

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université –Ain Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Travaux Publics



Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master
Domaine : **Science et Technologie**
Filière : **Travaux publics**
Spécialité : **voies ouvrage d'art**
Thème

**CONCEPTION ET ANALYSE STRUCTURALE D'UN TABLIER DE
PONT A POUTRES PRECONTRAINES SELON L'EUROCODE**

Présenté Par :

1) Melle ROUIDI Chahrazede 2) Mr BENABID Khaled

Devant le jury composé de :

Mr DJELIL M.	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Président
Mr KAMECHE Z.A	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Examinateur
Mr GUELLIL M.	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Encadrant

Année Universitaire 2023/2024

DEDICACE

«Ce travail va à nos parents, nos sœurs et frères, nos proches et à tous ceux qui nous ont aidé à atteindre ce stade....»

ROUIDI CHAHRAZED

BENABID KHALED

REMERCIEMENT

Nous remercions **ALLAH** tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier sincèrement le **RECTEUR de l'université Mr ZIADI ABDELKADER** pour ses efforts considérables et pour avoir veillé aux intérêts des étudiants et de l'université elle-même.

Nous tenons aussi à remercier notre encadreur Monsieur **GUELLIL Mustapha** qui n'a pas cessé de nous encourager pendant la durée du projet, ainsi pour sa générosité en matière de formation et d'encadrement.

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

Nos remerciements vont aussi : A tous les professeurs de l'université de AIN TEMOUCHENT pour leur profonde attention portée à notre égard durant les 5 années de formation, ainsi que tous les responsables et les administrateurs pour l'aide qui nous ont apporté.

A tous ceux qui nous ont aidées de près ou de loin.

RESUME

Nous avons proposé une étude du tablier d'un pont routier à poutres préfabriquées en béton précontrainte. L'ouvrage se situe dans la wilaya de **Tlemcen** et qui a été réalisées dans le cadre du projet de l'autoroute Est-Ouest.

Le tracé de l'autoroute croise la route **CW1** au **PK73+694** avec un biais de **141°**. **La communication du CW1 desservant** le chef-lieu de la wilaya de **TLEMEN** et la commune de **AMIEUR** est rétablie par l'intermédiaire d'un Passage Supérieur (PS) d'une longueur totale de **63,6 m** qui est réalisé en 2 travées de **28,10m** en poutres en béton précontraint et un hourdis coulé sur place.

Une étude détaillée a été effectuée selon **LES EUROCODES[2]** sur le dimensionnement et le calcul des différents éléments composant le tablier de cet ouvrage suivant les différentes sollicitations : actions permanentes, actions dues aux surcharges de circulation et d'équipement.

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

Mots clés : Pont, poutres, EUROCODE, béton précontraint, CSI Bridge.

ABSTRACT

We proposed a study of the deck of a road bridge with precast prestressed concrete girders. The structure is located in the wilaya of **Tlemcen** and was built as part of the East-West freeway project.

The route of the freeway crosses the **CW1** road at **PK73+694**, with a skew of **141°**. Communication between the **CW1** road serving the capital of the wilaya of **TLEMCEM** and the commune of **AMIEUR** is re-established via an overpass (PS) with a total length of **63.6 m**, built in 2 spans of **28.10 m** each using prestressed concrete girders and cast-in-place hourdis.

A detailed study was carried out in accordance with **EUROCODES[2]** for the dimensioning and calculation of the various elements making up the deck of this structure according to the various stresses: permanent actions, actions due to traffic and equipment overloads.

The numerical modeling calculations were carried out using **CSI Bridge** software. The results thus obtained will be translated into adequate reinforcement of the various elements making up the structure.

Key words: Bridge, girder, EUROCODE, prestressed concrete, CSI Bridge.

ملخص الأطروحة

اقترحنا دراسة سطح جسر طريق بعوارض خرسانية مسبقة الإجهاد مسبقة الصب. يقع الجسر في ولاية تلمسان وتم بناؤه كجزء من مشروع الطريق السريع شرق-غرب.

يعبر مسار الطريق السريع الطريق CW1 عند **PK73+694** بزاوية **141°**. تم إعادة إنشاء الاتصال بين الطريق السيار CW1 الذي يخدم عاصمة ولاية تلمسان وبلدية عميور عبر ممر علوي (PS) بطول إجمالي يبلغ **63.6 متر**، تم بناؤه على امتدادين طول كل منهما **28.10 متر** باستخدام عوارض خرسانية سابقة الإجهاد وألواح خرسانية في الموقع.

أجريت دراسة مفصلة وفقاً للمدونة الأوروبية لترميز الأوركود (**EUROCODE[2]**) حول تصميم وحساب العناصر المختلفة التي يتكون منها سطح هذا الهيكل وفقاً لمختلف الضغوط: الإجراءات الدائمة والإجراءات الناتجة عن حركة المرور والأحمال الزائدة للمعدات.

تم إجراء حسابات النمذجة العددية باستخدام برنامج **CSI Bridge**. سُنترجم النتائج التي تم الحصول عليها إلى تقوية مناسبة للعناصر المختلفة التي يتكون منها الهيكل.

الكلمات المفتاحية: جسر، عوارض، كود **EUROCODE**، خرسانة سابقة الإجهاد، جسر **CSI**.

TABLE DES MATIERE

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	4
1 INTRODUCTION :.....	4
1.1 Superstructure :.....	4
1.2 Infrastructure :.....	4
2 BUT DE L'ETUDE :	4
3 SITUATION GEOGRAPHIQUE	4
4 CONDITION DE FRANCHISSEMENT	6
4.1 Données géométriques.....	6
4.1.1 Le tracé en plan :.....	6
4.1.2 Profil en long :.....	7
4.1.3 Profil en travers:.....	9
4.1.4 Gabarit :	10
4.2 Contexte géologiques et géotechniques.....	10
4.2.1 Lithologie.....	11
4.2.2 Eau superficiel et eau souterrain.....	11
4.3 Données sismologique :	11
4.4 Données climatiques:.....	12
5 CONCLUSION.....	13
CHAPITRE II : CONCEPTION DE L'OUVRAGE	15
1 INTRODUCTION.....	15
2 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :	16
3 PRE DIMENSIONNEMENT	19
3.1 Implantation des appuis.....	19
4 Pré dimensionnement du tablier	20
4.1 Largeur du Tablier :	21
4.2 Longueur des Travées :.....	21
4.3 L'épaisseur de l'hourdis :	21
4.4 Entretoise :	21
5 Pré dimensionnement des poutres :	22

5.1	Hauteur des poutres	22
5.2	Largeur de la table de compression	22
5.3	Epaisseur de la table de compression	22
5.4	Espacement des poutres	22
5.5	Epaisseur de l'âme (b_0)	22
5.6	La largeur du talon.....	23
5.7	Epaisseur de talon	23
5.8	Gousset de talon.....	23
5.9	Gousset de la table de compression.....	23
5.10	Epaisseur :.....	23
6	Caractéristiques géométriques de la poutre.....	23
6.1	Caractéristique de la poutre à l'about.....	24
6.2	Caractéristiques de la poutre en travée (médiane).....	25
7	PRESENTATION DES EUROCODES	26
8	PROPRIETES DES MATERIAUX.....	27
8.1	Béton.....	27
8.1.1	Caractéristiques mécaniques :.....	27
8.2	Aciers	31
8.2.1	Acier Actifs.....	32
8.2.2	Acier Passifs	33
9	CONCLUSION.....	33
CHAPITRE III : CHARGES ET SURCHARGES		35
1	INTRODUCTION.....	35
2	CHARGES PERMANENTES.....	35
2.1	Poids propre du tablier :.....	35
2.2	Poids propre des Superstructures :.....	36
2.3	Les charges complémentaires permanentes(CCP)	37
2.3.1	Revêtement.....	38
2.3.2	Membrane d'étanchéité :.....	38
2.3.3	Garde corps et glissières :	38
2.3.4	Corniches et longrines :.....	39
2.3.5	Total de la charge permanente :.....	39
3	ACTIONS VARIABLES	39
3.1	Découpage de la chaussée en voies conventionnelles.....	39
3.2	Modèles de charges verticales.....	40
3.2.1	Modèle de charge 1 (LM1) :	40

3.2.2	Modèle de charge 2 (LM2) :	40
3.2.3	Modèle de charge 3 (LM3):	40
3.2.4	Modèle de charge 4 (LM4) :	40
3.3	Modèle de charge LM1	41
3.4	COMBINAISONS D’ACTIONS : (selon EUROCODE)	43
3.4.1	Les groupes de charge de trafic.....	43
3.4.2	Combinaison d’action sur la structure du tablier	43
3.5	Surcharge de trottoirs :	46
3.6	Le vent :	47
3.7	La température :	47
3.8	Forces de freinage :	47
3.8.1	Forces de freinage et d'accélération:	47
3.8.2	Forces centrifuges et autres forces transversales.....	47
3.8.3	Présence accidentelle de véhicules sur l'ouvrage	48
3.9	Le séisme :	48
4	Combinaisons des charges (à l’exploitation) :	49
5	CONCLUSION	50
CHAPITRE IV : MODELISATION ET SOLLICITATIONS		52
1	INTRODUCTION :	52
2	PRESENTATION DE LOGICIEL :	52
3	GEOMETRIE :	53
4	METHODOLOGIE DE MODELISATION :	54
5	LES SOLLICITATIONS :	80
5.1	Sollicitations Engendrées par le Poids Propre « G Poids propre » :	80
5.2	Sollicitations engendrées par la surcharge de trottoirs «ST» :	81
5.3	Sollicitations engendrées par le gradient thermique « T » :	82
5.4	Sollicitations engendrées par la surcharge LM1 «LM1» :	83
5.5	Etats limites ultime « ELU ».....	84
5.6	Etats limites de service « ELS ».....	85
5.7	Les résultats de l’analyse statique sont représentés comme suite :	90
6	Adoption d’un modèle isostatique :	91
6.1	Modélisation du pont (système isostatique) :	91
7	COMMENTAIRE :	93
8	CONCLUSION	93
CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE		95
1	INTRODUCTION	95

2	Principe de la précontrainte :.....	96
3	Mode de Précontrainte :	96
3.1	Précontrainte par pré-tension :.....	96
3.2	Précontrainte par post-tension :.....	97
4	Etapas générales de réalisation :	97
5	Dimensionnement de la section d'une structure hyperstatique	98
6	Dimensionnement de la précontrainte.....	100
7	Détermination du nombre de câbles	100
8	Tracé des câbles de précontrainte (Raccordement Linéaire) :.....	102
9	Modélisation des câbles de précontrainte.....	104
9.1	Commentaire :	107
10	Vérification si le schéma de câblage choisi est satisfaisant :	108
11	Etude de la précontrainte de l'hourdis :.....	109
11.1	Données géométriques de la partie précontrainte de l'hourdie :	109
12	PERTES DE TENSIONS.....	111
12.1	Pertes instantanées	111
12.1.1	Pertes par frottement « $\Delta\sigma_f$ »	111
12.1.2	Pertes par glissement à l'ancrage« $\Delta\sigma_g$ »	113
12.1.3	Pertes par raccourcissement élastique du béton du la non simultanété de mise en tension des câbles « $\Delta\sigma_n$ »	114
12.2	Pertes différées.....	114
12.2.1	Pertes dues au retrait « $\Delta\sigma_r$ »	114
12.2.2	Pertes dues au fluage « $\Delta\sigma_{fl}$ »	115
12.2.3	Pertes par relaxation des aciers « $\Delta\sigma_p$ »	115
13	Résultats totaux des pertes instantanées et différés :	116
14	Conclusion :.....	116
CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE ET EQUIPEMENT		118
1	INTRODUCTION.....	118
2	PREDIMENSIONNEMENT	118
2.1	Les piles	118
2.2	Les Fondations :.....	119
2.3	Les Culées.....	119
2.4	Equipement du pont :.....	120
2.4.1	Joint de chaussée :	121
2.4.2	L'Appareil d'appui :	122
2.4.3	Dispositifs de retenue pour les ponts routiers :.....	124

2.4.4	Corniches:	124
3	Conclusion :.....	125
	CONCLUSION GENERALE.....	127
	ANNEXE.....	129
1	LES GRAPHES DES PERTES DE TENSION :	129
1.1	Les pertes instantanées.....	129
1.2	Les pertes différées.....	130
	BIBLIOGRAPHIE	133

LISTE DES FIGURES FIGURE

<i>Figure 1: localisation du projet PS73+694 (image Google Earth)</i>	5
<i>Figure 2: vu en plan DU rétablissement du CWI</i>	5
<i>Figure 3: Vue en plan du tracé</i>	6
<i>Figure 4: Détail de la pile intermédiaire</i>	7
<i>Figure 5: coupe en élévation longitudinale du pont</i>	8
<i>Figure 6: Profil en long du tracé en plan</i>	8
<i>Figure 7: Profil en travers sur ouvrage</i>	9
<i>Figure 8: Les différentes zones sismiques en Algérie</i>	12
<i>Figure 9: Classification des ponts</i>	15
<i>Figure 10: dalle nervurées</i>	17
<i>Figure 11: Coupe transversale d'un pont à poutre précontrainte</i>	17
<i>Figure 12: Pont mixtes acier –béton</i>	18
<i>Figure 13: Ponts en béton précontraint construits en encorbellement</i>	18
<i>Figure 14: implantation des appuis</i>	20
<i>Figure 15: Section de la poutre avec hourdis à l'about</i>	24
<i>Figure 16: section de la poutre avec l'ourdis a mis travée</i>	25
<i>Figure 17: poutre a mis travée</i>	25
<i>Figure 18: Résistance aux jeunes âges d'un béton normal</i>	29
<i>Figure 19: Courbe contrainte-déformation du béton</i>	29
<i>Figure 20: Diagramme parabole-rectangle de l'EN 1992-1 [6]</i>	31
<i>Figure 21: Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers de béton armé (tendus ou comprimés)</i>	32
<i>Figure 22: Les charges complémentaires du pont</i>	37
<i>Figure 23: Glissière de sécurité</i>	38
<i>Figure 24: Largeur de la chaussée</i>	39
<i>Figure 25: Cas de charges envisagés dans le sens transversal</i>	42
<i>Figure 26: Valeur caractéristique de la surcharge sur trottoir</i>	46
<i>Figure 27: logiciel CSI bridge 2023</i>	53
<i>Figure 28: Géométrie</i>	54
<i>Figure 29: Choix d'unité et de Modèle</i>	55
<i>Figure 30: Choix d'unité et de longueur de tablier</i>	56

<i>Figure 31: Représentation de la voie de circulation</i>	<i>57</i>
<i>Figure 32: définir les voies de circulation</i>	<i>58</i>
<i>Figure 33: les 2 voies routières</i>	<i>59</i>
<i>Figure 34: Choix de Matériau</i>	<i>59</i>
<i>Figure 35: liste des types de tablier</i>	<i>60</i>
<i>Figure 36: définition des paramètres du tablier (travée 1)</i>	<i>61</i>
<i>Figure 37: définition des paramètres du tablier (travée 2)</i>	<i>62</i>
<i>Figure 38: les poutres en «T»</i>	<i>63</i>
<i>Figure 39: les poutres en «I»</i>	<i>63</i>
<i>Figure 40: Définition des variations (travée1)</i>	<i>64</i>
<i>Figure 41: Définition des variations (travée2)</i>	<i>65</i>
<i>Figure 42: Définition des piles</i>	<i>66</i>
<i>Figure 43: Dimensionnement des sections de pile(mure).....</i>	<i>67</i>
<i>Figure 44: Dimensionnement des sections de pile (chevêtre).....</i>	<i>67</i>
<i>Figure 45: Variation des sections de la pile</i>	<i>68</i>
<i>Figure 46: Dimensionnement des sections des culées</i>	<i>68</i>
<i>Figure 47: Définition des culées</i>	<i>69</i>
<i>Figure 48: Dimensionnement de pile</i>	<i>69</i>
<i>Figure 49: Définition des appuis</i>	<i>70</i>
<i>Figure 50: Application des charges permanentes sur le Tablier du pont</i>	<i>71</i>
<i>Figure 51 Définition de model de charge</i>	<i>72</i>
<i>Figure 52: Définition de la valeur d'une charge linéaire et surfacique</i>	<i>72</i>
<i>Figure 53: Détermination des lignes de chargement</i>	<i>73</i>
<i>Figure 54: définition de la surchargeLMI-300.....</i>	<i>73</i>
<i>Figure 55: définition de la surchargeLMI-200.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure 56: définition de la voie de surchargeLMI-300</i>	<i>74</i>
<i>Figure 57: définition de la voie de surchargeLMI-200</i>	<i>75</i>
<i>Figure 58: Définition de la surcharge des trottoirs.....</i>	<i>75</i>
<i>Figure 59: Application de la surcharge des trottoirs sur le tablier.....</i>	<i>76</i>
<i>Figure 60: Introduction du gradient thermique dans le logiciel</i>	<i>77</i>
<i>Figure 61: Détermination des charges</i>	<i>78</i>
<i>Figure 62: Détermination des Combinaisons d'actions</i>	<i>78</i>
<i>Figure 63: Analyse complète pour l'obtention des résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants</i>	<i>79</i>
<i>Figure 64: Diagramme des efforts tranchants de poids propre au niveau de tablier</i>	<i>80</i>
<i>Figure 65: Diagramme des Moments fléchissant de poids propre au niveau de tablier.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure 66: Déformation du tablier sous le poids propre G.....</i>	<i>81</i>

<i>Figure 67: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge des trottoirs ST au niveau de tablier</i>	81
<i>Figure 68: Diagramme des Moments fléchissant de la surcharge des trottoirs ST au niveau de tablier</i>	82
<i>Figure 69: Diagramme des efforts tranchants de gradient thermique au niveau de tablier</i>	82
<i>Figure 70: Diagramme des Moment fléchissant de gradient thermique au niveau de tablier</i>	82
<i>Figure 71: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge LM1 au niveau de tablier</i>	83
<i>Figure 72: Diagramme des moments fléchissant de la surcharge LM1 au niveau de tablier</i>	83
<i>Figure 73: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 1 (ELU) au niveau de tablier</i>	84
<i>Figure 74: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 1 (ELU) au niveau de tablier</i>	84
<i>Figure 75: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 1 (ELS) au niveau de tablier</i>	85
<i>Figure 76: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 1 (ELS) au niveau de tablier</i>	85
<i>Figure 77: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 2 (ELS) au niveau de tablier</i>	86
<i>Figure 78: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 2 (ELS) au niveau de tablier</i>	86
<i>Figure 79: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 3 (ELS) au niveau de tablier</i>	87
<i>Figure 80: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 3 (ELS) au niveau de tablier</i>	87
<i>Figure 81: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 1 (ELS) –POUTRE 3</i>	88
<i>Figure 82: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 1 (LMI) –POUTRE 3</i>	88
<i>Figure 83: la poutre la plus sollicitée (poutre 3) sue le modèle</i>	89
<i>Figure 84: définition de doubles files d'appuis sur la pile</i>	91
<i>Figure 85: Diagramme des efforts tranchants de poids propre au niveau de tablier</i>	91
<i>Figure 86: Diagramme du moment fléchissant de poids propre au niveau de tablier</i>	92
<i>Figure 87: Diagramme de moment fléchissant G+ LM1 au niveau de tablier</i>	92
<i>Figure 88: flexion de la poutre</i>	95
<i>Figure 89: position des armatures ajoutées</i>	95
<i>Figure 90: effort de compression</i>	96
<i>Figure 91: Elément précontrainte</i>	96
<i>Figure 92: les étapes de pré-tension</i>	97
<i>Figure 93: Les étapes de post-tension</i>	98
<i>Figure 94: L'emplacement des câbles dans les sections de poutres (coupe longitudinale)</i>	102
<i>Figure 95: L'emplacement des câbles dans les sections de poutres (coupe transversale)</i>	102
<i>Figure 96: choix schéma de câblage</i>	104
<i>Figure 97: Introduction du câble N 1 de précontrainte dans le modèle</i>	105
<i>Figure 98: Câbles de précontrainte dans le modèle</i>	106
<i>Figure 99: Câbles de précontrainte dans le modèle</i>	107
<i>Figure 100: Moment Hyperstatique due à la Précontrainte hyperstatique</i>	107
<i>Figure 101: Effort Tranchant due a la Précontrainte hyperstatique</i>	108

<i>Figure 102: coupe transversale et longitudinale des câbles de précontrainte de l'hourdis.....</i>	109
<i>Figure 103: vu en plan de la partie précontrainte de l'hourdis.....</i>	109
<i>Figure 104: Position relative du câble et de la gaine.</i>	111
<i>Figure 105: Déviations successives</i>	112
<i>Figure 106: Effet d'un recul d'ancrage</i>	113
<i>Figure 107: Coupe transversale de la pile.</i>	118
<i>Figure 108: Coupe latérale de la pile.</i>	119
<i>Figure 109: Detaille de la culée.</i>	120
<i>Figure 110: Joint de chaussée</i>	121
<i>Figure 111: Appareil d'appui en élastomère fretté</i>	123
<i>Figure 112: Coupe transversale d'un appareil d'appuis</i>	123
<i>Figure 113: garde-corps / glissières.....</i>	124
<i>Figure 114: corniches en béton</i>	125
<i>Figure 115: Pertes dues au frottement</i>	129
<i>Figure 116: Pertes dues au recul d'ancrage.....</i>	129
<i>Figure 117: Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.</i>	130
<i>Figure 118: Pertes dues au retrait du béton</i>	130
<i>Figure 119: Pertes dues au fluage.</i>	131
<i>Figure 120: Pertes dues à la relaxation des aciers.....</i>	131

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 1: Caractéristiques géométriques du rétablissement de CW1</i>	<i>9</i>
<i>Tableau 2: sondage de reconnaissance</i>	<i>10</i>
<i>Tableau 3: structure des stratums de la zone du pont.....</i>	<i>11</i>
<i>Tableau 4: Caractéristique géométrique de la poutre avec L'hourdis à l'about</i>	<i>24</i>
<i>Tableau 5: Caractéristique géométrique de la poutre a mis travée</i>	<i>26</i>
<i>Tableau 6: Valeurs nominales et pondérées des charges de superstructure</i>	<i>37</i>
<i>Tableau 7: Nombre et largeur des voies virtuelles [5]</i>	<i>40</i>
<i>Tableau 8: Modèle de charge n°1 [5]</i>	<i>41</i>
<i>Tableau 9 : Désignation des groupes</i>	<i>43</i>
<i>Tableau 10: Valeurs caractéristiques des forces centrifuges</i>	<i>48</i>
<i>Tableau 11: Coefficients de majorations</i>	<i>49</i>
<i>Tableau 12: Combinaisons d'action</i>	<i>50</i>
<i>Tableau 13: Différence de température positive et négative</i>	<i>77</i>
<i>Tableau 14: résultats de l'analyse statique des moments maximum.....</i>	<i>90</i>
<i>Tableau 15: L'aire de cable 6T15</i>	<i>101</i>
<i>Tableau 16: Caractéristiques géométriques du tracé choisi</i>	<i>103</i>
<i>Tableau 17: pourcentage des pertes de tension différées et instantanées.</i>	<i>116</i>

LES ABREVIATION :

S.E.T.R.A : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes

RPOA: Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.

CW1 : Chemins wilaya numéro 1

W7 : Section de l'autoroute est-ouest numéro 7

PK73 : Point kilométrique numéro 73

PS: Passage supérieur

ST : surcharge de trottoir

T : Température

F prg: contrainte garantie a la ruine

F peg: contrainte garantie élastique

TS : Essieux de tandems

UDL : Charges uniformément réparties

fk : charges de piétons et cycles sur les ponts

G : Les charges permanentes.

Qr : Charges d'exploitation des ponts routes sans caractère particulier.

W : Action du vent

T : Gradient thermique

ELU : Etats limites ultimes

ELS : Etats limites de service

ST : Surcharge de trottoir / **M max**: Moment maximal / **M min**: Moment minimum.

LES SYMBOLES :

γ : Masse volumique

σ_{p0} : La précontrainte initiale

\emptyset : Diamètre nominal

ρ_{1000} : Coefficient de relaxation

γ_b : Poids volumique de béton

γ_r : Masse volumique de béton bitumineux

$\alpha_{Qi}, \alpha_{qi}, \alpha_{qr}$: Coefficients de l'intensité

δ : Coefficient de majoration dynamique

ΔT : La variation uniforme de la température

ρ : Module de giration

σ_{p0} : Contrainte à l'origine

INTRODUCTION GENERALE

Pour élaborer des routes qui sont considérées comme le moyen de communication le plus utilisé au monde, on rencontre différentes obstacles tels que les oueds ou rivières, les montagnes, les chemins de fer et les autres routes. Pour les franchir, on construit des ouvrages artificiels qui portent le nom : ouvrages d'art (OA).

Ce terme est composé de deux mots : ouvrage qui indique les constructions, Art : indiquant l'importance de l'aspect esthétique et architectural dans ces constructions.

Ce mémoire de projet de fin d'études a pour but de faire l'étude technique du tablier d'un passage supérieur au niveau du **PK73+694** du projet de l'autoroute Est-Ouest reliant la wilaya de Tlemcen à la commune de Amieur.

Dans ce mémoire nous avons utilisé les EUROCODE 1[2] et EUROCODE 2[8] qui sont des normes européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil, établissant un ensemble de règles techniques, applicables pour la conception et le calcul des structures en Génie Civil.

- Dans un premier temps, le chapitre **I** présente l'ouvrage, son emplacement et ses caractéristiques.
- Dans le chapitre **II**, après analyse des variantes (choisir et concevoir la variante la mieux adapté à l'ouvrage , à savoir un pont a poutres préfabriquées en béton précontraint), un pré dimensionnement de l'ouvrage est réalisé. Aussi une présentation des EUROCODES et des caractéristiques des différents matériaux utilisés pour réaliser ce dernier.
- Nous abordons dans le chapitre **III** les différentes charges et surcharges appliquées sur le tablier (poutre +hourdis).
- Par la suite, dans le chapitre **IV** nous faisons une étude longitudinale du tablier avec une modélisation exacte réalisé principalement à l'aide du logiciel de dimensionnement des structures « **CSI Bridge** » en terminant avec une Comparaison entre le système hyperstatique et le système isostatique de l'ouvrage.

INTRODUCTION GENERALE

- Nous abordons une étude assez complexe de la précontrainte hyperstatique dans le chapitre **V** avec un dimensionnement et des vérifications conduites manuellement conformément aux **EUROCODES 2[8]** .
- On termine avec les Caractéristiques et le type de la Pile, culé et l'appareil d'appuis dans le chapitre **VI** (infrastructure et équipement du pont).

CHAPITRE I :

PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET**1 INTRODUCTION :**

Ce premier chapitre présente le travail réalisé au préalable avant toute étude d'un pont. Il s'agit de la collecte et l'analyse des données afin de formuler un cadre bien défini pour notre étude.

Il se compose de deux parties principales :

1.1 Superstructure :

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

1.2 Infrastructure :

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

2 BUT DE L'ETUDE :

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude d'un pont à 2 travées à poutres en béton précontraint.

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.

3 SITUATION GEOGRAPHIQUE

Le projet croise le CW1 au PK73+694 (trafique modéré) avec un biais de 141°. Desservant TLEMCEN et commune de Amieur, le CW1 est un chemin important revêtu de bitume, Le trafic est modéré : 2717VH/J. La plate-forme est de 9 m de large, avec une chaussée de 7 m. Le trac est rectiligne, la surface de la chaussée est régulière. Les figures 1 et 2 suivantes montrent la situation et l'état actuel du CW1.



Figure 1: localisation du projet PS73+694 (image Google Earth)

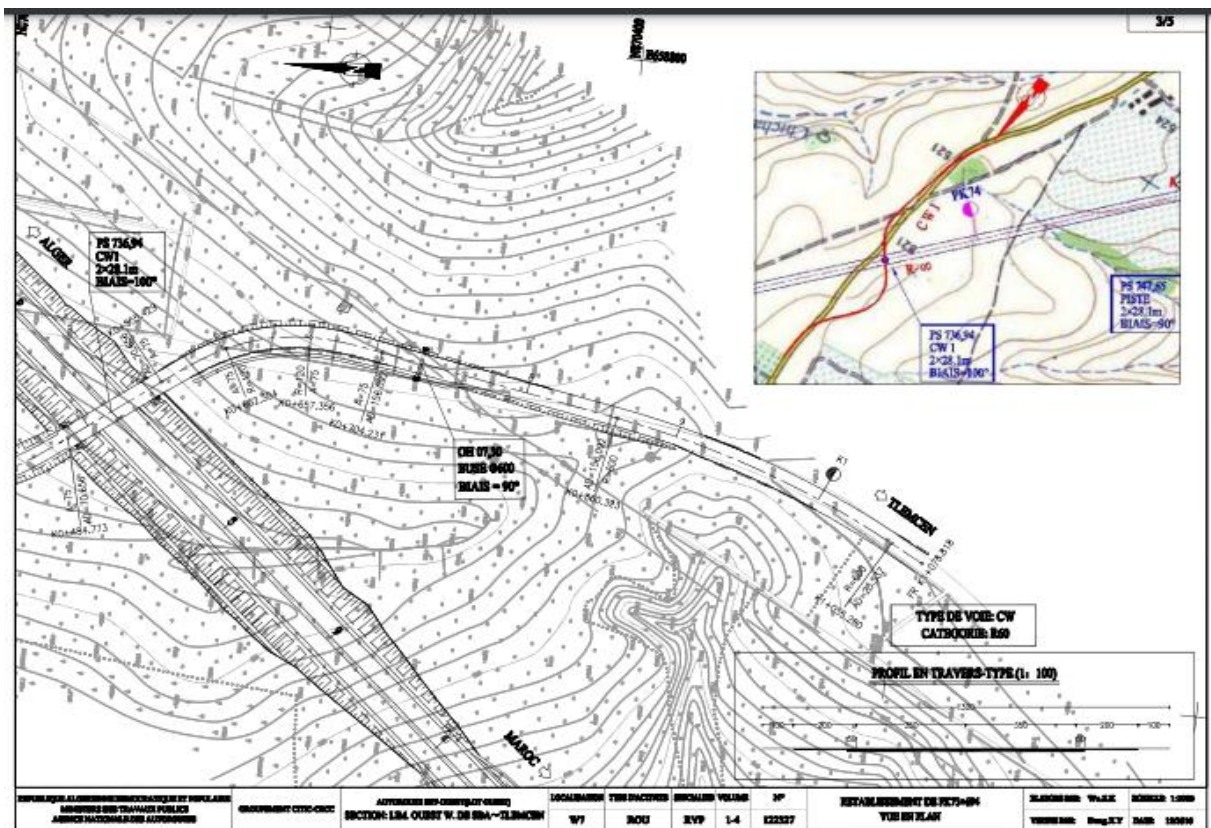


Figure 2: vu en plan du rétablissement du CW1

Vu que cette section est en relief accidenté et que les paramètres du profil en long du chemin existant sont faibles, on rétablit ce chemin pour une vitesse de référence de **R60**.

Le **CW1** est rétabli par l'intermédiaire d'un passage supérieur de **2x28.1m** d'ouvertures.

4 CONDITION DE FRANCHISSEMENT

La chaussée de CW1 est goudronnée, à deux voies avec une largeur de 7 mètres, elle est rectiligne au niveau du croisement de l'autoroute. Selon le trafic évalué fourni, un profil en travers de 7 mètres adaptable au RN est prévu pour le CW1.

- Catégorie du pont : classe A.

4.1 Données géométriques

4.1.1 Le 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.

Le trac en plan est repris afin de présenter une série d'alignement droit et courbe successives permettant le franchissement de l autoroute suivant un biais de 141°.

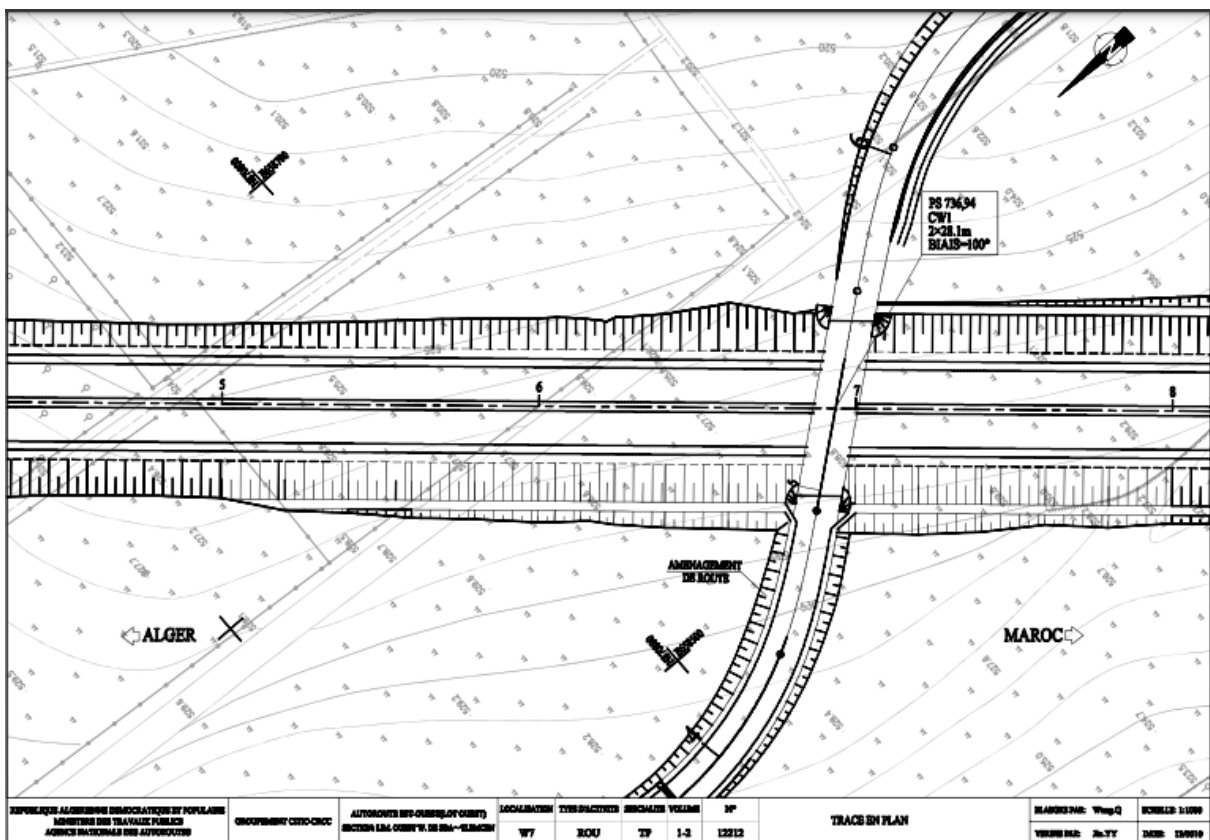


Figure 3: Vue en plan du tracé

4.1.2 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de la route, définissant en élévation le tracé en plan longitudinalement.

Le profil en long s'élève au-dessus de l'autoroute afin de dégager un gabarit de **5.25 m**.

En se basant sur le tracé en plan défini précédemment et en respectant les critères ci-dessous, nous avons fixé le niveau du profil en long (cf. figure) :

- La position des points de raccordements du tracé,
- Les contraintes naturelles.
- La pente de l'ouvrage d'art (>1%)
- Minimiser au maximum les coûts,
- Mettre une hauteur libre sous l'ouvrage pas trop grande pour limiter la hauteur des piles.

La prise en compte de ces critères a permis d'aboutir à un profil en long (ligne rouge) de la voie routière, avec une altitude terrestre de **528 m** environ, et d'une couverture végétale développée.

La longueur de la brèche est environ **63,6 m**. La hauteur de la pile est de **7,10 m**, ce qui est convenable.

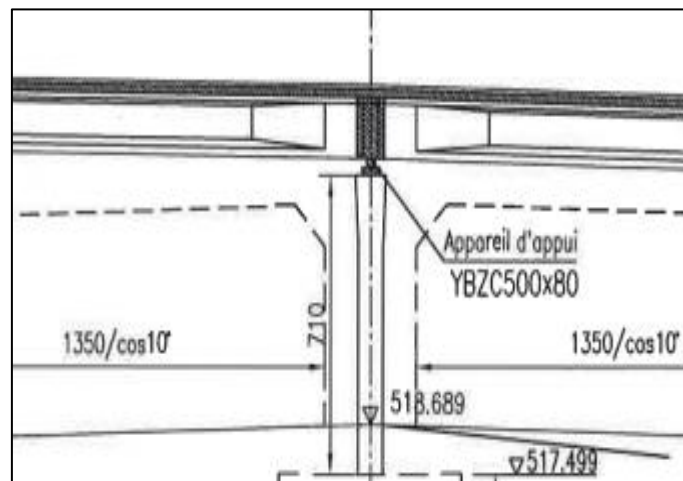


Figure 4: Détail de la pile intermédiaire

Notre Tablier est réalisé en deux travées de 28.10 m de longueur réalisées avec poutres préfabriquées en béton précontraint.

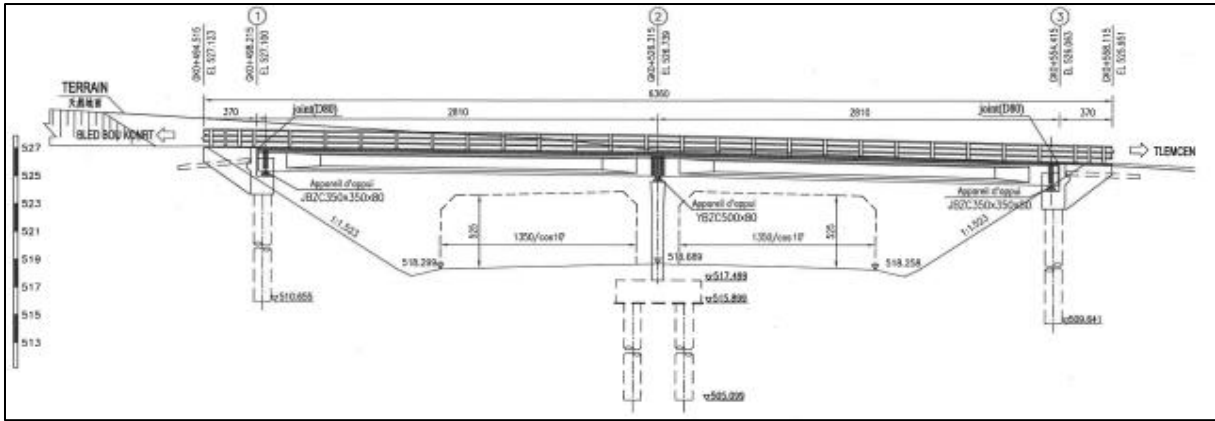


Figure 5: coupe en élévation longitudinale du pont

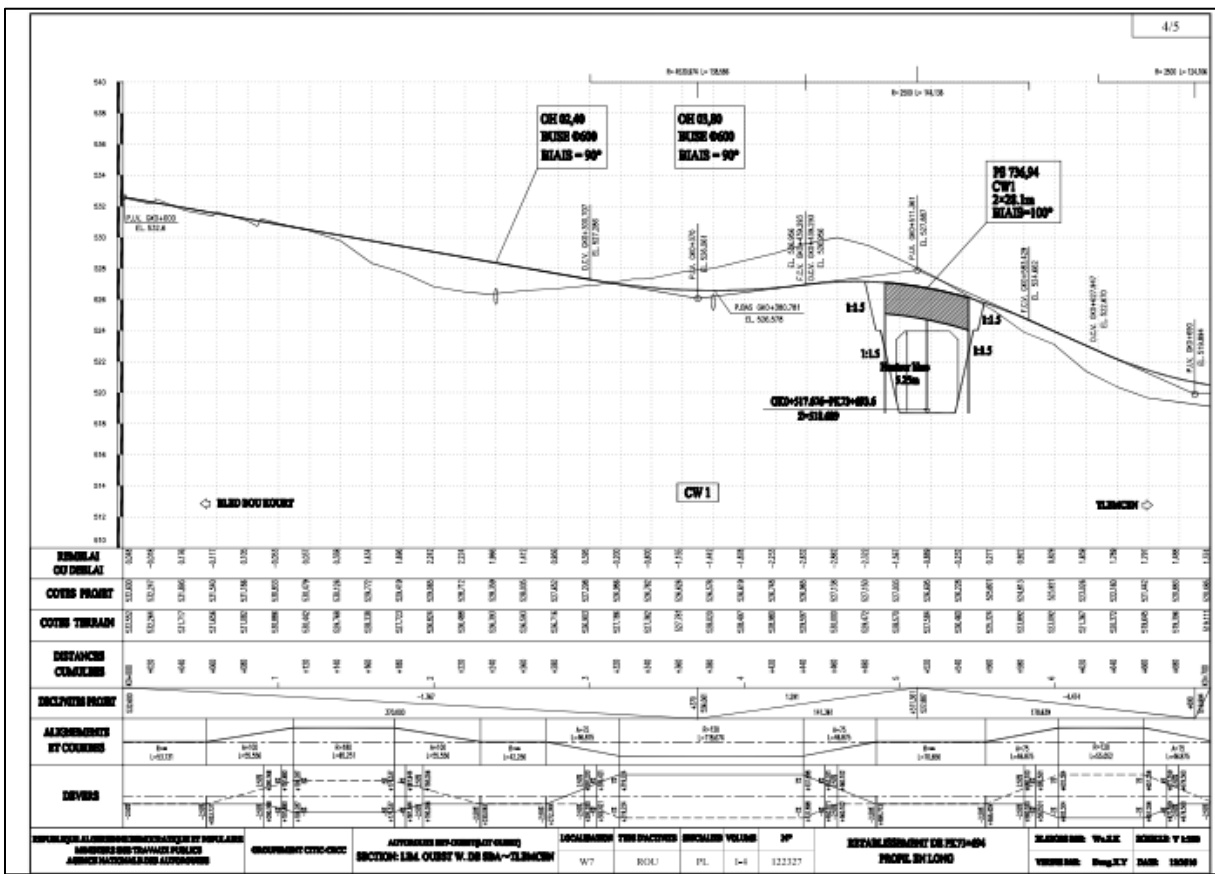


Figure 6: Profil en long du tracé en plan

4.1.3 Profil en travers:

Le profil en travers est celui pour les chemins de wilaya. Pour les caractéristiques géométriques du rétablissement, voir le tableau 1.

