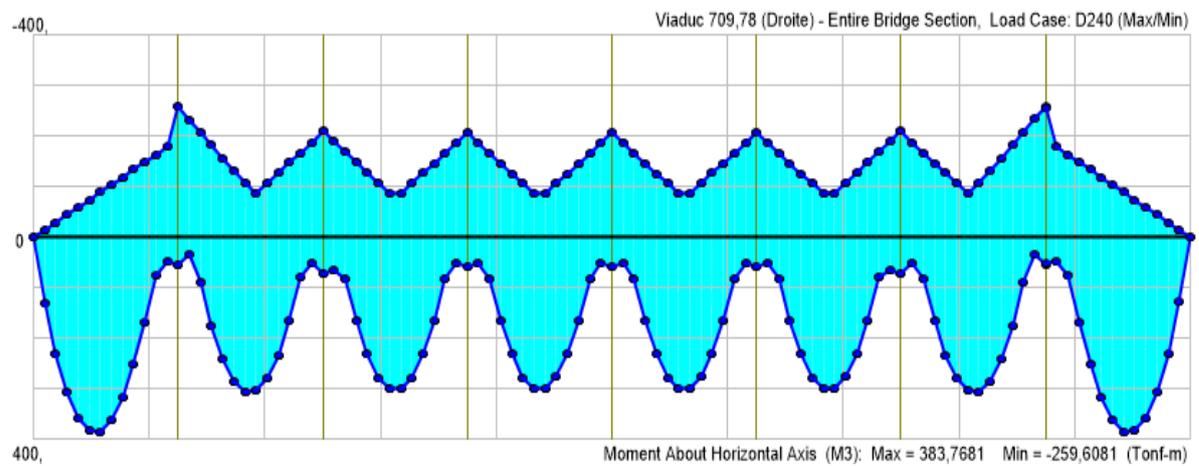


Figure V.36 : Diagramme des moments fléchissant de la surcharge D240 au niveau de tablier

Sollicitations engendrées par la surcharge «Bt» :

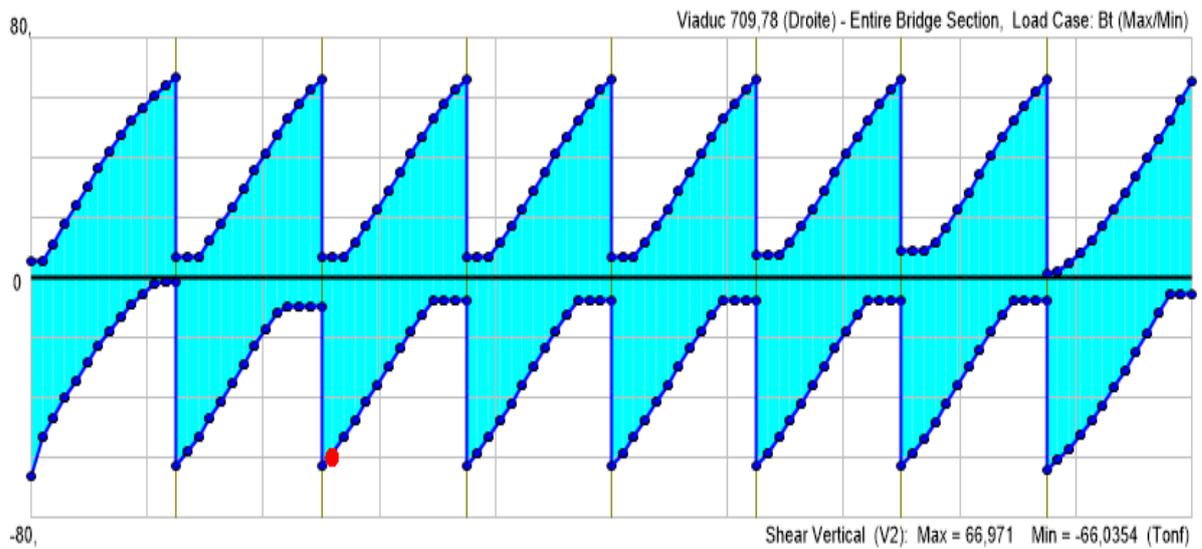


Figure V.37: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge Bt au niveau de tablier

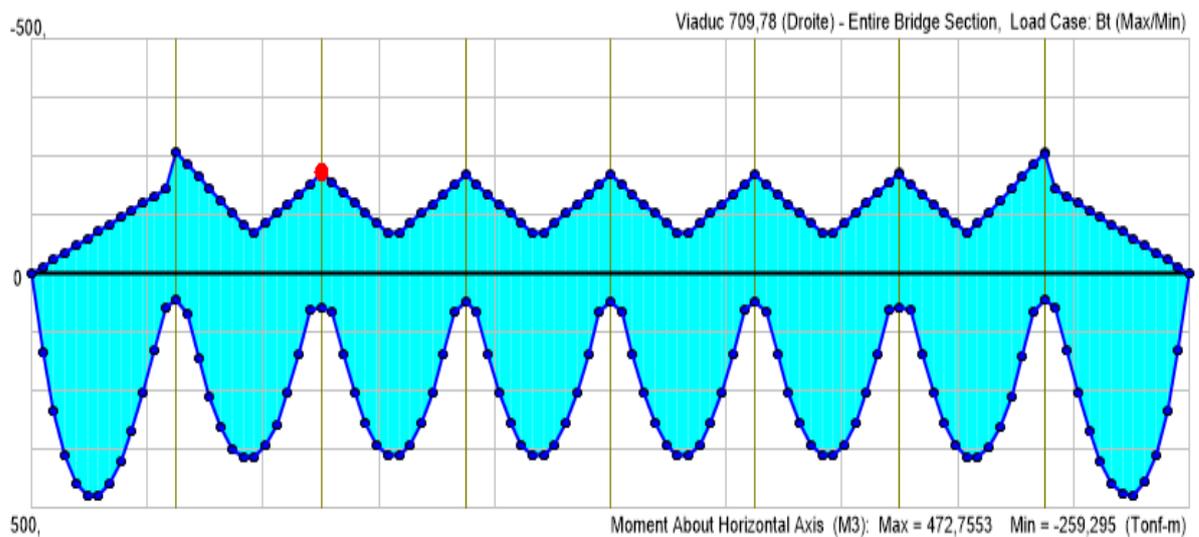


Figure V.38: Diagramme des moments fléchissant de la surcharge Bt au niveau de tablier

Sollicitations engendrées par la surcharge «Bc» :

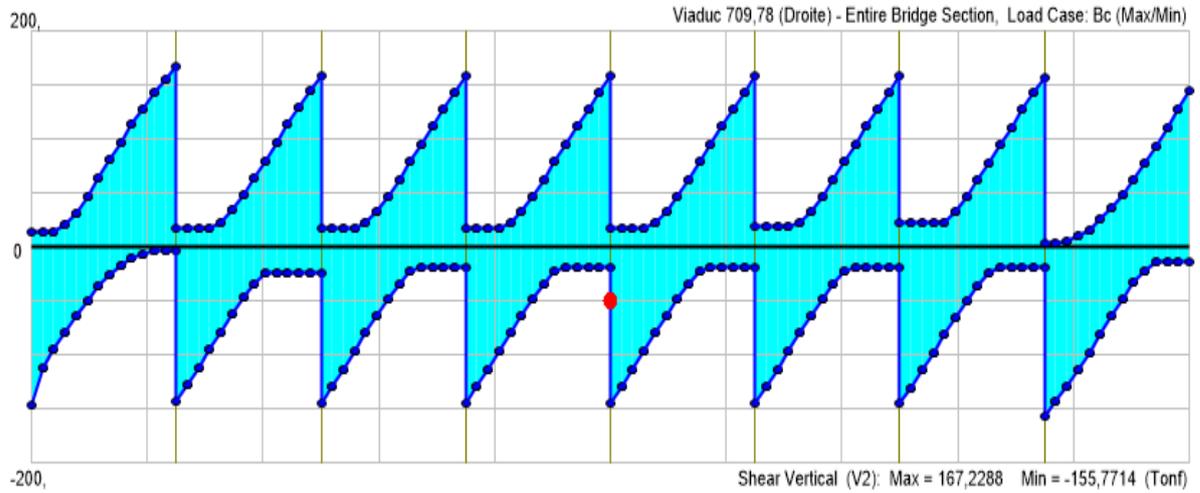


Figure V.39: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge Bc au niveau de tablier

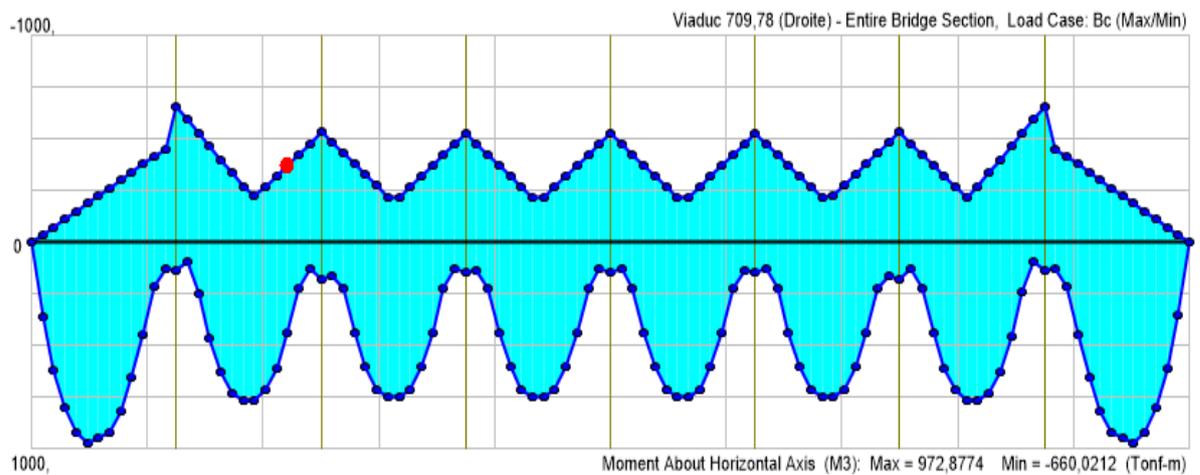


Figure V.40: Diagramme des moments fléchissant de la surcharge Bc au niveau de tablier

Etats limites ultime « ELU » :

Sollicitations engendrées par la combinaison 1 «1.35G+1.6AL») :



Figure V.41: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 1 (ELU) au niveau de tablier

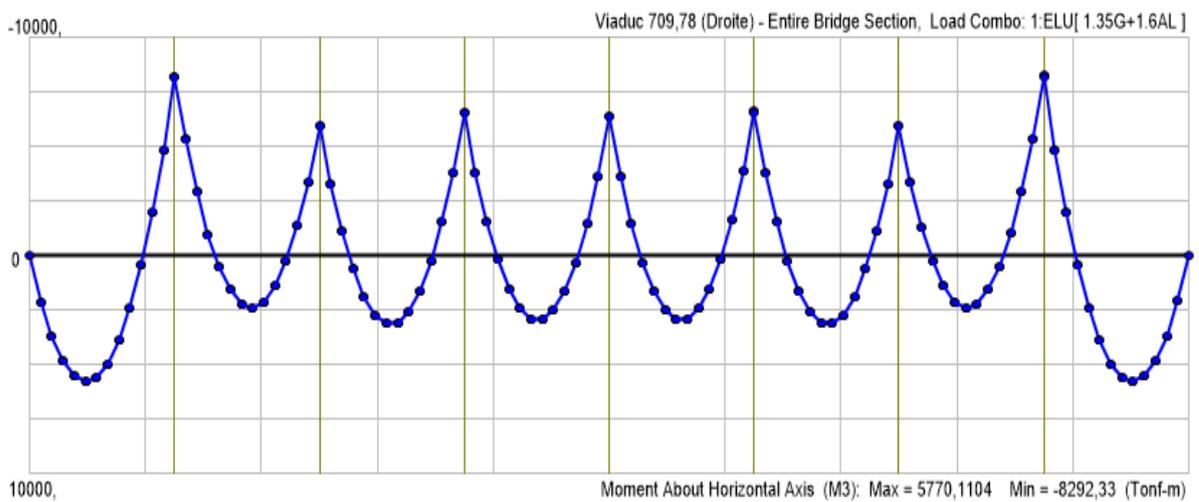


Figure V.42: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 1 (ELU) au niveau de tablier

Sollicitations engendrées par la combinaison 2 «1.35G+1.6Bc») :

