

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire d'Ain Témouchent BELHADJ Bouchaib

Institut de la Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Voies et Ouvrages d'art

Thème :

**ETUDE D'UN PONT A POUTRE CAISSON
EN BETON PRECONTRAIN**

Présenté par :

**Mr BENYOUCEF Ahmed Charafeddine
Mr BENACHOUR Oussama**

Devant le jury composé de :

Mr Kadour

Président

Melle Benarbia

Examinatrice

Mr Guellil

Encadreur

L'année universitaire : 2017/2018

REMERCIEMENTS

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

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

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

Nos remerciements vont aussi :

A tous les professeurs de **CUAT** pour leur profonde attention porter à notre égard durant les 5 années de formation, ainsi que les responsables de la bibliothèque et de l'administration pour l'aide qui nous ont apporté.

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

Merci a tous.

DEDICACE

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

BENYOUCEF. A.
BENACHOUR. O.

“ The problem in this business isn't to keep people from stealing your ideas; it's making them steal your ideas”

« Le problème dans ce domaine n'est pas d'empêcher les gens de voler vos idées, Mais faites les voler vos idées »

“Christian Cantrell” Professeur en génie civil américaine

Résumé

On se propose d'étudier dans ce mémoire le tablier d'un pont routier à poutre caisson en béton précontraint. L'ouvrage se situe dans la wilaya de Tlemcen et il fait partie des multiples ouvrages qui ont été réalisés dans le cadre du projet de l'autoroute Est-Ouest.

Cet ouvrage d'une longueur total de 110m est réalisé en 3 travées dépendantes (système Hyperstatique) en poutres caisson en béton précontraint coulé sur place.

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

Un traitement numérique de modélisation et de calcul a été réalisé grâce au logiciel CSI Bridge.

Les résultats ainsi obtenus sont traduits par un ferrailage adéquat des différents éléments composant l'ouvrage.

Mots clés : poutre caisson, béton précontraint, modélisation, CSI Bridge

Abstract

The purpose of this work is to study the deck of a prestressed concrete box girder bridge. The work is located in the wilaya of Tlemcen and it is one of the many works that have been made as part of the East-West Highway project.

This structure, with a total length of 110m, is made of 3 dependent spans (Hyperstatic system) in prestressed concrete box girders cast in situ.

A justification for the chosen variant was made, followed by a detailed study on the design and calculation of the various elements making up the infrastructure and the superstructure of this structure according to the different demands: permanent actions, actions due to overloads of traffic and energy, equipment and seismic actions.

Numerical modeling and calculation processing was performed using the CSI Bridge software.

The results thus obtained are translated by an adequate reinforcement of the various elements composing the work.

Key words: box beam, prestressed concrete, modeling, CSI Bridge

ملخص

الغرض من هذه العمل هو دراسة جسر بخرسانة سابقة الإجهاد. يقع العمل في ولاية تلمسان ، وهو واحد من العديد من الأعمال التي تم إنجازها كجزء من مشروع الطريق السريع بين الشرق والغرب.

تتكون هذه البنية بطول إجمالي قدره 110م ، من 3 امتدادات تابعة (نظام هايبرستاتيك) في عوارض صندوق الخرسانة مسبقة الإجهاد.

تم تبرير الشكل المختار متبوعاً بدراسة تفصيلية حول تصميم وحساب العناصر المختلفة المكونة للبنية التحتية والبنية الفوقية لهذا الهيكل وفقاً للمتطلبات المختلفة: إجراءات دائمة ، إجراءات ناتجة عن الحمل الزائد من حركة المرور والطاقة. المعدات؛ والأفعال الزلزالية.

تم تنفيذ النمذجة العددية ومعالجة الحساب باستخدام برنامج CSI BRIDGE.

الكلمات المفتاحية : شعاع الصندوق ، الخرسانة سابقة الإجهاد ، النمذجة

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE	3
1. INTRODUCTION	3
2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	3
2.1 <i>Données géométriques</i>	4
Tracé en plan	4
Profil en long	4
Profil en travers	4
Gabarit	4
2.2 <i>Données géotechniques</i>	5
2.3 <i>Données topographiques</i>	6
2.4 <i>Données sismologiques</i>	6
2.5 <i>Données climatiques</i>	7
La température	7
Humidité d'environnement	7
La neige	7
Le vent	7
3. CONCLUSION	7
CHAPITRE II : CONCEPTION DE L'OUVRAGE.....	9
1. INTRODUCTION	9
2. CHOIX ET TYPE D'OUVRAGE	10
3. PRE DIMENSIONNEMENT	12
3.1 <i>Implantation des appuis</i>	12
3.2 <i>Section transversale</i>	13
3.3 <i>Elancement du tablier</i>	14
3.4 <i>Hourdis supérieur</i>	14
3.5 <i>Hourdis inférieur</i>	15
3.6 <i>Les âmes</i>	15
3.7 <i>Gousset Supérieur</i>	16
3.8 <i>Gousset Inférieur</i>	16
3.9 <i>Entretoises</i>	16
3.10 <i>Les caractéristiques géométriques de la section</i>	16
4. MATERIAUX DE CONSTRUCTION	19
4.1 <i>Béton</i>	19
Caractéristiques mécanique du béton	20
Qualités attendues d'un béton pour les ouvrages	22
4.2 <i>Acier</i>	22
Acier Actifs	22
Acier Passifs	23
5. CONCLUSION	23

CHAPITRE III : CHARGES ET SURCHARGES25

1. INTRODUCTION.....	25
2. CHARGES PERMANENTES	25
2.1 <i>Les charges permanentes</i>	25
Charges permanentes de la travée centrale.....	25
Charges permanentes des travées de rive	27
2.2 <i>Les charges complémentaires permanentes(CCP)</i>	31
Revêtement	31
Trottoirs :.....	32
Corniches :.....	32
Glissières de Sécurité :.....	32
Gardes corps :.....	32
3. LES CHARGES D'EXPLOITATION (SURCHARGES ROUTIERES)	33
3-1 <i>Système de charge A (I) :</i>	35
3-2 <i>Système B :</i>	37
Surcharge Bc :.....	38
Surcharge Bt :	43
Surcharge Br :	47
3.3 <i>Surcharge militaires MC120 :</i>	50
3.4 <i>Convoie exceptionnelle (D240) :</i>	52
3.5 <i>Surcharge de trottoirs :</i>	53
3.6 <i>Le vent :</i>	53
3.7 <i>La température :</i>	53
3.8 <i>Forces de freinage :</i>	54
3.9 <i>Le séisme :</i>	54
4. COMBINAISONS DES CHARGES (A L'EXPLOITATION) :.....	55
5. CONCLUSION.....	56

CHAPITRE IV : MODELISATION ET SOLlicitATIONS58

1. INTRODUCTION.....	58
2. MODELISATION.....	58
2.1 <i>Objectif de la modélisation</i>	58
2.2 <i>Hypothèses de modélisation</i>	58
2.3 <i>Présentation de logiciel</i>	59
2.4 <i>Méthodologie de modélisation</i>	59
Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons	67
3. LES SOLlicitATIONS	77
<i>Etats limites ultime « ELU »</i>	84
<i>Etats limites de service « ELS »</i>	88
4. CONCLUSION.....	98

CHAPITRE V : ETUDE DE LA PRECONTRAITE	100
1. INTRODUCTION.....	100
<i>Précontrainte par pré-tension</i>	100
<i>Précontrainte Par post-tension</i>	101
2. MOMENTS PRIMAIRES ET SECONDAIRES	102
3. PRECONTRAITE CONCORDANTE	103
4. DIMENSIONNEMENT DE LA SECTION D'UNE STRUCTURE HYPERSTATIQUE.....	104
5. DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAITE	106
<i>Détermination du nombre de câbles</i>	106
6. TRACE DES CABLES DE PRECONTRAITE	108
7. MODELISATION DES CABLES DE PRECONTRAITE	109
8. DISPOSITION DES CABLES DANS LE BETON	113
8.1 <i>Groupement de câbles</i>	113
8.2 <i>Enrobages</i>	113
9. PERTES DE TENSIONS.....	114
9.1 <i>Pertes instantanées</i>	114
Pertes par frottement « $\Delta\sigma_f$ ».....	115
Pertes par glissement à l'ancrage « $\Delta\sigma_g$ »	116
Pertes par raccourcissement élastique du béton du la non simultanéité de mise en tension des câbles « $\Delta\sigma_n$ »	117
9.2 <i>Pertes différées</i>	117
Pertes dues au retrait « $\Delta\sigma_r$ »	117
Pertes dues au fluage « $\Delta\sigma_{fl}$ »	117
Pertes par relaxation des aciers « $\Delta\sigma_p$ »	118
10. JUSTIFICATION DES CONTRAINTES.....	120
<i>Introduction</i>	120
Justification aux ELS.....	120
CONCLUSION	125
CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSALE	127
1. INTRODUCTION.....	127
2. DEFINITION DES CHARGES	128
2.1 <i>Charge permanente</i>	128
2.2 <i>Surcharges d'exploitation</i>	128
3. DETERMINATION DES EFFORTS	130
4. FERRAILLAGE	134
<i>Exemple de calcul</i> :.....	134
CONCLUSION	135
CHAPITRE VII : L'INFRASTRUCTURE.....	138
1. INTRODUCTION	138
2. LES PILES	138

2.1	<i>Définition</i>	138
2.2	<i>Choix du type de pile</i>	138
2.3	<i>Les Fondations</i>	139
	Choix du type de fondation	140
	Nombre de files de pieux	140
	L'effet d'un groupe de pieux	140
3.	LES CULEES	141
	<i>Introduction</i>	141
3.1	<i>Fonction des culées</i>	142
	Les fonctions mécaniques	142
	Les fonctions techniques	142
3.2	<i>Choix du type de culée</i>	142
CHAPITRE VIII : EQUIPEMENT DU PONT		146
1.	INTRODUCTION	146
2.	CALCUL DU JOINT DE CHAUSSEE	146
2.1	<i>Définition</i>	146
2.2	<i>Calcul du souffle des joints</i>	147
	• <i>Rotation d'extrémité sous chargement</i>	147
	• <i>Dilatation thermique</i>	147
	• <i>Retrait</i>	148
	• <i>Fluage</i>	148
2.	LES DES D'APPUIS	149
	<i>Les dimensions des dés d'appuis</i>	149
3.	APPAREIL D'APPUI	149
3.1	<i>Les appareils d'appuis en élastomère fretté</i>	149
3.2	<i>Dimensionnement</i>	151
CONCLUSION GENERALE		152

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE

FIGURE 1 : VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE.....	5
FIGURE 2: PROFIL EN LONG AU DROIT DU PONT.....	6
FIGURE 3: LES DEFERENTES ZONES SISMIQUES EN ALGERIE.....	7

CHAPITRE II : CONCEPTION DU PONT

FIGURE 4: CLASSIFICATION DES PONTS	9
FIGURE 5: COUPE TRANSVERSALE D'UN PONT A POUTRE PRECONTRAINT.....	10
FIGURE 6: COUPE TRANSVERSALE D'UN PONT MIXTE.....	10
FIGURE 7: LES DIFFERENTS COMPOSANTS D'UN CAISSON MONOCELLULAIRE.....	11
FIGURE 8: IMPLANTATIONS DES APPUIS	13
FIGURE 9: LES TYPES DES CAISSONS	13
FIGURE 10: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION SUR PILE	17
FIGURE 11: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA SECTION A MI-TRAVEE	17
FIGURE 12: LES ETAPES DE CONSTRUCTION DU PONT	18
FIGURE 13: CABLES DES TORONS 19T15.....	23

CHAPITRE III : CHARGES ET SURCHARGES

FIGURE 14 : COUPE TRANSVERSALE DE MI-TRAVEE CENTRALE.....	25
FIGURE 15 : COUPE TRANSVERSALE DE TRAVEE DE RIVE	27
FIGURE 16 : LES CHARGES COMPLEMENTAIRES DU PONT.....	31
FIGURE 17 : GLISSIERE DE SECURITE.....	32
FIGURE 18 : SURCHARGE ROUTIERES.	33
FIGURE 19 : LES DEFERENTS CAS DES SURCHARGES ROUTIERES	34

CHAPITRE IV : MODELISATION ET SOLLICITATIONS

FIGURE 20 : DISPOSITION DE SYSTEME BC SUR LE PONT	38
FIGURE 21 : DISPOSITION DE SYSTEME BT SUR LE PONT	43
FIGURE 22: DISPOSITION DE SYSTEME BR SUR LE PONT	48
FIGURE 23: DISPOSITION DE SYSTEME MC 120 SUR LE PONT.....	50
FIGURE 24: DISPOSITION DE SYSTEME D240 SUR LE PONT	53
FIGURE 25 : CHOIX D'UNITE ET DE MODELE	60
FIGURE 26: CHOIX D'UNITE ET DE LONGUEUR DE TABLIER	60
FIGURE 27: REPRESENTATION DE LA VOIE DE CIRCULATION	61
FIGURE 28 : DEFINIR LES VOIES DE CIRCULATION	61
FIGURE 29 : CHOIS DE MATERIAUX.....	62
FIGURE 30: CHOIX DE TYPE CAISSON	62
FIGURE 31: DEFINITION DES DIMENSIONNEMENTS DE CAISSON.....	63
FIGURE 32: DEFINITION DES VARIATIONS	63
FIGURE 33: DIMENSIONNEMENT DES SECTIONS DES PILES.....	64
FIGURE 34: DIMENSIONNEMENT DES PILES	65
FIGURE 35: DEFINITION DES PILES	66
FIGURE 36: DEFINITION DES APPUIS	66

FIGURE 37: APPLICATION DES CHARGES PERMANENTES SUR LE TABLIER DU PONT.....	67
FIGURE 38: DEFINITION DE MODEL DE CHARGE.....	68
FIGURE 39: DEFINITION DE LA VALEUR D'UNE CHARGE LINEAIRE ET SURFACIQUE	68
FIGURE 40: DETERMINATION DES LIGNES DE CHARGEMENT	69
FIGURE 41: DEFINITION DE LA SURCHARGE D240	69
FIGURE 42: PRESENTATION DES VOIES	70
FIGURE 43: VOIE DE LA SURCHARGE D240 SUR LE MODEL	70
FIGURE 44: DEFINITION DE LA SURCHARGE D240.....	71
FIGURE 45: VOIE DE LA CHARGE BC SUR LE MODEL	71
FIGURE 46: DEFINITION DE LA SURCHARGE MC120	72
FIGURE 47: VOIE DE LA SURCHARGE MC120.....	72
FIGURE 48: DEFINITION DE LA SURCHARGE DES TROTTOIRS	73
FIGURE 49: APPLICATION DE LA SURCHARGE DES TROTTOIRS SUR LE TABLIER.....	73
FIGURE 50: INTRODUCTION DU GRADIENT THERMIQUE DANS LE LOGICIEL	75
FIGURE 51: DETERMINATION DES CHARGES.....	75
FIGURE 52: DETERMINATION DES COMBINAISONS D' ACTIONS.....	76
FIGURE 53: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE POIDS PROPRE AU NIVEAU DE TABLIER.....	77
FIGURE 54: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE POIDS PROPRE AU NIVEAU DE TABLIER.....	77
FIGURE 55: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LE POIDS PROPRE G.....	77
FIGURE 56: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA SURCHARGE DES TROTTOIRS ST AU NIVEAU DE TABLIER	78
FIGURE 57: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA SURCHARGE DES TROTTOIRS ST AU NIVEAU DE TABLIER.....	78
FIGURE 58: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA SURCHARGE DES TROTTOIRS ST	78
FIGURE 59: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE GRADIENT THERMIQUE AU NIVEAU DE TABLIER	79
FIGURE 60: DIAGRAMME DES MOMENT FLECHISSANT DE GRADIENT THERMIQUE AU NIVEAU DE TABLIER	79
FIGURE 61: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LE GRADIENT THERMIQUE.....	79
FIGURE 62: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE SURCHARGE AL AU NIVEAU DE TABLIER.....	80
FIGURE 63: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA SURCHARGE AL AU NIVEAU DE TABLIER	80
FIGURE 64: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA SURCHARGE AL.....	80
FIGURE 65: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA SURCHARGE MC120 AU NIVEAU DE TABLIER	81
FIGURE 66: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA SURCHARGE MC120 AU NIVEAU DE TABLIER.....	81
FIGURE 67: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA SURCHARGE MC120.....	81
FIGURE 68: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA SURCHARGE D240 AU NIVEAU DE TABLIER.....	82

FIGURE 69 : DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA SURCHARGE D240 AU NIVEAU DE TABLIER	82
FIGURE 70: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA SURCHARGE D240.	82
FIGURE 71: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA SURCHARGE BC AU NIVEAU DE TABLIER.....	83
FIGURE 72: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA SURCHARGE BC AU NIVEAU DE TABLIER.....	83
FIGURE 73: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA SURCHARGE BC.	83
FIGURE 74: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA COMBINAISON 1 (ELU) AU NIVEAU DE TABLIER	84
FIGURE 75: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 1 (ELU) AU NIVEAU DE TABLIER.....	84
FIGURE 76: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 1 (ELU).....	84
FIGURE 77: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA COMBINAISON 2(ELU) AU NIVEAU DE TABLIER	85
FIGURE 78: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 2 (ELU) AU NIVEAU DE TABLIER	85
FIGURE 79: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 2 (ELU).....	85
FIGURE 80: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANT DE LA COMBINAISON 3 (ELU) AU NIVEAU DE TABLIER	86
FIGURE 81: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 3 (ELU) AU NIVEAU DE TABLIER	86
FIGURE 82: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 3 (ELU).....	86
FIGURE 83: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA COMBINAISON 4 (ELU) AU NIVEAU DE TABLIER	87
FIGURE 84: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 4 (ELU) AU NIVEAU DE TABLIER	87
FIGURE 85: DEFORMATION TU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 4 (ELU)	87
FIGURE 86: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA COMBINAISON 1 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	88
FIGURE 87: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 1 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	88
FIGURE 88: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 1 (ELS)	88
FIGURE 89: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA COMBINAISON 2 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	89
FIGURE 90: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 2 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	89
FIGURE 91: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 2 (ELS)	89
FIGURE 92: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA COMBINAISON 3 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	90
FIGURE 93: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 3 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	90
FIGURE 94: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 3 (ELS)	90

FIGURE 95: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA COMBINAISON 4 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	91
FIGURE 96: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 4 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	91
FIGURE 97: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 4 (ELS)	91
FIGURE 98: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA COMBINAISON 5 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	92
FIGURE 99: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 5 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	92
FIGURE 100: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 5 (ELS)	92
FIGURE 101: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA COMBINAISON 6 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	93
FIGURE 102: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 6 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	93
FIGURE 103: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 6 (ELS)	93
FIGURE 104: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA COMBINAISON 7 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	94
FIGURE 105: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 7 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	94
FIGURE 106: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 7 (ELS)	94
FIGURE 107: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA COMBINAISON 8 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	95
FIGURE 108: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 8 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	95
FIGURE 109: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 8 (ELS)	95
FIGURE 110: DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS DE LA COMBINAISON 9 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	96
FIGURE 111: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA COMBINAISON 9 (ELS) AU NIVEAU DE TABLIER	96
FIGURE 112: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA COMBINAISON 9 (ELS)	96

CHAPITRE V: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

FIGURE 113: COUPE LONGITUDINALE D'UNE POUTRE EN BETON PRECONTRAIT PAR PRE-TENSION.....	100
FIGURE 114: COUPE LONGITUDINALE D'UNE POUTRE EN BETON PRECONTRAIT PAR POST-TENSION.....	101
FIGURE 115: MOMENTS PRIMAIRES ET SECONDAIRES	102
FIGURE 116: FUSEAU DE PASSAGE DE LA LIGNE DE PRECONTRAINTE	103
FIGURE 117: LIGNE DE PRECONTRAINTE	104
FIGURE 118: SCHEMA DU CABLAGE DANS UN PONT CONTINUE.	108
FIGURE 119: SCHEMA DE CABLAGE DANS LA TRAVEE DE RIVE.....	109
FIGURE 120: SCHEMA DE CABLAGE DANS LA TRAVEE COURANTE.....	109
FIGURE 121: INTRODUCTION DES CABLES DE PRECONTRAINTE DANS LE MODELE.	110

FIGURE 122: CABLES DE PRECONTRAINTE DANS LE MODELE	111
FIGURE 123: MOMENT HYPERSTATIQUE DUE A LA PRECONTRAINTE HYPERSTATIQUE	111
FIGURE 124: DEFORMATION DU TABLIER SOUS LA PRECONTRAINTE HYPERSTATIQUE	111
FIGURE 125: EFFORT TRANCHANT DUE A LA PRECONTRAINTE HYPERSTATIQUE	112
FIGURE 126: POSITION RELATIVE DU CABLE ET DE LA GAINÉ.....	115
FIGURE 127: DEVIATIONS SUCCESSIVES.....	115
FIGURE 128: EFFET D'UN REcul D'ANCRAge	116

CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

FIGURE 129: MODELE EN 3D DU CAISSON.....	127
FIGURE 130: DIAGRAMME DU MOMENT SOUS LA COMBINAISON 1.	130
FIGURE 131: DIAGRAMME DU MOMENT SOUS LA COMBINAISON 2	131
FIGURE 132 : DIAGRAMME DU MOMENT SOUS LA COMBINAISON 3	132
FIGURE 133: DIAGRAMME DU MOMENT SOUS LA COMBINAISON 4	133
FIGURE 134: REPRESENTATION SCHEMATIQUE FINALE DES ARMATURES TRANSVERSALES POUR LE CAISSON ENTIER.....	136

CHAPITRE VII: L'INFRASTRUCTURE

FIGURE 135: COUPE TRANSVERSALE ET LATERALE DE LA PILE.	139
FIGURE 136: FONDATION (SOUS LA PILE) SUR QUATRE FILES DE PIEUX.....	141
FIGURE 137: DISPOSITION DES PIEUX AU NIVEAU DES PILES.....	141
FIGURE 138: DETAILLE DE LA CULEE REMBLAYEE.....	144
FIGURE 139: ROTATION D'EXTREMITE SOUS CHARGEMENT	147

CHAPITRE VIII: EQUIPMENT DU PONT

FIGURE 140: JOINT DE CHAUSSEE.....	148
FIGURE 141: APPAREIL D'APPUI EN ELASTOMERE FRETTE	150
FIGURE 142: LES DIFFERENTS PARTIS D'APPAREILS D'APPUIS.....	150
FIGURE 143: COUPE TRANSVERSALE D'UN APPAREIL D'APPUIS	151

Liste des tableaux

CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE

TABLEAU 1: LES ESSAIS GEOTECHNIQUES -----	6
---	---

CHAPITRE III: CHARGES ET SURCHARGES

TABLEAU 2: LES VALEURS DE A_1 -----	35
TABLEAU 3: TABLEAU DES VALEURS DE LA CHARGE A(L) -----	37
TABLEAU 4: TABLEAU DES VALEURS DE COEFFICIENT BC-----	39
TABLEAU 5: VALEURS DE COEFFICIENT DE MAJORATION DE LA CHARGE BC. -----	42
TABLEAU 6: VALEURS DE BT -----	43
TABLEAU 7: VALEURS DES COEFFICIENTS DE MAJORATION DE LA CHARGE BT-----	47
TABLEAU 8: VALEURS DES COEFFICIENTS DE MAJORATION DE LA CHARGE BR -----	50
TABLEAU 9: VALEURS DES COEFFICIENTS DE MAJORATION DE LA CHARGE Mc120-----	52
TABLEAU 10: COEFFICIENTS DE MAJORATIONS-----	55
TABLEAU 11: COMBINAISONS D'ACTION -----	56

CHAPITRE IV: MODELISATION ET SOLLICITATIONS

TABLEAU 12: DIFFERENCE DE TEMPERATURE POSITIVE ET NEGATIVE -----	74
TABLEAU 13 : RESULTATS DE L'ANALYSE STATIQUE DES MOMENTS -----	97

CHAPITRE V: ETUDE DE PRECONTRAINTE

TABLEAU 14: L'AIRE DE CABLE 19T15 -----	107
TABLEAU 15: LES CARACTERISTIQUES DE CABLE 19T15 -----	107
TABLEAU 16: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TRACE CHOISI -----	109
TABLEAU 17: VALEURS DES PERTES INSTANTANEEES ET DEFERRES -----	119
TABLEAU 18: CONTRAINTES ADMISSIBLES EN CLASSE II. -----	120
TABLEAU 19: VALEURS DES CONTRAINTES EN FIBRES EXTREMES SUR PILES A L'ELS. -----	125
TABLEAU 20: VALEURS DES CONTRAINTES EN FIBRES EXTREMES EN TRAVEE A L'ELS. -----	125

CHAPITRE VI: ETUDE TRANSVERSALE

TABLEAU 21: MOMENT MAX ET MIN SOUS LA COMBINAISON 1 -----	130
TABLEAU 22: MOMENTS MAX ET MIN SOUS LA COMBINAISON 2-----	131
TABLEAU 23: MOMENTS MAX ET MIN SOUS LA COMBINAISON 3-----	132
TABLEAU 24: MOMENTS MAX ET MIN SOUS LA COMBINAISON 4-----	133
TABLEAU 25: LA SECTION D'ARMATURE -----	135

Introduction Générale

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

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

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

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

Nous allons aborder dans le chapitre **III** les différentes charges et surcharges appliquées sur le tablier.