Tableau 1: Caractéristiques géométriques du rétablissement de CW1

N°	Désignation	U	Valeur adoptée	ARP
1	Vitesse de référence	Km/h	60	60
2	Rayon minimal de courbe circulaire	R(m)	120	120
3	Déclivité maxi	P (%)	4,47	7
4	Rayon minimale en angle saillant	Rv (m)	2500	1500
5	Rayon minimale en angle rentrant	Rv (m)	2500	1500

La définition du profil transversal de l'ouvrage nécessite, dans un premier temps, de fixer le nombre de voies de la route qui va être portée par le pont, et 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.

Nous proposons de choisir un pont qui supporte 2 voies de 3,5 m de largeur de chaque avec deux trottoirs (cf. figure ci-dessous) :

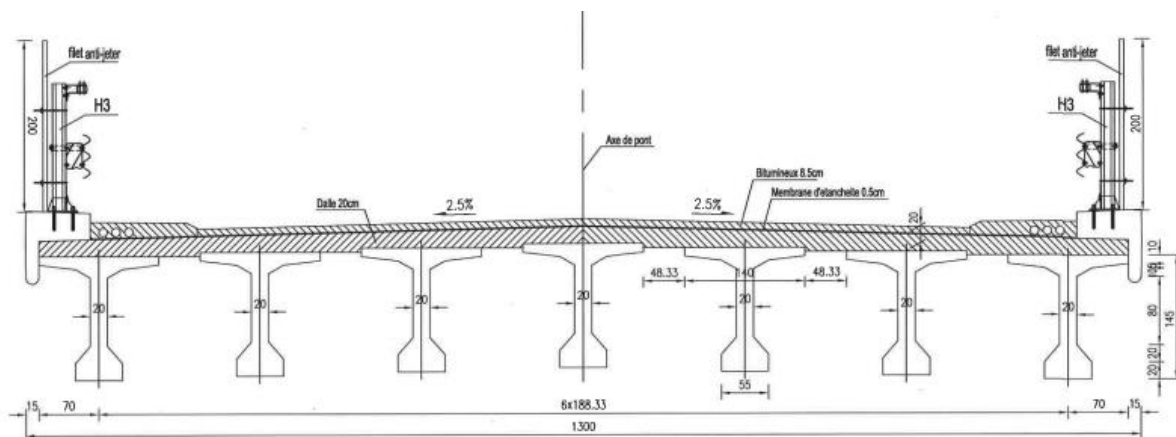


Figure 7: Profil en travers sur ouvrage

- Largeur rouable : **LR = 7 m**
- Largeur utile : **Lu = 13m**
- Largeur de trottoir : **2 m**
- Nombre de voies de circulations : **2 Voies** (double sens).
- Dévers en toit : **2,5%**

4.1.4 Gabarit :

Le profil en long s'élève au-dessus de l'autoroute afin de dégager un gabarit de **5.25 m**.

4.2 Contexte géologiques et géotechniques

Le tableau 2 liste les essais menés in-situ dans la cadre de la reconnaissance géotechnique du projet.

Tableau 2: sondage de reconnaissance

Essais	Unité	Nombre
Sondage carotté	Pièce	25.1/1
Essai pressiométrique	Essai/m/Sondage	17/25.5/1
Echantillon intact	pièce	1
Echant. de la roche	Pièce	5
Essai pénétration dynamique	fois	2

En ce qui concerne le site de notre projet :

4.2.1 Lithologie

Cette zone est d'une topographie simple, la partie superficielle est une terre végétale, la partie inférieure est une altération à des degrés différents de marnes et de grès. Voir le tableau ci-dessous donnant la succession des couches sous l'ouvrage

Tableau 3: structure des stratum de la zone du pont

N° de stratum	Épaisseur [m]	Nom des sols et des roches	Structures de stratum
1	6.5-9.5	Marne totalement altérée	RM
2	16.0-21.1	Marne intensément altérée	RM

Lors de la prospection des profondeurs des environs de l'emplacement du pont, suivant la constitution des sols, la nature des roches ainsi que la déposition du stratum et les caractéristiques des roches, nous pouvons classer les sols et les roches en 2 groupes :

Marne totalement altérée RM : grise ou gris-verte très dure, la roche est altérée en terre, le sommet est une terre végétale de **0.3 m**, épaisseur de **6.5 à 9.5 m**.

Marne intensément altérée RM : gris-verte ou grise, d'une texture argileuse en bloc, la carotte est cylindrique, localement intercalé de grès gris-jaune : la couche n'a pas été entièrement explorée.

4.2.2 Eau superficiel et eau souterrain

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

4.3 Données sismologique :

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 **0.12 g** selon le RPOA2008.



Figure 8: Les différentes zones sismiques en Algérie

4.4 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** (tempéré ou sec).

Humidité d'environnement : $\text{Ph}=55\%$

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/m²**

5 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 :

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

CHAPITRE II : CONCEPTION DE L'OUVRAGE

1 INTRODUCTION

La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux présentant une qualité de fabrication et des performances croissantes, au développement des méthodes de construction à la fois plus précises et plus sophistiquées, et à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement des obstacles les plus divers.

Dans cette partie on présente les variantes qui peuvent être adoptées pour la construction de ce pont. L'objectif est de déterminer du point de vue technique, esthétique et économique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

Il faut noter tout d'abord que les ponts sont diverses, leur classification est résumée dans l'organigramme suivant :

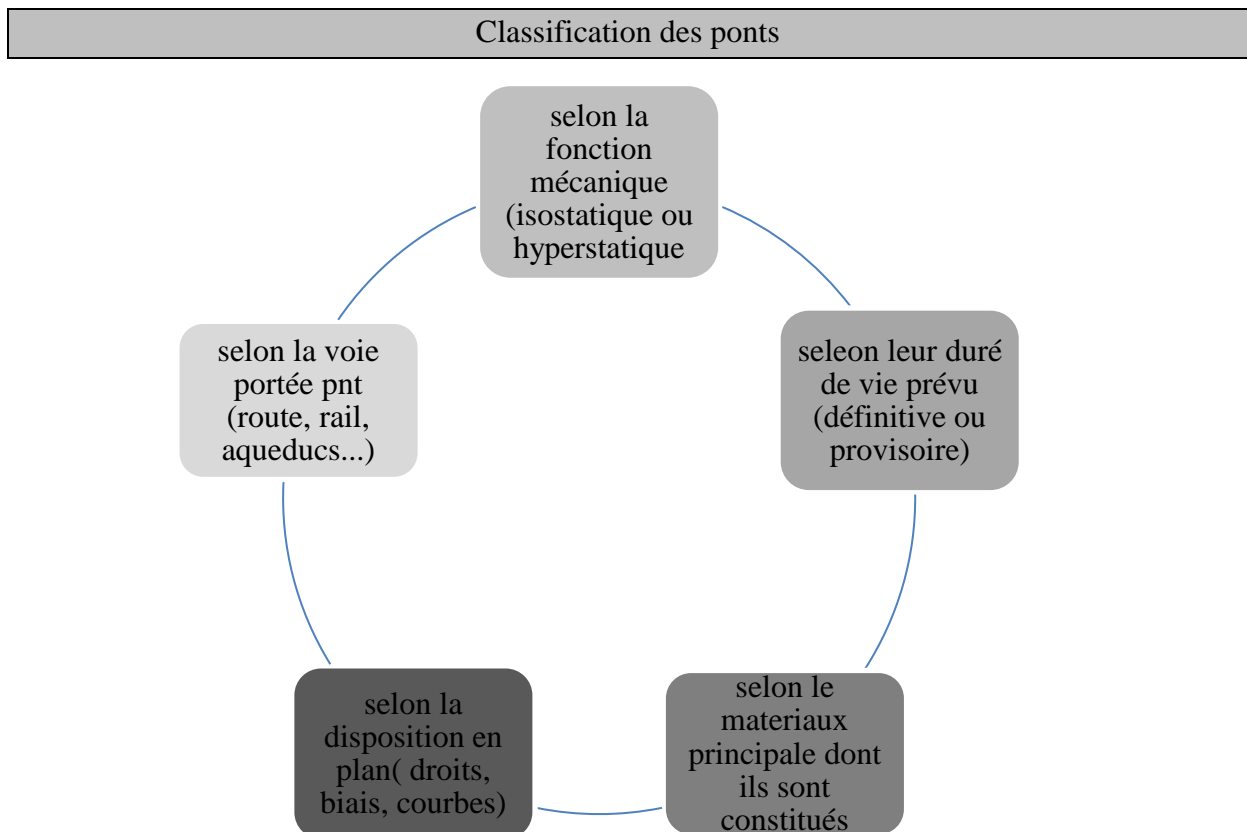


Figure 9: Classification des ponts

2 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. L'examen de ces deux ensembles permet de retenir la solution ou les solutions qui apparaissent en première vue comme les meilleures et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies.

Le critère principal permettant de choisir entre les différents types de ponts est la portée principale. Mais il est évident que d'autres critères interviennent dans le choix comme par exemple :

- Les profils de la route (en plan, en long, en travers)
- Les possibilités d'implantation des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit ou la hauteur libre à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

➔ **Parmi les principaux ponts courants on peut citer :**

• Variante 1 : Ponts dalles (armé ou précontraint, nervuré)

Les dalles des tabliers sont en béton armé ou en béton précontraint. Ces ouvrages sont utilisés pour des franchissements de moyennes portées en passage inférieur ou en passage supérieur.

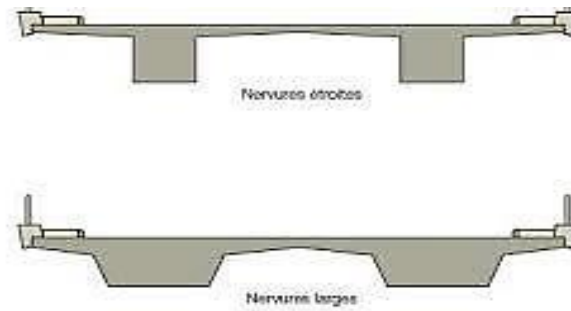


Figure n°6 : Schéma de dalles nervurées

Figure 10: dalle nervurées

•Variante2 : Ponts à poutres précontraintes (post-tension, pré-tension)

Le pont à poutres précontraintes est parmi les types de pont les plus utilisés dans le domaine des ouvrages d'art. Le tablier est formé de travées indépendantes, constituée chacune par un nombre de poutres préfabriquées. Son principe consiste à reprendre le poids propre de la poutre par une armature active, qui est l'armature de précontrainte, soit par pré tension ou par post tension. Ils sont utilisés pour le franchissement des portées.

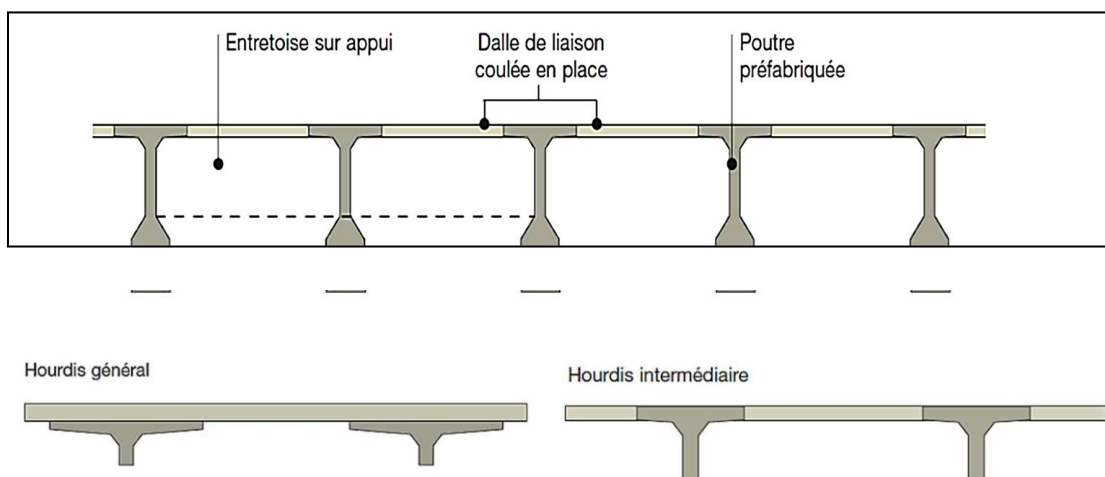


Figure 11: Coupe transversale d'un pont à poutre précontrainte

•Variante 3 : Ponts bipoutres mixtes acier-béton (à entretoises ou à pièces de pont)

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire des connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature. Les poutres peuvent être de hauteur variable ou constante, elles peuvent être sous chaussée, ou latéralement au-dessus de la chaussée.

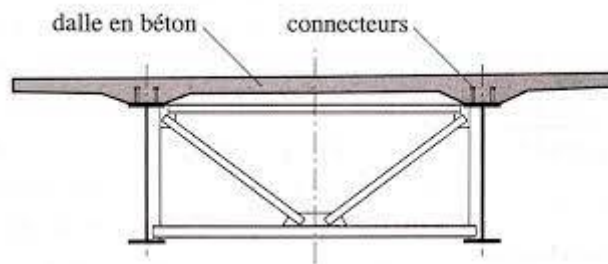


Figure 12: Pont mixtes acier –béton

•Variante4 : Ponts en béton précontraint construits en encorbellement

Les ponts en encorbellement sont constitués d'un tablier en béton précontraint qui est construit par encorbellements successifs

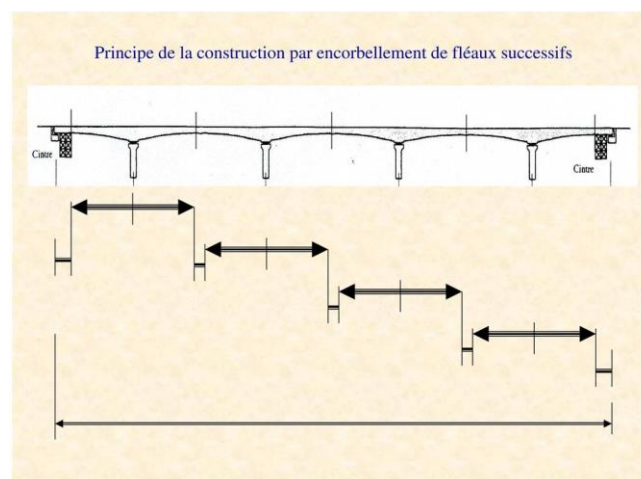


Figure 13: Ponts en béton précontraint construits en encorbellement

Notre choix se porte sur la variante 2 de ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension à cause de leur portée limitée à environ 30m (multiplication du nombre de travées).

Soit $L_{\text{travée}} = 28.10\text{m}$.

. •Pont à poutre en béton précontraint par post-tension.**Avantage :**

- ✓ Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques.
- ✓ Un des avantages de ce type de ponts est qu'ils peuvent être construits sur presque tous les types de terrain, grâce à leur mode constructif.
- ✓ Mise en place facile (mise en place appropriés aisément).
- ✓ Rapidité de construction (délai)...

Inconvénients :

- L'élanement habituel des ouvrages utilisant des poutres précontraintes, principalement dans le cas des travées isostatiques, conduit à des épaisseurs de tablier sensiblement plus fortes que celles des autres types.

3 PRE DIMENSIONNEMENT**3.1 Implantation des appuis**

Afin de déterminer les portées de notre ouvrage, nous adopterons le raisonnement suivant :

- ✓ Du fait que nous aurons deux travées : L'obligation d'avoir une ouverture assez large de la travée qui franchie l'autoroute EST-OUEST.
- ✓ Eviter l'augmentation du nombre des piles.
- ✓ Choisir des portées économiques.

Pour cela nous avons choisis la disposition suivante :

- 2 travées de longueur $L = 28.1$ m
- 2 culés considérés comme appuis simples.
- 1 pile considérée comme appui double.

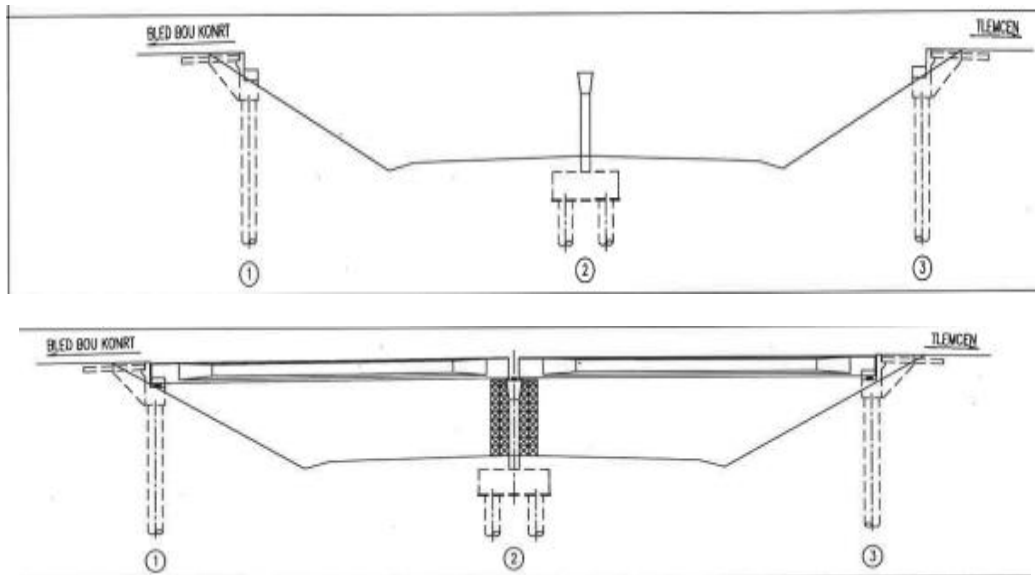


Figure 14: implantation des appuis

4 Pré dimensionnement du tablier

Nous avons pré dimensionné le tablier suivant les recommandations données par le guide SETRA (PONTS A POUTRES PREFABRIQUEES PRECONTRAINTEES PAR POST TENSION; SEPTEMBRE 1996 PAR P.PAILLUSSEAU , INGENIEUR DES T.P.E).

L'élanement, le rapport entre la hauteur du tablier (poutre + hourdis) et la portée de la travée considérée, est couramment compris entre 1/15 et 1/17. Il peut atteindre 1/20 en augmentant le nombre de poutres, lorsque des problèmes de gabarit imposent un tablier plus mince.

$$h_p = \left(\frac{28.1}{17} = 1.65 ; \frac{28.1}{15} = 1.87 \right)$$

On adopte : $h_p = 1.65 \text{ m}$.

Les talons des poutres sont dimensionnés pour enrober correctement les armatures de béton armé qui y sont concentrées. Des dimensions de l'ordre de 0,60 m x 0,25 m sont généralement suffisantes. Les âmes et les entretoises sont dimensionnées vis-à-vis de critères constructifs de bonne mise en œuvre du béton et on ne peut descendre dans la pratique en dessous de 0,20 m de largeur. Dans ce projet, on adopte des poutres sans talons. Dans ce cas, l'épaisseur de l'âme est déterminée à partir de la formule de pré dimensionnement suivante :

$$b_p = \left(\frac{1}{5} ; \frac{1}{3} \right) h_p = 0.33 ; 0.55 \text{ m}$$

On adopte : $b_p = 0.35 \text{ m}$.

L'épaisseur du hourdis dépend de la distance entre axes des poutres longitudinales et varie de **0,16 m à 0,22 m**. Dans ce projet une épaisseur de **0.20 m** a été adoptée.

Pour les entretoises, une hauteur égale à celle de la hauteur de la poutre **1,45 m** et une épaisseur de **0.3 m** a été adoptée.

4.1 Largeur du Tablier :

En a un tablier de **13 m** de largeur, la chaussée est composée de **2** voies avec une largeur de **7 m** et deux trottoirs droite et gauche de **2 m** limité par dispositifs de sécurité à gauche et à droite.

4.2 Longueur des Travées :

Le pont est de **2** travées de **28.1 m** chacune.

4.3 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 $h = 20 \text{ cm}$ (selon l'épaisseur recommandée par le guide SETRA).

4.4 Entretoise :

Les entretoises ont pour rôle de répartir les charges entre les poutres et d'encastrent à la torsion sur appuis. De plus, leur rôle est indispensable pour le verinage 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 verinage. (Espacement selon le projet = 40 cm)

Dans le pratique, l'épaisseur est de l'ordre de 25 à 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 $h_{ent} = 145\text{cm} = h_{poutre}$

5 Pré dimensionnement des poutres :

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 = **28.1m**

$$\text{Donc : } L/22 < H_t < L/15 \quad \rightarrow \quad 1.64 \text{ m} < H_t < 2.39 \text{ m}$$

On prend $H_t = 1.45 \text{ m}$

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.

5.3 Epaisseur de la table de compression

D'après le guide S.E.T.R.A[1], l'épaisseur de la table de compression pourra être donnée environ 10 cm. On prend $H_e = 10 \text{ cm}$

(60% de la hauteur de l'hourdis : $0.2(0,6)=0.12$)

5.4 Espacement des poutres

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

$$E_t \leq b + N h_e \quad E_t \leq 1.4 + 7 \times 0.20 E_t \leq 2.8$$

Donc en adopte 7 poutres avec un espacement $E_t = 1.883 \text{ cm}$.

- Nombre des poutres : $13 \text{ m} / 1.883 = 6.90 \rightarrow 7 \text{ poutres}$.

5.5 Epaisseur de l'âme (b_o)

D'après le guide S.E.T.R.A[1], 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 : $b_o = b_t = 0.55 \text{ m}$

5.6 La largeur du talon

D'après le guide S.E.T.R.A[1], la largeur du talon est donnée par la formule :

$$Bt_T \geq 1 / K (L / H)^2$$

l: la largeur total du tablier (l= 13m)

L : longueur de travée (L= 28.1m)

H : la hauteur de la poutre (H= 1.45m)

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

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

$$Bt_T \geq 13 / 1300 (28.1 / 1.45)^2 = 3.76 \text{ D'ou } Bt = 3.76 / 7 = 0.55m$$

On prend $Bt = 0.55m$

5.7 Epaisseur de talon

D'après le guide S.E.T.R.A[1], l'épaisseur du talon est comprise entre 0.1m et 0.2m pour largeurs de talon variant de 0.5m à 0.8m

On prend dans notre cas $e_1 = 0.20 m$

5.8 Gousset de talon

D'après le guide S.E.R.T.A[1], on prend $=45^\circ \rightarrow e_2 = 20cm$

5.9 Gousset de la table de compression

On prend $e_3 = 5 cm$

5.10 Epaisseur :

On prend $e_4 = 10 m$

6 Caractéristiques géométriques de la poutre

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

I / CDG : moment d'inertie par rapport a 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 de l'autre section.

B : la section

6.1 Caractéristique de la poutre à l'about

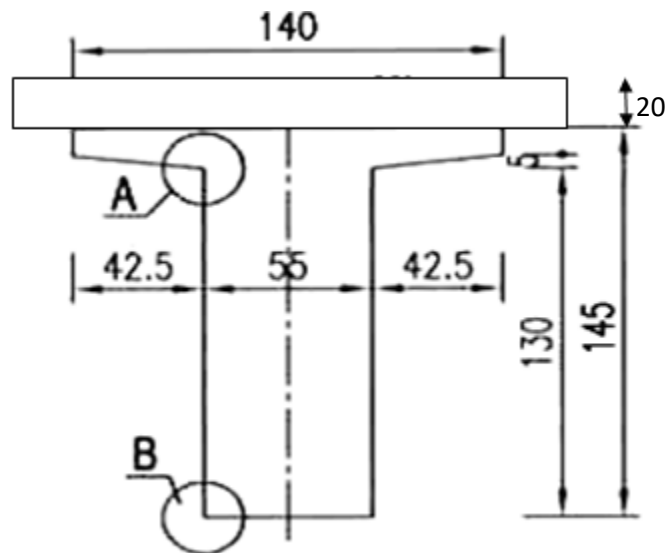


Figure 15: Section de la poutre avec hourdis à l'about

Tableau 4: Caractéristique géométrique de la poutre avec L'hourdis à l'about

	B Section (m ²)	I (m ⁴)	I/CDG (m ⁴)	Vs (m)	Vi (m)	B (m ²) (Poutre+ hourdis)	I/CDG (Poutre+ hourdis)
Section médiane	0.9068	0.100081	0.1817	0.6486	0.8014	1.2968	0.1869
Hourdis	0.39	0.0013	0.0052	0.1	0.1		

On a $\{Vs = \varepsilon w / \varepsilon s \quad ; \quad V = h - Vi$

$$1/CDG = I_0By^2$$

Le rendement de la section est donné par $\rho = (I/CDG) / (\times V \times V')$

6.2 Caractéristiques de la poutre en travée (médiante)

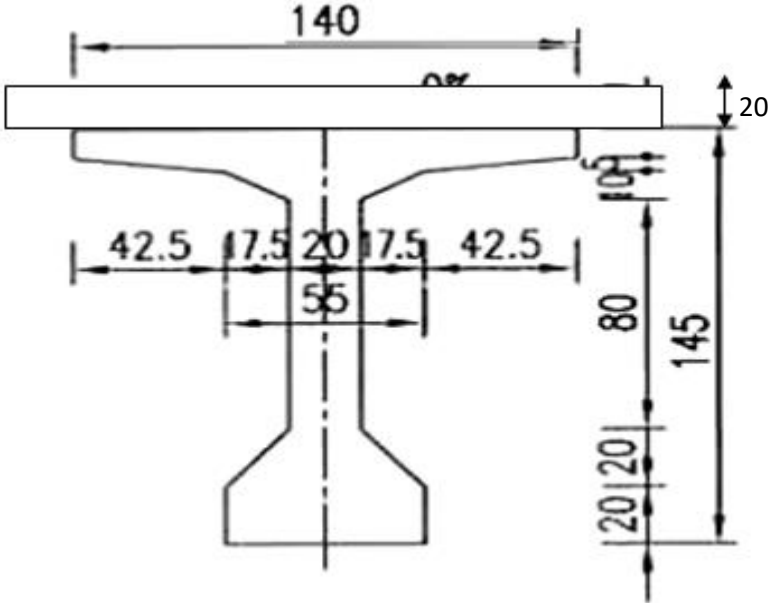


Figure 16: section de la poutre avec l'ourdis a mis travée



Figure 17: poutre a mis travée

Tableau 5: Caractéristique géométrique de la poutre a mis travée

	B Section (m ²)	I (m ⁴)	I/CDG (m ⁴)	Vs (m)	Vi (m)	B (m ²) Poutre+ hourdis	I/CDG Poutre+ hourdis
Section	0.5713	0.05107	0.1548	0.2924020	1.1575		
médianes				3	9797	0.9613	0.16
Hourdis	0.39	0.0013	0.0052	0.1	0.1		

7 PRESENTATION DES EUROCODES

Le programme des Eurocodes structuraux constitue un ensemble de textes cohérents dans le domaine de la construction. Il comporte les normes suivantes, chacune étant, en général, constituée d'un certain nombre de parties :

- EN 1990 Eurocode 0 : Bases de calcul des structures,
- EN 1991 Eurocode 1 : Actions sur les structures. [2]**
- EN 1992 Eurocode 2 : Calcul des structures en béton. [8]**
- EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier,
- EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-béton,
- EN 1995 Eurocode 5 : Calcul des structures en bois,
- EN 1996 Eurocode 6 : Calcul des structures en maçonnerie,
- EN 1997 Eurocode 7 : Calcul géotechnique,
- EN 1998 Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes,
- EN 1999 Eurocode 9 : Calcul des structures en aluminium.

Lorsqu'on calcule un pont en béton armé, le texte normatif directeur est la partie 2 de l'Eurocode 2 (EN1992-2). L'EN 1992-2 [2] n'appelle que les Eurocodes généraux (c'est à dire

les Eurocodes 0, 1, 7 et 8) et les parties 2 des autres Eurocodes "matériau" (c'est-à-dire les Eurocodes 2, 3, 5, 6 et 9). A l'exception de certaines exceptions, pour un pont, une partie 1-1 (règles générales) d'un Eurocode "matériau" ne peut donc être appelée que via la partie 2 de ce même Eurocode.

Les principales normes suivantes ont été utilisées dans cette étude :

Eurocode 0 : Bases de calcul des structures :

Eurocode EN 1990/A1 : Application pour les ponts

Eurocodes 1 : Actions sur les structures [2]

- **EN 1991-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments**

- **EN 1991-2 : Actions sur les ponts dus au trafic .**

Eurocode 2 : Calcul des structures en béton [8]

- **EN 1992-1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments**

- **EN 1992-2 : Ponts en béton**

8 PROPRIETES DES MATERIAUX**8.1 Béton****8.1.1 Caractéristiques mécaniques :****• Résistance à la compression et à la traction :**

La résistance des bétons est, en France comme dans de nombreux pays, la résistance caractéristique a la compression mesurée sur cylindre a 28 jours conformément aux prescriptions de la norme EN 206. Cette valeur est notée f_{ck} . Dans quelques pays (par exemple en Allemagne ou au Royaume Uni), on mesure cette résistance sur cube permettant d'obtenir la valeur de f_{ck} cube.

L'EUROCODE[2] définit des classes de résistance du béton par un couple de valeurs f_{ck} , f_{ck} cube. Un béton C40/50 possède une résistance caractéristique de 40 MPa sur cylindre et de 50 MPa sur cube.

Les classes de l'EUROCODE[2] vont du béton C 12/15 (non utilisé en béton précontraint) à C50/60.

Les classes de résistance supérieure qui sont indiquées par l'EUROCODE[2] jusqu'au béton C90/105 relèvent des bétons à haute performance (BHP).

Bien que la résistance continue de croître au-delà de 28 jours (de 15 à 20 % à 90 jours), le supplément de résistance n'est pas pris en compte dans les calculs.

Dans le cas, fréquent en béton précontraint, où l'on met en charge le béton avant 28 jours, il faut définir une résistance caractéristique à ((j)) jours après coulage du béton.

Pour calculer $f_{ck}(j)$ en fonction de l'âge j (exprime en jours) du béton, on peut utiliser l'expression suivante :

$$f_{ck}(j) = f_{ck} \times e^{s \times (1 - \sqrt{\frac{28}{j}})} = f_{ck} \times \beta_{cc}(j)$$

$s = 0,2$ pour les ciments à haute résistance et à durcissement rapide

$s = 0,25$ pour les ciments normaux à durcissement rapide

$s = 0,38$ pour les ciments à durcissement lent.

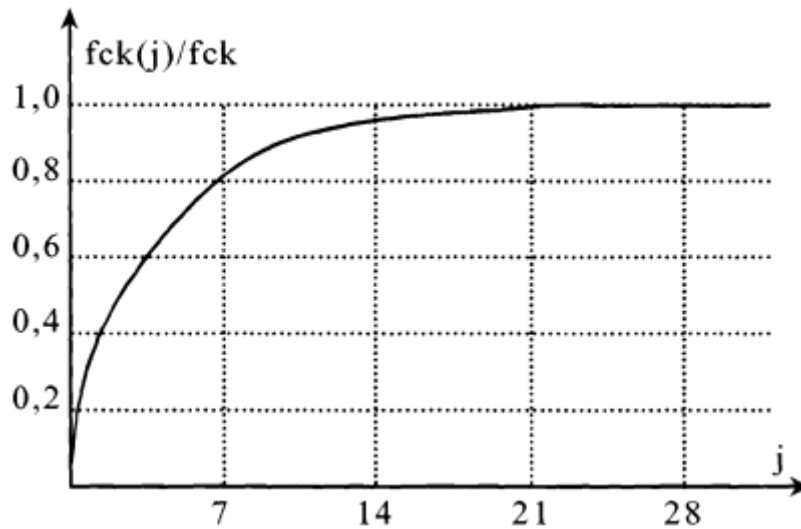


Figure 18: Résistance aux jeunes âges d'un béton normal

La résistance moyenne à la compression vaut $f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa.

Pour un béton de classe inférieure ou égale à C50/60, la résistance moyenne à la traction peut être évaluée par la formule :

$$2/3 f_{ctm} = 0,3 \times (f_{ck})^{2/3} .$$

Avec $f_{ck} = 40$ MPa, on obtient par exemple une résistance moyenne à la traction de 3,5 MPa.

- **Courbe contrainte-déformation**

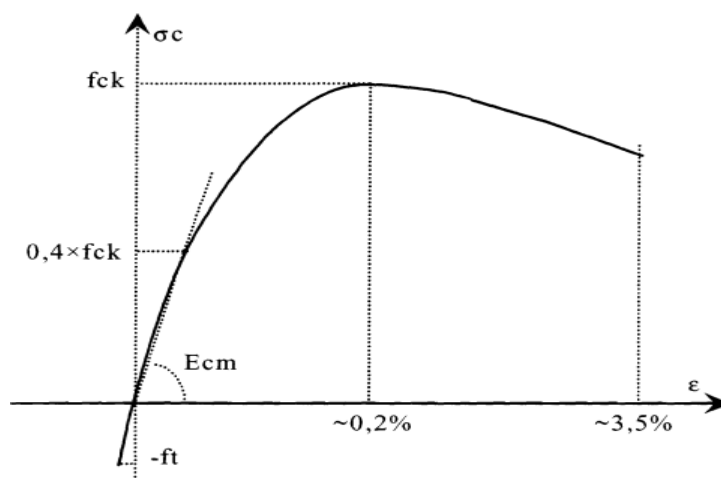


Figure 19: Courbe contrainte-déformation du béton

Les principales caractéristiques mécaniques, définies par l'EN 1992-1-1[2] , en sont les suivantes :

- masse volumique: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$;
- résistance caractéristique à la compression sur cylindre: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$;
- valeur moyenne de la résistance à la traction : $f_{ctm} = 0.3 \times f_{ck}^{2/3} = -2.6 \text{ MPa}$;
- fractile 5% de la résistance caractéristique à la traction : $f_{ctk,0.05} = 0.7 \times f_{ctm} = -1.8 \text{ MPa}$
- fractile 95% de la résistance caractéristique à la traction : $f_{ctk,0.95} = 1.3 \times f_{ctm} = -3.3 \text{ MPa}$
- résistance moyenne en compression à 28 jours = 35 MPa
- module d'élasticité : $E_{cm} = 22000 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3} = 31475 \text{ MPa}$

La résistance de calcul f_{cd} à la compression est définie par l'EN 1992-2 [2] comme suit

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

Le coefficient α_{cc} , qui jusqu'à maintenant était pris égal à 0,85 dans la plupart des règlements de calcul nationaux, est pris, dans l'EC2, égal à 1 pour le béton armé et 0.8 pour le béton non armé.

Si la résistance du béton est déterminée à plus de 28 jours, la valeur α_{cc} est remplacée par

$K_t \alpha_{cc}$, avec $K_t = 0,85$.

γ_c : coefficient de sécurité partiel du béton.

$\gamma_c = 1.5$ en cas de situation durable ou transitoire et égal à 1.2 en situation accidentelle.

L'EC2 présente deux diagrammes contraintes-déformations pour la justification des sections béton armé :

- Le diagramme parabole-rectangle :

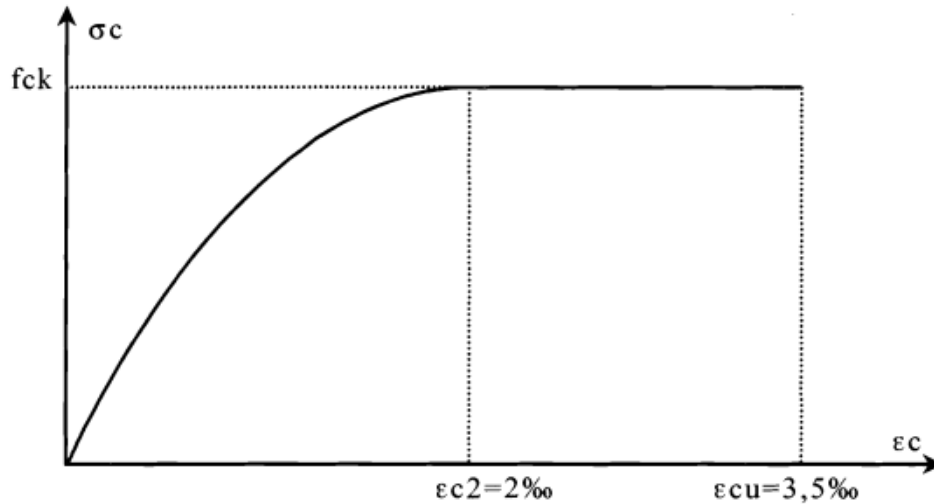


Figure 20: Diagramme parabole-rectangle de l'EN 1992-1

Dans ce projet, on adopte le diagramme parabole rectangle.

$\epsilon_{c2} = 0.2\%$ est la déformation atteinte pour la contrainte maximale,

$\epsilon_{cu} = 0.35\%$ est la déformation ultime, telle qu'il est indiquée dans le Tableau 3.1 de l'EN 1992-1-1.[2]

8.2 Aciers

Les armatures passives utilisées sont des barres à haute adhérence (HA) de classe B (ductilité normale) avec une limite d'élasticité $f_{sk} = 500$ MPa. Pour le module d'élasticité des aciers passifs $E_s = 210\,000$ MPa.

Pour les calculs courants, on peut utiliser l'un des deux diagrammes suivants :

- soit un diagramme avec palier de plasticité, sans limitation d'allongement de l'acier et avec une contrainte maximale f_{yk} / γ_s ;

- soit un diagramme avec droite inclinée avec une limite de déformation égale à ϵ_{ud} et une contrainte maximale $k f_{yk} / \gamma_s$ pour ϵ_{uk} , avec $k = (f_t / f_y)_k$. La valeur de $(f_t / f_y)_k$ est donnée dans l'Annexe C de l'EN 1992-1[2]

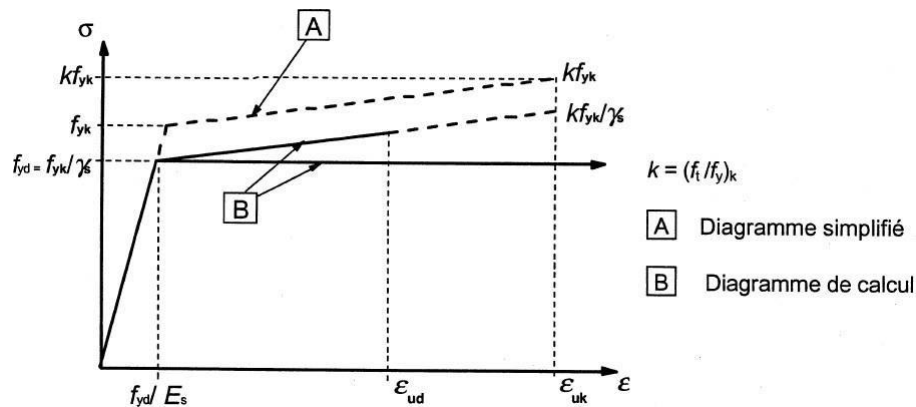


Figure 21: Diagramme contrainte-déformation simplifié et diagramme de calcul pour les aciers de béton armé (tendus ou comprimés)

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situation durable ou transitoire et égal à 1 en situation accidentelle. Dans ce projet, on adopte le diagramme contrainte déformation avec palier.

Les armatures passives utilisées dans ce projet sont des barres à haute adhérence FeE 500 de classe B avec une limite d'élasticité $f_{yk} = 500$ MPa, $f_{yd} = 435$ MPa en situation durable ou transitoire et un module d'élasticité $E_s = 200000$ MPa.

8.2.1 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 donnée par la formule suivante :

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

Pour les Câble de précontrainte : Les câbles sont composés de torons 6T15, Des câble à très basse relaxation TBR,

- Résistance normale $f_{prg}=1860$ MPa,
- Diamètre nominal d'un toron $\phi=15.2$ mm,
- Surface nominale d'un toron $A_p = 140$ mm²,

-Module de déformation élastique $E_p = 195000 \text{ MPa}$,

-Coefficient de relaxation $\rho_{1000} \leq 2.5 \%$.

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

8.2.2 Acier Passifs

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures.

Module de déformation élastique $E_s = 195000 \text{ MPa}$

Poids volumique $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$

-**Barre lisse**: aciers de nuance FeE235, correspondant à NF A35-015, limite élastique $f_e = 235 \text{ MPa}$.

- **Acier tors** : aciers de nuance FeE 500-3, correspondant à NF A35-016, limite élastique $f_e = 500 \text{ MPa}$.

-**Treillis soudé** : acier de nuance FeE 500-2 correspondant à NF 35-016 et a NF 35-019, limite, élastique $f_e = 500 \text{ MPa}$.

9 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons donné une description détaillée du pont, des matériaux utilisés et des éléments permettant d'effectuer notre choix de conception.

CHAPITRE III : CHARGES ET SURCHARGES

CHAPITRE III : CHARGES ET SURCHARGES

1 INTRODUCTION

Il s'agit d'un pont routier, notre ouvrage doit tenir dans les différentes phases de vie d'un ouvrage (Construction, Service et Séisme). Il est soumis aux différentes actions (Poids Propre, Surcharges routières, équipements, surcharges de trottoirs, Force du au séisme).

Dans ce chapitre, nous allons donner une description de ces différentes charges et surcharges aux quel sera soumis notre pont.

2 CHARGES PERMANENTES

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes. (Charges des trottoirs, Revêtement, Dispositif de sécurité).

2.1 Poids propre du tablier :

Les sollicitations dues aux poids propre des poutres principales et du hourdis. Le poids volumique du béton armé est pris égal à 2,5 t/m³.