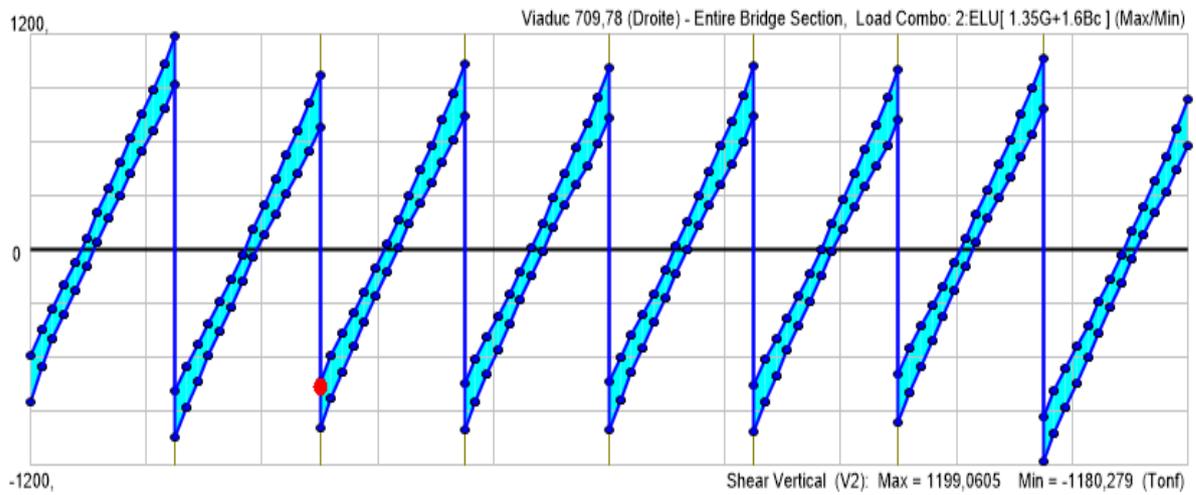


Figure V.43: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 2(ELU) au niveau de tablier

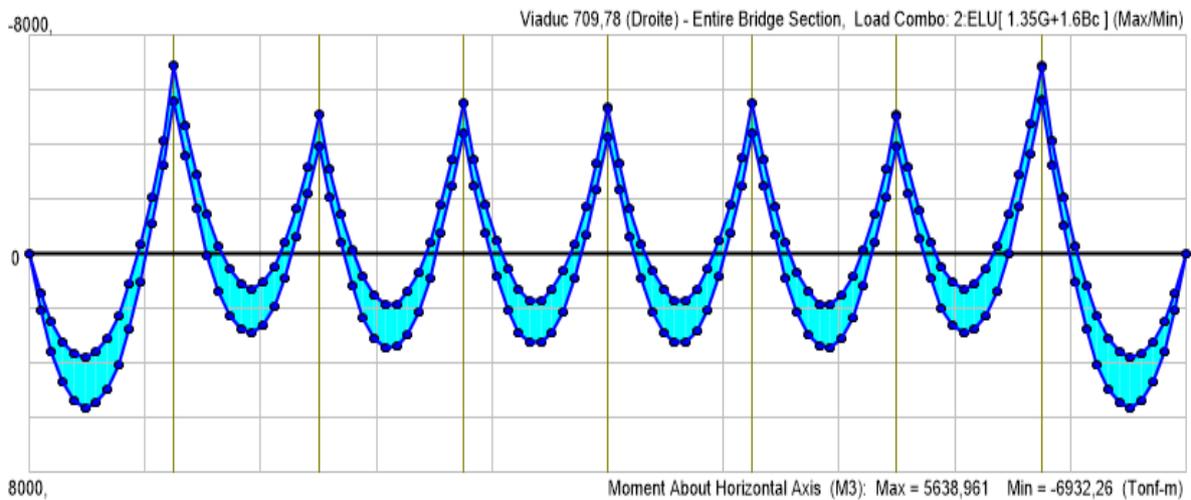


Figure V.44: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 2 (ELU) au niveau de tablier

Sollicitations engendrées par la combinaison 3 «1.35G+(1.35MC120)» :

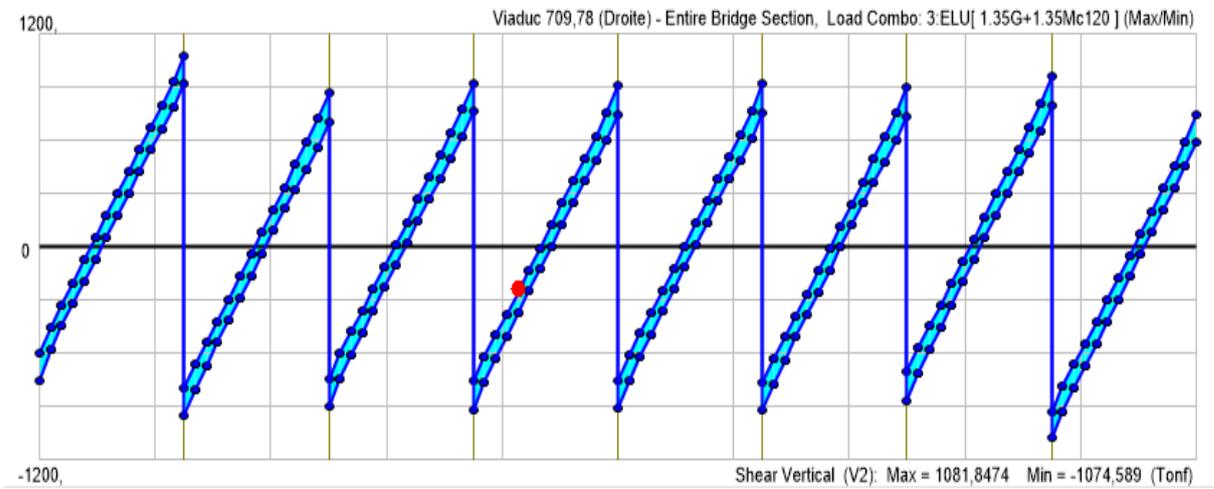


Figure V.45: Diagramme des efforts tranchant de la combinaison 3 (ELU) au niveau de tablier

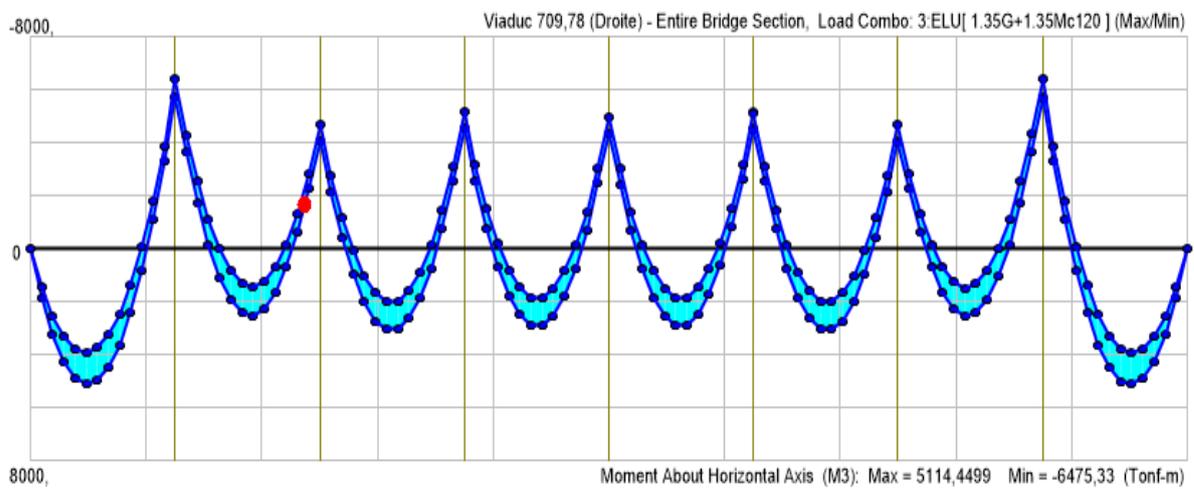


Figure V.46: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 3 (ELU) au niveau de tablier

Sollicitations engendrées par la combinaison 4 «1.35G+(1.35D240)» :



Figure V.47: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 4 (ELU) au niveau de tablier

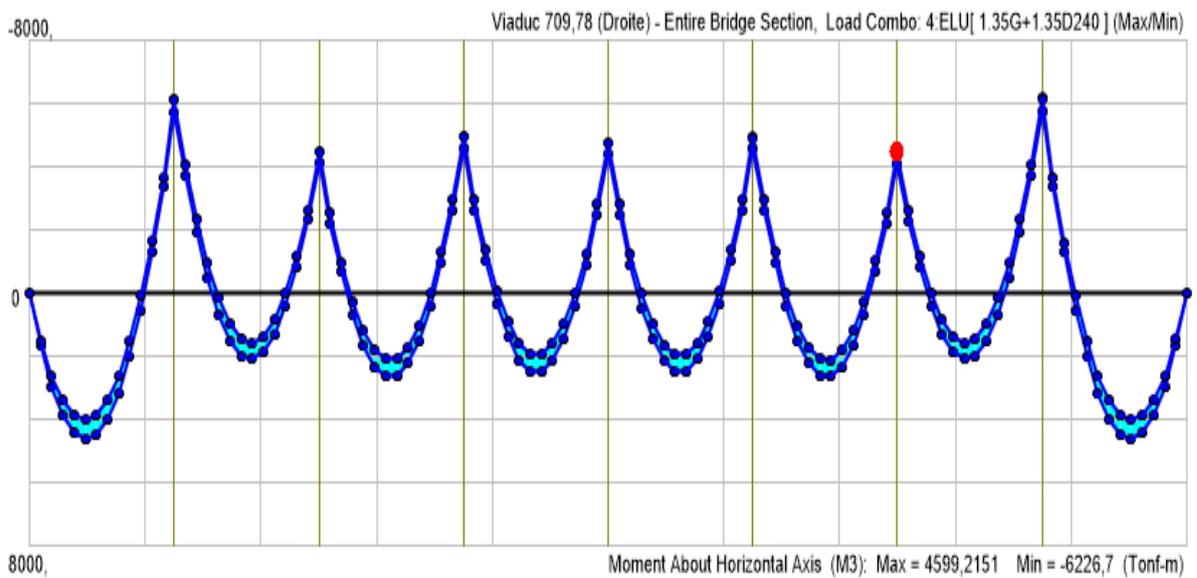


Figure V.48: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 4 (ELU) au niveau de tablier

Etats limites de service « ELS »

Sollicitations engendrées par la combinaison 1 «G +1.2AL») :

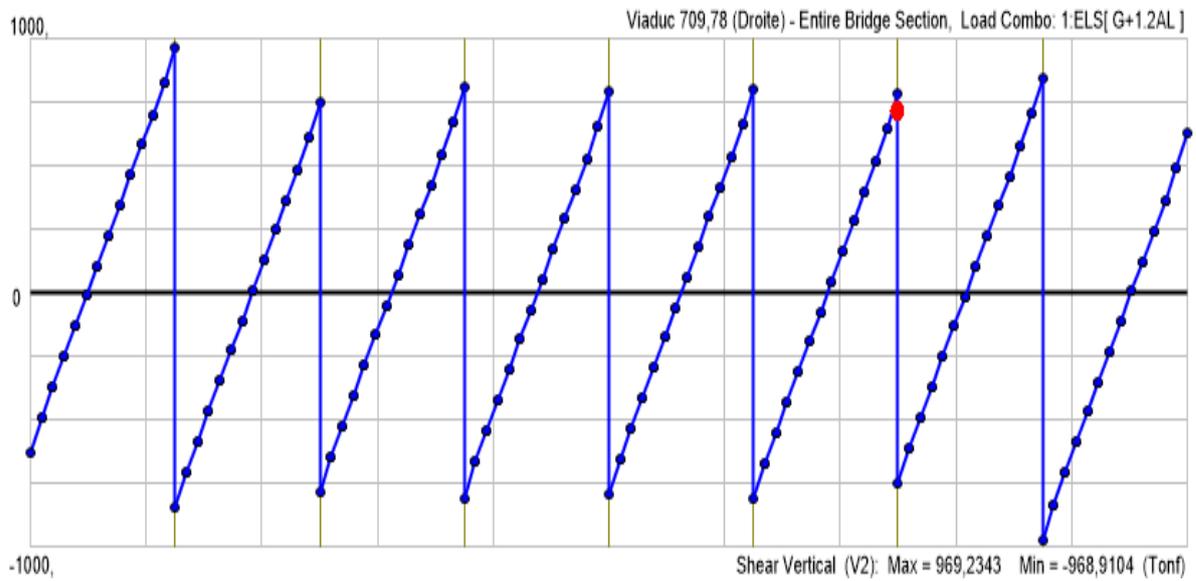


Figure V.49: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 1 (ELS) au niveau de tablier