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

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

Dans le chapitre **VI**, le monocaisson à trois âmes sera étudié transversalement avec prise en compte de tous les détails à l'aide du logiciel « **SAP2000** ».

On termine avec les Caractéristiques et le type des Piles, culé et l'appareil d'appuis dans les chapitres **VII** et **VII**



Chapitre I :
Présentation Générale

Chapitre I : Présentation générale

1. Introduction

La section de l'autoroute reliant la Wilaya de Sidi-Belabbes et la Wilaya de Tlemcen, croise le CW45 au PK65+184.825 avec un biais de 127.4°. Il est prévu un PS sur l'autoroute pour rétablir le CW45. Une description détaillée de cet ouvrage sera donnée dans le chapitre suivant.



Tableau 1: localisation du projet (image google earth)

2. Présentation de l'ouvrage :

La conception des ponts doit répondre à certaines exigences puisqu'elle est destinée à offrir un service à des usagers. On distingue deux types d'exigences :

Les exigences fonctionnelles qui sont des caractéristiques qui permettent au pont d'assurer sa fonction, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de l'environnement déterminant sa conception.

2.1 Données géométriques

Tracé en plan

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

Profil en long

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

Longitudinalement, le tracé de la voie routière bidirectionnelle présente une pente de 2.65%, en partant du niveau 530.694m au niveau 536.103m.

Notre Tablier est réalisé en trois travées de 30 ,50 et 30m de longueur réalisées avec poutres en caisson continues.

Profil en travers

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

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable $L_r = 7$ m.
- Nombre de voies de circulations = 2 voies.
- Largeur de trottoir =1 m.
- Largeur de dispositif de sécurité =0.75m
- La pente du versant : 2.5%

Gabarit

Le gabarit est une grandeur associée au véhicule routier.

Il dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, rivière navigable...etc).

Notre ouvrage franchit l'autoroute EST-OUEST coté Tlemcen avec un angle de 52.6°

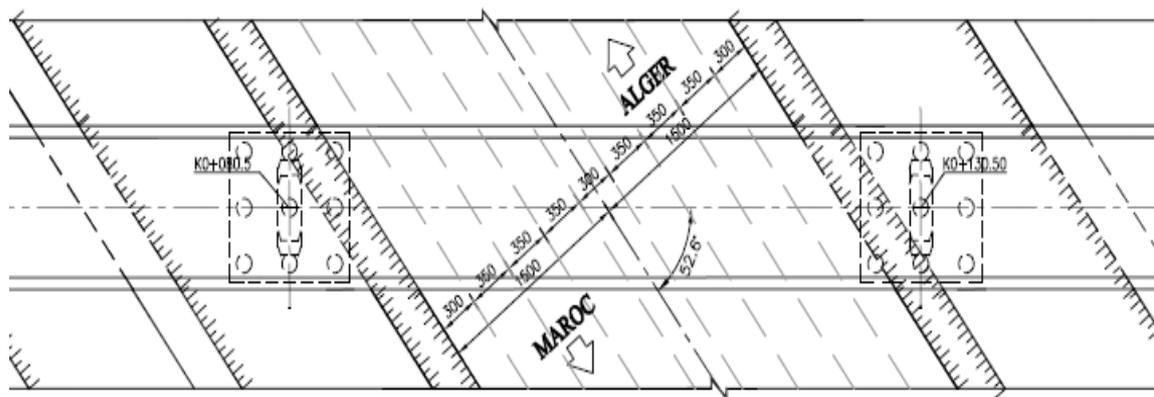


Figure 1 : Vue en plan de l'ouvrage

2.2 Données géotechniques

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

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

- Marne totalement altérée : de couleur brun-jaune, dure à très dure, la roche est altérée en terre, localement intercalée de grès faiblement cimentés ; la partie superficielle est une terre végétale de 0,4 m.
- Marne intensément altérée : gris-brune ou gris-verte, d'une texture argileuse formant une couche avec des fissures, la carotte est cylindrique, très dure, facile à briser au contact de l'air et se décompose dans l'eau. Non percée.

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

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

Les Essais	Unités	Nombre
Sondage Carottés	m/pièce	25.0/1
Essai Préssiométrique	Essai/m/sondage	19/30.5/1
Echantillon Intact	Pièces	2
Essai de Pénétration Dynamique	Fois	3

Tableau 2: Les essais géotechniques

2.3 Données topographiques

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

La géomorphologie de la zone de l'emplacement du pont est constituée de collines, l'altitude terrestre est de 532 m environ, d'une couverture végétale développée.

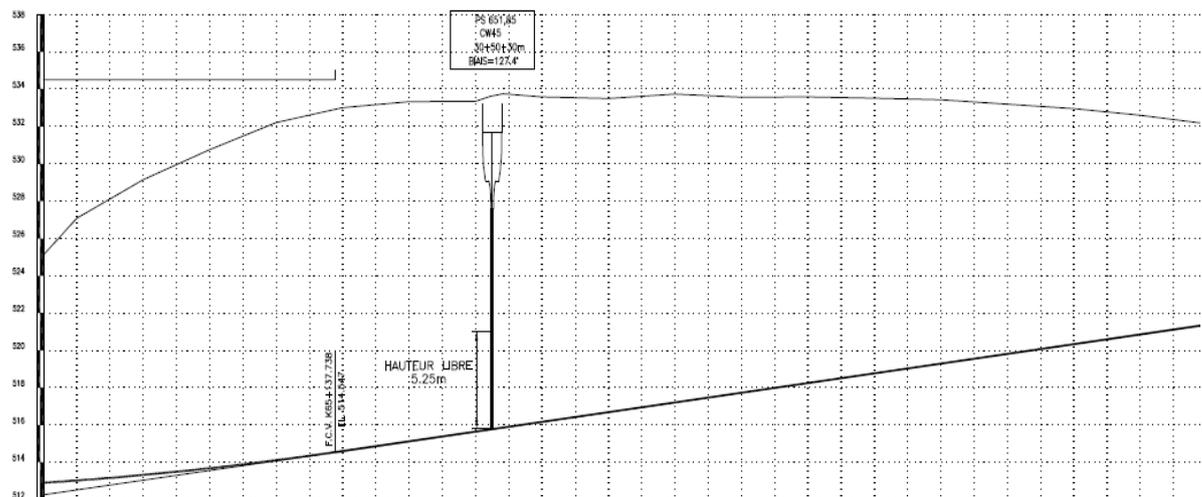


Figure 2: Profil en long au droit du pont

2.4 Données sismologiques

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

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

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

La valeur d'accélération sismique pour une période de retour de 100 ans est de 0.12g.

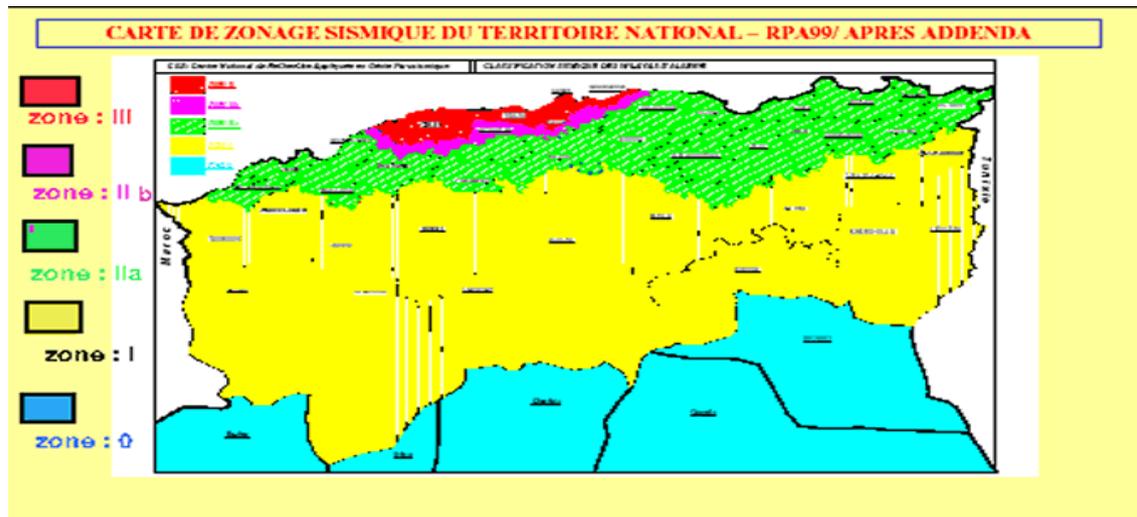


Figure 3: Les différentes zones sismiques en Algérie

2.5 Données climatiques

La température

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

Humidité d'environnement

ph = 45%

La neige

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

Le vent

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

3. 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 de 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 :

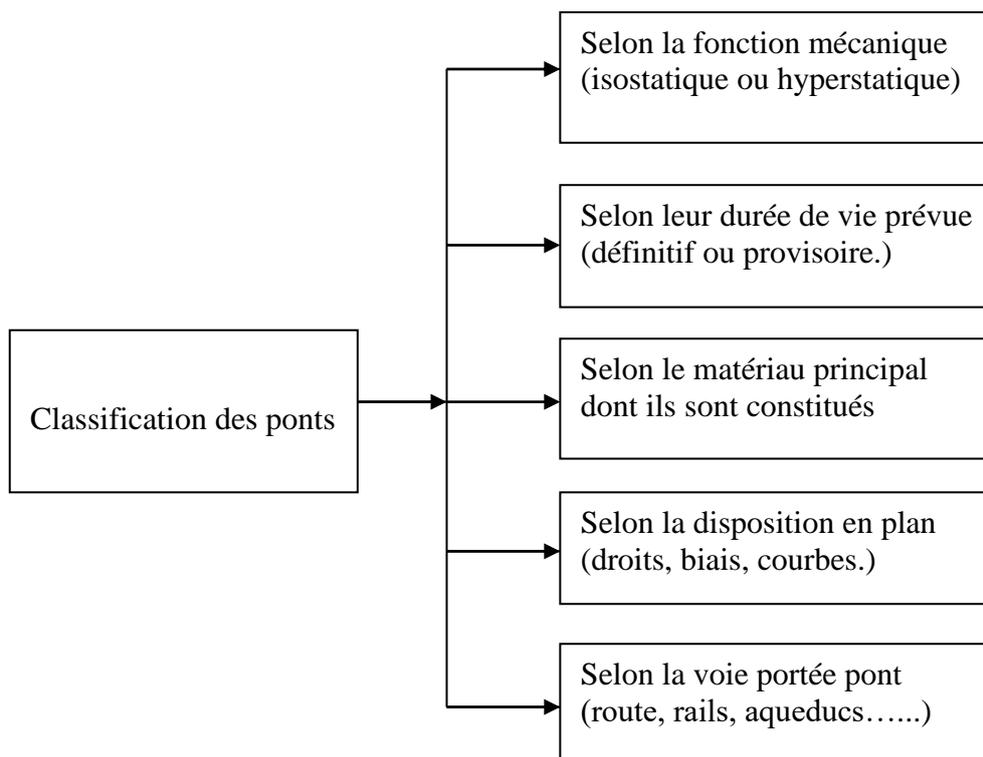


Figure 4: Classification des ponts

2. Choix et 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.

Variante 1 : pont à poutres précontraintes

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.

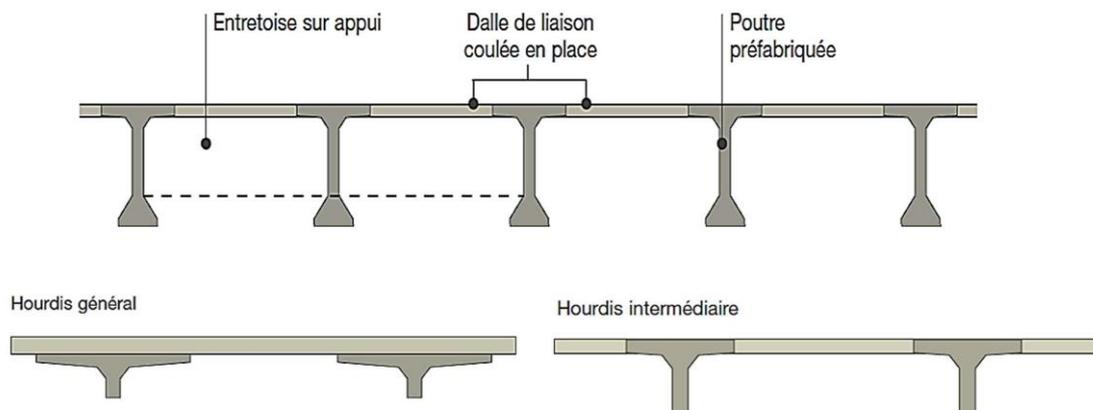


Figure 5: Coupe transversale d'un pont à poutre précontrainte

Variante 2 : pont mixte

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.

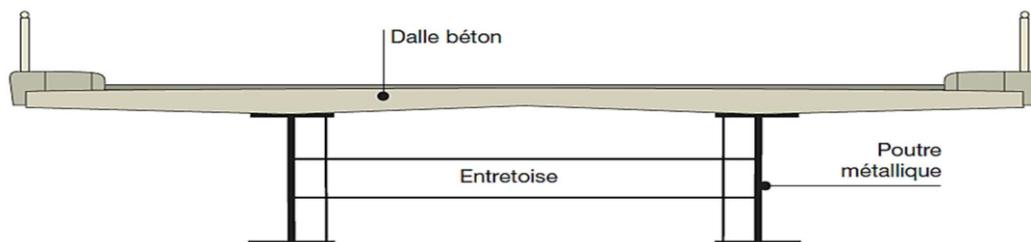


Figure 6: Coupe transversale d'un pont mixte.

Variante 3 : pont à poutre caisson

De nos jours, l'évolution des techniques de construction et l'utilisation de nouveaux matériaux permettent la construction de pont à poutre de conceptions variées et de taille gigantesque. Les poutres de grande section sont creuses et constituées d'éléments juxtaposés appelés des poutres en caisson.

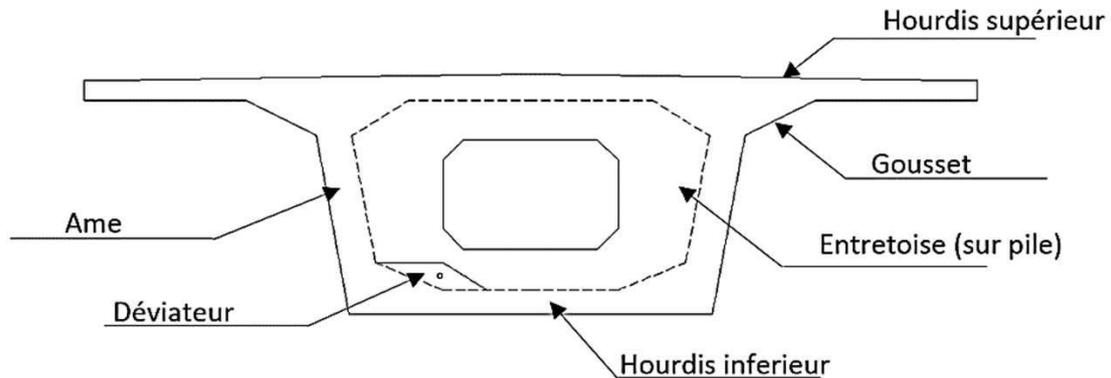


Figure 7: Les différents composants d'un caisson monocellulaire

Dans ce type d'ouvrage, réalisé surtout dans les grandes portées, l'organe porteur est constitué par un ou plusieurs caissons qui forment un profil fermé comprenant un hourdis supérieur qui sert de dalle de couverture et des âmes reliées entre elles à leur partie basse par un hourdis inférieur. La liaison entre les âmes et les hourdis sont complétés par des goussets.

Si l'épaisseur du hourdis supérieur est constante, celle du hourdis inférieur est généralement variable, on lui donne une valeur maximum aux points du moment négatif maximum.

Après comparaison des trois variantes on a constaté que la solution (pont à poutre caisson) est plus adaptée que les deux autres sur le site vu les avantages suivante:

Types Critères	Pont à poutres caissons	Pont mixte.	Pont à poutre précontraint
Économie	+	-	-
Entretien	+	-	-
Esthétique	+	+	+
Exécution	+	-	-

Tableau 3: tableau d'analyse multicritères

Avantages et inconvénients

Les avantages

- Comparés à la poutre en I, les caissons offrent à section égale une meilleure résistance à la torsion.
- Les caissons sont des choix pour les ponts courbes.
- On peut construire des caissons de taille importante, donc plus résistants, possibilité qui donne par là-même accès à des Portée plus importantes

Les inconvénients

- Les caissons sont plus coûteux à la fabrication
- Leur maintenance est plus délicate, nécessite de faire intervenir les équipes d'entretien dans l'espace souvent réduit qu'offre l'intérieur du caisson.

3. Pré dimensionnement

Le calcul d'un pont comme de toute autre construction, passe par un stade de pré dimensionnement, c'est une démarche essentielle et obligatoire.

Nous avons commencé par la conception longitudinale du tablier et après la conception transversale. Elle consiste à présenter les conditions d'appuis ainsi que le pré-dimensionnement des éléments de la section transversale du caisson (hourdis supérieur, âmes, hourdis inférieur, goussets, etc....).

3.1 Implantation des appuis

Les ouvrages les plus courants comportent une série de travées égales encadrées par des travées de rive dont les portées mesurent 60 à 70 pour cent des portées principales.

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

- ✓ De ce fait nous aurons trois 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 :

3 travées constituées de 1 travée intermédiaire de longueur $L_i = 50$ m et de 2 travées de rive de longueur $L_r = 0.6L_i = 30$ m

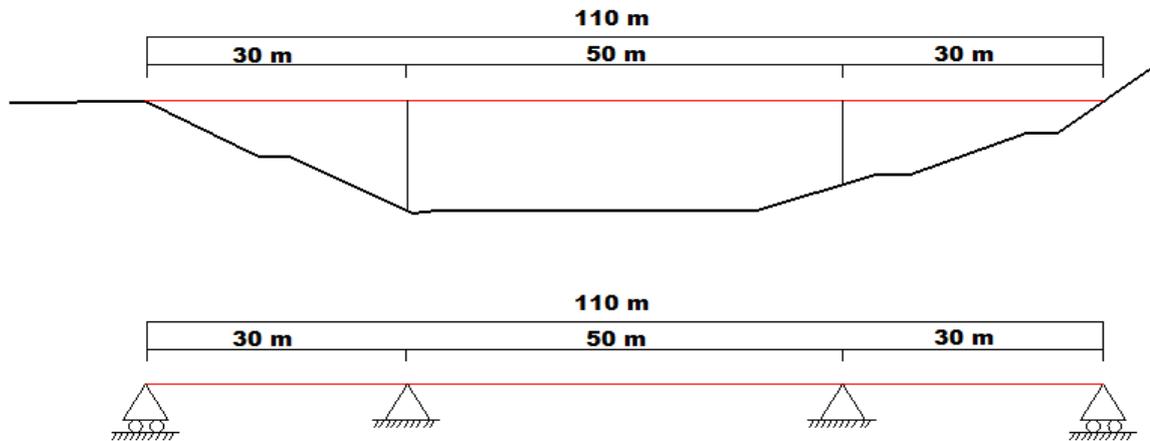
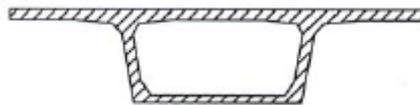


Figure 8: Implantations des appuis

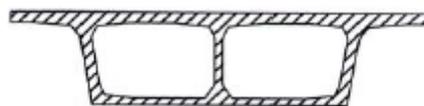
3.2 Section transversale

Les critères de choix du nombre des caissons sont :

- $B < 13$ m Poutre caisson unique.



- $13 < B < 18$ poutre caisson a trois âmes (double cellule).



- $B \geq 18$ m on peut utilisée :

1- deux caissons séparés :



2- caisson avec Bracon métallique ou Béton :

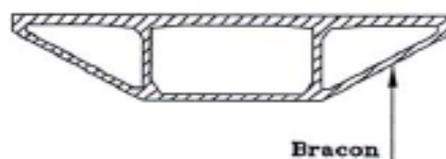


Figure 9: les types des caissons

- Largeur du tablier $B = 10.5\text{m}$ (donnée fonctionnelle)

En fonction de la largeur B Nous avons choisi un Monocaissons simples c'est-à-dire à deux âme, on a ajouté une âme intermédiaire complémentaire pour une bonne résistance à la flexion transversale.

Ce type de caisson autorise toutes les lois de variation de la hauteur du tablier (constante, parabolique, etc.).

Jusqu'à 15 ou 16 m de largeur, le hourdis supérieur est en béton armé. Au-delà, il est fréquemment précontraint transversalement par des câbles de faible puissance.

3.3 Elancement du tablier

Hauteur du caisson sur pile:

La hauteur h_p sur pile est comprise entre : $L/18 \leq h_p \leq L/16$

L : désigne la portée de la plus grande travée adjacente à la pile considérée.

On prend : $h_p = 3\text{ m}$

Hauteur du caisson à mi-travée :

En pratique, la hauteur à mi-travée h_t est comprise entre : $L/35 \leq h_t \leq L/30$

On prend $h_t = 1.6\text{ m}$

Du fait que chaque section passe à mi-travée on a intérêt à :

- Choisir une section la plus constante possible
- Faire la chasse au poids inutiles, surtout lorsque la portée augmente.

3.4 Hourdis supérieur

Le hourdis supérieur est une dalle pleine dont l'épaisseur e_s peut-être constante comme elle peut varier.

Il est essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale sous charges de service.

Son épaisseur es est de l'ordre de 22 à 25 cm pour les ponts routes.

Pour évacuer les eaux pluviales, on donne au hourdis un dévers double en forme de toit (une pente de 2.5%).

- Pour notre cas nous avons pris une épaisseur $e_s = 25$ cm.
- Son épaisseur en extrémité dépend du dispositif de retenue choisi. Elle est au minimum de : 24 cm en cas de barrière normale BN4.

3.5 Hourdis inférieur

L'épaisseur du hourdis inférieur est déterminé par les conditions de résistance en flexion transversale.

L'épaisseur du hourdis inférieur vaut généralement 0,20 m (0,18 minimum) lorsqu'il ne contient pas de câbles de précontrainte. Cette épaisseur peut être localement augmentée au voisinage des entretoises et, dans certains cas (ponts de grandes portées).

- pour notre cas nous avons pris épaisseur $e_i = 22$ cm.
- la largeur de l'hourdis inférieur est égale 0.5 la largeur du tablier soit :

$0.5 \times 10,2 = 5.1$ m, dans notre cas nous avons pris $L_i = 5,8$ m

3.6 Les âmes

L'âme doit assurer une bonne résistance à l'effort tranchant ainsi qu'une bonne facilité de bétonnage et doit permettre l'ancrage des câbles.

L'épaisseur des âmes est conditionnée à la fois par le type de câblage adopté et par les conditions de résistance à l'effort tranchant.

L'épaisseur minimale est de 30cm. On peut fixer, au stade de pré dimensionnement, en partant de la formule statistique suivant :

$$ea = \left(\frac{l(m)}{5}\right) + 26 (cm) \quad \text{D'ou} \quad ea = \frac{50}{5} + 26 = 36 \text{ cm}$$

l: la longueur de travée

- On prend l'épaisseur des âmes de rive et intermédiaire 40 cm pour les sections à mi travée .
- Épaisseur des âmes sur piles (entretoise).

3.7 Gousset Supérieur

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui conditionnent leurs dimensions :

- Ils épaississent le hourdis dans des zones où les contraintes du cisaillement sont importantes.
- Leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes.

Les dimensions des goussets sont fixées après détermination précise du ferrailage transversal, Soit :

- Gousset intérieur (0.75 par 0.15m).
- Gousset extérieur (2.00 par 0.15m).

3.8 Gousset Inferieur

Outre leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur. . Leur pente est alors comprise entre 25 et 45° pour favoriser l'écoulement du béton, soit :

- Gousset intérieur (0.2 par 0.2m).