Poutre :

Section médiane : $S_1 = 0.5713$

Section about : $S_2 = 0.9068$

$$G_1 = (0.9068 \times 2.5 \times 2) + (19.10 \times 0.5713) \times (2.5/28.1) \times 7$$

$$G_1 = 15.05 \text{ t/m}$$

La dalle :

$$G_2 = e \times LD \times \gamma b$$

e : épaisseur de la dalle = 0.20m

LD : largeur de la dalle = 12.70m

γ_b : point volumique de béton = 2.5t/m³

$$G_2 = 0.20 \times 12.70 \times 2.5$$

$$G_2 = 8.89 \text{ t/ml}$$

Entretoise :

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

b : épaisseur de l'entretoise = 0.30m

h : hauteur de l'entretoise = 1.45m

L : largeur de l'entretoise = 11.8498m

n : nombre de l'entretoise = 3

$$G_3 = 0.30 \times 1.45 \times 11.8498 \times 2.5 \times 3$$

$$G_3 = 54.124 \text{ t}$$

2.2 Poids propre des Superstructures :

Les superstructures sont constituées par tous les éléments du tablier qui n'interviennent pas dans la résistance mécanique de l'ouvrage. L'asphalte coulé utilisé pour la couche d'étanchéité et le béton bitumineux utilisé pour la couche de roulement ont un poids volumique de 22kN/m³, comme il est indiqué au Tableau A.6 de l'EN 1991-1[2]. L'épaisseur adoptée pour la couche de roulement vaut 8,5 cm celle de la membrane d'étanchéité vaut 0,5 cm. Les valeurs nominales et pondérées des charges de superstructures sont données au Tableau suivant :

Tableau 6: Valeurs nominales et pondérées des charges de superstructure

	Valeurno minale (KN/m ²)	Coefficient majorities	Coefficient minoritair e	Valeur caractéristi quemaxi	Valeur Caracté ristique mini
Couche d'étanchéité (KN/m ²)	0.75	1.2	0.8	0.9	0.6
Couche de rouleme nt (KN/m ²)	2	1.4	0.8	2.8	1.6
Garde-corps (KN/m)	0.1	1	1	0.1	0.1
Trottoir (KN/m ²)	3	1	1	3	3

2.3 Les charges complémentaires permanentes(CCP)



Figure 22: Les charges complémentaires du pont

2.3.1 Revêtement

Une couche de revêtement en béton bitumineux de **8,5** cm d'épaisseur placée sur le tablier, $\gamma_{BB} = 2.2 \text{ t/m}^3$, et une largeur chargeable de $L=7\text{m}$

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

e_r : Epaisseur de revêtement = 0.085m

L_r : Largeur roulable = $188.33 \times 6 \text{ cm}$

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

$$G_4 = 0.085 \times (1.8833 \times 6) \times 2.2$$

$$G_4 = 2.113 \text{ t/ml}$$

2.3.2 Membrane d'étanchéité :

$$G_5 = e \times L_e \times \gamma_e$$

$$G_5 = 0.005 \times (1.8833 \times 6) \times 2.2$$

$$G_5 = 0.1243 \text{ t/ml}$$

2.3.3 Garde corps et glissières :

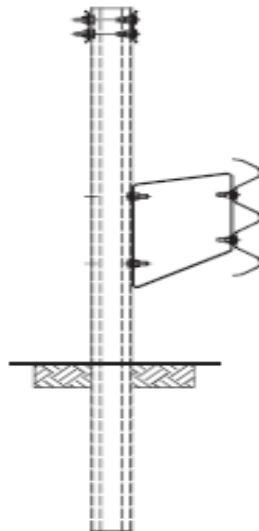


Figure 23: Glissière de sécurité

on a 0.1 t/ml de chaque coté Donc :

$$G_6 = 0.2 \text{ t/ml}$$

2.3.4 Corniches et longrines :

$$G_7 = 2 \times 1.12$$

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

2.3.5 Total de la charge permanente :

$$Gt = (G1 + G2 + G4 + G5 + G6 + G7) \times L + G3$$

$$Gt = (15.05 + 8.89 + 2.113 + 0.1243 + 0.2 + 2.24) \times 28.1 + 54.124$$

$$Gt = 858.270 \text{ t}$$

3 ACTIONS VARIABLES**3.1 Découpage de la chaussée en voies conventionnelles**

Il convient de mesurer la largeur w de la chaussée entre bordures ou entre limites intérieures des dispositifs de retenue des véhicules, en excluant la distance entre les dispositifs de retenue fixes ou les bordures du terre-plein central ainsi que la largeur de ces dispositifs de retenue.

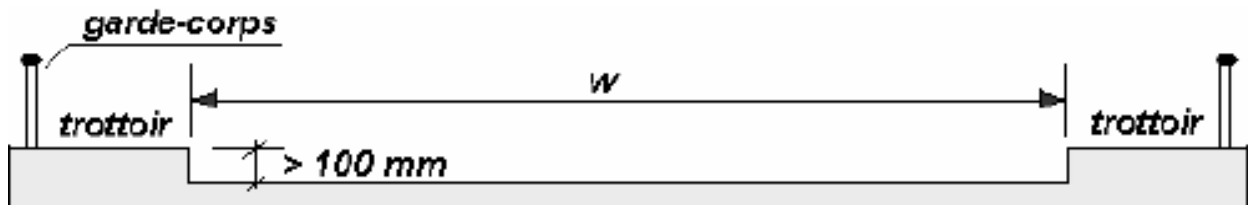


Figure 24: Largeur de la chaussée

La plate-forme du tablier d'un pont routier d'une largeur w , se divisera en n_l voies virtuelles, d'une largeur w_l chacune, selon les critères définis dans le tableau 1.2 de l'EN 1991-2 [2].

D'où l'on tire : $w = 7\text{m}$.

$$n = \text{ent}(7/3) = 3,5 \quad w_l = 3,5 \text{ m}$$

Largeur de l'aire résiduelle = 3 m.

Tableau 7: Nombre et largeur des voies virtuelles

Largeur de la plate-forme(w)	Nombre de voies virtuelles (nl)	Largeur de la voie virtuelle (wl)	Largeur de la surface restante
$w < 5,4\text{m}$	$nl = 1$	3m	$w - 3\text{m}$
$5,4\text{ m} \leq w < 6\text{m}$	$nl = 3,5$	$\frac{w}{2}$	0
$w \geq 6\text{m}$	$n = \text{ent}(w/3)$	3m	$w - 3nl$

3.2 Modèles de charges verticales

Pour les ponts routiers, **quatre** modèles de charges sont définis dans l'**Eurocode 1[2]** pour la vérification de la sécurité structurale.

3.2.1 Modèle de charge 1 (LM1) :

Charges concentrées et uniformément réparties, couvrant la plupart des effets du trafic de camions et de voitures. Ce modèle est destiné à des vérifications générales et locales.

3.2.2 Modèle de charge 2 (LM2) :

Une charge d'essieu unique appliquée à des surfaces spécifiques de contact des pneumatiques, couvrant les effets dynamiques du trafic normal sur des éléments structuraux très courts. Ce modèle est à considérer séparément et seulement pour les vérifications locales.

3.2.3 Modèle de charge 3 (LM3):

une série d'ensembles de charges d'essieu représentant des véhicules spéciaux (par exemple pour transport industriel ou militaire) qui peuvent circuler sur les routes ouvertes à des charges exceptionnelles. Ce modèle n'est à utiliser que lorsque, et dans la mesure

Où, le maître d'ouvrage l'exige, pour des vérifications générales et locales.

3.2.4 Modèle de charge 4 (LM4) :

Lorsqu'il y a lieu de le considérer, le chargement de foule est représenté par une charge nominale (comprenant une majoration dynamique) qui est la charge caractéristique. Sauf

spécification différente, il convient de l'appliquer sur les longueurs et largeurs appropriées du tablier de pont-route, terre-plein central compris le cas échéant. Ce système de chargement, destiné à des vérifications générales, n'est associé qu'à une situation transitoire.

Dans le cadre de cette étude on se contente de considérer le modèle de charge **LM1**.

3.3 Modèle de charge LM1

Le modèle de charges principal (modèle n°1, LM1), comporte :

- des charges concentrées (essieux de tandems, notés TS).
- des charges uniformément réparties (notées UDL).

Les intensités de base des charges verticales sont indiquées dans le tableau 1.3. de l'EN 1991-

2 [2] :

Tableau 8: Modèle de charge n°1

	Charge concentrée (kN) (essieu)	Charge répartie (kN/m ²)	
	Q _{ik}	q _{ik}	q _{rk}
Voien°1	300	9	/
Voien°2	200	2,5	/
Voien°3	100	2,5	/
Autres voies	0	2,5	/
Aire résiduelle	0	/	2,5

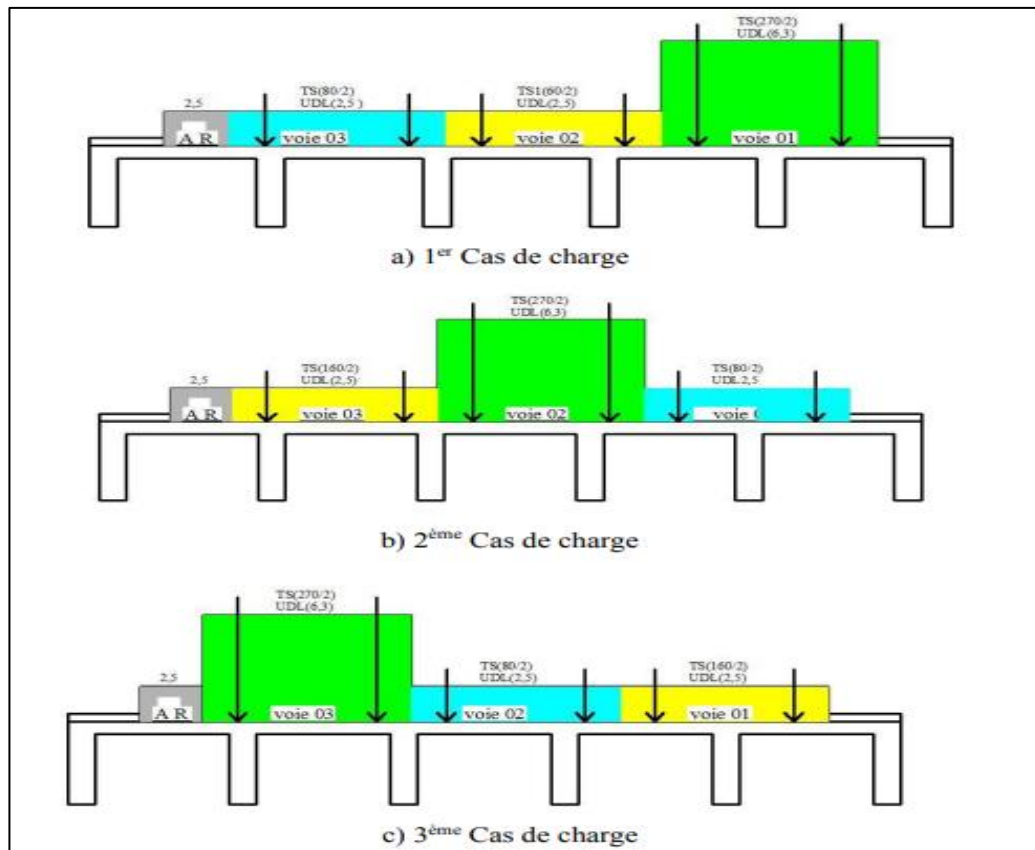


Figure 25: Cas de charges envisagés dans le sens transversal

→ Les coefficients α_{Qi} , α_{qi} , α_{qr} affectant l'intensité des diverses composantes du modèle n°1 permettent d'associer à un ouvrage particulier une classe de chargement et dont les valeurs sont définies dans le tableau 1.4 de l'EN11991-2 [2]. Trois classes sont prévues.

Dans le cas de ce projet, les coefficients d'ajustement sont prises ici en classe 2

La charge répartie UDL ne doit être positionnée que sur les parties défavorables de la surface d'influence. La charge UDL est donc sécable : une voie peut être partiellement chargée, dans le sens longitudinal, mais également dans le sens transversal.

Le tandem TS n'est par contre pas sécable : il doit être placé en entier sur l'ouvrage : certaines roues du tandem peuvent être placées dans la partie favorable de la surface d'influence si l'effet global du tandem reste défavorable.

3.4 COMBINAISONS D' ACTIONS : (selon EUROCODE)

Par définition, une action variable est toutes forces extérieures susceptibles de créer des efforts dans la structure. On peut citer les charges de trafic, le vent, la neige, charges de construction, la température... Pour notre cas d'étude, nous nous focaliserons uniquement sur les charges variables dues essentiellement au trafic.

3.4.1 Les groupes de charge de trafic

La formation des groupes de charge permet d'imaginer les événements éventuels susceptibles de se dérouler dans la période de service de l'ouvrage. Ainsi on distingue essentiellement pour les ponts routiers 5 groupes de chargement circonscris dans le tableau ci dessous :

Tableau 9 : Désignation des groupes

Type de charge	Forces verticales					Forces horizontales
Système de chargement	LM1 (TS et UDL)	LM2 (essieu unique)	LM3 (véhicules spéciaux)	LM4 (Foule)	Trottoir et piste cyclable	Force de freinage
Gr1a	Valeur caractéristique				Valeur réduite	
Gr1b		Valeur caractéristique				
Gr2	Valeurs fréquentes					Valeur caractéristique
Gr3					Valeur caractéristique	
Gr4				Valeur caractéristique	Valeur caractéristique	
Gr5	Valeurs fréquentes LM1 avec déduction de LM3		Valeur caractéristique			

3.4.2 Combinaison d'action sur la structure du tablier

La base de calcul est faite selon des états idéalisés appelés états limites au de-là duquel les exigences de la construction ne sont plus satisfaites. On distingue les états limites ultimes (la ruine de l'ouvrage, son effondrement...) et les états limites de service (limitation de contrainte, de déformation, ...) de la structure.

3.4.2.1 Combinaisons à l'ELU

L'EUROCODE classe les états limites ultimes en 4 sous-parties que sont :

- ✚ ELU EQUI : pour la perte de l'équilibre statique (glissement ou renversement d'un mur de soutènement)
- ✚ ELU STR : pour la résistance du matériau et instabilité de forme (poutre en flexion, poteau en compression...)
- ✚ ELU GEO : pour la déformation excessive du sol
- ✚ ELU FAT : pour la défaillance provoquée par la fatigue

Les situations de projet doivent être classées de la manière suivante :

- situations de projet durables, qui se réfèrent aux conditions d'utilisation normale;
- situations de projet transitoires, qui se réfèrent à des conditions temporaires applicables à la structure, par exemple en cours d'exécution ou de réparation;
- situations de projet accidentelles, qui se réfèrent à des conditions exceptionnelles applicables à la structure ou à son exposition, par exemple à un incendie, à un choc, ou aux conséquences d'une défaillance localisée ;
- situations de projet sismiques, qui se réfèrent à des conditions applicables à la structure lorsqu'elle est soumise à des tremblements de terre.

Dans cette étude on ne considère que la situation de projet durable.

En situation de projet durable, pour des justifications de dimensionnement des éléments structuraux (hors semelles, pieux, murs de culées ou autres éléments soumis à des actions géotechniques), les combinaisons fondamentales ELU en situation durable à considérer sont :

$$1.35G_{k,sup} + 1.35(TS + UDL + f_k)$$

Où

$G_{k, sup}$: action permanente défavorable ;

$G_{k, inf}$: action permanente favorable ;

f_k : charges de piétons et cycles sur les ponts, égale à 3 KN/m² lorsqu'elle est combinée au modèle LM1.

On ne considère pas les combinaisons d'action dans lesquelles figurent les effets de la température étant donné que le tablier est constitué de deux travées indépendantes.

3.4.2.2 *Combinaisons d'actions à l'ELS*

Les combinaisons d'actions pour états-limites de service sont définies par les expressions suivantes :

- **Combinaison caractéristique** :

$$G_{k, \text{sup}} + (TS + UDL + f_k) G_{k, \text{sup}}$$

La combinaison fréquente est normalement utilisée pour des états-limites réversibles comme une fissure dans du béton armé

- **Combinaison fréquente**:

$$G_{k, \text{sup}} \text{ (ou } G_{k, \text{inf}}) + (0.75TS + 0.4UDL)$$

La combinaison fréquente est normalement utilisée pour des états-limites réversibles comme une fissure dans du béton précontraint.

- **Combinaison quasi-permanente** :

$$G_{k, \text{sup}}$$

La combinaison quasi-permanente est normalement utilisée pour des effets à long terme et l'aspect de la structure comme le retrait et le fluage.

3.5 Surcharge de trottoirs :

La simultanéité des systèmes de chargement avec les charges de trottoirs est prise en compte par des groupes de charges définis dans le tableau 3.4a de l'EN 1991-2 [2]. Deux valeurs caractéristiques de surcharges de trottoir doivent successivement être considérées :

- une valeur de combinaison dont la valeur recommandée $q_{fk} = 3 \text{ kN/m}^2$ et qui fait partie de combinaison du groupe 1a qui comprend les charges UDL et TS.

- $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ cette valeur recommandée qui peut être modifiée par les spécifications du projet qui est la seule composante variable de la combinaison du groupe 3.

Si les spécifications du projet prévoient la possibilité d'une foule dense sur toute la surface du tablier (y compris sur les trottoirs, les pistes cyclables et l'éventuel terre-plein ce le groupe gr3 est remplacé par le groupe gr4 avec une valeur caractéristique de charge imposée à $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ répartie sur toute la surface du tablier.

Dans ce projet on adopte la valeur de combinaison $q_{fk} = 3 \text{ kN/m}^2$

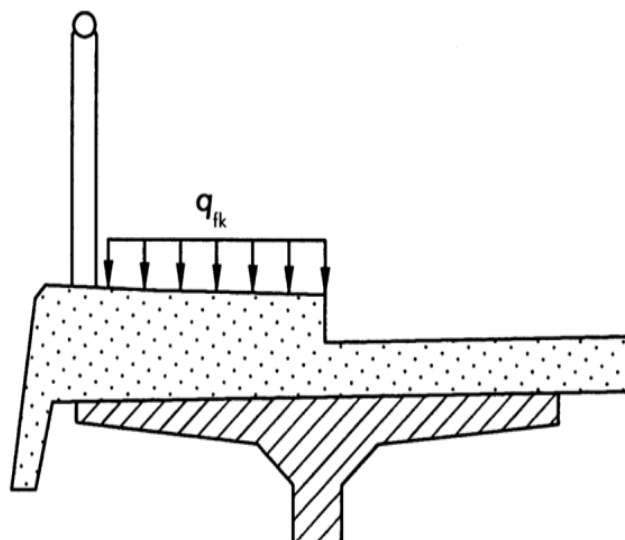


Figure 26: Valeur caractéristique de la surcharge sur trottoir

3.6 Le vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinale de la chaussée. Il développe sur toute la surface frappée normalement une pression de :

- 2 KN/m² lorsque l'ouvrage est en service.

- 1.25 KN/m² lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée excède un mois.

- 1.0 KN/m² lorsque l'ouvrage est en exécution dont la durée n'excède pas un mois.

Pour le cas de notre ouvrage, on prendra une pression qui vaut 1.25 KN/m² car la durée de réalisation du projet dépasse 1 mois.

3.7 La température :

Le gradient thermique est la différence de la température qui s'établit journallement entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement. Logiquement l'extrados est plus chaud que l'intrados.

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral d'écourte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région d'e Tlemcen $\Delta T = \pm 30^{\circ}\text{C}$.

3.8 Forces de freinage :

3.8.1 Forces de freinage et d'accélération:

P Une force de freinage, Q_{lk} , s'exerçant longitudinalement au niveau de la chaussée finie, doit être prise en compte.

Il convient de calculer la valeur caractéristique de Q_{lk} , limitée à 900 kN pour la largeur totale du pont, comme la fraction définie ci-après de la totalité des charges verticales maximales correspondant au modèle de charge 1 susceptible d'être appliqué sur la voie n° 1 :

$$Q_{lk} = 0,6 \alpha'_{Q1} (2Q_{k1}) + 0,10 \alpha_{q1} q_{1k} w_1 L$$

$$180 \alpha'_{Q1} (\text{KN}) \leq Q_{lk} \leq 900 (\text{kN})$$

3.8.2 Forces centrifuges et autres forces transversales

Il convient de considérer la force centrifuge Q_{tk} comme une force transversale s'exerçant au niveau de la chaussée finie, dans une direction radiale par rapport à l'axe de celle-ci.

Pour la valeur caractéristique de Q_{tk} , effets dynamiques inclus, il convient de retenir les valeurs du Tableau suivant:

Tableau 10: Valeurs caractéristiques des forces centrifuges

$Q_{lk} = 0,20 Q_v$ (kN)	si $r < 200$ m
$Q_{lk} = 40 Q_v/r$ (kN)	si $200 \leq r \leq 1500$ m
$Q_{lk} = 0$	si $r > 1500$ m

- r rayon de courbure en plan de l'axe de la chaussée [m] ;
- Q_v poids total maximal des charges concentrées verticales des tandems du modèle de charge 1.

3.8.3 Présence accidentelle de véhicules sur l'ouvrage

P Si aucun obstacle permanent n'empêche l'accès des véhicules sur l'ouvrage, la présence accidentelle d'un véhicule sur le tablier doit être prise en compte.

Dans une telle situation, il convient d'utiliser le modèle de charge ci-après, consistant en un groupe de deux essieux de 80 kN et 40 kN, distants de 3 m, avec une distance entre centres des roues de 1,3 m et des surfaces de contact carrées de 0,20 m de côté au niveau du revêtement. Pour la force de freinage associée au modèle, il convient d'adopter une force égale à 60 % de la charge verticale.

Note:

La force de freinage appliquée aux appareils d'appui fixes est limitée à 6 000 kN par voie

3.9 Le séisme :

Pour un séisme de probabilité d'occurrence donnée, le dommage conçu est dimensionné d'après les dispositions suivantes, situé n'importe où, ne devrait pas dépasser une limite établie.

En premier lieu, il s'agit d'assurer la protection des vies humaines et par conséquent de garantir la sécurité structurale.

-Selon la classification sismique des wilaya et communes d'Algérie, l'ouvrage est de zone I.

-La valeur de coefficient d'accélération égale $a : 0.12g$

-La magnitude d'onde $M=6.5$

4 Combinaisons des charges (à l'exploitation) :

Les combinaisons à considérer pour les ponts routiers sont fixées par l'EUROCODE [2] :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les coefficients de majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 11: Coefficients de majorations

Actions	ELU	ELS
LM1	1.35	1
Poids propre (G)	1.35	1
Gradient thermique (ΔT)	0	0.5
Vent (W)	1.5	0
Surcharges sur les trottoirs (ST)	1.6	1.2
freinage	1.6	1.2

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives, les notations utilisées sont définies comme suit :

G : Les charges permanentes.

Q_r : Charges d'exploitation des ponts routes sans caractère particulier.

W : Action du vent

T : Gradient thermique

Tableau 12: Combinaisons d'action

Action prépondérante	Combinaisons	N° de la combinaison
A L'ELU	$1.35G+1.35 (Ts+UDL+f_k)$	1
A L'ELS	$G_{k, sup} + (TS + UDL + f_k) G_{k, sup}$	1
	$G+ST+0,5 T$	2
	$G_{k, sup}$	3
	$G_{k, sup} + (0.75TS + 0.4UDL)$	4

5 CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les sollicitations que supporte la structure longitudinalement et transversalement. Leur mise en application sur la structure sera présentée dans le chapitre suivant en faisant appel à la modélisation numérique.

CHAPITRE IV
MODELISATION ET
SOLLICITATIONS

CHAPITRE IV : MODELISATION ET SOLLICITATIONS**1 INTRODUCTION :**

La modélisation par éléments finis a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée, mais plus précise que les méthodes simplifiées, le comportement des différents types de tabliers. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) requiert la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

Dans cette étude, l'analyse du tablier du pont a été réalisée avec le logiciel CSI BRIDGE, version 23.

2 PRESENTATION DE LOGICIEL :

CSI Bridge 2023 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.

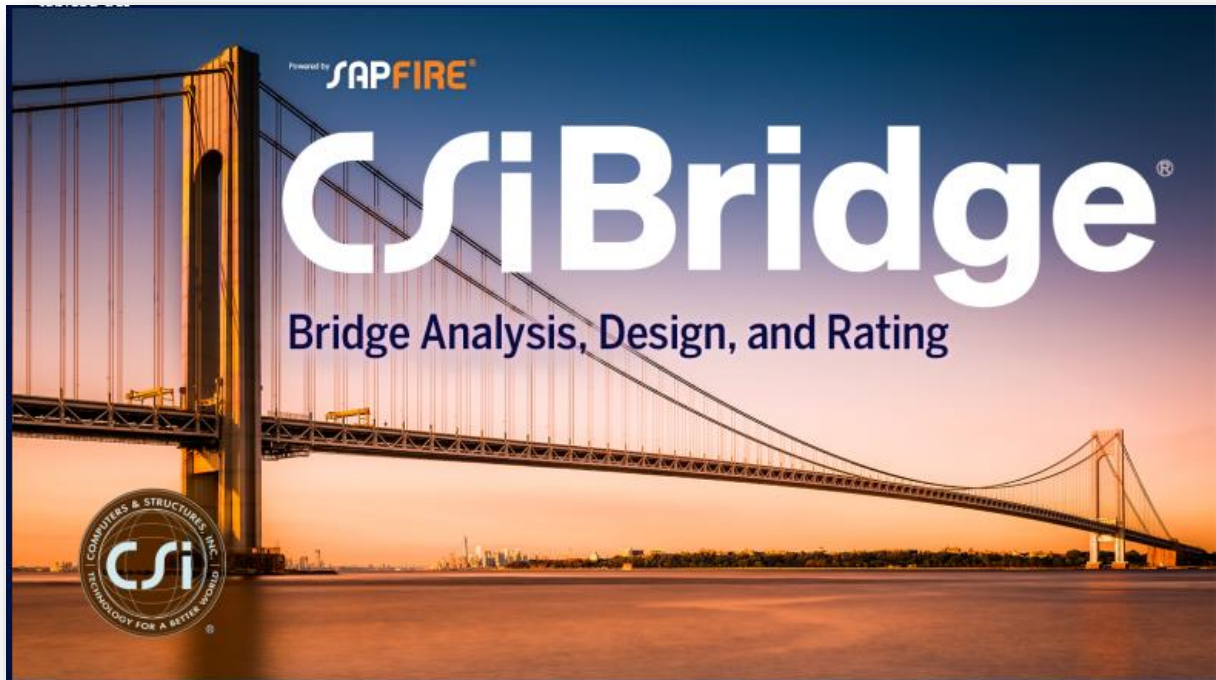


Figure 27: logiciel CSI bridge 2023

3 GEOMETRIE :

Le tablier est constitué de **deux** travées identiques. Les deux dernières seront modélisées. Les poutres sont représentées en section **T** comme il est indiqué dans la figure si dessous. L'hourdis est représenté par deux surfaces sous les **deux trottoirs** et les surfaces représentant respectivement les voies de circulation 1 et 2 sur lesquelles on dispose les charges **UDL** et les tandems **TS** et la voie résiduelle. La figure si dessous représente la géométrie du modèle numérique.

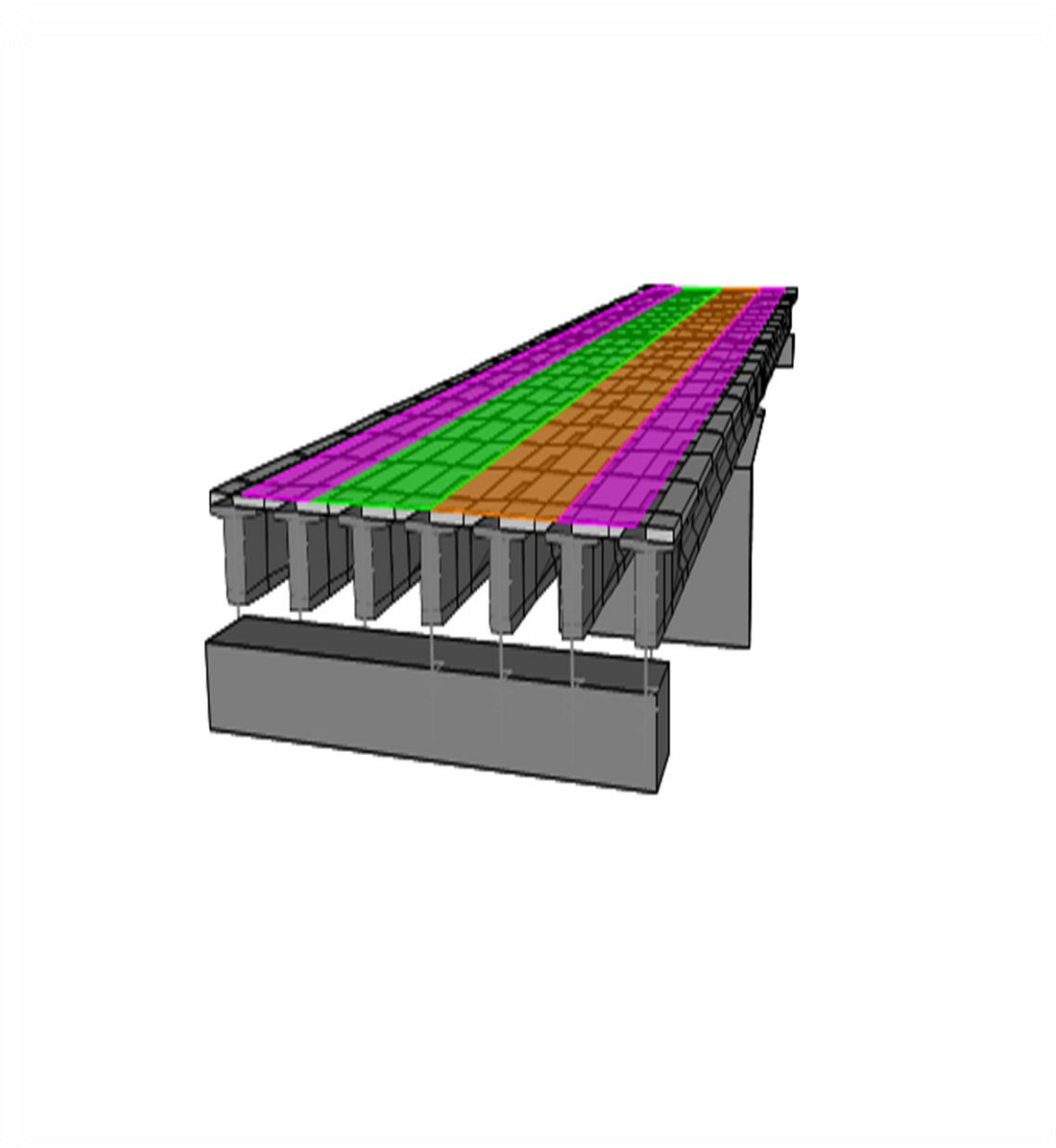


Figure 28: Géométrie

4 METHODOLOGIE DE MODELISATION : (système hyperstatique)

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 29. Sélectionnez **Blank**, puis sélectionnez **KN, m, C** pour modifier les unités en cas de besoin

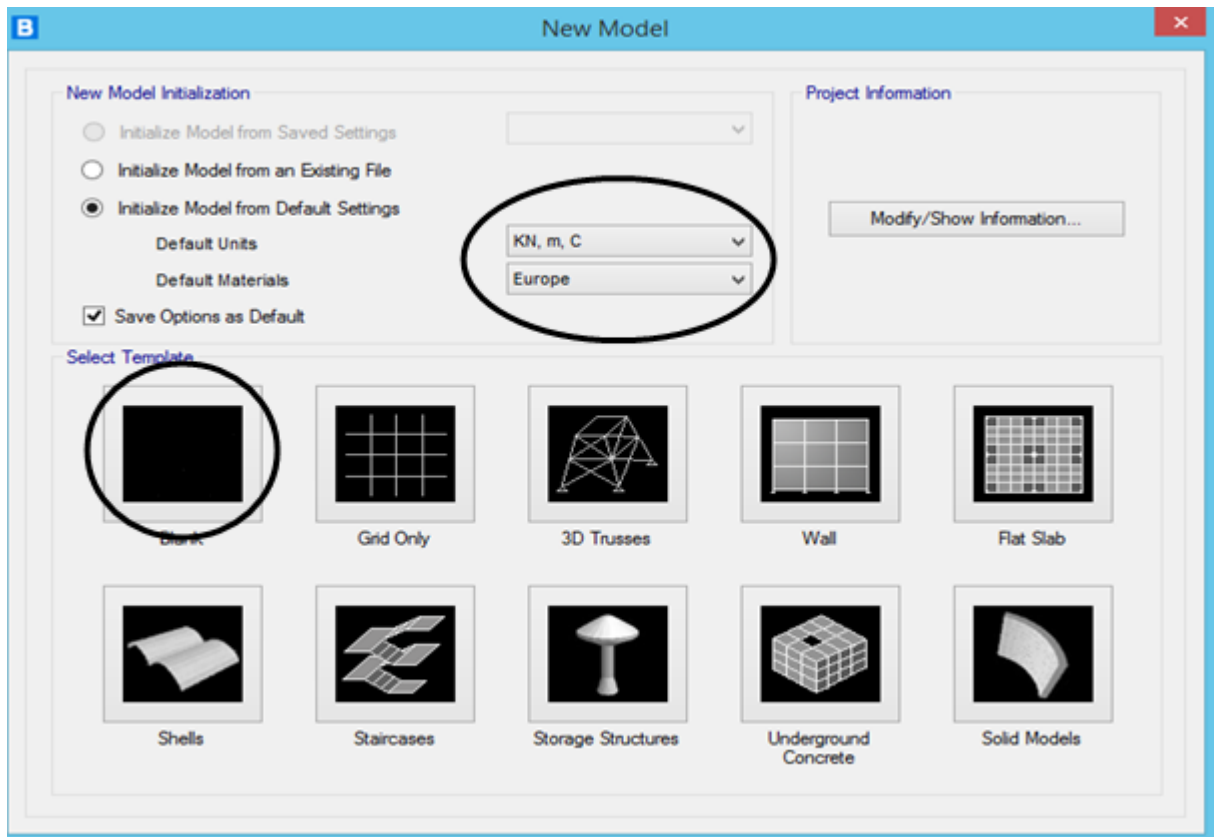


Figure 29: Choix d'unité et de Modèle

- **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.

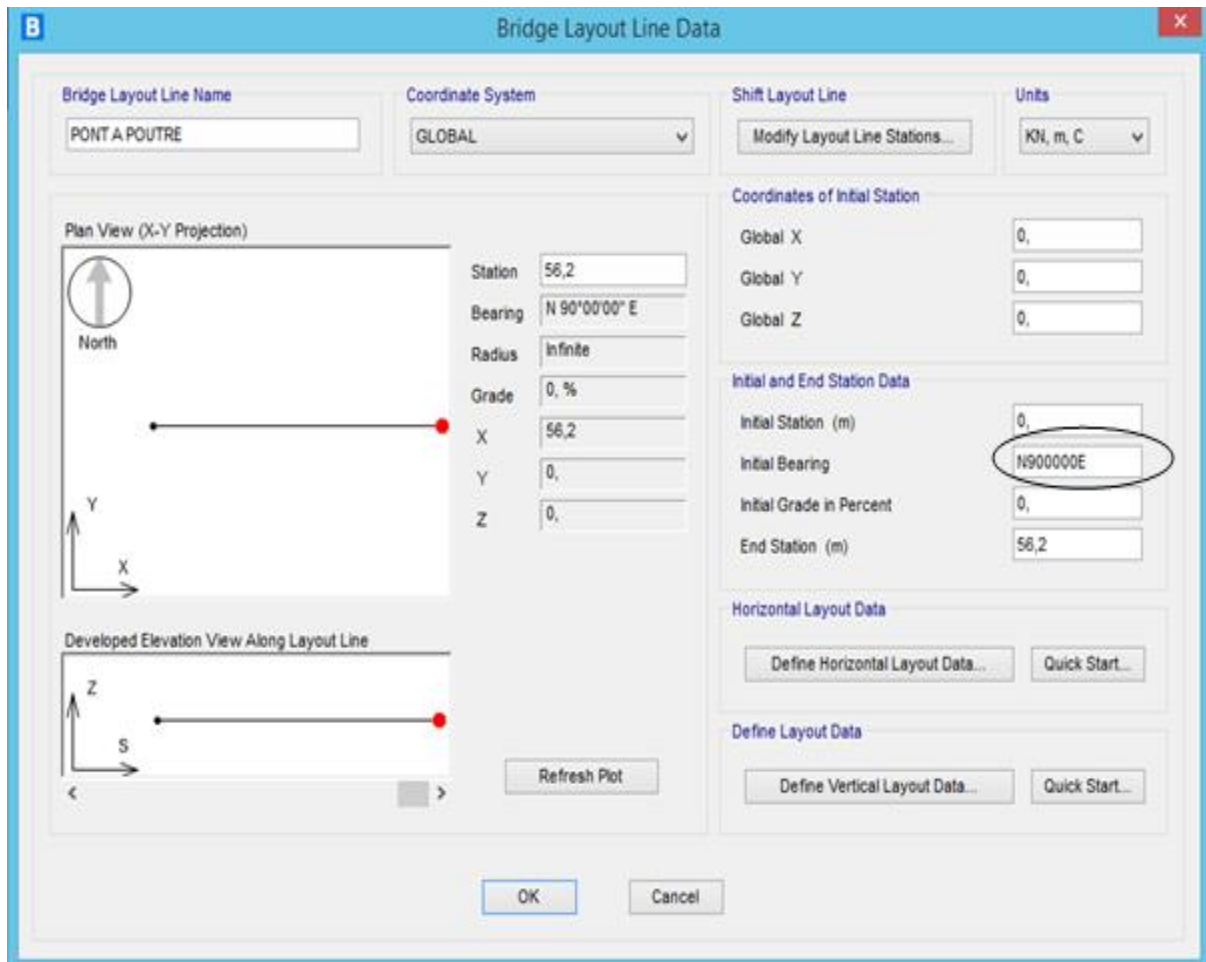


Figure 30: Choix d'unité et de longueur de tablier

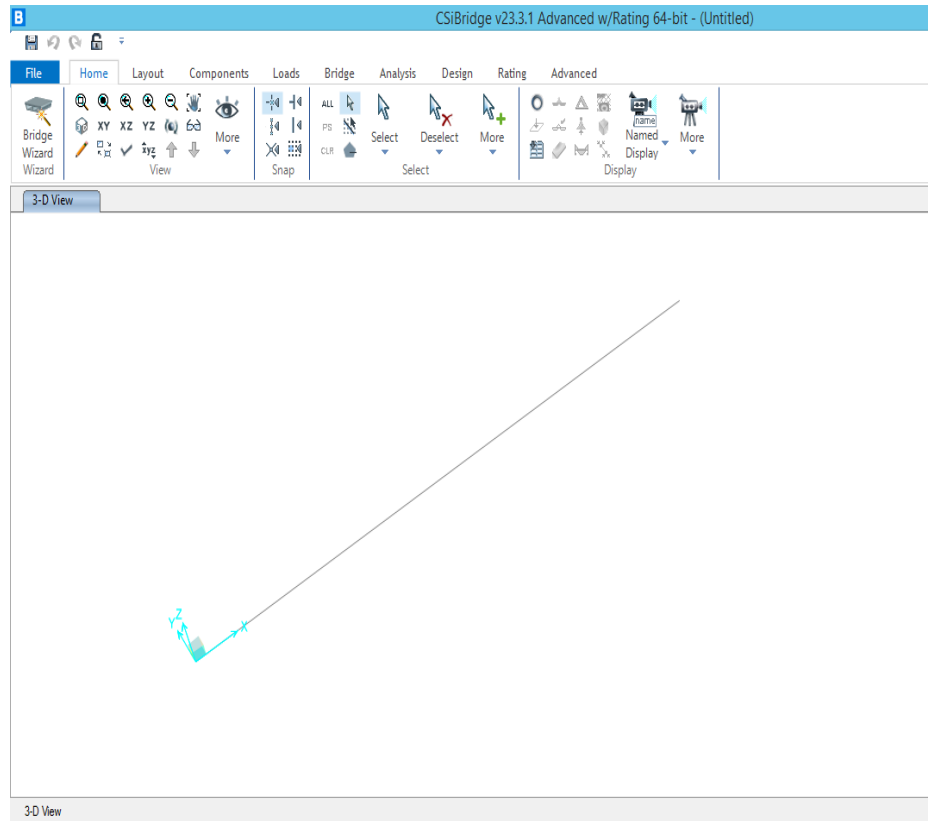


Figure 31: Représentation de la voie de circulation

- **Définition des voies :**

Notre chaussée est composée de **2 voies** identiques de **3,5 m** de largeur.