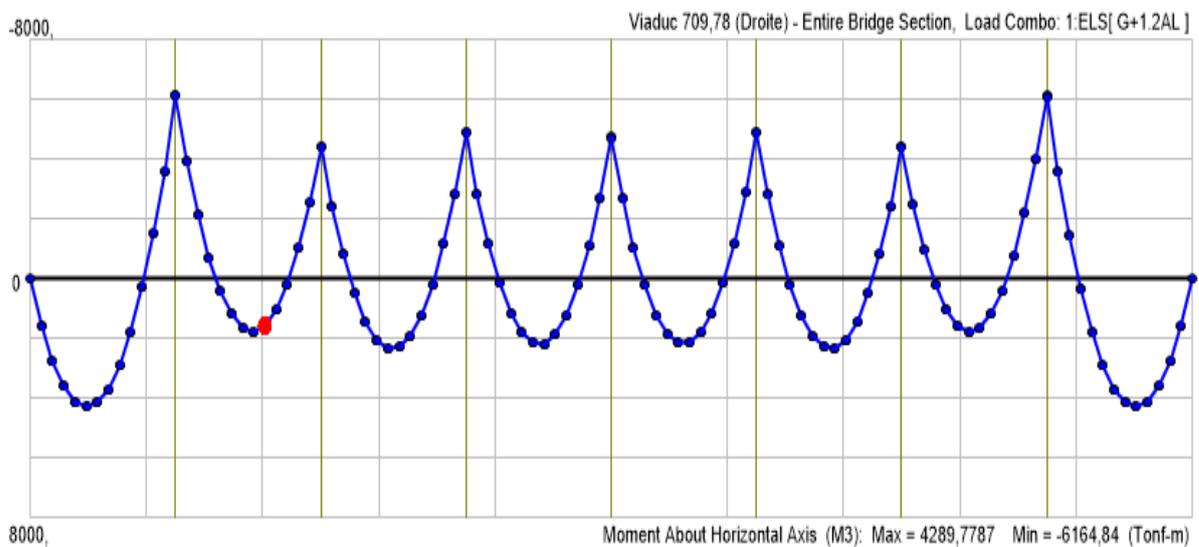


Figure V.50: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 1 (ELS) au niveau de tablier

Sollicitations engendrées par la combinaison 2 «G+1.2Bc» :

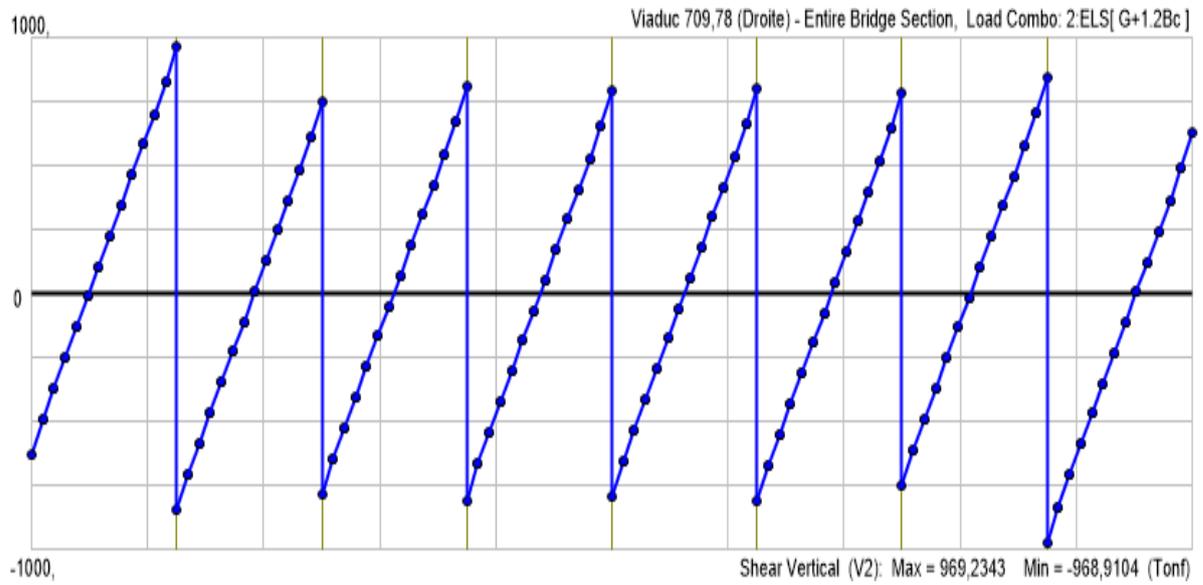


Figure V.51: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 2 (ELS) au niveau de tablier

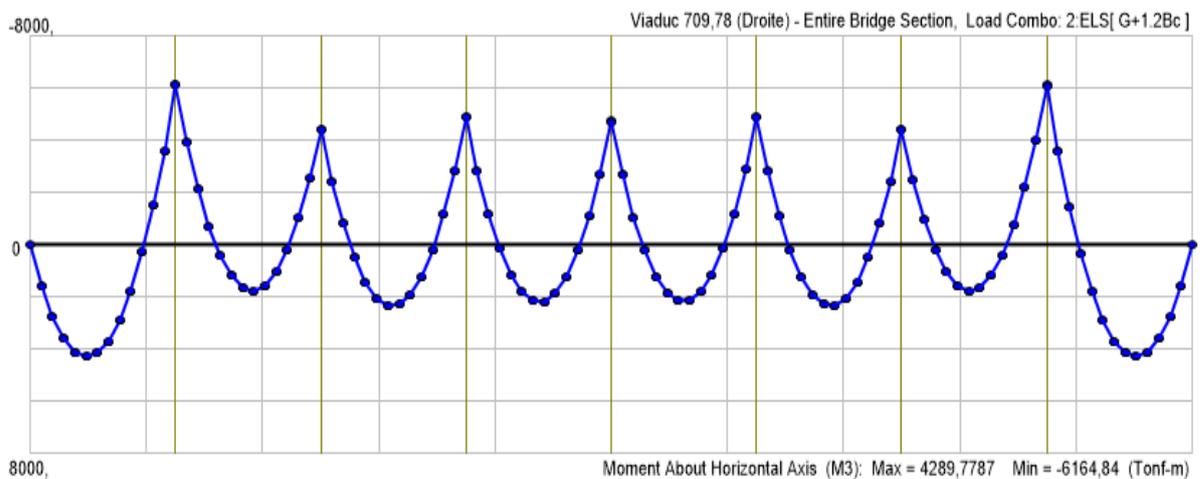


Figure V.52: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 2 (ELS) au niveau de tablier

Sollicitations engendrées par la combinaison 3 «G+MC120 » :

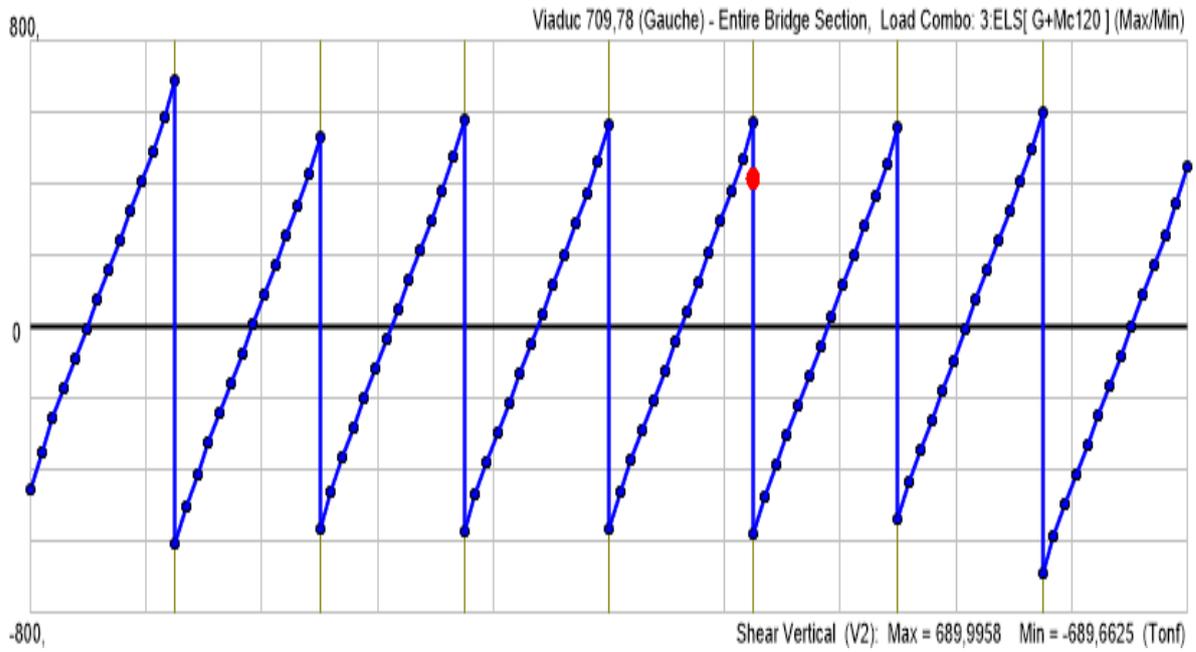


Figure V.53: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 3 (ELS) au niveau de tablier

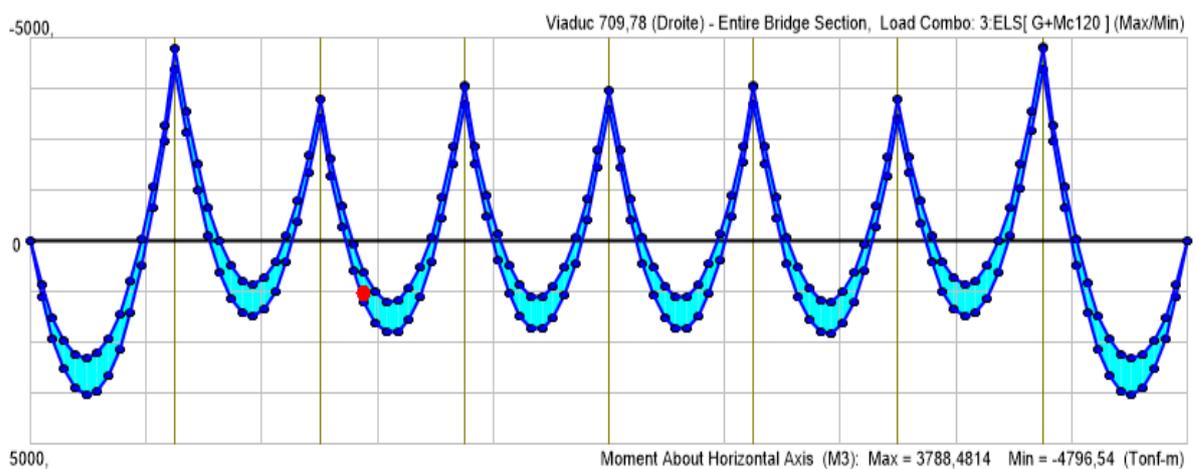


Figure V.54: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 3 (ELS) au niveau de tablier

Sollicitations engendrées par la combinaison 4 «G+D240» :

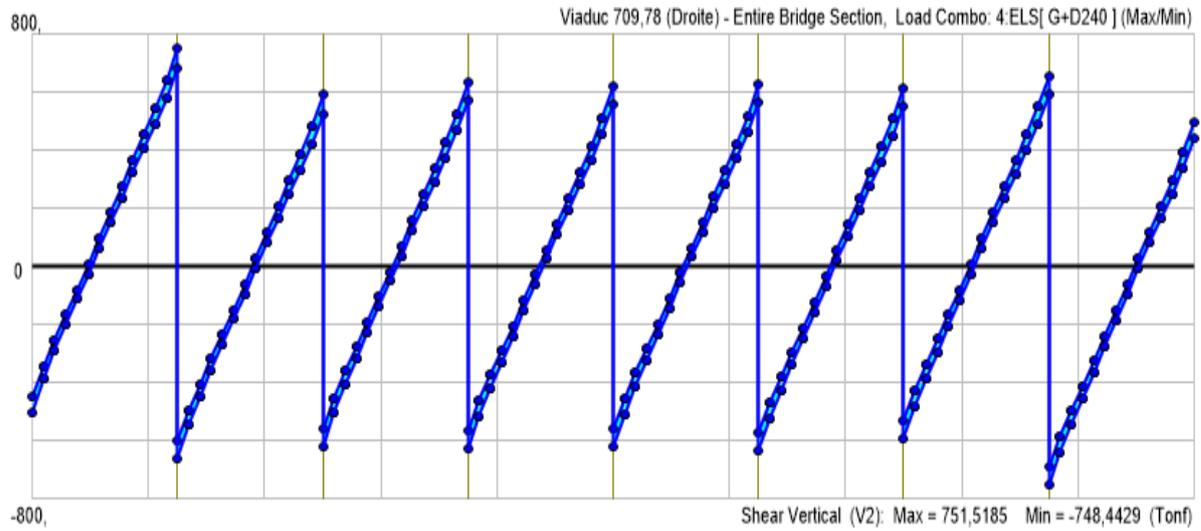


Figure V.55: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 4 (ELS) au niveau de tablier