3.9 Entretoises

Dans les ponts à poutres-caissons, on supprime généralement les entretoises intermédiaires pour ne conserver que les entretoises sur appuis, elles ont un rôle particulièrement important :

- Elles assurent l'ancrage des câbles de précontrainte et la diffusion de leurs efforts,
- Elles transmettent les flux de cisaillement des âmes et des hourdis dus à l'effort tranchant et à la torsion du tablier aux appareils d'appui et aux piles.

3.10 Les caractéristiques géométriques de la section

Les caractéristiques géométriques de la section sur pile :

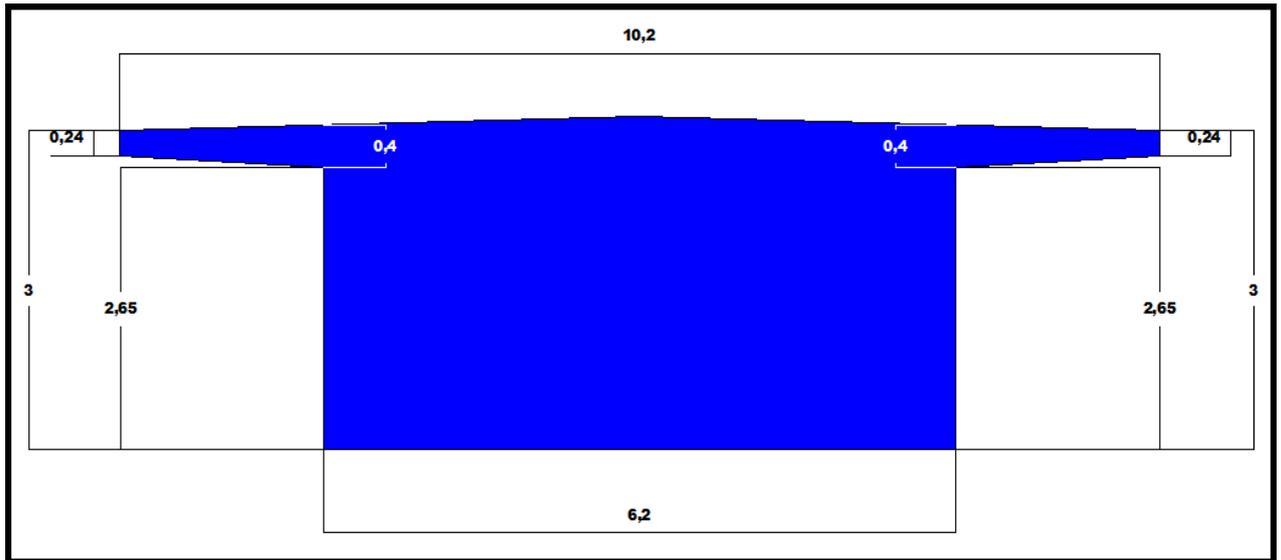


Figure 10: Caractéristiques géométriques de la section sur pile

Les caractéristiques géométriques de la section à mi-travée :

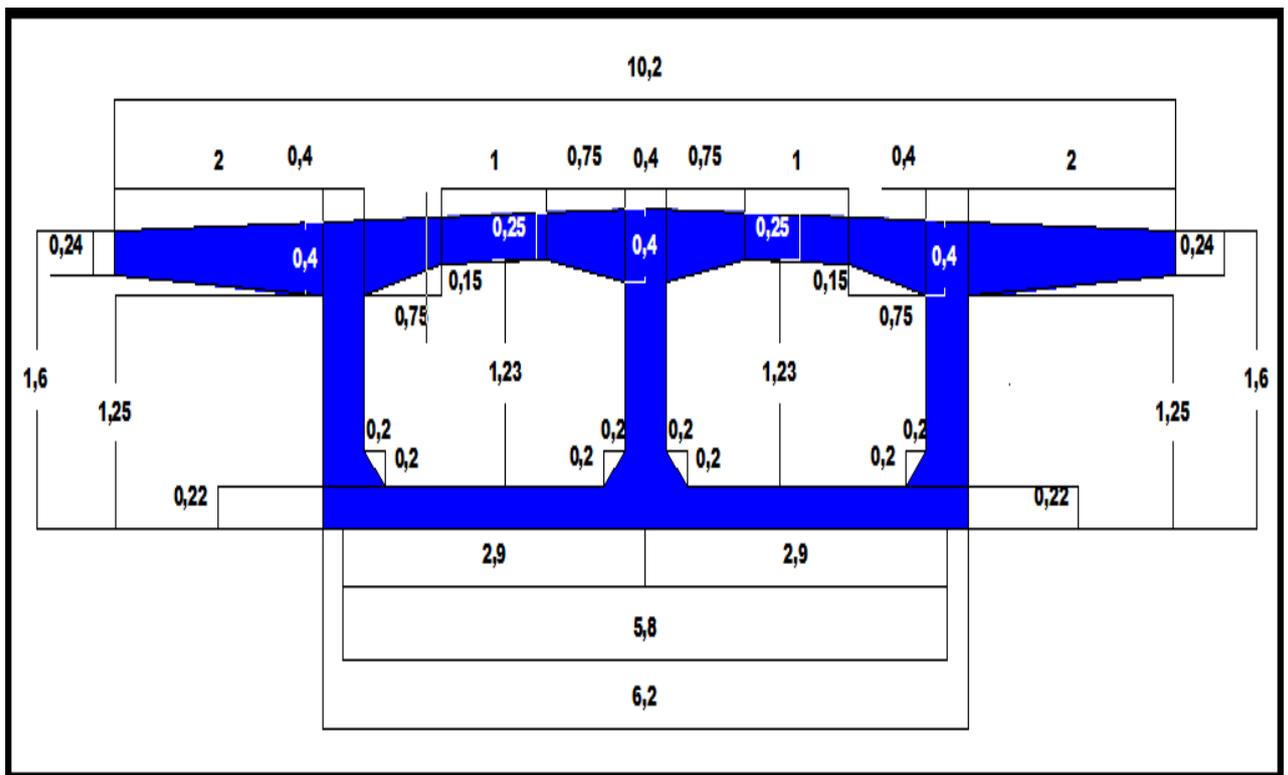


Figure 11: Caractéristiques géométriques de la section à mi-travée

Notons que , les éléments prépondérants qui ont joué dans le choix du type de pont dans notre cas de figure, est la longueur de l'ouvrage (110m) ,la hauteur sous chaussée (16m) ainsi que la technique de réalisation prévue pour la construction du pont qui s'est résumé au coulage du Tablier sur place en exploitant le terrain existant comme un étaieiment.

En ce qui concerne la méthode de construction du pont :

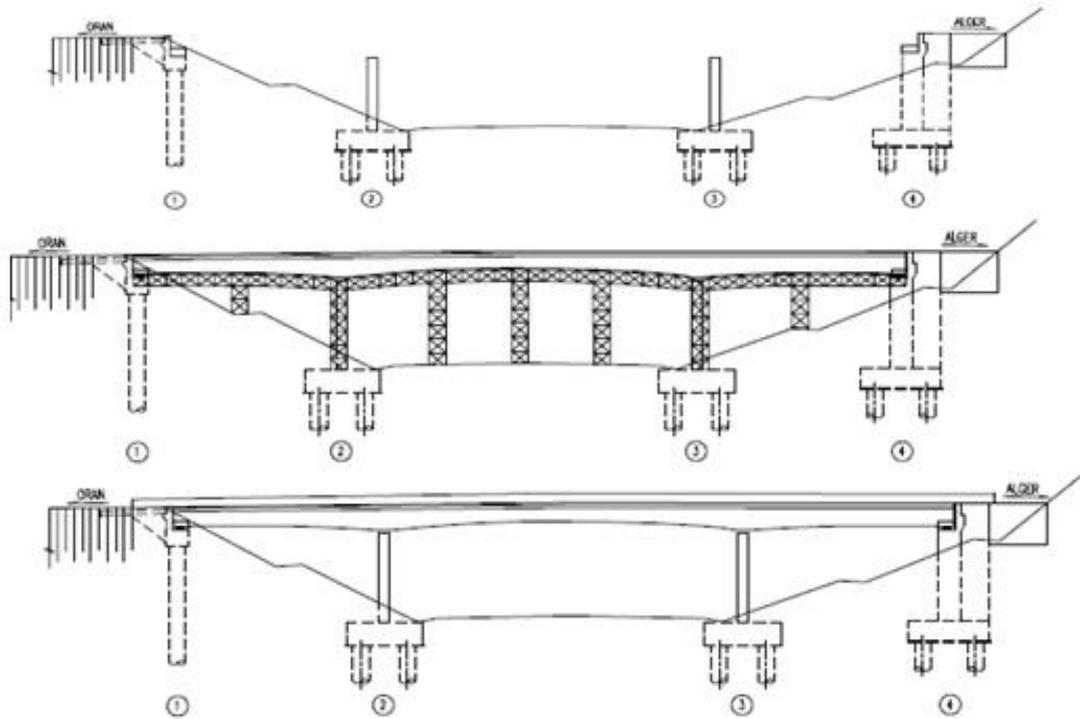


Figure 12: Les étapes de Construction du pont

4. Matériaux de construction

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

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

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

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

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

4.1 Béton

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène le ciment, le sable, le gravier, l'eau, et éventuellement des adjuvants.

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

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges.

➤ Les types de béton utilisés :

-Poutres en caisson précontraintes coulées sur place: **Béton RN40;**

-Bossage, Pieux de fondation: **Béton RN35**

-Culées, piles, chevêtres, semelles et dalles de transition: **Béton RN27;**

-Barrières, longrines de barrières, trottoir et d'autres éléments en BA: **Béton RN27.**

-Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m³ (c. à. d 500 Kg de ciment pour 1 m³ de béton). Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les ciments portland.

Caractéristiques mécanique du béton

➤ Résistance du béton

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée "f_{c28}" elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée "f_{tj}" est conventionnellement définie par la relation suivante :

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

➤ Contraintes admissibles

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

a. Contrainte admissibles à la compression

A l'état limite ultime de résistance on a :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_b =1.5 situation durable ou transitoire

γ_b =1.2 situation accidentelle

b. Contrainte admissible à la traction

-En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction f_{tj} dans la section d'enrobage, 1,5 f_{tj} ailleurs.

-En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes dans la section d'enrobage.

c. Contrainte admissible au cisaillement

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux modes de rupture de béton :

- 1er mode de rupture : par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau^2_1 = \delta_x \cdot \delta_t + 0,4f_{tj} (f_{tj} + \delta_x + \delta_t)$$

- 2^{ème} mode de rupture : par compression de cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\tau_{21} = \delta_x \cdot \delta_t + 2f_{tj} / (f_{cj}) + (0.6f_{cj} - \delta_x - \delta_t) (f_{tj} + \delta_x + \delta_t)$$

➤ **Déformation longitudinale du béton**

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E_{ij}" défini par les règles B,P,E,L comme suit :

Module de déformation instantanée du béton

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{tj}}$$

Pour une durée d'application <24h

Module de déformation sous chargement de longue durée:

$$E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 3700^3 \sqrt{f_{tj}}$$

➤ **Déformation transversale du béton**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

➤ **Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative longitudinale et transversale, il est donné par la formule suivante :

$$\mu = \frac{l\Delta a}{a\Delta l}$$

Avec : a : cote de l'élément considéré.
l : longueur de l'élément considéré.

Qualités attendues d'un béton pour les ouvrages

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

4.2 Acier

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

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

Acier Actifs

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

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

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

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

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

Pour les Câble de précontrainte : Les câbles sont composés de torons 19T15, Des câble à très basse relaxation TBR conforme à NF XP A 35-045,

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

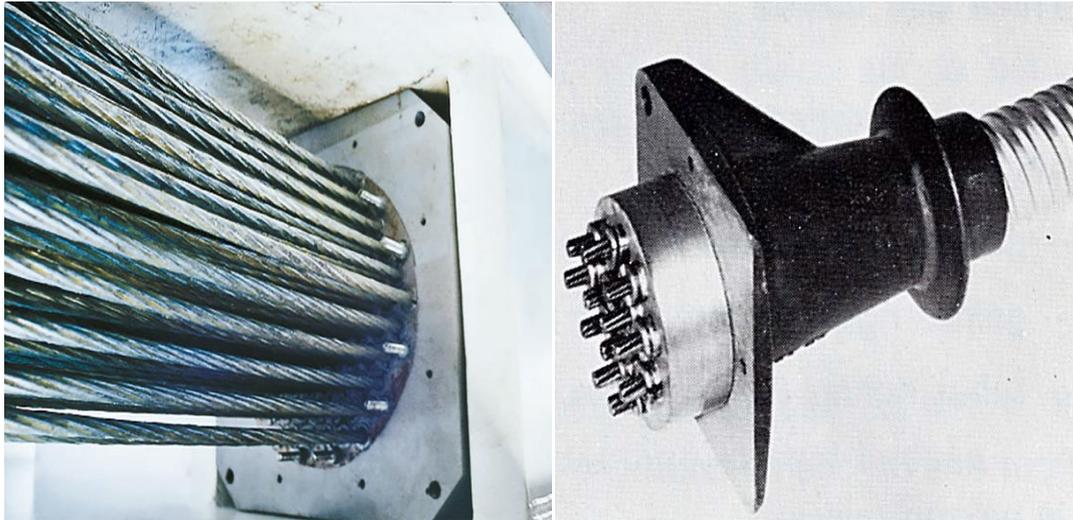


Figure 13: Câbles des torons 19T15

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

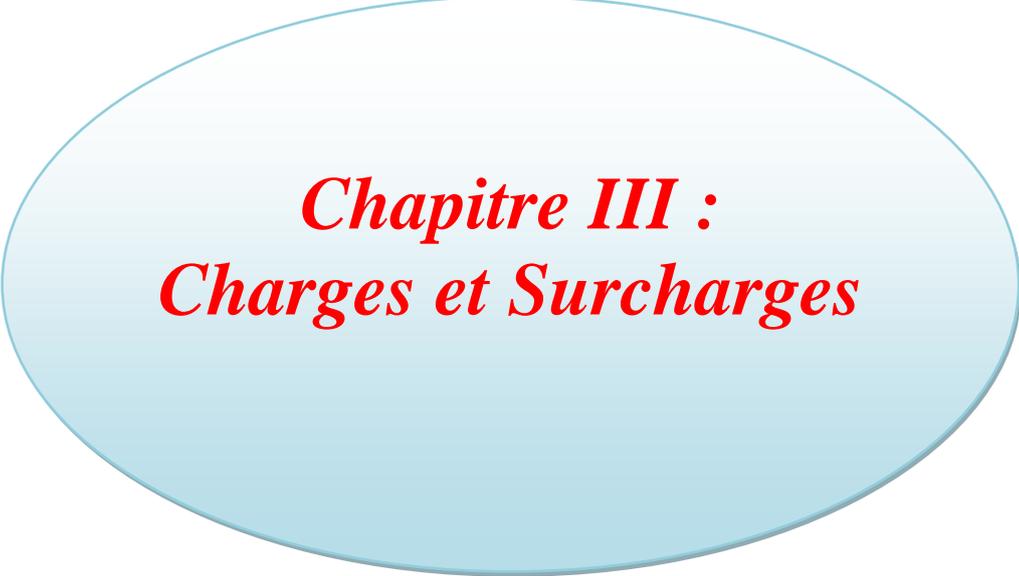
- **Barre lisse** : aciers de nuance FeE235, correspondant a NF A35-015, limite élastique $f_e = 235 \text{ MPa}$.

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

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

5. CONCLUSION

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



***Chapitre III :
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 Les charges permanentes

Charges permanentes de la travée centrale

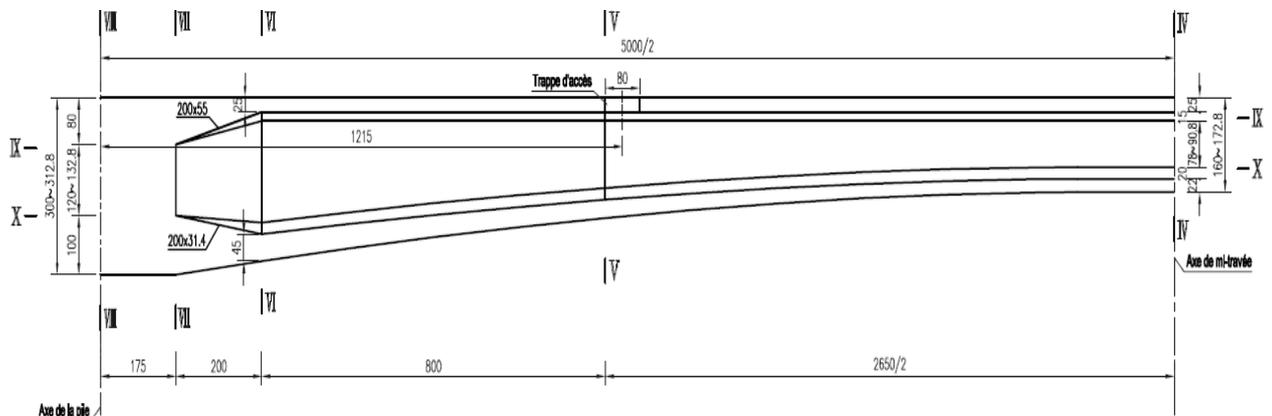
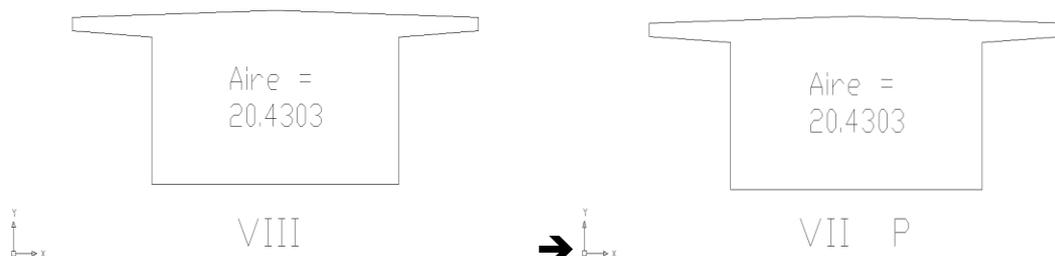


Figure 14 : Coupe transversale de mi-travée centrale

A l'aide du logiciel **AUTOCAD** , nous avons calculé tous les sections :

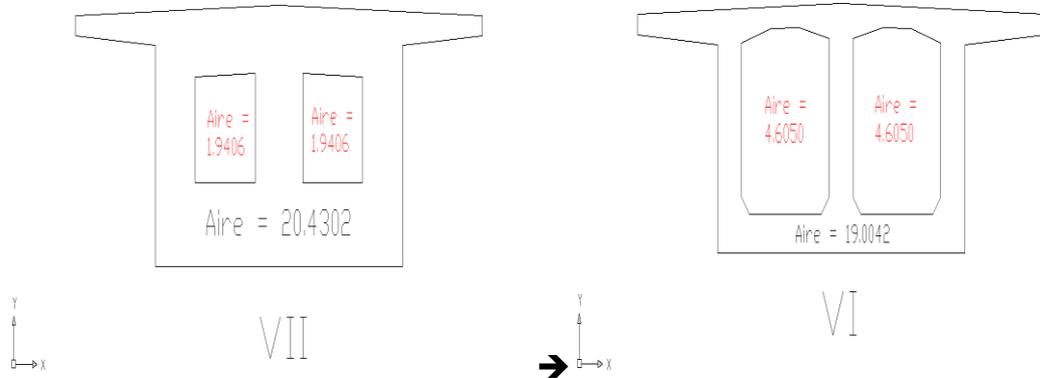
P1 : Section [(VIII-VIII)→(VII -VII)]



$$P_1 = 20.4303 \times 1.75 \times 2.5 = 89.38 \text{ t}$$

$$P_1 = 89.38 \text{ t}$$

P₂ : Section [(VII-VII) → (VI-VI)]



$$S \text{ (VII-VII)} = 20.4302 - (2 \times 1.9406) = 16.549 \text{ m}^2$$

$$S \text{ (VI-VI)} = 19.0042 - (2 \times 4.6050) = 9.7942 \text{ m}^2$$

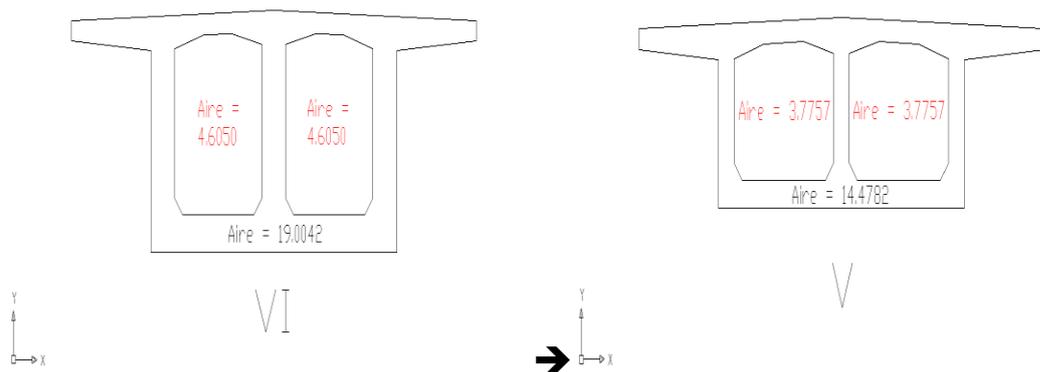
-La section des caissons est variable alors pour calculer le poids propre on utilise La **Formule de G.M.Krawsky**

$$P_2 = [B_1 + (2B_0)] \cdot Y \cdot Lf \cdot (1/3)$$

$$P_2 = [16.549 + (2 \times 9.7942)] \times 2.5 \times 2 \times (1/3) = 60.229$$

$$P_2 = 60.229 \text{ t}$$

P₃ : Section [(VI-VI) → (V-V)]

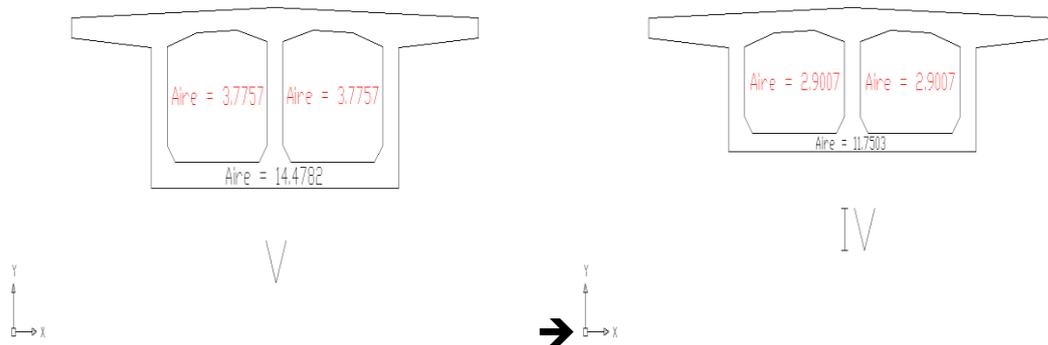


$$S \text{ (V-V)} = 14.4782 - (2 \times 3.7757) = 6.9268 \text{ m}^2$$

$$P_3 = [9.7942 + (2 \times 6.9268)] \times 2.5 \times 8 \times (1/3) = 157.652$$

$$P_3 = 157.652 \text{ t}$$

P4 : Section [(V-V)→(IV-IV)]



$$S \text{ (IV-IV)} = 11.7503 - (2 \times 2.9007) = 5.9489 \text{ m}^2$$

$$P_4 = [6.9268 + (2 \times 5.9489)] \times 2.5 \times 13.25 \times (1/3) = 207.855$$

$$P_4 = 207.855 \text{ t}$$

-Le Poids Propre totale de travée centrale est (P_{tc}) :

$$P_{tc} = (P_1 + P_2 + P_3 + P_4) \times 2$$

$$P_{tc} = (89.38 + 60.229 + 157.652 + 207.855) \times 2$$

$$P_{tc} = 1030.232 \text{ t}$$

Charges permanentes des travées de rive

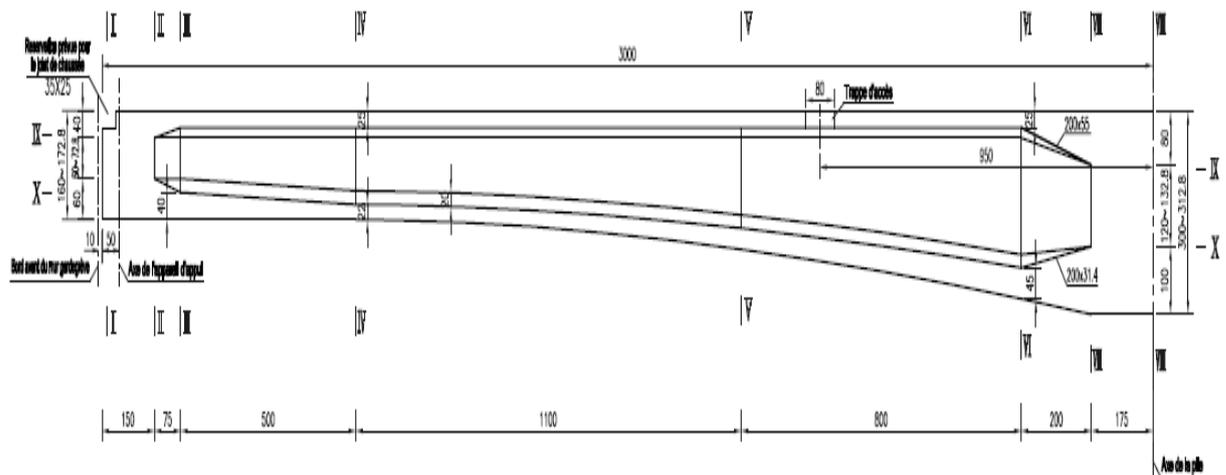
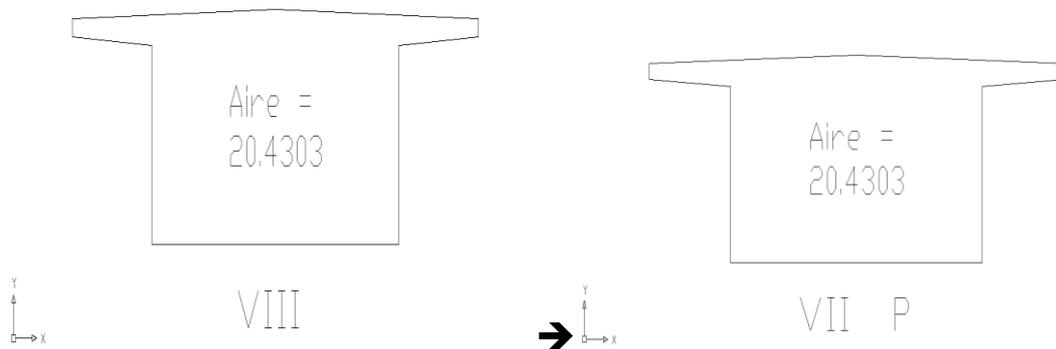