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

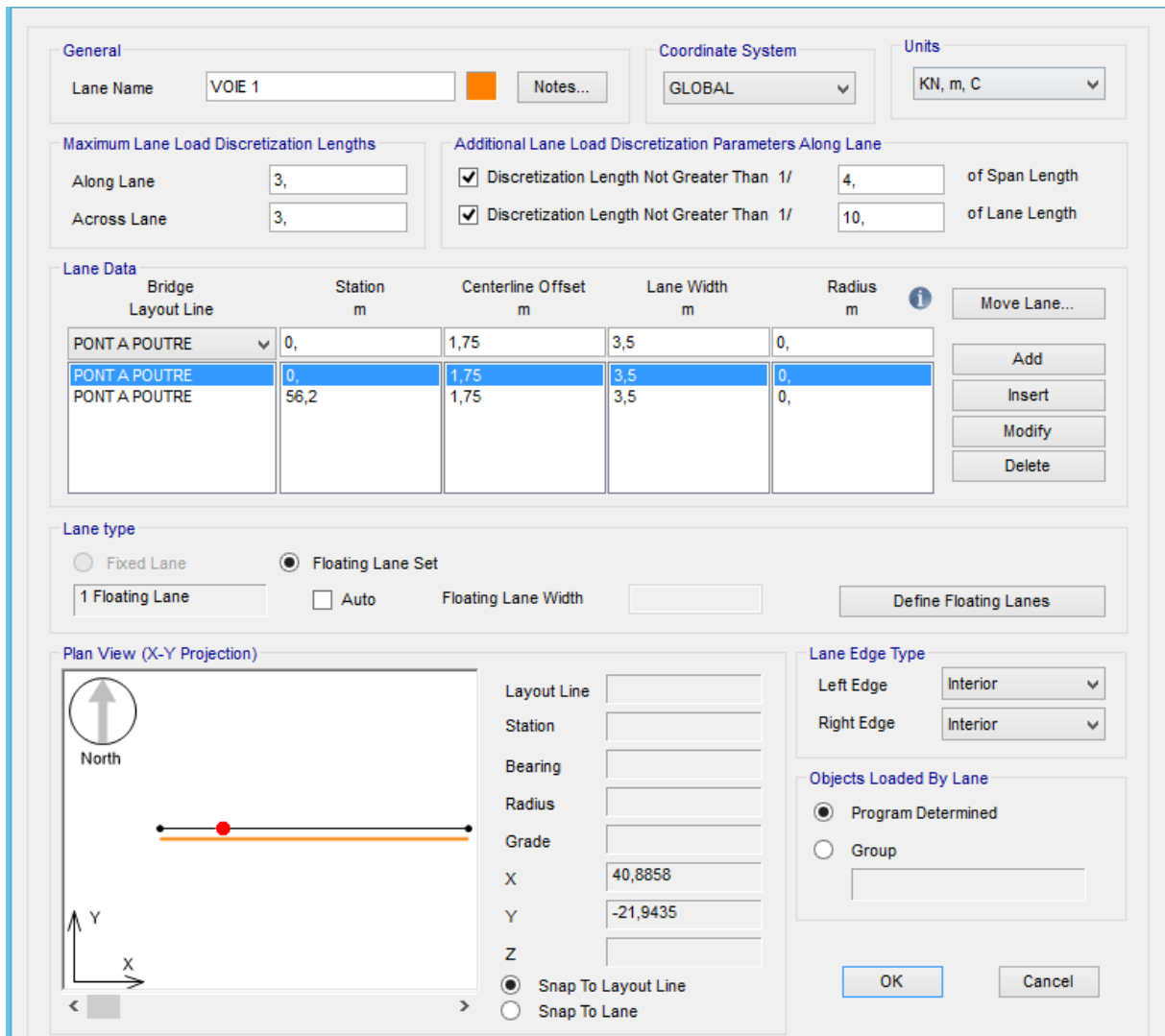


Figure 32: définir les voies de circulation

Pour créer une voie on choisit 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 la voie de la partie gauche on fait la même chose pour la voie de droite. On aura à la fin **2**voies.

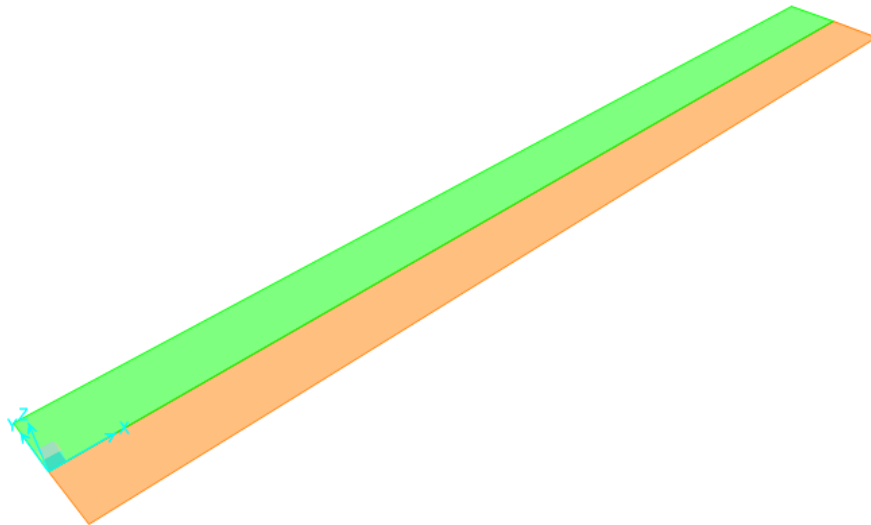


Figure 33: les 2 voies routières

- **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 25 KN/m³ et la masse volumique sera calculée automatiquement. Pour définir les matériaux de construction : « Components » → « Type » → « Matériel Properties ».

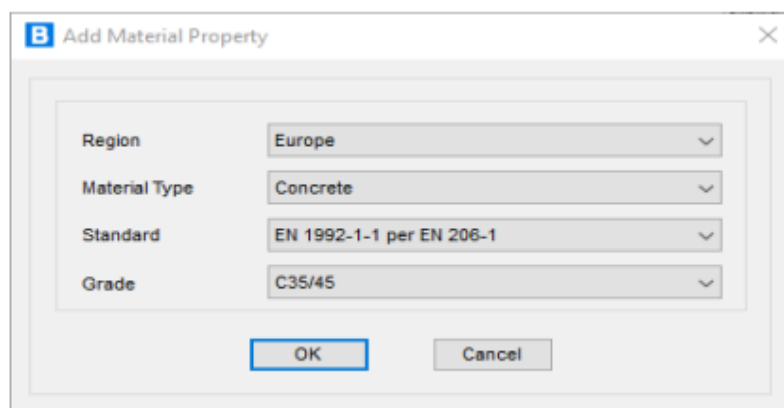


Figure 34: Choix de Matériau

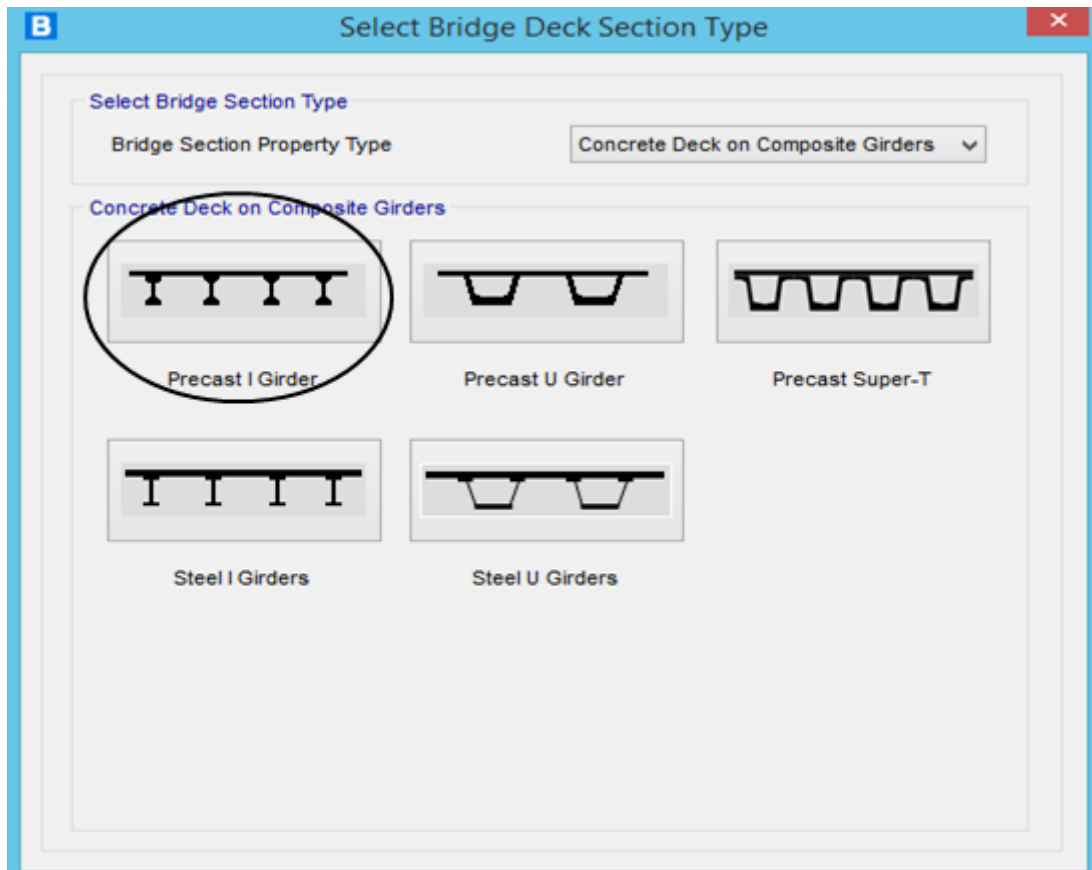


Figure 35: liste des types de tablier

On appuis sur « Precast I Girder » pour avoir le tablier en béton armé sudes poutres en I, une coupe transversale explicative apparait sur le haut de la fenêtre expliquant les différent 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 »

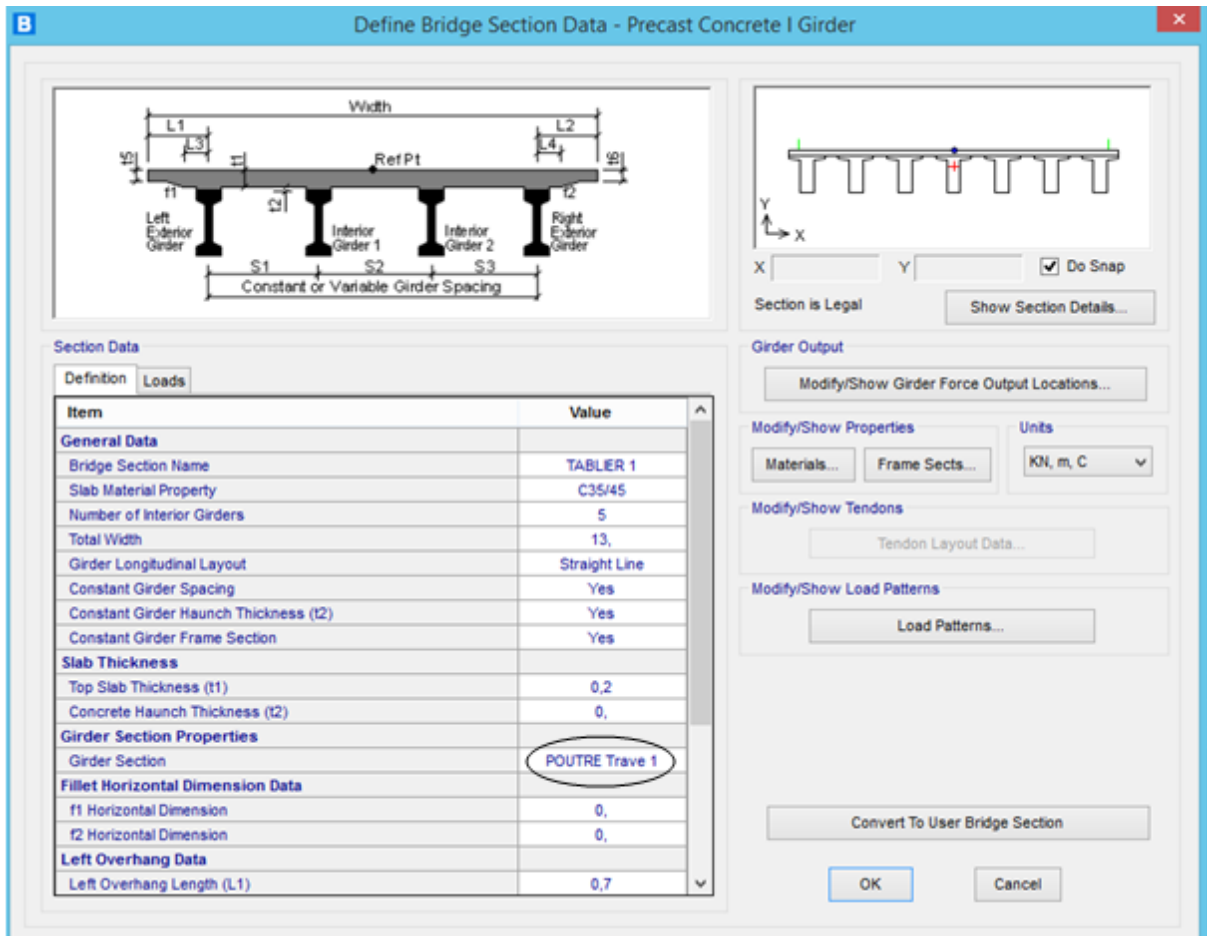


Figure 36: définition des paramètres du tablier (travée 1)

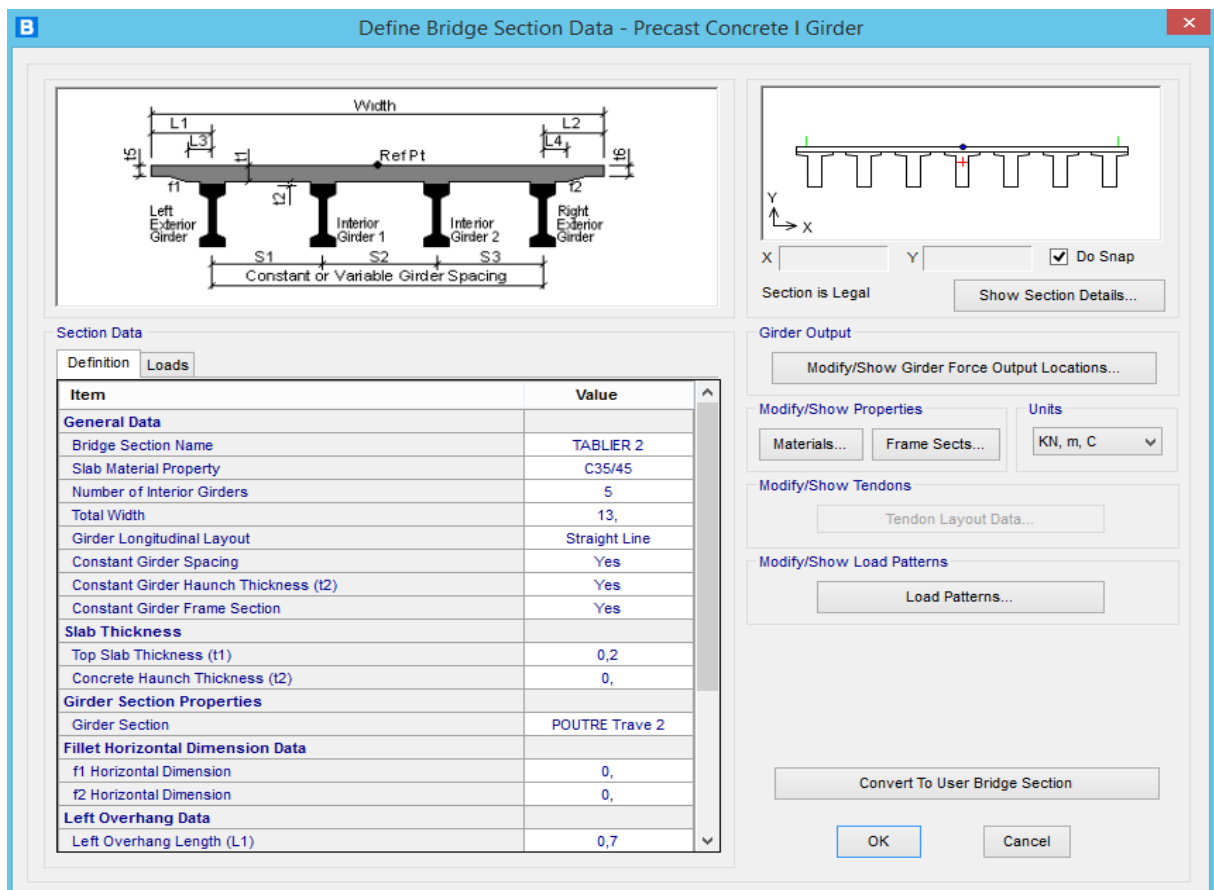


Figure 37: définition des paramètres du tablier (travée 2)

- **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.

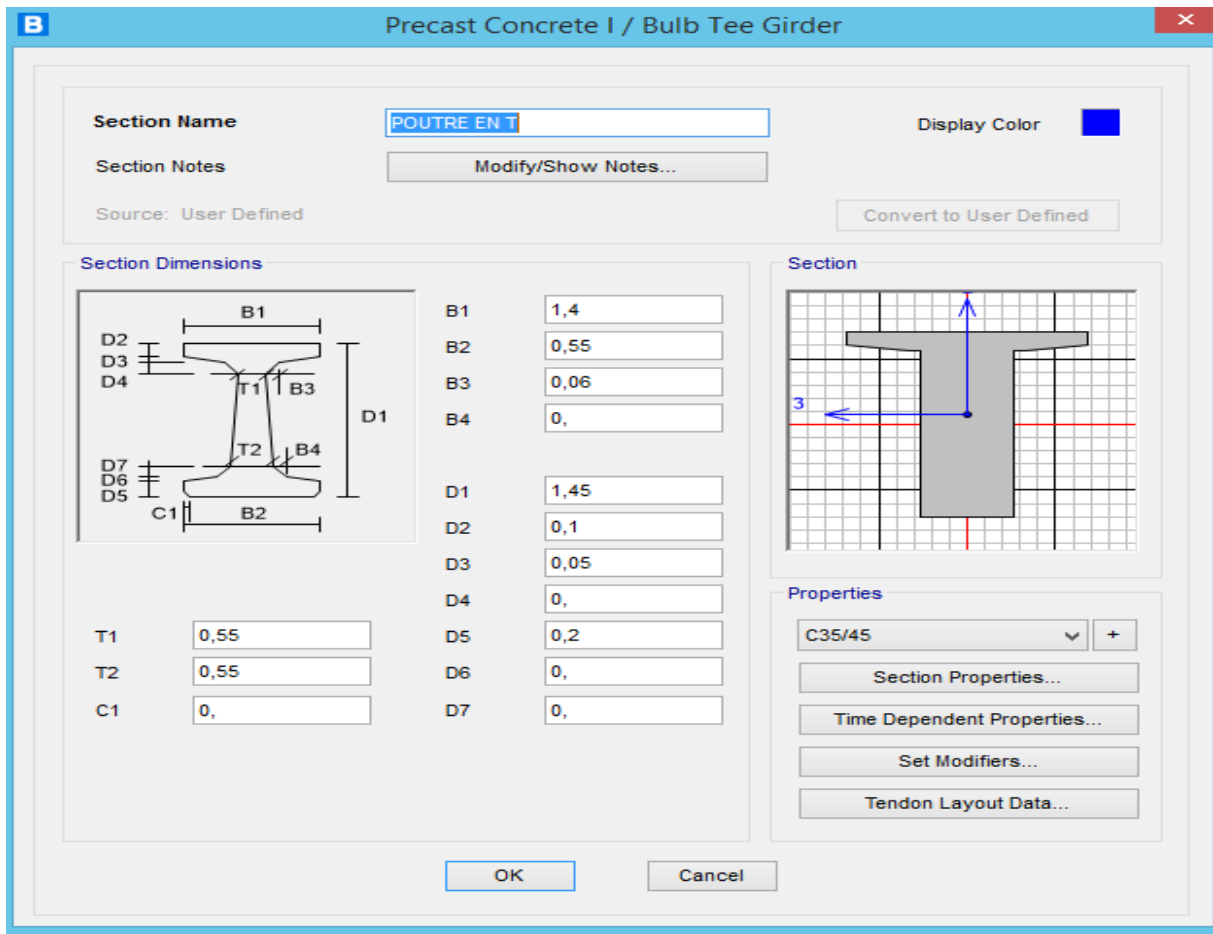


Figure 38: les poutres en «T»

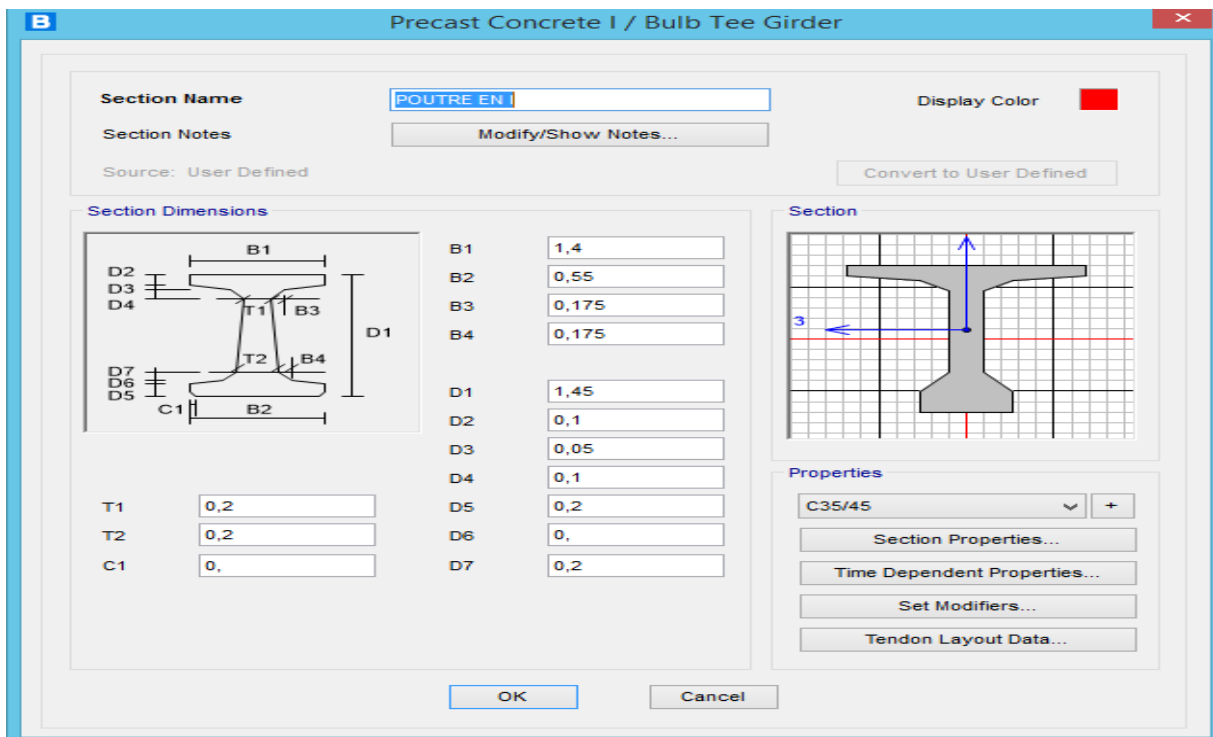


Figure 39: les poutres en «I»

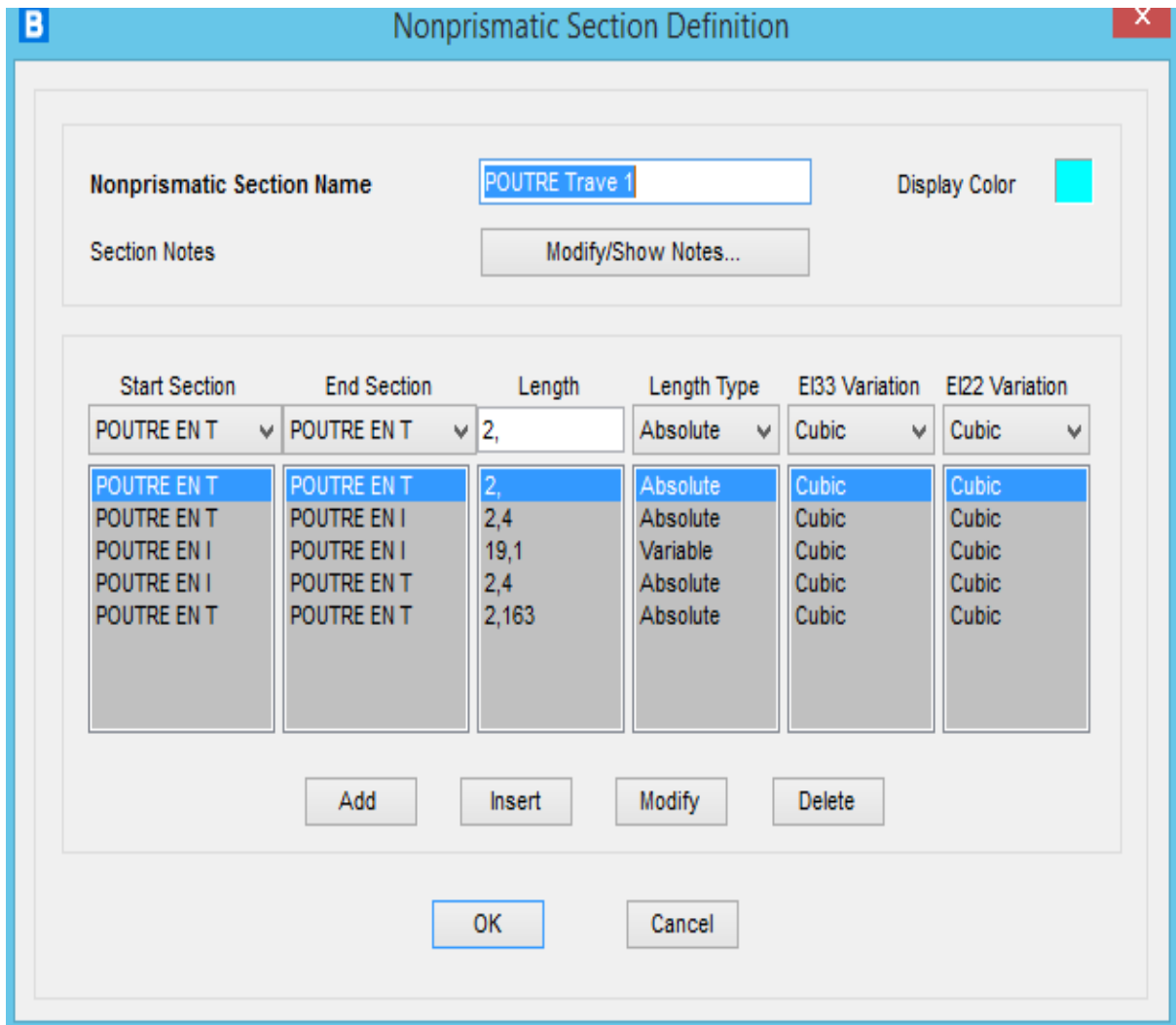


Figure 40: Définition des variations (travée1)

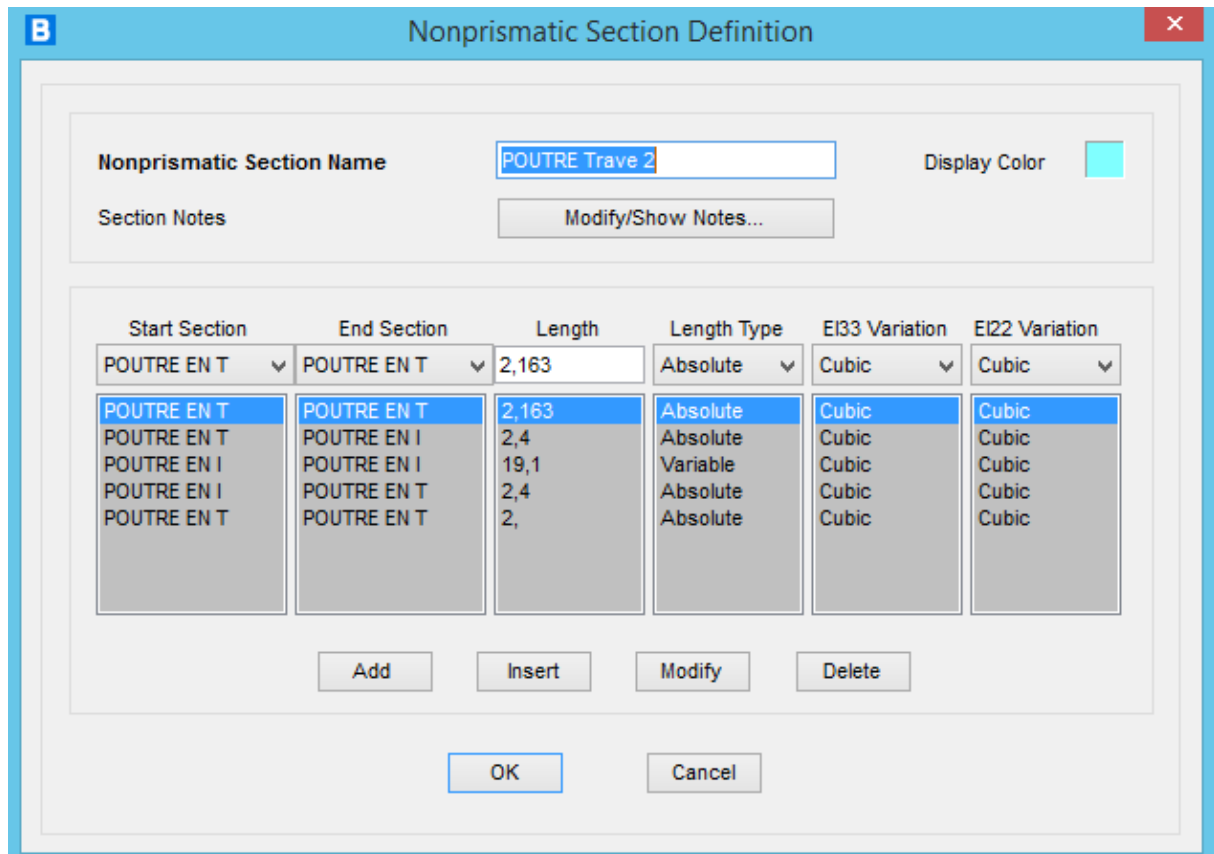


Figure 41: Définition des variations (travée2)

- **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 42: 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

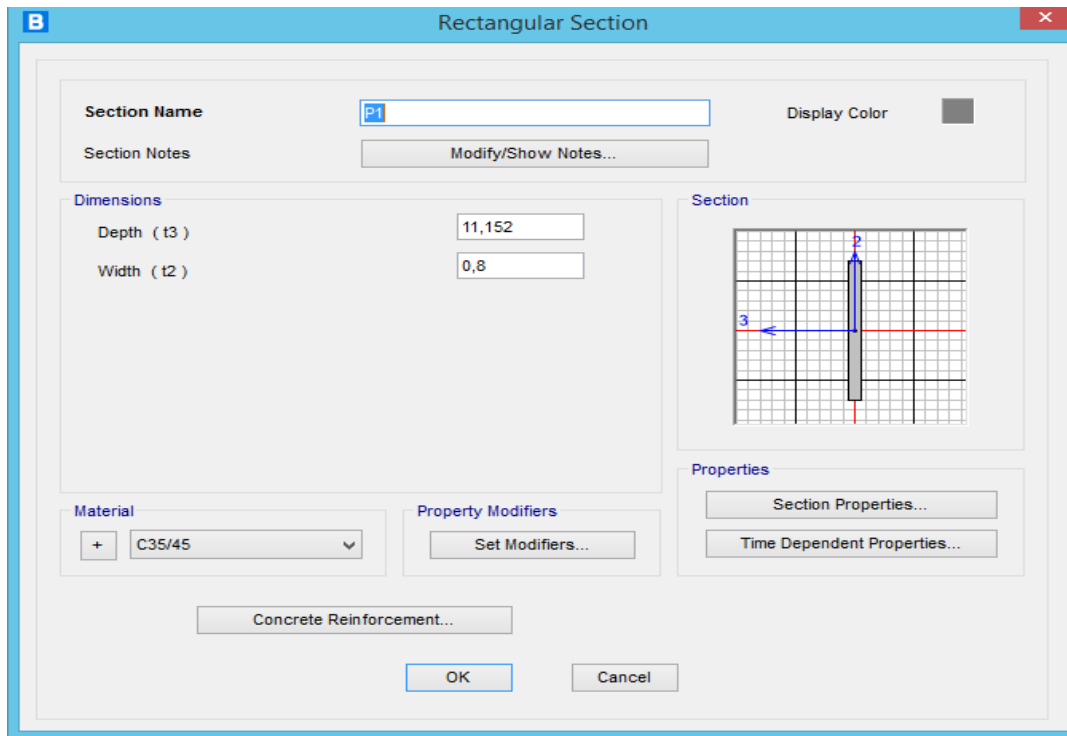


Figure 43: Dimensionnement des sections de pile(mure)

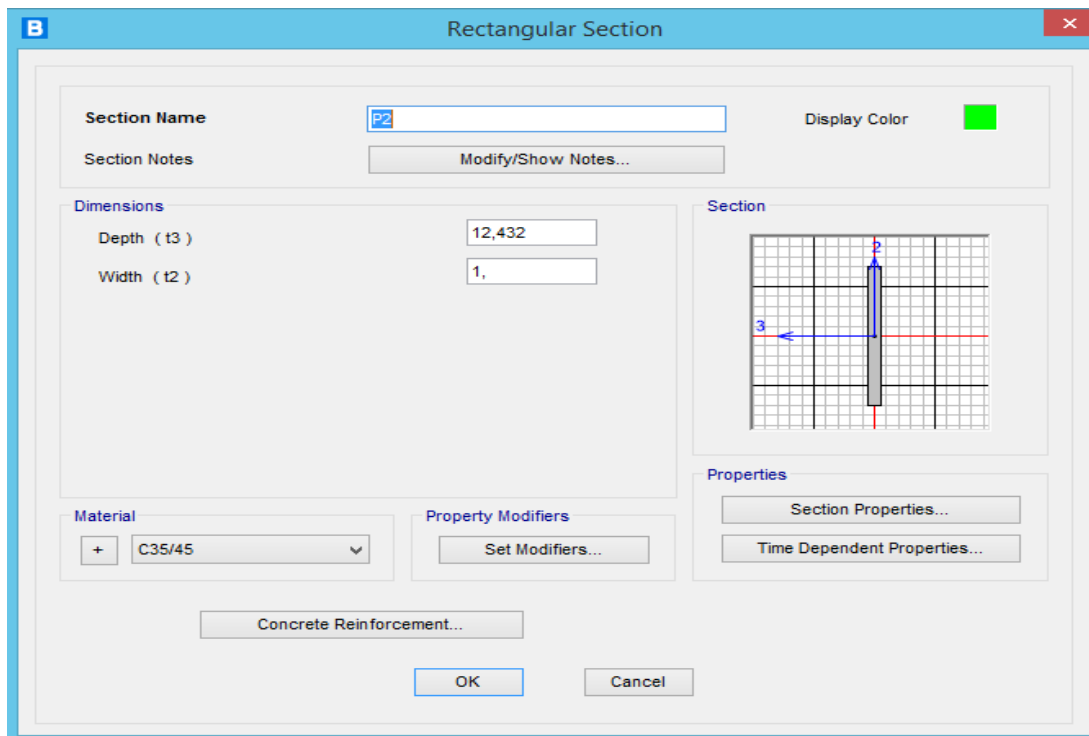


Figure 44: Dimensionnement des sections de pile (chevêtre)