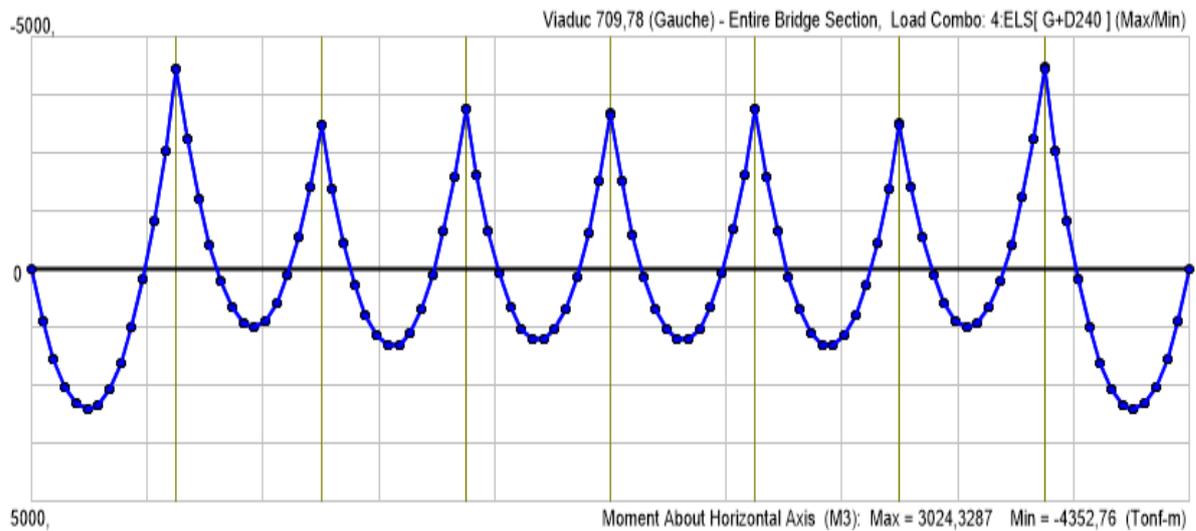


Figure V.56: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 4 (ELS) au niveau de tablier

Les résultats de l'analyse statique sont représentés comme suite :

Tableau V.1 :résultats de l'analyse statique des moments

	Numéro de la combinaison	Effort tranchant V2 (Max) (T)	Effort tranchant V2 (Min) (T)	Moment M3 (Max) (T.M)	Moment M3 (Min) (T.M)
ELU	1	1303,8123	-1303,375	5770,1104	-8292,33
ELU	2	1199,605	-1180,279	5638,961	-6932,26
ELU	3	1081,8474	-1074,589	5114,4499	-6475,33
ELU	4	1014,55	-1010,398	4599,2151	-6226,7
ELS	1	969,2343	-968,9104	4289,7787	-6164,84
ELS	2	969,2343	-968,9104	4289,7787	-6164,84
ELS	3	689,9958	-689,6625	3788,4814	-4796,54
ELS	4	751,5185	-748,4429	3024,3287	-4352,76

D'après les résultats de l'analyse statique, nous pouvons conclure que :

Les moments fléchissant dus à la combinaison d'actions ELU1 «1.35G+1.6AL» sont les plus importants.

V.4 Conclusion

La modélisation du pont objet de notre étude est une étape indispensable dans l'étude statique. Cette partie a été minutieusement contrôlée afin d'éviter toute incohérence avec le comportement du pont. Le modèle 3D en éléments finis doit se rapprocher le plus possible du comportement réel du pont. Notons que le code de calcul utilisé (CSI Bridge 2020) donne une grande souplesse et une précision remarquable. Malgré cela, un temps colossal a été consommé par cette phase de modélisation pour aboutir à un modèle optimal.

Les résultats obtenus dans cette partie seront exploités pour le calcul de la précontrainte du tablier dans le chapitre qui suit.

Chapitre VI

Etude de la précontrainte

VI.1 Introduction

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à exercer dans un matériau avant son exploitation, des contraintes opposées à celles produites par les charges extérieures qui le sollicitent. Le traitement mécanique appelé précontraint, exige généralement deux matériaux. Celui qui est précontraint et celui, qui produit la précontrainte.

Dans le cas du béton précontraint, c'est le béton qui est précontraint et ce sont les aciers à haute résistance mis en tension qui produisent la précontrainte.

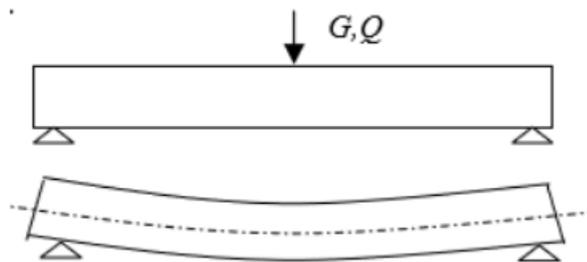
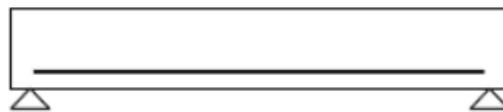


Figure VI. 1 : flexion de la poutre

La poutre subit également des contraintes de cisaillement dues aux efforts tranchants qui se produisent vers les appuis. Ces contraintes occasionnent des fissures à 45° que le béton ne peut reprendre seul. Dans ce cas de figure, deux solutions sont possibles :

Solution N°1 : L'ajout d'une quantité d'armatures capable de reprendre les efforts de traction dans le béton (Principe du béton armé).



FigureVI.2 : position des armatures ajoutées

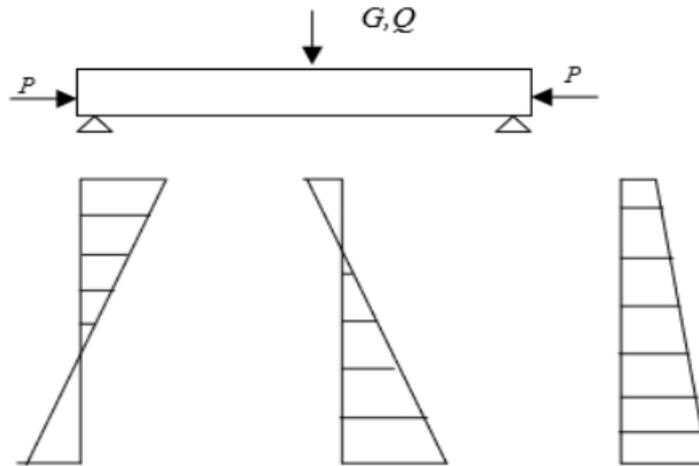
Solution N°2 : L'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux Contraintes de traction dues aux chargements (Principe du béton précontraint).



FigureVI.3 : effort de compression

VI.2 Principe de la précontrainte :

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



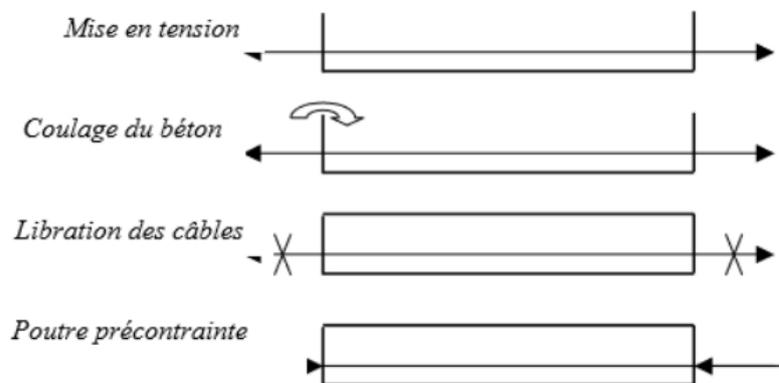
FigureVI.4: Elément précontrainte

VI.3 Mode de Précontrainte :

Pour réaliser l'opération de précontrainte, il existe deux possibilités.

VI.3.1 Précontrainte par pré-tension :

Ce procédé consiste à tendre à l'avance des câbles d'acier sur un banc de traction avant bétonnage, on vient ensuite couler le béton autour de ces armatures tendues, lorsque le béton a atteint une résistance suffisante, les armatures sont libérées de leurs ancrages. Comme les aciers actifs ne sont pas libres de revenir à leurs longueurs initiales, l'effort se reporte au béton par adhérence ce qui produit le précontraint.



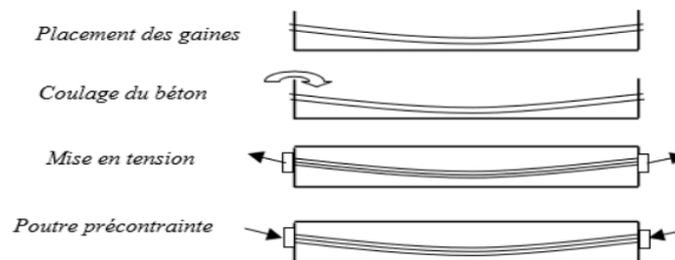
FigureVI.5: les étapes de pré-tension

VI.3.2 Précontrainte par post-tension :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer (Figure 6.5). Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

VI.3.3 Etapes générales de réalisation :

- Placement des Gains dans le coffrage.
- Coulage du béton.
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.



FigureVI.6: Les étapes de post-tension

La mise en tension peut être faite en tendant l'acier aux deux extrémités de la pièce (actif - actif) ou en tendant une seule extrémité uniquement (actif - passif)

VI.4 Le calcul de précontrainte :

Le B.P.E.L définit deux forces de précontrainte P1 et P2 selon que la section est sous critique (cas où le fuseau de passage est strictement situé hors la zone d'enrobage) ou sur critique (cas où le fuseau de passage a une des sens frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur prise est le maximum « P sous » et « P sur ».

VI.4.1 Section sous critique :

$$P \text{ pour : } \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{s}{h} \sigma_{ti} \cdot V + \sigma_{ts} \cdot V$$

Avec :

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = (MG + MQ) - MG = MQ$$

M max : moment du a la charge permanente plus surcharge

M min : MG : moment du a la charge permanente

MQ : moment du a la surcharge.

h : Hauteur de la poutre.

ρ : Rendement géométrique.

S : section de la poutre.

σ_{ti} : Contrainte admissible en traction sur la fibre inferieur.

σ_{ts} : Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.