Figure 15 : Coupe transversale de travée de rive

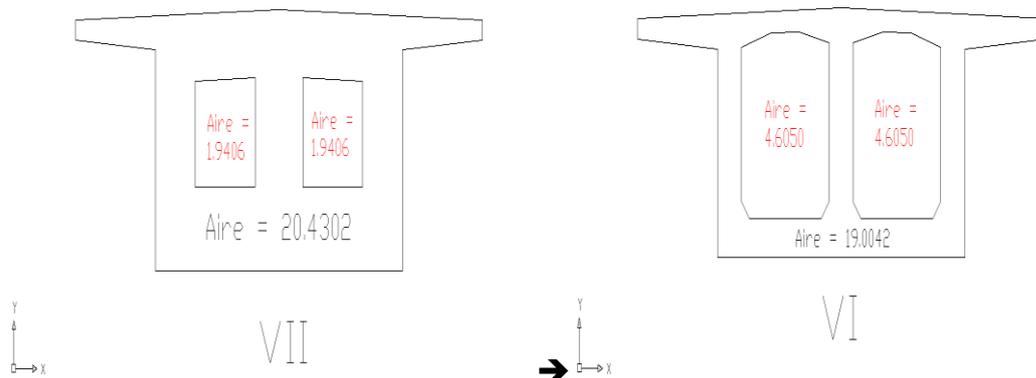
P1 : Section [(VIII-VIII)→(VII -VII)]



$$P_1 = 20.4303 \times 1.75 \times 2.5 = 89.38 \text{ t}$$

$$P_1 = 89.38 \text{ t}$$

P2 : Section [(VII-VII)→(VI-VI)]



$$S \text{ (VII-VII)} = 20.4302 - (2 \times 1.9406) = 16.549 \text{ m}^2$$

$$S \text{ (VI-VI)} = 19.0042 - (2 \times 4.6050) = 9.7942 \text{ m}^2$$

-La section des caissons est variable alors pour calculer le poids propre on utilise :

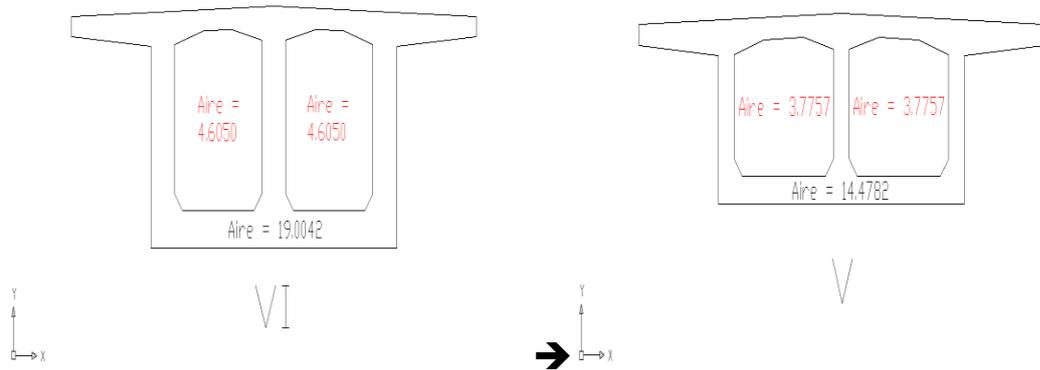
La Formule de G.M.Krawsky

$$P_2 = [B_1 + (2B_0)] \cdot Y \cdot Lf \cdot (1/3)$$

$$P_2 = [16.549 + (2 \times 9.7942)] \times 2.5 \times 2 \times (1/3) = 60.229$$

$$P_2 = 60.229 \text{ t}$$

P3 : Section [(VI-VI)→(V-V)]

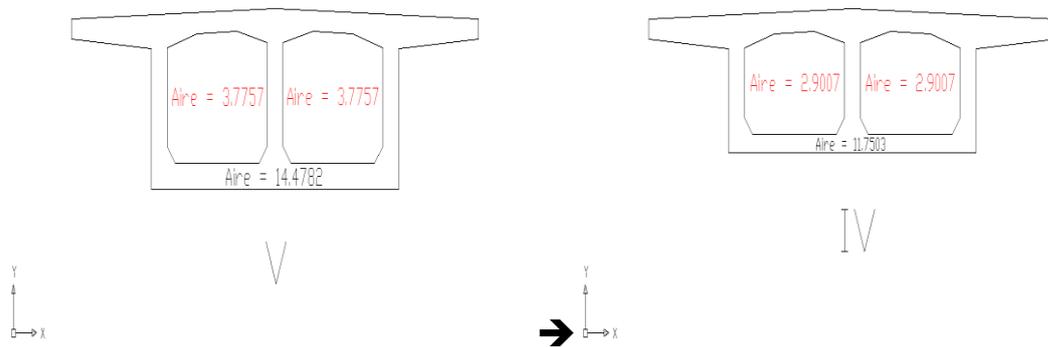


$$S (V-V) = 14.4782 - (2 \times 3.7757) = 6.9268 \text{ m}^2$$

$$P_3 = [9.7942 + (2 \times 6.9268)] \times 2.5 \times 8 \times (1/3) = 157.652$$

$$P_3 = 157.652 \text{ t}$$

P4 : Section [(V-V)→(IV-IV)]

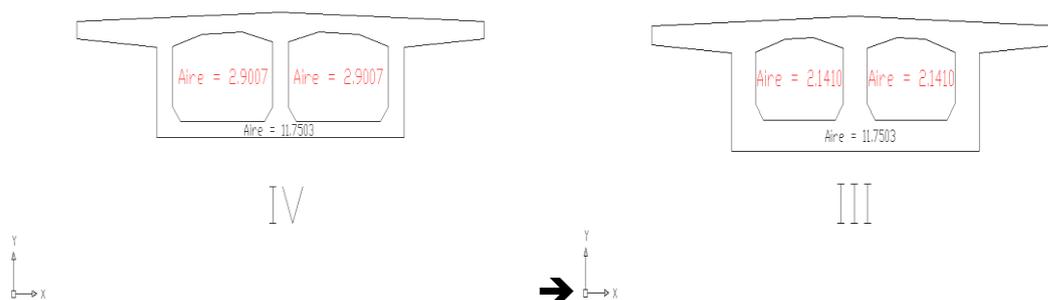


$$S (IV-IV) = 11.7503 - (2 \times 2.9007) = 5.9489 \text{ m}^2$$

$$P_4 = [6.9268 + (2 \times 5.9489)] \times 2.5 \times 11 \times (1/3) = 172.558$$

$$P_4 = 172.558 \text{ t}$$

P5 : Section [(IV-IV)→(III-III)]

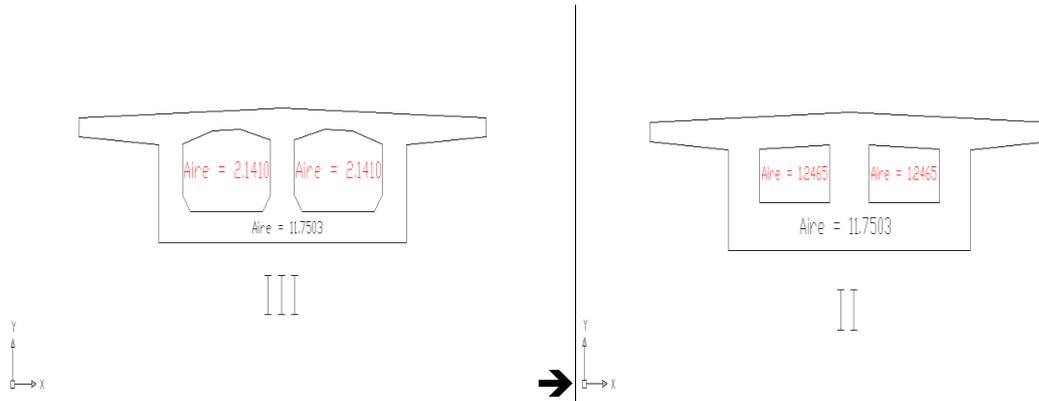


$$S \text{ (III-III)} = 11.7503 - (2 \times 2.1410) = 7.468 \text{ m}^2$$

$$P_5 = [7.468 + (2 \times 5.9489)] \times 2.5 \times 5 \times (1/3) = 80.69$$

$$P_5 = 80.69 \text{ t}$$

P6 : Section [(III-III) → (II-II)]

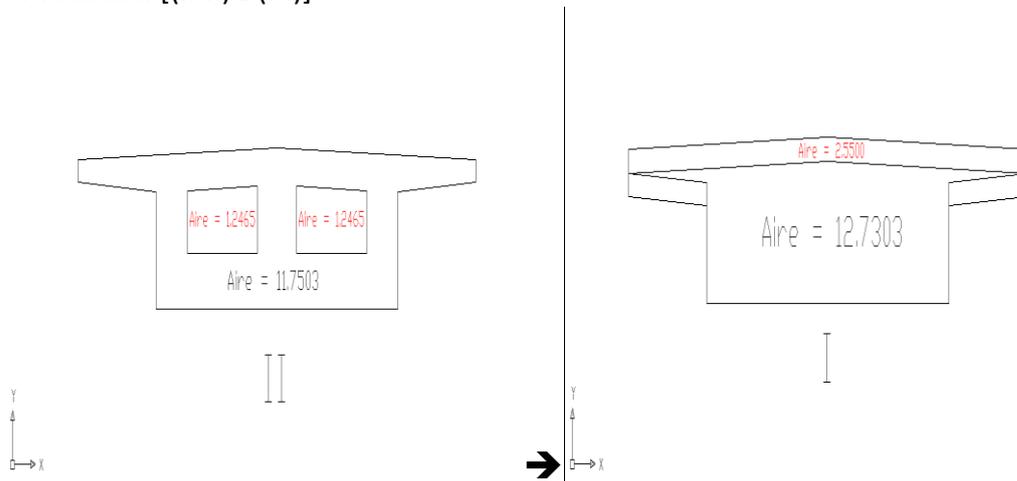


$$S \text{ (II-II)} = 11.7503 - (2 \times 1.2465) = 9.2573 \text{ m}^2$$

$$P_6 = [9.2573 + (2 \times 7.468)] \times 2.5 \times 0.75 \times (1/3) = 15.12 \text{ t}$$

$$P_6 = 15.12 \text{ t}$$

P7 : Section [(II-II) → (I-I)]



$$P_7 = [[12.7303 + (2 \times 11.7502)] \times 2.5 \times 1.75 \times (1/3)] - [2.55 \times 0.35 \times 2.5] = 50.61 \text{ t}$$

$$P_7 = 50.61 \text{ t}$$

Pour une travée de rive :

$$P_{Tr}=p_1+p_2+p_3+p_4+p_5+p_6+p_7$$

$$P_{Tr}=89.38+60.229+157.652+172.558+80.69+15.12+50.62= 662.24t$$

Pour les deux travées de rives (travées égaux) :

$$P_{Tr}=662.24 \times 2=1324.48$$

$$P_{Tr}=1324.48 \text{ t}$$

Poids total des caissons P_{Tc} :

$$P_{Tc} = P_{Tc} + P_{Tr}$$

$$P_{Tc} = 1030.232+1324.48= 2354.712$$

$$\mathbf{CP = 2354.712 \text{ t}}$$

2.2 Les charges complémentaires permanentes(CCP)



Figure 16 : Les charges complémentaires du pont

Revêtement

-Une couche de revêtement en béton bitumineux de **9** cm d'épaisseur placée sur le tablier, $Y_{BB} = 2.2 \text{ t/m}^3$, et une largeur chargeable de $L=7\text{m}$

$$P=7 \times 0.09 \times 2.2=1.386 \text{ t/ml}$$

$$P_R=1.386\text{t/ml}$$

Trottoirs :

$$P_{tr} = (2.S). Y_B$$

Avec : $Y_B = 2.5$

$$S=0.212 \text{ m}^2$$

$$P_{tr}=(2 \times 0.212) \times 2.5=1.06$$

$$P_{tr}=1.06 \text{ t/m}$$

Corniches :

$$P_c = (2.S). Y_B$$

Avec : $Y_B = 2.5$

$$S=0.329 \text{ m}^2$$

$$P_c=(2 \times 0.329) \times 2.5=1.645$$

$$P_c=1.645 \text{ t/m}$$

Glissières de Sécurité :

De type H3 et un poids estimé à 0.0476 t/m pour une glissière

Pour deux glissières de sécurité :

$$P_{GS}= 0.0952 \text{ t/m}$$

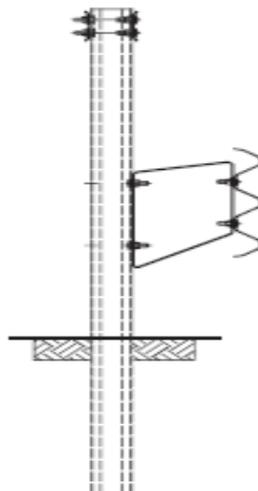


Figure 17 : Glissière de sécurité

Gardes corps :

Le poids d'un garde corps est estimé à 0,1 t/m , donc :

$$P_{gc} = 0.2 \text{ t/m}$$

Charges complémentaires permanentes

$$CCP = P_{re} + P_c + P_{gs} + P_{gc} + P_{tr}$$

$$CCP = 4.3862 \text{ t/m}$$

Pour travée de 110 m :

$$CCP = 482.482 \text{ t}$$

Poids total du tablier :

$$PT = CCP + CP$$

$$PT = 482.482 + 2354.712$$

$$PT = 2837.194 \text{ t}$$

3. Les charges d'exploitation (surcharges routières)

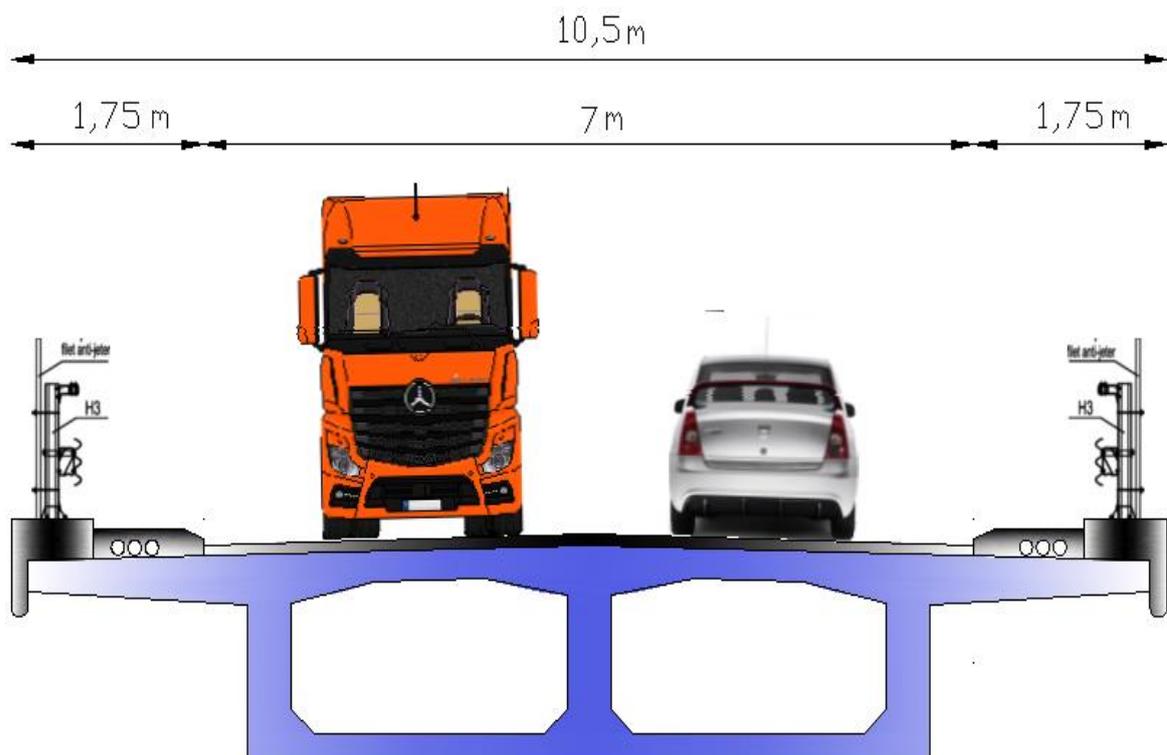


Figure 18 : Surcharge routières.

La classe du pont:

- $L_r \geq 7,00\text{m}$ → Un pont de 1ère classe.
- $5,50 \text{ m} < L_r < 7,00\text{m}$ → Un pont de 2ème classe

- $L_r \leq 5,50\text{m}$ → Un pont de 3^{ème} classe

C'est un pont de première classe (largeur roulable = **7m**) Nombre de voies: $N_v = [L_c/3]$

Donc : - $N_v = [7/3] = \mathbf{2 \text{ voies}}$.

- Largeur d'une voie: $L_v = L_c/N_v$

Ce qui donne : $L_v = 7/2 = \mathbf{3.5m}$.

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de type **A (L)**.
- Système **Bc, Bt, Br**.
- La surcharge militaire **Mc120**.
- La surcharge exceptionnelle convoi **D240**.
- Les surcharges sur trottoirs

On doit calculer le coefficient de majoration dynamique pour tous les cas possible afin de trouver la valeur maximale, les cas possible sont représentés comme suit :

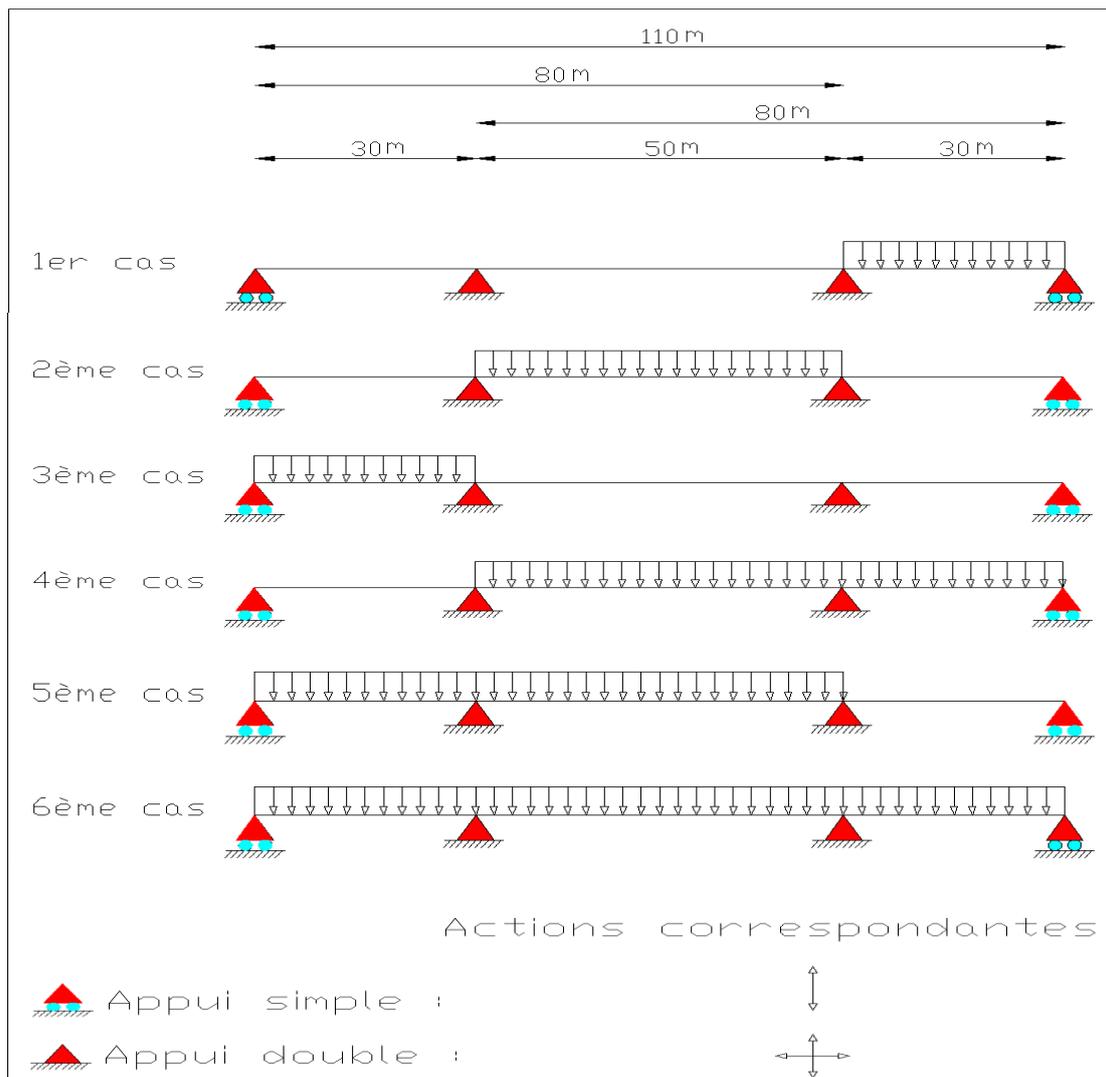


Figure 19 : Les différents cas des surcharges routières

3-1 Système de charge A (I) :

D'après le fascicule 61 titre II:

A (I): est une masse donnée en fonction de la longueur chargée L. elle est donnée par la formule suivante:

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

$$A(L)_i = a_1 \times a_2 \times A(L) \times L_c$$

Avec:

- L_c : est la largeur chargée.
- a_1 : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.
- $a_2 = v_0 / L_v \Rightarrow a_2 = 3,5 / 3,5 = 1$

Avec : $v_0 = 3,5$ pour un pont de 1ère classe, $2,5$ pour un pont de 3ème classe.