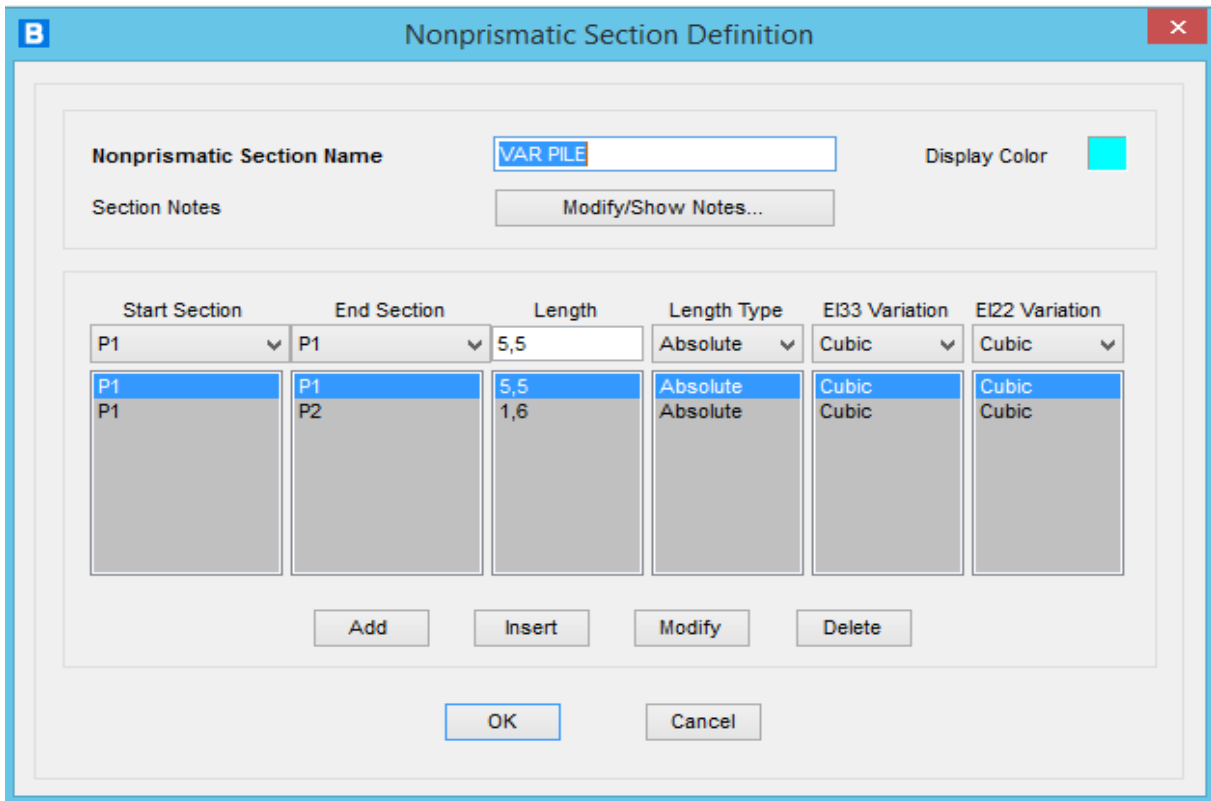


Figure 45: Variation des sections de la pile

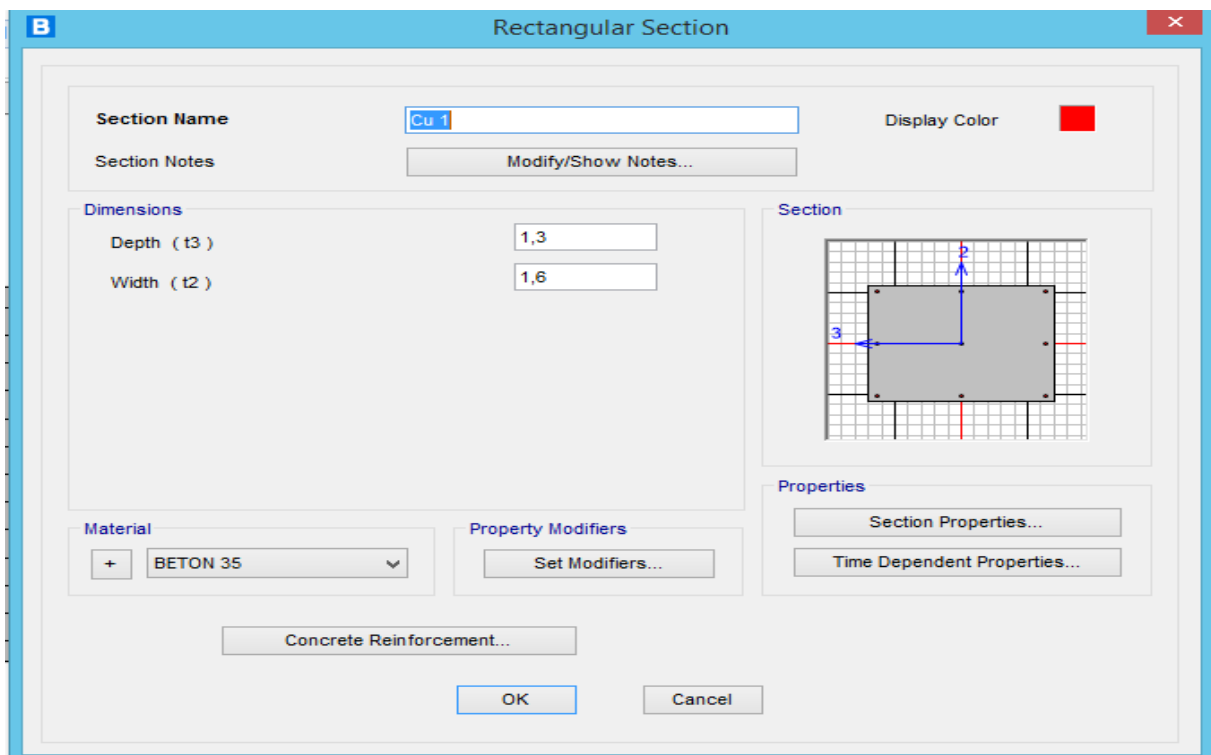


Figure 46: Dimensionnement des sections des culées

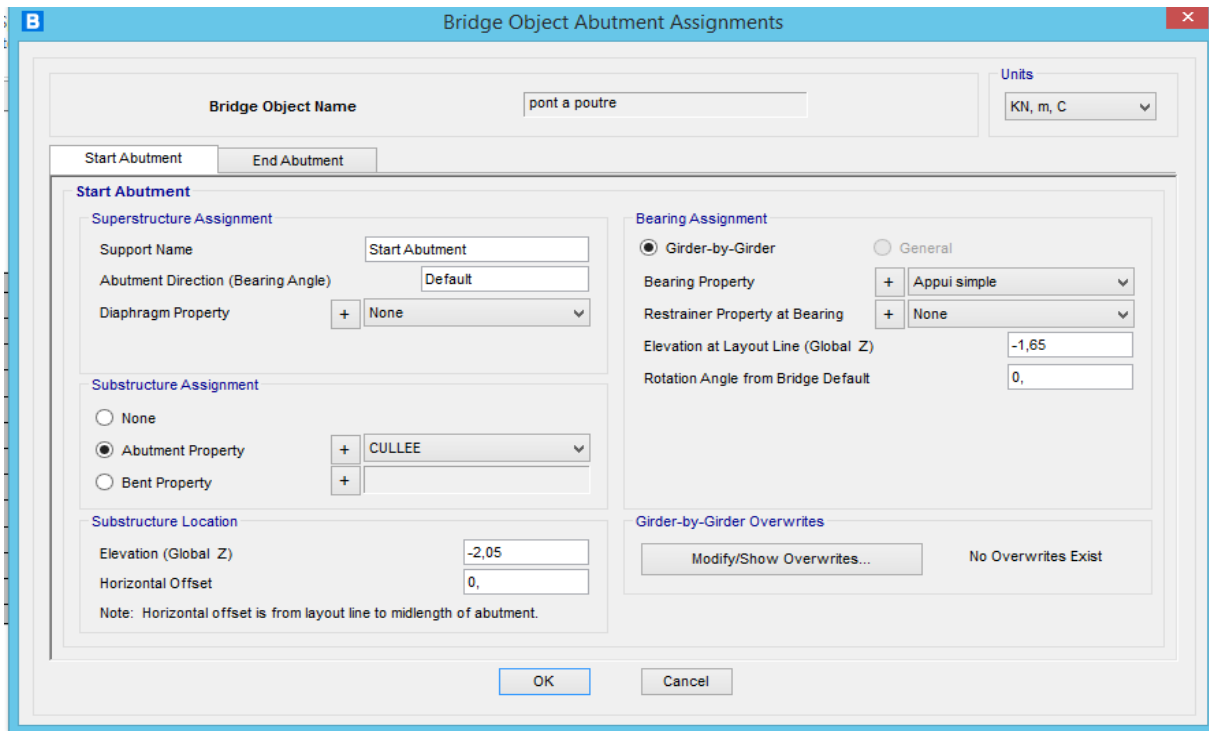


Figure 47: Définition des culées

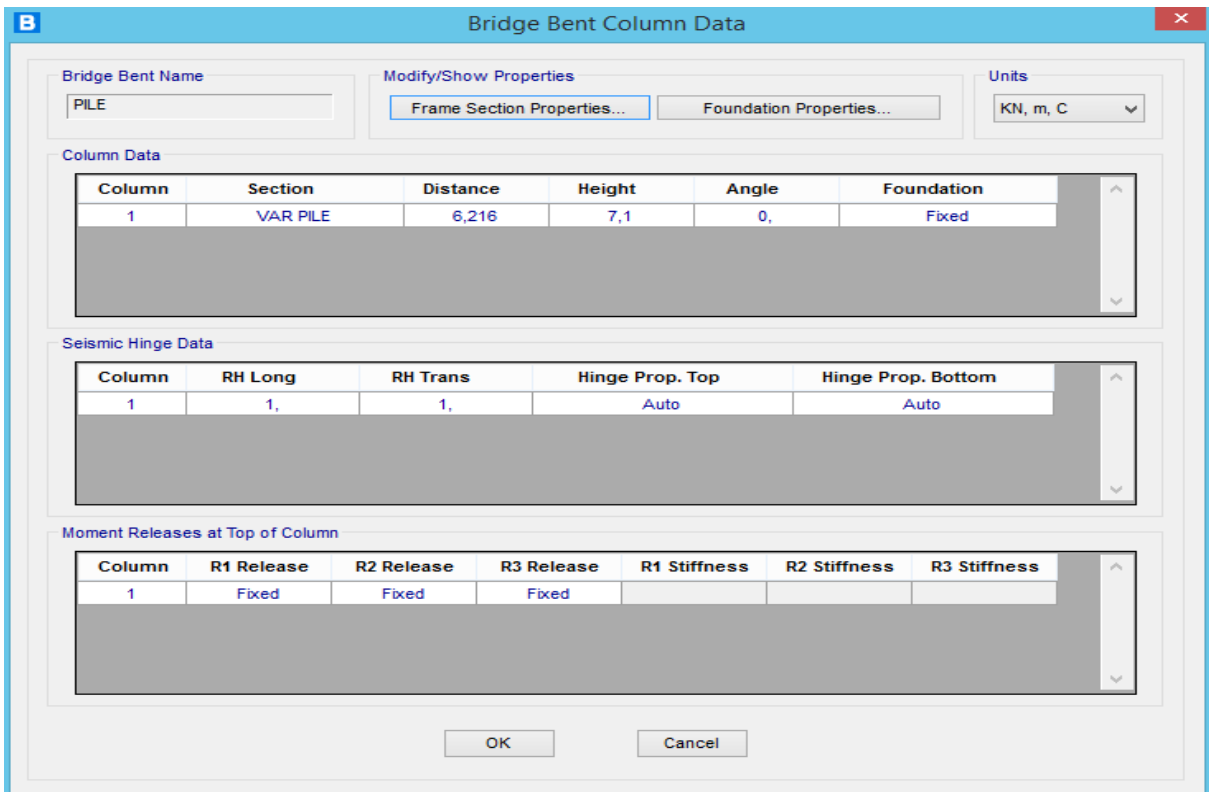


Figure 48: Dimensionnement de pile

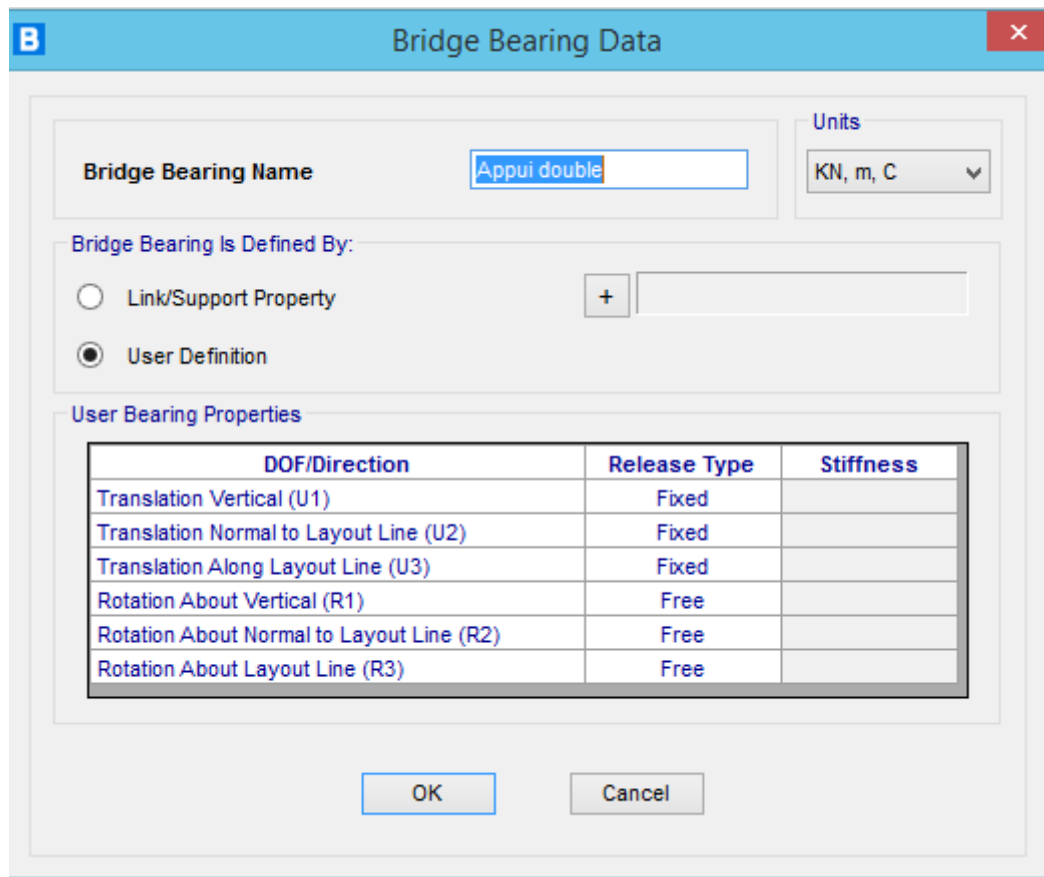


Figure 49: Définition des appuis

- **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.

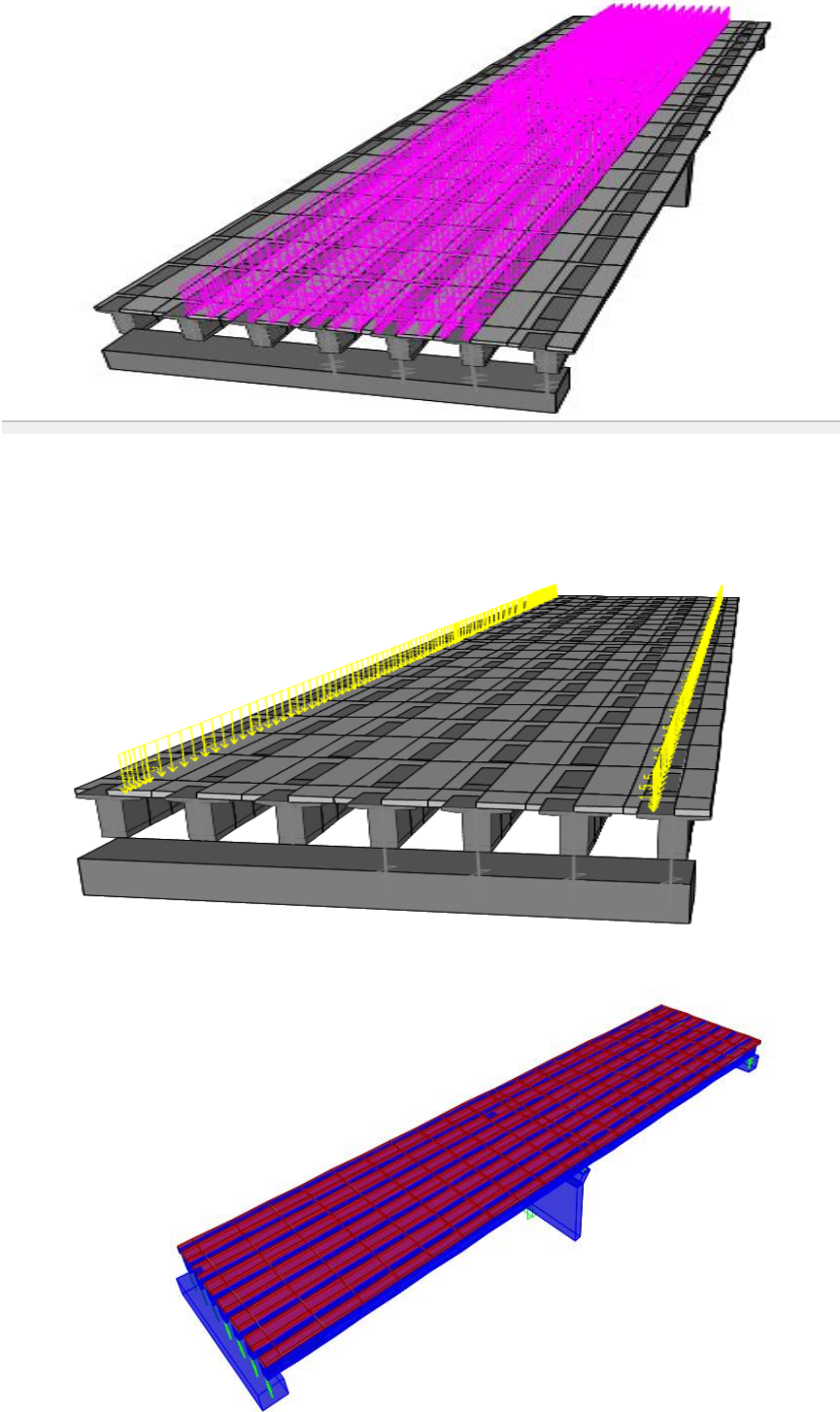


Figure 50: Application des charges permanentes sur le Tablier du pont

Les étapes de la définition :

1-« Load » → « LoadPatterns » → « DefineLoadPatterns»

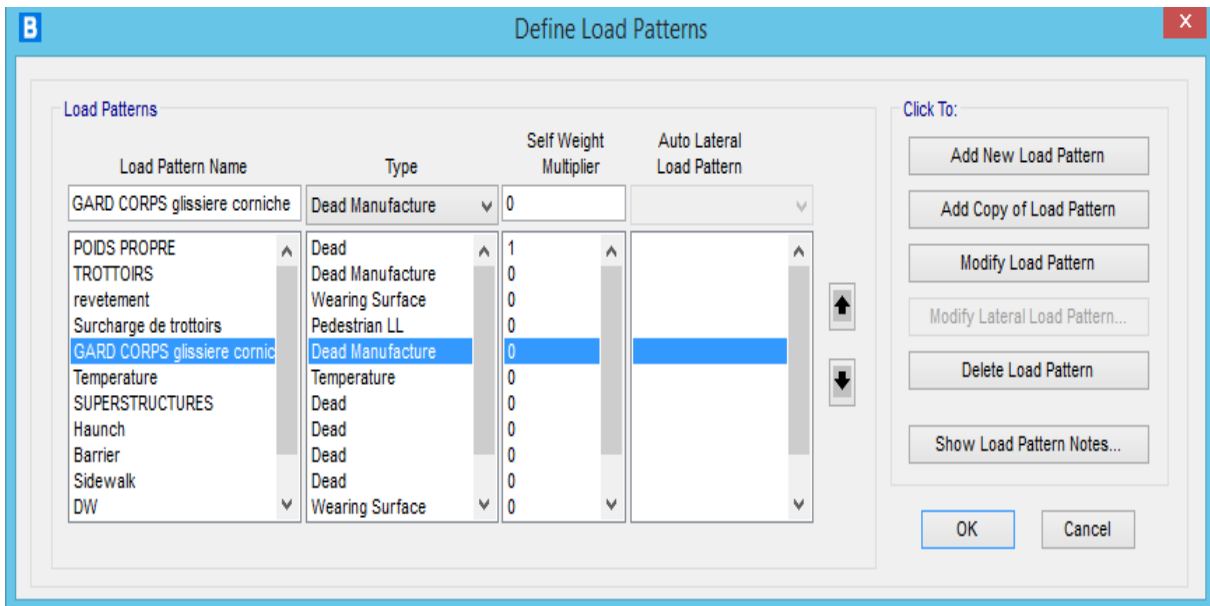


Figure 51 Définition de model de charge

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

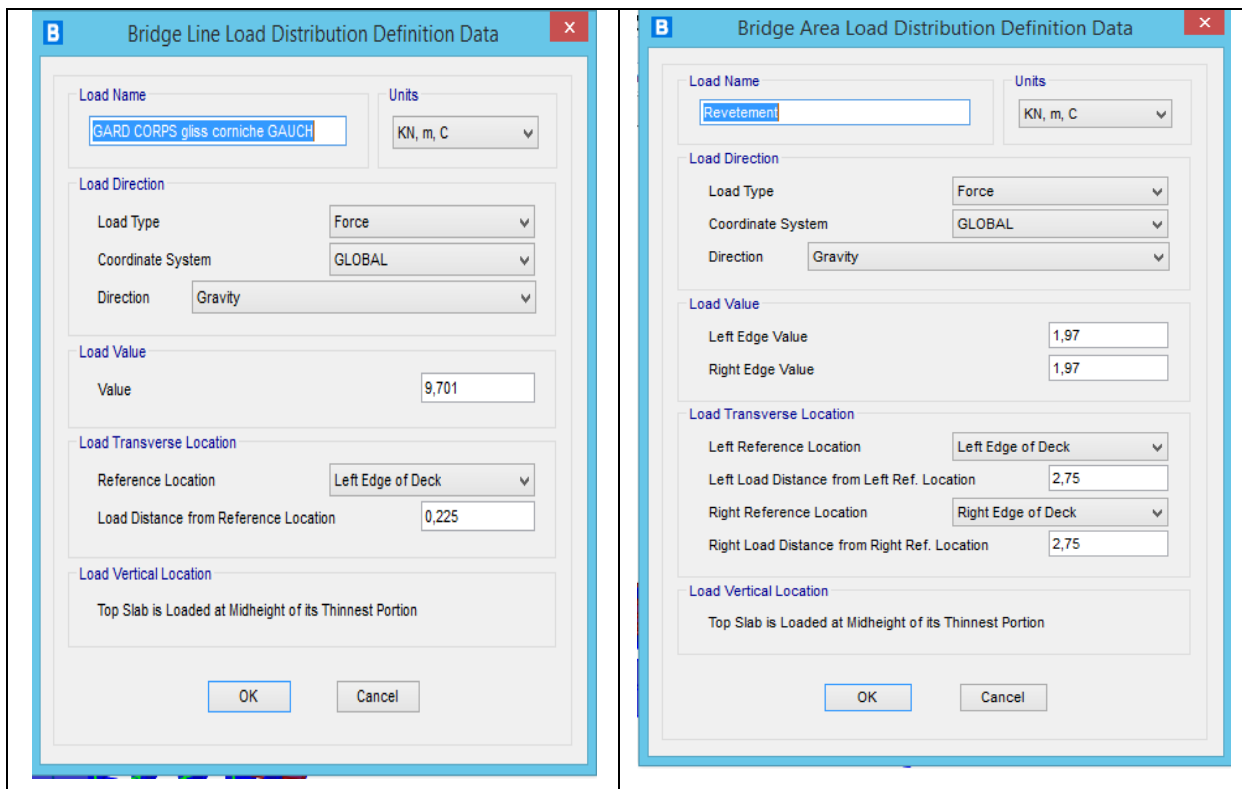


Figure 52: Définition de la valeur d'une charge linéaire et surfacique

3- < Bridge >→<Loads>→< Line road>ou< Area load>

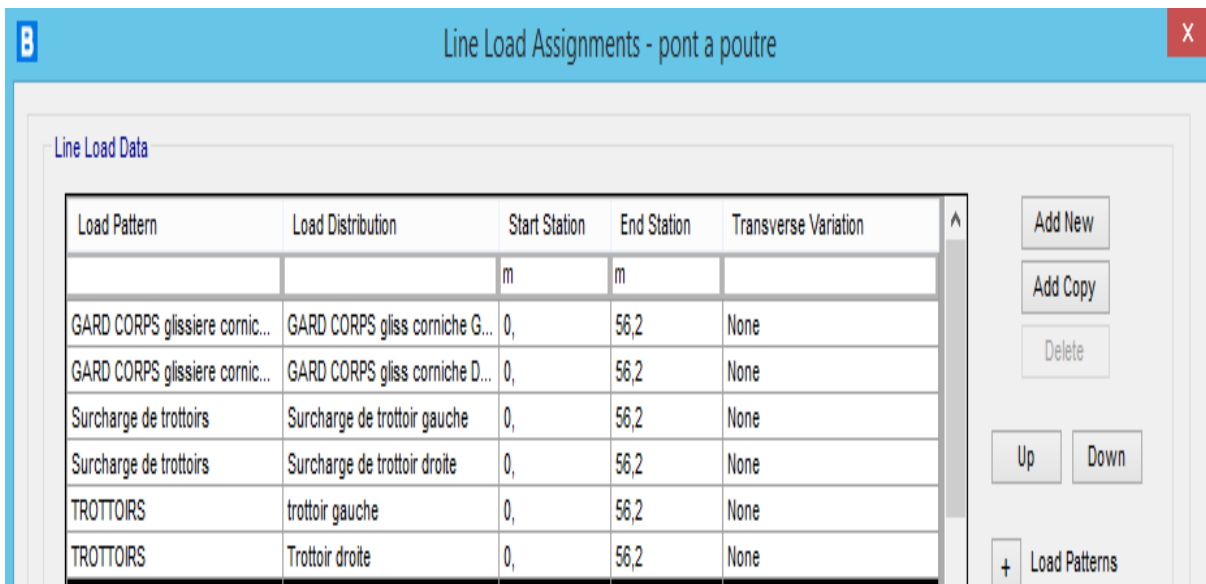


Figure 53: Détermination des lignes de chargement

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

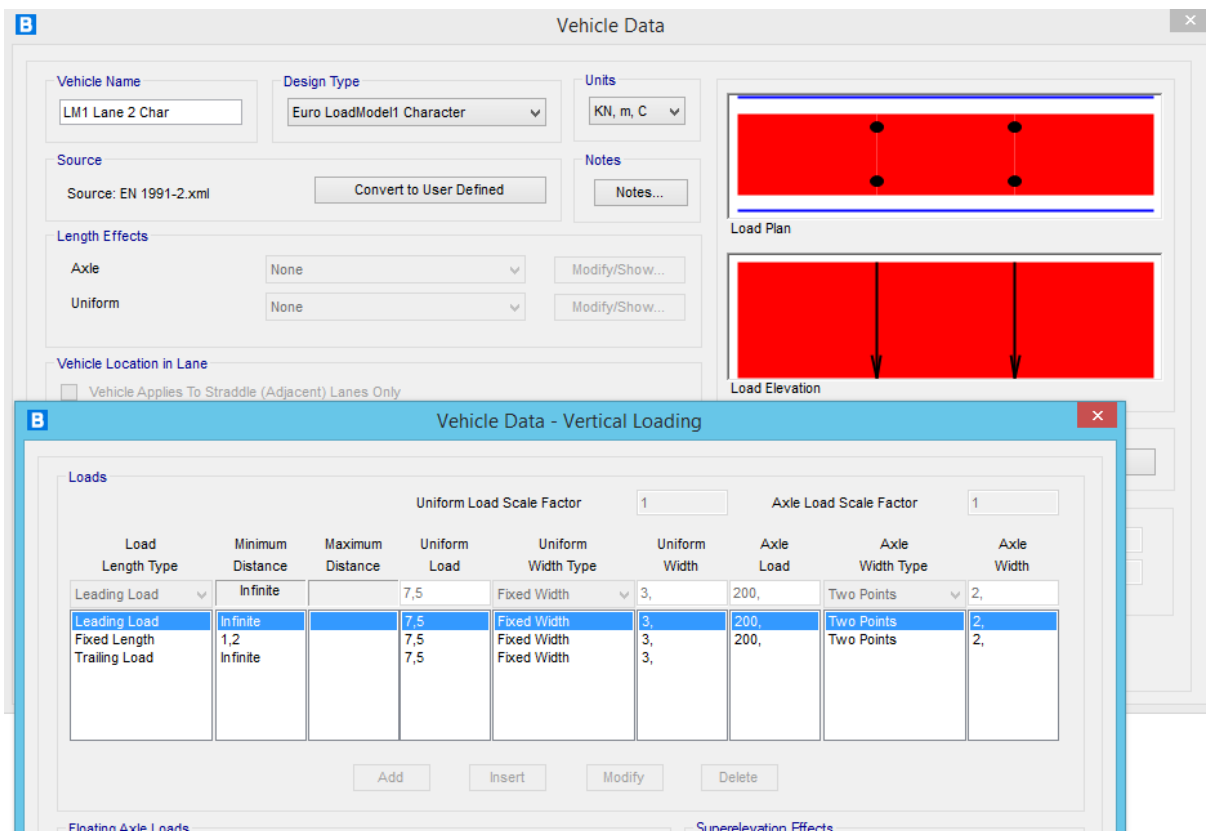


Figure 54: définition de la surchargeLM1-300

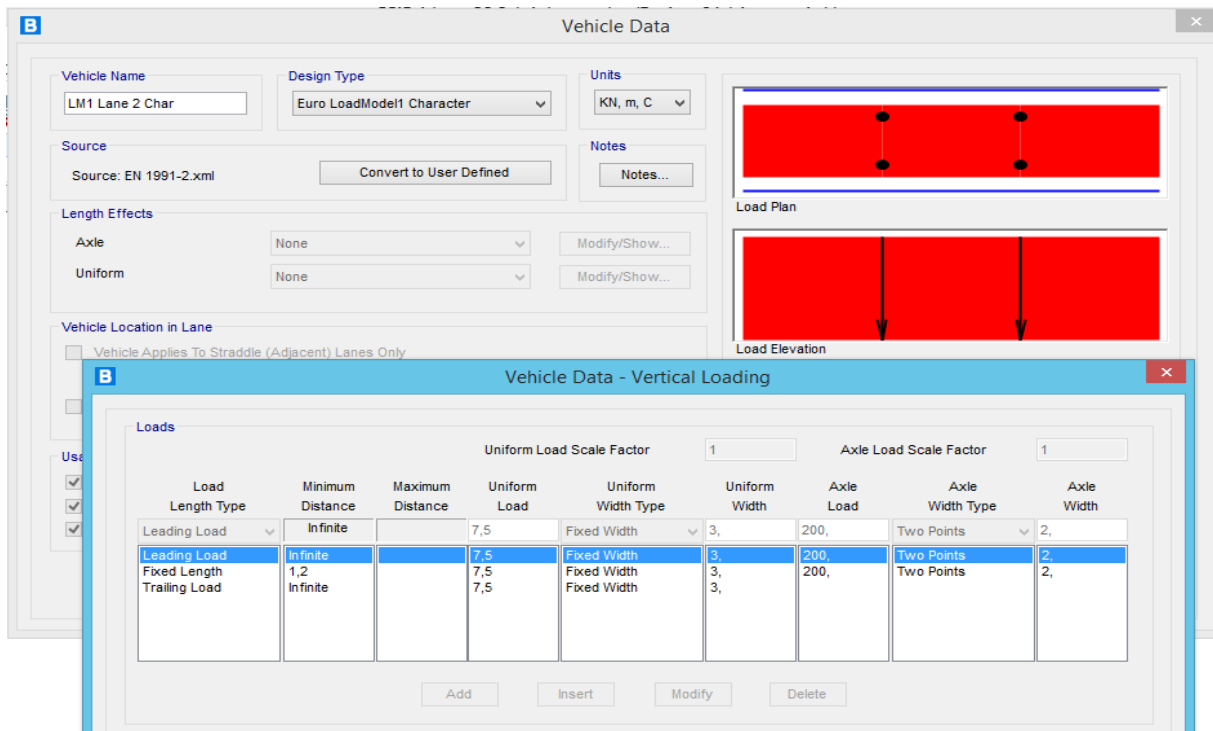


Figure 55: définition de la surcharge LM1-200

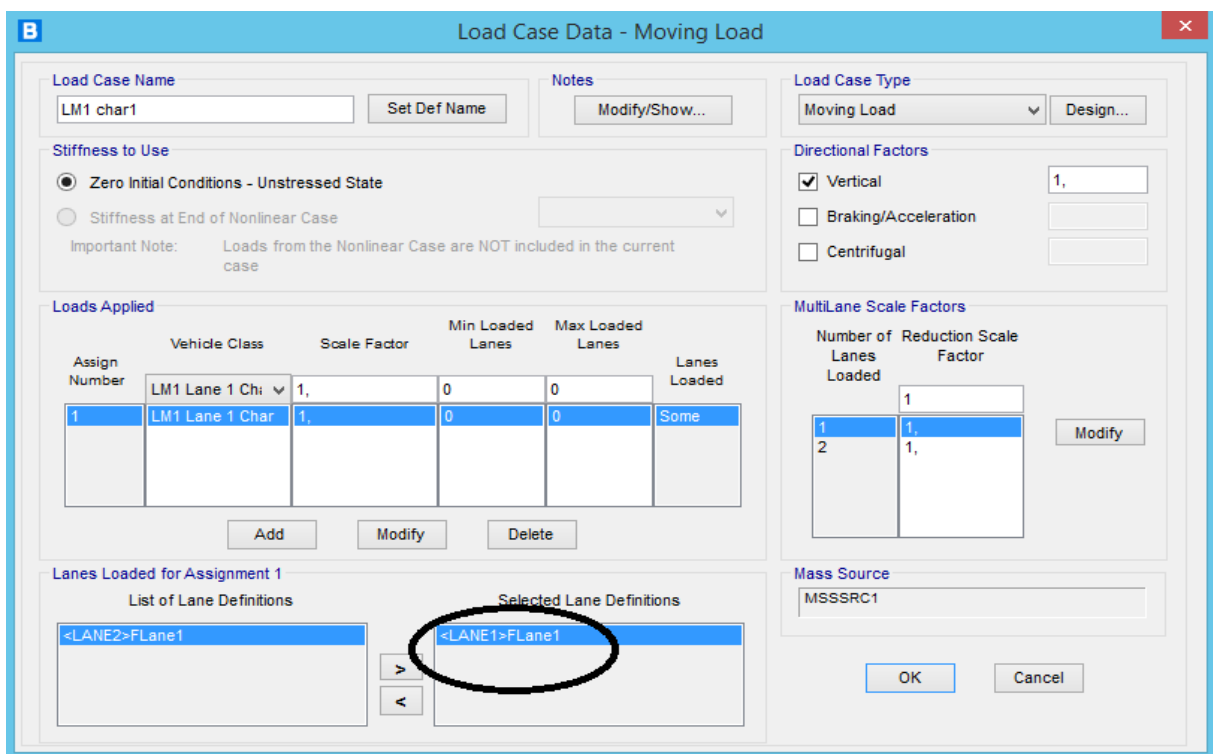


Figure 56: définition de la voie de surcharge LM1-300

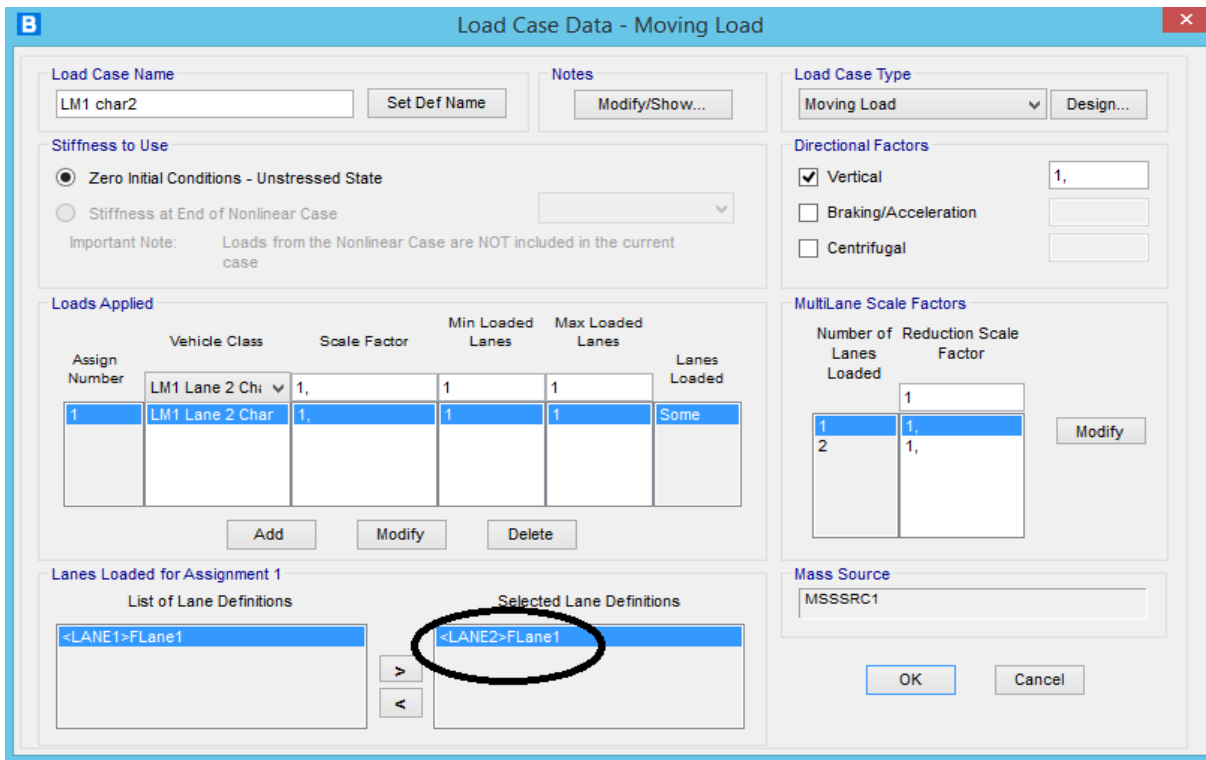


Figure 57: définition de la voie de surcharge LM1-200

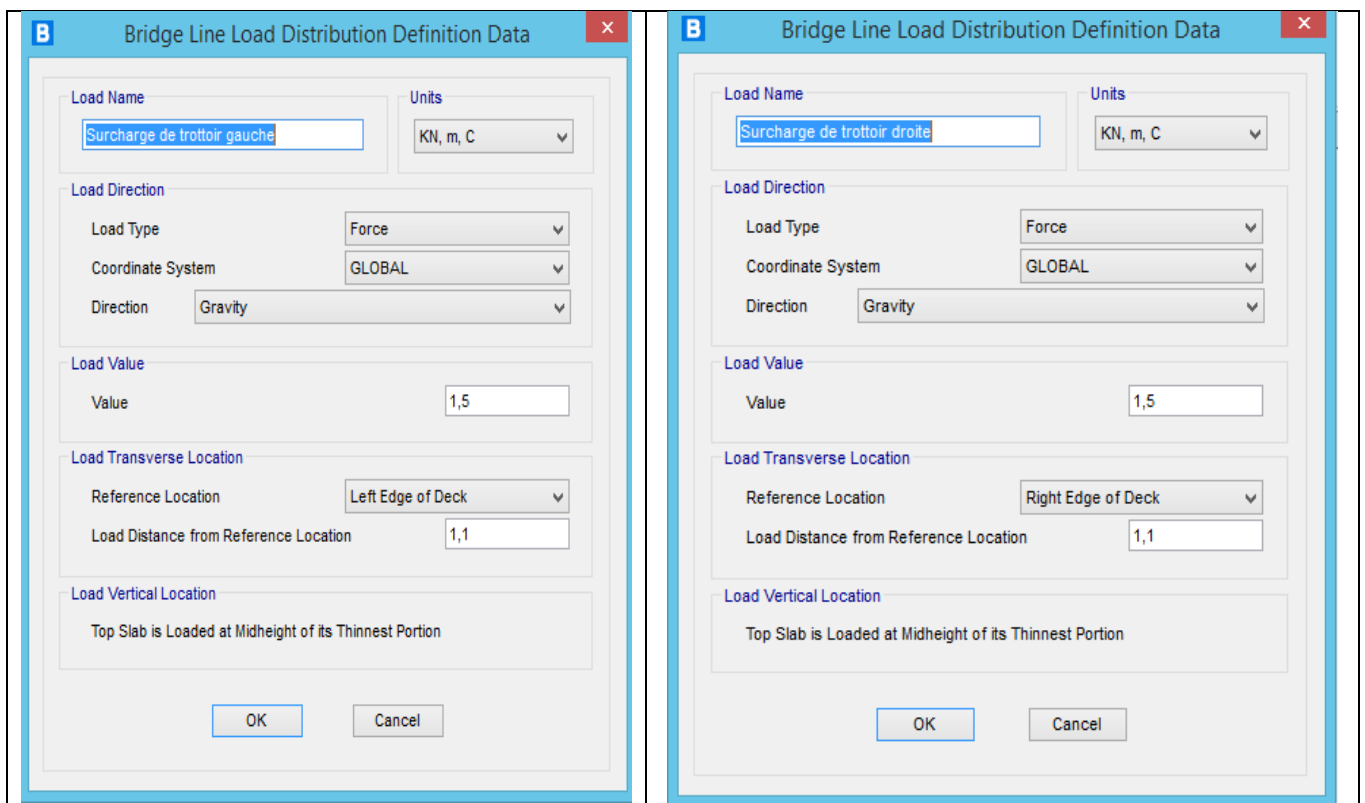


Figure 58: Définition de la surcharge des trottoirs

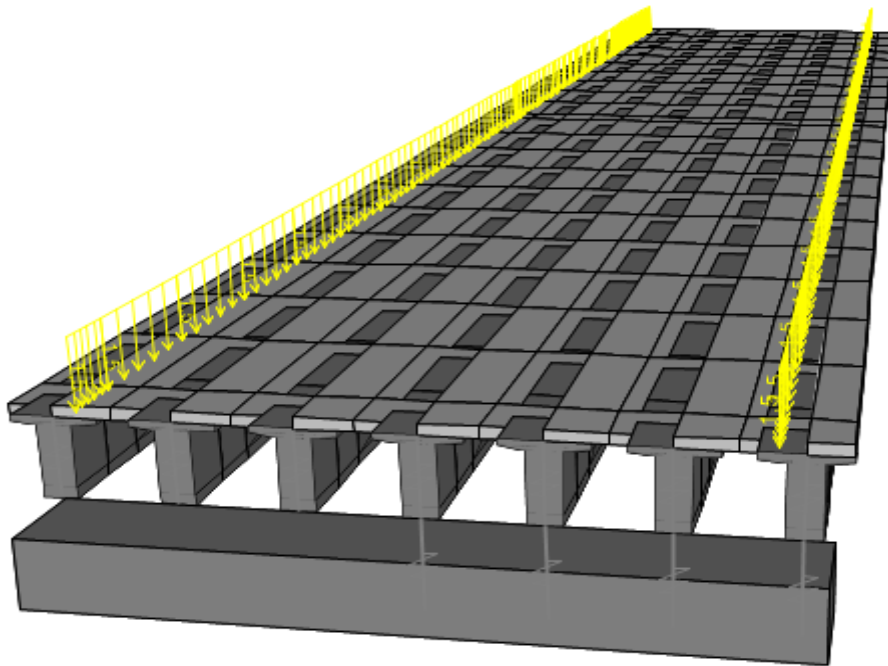


Figure 59: Application de la surcharge des trottoirs sur le tablier

- **Gradient thermique :**

Pour certains tabliers ou éléments de tablier, il y a lieu de considérer un gradient de température vertical dans la section résistante. Les effets thermiques dans les tabliers de ponts sont représentés par des distributions de température résultant de la somme de quatre termes : une composante de température uniforme, deux composantes de température variant linéairement suivant les deux axes contenus dans le plan de la section et une composante « résiduelle ».

La norme européenne distingue trois groupes de structures : .

Groupe 1 : tabliers entièrement métalliques (poutres, caissons).

Groupe 2 : tabliers mixtes, comportant une dalle en béton armé connectée à une ossature métallique (poutres, caissons). .

Groupe 3 : tabliers en béton, quel que soit leur type

Tableau 13: Différence de température positive et négative

Groupe de Structure	Différence de température positive ΔT_M , pos (°C)	Différence de température négative ΔT_M , neg (°C)
Groupe 1	18	-13
Groupe 2	15	-18
Groupe 3	10	-5

Il faut noter que ce gradient est supposé uniforme tout le long de l'ouvrage et linéaire sur la hauteur de la section.

NB : Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure.

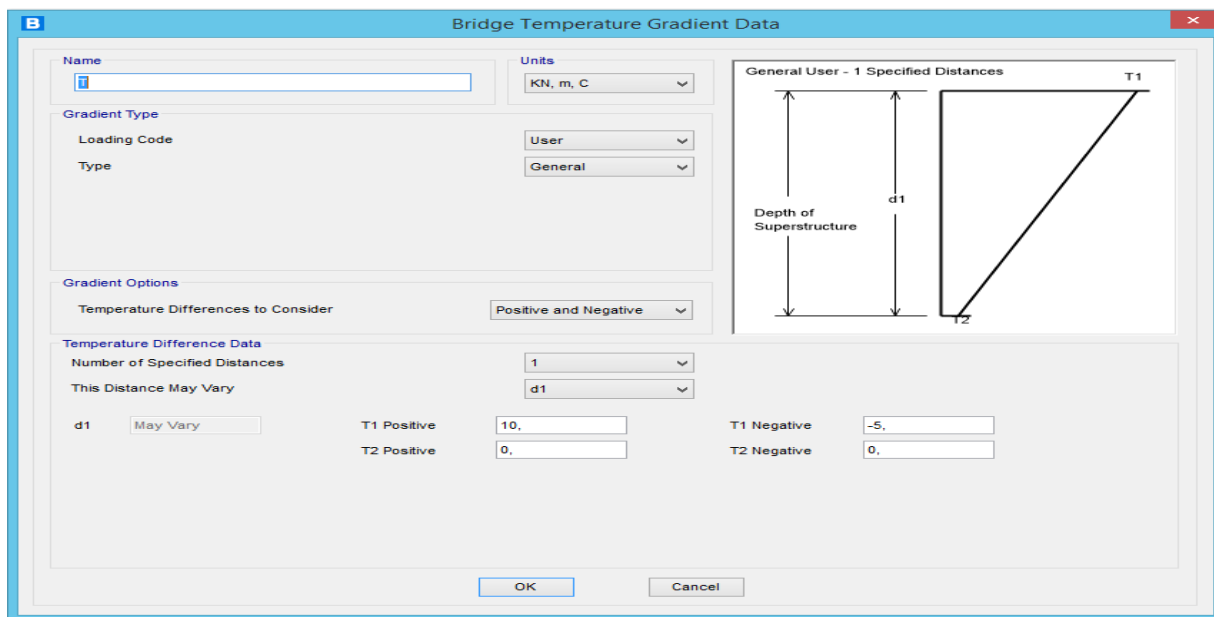


Figure 60: Introduction du gradient thermique dans le logiciel

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 :

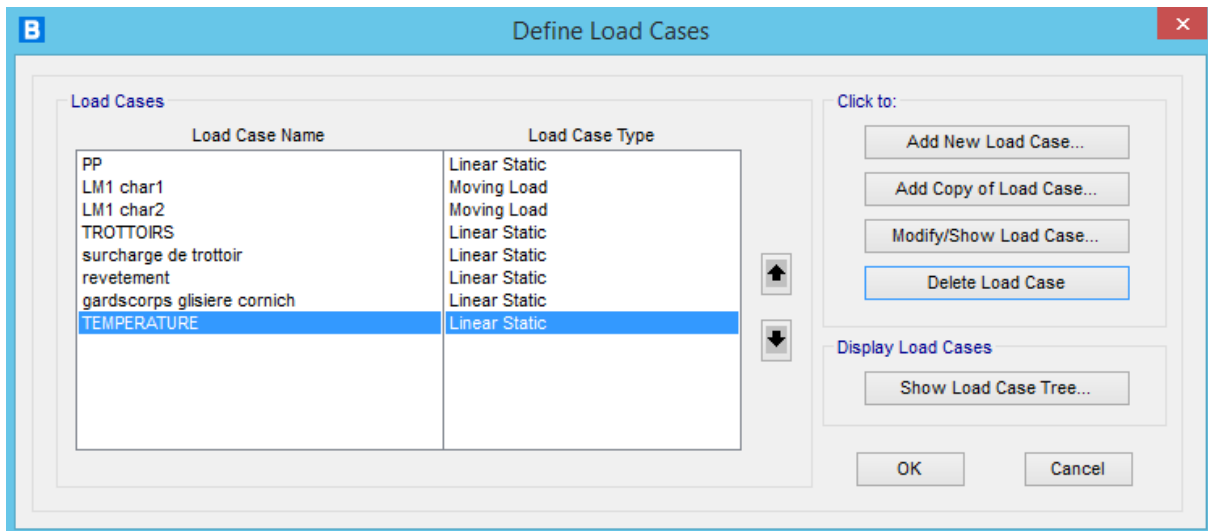


Figure 61: Détermination des charges

- Les combinaisons d'action

Les combinaisons sont définies en choisissant « Design Rating » de la barre des tâches, et puis « Loadcombinasions ».