Les contraintes admissibles :

$$\sigma_{cs} = 0.6 \cdot f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ci} = 0.5 \cdot f_{c28} = 17.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ti} = -f_{t28} = (0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}) = -2.7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ts} = -1.5 f_{t28} = -4.05 \text{ Mpa}$$

La section la plus sollicitée est la section médiane (poutre+dalle)

Les valeurs des moments sous la combinaison E.L.S sont :

$$M_{\max} = 824.3 \text{ T.m} = 8.243 \text{ MN.m}$$

$$M_{\min} = 398.6 \text{ T.m} = 3.986 \text{ MN.m}$$

$$\text{Alors } \Delta M = 425.7 \text{ T.m} = 4.257 \text{ MN.m}$$

$$P_{\text{sous}} = (4.257) / (0.53(1.8)) + 0.66 / 1.8 \left((-2.7)(0.77) + (-4.05)(1.03) \right)$$

$$P_{\text{sous}} = 2.172 \text{ MN}$$

VI.4.2 Section sur critique :

$$P_{\text{sur}} = (M_{\max} + \rho \cdot s \cdot v \cdot \sigma_{ti}) / (\rho \cdot v + (v' - d'))$$

Avec :

d' : la distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inferieur.

$$d' = Ht - 0.9Ht = 1.8 - 0.9 \times 1.8 = 0.18 \text{ m}$$

$$P_{\text{sur}} = (8.243 + (0.49)(1.089)(0.66)(-2.7)) / ((0.50)(0.66) + (1.36 - 0.18))$$

$$P_{\text{sur}} = 4.82 \text{ MN}$$

$$P = \max(P_{\text{sous}}, P_{\text{sur}})$$

$$P = 4.82 \text{ MN (donc la section est sur-critique)}$$

L'excentricité « e » :

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

$$e = -(1.03 - 0.18) = -0.85\text{m}$$

$$e = -0.85\text{m}$$

VI.4.3 Détermination du nombre de câbles :

On fixe a priori l'intensité des pertes (Δp) à 25% de la tension initiale P_0 . En tenant compte de ces pertes, la valeur de la précontrainte sera de :

$$P_0 = p / (0.98 - 1.2(\Delta p / (p_0)))$$

$$P_0 = 4.82 / (0.98 - 1.2(0.25))$$

$$P_0 = 7.08 \text{ MN}$$

Nombre de câbles:

$$n = P_0 / p$$

Avec :

P : précontrainte développée pour un câble

$$P = \sigma_{p0} \times A_p$$

Avec :

σ_{p0} : contrainte à l'origine

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

f_{prg} : contrainte garantie à la ruine

f_{peg} : contrainte garantie élastique

on prend 9T15 a TBR (très basse relaxation)

f_{prg} 1860 Mpa

f_{peg} : 1660 Mpa

A_p : 1251 mm²

$$\sigma_{p0} : \min(1488 ; 1494) = 1488$$

$$\sigma_p = 1488 \times 1251 \times 10^{-6}$$

$$P = 1.9 \text{ mn}$$

$$n = 7.08/1.9 = 3.94$$

Alors :

$$n = 4 \text{ câbles}$$

La valeur de la précontrainte réelle :

$$P_0 = n \times P = 4 \times 1.9 = 7.6 \text{ MN}$$

Précontrainte $P_{\max} = P_{\text{sur}}(\text{MN})$	Excentricité	Nombre de câbles	Précontrainte initiale $P_0(\text{MN})$
4.82	-0.85m	4 câbles 9T15	7.6

Tableau VI.1: récapitulation des résultats de précontrainte

VI.4.4 La mise en tension (a court terme) :

$$P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P$$

$$P_2 = 1.02 (7.6) - 0.8 (0.25 \times 7.6)$$

$$P_1 = 6.23 \text{ Mn}$$

Fibre supérieur $\sigma_s \geq \sigma_{ts}$

Donc il faut vérifier que :

Fibre inférieur $\sigma_i \leq \sigma_{ci}$

Sachant que :

$$\sigma_{ci} = 17.5 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{ts} = -4.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = (M_{\min.v})/I + P_1 (1/B + (e_0.v)/I)$$

$$\sigma_s = (3.986 \times 0.66)/0.4811 + 6.23 (1/1.089 + (-0.85 \times 0.66)/0.4811)$$

$$\sigma_s = 4.98 \text{ Mpa} > \sigma_{ts} = -4.05 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

$$\sigma_i = (M_{\min.v'})/I + P_1 (1/B + (e_0.v')/I)$$

$$\sigma_i = (3.986 \times 1.36)/0.4811 + 6.23 (1/1.089 + (-0.85 \times 1.36)/0.4811)$$

$$\sigma_i = 2.01 \text{ Mpa} < \sigma_{ci} = 17.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

En exploitation à long terme :

La vérification est faite à 28 jours

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2 \Delta P$$

$$P_2 = 0.98(7.6) - 1.2(0.25 \times 7.6)$$

$$P_2 = 5.16 \text{ MN}$$

On a: $M_{\max} = 8.243 \text{ MN.m}$

Fibre supérieur : $\sigma_1 \leq \sigma_{cs} = 0.6 f_{c28} = 21 \text{ Mpa}$

Donc il faut vérifier que :

$$\text{Fibre inférieure : } \sigma_s \geq \sigma_{ti} = -f_{t28} = -2.7 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = (M_{\max} \cdot v')/I + p_2 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot v'}{I} \right)$$

$$\sigma_i = (8.243 \times 1.22)/0.6357 + 5.16 \left(\frac{1}{1.61} + \frac{-0.85 \times 1.22}{0.6357} \right)$$

$$\sigma_i = 10.60 < \sigma_{ci} = 21 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

$$\sigma_s = (M_{\max} \cdot v)/I + p_2 \left(\frac{1}{B} + \frac{e_0 \cdot v}{I} \right)$$

$$\sigma_s = (8.243 \times 0.82)/0.6357 + 5.16 \left(\frac{1}{1.61} + \frac{-0.85 \times 0.82}{0.6357} \right)$$

$$\sigma_s = 8.180 \geq \sigma_{ti} = -2.7 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Donc les conditions sont vérifiées.

Câble03: $x=-0.18 \rightarrow y=0.12 \rightarrow b=0.12$
 $y=0.00195x^2+0.12$
 $x=17.95 \rightarrow y=0.74 \rightarrow a=0.00192$

Câble04: $x=0.16 \rightarrow y=0.12 \rightarrow b=0.12$
 $y=0.00068x^2+0.12$

$x=17.95 \rightarrow y=0.34 \rightarrow a=0.00068$

	0	1/8=4.52	1/4=9.025	3/8=13.56	1/2=18.05
Câble01	0,24	0,327	0,590	1,03	1,64
Câble02	0,12	0,203	0,435	0,872	1,452
Câble03	0,12	0,159	0,278	0,478	0,755
Câble04	0,12	0,133	0,175	0,245	0.341

Tableau VI. 2: les cordonnées de tracé des câbles/fibre inférieur.

VI.6 Calcul des pertes de précontraintes par post-tension :

On appelle post de précontrainte toute différence entre la force de précontrainte exercée par le vérin lors de sa mise en tension des câbles et de la force réelle de précontrainte qui règnera dans l'ouvrage. Cependant, le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte.

On distingue deux types de pertes :

- Pertes instantanées
- Pertes différées.

VI.6.1 Pertes instantanées :

Frottement de câbles « $\Delta \sigma_{fr}$ » :

Ces pertes sont provoquées par le frottement de l'acier de câbles sur leurs gaines lors de la mise en tension.

$$\Delta \sigma_{fr} = \sigma_p(x)$$

Avec:

f : coefficient de frottement de la section des câbles par rapport à la gaine.

\int : coefficient d'imperfection de la section des câbles

α : angle de déviation du câble

x:le point de calcul de la tension

Remarque:

Le calcul des pertes se feront pour le câble moyen:**câble2**.

$y=0.00409x^2+0.12$ (équation du 2eme câble)

$\alpha=y'=0.00818x$

D'après le B.P.E.L: $f=0.18$; $f=0.002$

X(m)	0	9.025	18.05	27.075	36.1
Y(m)	0.12	1.453	1.437	3.118	5.450
α (m)	0	0.73	0.147	0.221	0.295

Tableau VI.3:Valeurs numérique des coefficients y'et α '

$$\Delta\sigma(x) = 1488 e (-0.18\alpha - 0.002x)$$

X(m)	0	9.025	18.05	27.075	36.1
$\sigma_p(x)$	1488	1442.3	1397.76	1354.59	1312.76
$\Delta\sigma_{fr}$	0	45.7	90.24	133.41	175.24

Tableau VI.4 :les pertes due sa frottement

Pertes due au recul a l'ancrage :

Ces pertes correspondent a un glissement des toron sou fils dans les clavettes, et les clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détention vérin et du blocage des clavettes.

Si $d \leq L/2$ il faut tirer le câble par les deux extrémités Si $d > L/2$ il faut tirer le câble par une seule extrémité. La distance de glissement « d »

$$d \leq \sqrt{((g \cdot E_p \cdot L) / (\sigma_{P0}(0) - \sigma_P((3L)/4)))}$$

Avec :

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

E_p : module d'élasticité de l'acier $E_p = 1.9 \times 10^5$ Mpa

$g \times E_p : 0.006 \times 1.9 \times 10^5 = 1140$ Mn/m

- Pour $x = 9.025$ m

$$\text{Aire 1} = (1488 - 1442.3) \times 9.025 \times 2 / 2 = 412.44 < 1140 \text{ MN.m}$$

- Pour $x = 18.05$ m

$$\text{Aire 2} = ((1488 - 1397.76) \times 18.05 \times 2) / 2 = 1628.83 > 1140 \text{ MN.m}$$

- Pour $x = 27.075$ m

$$\text{Aire 3} = ((1488 - 1354.59) \times 27.075 \times 2) / 2 = 3612.07 > 1140 \text{ Mn.m}$$

Donc : $9.025 < d < 18.05$

Alors : $d = 17.56 < L/2$ il faut tirer le câble par les deux extrémités.

$$\Delta\sigma_g(x) = \sigma_p(x) - \Delta\sigma_f(x) - \sigma_{pog}$$

$$\Delta\sigma_{pog} = \sigma_{po} - (2 \cdot g \cdot EP) / d = 1488 - 2 \times 1140 / 17.56 = 1358.15 \text{ Mpa}$$

X(m)	0	9.025	18.05	27.075	36.1
$\Delta\sigma(\text{Mpa})$	129.85	84.45	39.61	0	0

Tableau VI.5 : Les pertes dues au glissement

Raccourcissement élastique « $\Delta\sigma_{el}$ » :

Ces pertes dues au non simultanété de mise en tension des câbles

$$\Delta\sigma_{el} = (N-1)/2N \cdot EP/E_{ij} \cdot \sigma_b(x)$$

Avec :

N : nombre des câbles (N=4).

$\sigma_b(x)$: contrainte normal du béton.

E_{ij} : module d'élasticité instantanée du béton.

σ_b : contrainte moyen du béton au niveau du câble a la mise en tension.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_c} = 11000 \cdot \sqrt[3]{35} = 35981.73 \text{ Mpa.}$$

$$\Delta\sigma_{el} = (4-1)/2 \times 4 \cdot (1.9 \times 10^5) / 35981.73 \cdot \sigma_b(x) = 1.98 \cdot \sigma_b(x)$$

$$\sigma_b = P/Br + P \cdot xEP/In - Mg \cdot xEP/In$$

Cette formule a été établie avec l'hypothèse d'égalité de déformation du béton et des câbles, ce qui suppose qu'il y a adhérence parfaite entre le câble et le béton.

$$\text{Pour } x = 18.05 \text{ m } \Delta\sigma_{fr} = 90.24 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_g = 39.61 \text{ Mpa}$$

On calcul la précontrainte a partir de la section des câbles :

$$P = A_p(\sigma_{po} - \sigma_{pi})$$

$$P = A_p(\sigma_{po} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_g - \Delta\sigma_{el})$$

$$P = 4 \times 1251 \times 10^{-6} (1488 - 90.24 - 39.61 - 1.98 \sigma_p)$$

$$P = 6.796 - 0.0099 \sigma_p \text{ Mpa}$$

- La détermination de l'excentricité « ep »

X(m)	B(m ²)	V'(m)	V(m)	I(m ⁴)	ep(m)
0	1.18	0.9702	0.8308	0.34578	0.466
9.025	0.66	0.961	0.839	0.281248	0.512
18.05	0.66	0.961	0.839	0.281248	0.841
27.075	0.66	0.961	0.839	0.281248	0.512
36.1	1.18	0.9702	0.8308	0.34578	0.466

Tableau VI.6: Les caractéristiques géométrique nettes des sections

$$M_g = g(x)^2/8$$

$$M_g = (0.66 \times 25 \times (36.1)^2 \times 10)/8$$

$$M_g = 2.68 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_b = (6.796 - 0.0099 \sigma_p)/0.66 + (6.796 - 0.0099 \sigma_b) \times ((0.841)^2)/0.2812 - 2.68 \times ((0.841))/0.2812$$

$$\sigma_b = 18.6209 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_e = 36.86 \text{ Mpa}$$

De la même façon on calcul les pertes dues au raccourcissement élastique des autre Sections.

X(m)	0	9.025	18.05	27.075	36.1
$\Delta\sigma_e$	9.96	22.70	36.86	22.70	9.96

Tableau VI.7 : pertes due au raccourcissement instantané du béton

X(m)	0	9.025	18.05	27.075	36.1
$\Delta\sigma_f$ (Mpa)	1.18	0.9702	0.8308	0.34578	0.466
$\Delta\sigma_g$ (Mpa)	0.66	0.961	0.839	0.281248	0.512
$\Delta\sigma_e$	0.66	0.961	0.839	0.281248	0.841
ϵ_{pi}	0.66	0.961	0.839	0.281248	0.512

Tableau VI.8 : Récapitulatif des pertes instantanées.**VI.6.2 Pertes différées :**

Elles résultent des déformations ou des contraintes appliquées aux matériaux Constitutifs, elles se produisent pendant un certain temps de la vie de l'ouvrage et se Produisent simultanément.

Le B.P.E.L a rendu le principe de ces études séparément et de tenir compte de Cette simultanéité par une valeur forfaitaire.

Pertes due au retrait du béton :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps due a Une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton.