L_v : largeur d'une voie

Nombre de voies		1	2	3
Classe du Pont	1ere	1	1	0,9
	2eme	1	0,9	-
	3eme	0,9	0,8	-

Tableau 4: Les valeurs de a_1

- $a_2 = v_0 / L_v = 3,5 / 3,5 = 1$

1er cas (L= 30m) :

A(l) : pour une travée chargée

L : longueur chargeable (longueur de portée).

$$A(l) = 230 + 36000 / (30 + 12).$$

$$A(L) = 1.09 \text{ t/m}^2.$$

- pour une voie chargée ($L_c = 3.5\text{m}$) :

$$A(l)_1 = 1 \times 1 \times 1.09 \times 3.5$$

$$A(l)_1 = 3.82 \text{ t/m}^2$$

- Pour deux voies chargées ($L_c = 7\text{m}$) :

$$A(l)_2 = 1 \times 1 \times 1.09 \times 7$$

$$A(l)_2 = 7.63 \text{ t/m}^2$$

2eme cas (L= 50m) :

A(l) : pour une travée chargée

L : longueur chargeable (longueur de portée).

$$A(l) = 230 + 36000 / (50 + 12).$$

$$A(L) = 0.81 \text{ t/m}^2.$$

- **pour une voie chargée (Lc=3.5m) :**

$$A(l)1 = 1 \times 1 \times 0.81 \times 3.5$$

$$A(l)1 = 2.84 \text{ t/m}^2$$

- **Pour deux voies chargées (Lc=7m) :**

$$A(l)2 = 1 \times 1 \times 1.0.81 \times 7$$

$$A(l)2 = 5.67 \text{ t/m}^2$$

3eme cas (L= 30m) :

A(l) : pour une travée chargée

L : longueur chargeable (longueur de portée)

$$A(l) = 230 + 36000 / (30 + 12).$$

$$A(L) = 1.09 \text{ t/m}^2.$$

- **pour une voie chargée (Lc=3.5m) :**

$$A(l)1 = 1 \times 1 \times 1.09 \times 3.5$$

$$A(l)1 = 3.82 \text{ t/m}^2$$

- **Pour deux voies chargées (Lc=7m) :**

$$A(l)2 = 1 \times 1 \times 1.09 \times 7$$

$$A(l)2 = 7.63 \text{ t/m}^2$$

4eme cas (L= 80m) :

A(l) : pour une travée chargée

L : longueur chargeable (longueur de portée).

$$A(l) = 230 + 36000 / (80 + 12).$$

$$A(L) = 0.62 \text{ t/m}^2.$$

- **pour une voie chargée (Lc=3.5m) :**

$$A(l)1 = 1 \times 1 \times 0.62 \times 3.5$$

$$A(l)1 = 2.17 \text{ t/m}^2$$

- **Pour deux voies chargées (Lc=7m) :**

$$A(l)2 = 1 \times 1 \times 1.0.62 \times 7$$

$$A(l)2 = 4.34 \text{ t/m}^2$$

5eme cas (L= 80m) :

A(l) : pour une travée chargée

L : longueur chargeable (longueur de portée).

$$A(l) = 230 + 36000 / (80 + 12).$$

$$A(L) = 0.62 \text{ t/m}^2.$$

- **pour une voie chargée (Lc=3.5m) :**

$$A(l)1 = 1 \times 1 \times 0.62 \times 3.5$$

$$A(l)1 = 2.17 \text{ t/ml}$$

- Pour deux voies chargées (Lc=7m) :

$$A(l)_2 = 1 \times 1 \times 0.62 \times 7$$

$$A(l)_2 = 2.17 \text{ t/ml}$$

6eme cas (L= 110m) :

A(l) : pour une travée chargée

L : longueur chargeable (longueur de portée).

$$A(l) = 230 + 36000 / (110 + 12).$$

$$A(L) = 0.53 \text{ t/m}^2.$$

- pour une voie chargée (Lc=3.5m) :

$$A(l)_1 = 1 \times 1 \times 0.53 \times 3.5$$

$$A(l)_1 = 1.86 \text{ t/m}$$

- Pour deux voies chargées (Lc=7m) :

$$A(l)_2 = 1 \times 1 \times 1.0.53 \times 7$$

$$A(l)_2 = 3.71 \text{ t/m}$$

	L (m)	A(l) (t/m ²)	a ₁	a ₂	A(l) ₁ (t/m ²)	A(l) ₂ (t/ml)
1ère cas	30	1.09	1	1	3.82	7.63
2ème cas	50	0.81	1	1	2.84	5.67
3ème cas	30	1.09	1	1	3.82	7.63
4ème cas	80	0.62	1	1	2.17	4.34
5ème cas	80	0.62	1	1	2.17	4.34
6ème cas	110	0.53	1	1	1.86	3.71

Tableau 5: Tableau des valeurs de la charge A(l)

Cas plus défavorable :

$$A(l) = 7.63 \text{ t/m}^2$$

3-2 Système B :

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types (30 t).
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux «essieux tandems (32t) ».
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t).

Surcharge Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

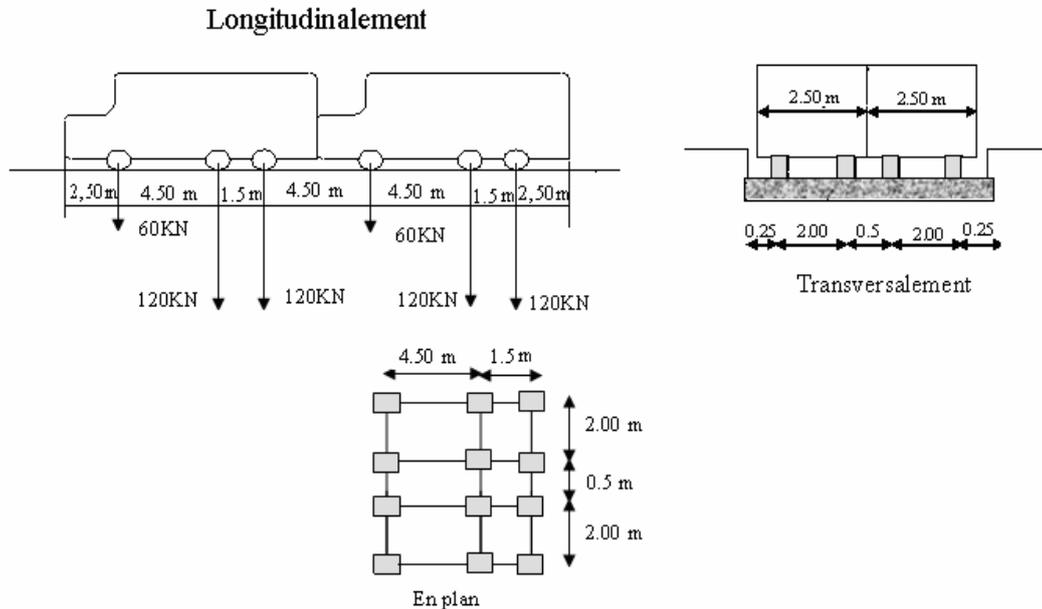


Figure 20 : Disposition de système Bc sur le pont

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- ❖ **Disposition dans le sens transversal :** c'est le nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.
- ❖ **Disposition dans le sens longitudinal :** c'est nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur de la charges du système Bc prise en compte est multipliée par le coefficient bc qui est donné dans le tableau suivant :

Classe du pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	>5
1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
2	1	1	-	-	-
3	1	0,8	-	-	-

Tableau 6: Tableau des valeurs de coefficient bc

Calcul des coefficients dynamiques :

Les surcharges du système BC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

1er cas L=30m :

L : portée de travée. L=30m.

G : La charge permanente. G = 793.826 t.

S : Surchage Bc maximale multipliée au préalable par bc.

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times bc$$

✓ **Pour une voie chargée:**

$$bc = 1,2$$

$$S = 30 \times 2 \times 1,2 = 72t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 30)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{72}}$$

$$\delta = 1.070$$

✓ **Pour deux voies chargées:**

$$bc = 1,1$$

$$S = 30 \times 4 \times 1,1 = 132t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 30)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{132}}$$

$$\delta = 1.081$$

2eme cas L=50m :

L : portée de travée. L=50m.

G : La charge permanente. G = 1249.542t.

S : Surcharge Bc maximale multipliée au préalable par bc.

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times bc$$

✓ **Pour une voie chargée:**

$$bc = 1,2$$

$$S=72t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 50)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1249.542}{72}}$$

$$\delta = 1.045$$

✓ **Pour deux voies chargées:**

$$bc = 1,1$$

$$S=30 \times 4 \times 1,1=132t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 50)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1249.542}{132}}$$

$$\delta = 1.052$$

3eme cas L=30m :

L : portée de travée. L=30m.

G : La charge permanente. G = 793.826 t.

S : Surcharge Bc maximale multipliée au préalable par bc.

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times bc$$

✓ **Pour une voie chargée:**

$$bc = 1,2$$

$$S=72t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 30)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{72}}$$

$$\delta = 1.070$$

✓ **Pour deux voies chargées:**

$$bc = 1,1$$

$$S=30 \times 4 \times 1,1=132t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 30)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{132}}$$

$$\delta = 1.081$$

4eme cas L=80m :

L : portée de travée. L=80m.

G : La charge permanente. G = 2043.368 t.

S : Surcharge Bc maximale multipliée au préalable par bc.

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times bc$$

✓ **Pour une voie chargée:**

$$bc = 1,2$$

$$S=72t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{72}}$$

$$\delta = 1.045$$

✓ **Pour deux voies chargées:**

$$bc = 1,1$$

$$S=30 \times 4 \times 1,1=132t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{132}}$$

$$\delta = 1.033$$

5eme cas L=80m :

L : portée de travée. L=80m.

G : La charge permanente. G = 2043.368 t.

S : Surcharge Bc maximale multipliée au préalable par bc.

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times bc$$

✓ **Pour une voie chargée:**

$$bc = 1,2$$

$$S=72t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{72}}$$

$$\delta = 1.045$$

✓ Pour deux voies chargées:

$$bc = 1,1$$

$$S = 30 \times 4 \times 1,1 = 132t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{132}}$$

$$\delta = 1.033$$

6eme cas L=110m :

L : portée de travée. L=110m.

G : La charge permanente. G = 2043.368 t.

S : Surcharge Bc maximale multipliée au préalable par bc.

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times bc$$

✓ Pour une voie chargée:

$$bc = 1,2$$

$$S = 72t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 110)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2837.194}{72}}$$

$$\delta = 1.021$$

✓ Pour deux voies chargées:

$$bc = 1,1$$

$$S = 30 \times 4 \times 1,1 = 132t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 110)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2837.194}{132}}$$

$$\delta = 1.024$$

	L(m)	G (t)	S1 (t)	S2 (t)	δ_{1v}	δ_{2v}
1ere cas	30	793.826	72	132	1.070	1.081
2eme cas	50	1249.542	72	132	1.045	1.052
3eme cas	30	793.826	72	132	1.070	1.081
4eme cas	80	2043.368	72	132	1.029	1.033
5eme cas	80	2043.368	72	132	1.029	1.033
6eme cas	110	2837.194	72	132	1.021	1.024

Tableau 7: Valeurs de coefficient de majoration de la charge bc.

Le système Bc est majoré par :

$$\delta = 1.081$$

Surcharge Bt :

Un tandem du système Bt comporte deux essieux (2 x 16 t), à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé circuler sur la chaussée; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés sur le front de la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'elles occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré. Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 3,5m de large.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient bt qui est présenté dans le tableau suivant :

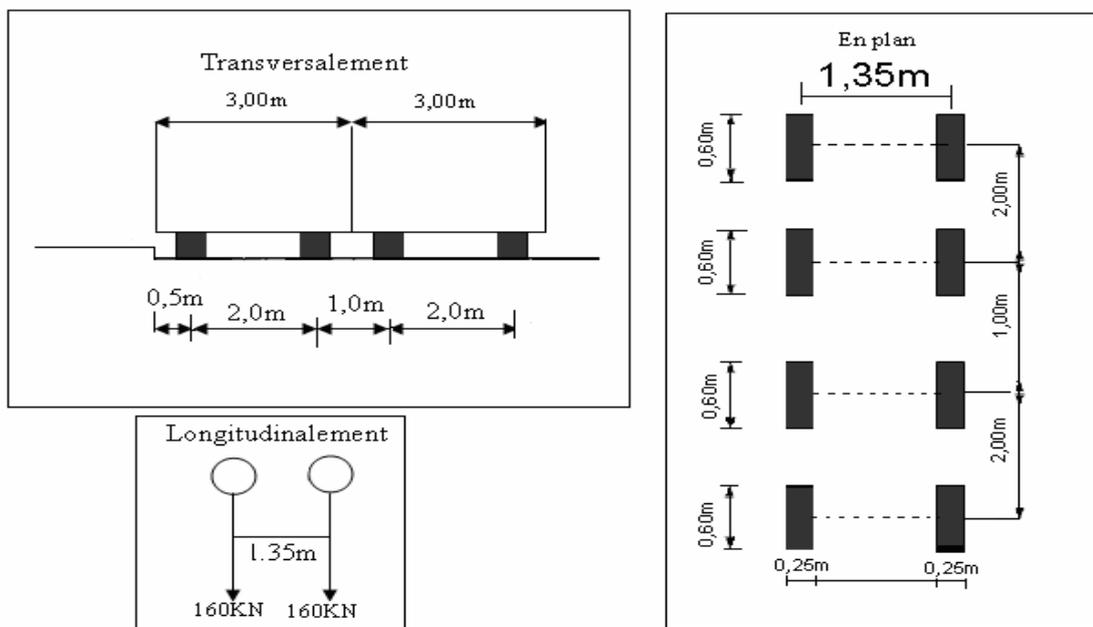


Figure 21 : Disposition de système Bt sur le pont

Classe du pont	1	2
bt	1	0.9

Tableau 8: Valeurs de bt

Les surcharges du système Bt sont frappées par le coefficient de majoration dynamique :

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

1ercas pour une travée chargée (L=30m) :

$$G = 793.826 \text{ t}$$

S : La charge Bt.

$$S = n \times 32 \times bt$$

Pont premier classe bt=1

✓ **Pour une voie chargée n=1 :**

$$S_1 = 1 \times 32 \times 1$$

$$S_1 = 32 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 30)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{32}}$$

$$\delta = 1.063$$

✓ **Pour deux voies chargées n=2:**

$$S_2 = 1 \times 32 \times 2$$

$$S_2 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 30)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{64}}$$

$$\delta = 1.069$$

2eme cas pour une travée chargée (L=50m) :

$$G = 1249.542 \text{ t}$$

S : La charge Bt.

$$S = n \times 32 \times bt$$

Pont premier classe bt=1

✓ **Pour une voie chargée n=1 :**

$$S_1 = 1 \times 32 \times 1$$

$$S_1 = 32 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 50)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1249.368}{32}}$$

$$\delta = 1.040$$

- ✓ Pour deux voies chargées n=2:

$$S_2 = 1 \times 32 \times 2$$

$$S_2 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 50)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1249.542}{64}}$$

$$\delta = 1.044$$

3eme cas pour une travée chargée (L=30m) :

$$G = 793.826 \text{ t}$$

S : La charge Bt.

$$S = n \times 32 \times bt$$

Pont premier classe bt=1

- ✓ Pour une voie chargée n=1 :

$$S_1 = 1 \times 32 \times 1$$

$$S_1 = 32 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 30)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{32}}$$

$$\delta = 1.063$$

- ✓ Pour deux voies chargées n=2:

$$S_2 = 1 \times 32 \times 2$$

$$S_2 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 30)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{64}}$$

$$\delta = 1.069$$

4eme cas pour une travée chargée (L=80m) :

$$G = 2043.368 \text{ t}$$

S : La charge Bt.

$$S = n \times 32 \times bt$$

Pont premier classe bt=1

- ✓ Pour une voie chargée n=1 :

$$S_1 = 1 \times 32 \times 1$$

$$S_1 = 32 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{32}}$$

$$\delta = 1.026$$

- ✓ Pour deux voies chargées n=2:

$$S_2 = 1 \times 32 \times 2$$

$$S_2 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{64}}$$

$$\delta = 1.028$$

5eme cas pour une travée chargée (L=80m) :

$$G = 2043.368 \text{ t}$$

S : La charge Bt.

$$S = n \times 32 \times bt$$

Pont premier classe bt=1

- ✓ Pour une voie chargée n=1 :

$$S_1 = 1 \times 32 \times 1$$

$$S_1 = 32 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{32}}$$

$$\delta = 1.026$$

- ✓ Pour deux voies chargées n=2:

$$S_2 = 1 \times 32 \times 2$$

$$S_2 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{64}}$$

$$\delta = 1.028$$

6eme cas pour une travée chargée (L=110m) :

$$G = 2837.194t$$

S : La charge Bt.

$$S = n \times 32 \times bt$$

Pont premier classe bt=1

✓ Pour une voie chargée n=1 :

$$S_1 = 1 \times 32 \times 1$$

$$S_1 = 32 t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 110)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2837.194}{32}}$$

$$\delta = 1.019$$

✓ Pour deux voies chargées n=2:

$$S_2 = 1 \times 32 \times 2$$

$$S_2 = 64 t$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{64}}$$

$$\delta = 1.021$$

	L(m)	G (t)	S ₁ (t)	S ₂ (t)	δ _{1v}	δ _{2v}
1ere cas	30	793.826	32	64	1.063	1.069
2eme cas	50	1249.542	32	64	1.040	1.044
3eme cas	30	793.826	32	64	1.063	1.069
4eme cas	80	2043.368	32	64	1.026	1.028
5eme cas	80	2043.368	32	64	1.026	1.028
6eme cas	110	2837.194	32	64	1.019	1.021

Tableau 9: Valeurs des coefficients de majoration de la charge Bt

Le système Bt est majoré par :

$$\delta = 1.069$$

Surcharge Br :

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

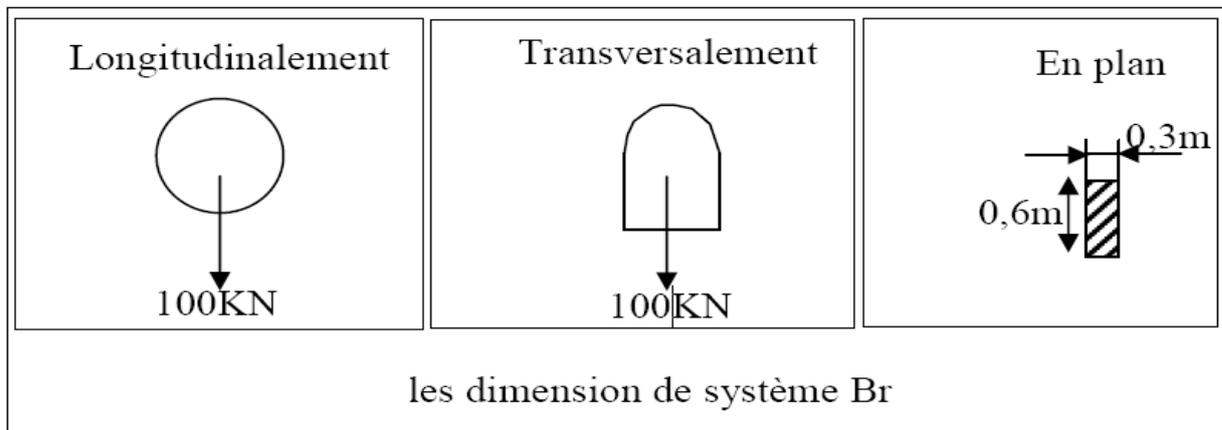


Figure 22: Disposition de système Br sur le pont

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

❖ 1ere cas L=30 :

S=10 t

G=793.826 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 30)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{10}}$$

$$\delta = 1.05$$

❖ 2eme cas L=50 :

S=10 t

G=1249.542 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 50)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1249.542}{10}}$$

$$\delta = 1.038$$

❖ 3eme cas L=30 :

S=10 t

G=793.826 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 30)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{10}}$$

$$\delta = 1.059$$

❖ 4eme cas L=80 :

S=10 t

G=2043.368 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{10}}$$

$$\delta = 1.024$$

❖ 5eme cas L=80 :

S=10 t

G=2043.368 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{10}}$$

$$\delta = 1.024$$

❖ 6eme cas L=110 :

S=10 t

G=2837.194 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 110)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{10}}$$

$$\delta = 1.018$$

	L (m)	G (t)	S (t)	δ
1ere cas	30	793.826	10	1.059
2eme cas	50	1249.542	10	1.038
3eme cas	30	793.826	10	1.059

4eme cas	80	2043.368	10	1.024
5eme cas	80	2043.368	10	1.024
6eme cas	110	2837.194	10	1.018

Tableau 10: Valeurs des coefficients de majoration de la charge Br

Le système Br est majoré Par : $\delta = 1.059$

3.3 Surcharge militaires MC120 :

Les ponts doivent être calculés d’une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d’être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment A et B.

Les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi quelque soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de convoi est limité.

Poids totale : 110t.

Longueur d’une chenille : 6,10m.

Largeur d’une chenille : 1,00m.

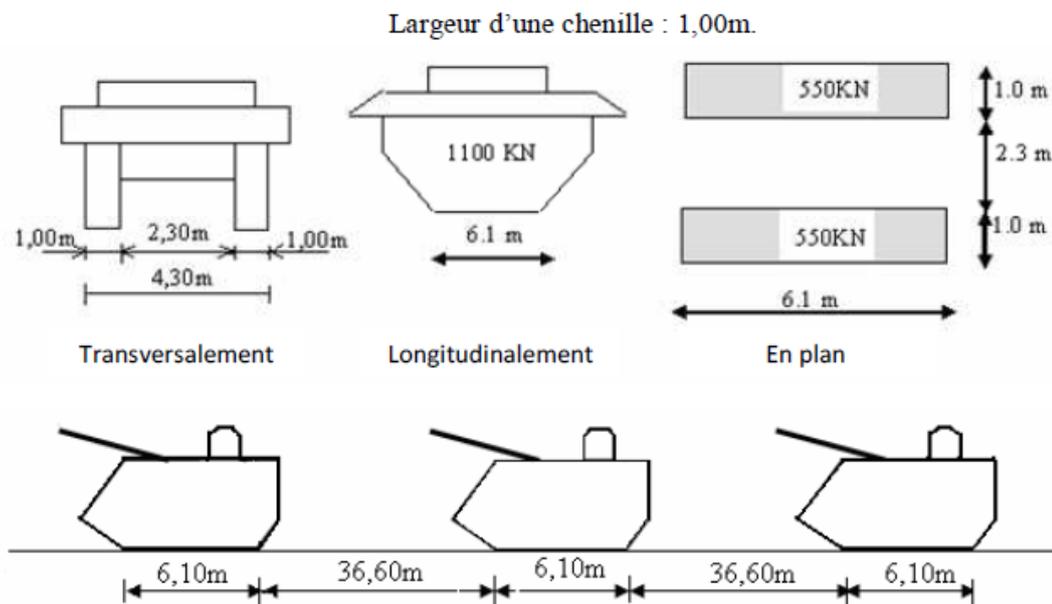


Figure 23: Disposition de système Mc 120 sur le pont

❖ 1ere cas L=30 :

S=110 t

G=793.826

t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 30)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{110}}$$

$$\delta = 1.077$$

❖ 2eme cas L=50 :

S=220 t

G=1249.542 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 50)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{1249.542}{220}}$$

$$\delta = 1.062$$

❖ 3eme cas L=30 :

S=110 t

G=793.826 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 30)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{110}}$$

$$\delta = 1.077$$

❖ 4eme cas L=80 :

S=220 t

G=2043.368 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{220}}$$

$$\delta = 1.039$$

❖ 5eme cas L=80 :

S=220 t

G=2043.368 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 80)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2043.368}{220}}$$

$$\delta = 1.039$$

❖ 6eme cas L=110 :

S=330 t

G=2837.194 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + (0.2 \times 110)} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{793.826}{330}}$$

$$\delta = 1.034$$

	L (m)	G (t)	S (t)	δ
1ere cas	30	793.826	110	1.077
2eme cas	50	1249.542	220	1.062
3eme cas	30	793.826	110	1.077
4eme cas	80	2043.368	220	1.039
5eme cas	80	2043.368	220	1.039
6eme cas	110	2837.194	330	1.034

Tableau 11: Valeurs des coefficients de majoration de la charge Mc120

La surcharge de Convoi Mc120 est majoré par :

$$\delta = 1.077$$

3.4 Convoie exceptionnelle (D240) :

Ce convoie comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égal à 12,9 t/ml.

Ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges). Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique

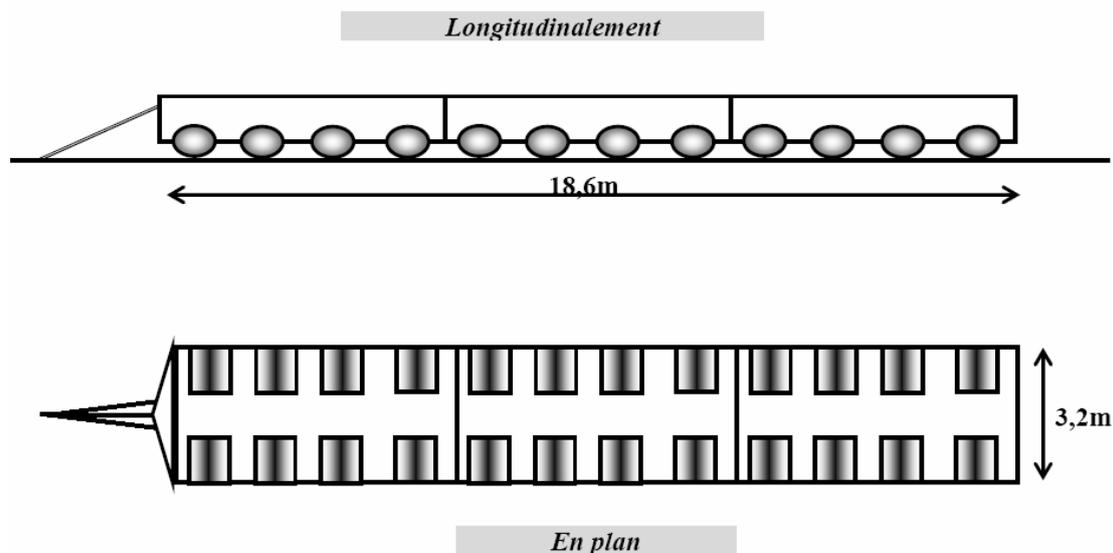


Figure 24: Disposition de système D240 sur le pont

3.5 Surcharge de trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Premier trottoir chargé (coté droit) : $P1 = 0,15 \times 1m = 0,15 \text{ t/ml}$.

Deuxième trottoir chargée (coté gauche) : $P2 = 0,15 \times 0,1m = 0,15 \text{ t/ml}$.

Les deux trottoirs chargés : **$Pt = 0.30 \text{ t/ml}$**

3.6 Le vent :

D'après le fascicule 61 titre II ; 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 journellement 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 de courte 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 :

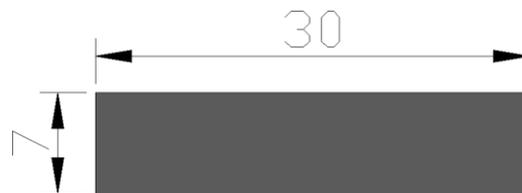
Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, c'est un effort s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **Force de freinage correspondant a charge A(l) :**

$$F = \frac{1}{20 + 0.0035S} \cdot A(l)$$

A (L) : chargement (A(l) =7.63 t/ml)

S : surface chargé par m (S = 30 ×7= 210 m



$$F = \frac{1}{20 + (0.0035 \times 210)} \times 7.63$$

$$FA = 0.368 \text{ t}$$

- **Effort de freinage correspondant à Bc :**

$F_{Bc}=30t$ par tablier un seul camion est supposé freiner.

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante total force de freinage vaut 30t.

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

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'Algerie Notre ouvrage est 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 les règles du BPEL :

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 :

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1.35	1
Surcharge A (L)	1.6	1.2
Système B _c	1.6	1.2
Mc120	1.35	1
D240	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

Tableau 12: Coefficients de majorations

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.

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

W : Action du vent

T : Gradient thermique

Action prépondérante	Combinaisons	Num de la combinaison
A L'ELU	1.35G+1.6 (A(L) +ST)	1
	1.35G+1.6 (B_c+ST)	2
	1.35G+1.35M_{c120}	3
	1.35G+1.35D₂₄₀	4
A L'ELS	G+1.2 (A(L) +ST)	1
	G+1.2 (B_c+ST)	2
	G+M_{c120}	3
	G+D₂₄₀	4
	G+1.2 (A(L) +ST) +0.5(ΔT)	5
	G+1.2 (B_c+ST) +0.5 (ΔT)	6
	G+M_{c120}+0.5 (ΔT)	7
	G+T	8
	G+D₂₄₀+0.5 (ΔT)	9

Tableau 13: Combinaisons d'action

5. CONCLUSION

Nous avons présenté dans ce chapitre les charges et surcharges 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 :
Modélisation et
Sollicitations

Chapitre IV : Modélisation et Sollicitations

1. Introduction

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

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

2. Modélisation

2.1 Objectif de la modélisation

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

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

2.2 Hypothèses de modélisation

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

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

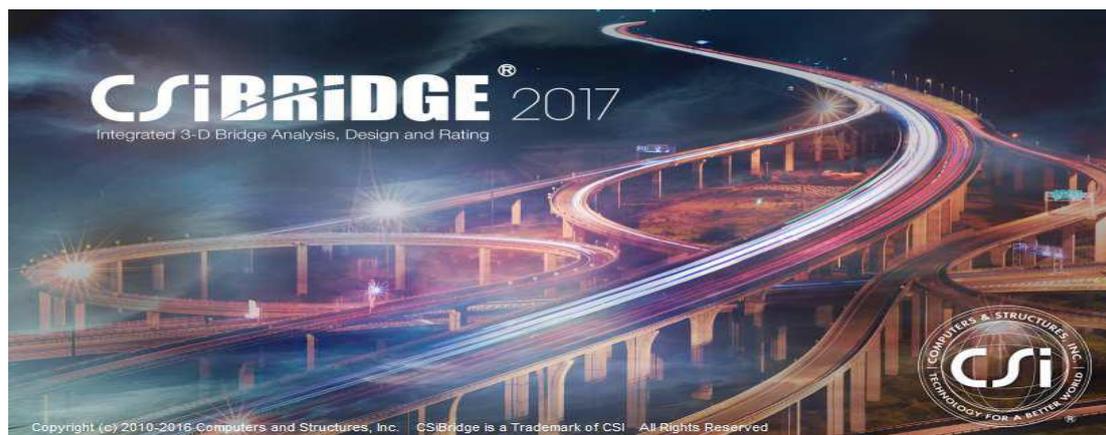
- Pour une analyse sismique, le tablier du pont peut être considéré comme rigide et évoluant dans le domaine élastique.

- Il n'est pas nécessaire de modéliser le tablier avec des plaques en 3D pour une analyse sismique. Un modèle 2D avec un grillage correspondant à la géométrie du pont suffit

2.3 Présentation de logiciel

CSI Bridge 2017 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.



2.4 Méthodologie de modélisation

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

Construction du modèle

Dans la barre des tâches en cliquant sur « **File** » → « **New Model** » et on choisissant le modèle « **Blank** ».

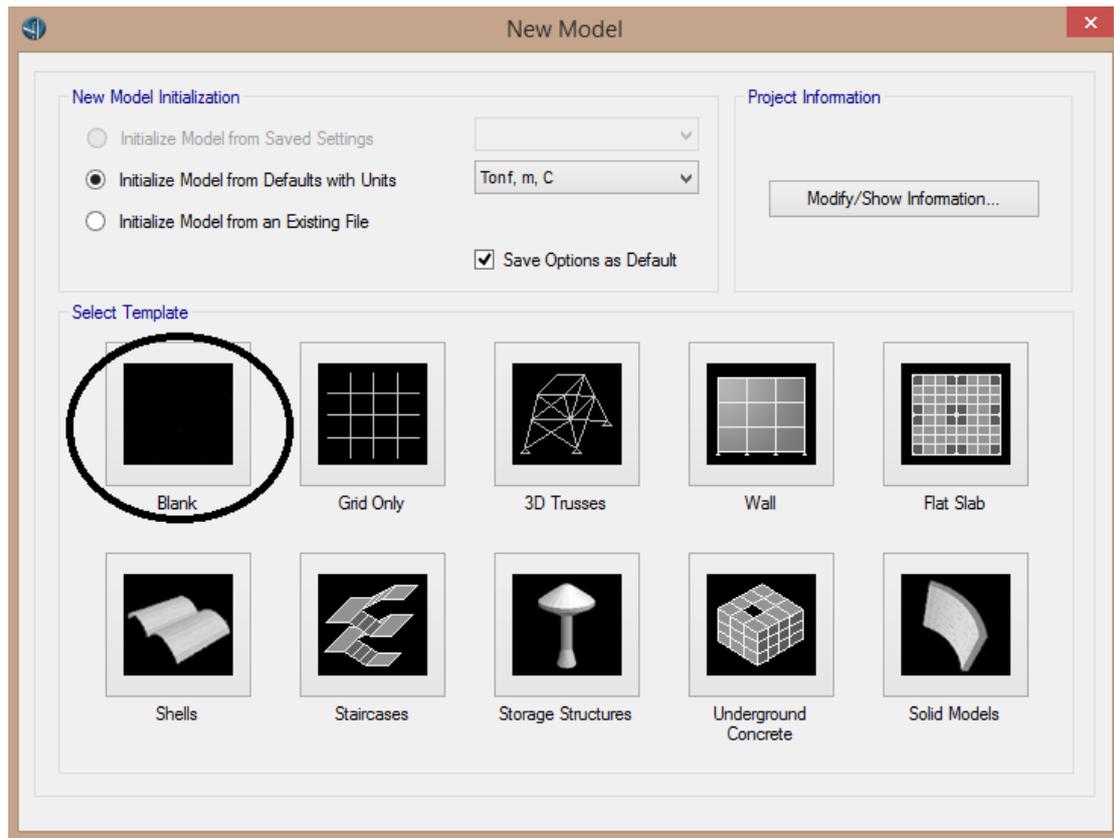


Figure 25 : Choix d'unité et de Modèle

Pour définir la trajectoire et la longueur du pont :

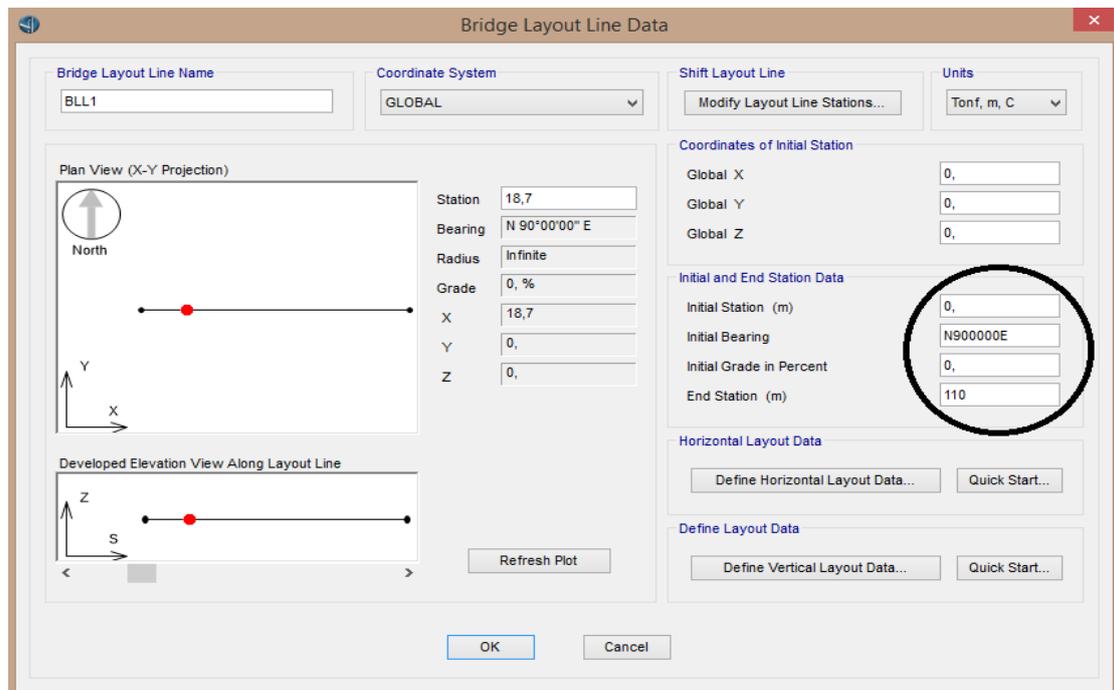


Figure 26: Choix d'unité et de longueur de tablier

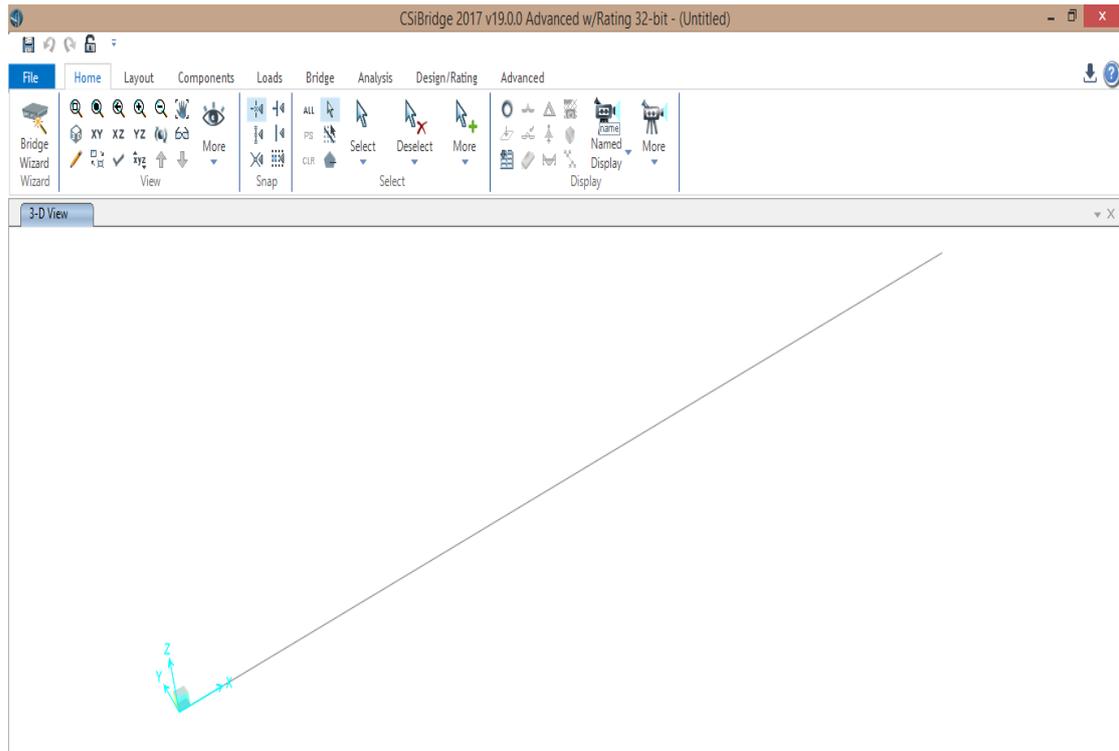


Figure 27: Représentation de la voie de circulation

On représente les voies de circulation, en passant par «Layout» → «Lane»

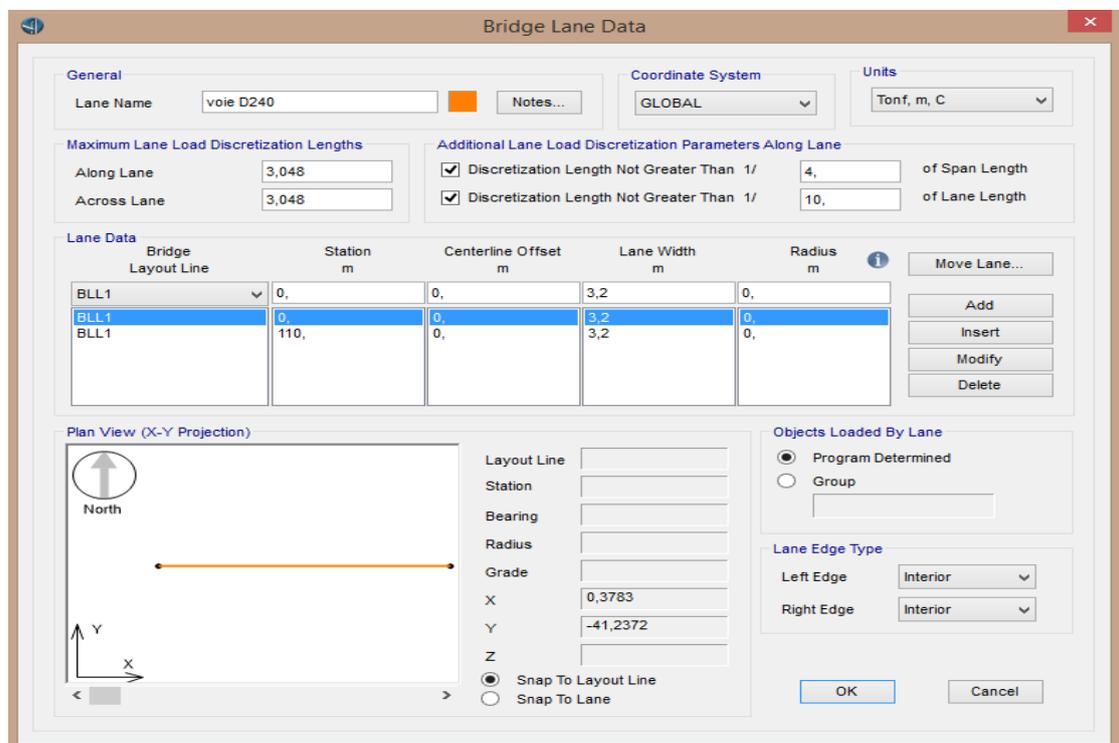


Figure 28 : définir les voies de circulation

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

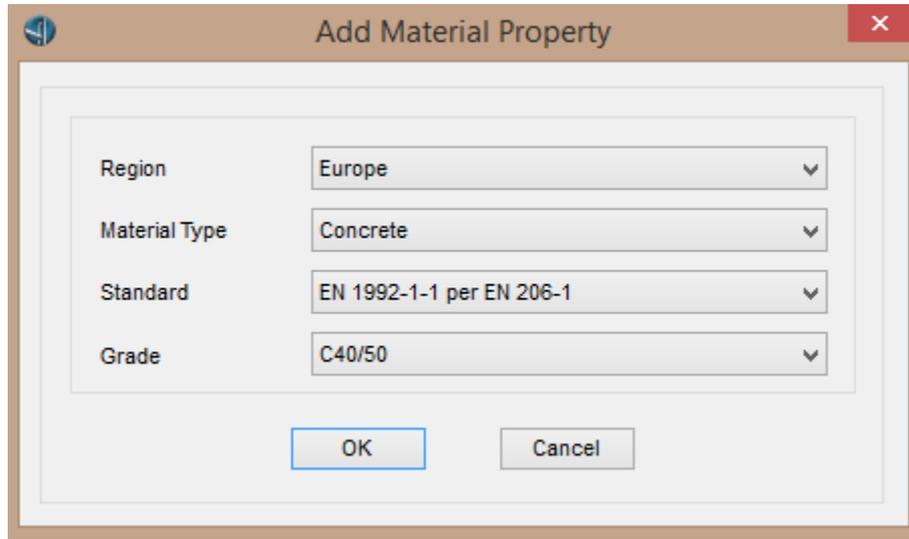


Figure 29 : Choix de Matériaux

Le tablier du pont a été modélisé en poutre béton « **Concrete box girders** » → « **Griders Vertical** »

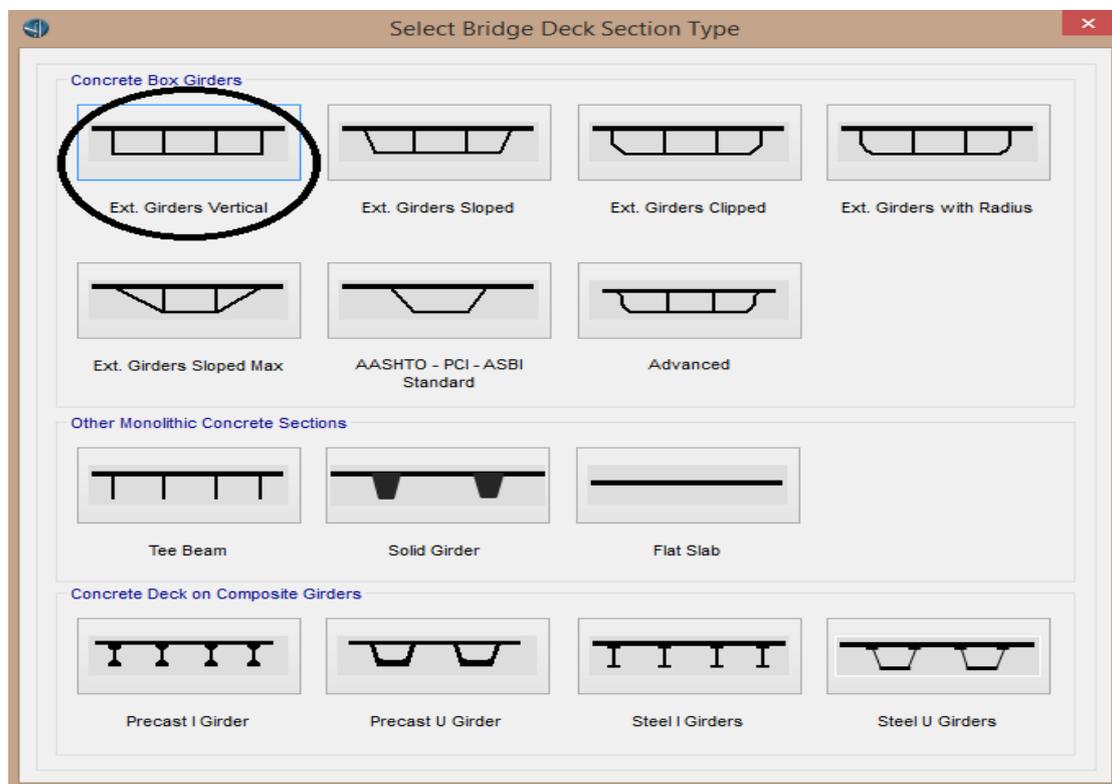


Figure 30: Choix de type caisson

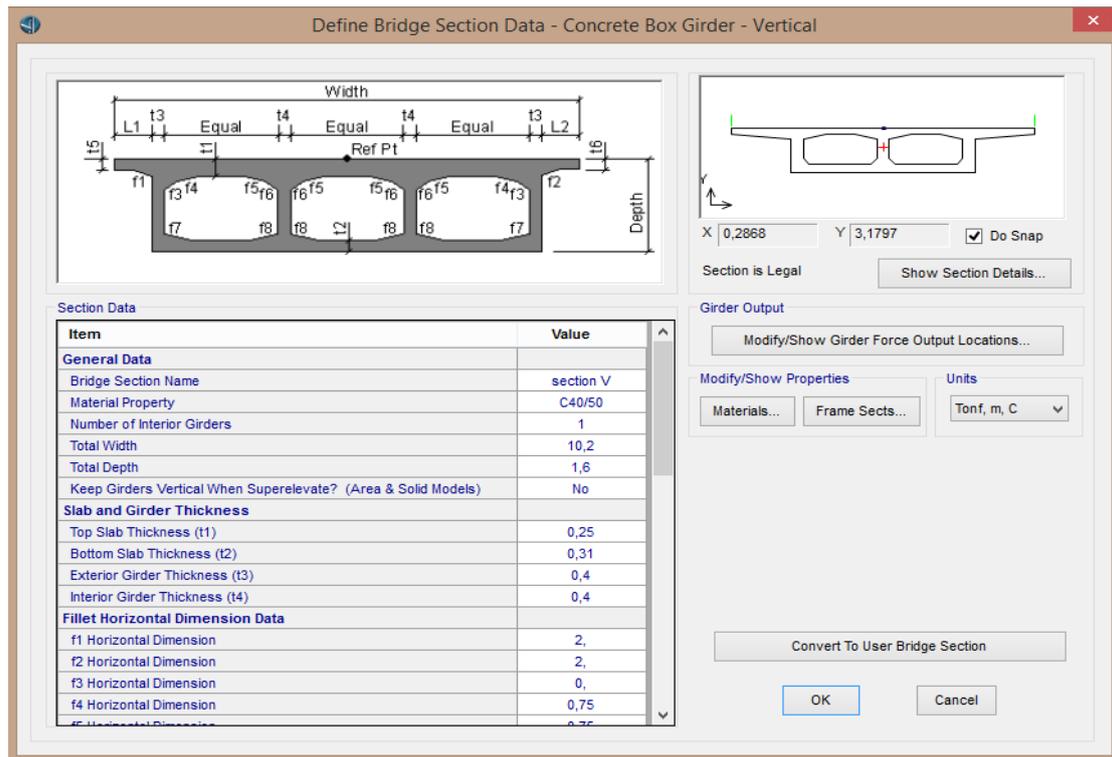


Figure 31: Définition des dimensionnements de caisson

La création des variations de poutre caisson (L'hourdis supérieur et inférieur, Les âmes, les goussets) : « **Components** » → « **Item** » → « **Superstructure-Variations** »

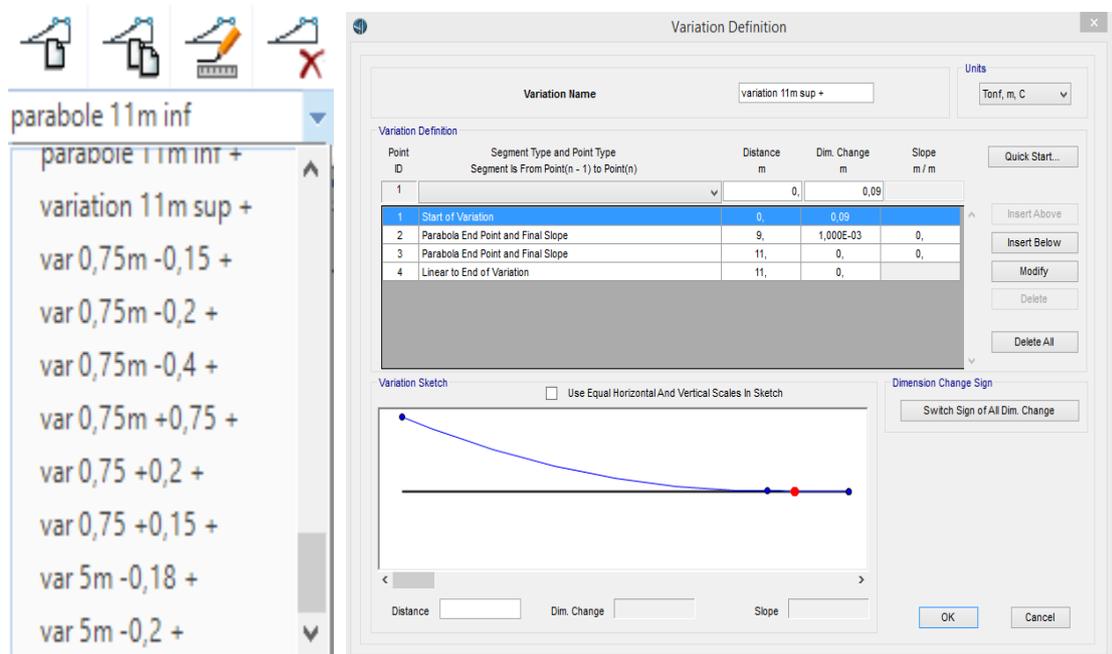


Figure 32: Définition des variations

Les piles sont modélisées par des éléments « **Bent Column** » 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.