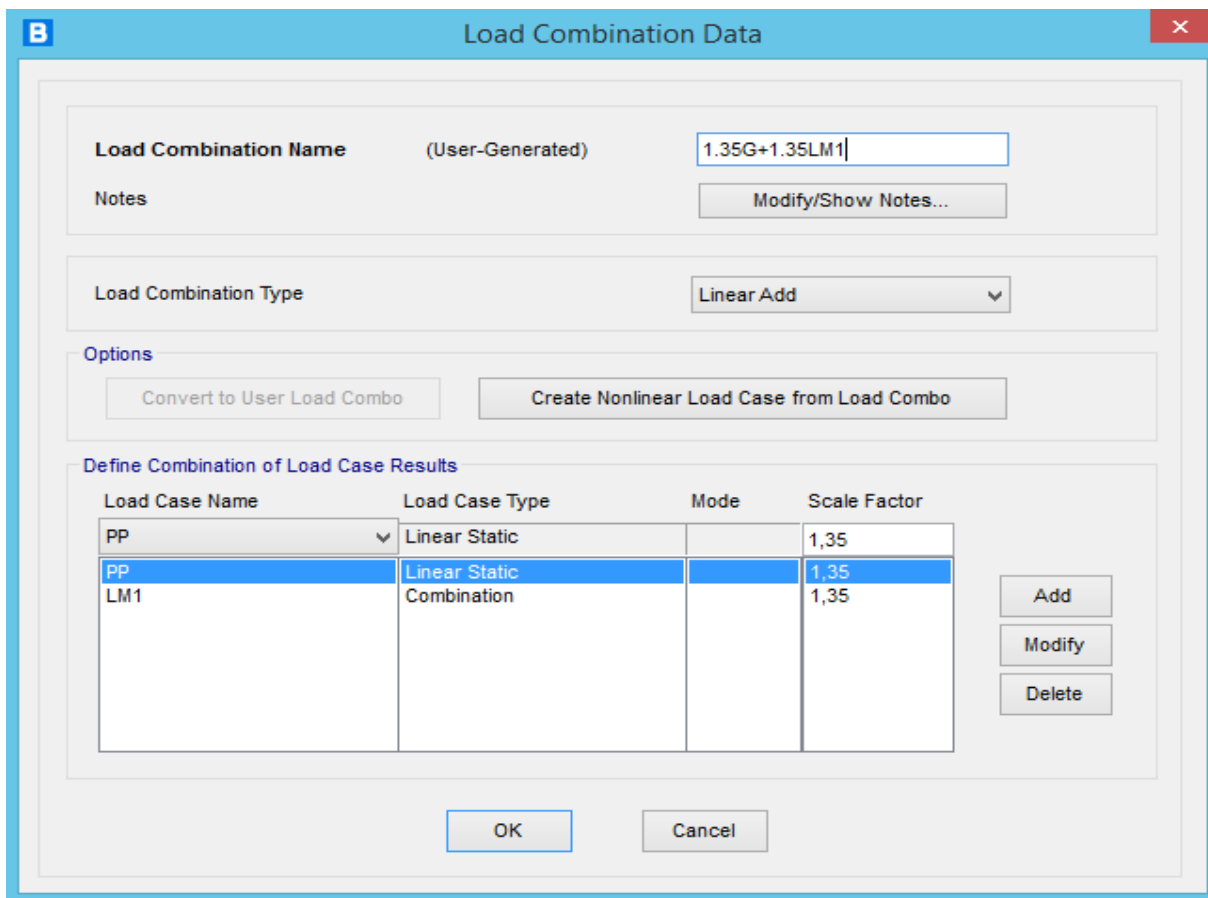
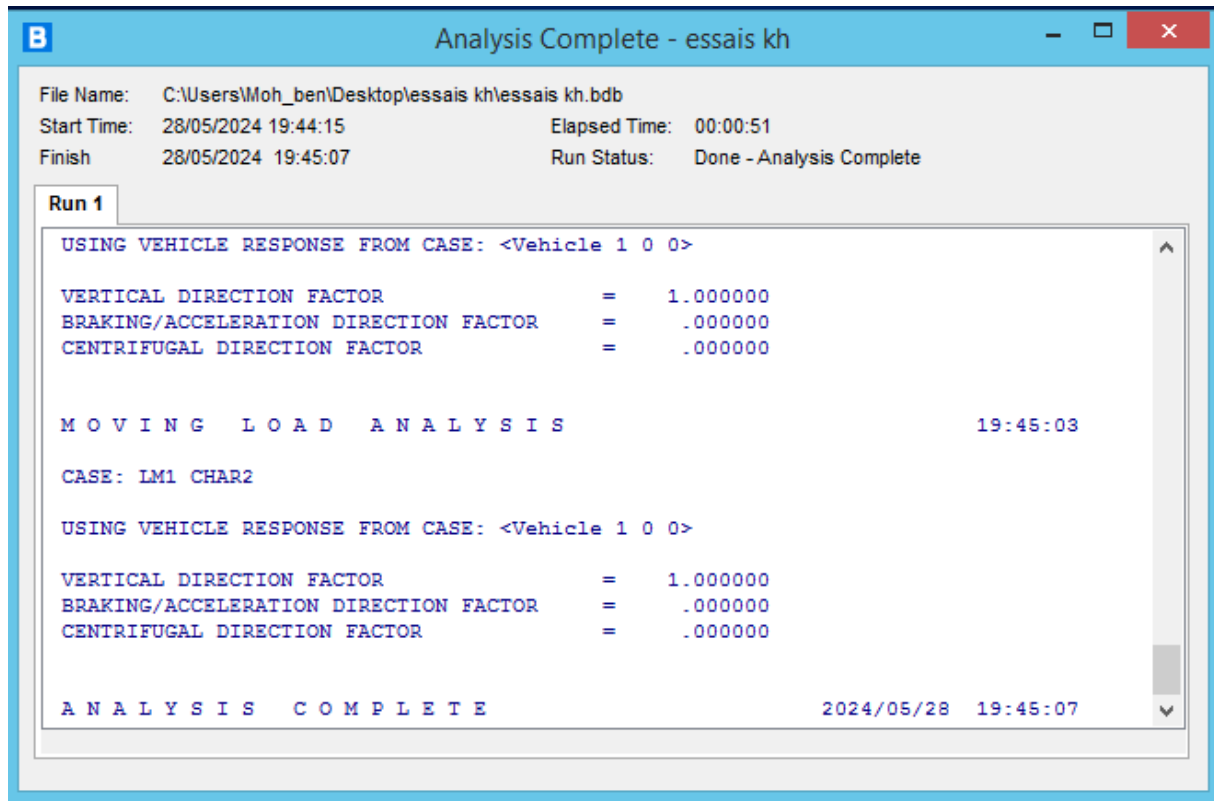


Figure 62: Détermination des Combinaisons d'actions

- Analyse complète pour l'obtention des résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants :



The screenshot shows a software window titled "Analysis Complete - essais kh". The window contains the following information:

File Name: C:\Users\Moh_ben\Desktop\essais kh\essais kh.bdb
Start Time: 28/05/2024 19:44:15 Elapsed Time: 00:00:51
Finish 28/05/2024 19:45:07 Run Status: Done - Analysis Complete

Run 1

```
USING VEHICLE RESPONSE FROM CASE: <Vehicle 1 0 0>

VERTICAL DIRECTION FACTOR           = 1.000000
BRAKING/ACCELERATION DIRECTION FACTOR = .000000
CENTRIFUGAL DIRECTION FACTOR        = .000000

MOVING LOAD ANALYSIS                19:45:03

CASE: LM1 CHAR2

USING VEHICLE RESPONSE FROM CASE: <Vehicle 1 0 0>

VERTICAL DIRECTION FACTOR           = 1.000000
BRAKING/ACCELERATION DIRECTION FACTOR = .000000
CENTRIFUGAL DIRECTION FACTOR        = .000000

ANALYSIS COMPLETE                   2024/05/28 19:45:07
```

Figure 63: Analyse complète pour l'obtention des résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants

5 LES SOLLICITATIONS : (système hyperstatique)

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

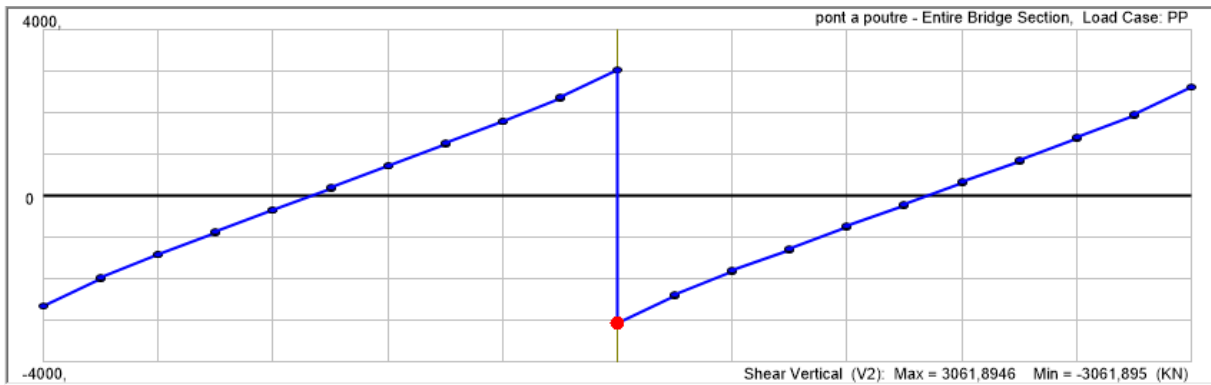


Figure 64: Diagramme des efforts tranchants de poids propre au niveau de tablier

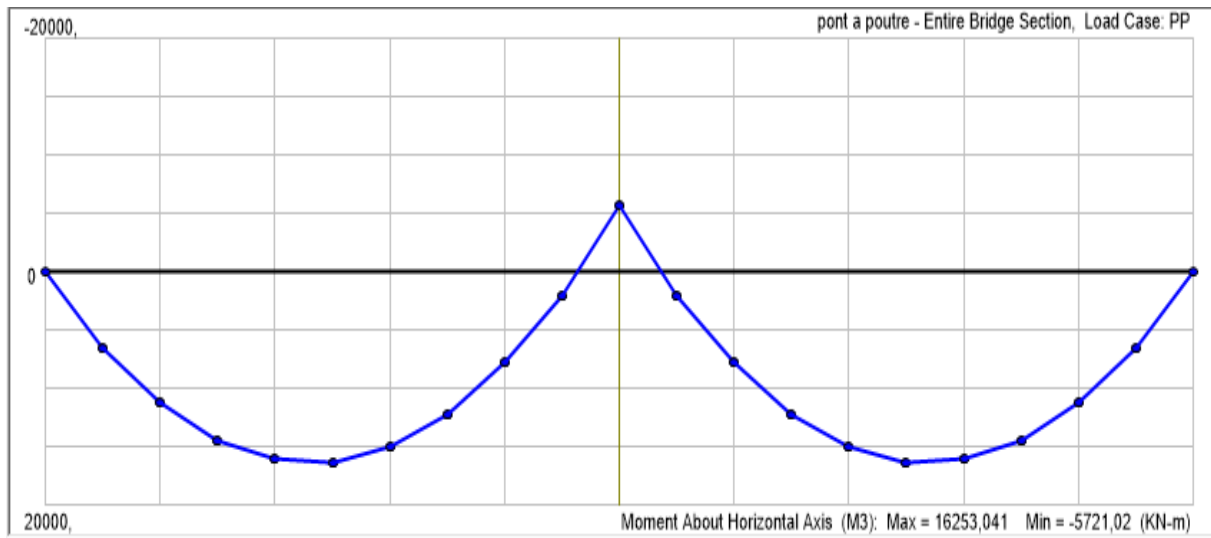


Figure 65: Diagramme des Moments fléchissant de poids propre au niveau de tablier

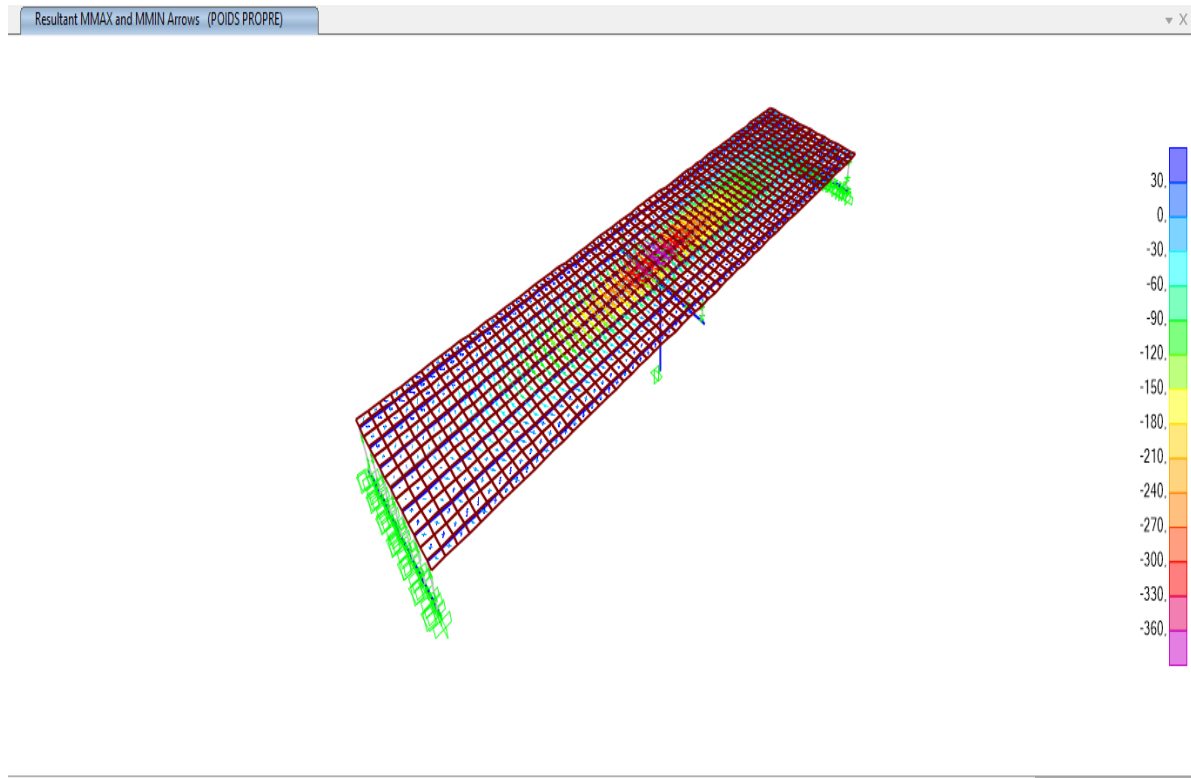


Figure 66: Déformation du tablier sous le poids propre G

5.2 Sollicitations engendrées par la surcharge de trottoirs «ST» :

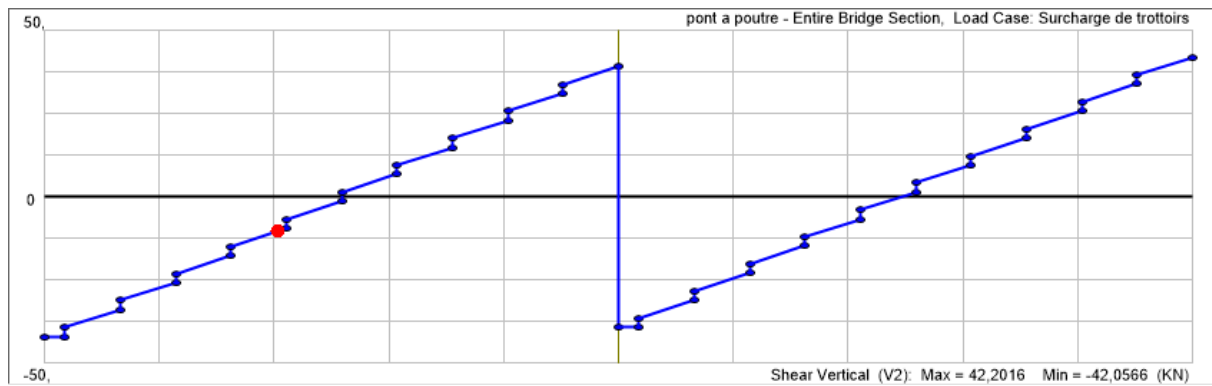


Figure 67: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge des trottoirs ST au niveau de tablier

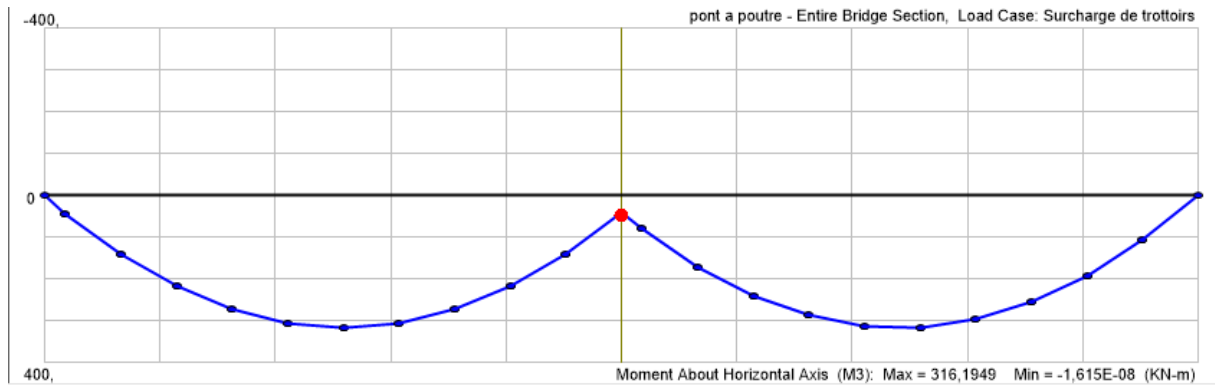


Figure 68: Diagramme des Moments fléchissant de la surcharge des trottoirs ST au niveau de tablier

5.3 Sollicitations engendrées par le gradient thermique « T » :

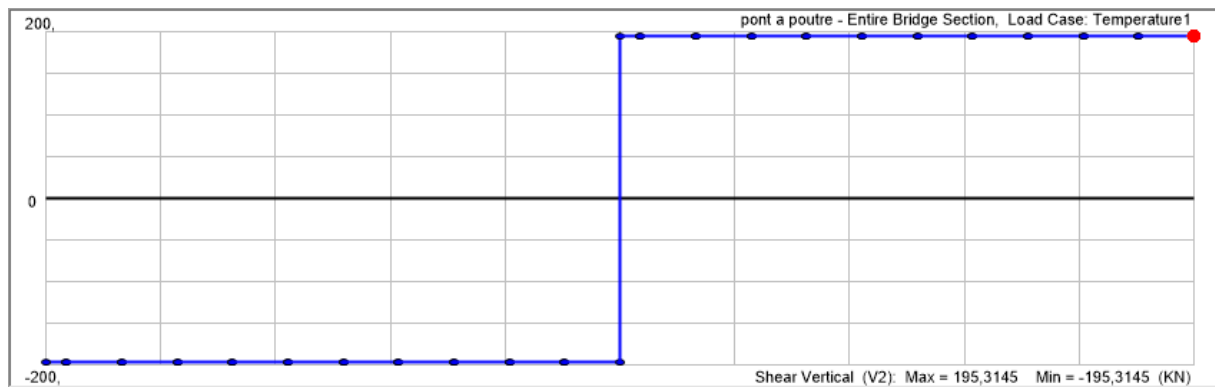


Figure 69: Diagramme des efforts tranchants de gradient thermique au niveau de tablier

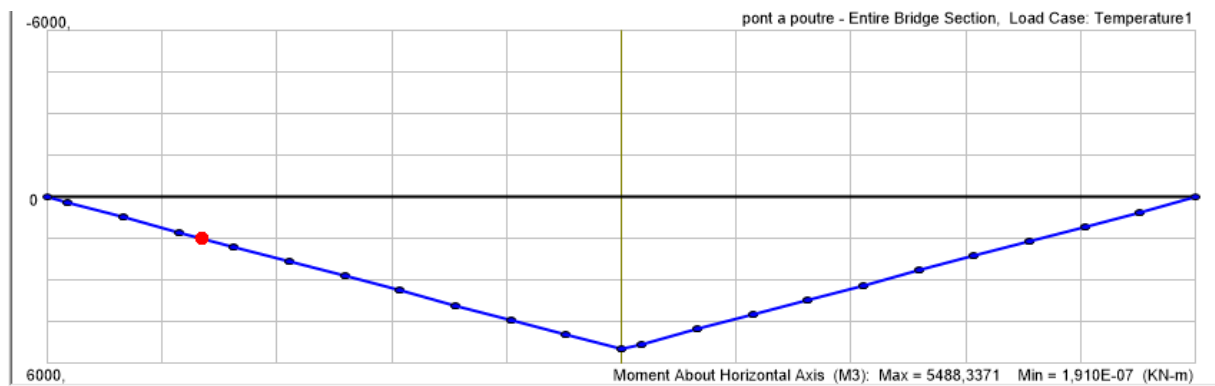


Figure 70: Diagramme des Moment fléchissant de gradient thermique au niveau de tablier

5.4 Sollicitations engendrées par la surcharge LM1 «LM1» :

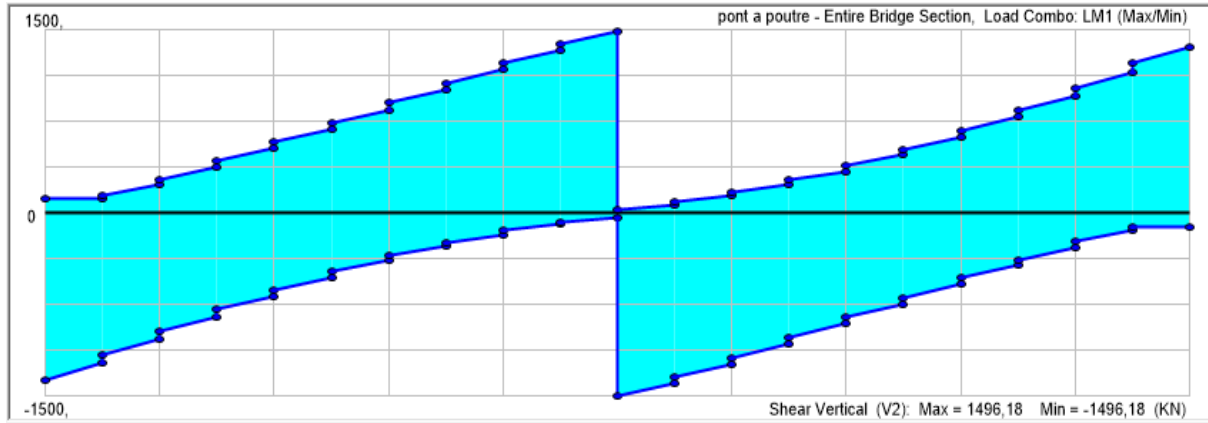


Figure 71: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge LM1 au niveau de tablier

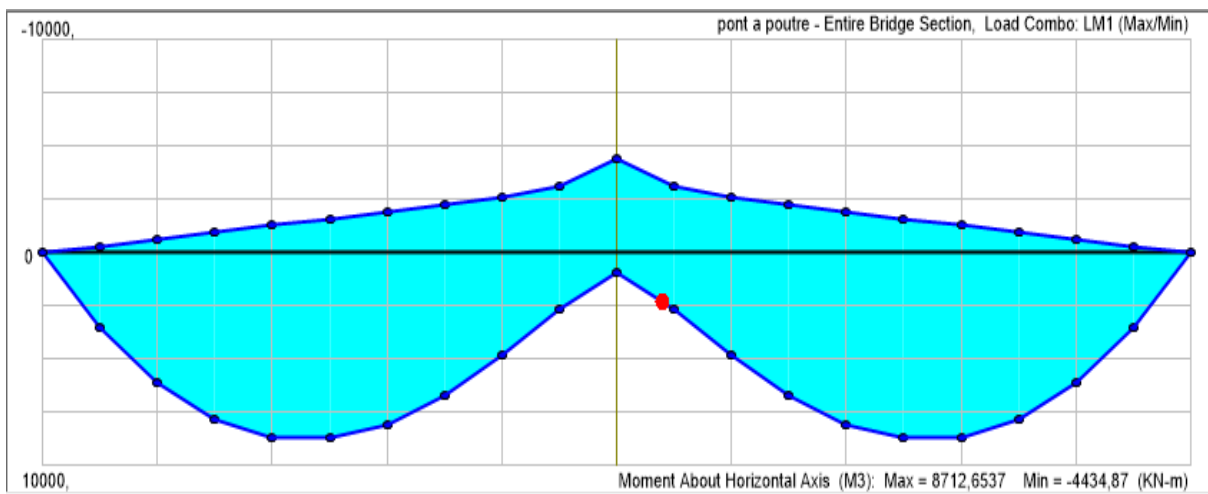


Figure 72: Diagramme des moments fléchissant de la surcharge LM1 au niveau de tablier

5.5 Etats limites ultime « ELU »

- Sollicitations engendrées par la combinaison 1 «1.35G+1.35 LM1» :

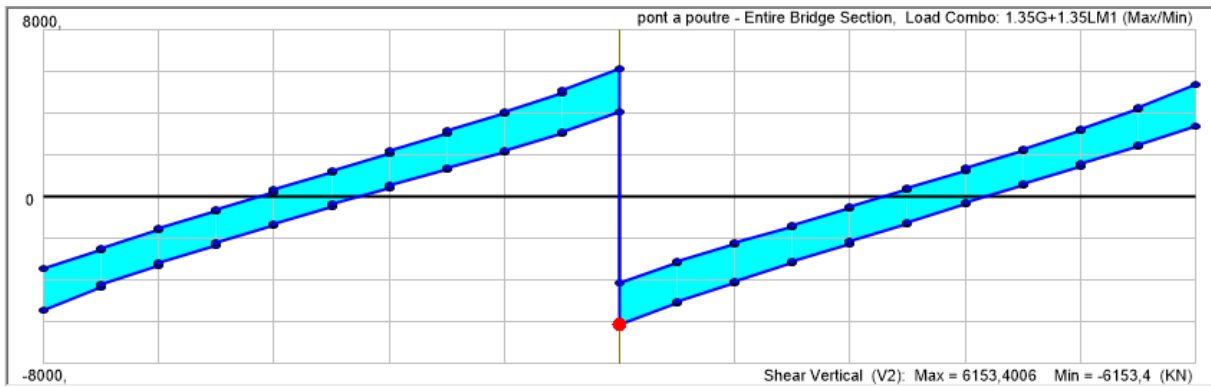


Figure 73: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 1 (ELU) au niveau de tablier

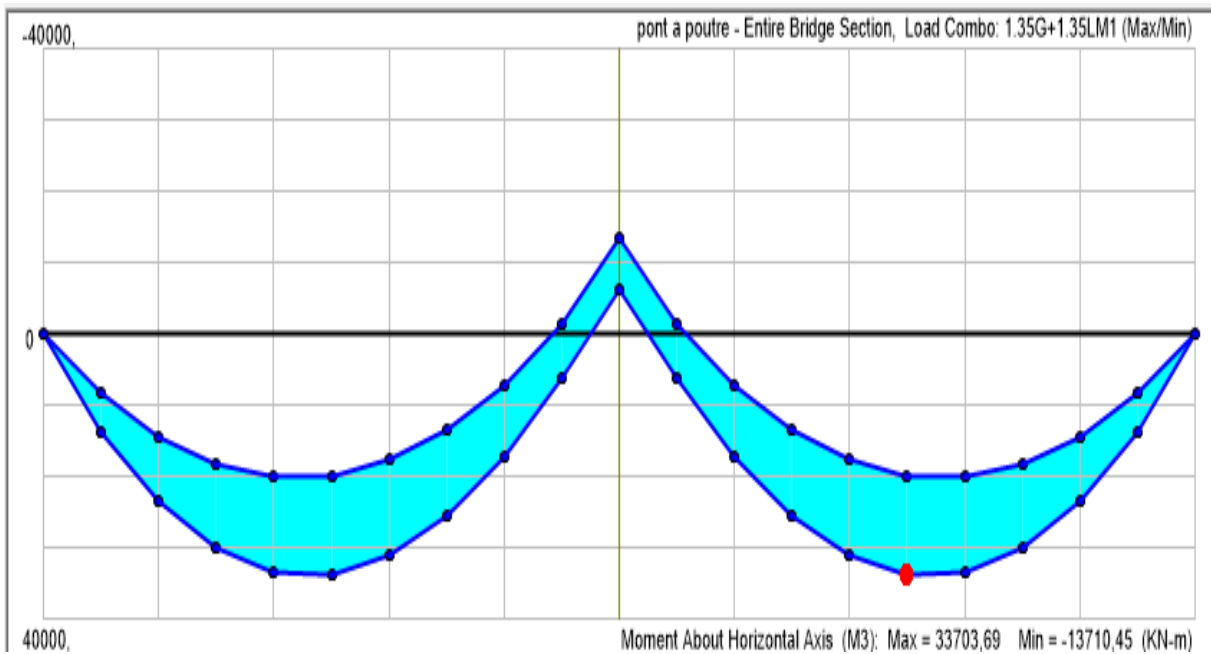


Figure 74: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 1 (ELU) au niveau de tablier

5.6 Etats limites de service « ELS »

- Sollicitations engendrées par la combinaison 1 «G+LM1» :

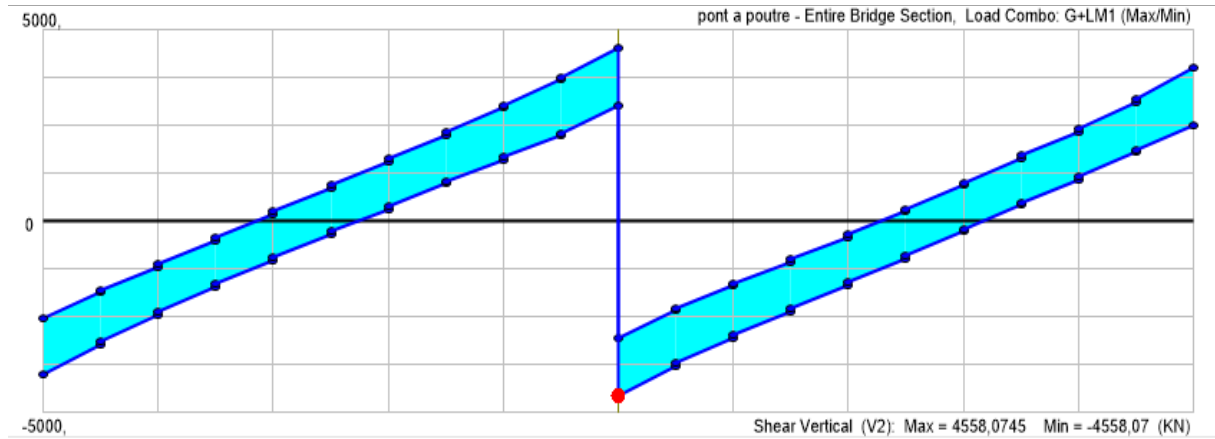


Figure 75: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 1 (ELS) au niveau de tablier

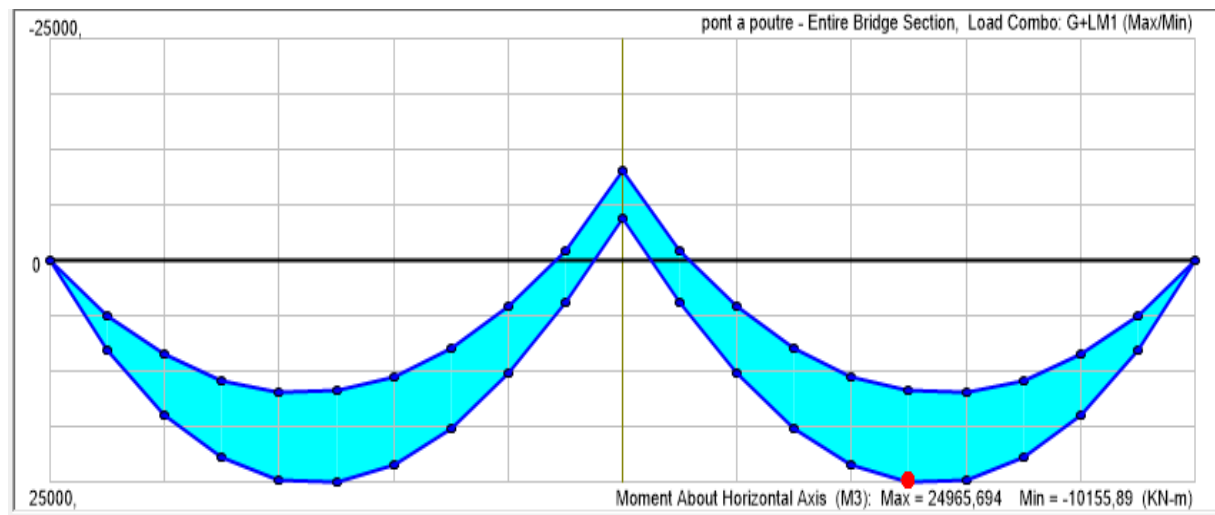


Figure 76: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 1 (ELS) au niveau de tablier

- Sollicitations engendrées par la combinaison 2 «G+ST+0,5 T» :

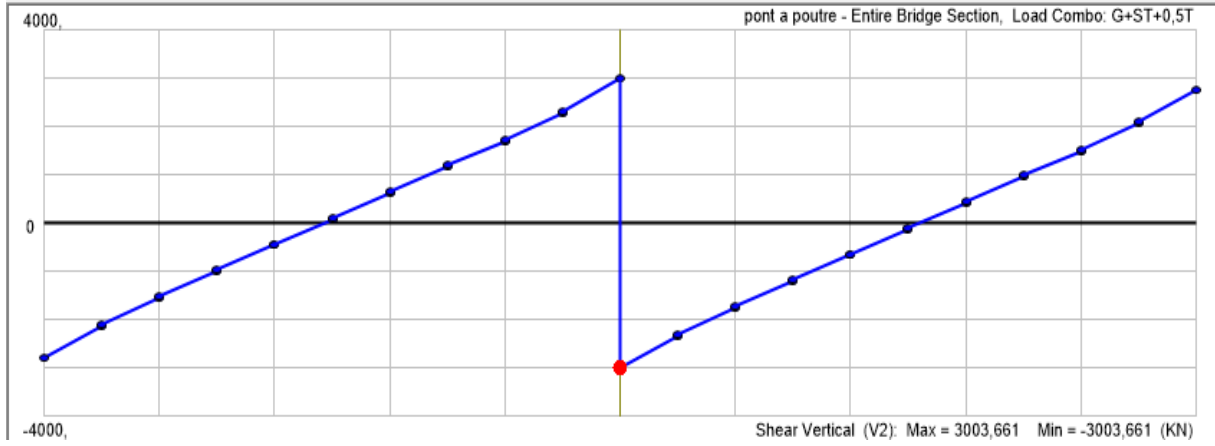


Figure 77: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 2 (ELS) au niveau de tablier

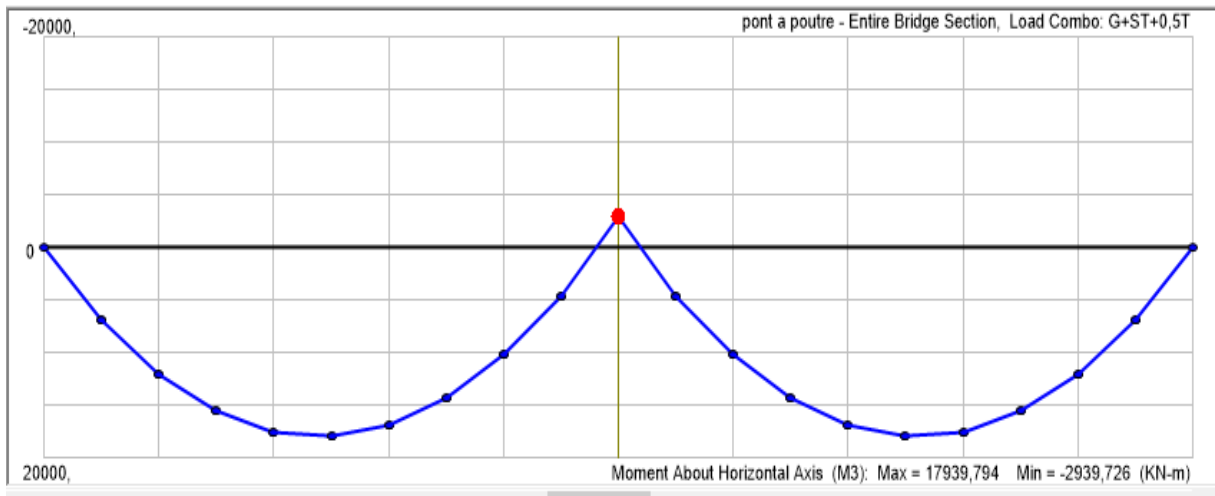


Figure 78: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 2 (ELS) au niveau de tablier

- Sollicitations engendrées par la combinaison 3 «Gk,sup» :

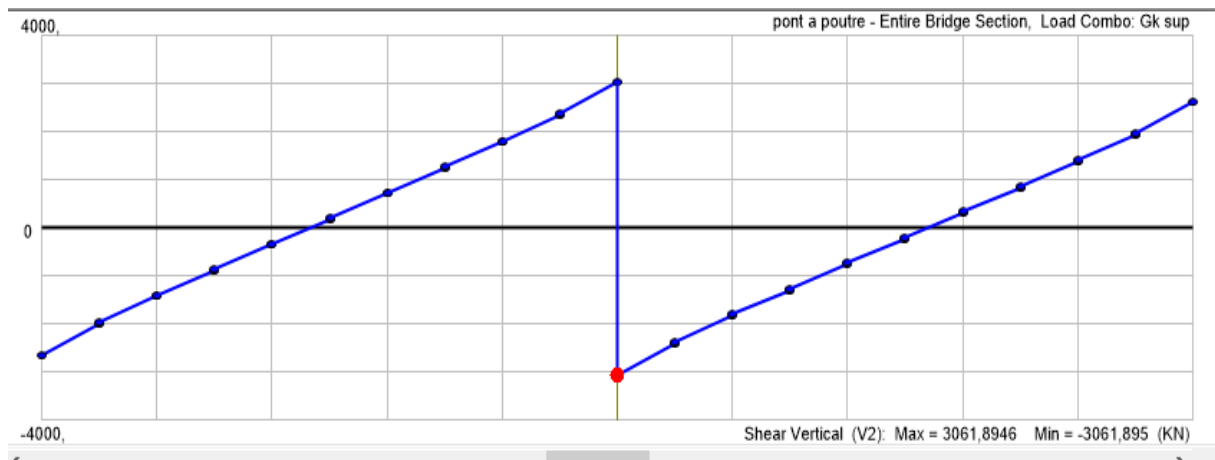


Figure 79: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 3 (ELS) au niveau de tablier

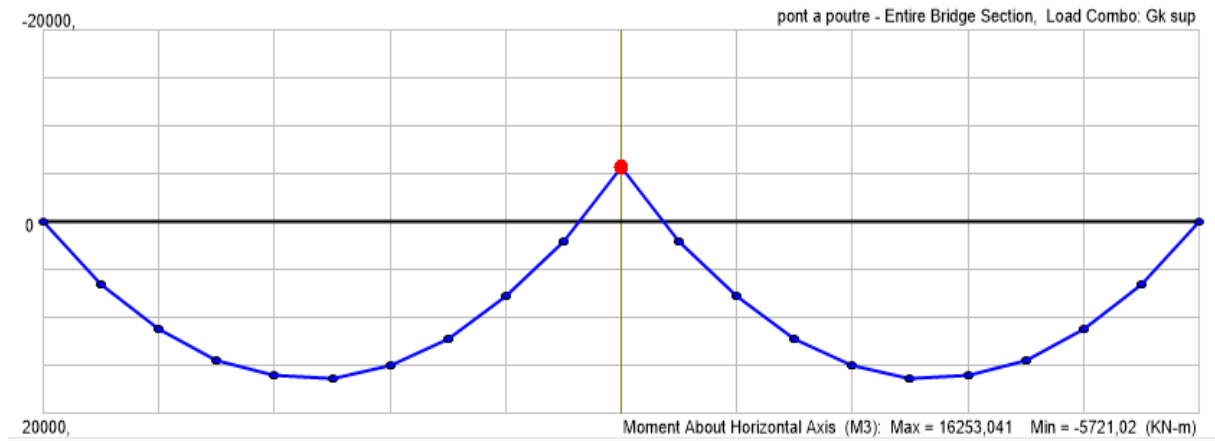


Figure 80: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 3 (ELS) au niveau de tablier

- Sollicitations engendrées par la poutre la plus sollicitée : (poutre 3)