La perte totale par retrait s'exprime :

$$\Delta\sigma_{ret} = E_p \epsilon_r(1-r(t_0))$$

$$r(t_0) = t_0/(t_0+9r_m)$$

Avec :

$$r_m = B/U = (\text{air de la section nette})/(\text{primétre de la section})$$

t_0 : jour de la mise en tension.

ϵ_r : 2.5×10^{-4} étant le retrait total du béton.

E_p : 1.9×10^5 Mpa.

r_m : rayon moyen .

A 28jours

- Section médiane

$$r_m = 0.66/6.52 = 0.1011 \text{ m} = 10.11 \text{ cm} \quad r(28) = 28/(28+9(10.11)) = 0.23$$

$$\text{donc : } \Delta\sigma_{\text{ret}} = 2,5 \times 10^{-4}(1-0.23) \cdot 1,9 \cdot 10^5$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 38.5 \text{ Mpa}$$

- Section d'about

$$r_m = 1.18/(6.36) = 0.1855 \text{ m} = 18.55 \text{ cm}$$

$$r(28) = 28/(28+9(18.55)) = 0.14$$

$$\text{Donc } \Delta\sigma_{\text{ret}} = 2,5 \times 10^{-4}(1-0.14) \times 1,9 \times 10^5$$

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = 43 \text{ Mpa}$$

- Pertes dues a la relaxation des aciers :

$$\Delta\sigma_{\text{re}} = G \rho_{1000}/100 ((\sigma_{\text{pi}}(x))/f_{\text{prg}} - \mu_0) \sigma_{\text{pi}}(x)$$

Avec :

ρ_{1000} : coefficient de relaxation a 1000h ($\rho_{1000} = 2.5$)

f_{prg} : contrainte limite garantie a la rupture ($f_{\text{prg}} = 1860 \text{ Mpa}$)

μ_0 : coefficient pris 0.43 pour les armatures a TBR (très basse relaxation)

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

Pour $x = L/2 = 18.05 \text{ m}$

$$\sigma_{\text{pi}}(18.05) = (1488 - 166.71) = 1321.29$$

$$\Delta\sigma_{\text{re}} = 6 \times 2.5/100(1321.29/1860 - 0.43)1321.29 = 55.56 \text{ Mpa}$$

X(m)	0	9.025	18.05	27.075	36.1
$\sigma_{\text{re}}(\text{Mpa})$	59.99	57.49	55.56	57.15	53.28

Tableau VI.9 : pertes dues a la relaxation des aciers

Pertes due au fluage « $\Delta\sigma f$ » :

Le béton est maintenu sous une charge fixe indéfiniment appliquées, sa déformabilité n'est pas constante, mais elle augmente lentement et d'une façon continue avec le temps, c'est le phénomène de fluage.

X(m)	B(m ²)	V'(m)	V(m)	I(m ⁴)	ep(m)
0	1.6	1.22	0.79	0.541	0.217
9.025	1.08	1.33	0.68	0.499	0.881
18.05	1.08	1.33	0.68	0.499	1.21
27.075	1.08	1.33	0.68	0.499	0.881
36.1	1.6	1.22	0.79	0.541	0.217

Tableau VI.10: Les caractéristiques géométriques brutes (poutre+dalles)

On utilise la donnée par le B.P.E.L

$$\Delta\sigma f l = 2.5 \sigma_b E_p / E_{ij}$$

Avec :

$$E_p / E_{ij} = 5.28$$

$$E_p = 1.9 \cdot 10^5 \quad E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.73$$

$$\Delta\sigma f l = 13.201 \sigma_b$$

$$\sigma_b = P/B + (P \cdot e_p^2) / I - (Mg \cdot e_p) / I$$

On calcul la précontrainte a partir de la section des câbles :

$$P = A_p(\sigma_{po} - \Delta\sigma)$$

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + (\Delta\sigma_r + 5/6 \Delta\sigma_{el} + \Delta\sigma_{fl})$$

$$P = A_p \cdot (\sigma_{po} - \Delta\sigma_i - (\Delta\sigma_{ret} + 5/6 \Delta\sigma_{el} + \Delta\sigma_{fl}))$$

$$P = 4 \cdot 1251 \cdot 10^{-6} (1488 - 166.71 - (38.5 + 5/6(35.56) + 13.201 \sigma_b))$$

$$P = 6.18 - 0.066 \sigma_b \text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma_b = 13.85 \text{Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 182.88 \text{Mpa}$$

X(m)	0	9.025	18.05	27.075	36.1
$\Delta\sigma_{fl}$	42.99	121.86	182.88	121.86	42.99

Tableau VI.11: les pertes dues au fluage de béton

X(m)	0	9.025	18.05	27.075	36.1
$\Delta\sigma_{ret}$ (Mpa)	43	38.5	38.5	38.5	43
$\Delta\sigma_{re}$ (Mpa)	59.99	57.41	55.56	57.15	53.28
$\Delta\sigma_{fu}$ (Mpa)	42.99	121.86	182.88	121.86	42.99
ϵ_{pd}	145.98	217.85	276.94	217.51	139.27

Tableau VI.12: Récapitulatif des pertes différées

X(m)	0	9.025	18.05	27.075	36.1
Pertes Instantanées Total	136.81	152.55	166.71	156.11	182.2
Pertes Différée Total	145.98	217.85	276.94	217.51	139.27
Perte total	282.79	370.4	443.65	373.62	321.47
% des pertes	19	24.89	29.81	25.10	21.60

Tableau VI.13: Pourcentage des pertes total

On remarque que le pourcentage des pertes est environ 25%

Donc la condition est vérifiée.

VI.7 Vérification de la flexion ami-travée :

VI.7.1 Calcul au ELS :

La vérification est effectuée à mi travée point critique en flexion on vérifiera que les contraintes rentent dans le domaine des contraintes admissibles suivantes :

- Phase 1 : A la mise en tension en considèrent la poutre seule avec une Précontrainte a 50% le B.P.E.L donne $P_{\max} = 1.02 p_0 - 0.8\Delta p_i$

- Phase 2 : ça commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure. Dans cette phase on considère les pertes instantanées et différées.

- **A la mise en tension :**

X(m)	B(m ²)	V'(m)	V(m)	I(m ⁴)	ep(m)
0	1.18	0.9702	0.8308	0.34578	0.466
9.025	0.66	0.961	0.839	0.281248	0.512
18.05	0.66	0.961	0.839	0.281248	0.841
27.075	0.66	0.961	0.839	0.281248	0.512
36.1	1.18	0.9702	0.8308	0.34578	0.466

Tableau VI.14: Les caractéristiques géométriques nettes pour différente sections.

Il faut vérifier que :

$$P1/B - (P1.eo.v)/I - (Mmin.v)/I \geq \sigma_{ts} = -4.05 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Fibre supérieur}$$

$$P1/B + (P1.eo.v)/I - (Mmin.v)/I \leq \sigma_{ci} = 21 \text{ Mpa} \dots\dots \dots \text{Fibre inférieur}$$

Avec :

$P1 = 0.5 (1.02 P_0 - 0.8\Delta p_i) \dots\dots$ a la mise en tension on considère 50% de Précontrainte.

$P_0 = 7.6 \text{ mn}$ (la valeur de la précontrainte réelle)

$$\Delta p_i = \Delta \sigma_i / \sigma_{p0} \cdot P_0$$

X(m)	0	9.025	18.05	27.075	36.1
$\Delta\sigma$	136.81	152.55	166.71	156.11	182.2
ΔP_i (Mpa)	0.698	0.779	0.851	0.797	0.930
P_1 (MN)	3.59	3.56	3.53	3.55	3.50
M_{min} (MNm)	0	0.95	2.3	0.95	0
σ_s (Mpa)	0.979	2.79	3.38	2.70	0.979
σ_i (Mpa)	7.70	8.30	8.71	8.31	7.70

Tableau VI. 15: Détermination des contraintes

Alors les conditions sont vérifiées :

- **En service**

X(m)	B(m ²)	V'(m)	V(m)	I(m ⁴)	ep(m)
0	1.6	1.22	0.79	0.541	0.217
9.025	1.08	1.33	0.68	0.499	0.881
18.05	1.08	1.33	0.68	0.499	0.21
27.075	1.08	1.33	0.68	0.499	0.881
36.1	1.6	1.22	0.79	0.541	0.217

Tableau VI.16: Les caractéristiques géométriques brutes pour section composé.

Le B.P.E.L donne $P_{min} = 0.98 P_0 - 1.2\Delta p$ et on considère les pertes instantanées et différées.

Il faut vérifier que :

$$P_2/B - (P_2 e_{o.v.})/I + (M_{min.v})/I < \sigma_{cs} = 21 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Fibre supérieur}$$

$$P_2/B + (P_2 e_{o.v.})/I - (M_{min.v}')/I > \sigma_{ti} = -2.7 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Fibre inférieur}$$

Avec : $P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta p$ (P_0 : la précontrainte réelle = 7.6 %MN)

$$\Delta p_i = \Delta \sigma_i / \sigma_{p0} \cdot P_0$$

X(m)	0	9.025	18.05	27.075	36.1
$\Delta\sigma$	282.79	370.4	443.65	373.62	321.47
ΔP_i (Mpa)	1.44	1.89	2.26	1.9	1.64
P_2 (MN)	5.72	5.18	4.736	5.168	5.48
Mmin(MNm)	0	3.97	5.23	3.97	0
σ_s (Mpa)	1.76	4.49	5.14	4.57	1.68
σ_i (Mpa)	3.57	6.22	5.83	6.20	3.55

Tableau VI.17:Détermination des contraintes

Les contraintes en E.L.S sont inférieures aux contraintes admissibles, donc les Sollicitations agissant restent dans le domaine de sécurité.

VI.7.2 Armatures de peau :

Le but de ces armatures est de répartir les effets de retrait différentiels et des Variations de températures. Selon le B.P.E.L on doit disposer 3 cm³/ml d'armatures dans le sens Longitudinales et 2 cm² dans le sens transversal.

Prenons : 3 Ha 12 (3.39 cm²) sens longitudinale 3 HA 10 (2.36) sens transversale.

VI.7.3 Armatures longitudinales dans la zone tendue :

$$A_t = \frac{B_t}{1000} + \frac{(N_b \cdot f_{tj})}{(f_e \cdot \sigma_{bt})}$$

Avec :

N_b : Intensité de la résultante des efforts de traction. B_t : Aire de la partie du béton tendue

f_e : limite élastique des armatures utilisées $f_e = 500$ Mpa

σ_{bt} : contrainte maximale de traction dans la section tendue.

f_{tj} : contrainte caractéristique de traction du béton a j jour.

$$\sigma_s = 5.14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = 5.83 \text{ Mpa}$$

D'après le théorème de THALIS :

$$\sigma_i/y = \sigma_s/(1,80-4)$$

$$5.83/y = 5.14/(1,80-4)$$

$$Y = 0.95 \text{ m}$$

$$B_t = 0.6 \times 0.95$$

$$B_t = 0.57 \text{ m}^2$$

$$N_{B_t} = \sigma_i \cdot B_t/2$$

$$N_{B_t} = 1.66 \text{ Mn}$$

$$A_t = 0,57/1000 + 1,66 \times 2,7 / (500 \times 58,3)$$

$$A_t = 25.91 \text{ cm}^2$$

On disposera 6 \emptyset 25 HA cm^2 nappe inférieure dans le talon

$$A = 29.454 \text{ cm}^2 \geq A_t$$

VI.8 Vérification à l'ELS:

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Pour une section homogène, le cisaillement en un point de cote « y » est donnée par la formule :

$$\tau = (V_{red} \cdot s(y)) / (I_0 \cdot b(y))$$

Avec :

V_{red} : l'effort tranchant réduit.

I_0 : le moment d'inertie total de la section / a son CDG.

$S(y)$: le moment statique / a l'axe de la poutre, situé au-dessus de l'ordonnée « y ».