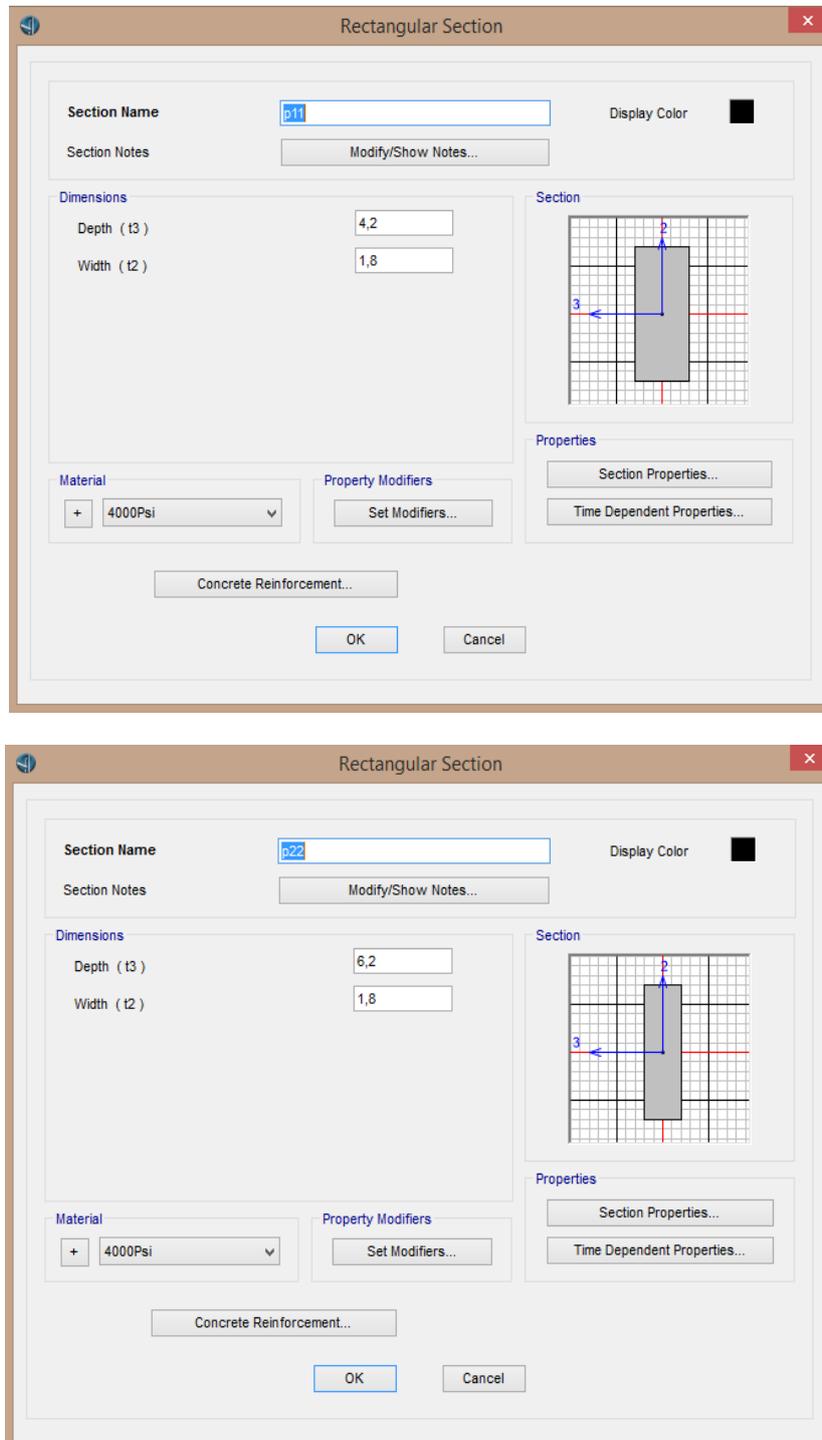


Figure 33: Dimensionnement des sections des piles

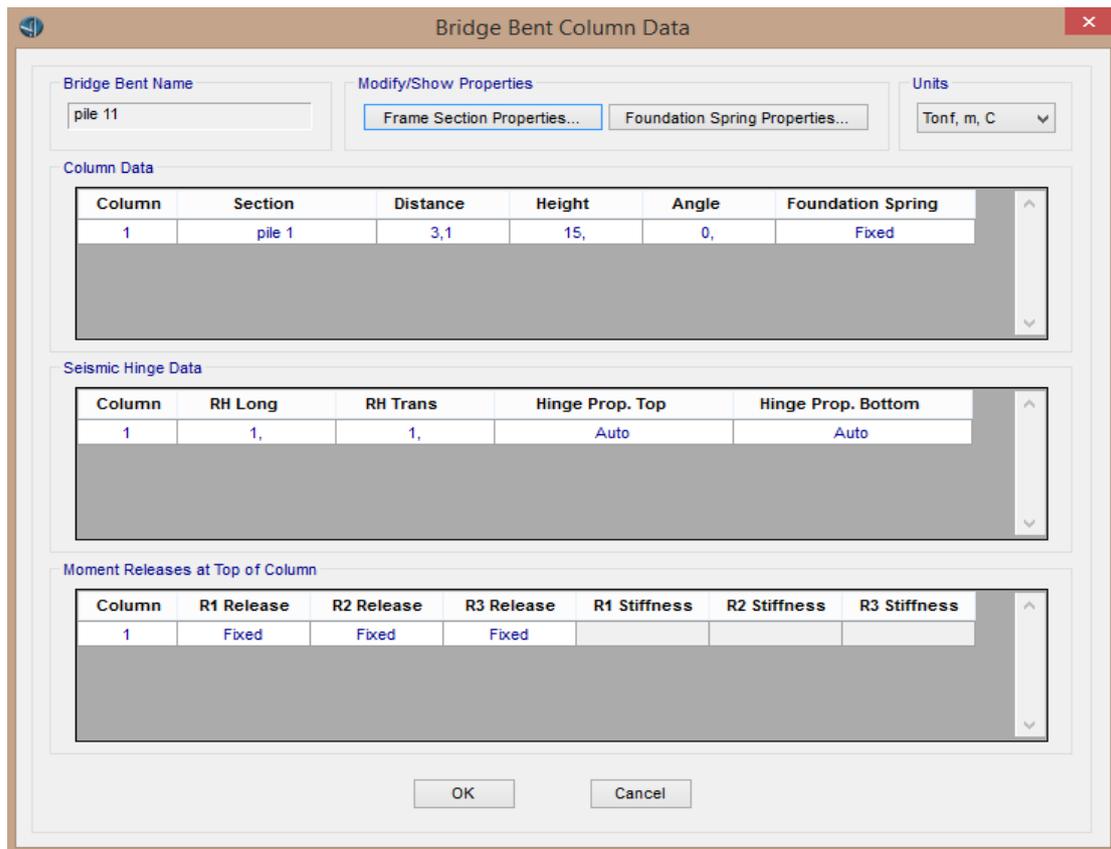
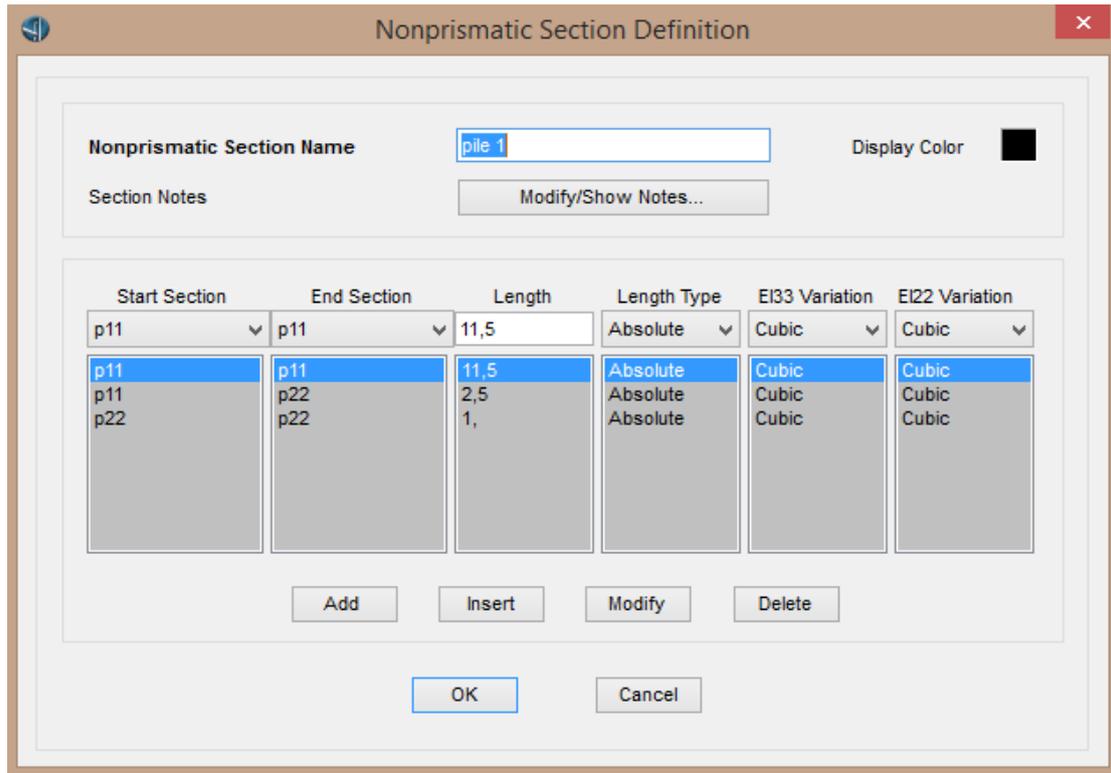


Figure 34: Dimensionnement des piles

Pour définir les piles : « Bridge » → « Supports » → « Bents ».

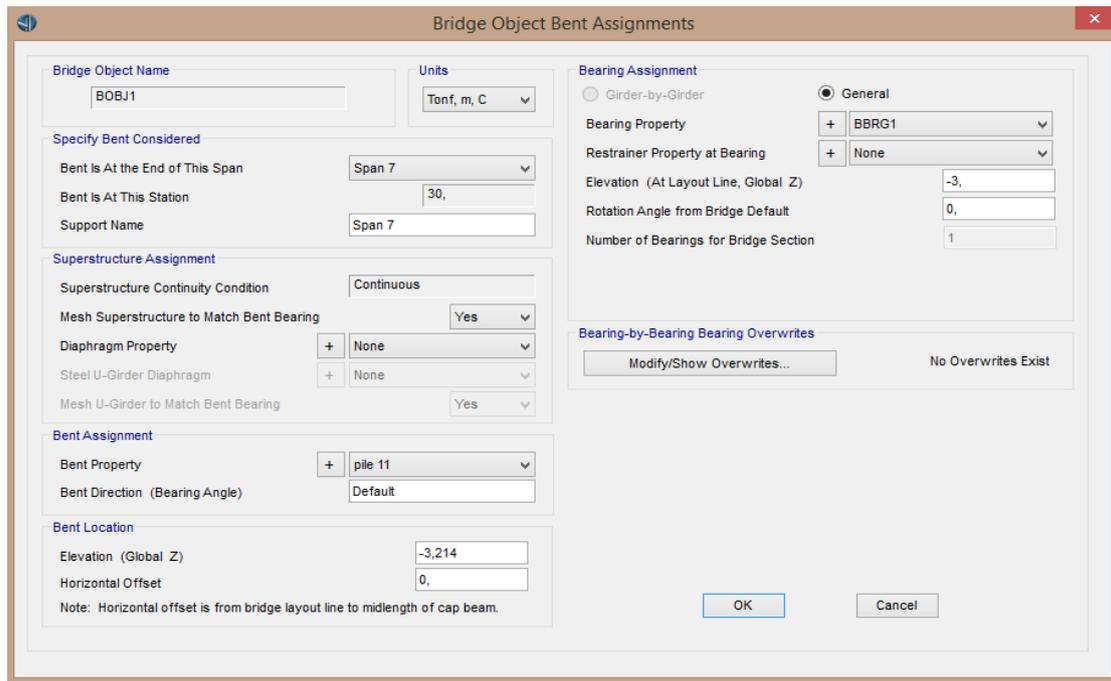


Figure 35: Définition des piles

Le tablier est basé sur des appuis simples et doubles

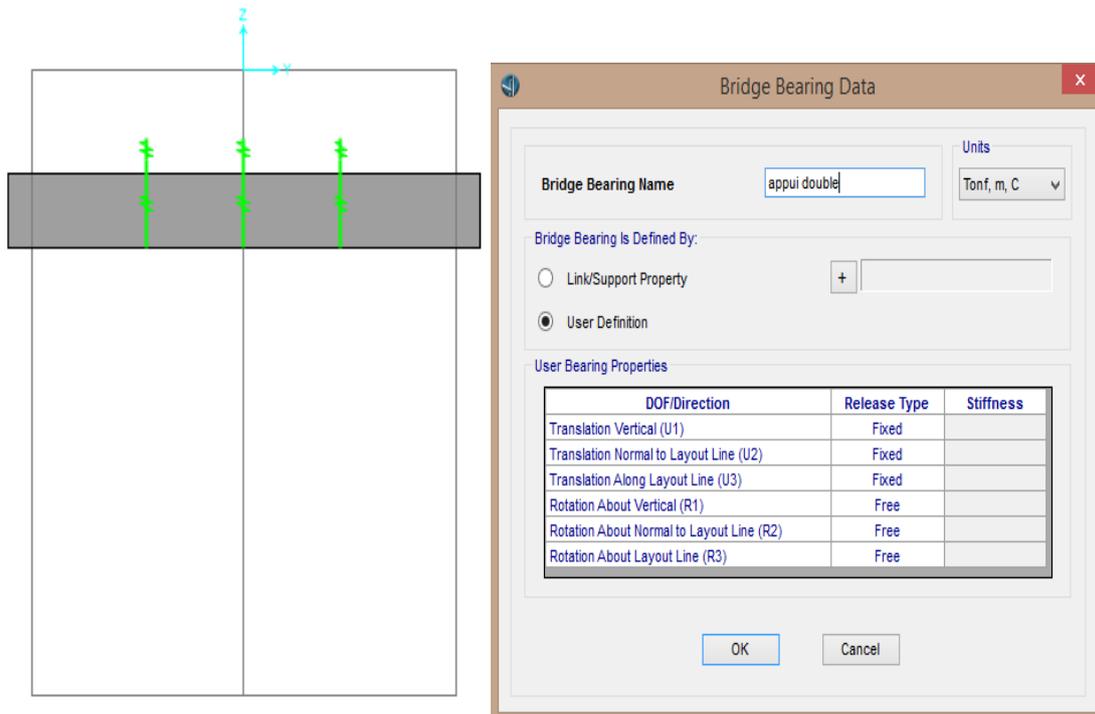


Figure 36: Définition des appuis

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.

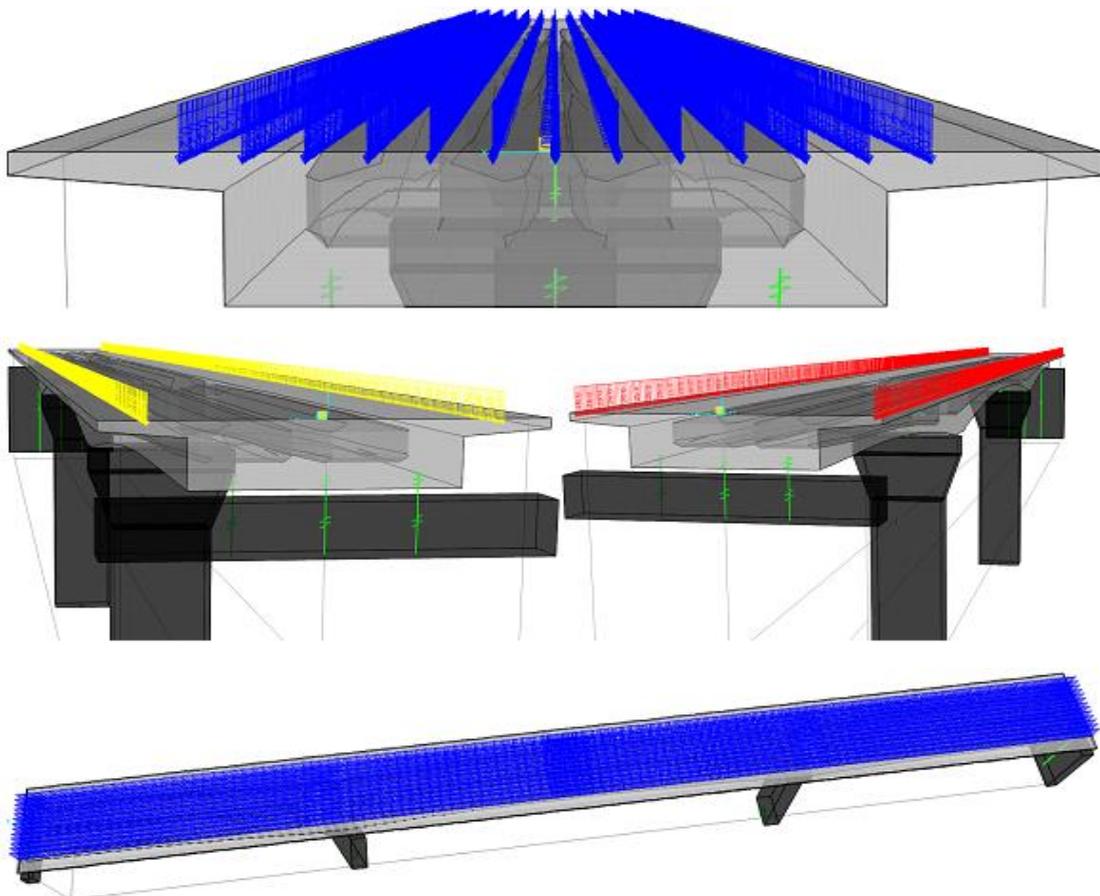


Figure 37: Application des charges permanentes sur le Tablier du pont

Les étapes de la définition :

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

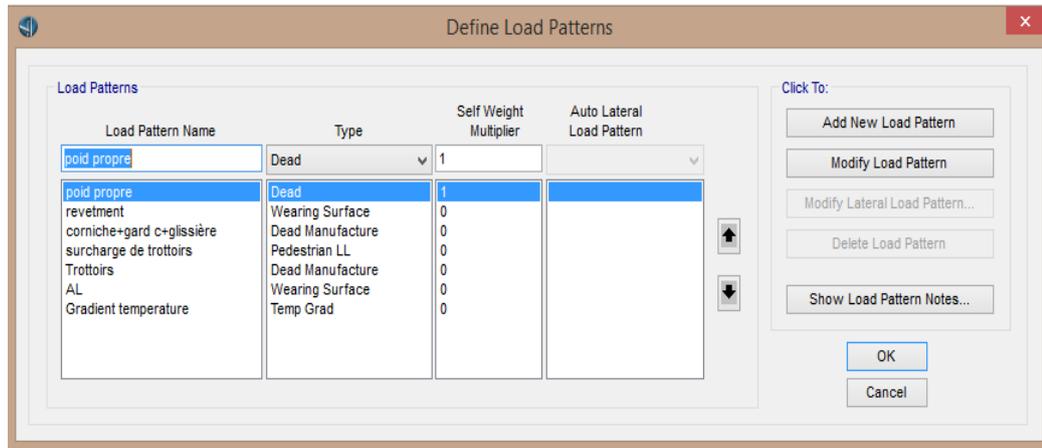


Figure 38: Définition de model de charge

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

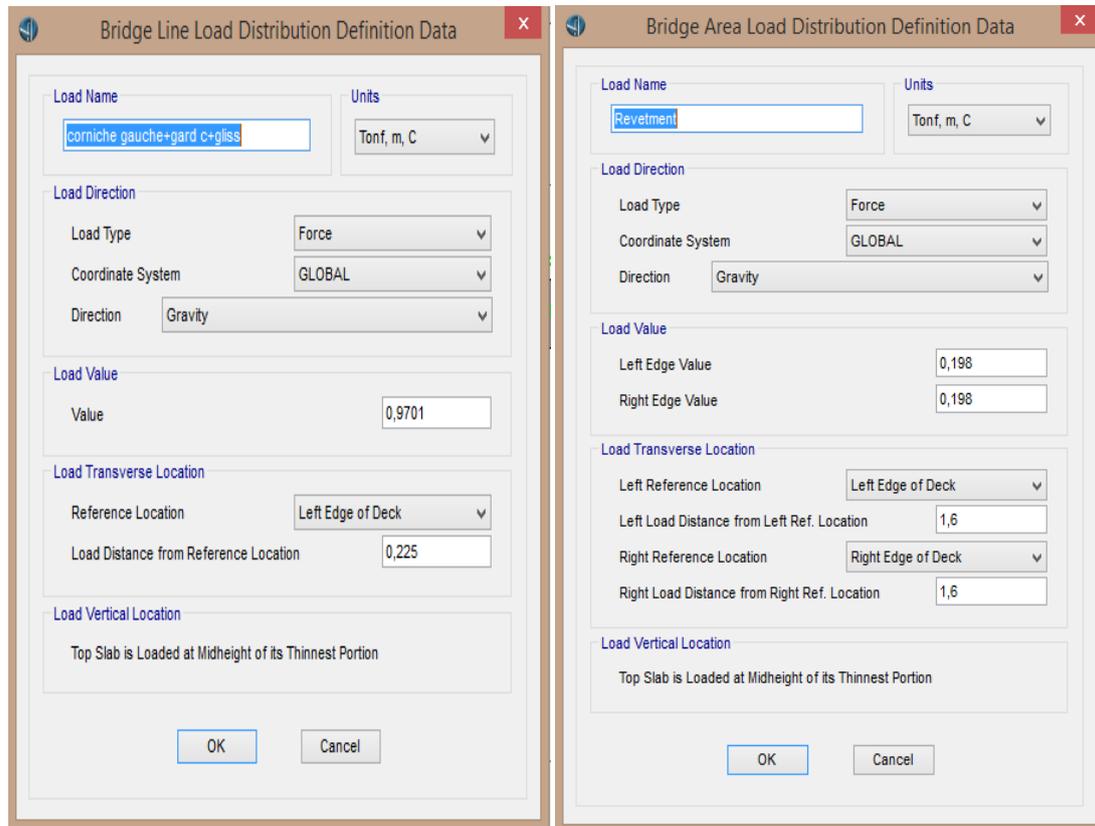


Figure 39: Définition de la valeur d'une charge linéaire et surfacique

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

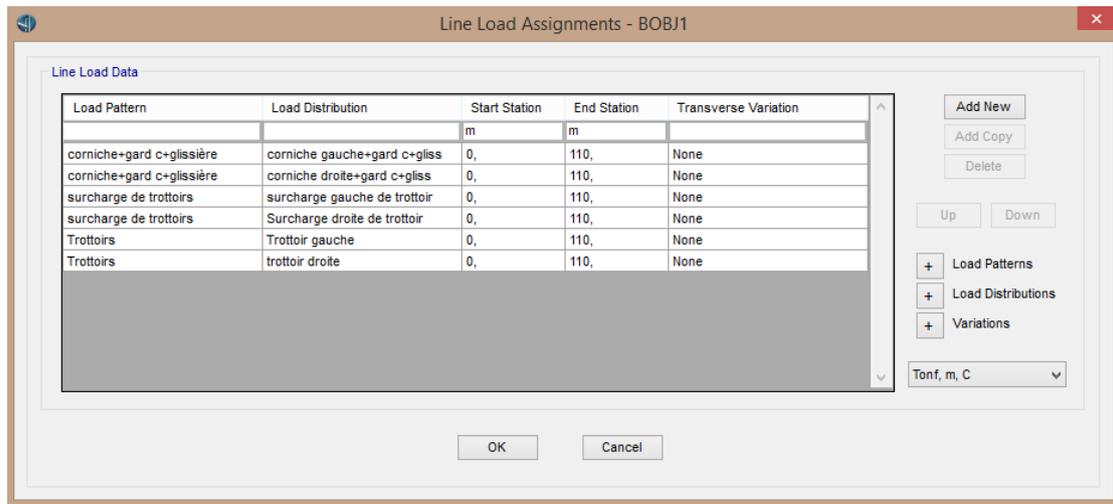


Figure 40: Détermination des lignes de chargement

Définition des charges roulantes :