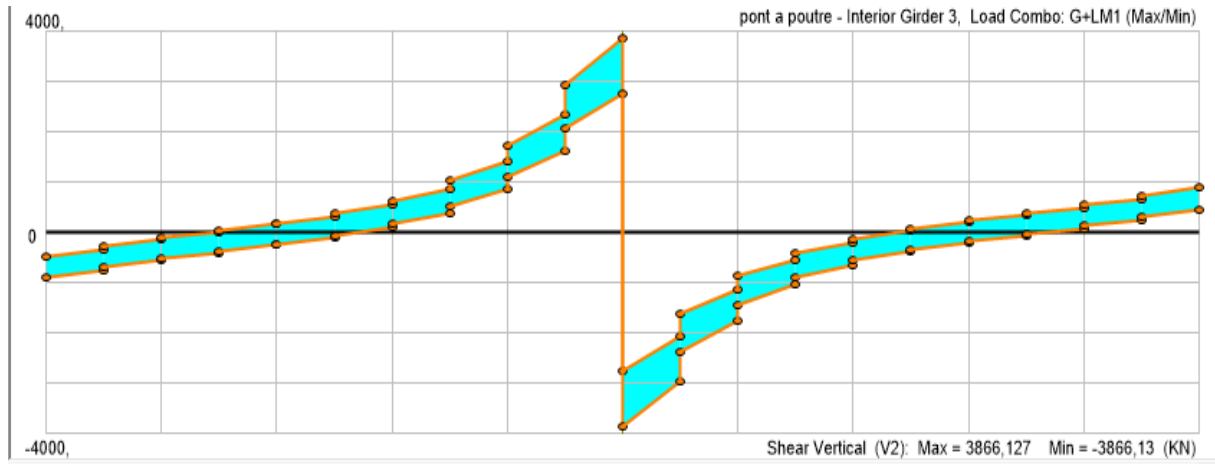


Figure 81: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 1 (ELS) –POUTRE 3

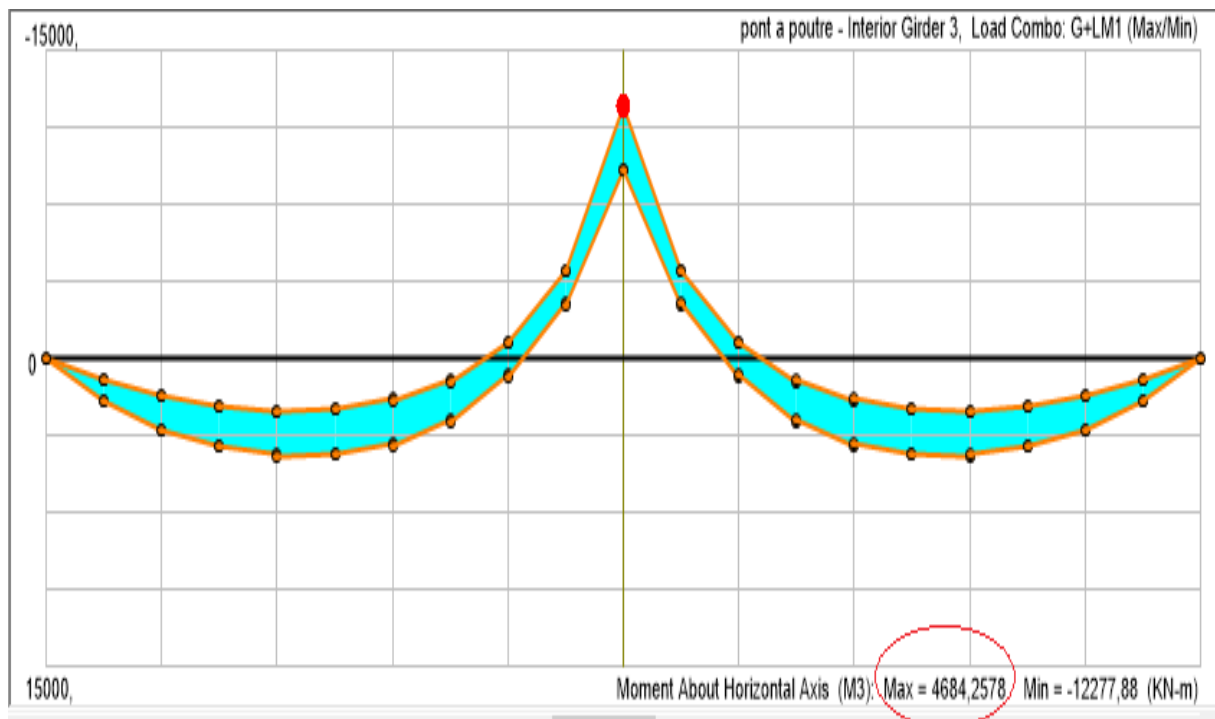


Figure 82: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 1 (LM1) –POUTRE 3

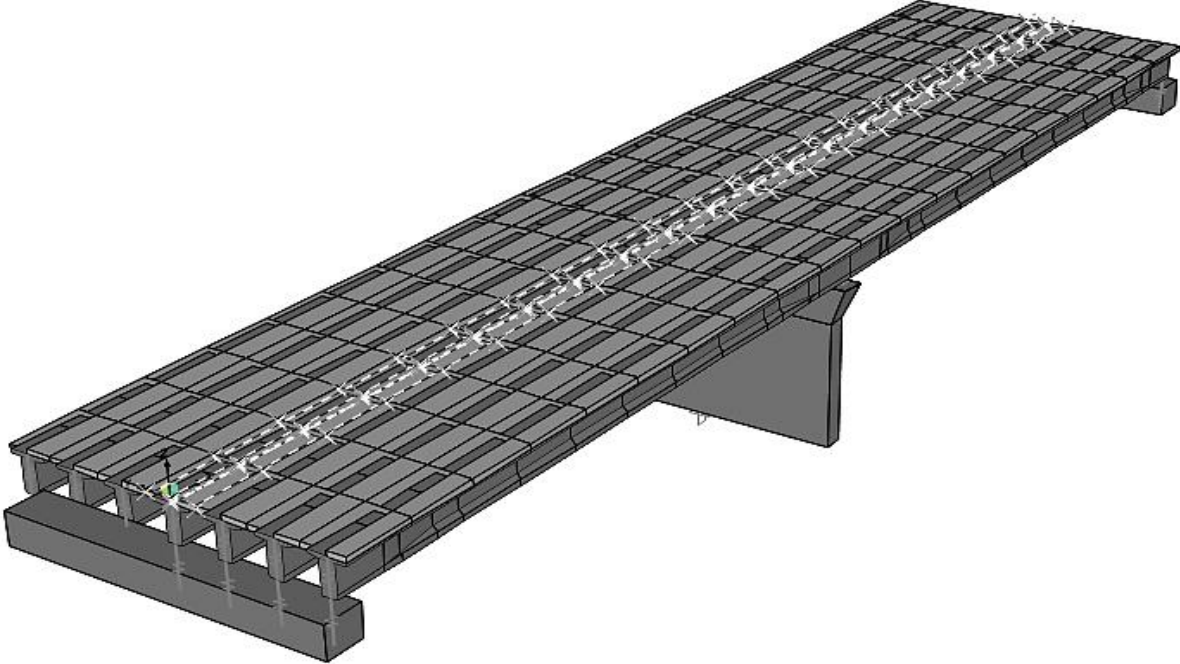


Figure 83: la poutre la plus sollicitée (poutre 3) sue le modèle

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

Tableau 14: résultats de l'analyse statique des moments maximum

	N° de combinaison	Effort tranchant V2 (Max) KN	Effort tranchant V2 (Min) KN	Moment M3 (Max) KN.m	Moment M3 (Min) KN.m
ELU	1	6153,4006	-6153,4	33703,69	-13710,45
	1	4558,0745	-4558,07	24965,694	-10155,89
ELS	2	3003,661	-3003,661	17939,794	-2939,726
	3	3061,8946	-3061,895	16253,041	-5721,02

Commentaire :

- D'après les résultats de l'analyse statique, nous pouvons conclure que :
 - ✓ Le système LM1 (selon l'EUROCODE[2]) engendre les sollicitations les plus défavorable pour notre structurelles. En effet, les moments fléchissant dus à la combinaison d'actions ELU 1 « 1.35G+1.35 LM1 » à L'ELU et ELS 1 « G+LM1 » à L'ELS sont les plus importants.

6 Adoption d'un modèle isostatique :

6.1 Modélisation du pont (système isostatique) :

On peut dire que notre pont est un système isostatique si on a deux travées indépendantes l'une de l'autre. Ces deux dernières se posent sur deux files d'appuis parallèles et séparés (sur pile), le système se concrétisera par moment positif en travées et nul en appuis.

➔ Double bearing line (discontinus Superstructure) ➔ connected to Girder Bottom only

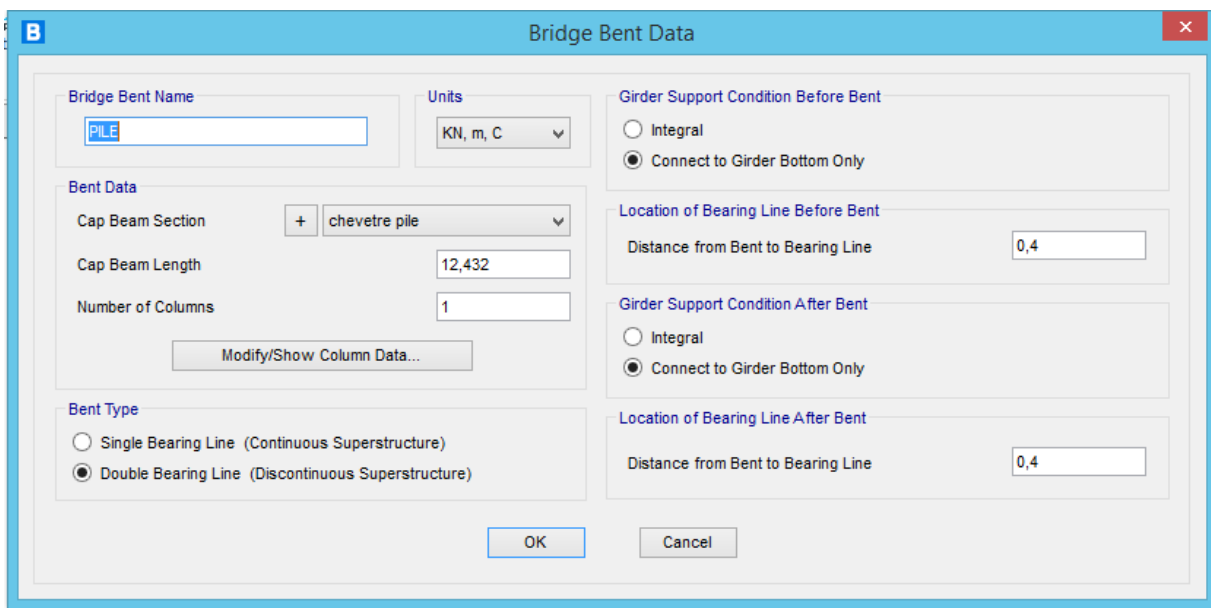


Figure 84: définition de doubles files d'appuis sur la pile

• Sollicitations obtenues en système isostatique :

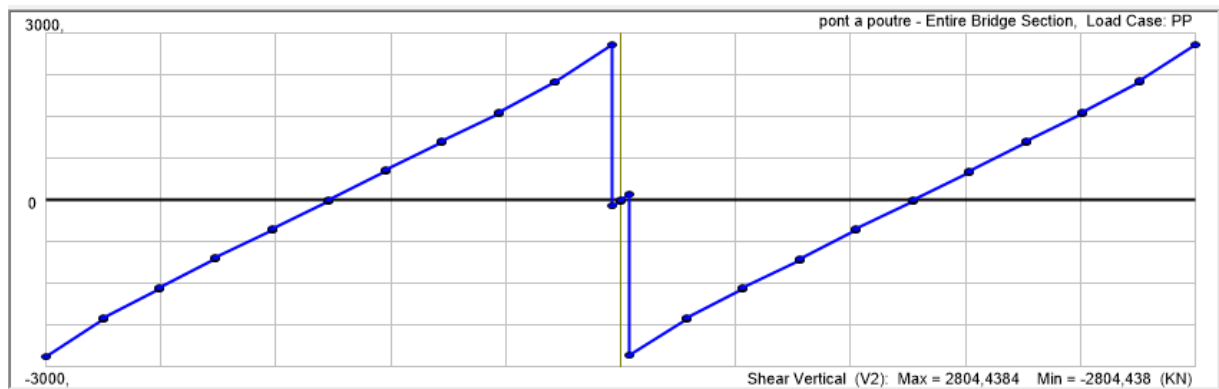


Figure 85: Diagramme des efforts tranchants de poids propre au niveau de tablier

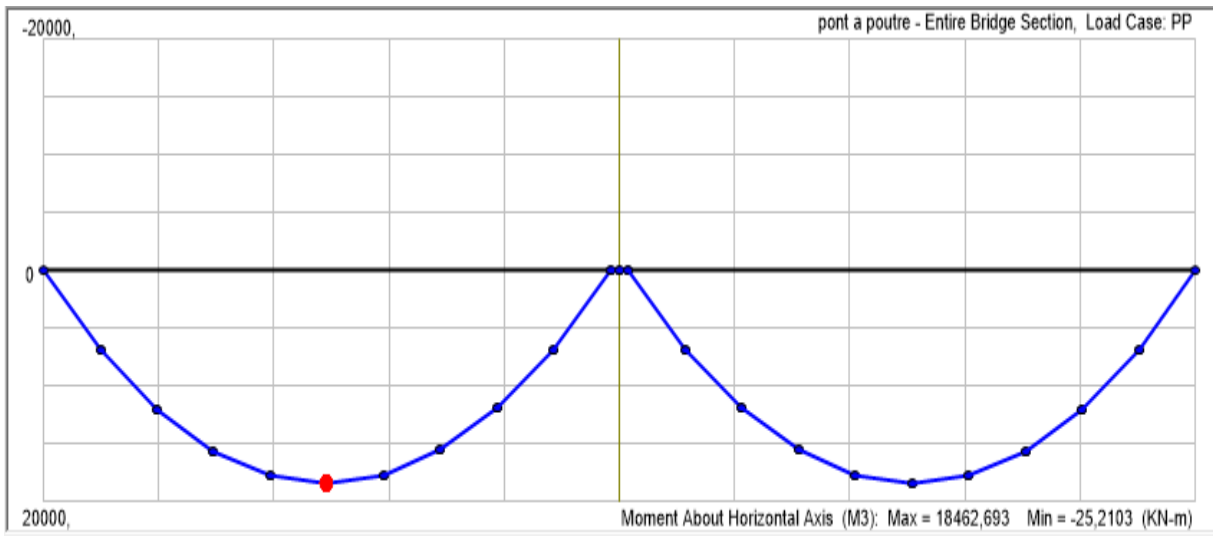


Figure 86: Diagramme du moment fléchissant de poids propre au niveau de tablier

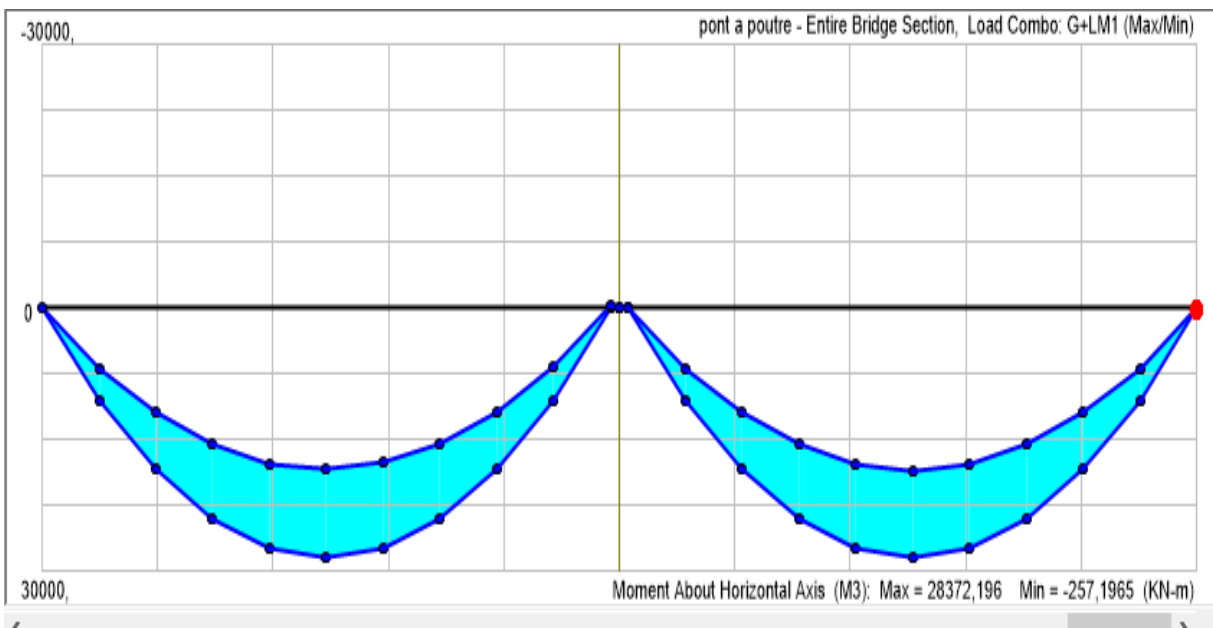


Figure 87: Diagramme de moment fléchissant G+ LM1 au niveau de tablier

7 COMMENTAIRE :

Vu les résultats obtenus avec la modélisation de notre ouvrage en système isostatique, nous remarquons que les moments à mi travée sont plus importants que celle du système hyperstatique. En effet, nous avons constaté une augmentation du moment fléchissant revenant au tablier de 12%.

Ce qui nous pousse à conclure que le système hyperstatique réduit la valeur du moment fléchissant et l'effort normal par rapport au système isostatique ce qui conduit à réduire la hauteur du tablier, aussi la section du chevêtre.

8 CONCLUSION

La modélisation 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 2023) 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 V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

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.

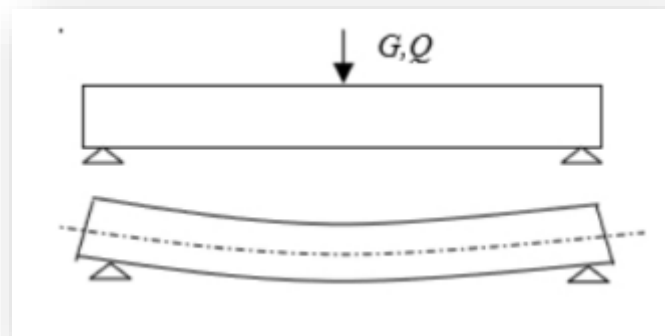


Figure 88: flexion de la poutre

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).

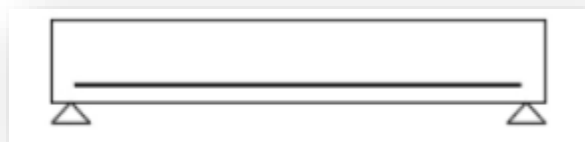


Figure 89: position des armatures ajoutées

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).



Figure 90: effort de compression

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.

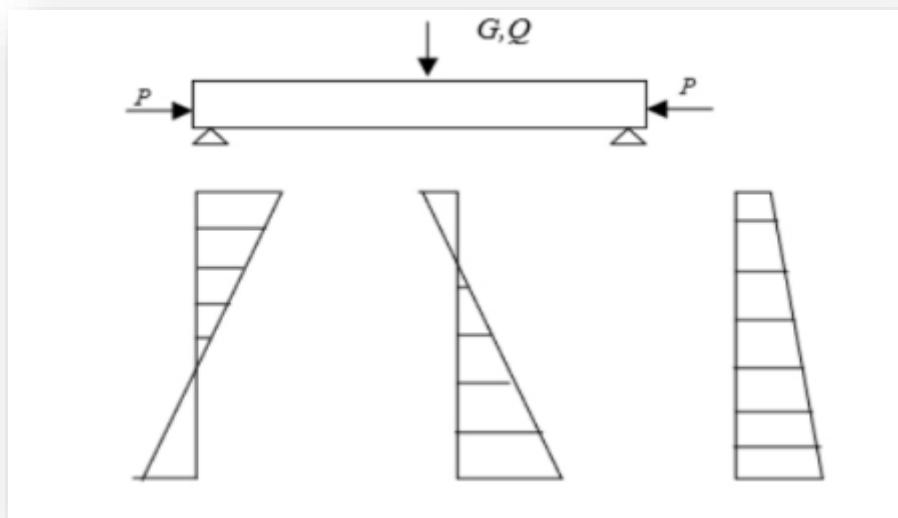


Figure 91: Elément précontrainte

3 Mode de Précontrainte :

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

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.

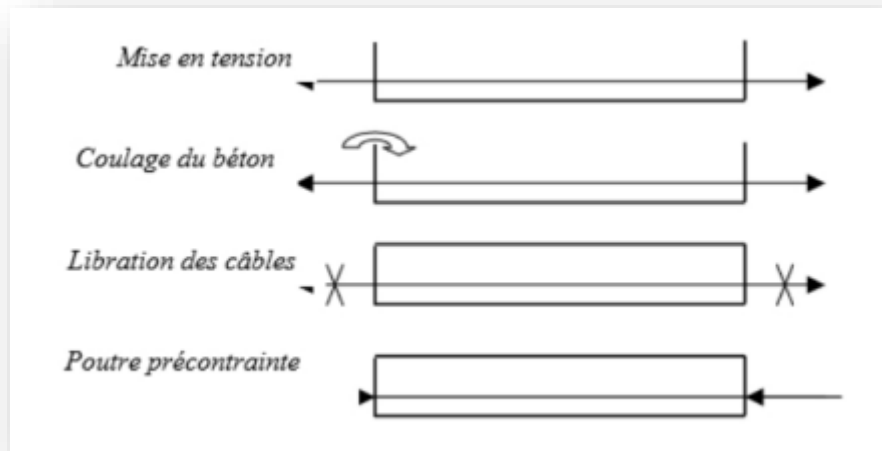


Figure 92: les étapes de pré-tension

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 . Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier.

4 Etapes générales de réalisation :

- Placement des Gaines 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.

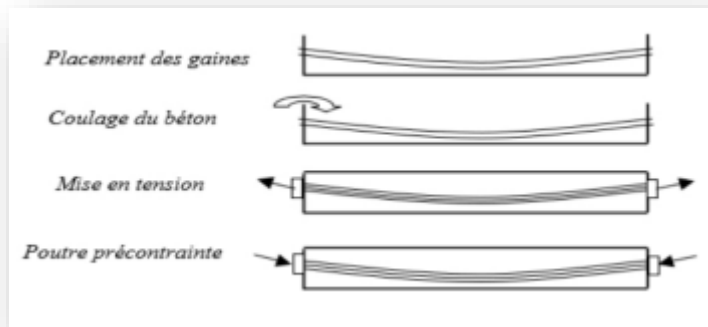


Figure 93: Les étapes de post-tension

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)

5 Dimensionnement de la section d’une structure hyperstatique

Pour la structure hyperstatique, le dimensionnement de la section droite est similaire à celui de la structure isostatique mais on remplace l’ordonnée du centre de pression $e_o(x)$ par $e_{00}(x)$. De la même manière, on obtient le résultat suivant :

$$-\frac{I}{B \times v} - \frac{M_{min}}{P} \leq e_{00} \leq \frac{I}{B \times v'} - \frac{M_{max}}{P} \dots\dots\dots (1)$$

Ce résultat représente le fuseau de passage (de traction) dans lequel se situe la ligne de précontrainte $e_{00}(x)$. En outre, pour avoir un enrobage suffisant, le câble doit respecter les conditions :

$$-v'+d' \leq e_o \dots\dots\dots(2)$$

Les deux formules précédentes nous montrent que : dans le cas de la structure hyperstatique, le câble n’a pas besoin d’être à l’intérieur du fuseau de passage puisque ce n’est pas sa position dans une section qui y définit les contraintes normales du béton. A l’inverse, la ligne de précontrainte peut parfaitement sortir du béton, elle ne risque pas de périr par corrosion. Pour que la double inégalité (1) soit possible, il faut que le terme à gauche soit inférieur celui à droite.

On retrouve la formule dans le cas isostatique :

$$P \geq P_1 = \frac{(M_{max} - M_{min}) \times v \times v'}{I \times (v + v')} \dots\dots\dots (3)$$

$$P \geq P_1 = \frac{(M_{max} - M_{min})}{\rho \times H} \dots\dots\dots (4)$$

De la même manière pour que la condition suivante soit satisfaite :

$$-v' + d' \leq e_0 = e_{00} - \frac{M}{P} \leq \frac{I}{B \times v'} - \frac{M_{max}}{P} - \frac{M}{P} \dots\dots\dots (5)$$

On obtient l'inéquation :

$$P \geq P_2 = \frac{M_{max} + M}{\frac{I}{B \times v} + v' - d'} \dots\dots\dots (I)$$

L'inéquation présente un inconvénient dû à la présence du moment hyperstatique de précontrainte qui est à priori inconnu. En pratique, pour le dimensionnement de la précontrainte, on fait une hypothèse sur la répartition du moment hyperstatique de précontrainte et à la confirmer une fois déterminés P et e₀ en chaque section, ce qui nécessite le plus souvent de procéder à plusieurs approximations successives.

Cette façon d'opérer est efficace dans le cas des ouvrages où la précontrainte varie de façon discontinue par arrêt successif des câbles (par exemple dans la construction en encorbellement, les ouvrages construits par avancement...). Très souvent, on donne la priorité aux conditions « -v'+d' ≤ e₀ » pour se fixer un schéma de câblage, une certaine liberté de choix quant à la position des arrêts du câble permettant d'ajuster plus ou moins bien la répartition du moment hyperstatique à celle qu'on avait escomptée à priori. Si l'ajustement n'est pas satisfaisant, la répartition obtenue pour le moment hyperstatique sert de base à nouvelle approximation.

Il faut noter que La conception de la précontrainte continue dans les structures hyperstatiques est trop compliquée et demande beaucoup de calcul vu que cette dernière engendre des moments secondaires qui sont difficiles à déterminer.

6 Dimensionnement de la précontrainte

Le dimensionnement de la précontrainte suppose que l'on connaisse l'enveloppe des sollicitations dans les sections, or ces sollicitations contiennent les effets hyperstatiques de la précontrainte, qui ne sont pas connues puisqu'ils dépendent de l'effort que l'on doit déterminer, il convient de procéder à des estimations.

Nous ferons donc une première détermination de la précontrainte, en supposant que les effets hyperstatiques de la précontrainte sont nuls. Après avoir déterminé les forces des nécessaires, on détermine les moments hyperstatiques dus à la précontrainte.

L'ensemble des câbles de la précontrainte ne devra pas être surdimensionné, car en absence de surcharge ou en état de repos (de fermeture éventuellement) de l'ouvrage, on risque d'obtenir des moments négatifs à mi-travée. Les câbles de continuité sont divisés en deux groupes :

- Câbles disposés au niveau de la membrure inférieure (généralement les plus nombreux). Ils sont soit relevés dans les âmes ou bien ancrés dans l'hourdis inférieur.
- Câbles disposés au niveau de la membrure supérieure des voussoirs pour prolonger les câbles de fléaux les plus long.

7 Détermination du nombre de câbles

On s'intéresse au moment positif maximal pour la détermination des câbles de continuité.

$$P = \frac{M \frac{v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \dots\dots\dots(\text{II})$$

Avec :

V': La distance du centre de gravité de la section considérée a la fibre inferieure.

e_o : L'excentricité des câbles de continuité par rapport au centre de gravité.

I : Le moment d'inertie longitudinale de la section.

P : Effort de la précontrainte.

S : section de la poutre.

M : Valeur du moment positif.

$$P = \frac{4,68 \frac{0,8416}{0,1548}}{\frac{1}{0,5713} + \frac{0,69 \times 0,8416}{0,1548}} = 4,62 \text{ MN}$$

P= 4,62 MN

- **Détermination du l'excentricité maximum (e₀)**

L'excentricité maximum se calcule comme suit :

$$e^0 = \frac{I}{B \times v'} - \frac{M_{\max}}{P} \dots \dots \dots (6)$$

$$e^0 = \frac{0,1548}{0,5713 \times 0,8416} - \frac{4,68}{4,62} = -0.69 \text{ m}$$

- **d' se calculer comme suit :**

$$-v' + d' \leq e_0 \rightarrow d' \leq e_0 + v' = -0.69 + 0.8416 = 0.15 \text{ m}$$

Prenons **d'= 15 cm**

-Le nombre de câble est : **n=P/P₀**

On considère **25%** des pertes pour un câble de **6T15**

Tableau 15: L'aire de cable 6T15

Section Ap (mm ²)	n torons	Aire (mm ²)	Fprg (Mpa)	Fpeg (Mpa)
140	6	840	1860	1660

$$\min(0.8 fprg, 0.9 fpeg) = \min(0.8 \times 1860, 0.9 \times 1660) = \min(1488, 1494)$$

$$\rightarrow \sigma p_0 = 1488 \text{ MPa}$$

$$P_0 = \sigma p_0 \times S \times 0.75 = 1488 \times 0.000840 \times 0.75 \rightarrow p_0 = 0,94 \text{ MN}$$

$$n = \frac{P}{p_0} = \frac{4,62}{0,94} = 4,91 \rightarrow n = 5 \text{ cable}$$

8 Tracé des câbles de précontrainte (Raccordement Linéaire) :

Lors de l'utilisation de câbles de précontrainte se prolongeant sur plusieurs travées, il faut éviter les discontinuités de la tangente dans les câbles, sous peine d'une part de causer d'importantes pertes par frottement et d'autre part de mettre en danger l'intégrité physique des câbles.

En utilisant le document le plan d'exécution, le tracé s'effectue de la manière suivante:

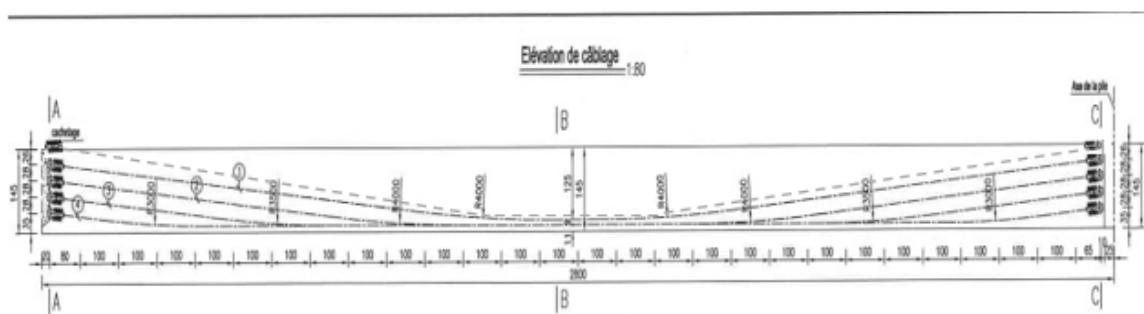


Figure 94: L'emplacement des câbles dans les sections de poutres (coupe longitudinale)

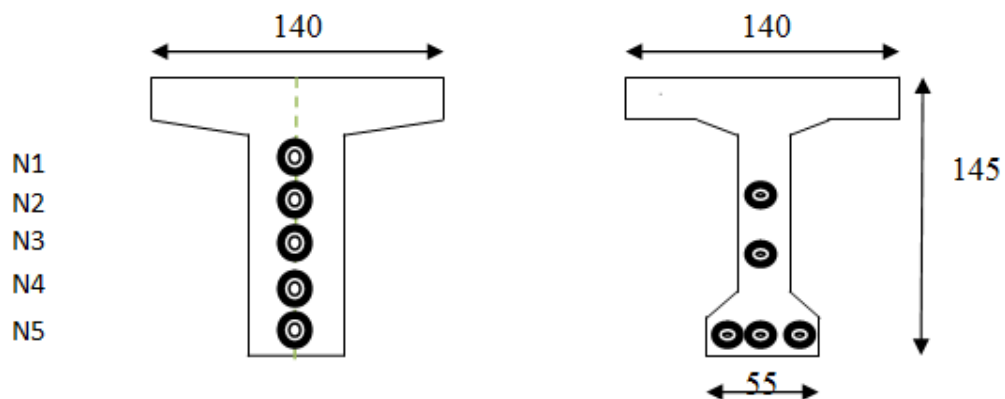


Figure 95: L'emplacement des câbles dans les sections de poutres 'About et mis travée' (coupe transversale)

A ce stade de pré dimensionnement nous proposons les valeurs suivantes :

Tableau 16: Caractéristiques géométriques du tracé choisi

	N 1		N2		N3		N4		N5	
	X1	Z1	X2	Z2	X3	Z3	X4	Z4	X5	Z5
Point 1	0	-0,26	0	-0,54	0	-0,82	0	-1,0	0	-1,2
Point 2	11,516	-1,206	9,344	-1,305	6,144	-1,309	2,943	-1,314	2,112	-1,317
Point 3	16,334	-1,206	18,505	-1,305	21,706	-1,309	24,907	-1,314	25,9	-1,317
Point 4	28,1	-0,26	28,1	-0,54	28,1	-0,82	28,1	-1,0	28,1	-1,2

9 Modélisation des câbles de précontrainte

Les câbles de précontrainte de continuité ont été modélisés dans CSI Bridge 2023 qui nous offre la possibilité de choisir plusieurs schémas de câblage dont le nôtre qui est linéaire comme le montre la figure ci-dessous