- **L'effort tranchant réduite :**

L'inclinaison de câble 2 a l'abaisse entant $\alpha = 5.2^\circ$

$$V_{red} = V - P \sin \alpha$$

$$V = 1.41 \text{ MN}$$

$$P(x=0) = 5.72 \text{ MN}$$

$$V_{red} = 0.90 \text{ MN}$$

- **La section homogène d'about (Bh)**

$$B_h = B_{net} - 4 \cdot B_{acie}$$

$$Bh = 1.18 - 4 (\pi \times 0.08^2)$$

$$Bh = 1.09 \text{ m}^2$$

$$V' = 0.970 \text{ m} \quad V = 0.83 \text{ m}$$

$$S(o) = 1.57 \text{ m}^3$$

$$Bh = (0.6 - 0.08) + 5 \times 0.08$$

$$Bh = 0.91 \text{ m}$$

$$h = 1.8 - (4 \times 0.08) = 1.48 \text{ m}$$

$$\tau = 0.90 \times 1.57 / 0.72 \times 0.92$$

$$\tau = 1.96 \text{ Mpa}$$

- **Contrainte normale longitudinal:**

$$\sigma_x(y) = P/B + (p \times e_p + M) \times y/I$$

La contrainte de compression au centre de gravité du béton Vant

$$\sigma_x = \sigma_g = P/B$$

$$\sigma_x(0) = 5.72/1.18 = 4.84 \text{ Mpa}$$

- **Méthode pratique de justification:**

La vérification de la contrainte de cisaillement s'écrit :

$$\tau \leq \min(\tau^2_1 ; \tau^2_2)$$

Avec :

$$\tau^2_t = \sigma_x \sigma_t + 0.4 \times f_{tj} (f_{tj} + 2/3 (\sigma_x + \sigma_t))$$

Avec :

σ_t : contrainte normale transversale $\sigma_t = 0$

$$\tau^2_{t1} = 0.4 \times 2.7 + (2.71 + 2/3 (4.84))$$

$$\tau^2_{t1} = 4.30 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{t1} = 2.07 \text{ Mpa}$$

$$\tau^2_{t2} = 2 \times f_{tj} / f_{cj} \times (0.6 f_{cj} - \sigma_x) f_{tj}$$

$$\tau^2_{t2} = 2 \times 2.7 / 35 \times (0.6 \times 35 - 4.84) \times 2.7$$

$$\tau^2_{t2} = 6.71 \text{ Mpa}$$

$$\tau_2 = 2.59 \text{ Mpa}$$

D'où $\tau = 1.96 < \tau = 2.07 \text{ Mpa}$ (condition vérifier)

Vérification de la contrainte de la compression

$$\sigma_x < 0.4 f_{cj}$$

$$\sigma_x = 4.84 \text{ Mpa} < 0.4 f_{cj} = 14 \text{ Mpa} \quad (\text{condition vérifié})$$

VI.8.1 Calcul à E.L.U :

$$\tau_u = (V_{red} \sin \alpha) / (I_{ox} b) < f_{ej} / 4 \gamma_b$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$V_{red} = V_u \cdot \sin \alpha$$

$$V_u = 1.84 \text{ MN}$$

$$V_{red} = 1.33 \text{ MN}$$

$$\tau_u = 1.33 \times 1.55 / 0.72 \times 0.92 = 3.11 < 35 / 4 \times 1.5 = 5.83 \text{ Mpa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Ferraillage transversal:**

$$\tau_u \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot \min(\alpha, \beta_\mu)}{b \cdot s \cdot \gamma_s \cdot \sin \beta_\mu}$$

- **Armatures transversal:**

Comme il y a reprise de bétonnage nous prendrons $\beta_\mu = 45^\circ$

Donc notre cas, on a des armatures passives perpendiculaire $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_t}{s} \geq (\tau_u) \cdot \tan \beta_\mu \cdot \frac{b \cdot \gamma_s}{f_e}$$

$$\tan 2 \beta_\mu = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_x} = \frac{2(3,11)}{4,84} = 1$$

$\beta_\mu = 26.05$ selon BPEL on limite β_μ à 30°

$$\frac{A_t}{s} \geq 3.11 \times \tan 30 \times 1.15$$

On adopte le ferraillage minimum :

$$\frac{A_t}{s} \geq 0,4 \frac{b \cdot \gamma_s}{f_e}$$

- **L'écartement maximum des cadres:**

$$St < \min (0.8h ; 3b; 1m) < \min (1.44 ; 1.8 ; 1) = 1 \text{ m}$$

On prendra ici en écartement de 20 cm au droit des appuis pour attendre 1m au centre.

Chapitre VII

Infrastructure et équipements

VII.1 L'infrastructure :

VII.1.1 Introduction

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble.

Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse englobante :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

Notons que dans notre mémoire, notre étude s'est limitée au calcul du tablier, objectif fixé dès le départ par notre encadreur. Nous nous contenterons dans ce chapitre de donner un prédimensionnement aux appuis utilisés ainsi que les valeurs des efforts internes.

VII.1.2 Les piles :

Définition :

Une pile est un appui intermédiaire d'un pont, son rôle est de supporter le tablier et de reporter ses efforts au sol par l'intermédiaire de fondation. Elle se compose d'un chevêtre, d'un corps de pile, et d'une semelle liant les pieux

Choix du type de pile :

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de type caisson et les piles de type poteau.

Notre choix s'est porté sur les piles poteau (une section rectangulaire évidée) à cause de la grande hauteur des piles où l'économie sur la matière est plus forte que le coût du coffrage intérieur. Ces piles sont construites soit par la méthode des coffrages glissants, soit par la méthode des coffrages grimpants.

Les fûts ont des dimensions constantes suivant l'axe longitudinal et transversal de l'ouvrage.

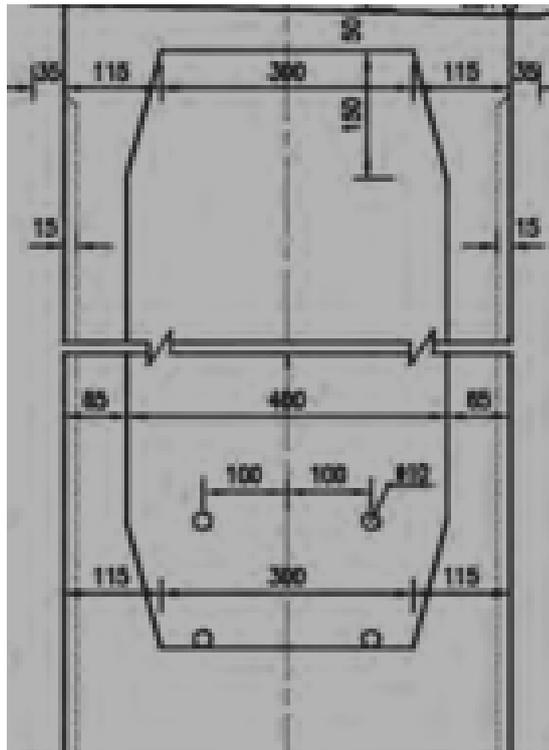


Figure VII.1: Coupe transversale de la pile.

Les Fondations :

Fonder une construction est l'une des plus anciennes activités des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol à supporter l'ouvrage, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

Les fondations superficielles (dalles, semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. Elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, il y a donc à considérer en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

Choix du type de fondation :

D'après les rapports géologique et géotechnique, le mode de fondation préconisé pour les appuis de l'ouvrage est de type profond : pieux de 14m de longueur, et de diamètre $\Phi= 1,2\text{m}$. Avec une semelle de 2m d'hauteur.

VII.1.3 Les Culées

VII.1.3.1 Introduction :

Les culées assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), elles sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

VII.1.3.2 Fonction des culées :

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

Les fonctions mécaniques

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation, donc une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

Les fonctions techniques

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- l'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- l'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

VII.1.3.3 Choix du type de culée :

Puisque notre ouvrage est en remblai des deux côtés, on a opté pour des culées remblayées.

Culée remblayée

La culée remblayée est constituée par un ensemble des murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

VII.1.3.4 Pré dimensionnement de culée :

Mur frontal :

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans des bonnes conditions, on cherchera autant que possible à centrer les descentes de charges verticales du tablier dans l'axe de mur de front. Le mur frontal a une hauteur h de 1.30m et une épaisseur de 1.60 m.

Semelle :

Elle est fonction de la rigidité, On prend $e_s = 2.00$ m. La largeur de la semelle : $L = 6.40$ m

Mur garde grève :

La hauteur du mur garde grève est :

Soit $h = 2.40$ m

L'épaisseur e est de 40 cm.

Dalle de transition :

La dalle de transition servira pour le passage du milieu élastique (route) à un

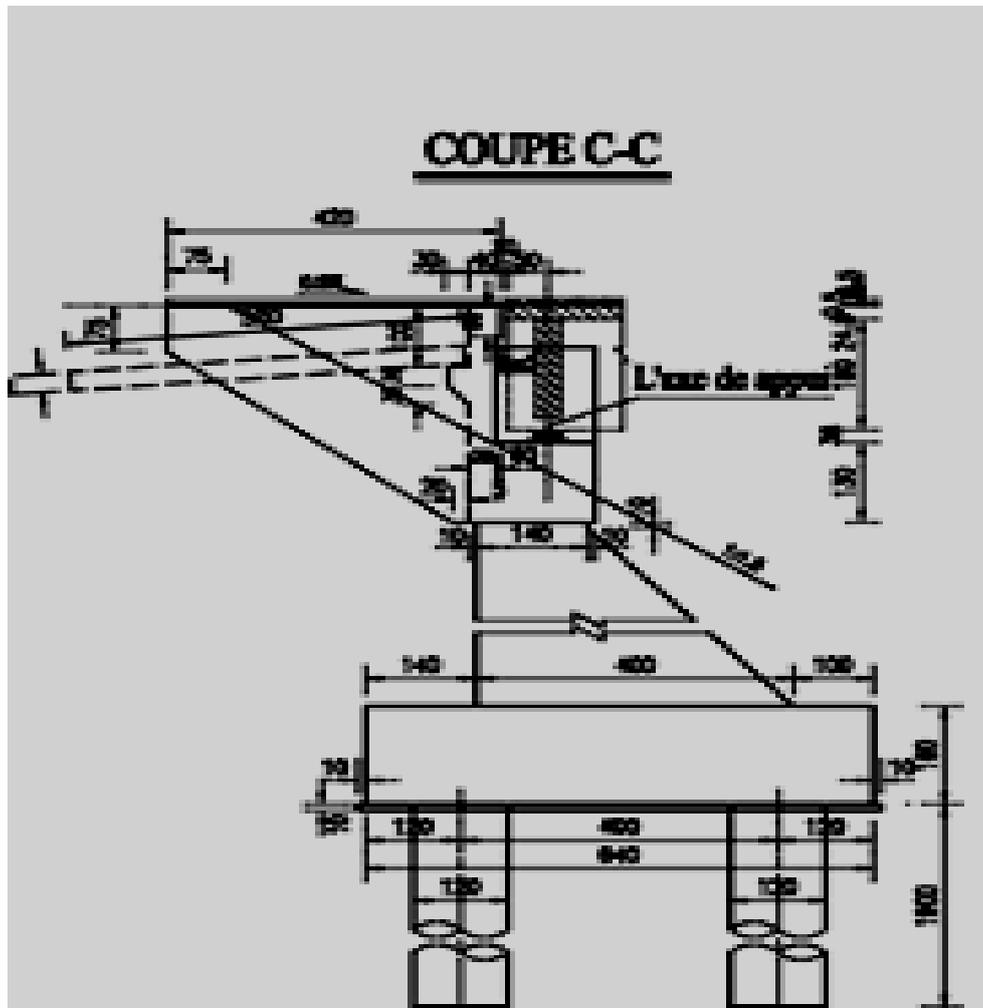
Milieu rigide (ouvrage).

La longueur de la dalle de transition se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai, généralement elle varie entre 3 et 5m. On prend $L = 5$ m Généralement elle a une épaisseur $e = 30$ cm.

La dalle de transition suit une pente de 8.908 %.

Sommier d'appui :

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est Intégré au mur frontal. Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers. La longueur du sommier $L =$ largeur du pont = 13 m. L'épaisseur du sommier $e_s = 1.25$ cm.



FigureVII.2:Detaille de la culée remblayée.

VII.2 Equipement du pont :

VII.2.1 Introduction :

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la survie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

VII.2.2 Joint de chaussée :

VII.2.2.1 Définition :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties d'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers. Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 Véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules. -Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

Confort et esthétique :

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.
- Absence de bruits et vibrations.

Résistance :

- Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant du bon Comportement sous une circulation sous cesse croissante.

Etanche :

- En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage et aussi à une bonne évacuation des eaux.

Fiable :

- La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

VII.2.2.2 Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle de ces derniers. Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

VII.2.2.3 Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de Chaussée un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times \text{tga}$

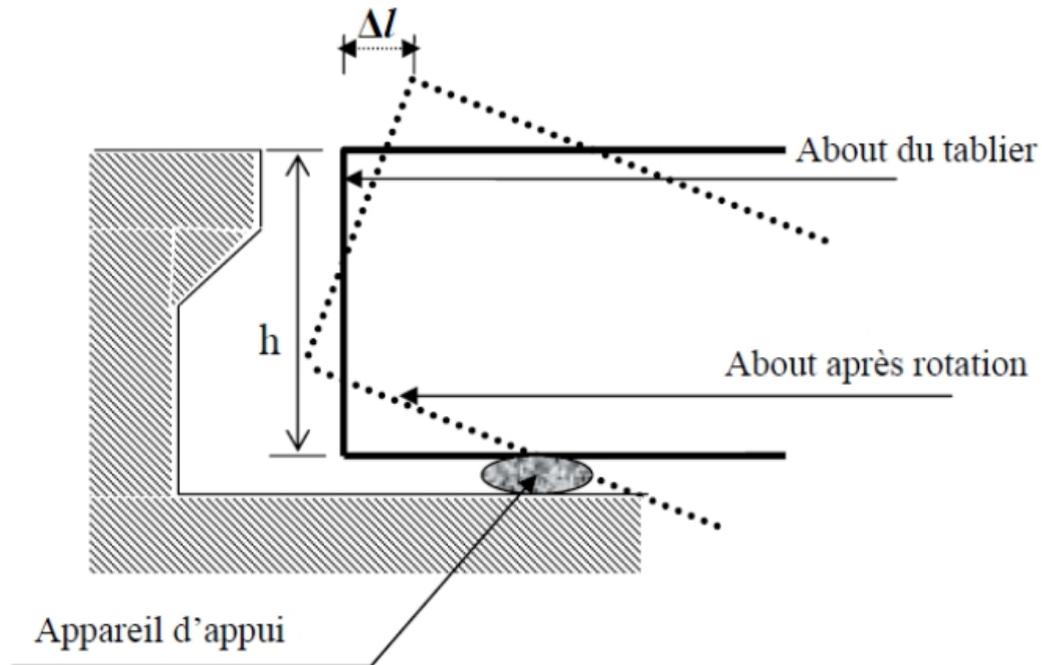


Figure VII.3: Rotation d'extrémité sous chargement

VII.2.2.4 Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans notre cas un raccourcissement relatif $(\Delta l)/(l/2) = 30 \times 10^{-5}$

L : étant la longueur du tablier. (288.80 m)

Pour notre cas $l/2 = 144.40\text{m} \Rightarrow \Delta l = 4.33\text{ cm}$

Retrait :

$(\Delta l)/(l/2) = 3.5 \times 10^{-5}$ Dans les zones où la température est considérable, (cas de Tlemcen)

$l/2 = 144.40\text{m} \Rightarrow \Delta = 0.50\text{ cm}$

Fluage:

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales Appliquées. On prend en première approximation.

$$(\Delta l)/l = k_{fl} \times 10^{-4}$$

k_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3

$$l/2 = 144.40\text{m} \quad (\Delta l)/(l/2) = 3.5 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 4.30 \text{ cm}$$

Donc le Δl sous les phénomènes précédents égale à 9.13 cm.



FigureVII.4: Joint de chaussée

VII.3 L'Appareil d'appui :

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux. Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

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

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va Donner :

VII.3.1.1 Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

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

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

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

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.



Figure VII.5: Appareil d'appui en élastomère fretté

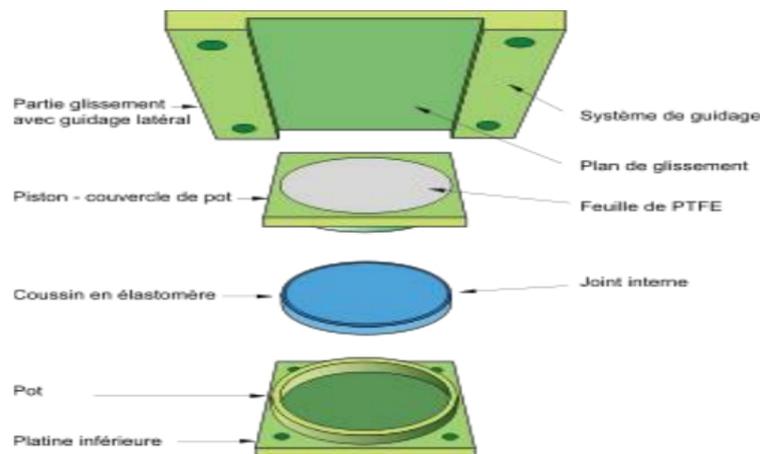


Figure VII.6: Les différents partis d'appareils d'appuis

VII.3.1.2 Dimensionnement des Appareil d'appui :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose Le module de déformation transversale G est de $0,8\text{MPa}$ pour les ponts routes. On considère que $a = b$, l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes $T = n \times t$

D'où n : est le nombre de feuillets élémentaires et t : leur épaisseur. On prend : $a = 800\text{mm}$, $b = 800\text{mm}$, $t = 160\text{mm}$.

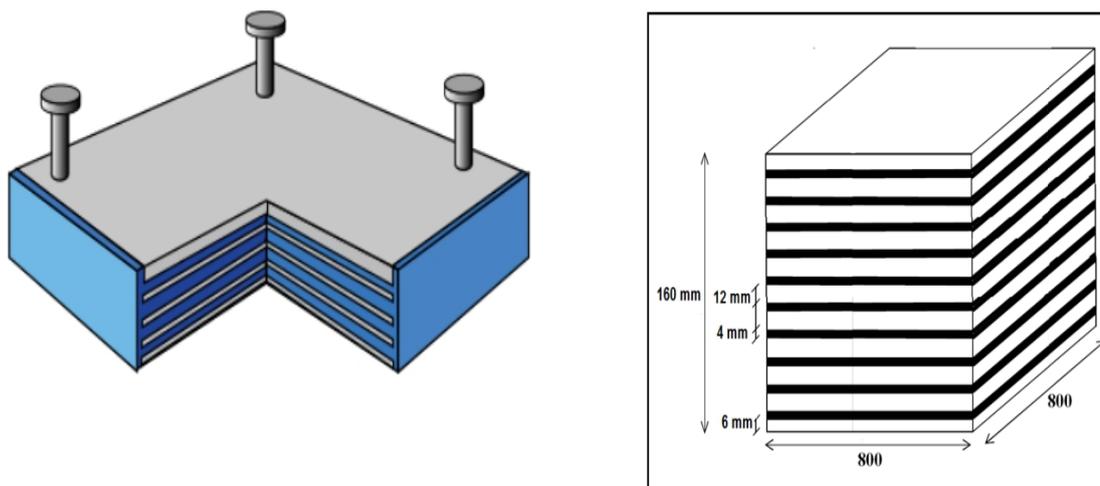


Figure VII.7: Coupe transversale d'un appareil d'appuis

VII.3.2 Dispositifs de retenue pour les ponts routiers :

Les dispositifs de retenue comprennent :

- les garde-corps
- les glissières

VII.3.2.1 Les Garde-corps :

Les garde-corps ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.



Figure VII.8 : garde-corps

VII.3.2.2 Les Glissières de sécurité :

Les glissières sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle. Il existe des glissières souples et des glissières rigides.

Les glissières souples comportent des éléments linéaires portés par des poteaux ; lesquels reprennent l'impact d'un véhicule en perdition en mobilisant leur aptitude, ainsi que celle des poteaux qui les soutiennent, à subir une déformation plastique.

Les glissières rigides généralement en béton, sont basses et retiennent les véhicules par leurs roues. Compte tenu des préjudices qu'elles peuvent porter à l'intégrité mécanique des véhicules, elles sont réservées au milieu urbain, là où la vitesse est limitée.



Figure VII.9 : garde-corps

VII.3.2.3 Corniches:

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- en jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur.
- en éloignant l'eau des parements verticaux.
- et en rattrapant les irrégularités de la structure.

Depuis quelques années, le rôle de la corniche s'est orienté très nettement vers l'élément de décoration de l'ouvrage pendant que toutes les autres fonctions (larmiers, fixations du garde-corps...) étaient assurées par d'autres dispositions constructives

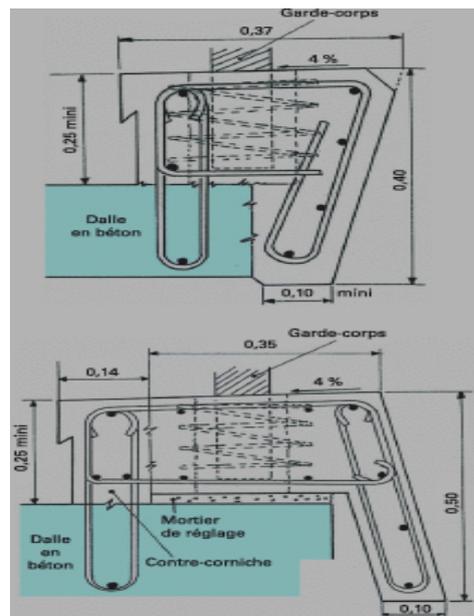


Figure VII.10 : corniches en béton

En site urbain ou protégé, on recourt de plus en plus fréquemment aux corniches-caniveaux qui assurent, à la fois une fonction esthétique, et une fonction d'évacuation longitudinale des eaux de pluie.



Figure VII.11 : corniches-caniveaux

VII.4 Conclusion :

Les ponts sont des ouvrages d'art dont la conception et la construction nécessitent de nombreux éléments de nature variée. Il y a notamment l'ensemble de la structure de dimensionnement comme les poutres ou l'armature, mais également l'ensemble des dispositifs permettant aux ponts de remplir leurs différentes fonctions. Les bordures de trottoirs, les glissières et les barrières assurent par exemple à la fois la qualité et la sécurité de la chaussée. De même, les éléments d'étanchéité et d'évacuation d'eau protègent la structure et ses abords, alors que les corniches servent à l'embellir. N'ayant pas la même durée de vie que le pont, tous ces équipements doivent donc être facilement accessibles pour leur entretien.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Les ponts a poutres en béton précontraint sont les plus utilisés en Algérie notamment dans le franchissement d'oued (pour minimiser le nombre d'appuis dans le lit d'oued) et surtout en employant la préfabrication sur chantier. Cela donne un avantage en matière de couts et de temps de réalisation.

Après une étude de la situation du terrain, nous avons conclu que ce type d'ouvrage s'avère la solution la plus logique pour être réalisé compte tenue de longueur à franchir et des obstacles (oued et la route nationale) qui se présentent.

Dans ce travail, nous avons procéder au dimensionnement du pont (nombre et longueur de travées, largeur du tablier,...) et à l'évaluation des charges et surcharges appliquées à l'ouvrage.

En ce qui est de la modélisation de notre structure, nous avons eu recours au programme de calcul CSI Bridge qui a donné un traitement automatique en tenant compte des différentes combinaisons énumérées. Les résultats des efforts internes obtenus par la déformation de la structure sont importants, car le programme de surcharge affecté à cette dernière présente des valeurs de chargement considérable.

Dans notre étude nous avons respecté toutes les règles et normes en vigueur disponibles à notre niveau. Tant en ce qui concerne la sécurité de l'ouvrage que le confort des usagers. Ce travail nous a permis de mettre en application les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur.

Cette étude nous a permis de cerner certains problèmes techniques qui peuvent se présenter dans une infrastructure routière. De plus, ce travail nous a poussé à mieux maîtriser l'outil informatique en l'occurrence des logiciels types CSI Bridge, vu leur traitement rapide et la précision de ses résultats.

Bibliographie

Bibliographie

Ouvrage :

- Règles techniques de conception et de calculs des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62 (titre I-section I) BAEL 91 révisé 99.
- Guide S.E.T.R.A. Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes.

Cours :

- Cours de pont CUAT : Mr Guellil.
- Cours de béton armé et béton précontraint CUAT : Mr AMARA

Logiciels :

- CSI Bridge pour la modélisation longitudinale.
- AUTOCAD pour les dessins

Mémoires :

- BENYOUCEF Ahmed Charafeddine et BENACHOUR Oussama : ETUDE D'UN PONT A POUTRE CAISSON EN BETON PRECONTRAINTE Université BELHADJ BOUCHAIB la Willaya de TEMOUCHENT Universitaire 2017-2018 .
- BENMAHAMMED DJAMEL et MANSOURI ABDELKADER: ETUDE D'UN PONT A POUTRE EN BETON PRECONTRAINTE Université BELHADJ BOUCHAIB la Willaya de TEMOUCHENT Année Universitaire 2016-2017 .
- LAOUBI Madani : ETUDE D'UN PONT A POUTRES EN BETON PRECONTRAINTE Université Mohamed khider la Willaya de Biskra Année Universitaire 2018-2019 .
- ADDOU Farouk Yahia et CHAKROUN Kaltoum Etude d'un passage supérieur en poutres précontraintes en deux travées sur la pénétrante Mostaganem-AEO.