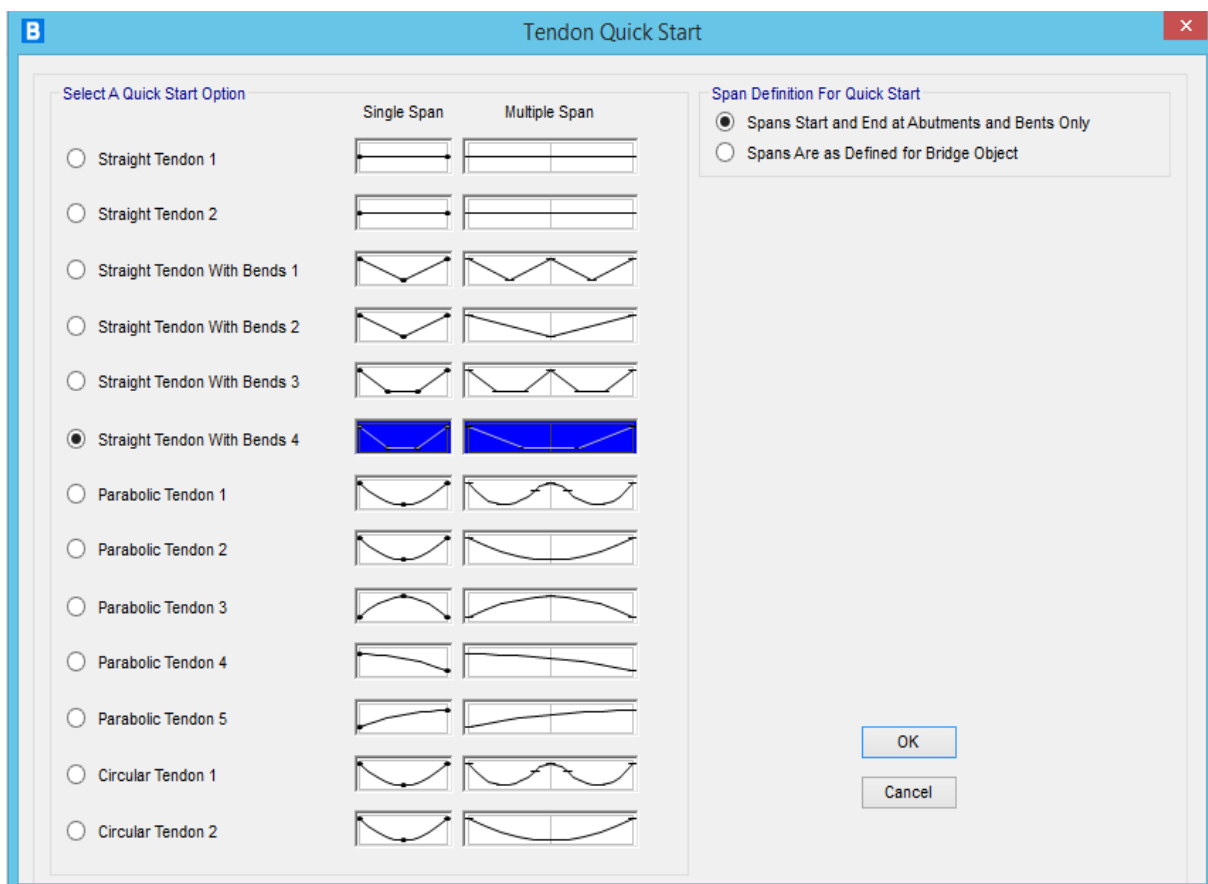


Figure 96: choix schéma de câblage

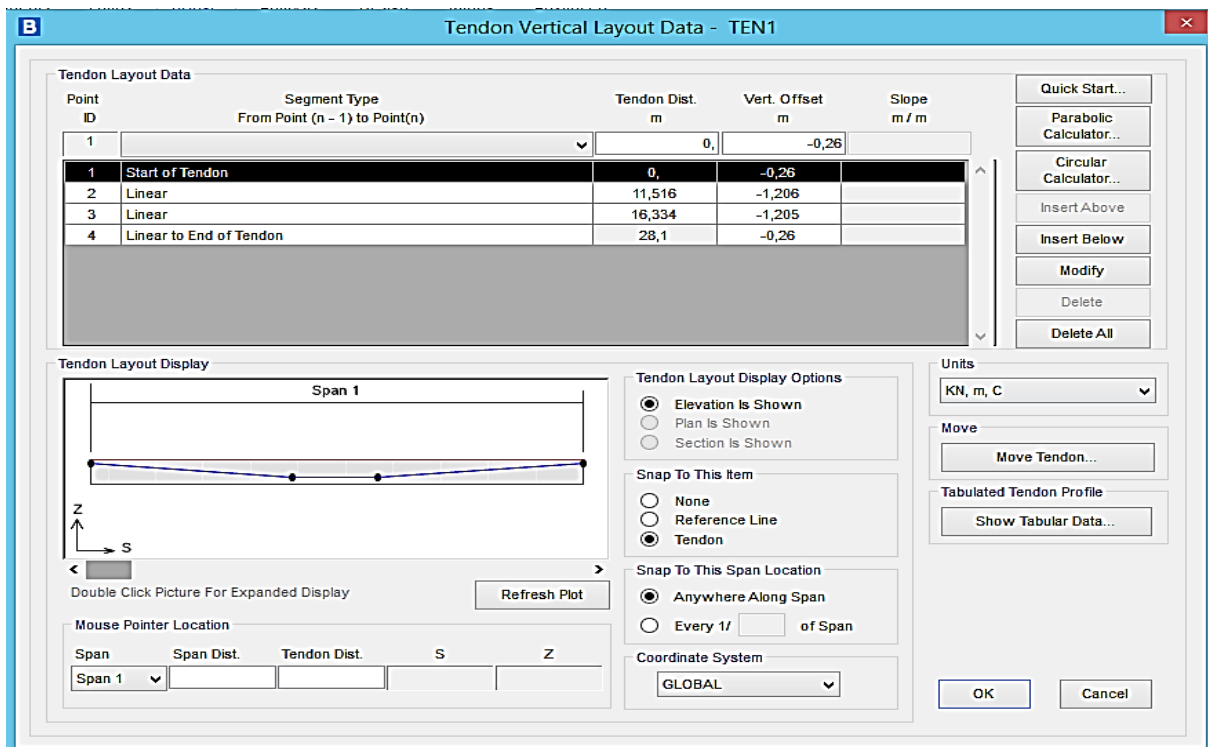


Figure 97: Introduction du câble N 1 de précontrainte dans le modèle

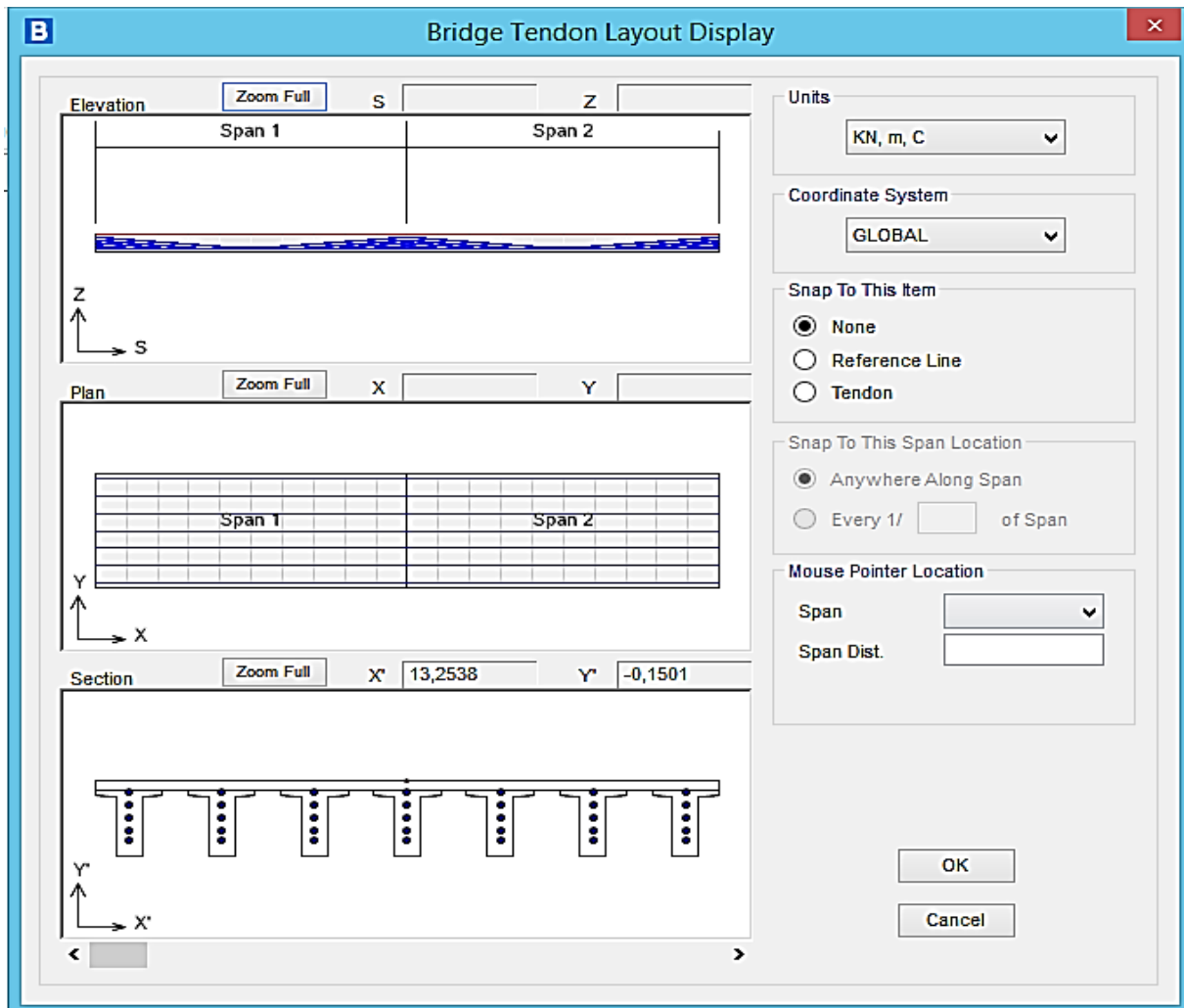


Figure 98: Câbles de précontrainte dans le modèle

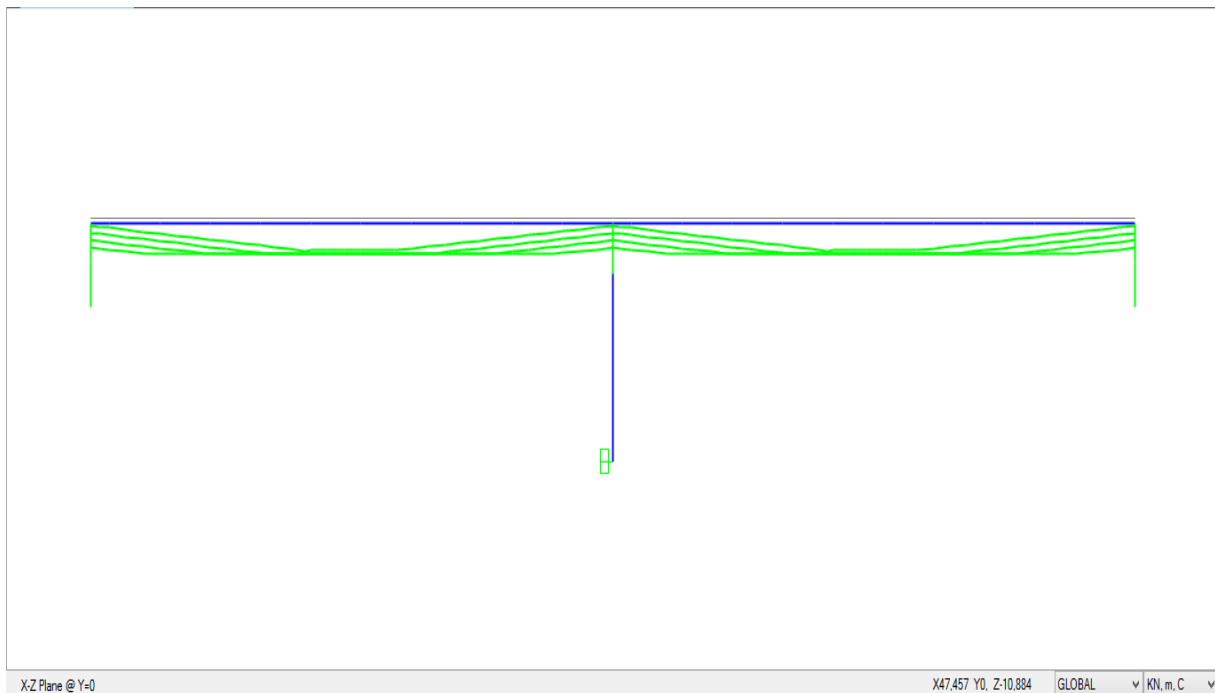


Figure 99: Câbles de précontrainte dans le modèle

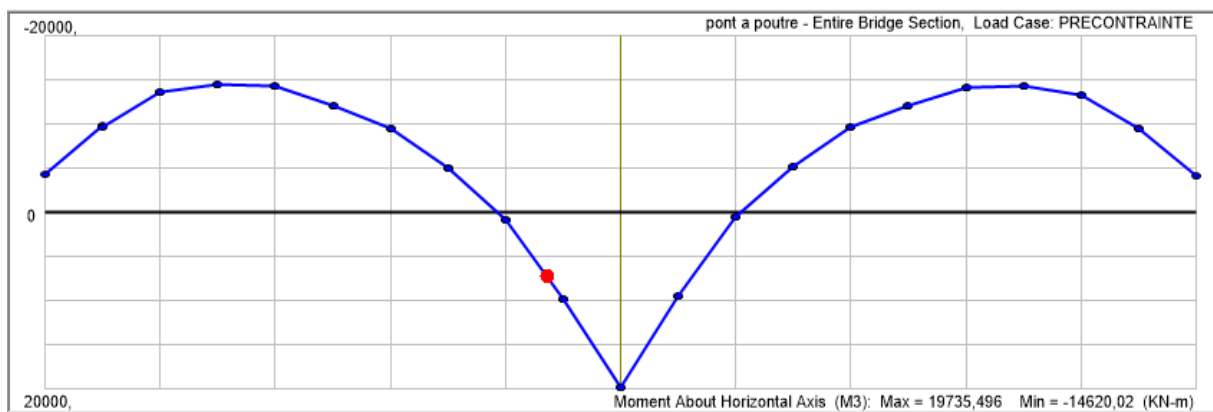


Figure 100: Moment Hyperstatique due à la Précontrainte hyperstatique

9.1 Commentaire :

Comme l'on peut constater sur la figure ci-dessus un soulèvement se manifeste au niveau du tablier sous la seule précontrainte. Si l'appui intermédiaire n'était pas présent, le tablier aurait tendance à se déplacer, en général vers le haut, sur cet appui puisque le déplacement est empêché, une réaction d'appui hyperstatique se produit, qui induit des moments secondaires ou hyperstatiques.

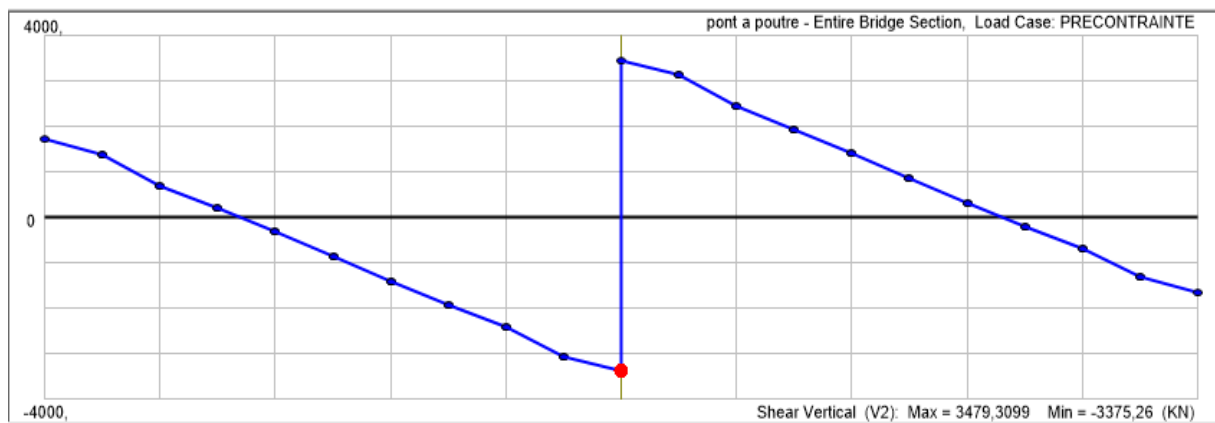


Figure 101: Effort Tranchant due a la Précontrainte hyperstatique

10 Vérification si le schéma de câblage choisi est satisfaisant :

$P = 4,62 \text{ MN}$

$$P \geq P_2 = \frac{M_{max} + M_i}{\rho \times v + v' - d'} \dots\dots\dots \text{III}$$

Avec : M_{max} : moment maximal de la combinaison la plus défavorable (G+LM1)

$$P \geq P_2 = - \frac{M_{min} + M_i}{\rho \times v' + v - d} \dots\dots\dots \text{IV}$$

$$P \geq P_2 = \frac{24,96 + 14,62}{(0,5205 \times 0,6084) + 0,8416 - 0,15}$$

$P \geq p_2 = 39,25 \text{ MN}$

$$P \geq P_2 = - \frac{-10,15 + 19,73}{0,5205 \times 0,8416 + 0,6084 - 0,15} = -10,68$$

$P \geq P_2 = -10,68 \text{ MN} \rightarrow \text{Condition vérifié}$

11 Etude de la précontrainte de l'hourdis :

Note : les câbles précontraints de l'hourdis sur pile assurent la continuité du pont avec toute sécurité (pont en système hyperstatique).

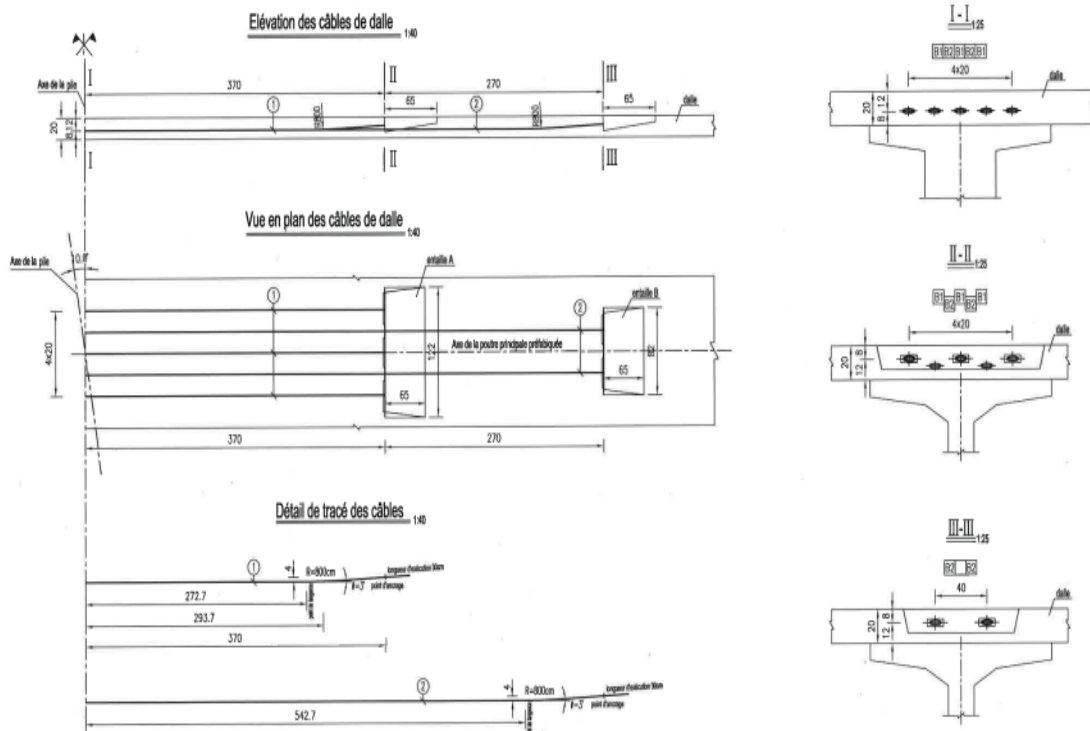


Figure 102: coupe transversale et longitudinale des câbles de précontrainte de l'hourdis

11.1 Données géométriques de la partie précontrainte de l'hourdis :

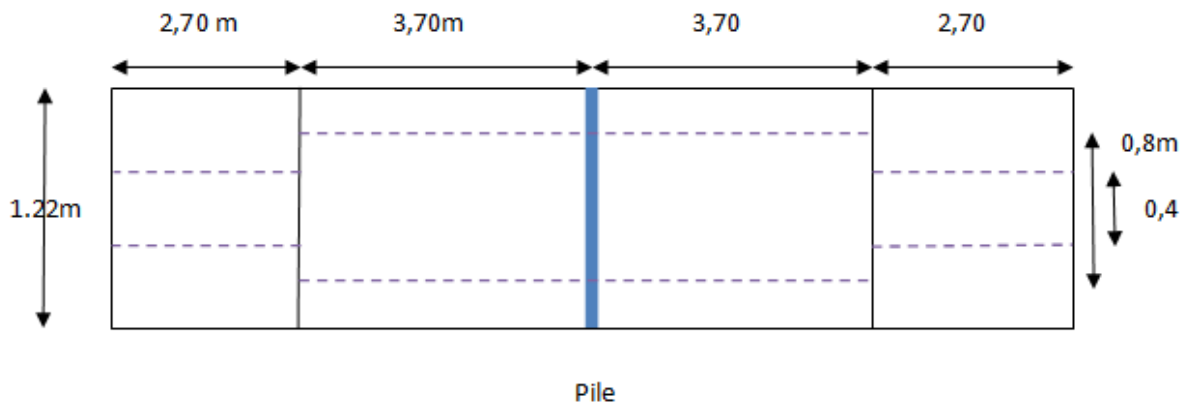


Figure 103: vu en plan de la partie précontrainte de l'hourdis

$$H_h = 0,20 \text{ m}$$

$$L_h = (3,70 + 2,70) \times 2 \quad \rightarrow \quad L_h = 12,8 \text{ m}$$

$$b_h = 1,22 \text{ m}$$

Avec :

H_h : hauteur de l'hourdis

L_h : la longueur de l'hourdis

b_h : la largeur de l'hourdie

Calcule de la section : $S = 1,22 \times 0,2 = 0,244 \text{ m}^2$

Calcule de moment d'inertie : $I_G = (1,22(0,2)^3 / 12) + [(1,22 \times 0,2) \times (0,1)^2] = 0,0033 \text{ m}^4$

Calcule de la précontrainte : $P = (M \times V' / I) \times B$

Avec : M : moment sur pile

$$\rightarrow P = (70,75(0,1) / 0,0033) \times 0,244$$

On a : $P_0 = p / 0,98 - 1,2(0,25)$

$$n = p_0 / p = 769,29 / 523,12$$

$$\rightarrow n = 1,47 \quad \text{on prend : } n = 2 \text{ câbles}$$

12 PERTES DE TENSIONS

La tension d'une armature de précontrainte en un point et à un instant donné est différente de la tension appliquée au câble par le vérin lors de sa mise en œuvre. En effet, se superposent des phénomènes « instantanés » de pertes de précontrainte et des phénomènes différés ne se stabilisant qu'au bout d'un temps théoriquement infini.

Les pertes instantanées :

- a. Pertes dues au frottement.
- b. Pertes dues au recul à l'ancrage.
- c. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

Les pertes différées :

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

NB : Les pertes de précontrainte sont calculées avec de très nombreuses approximations. Il est donc inutile de chercher une grande précision avec beaucoup de chiffres significatifs.

12.1 Pertes instantanées

$$\Delta\sigma_{ins} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_n + \Delta\sigma_g$$

12.1.1 Pertes par frottement « $\Delta\sigma_f$ »

Lors de la mise en tension, le câble se plaque contre la génératrice intérieure de la gaine dans les parties courbes de son tracé (le câble tend à se mettre en ligne droite). Du fait du déplacement du câble sous l'action du vérin, se produit un frottement entre le câble et la gaine qui réduit la tension dans le câble à partir de son ancrage.



Figure 104: Position relative du câble et de la gaine.

$$\Delta\sigma_{P0}(x) = \sigma_{P0}x (1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)})$$

Avec:

- $X [m]$: la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.
- e : la Base des Logarithmen Neppereien.
- $\alpha [rd]$: la déviation angulaire totale du câble sur la distance x , indépendamment de leur direction et de leur signe considère son tracé dans l'espace.
- $f [rd^{-1}] = 0,18$: Est le coefficient de frottement en courbe.
- $\varphi [m^{-1}] = 0,002$: le coefficient de perte de tension par unité de longueur.

NB : Si le câble présente des courbes et des contre-courbes, α représente la somme arithmétique des déviations.

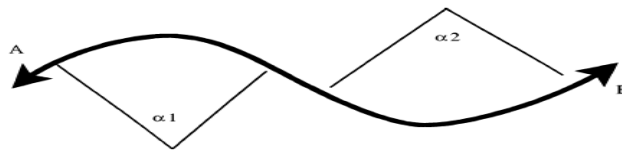


Figure 105: Déviations successives

Dans les zones où la gaine est rectiligne, il n'y a, en théorie, aucun contact entre le câble et sa gaine, donc aucun frottement. En pratique, **une gaine n'est jamais rigoureusement droite** ; elle présente des festonnages plus ou moins marqués selon la qualité de l'exécution.

Tension d'un câble par ses 2 extrémités

Si le câble est tendu par ses deux extrémités, il existe un point dans la zone centrale qui ne subit aucun déplacement. À cet endroit, les tensions s'équilibrent de part et d'autre. Dans le cas fréquent où le tracé du câble est symétrique, ce point est situé à mi-longueur. Dans le cas contraire, il est situé à une abscisse telle que les pertes à gauche soient égales aux pertes à droite (les efforts de traction aux vérins sont supposés égaux).

12.1.2 Pertes par glissement à l'ancrage « $\Delta\sigma_g$ »

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « λ » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

Le glissement **g** prend des valeurs de **1 à 12 mm** suivant la puissance de l'ancrage et le procédé de précontrainte utilisé.

Ce mouvement qui a lieu en sens inverse de celui qui a été créé par la mise en tension. Provoque un frottement de signe opposé au précédent. Dans le diagramme contrainte abscisse, la droite représentative de la contrainte est de pente opposée à celle qui représente le frottement. La pente de cette droite, en valeur absolue, représente la perte de tension par unité de longueur.

$$\Delta\sigma_g = 2P(\lambda - x)$$

Si $x < \lambda$

g : Glissement par rentrée de l'ancrage en mètre.

$P = \frac{\Delta\sigma_f(x)}{x}$: Pente moyenne de la contrainte en fonction de l'abscisse après frottement

$\lambda = \sqrt{\frac{g E_p}{P}}$: Abscisse de la limite d'influence du glissement à l'ancrage

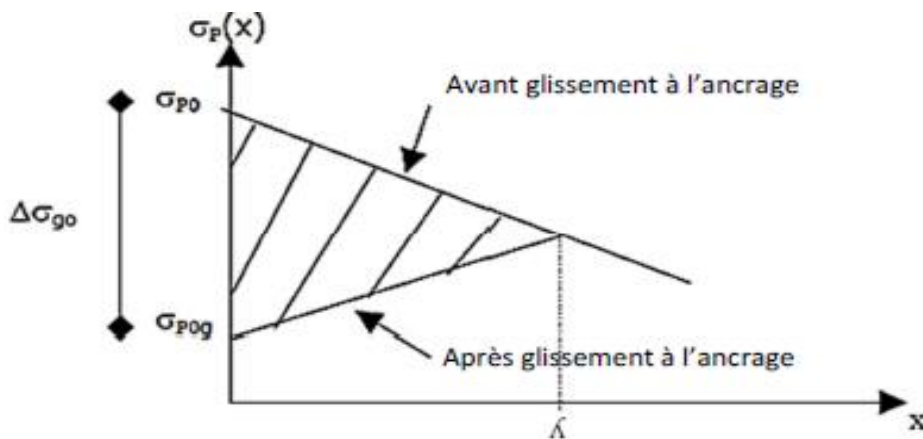


Figure 106: Effet d'un recul d'ancrage

12.1.3 Pertes par raccourcissement élastique du béton du la non simultanété de mise en tension des câbles « $\Delta\sigma_n$ »

Supposons qu'une poutre soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble.

La mise en tension du deuxième câble va entrainer un de la et du premier câble ; même la mise en tension du troisième câble va entrainer un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

$$\Delta\sigma_n = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{E_p}{E_{ij}} \cdot \sigma_{bj}$$

-**n** : nombre des câbles (dans notre cas 5 câbles).

-**E_p**: Module d'Young de l'acier (195 000 MPa).

-**σ_{bj}**: Contrainte de compression du béton au niveau du câble sous l'action de la précontrainte et des actions permanentes au jour de la mise en tension **j**.

Par hypothèse la mise de précontrainte est faite pour un béton âgé de 28 jours (j = 28).Donc :F_{cj}=35 MPA

-**E_{ij}**: Module d'Young instantané du béton à **j** jours.

12.2 Pertes différées

$$\Delta\sigma_{diff} = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

12.2.1 Pertes dues au retrait « $\Delta\sigma_r$ »

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans temps, dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

$$\Delta\sigma_r = \epsilon_r \cdot E_p$$

12.2.2 Pertes dues au fluage « $\Delta\sigma_{fl}$ »

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané à la mise en charge.

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

σ_b : la contrainte finale du béton.

σ_m : la contrainte maximale supportée par le béton dans la section considérée au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte comme $\sigma_m \leq 1.5 \times \sigma_{bet} \sigma_b = 40 \text{ MPa}$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

12.2.3 Pertes par relaxation des aciers « $\Delta\sigma_p$ »

L'expression de la perte finale de tension due à la relaxation des armatures soumises à une tension initiale.

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - u_0 \right) \sigma_{pi}(x)$$

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{ins}$$

- f_{prg} : Contrainte limite de rupture garantie.

- $\Delta\sigma_{ins}$: Valeur des pertes instantanées.

- ρ_{1000} : Valeur garantie de la relaxation à 1000 h ($\rho_{1000} \leq 2.5\%$)

- $\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

μ_0 coefficient égale à :

- 0,30 pour les armatures à relaxation normal.

-0,43 pour les armatures à très basse relaxation.

- 0,35 pour les autres armatures.

Pour notre cas on a un câble à très basse relaxation TBR

13 Résultats totaux des pertes instantanées et différés :*Tableau 17: pourcentage des pertes de tension différées et instantanées.*

X [m]	Pertes instantanées (Mpa)			Pertes différées (Mpa)			$\sum \Delta\sigma$	%
	$\Delta\sigma f$	$\Delta\sigma g$	$\Delta\sigma n$	$\Delta\sigma r$	$\Delta\sigma fl$	$\Delta\sigma p$		
0	0	110,14	20,61	38	41,54	10,85	219,34	14,74
1	5,33	99,47	23,85	38	47,76	10,99	223,59	15,02
2	10,66	88,81	27,73	38	55,14	11,09	229,60	15,43
3	15,99	78,14	31,92	38	63,03	11,16	236,41	15,88
4	21,32	67,48	36,15	38	70,86	11,24	243,20	16,34
5	26,65	56,83	40,16	38	78,19	11,33	249,28	16,75
6	31,98	46,17	43,76	38	84,64	11,45	254,1	17,07
7	37,30	35,53	46,77	38	89,93	11,61	257,22	17,28
8	42,62	24,89	49,08	38	93,85	11,82	258,31	17,35
9	47,94	14,26	50,58	38	96,26	12,10	257,14	17,28
10	53,25	3,63	51,22	38	97,08	12,45	253,57	17,04
11	54,59	0	51,30	38	97,08	12,62	251,50	16,90
12	57,57	0	51,19	38	97,08	12,40	25419	17,08
13	60,54	0	57,09	38	97,08	12,18	256,88	17,26
14	63,52	0	50,98	38	97,08	11,97	259,57	17,44
moyenne	35,71	41,22	42,46	38,27	81,76	11,78	249,25	16,75

NB :

Nous avons fait les calculs des pertes de tension et obtenus les résultats à l'aide de LOGICIEL MATLAB et EXCEL.

14 Conclusion :

D'après les résultats les pertes de tension sont inférieurs à **25 %** (pourcentage supposé lors des calculs précédents) donc les câbles reprennent largement les charges considérées.

CHAPITRE VI :

INFRASTRUCTURE ET

EQUIPEMENT

CHAPITRE VI : INFRASTRUCTURE ET EQUIPEMENT

1 INTRODUCTION

La définition des appuis d'un ouvrage est une des options fondamentales du projet. Le choix ne peut se faire que progressivement, ou itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse suivant :

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

2 PREDIMENSIONNEMENT

2.1 Les piles

Appui intermédiaire d'un pont, supporte le tablier et reporte 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.

Type de pile : Mure chevêtre.

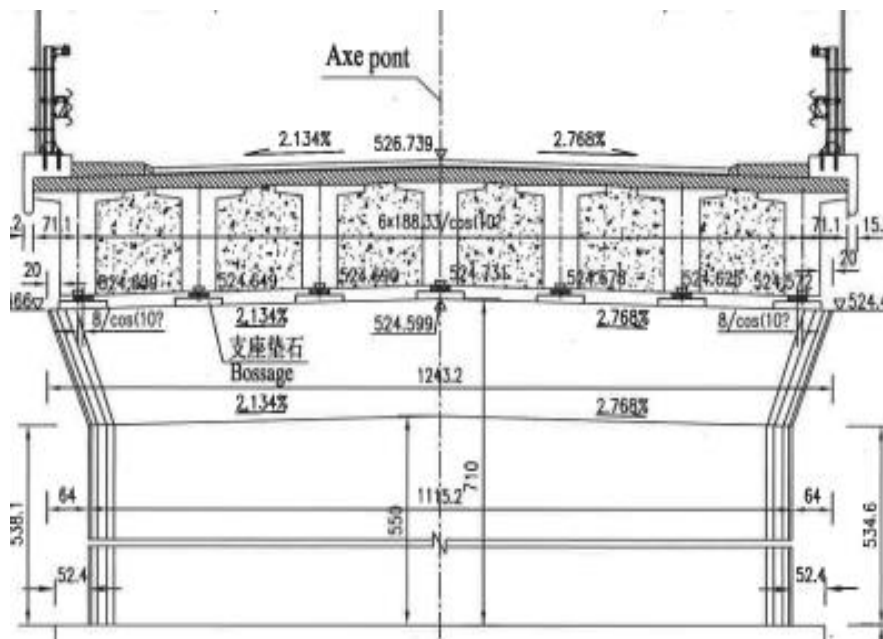


Figure 107: Coupe transversale de la pile.

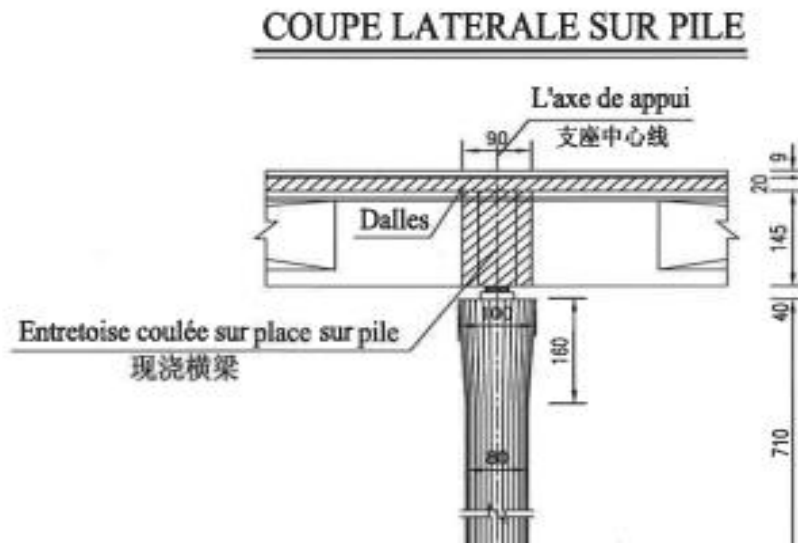


Figure 108: Coupe latérale de la pile.

2.2 Les Fondations :

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), transmettent directement l'ensemble des charges au sol.

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 (pieux, puits) pour permettre de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol profonde.

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 10,6 m de longueur, et de diamètre $\Phi = 1,2$ m. Avec une semelle de 1,6 m d'hauteur.

2.3 Les Culées

Les culées assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel).

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique (transmission des efforts au sol de fondation, limitation des déplacements horizontaux/verticaux comme tassement...) et une fonction technique (La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que l'on accède

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

Type de culée :

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

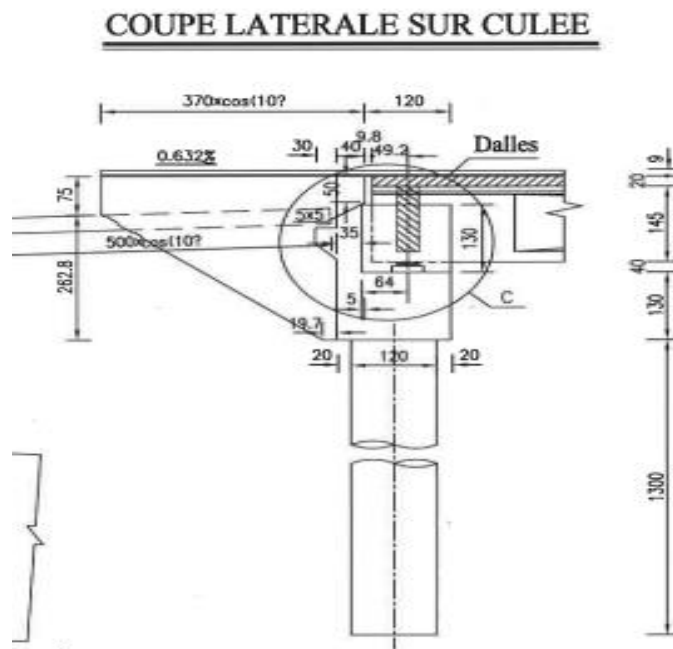


Figure 109: Detaille de la culée.

2.4 Equipement du pont :

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.

2.4.1 Joint de chaussée :

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.

Type :

- 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 :

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.



Figure 110: Joint de chaussée

2.4.2 L'Appareil d'appui :

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis de type (appareils d'appuis en béton, spéciaux, en acier, en élastomère fretté) destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux.

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

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 111: Appareil d'appui en élastomère fretté

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 112: Coupe transversale d'un appareil d'appuis

2.4.3 Dispositifs de retenue pour les ponts routiers :

Les dispositifs de retenue comprennent :

- les garde-corps : protection des piétons
- les glissières : 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.

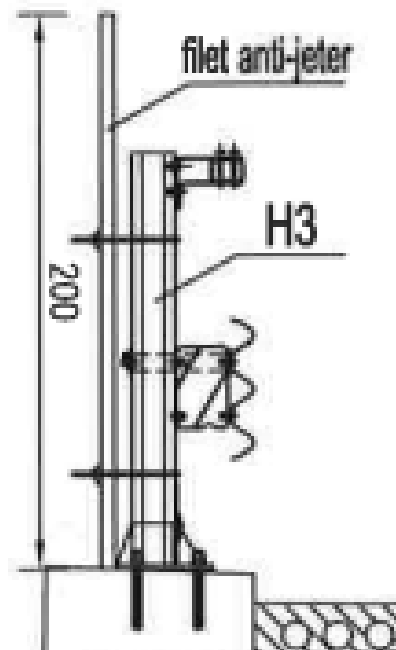


Figure 113: garde-corps / glissières

2.4.4 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.



Figure 114: corniches en béton

3 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 GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Notre objectif d'étudier un passage supérieur portant un chemin de wilaya (CW1) à trafic modéré a été l'occasion pour nous de nous initier aux calculs des ponts en mettant en pratique les notions théoriques acquises lors de notre cursus de Master. Ce travail nous a permis aussi de se familiariser avec le logiciel de modélisation CSI BRIDGE tout en utilisant les normes de calcul EUROCODE.

Autre point important que nous avons réalisé dans cette étude, est la comparaison entre un modèle de pont avec système hyperstatique et le même pont modéliser en adoptant un système isostatique. Nous avons constaté une différence des valeurs des moments fléchissant de l'ordre de 12%.

Par ailleurs, l'étendu de ce travail s'est limité à l'étude du tablier uniquement. Le thème pourrait faire l'objet d'une continuité aux études des appuis et des fondations.

ANNEXE

ANNEXE

1 LES GRAPHES DES PERTES DE TENSION :

Les graphes représentent la variation des pertes instantanées et différées en fonction de X [0 m – 14 m].

1.1 Les pertes instantanées

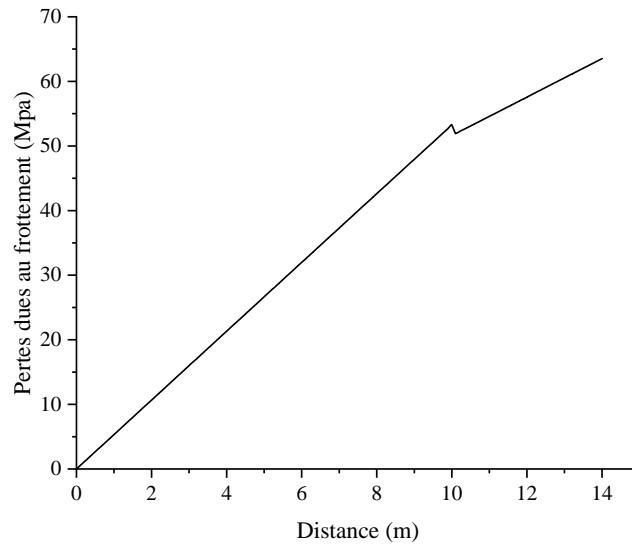


Figure 115: Pertes dues au frottement

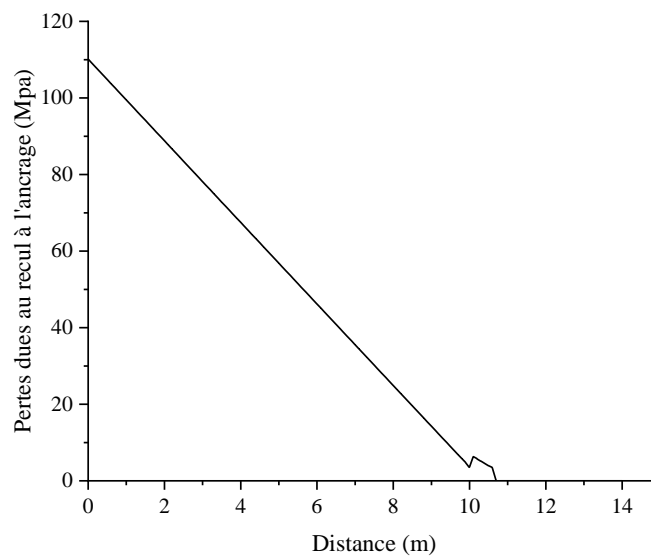


Figure 116: Pertes dues au recul d'ancrage.

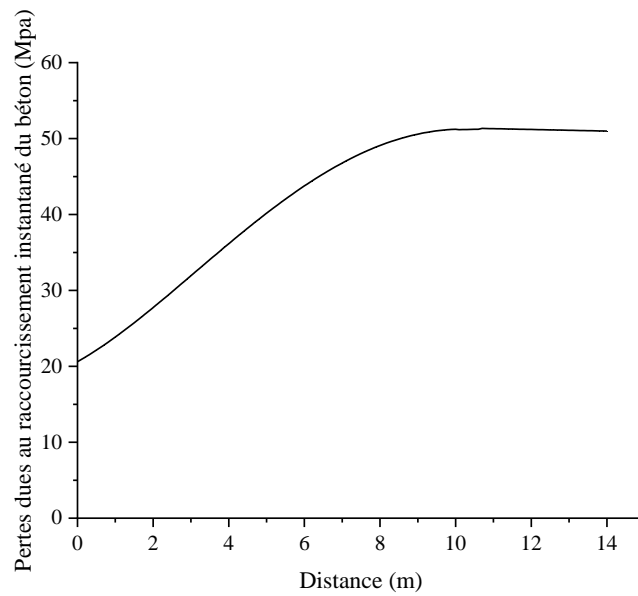


Figure 117: Pertes dues au raccourcissement instantané du béton.

1.2 Les pertes différées

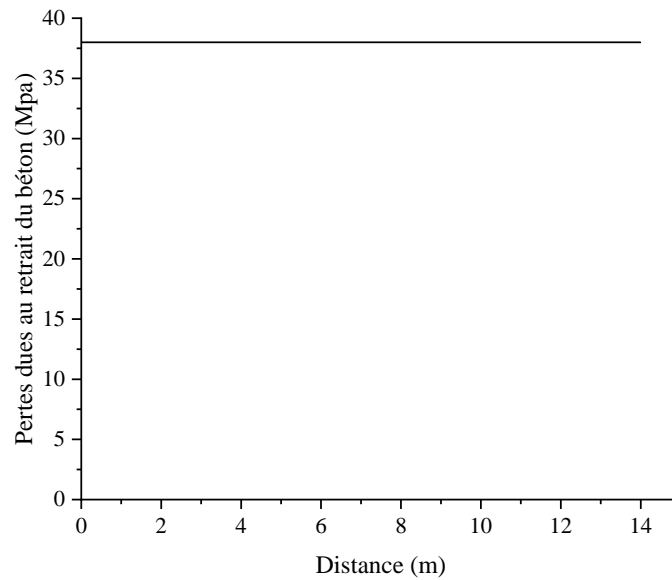


Figure 118: Pertes dues au retrait du béton

ANNEXE : Graphes des Pertes de tension

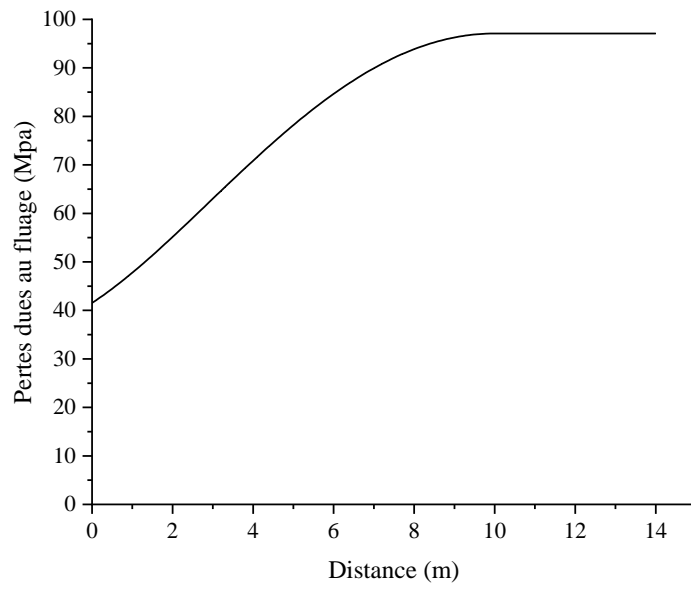


Figure 119: Pertes dues au fluage.

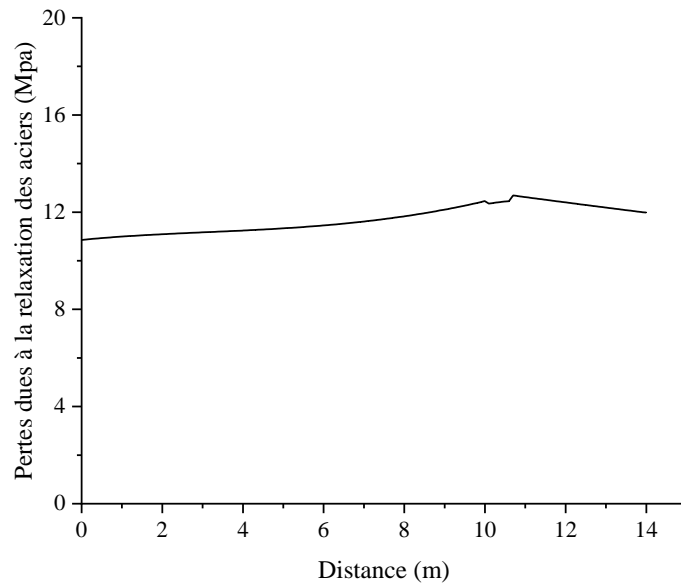


Figure 120: Pertes dues à la relaxation des aciers.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUE

BIBLIOGRAPHIE

Guide S.E.T.R.A : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes. (ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension; septembre 1996 par P.paillusseau , ingénieur des T.P.E).....[1]

EUROCODES 1 NF E 1991-2 (mars 2004) : Actions sur les structures :- EN 1991-1 : Actions générales - Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments - EN 1991-2 : Actions sur les ponts dus au trafic.....[2]

Projet d'Autoroute Est-Ouest Algérie lot Ouest; Section: W7 (Lim. Ouest W.de SBA - TLEMCEN).....[3]

RPOA : REGLES PARASISMIQUES APPLICABLES AU DOMAINE DES OUVRAGES D'ART 2008.....[4]

PFE : Etude d'un pont à poutre caisson en béton précontraint, auteur : BENYOUCEF-BENACHOUR, 2017-2018.....[5]

PFE : Etude Statique Du Tablier D'Un Pont A Poutres Préfabriquées En Béton Précontraint, auteur : SAHOULI AMINE - ZIDI MOHAMED, 2020-2021.....[6]

PFE : Conception et Etude structurale d'un tablier de pont à poutres aux EUROCODES, auteur : KONATE MOULAYE, 2022-2023.....[7]

LIVRE :

BETON PRECONTRAIT AUX EUROCODES, auteur : PATRICK LE DELLIU, 2003.....[8]

LOGICIELS :

- **CSI Bridge** : pour la modélisation.
- **MATLAB / ORIGINS** : pour calcule des pertes de tension.
- **Excel** : résultats des calcule des pertes de tension.
- **AUTOCAD** pour les dessins

SITE WEB:

DEEPL TRADUCTION: <https://www.deepl.com/fr/translator>

Google image: pour la carte sismique des zones algériennes et autres .