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

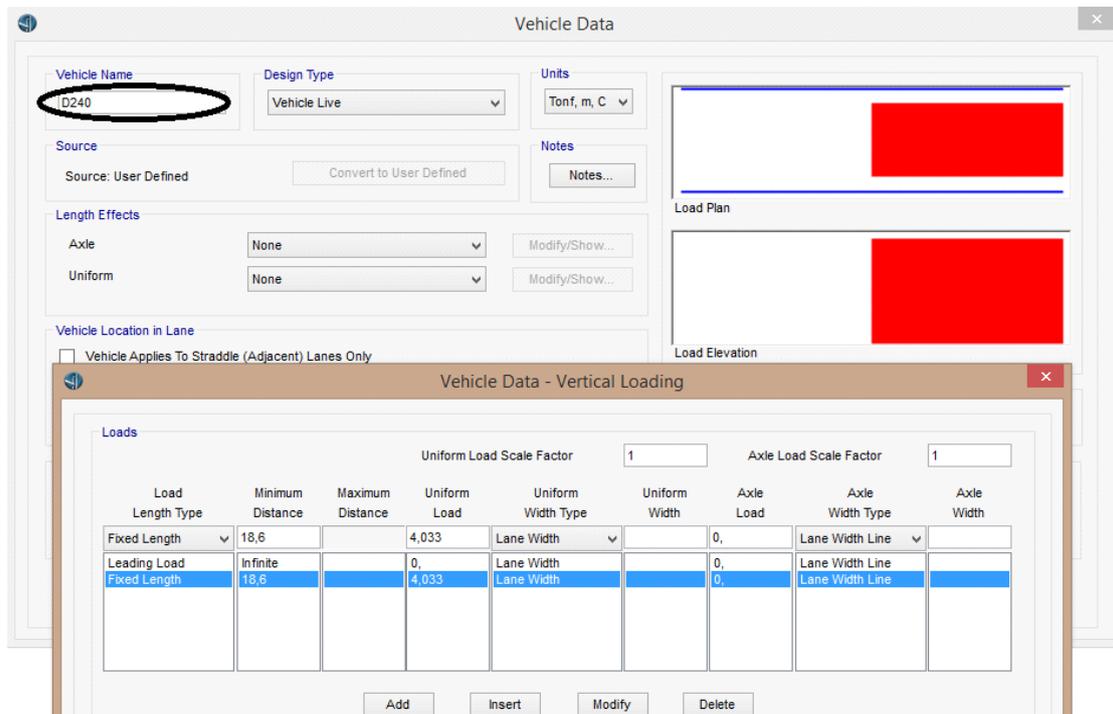


Figure 41: définition de la surcharge D240

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

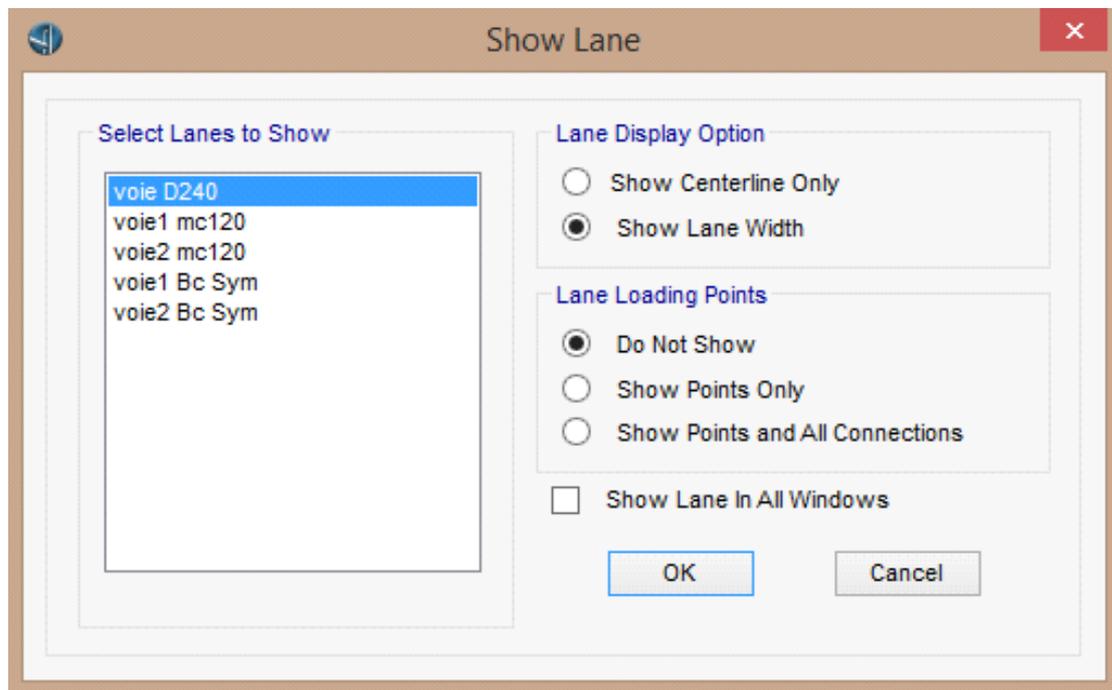


Figure 42: Présentation des voies

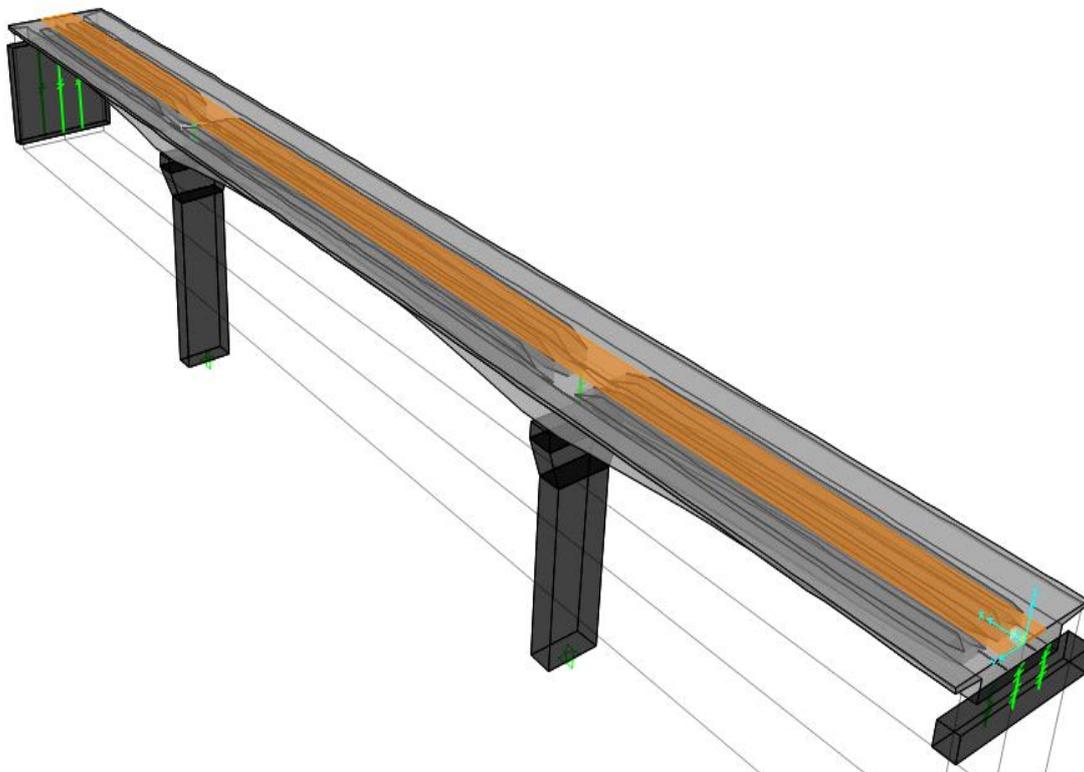


Figure 43: Voie de la surcharge D240 sur le model

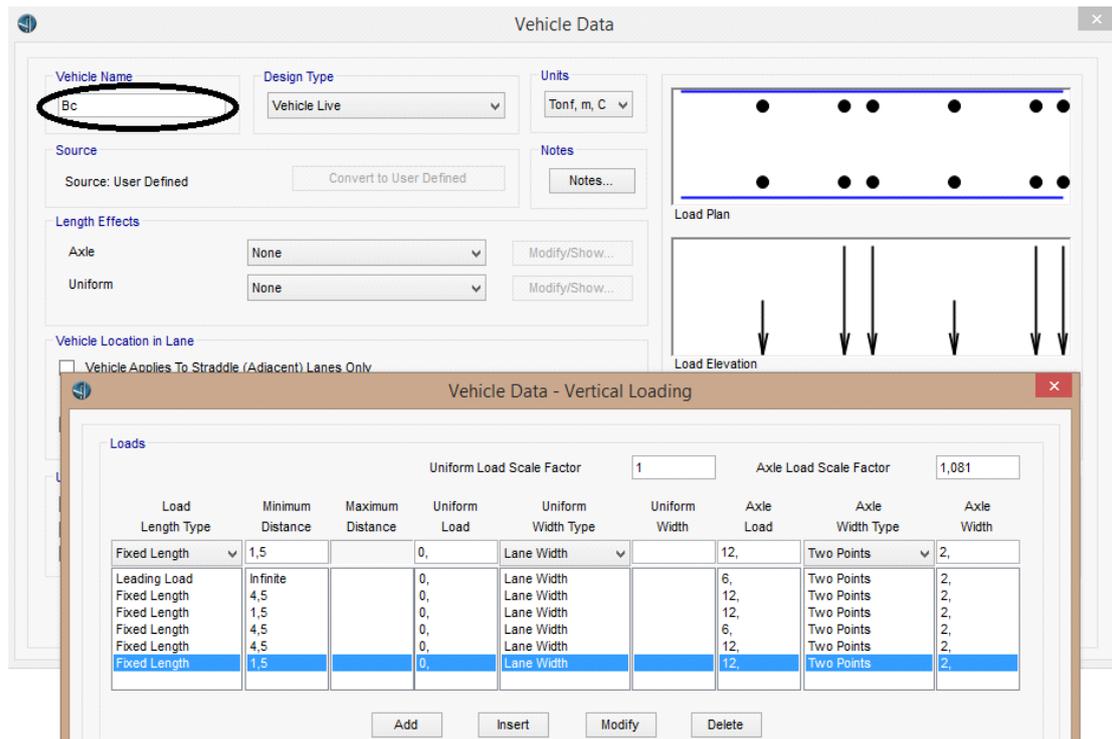


Figure 44: Définition de la surcharge D240

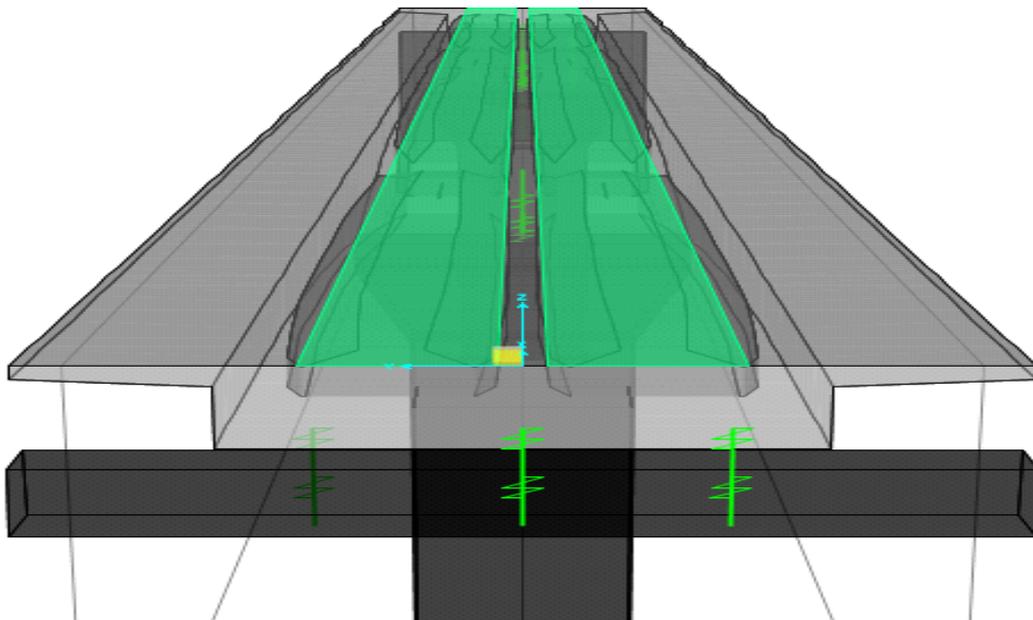


Figure 45: Voie de la charge bc sur le model

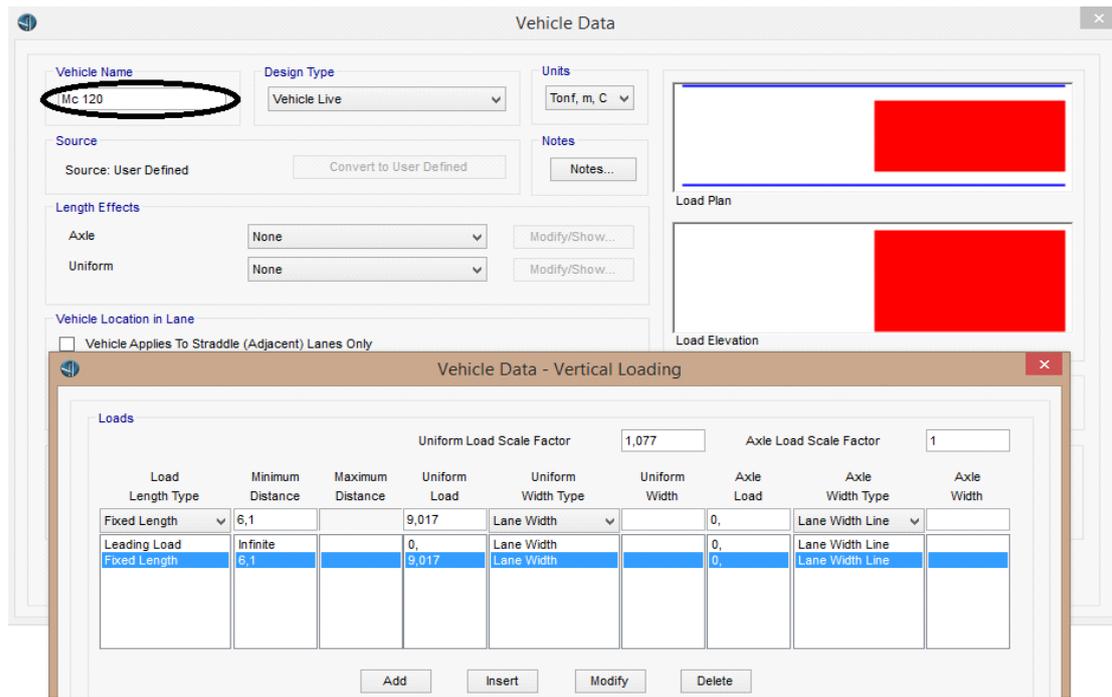


Figure 46: Définition de la surcharge MC120

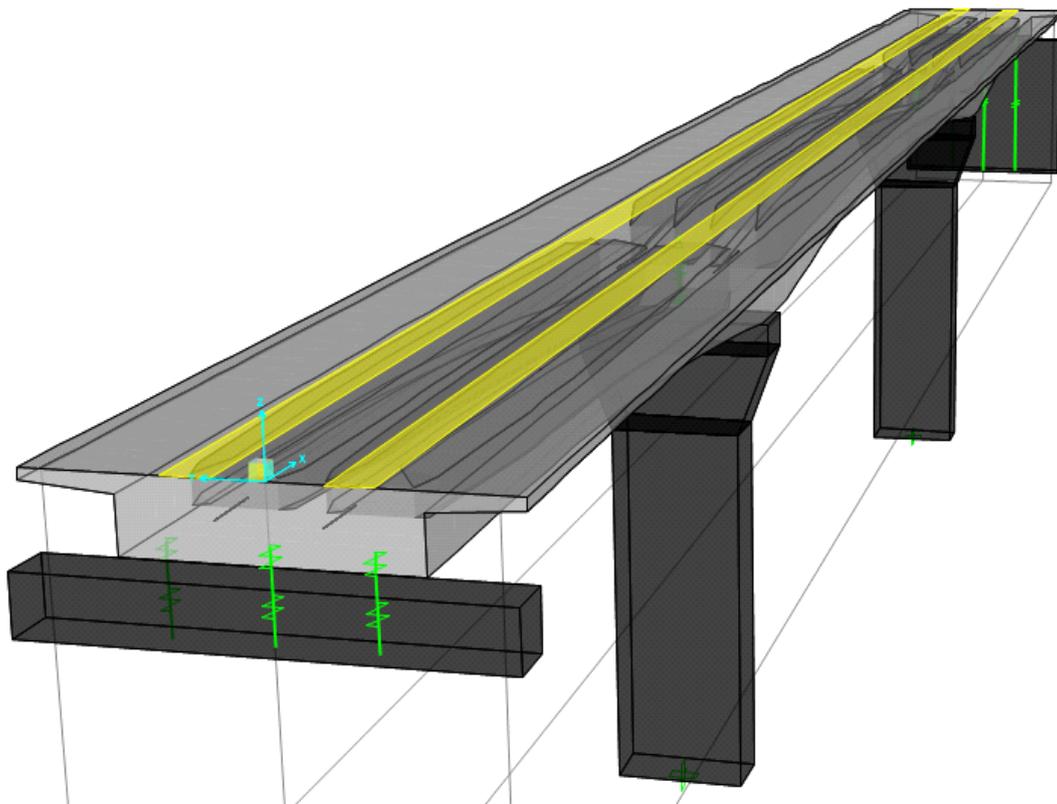


Figure 47: Voie de la surcharge MC120

Pour la définition de la surcharge du trottoir : « loads » → « type » → « load distributions-line »

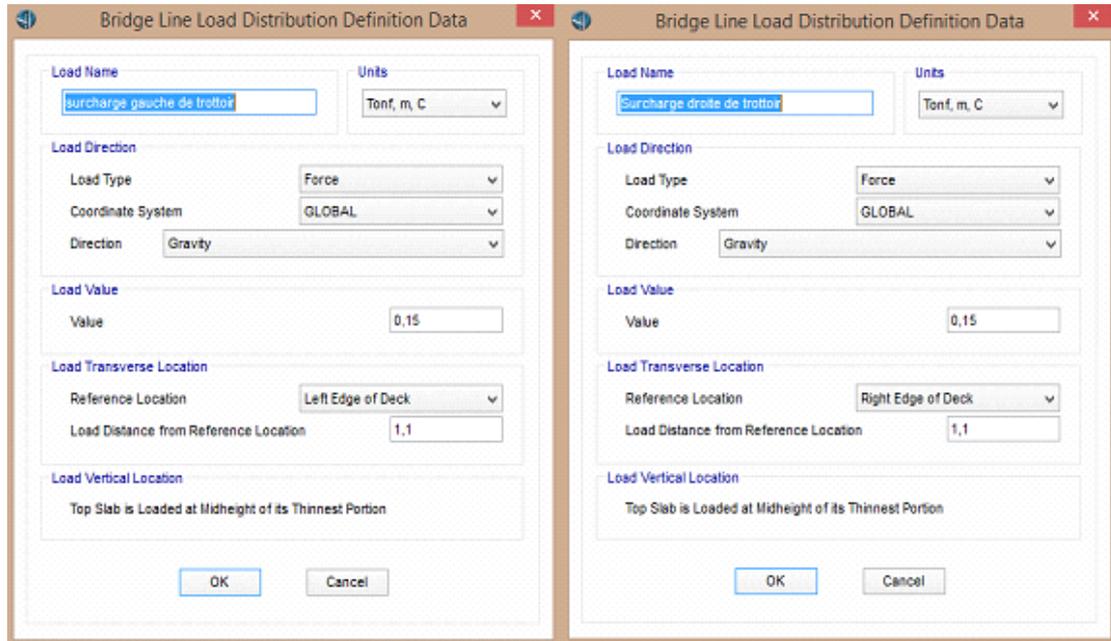


Figure 48: Définition de la surcharge des trottoirs

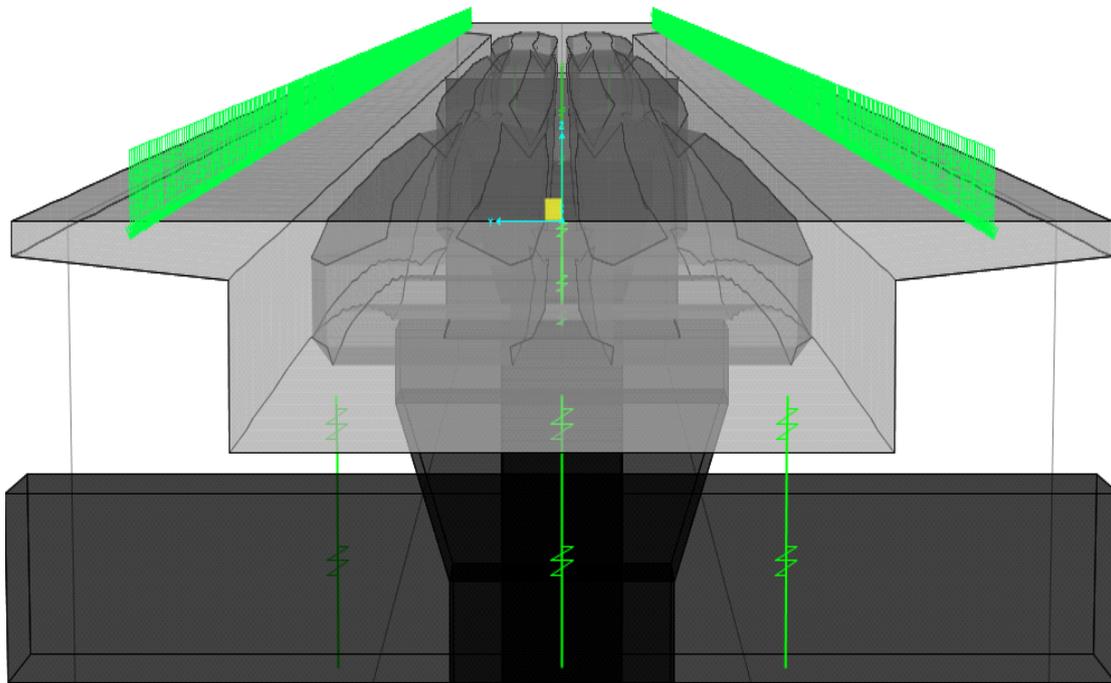


Figure 49: Application de la surcharge des trottoirs sur le tablier

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.

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

Tableau 14: Différence de température positive et négative

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.

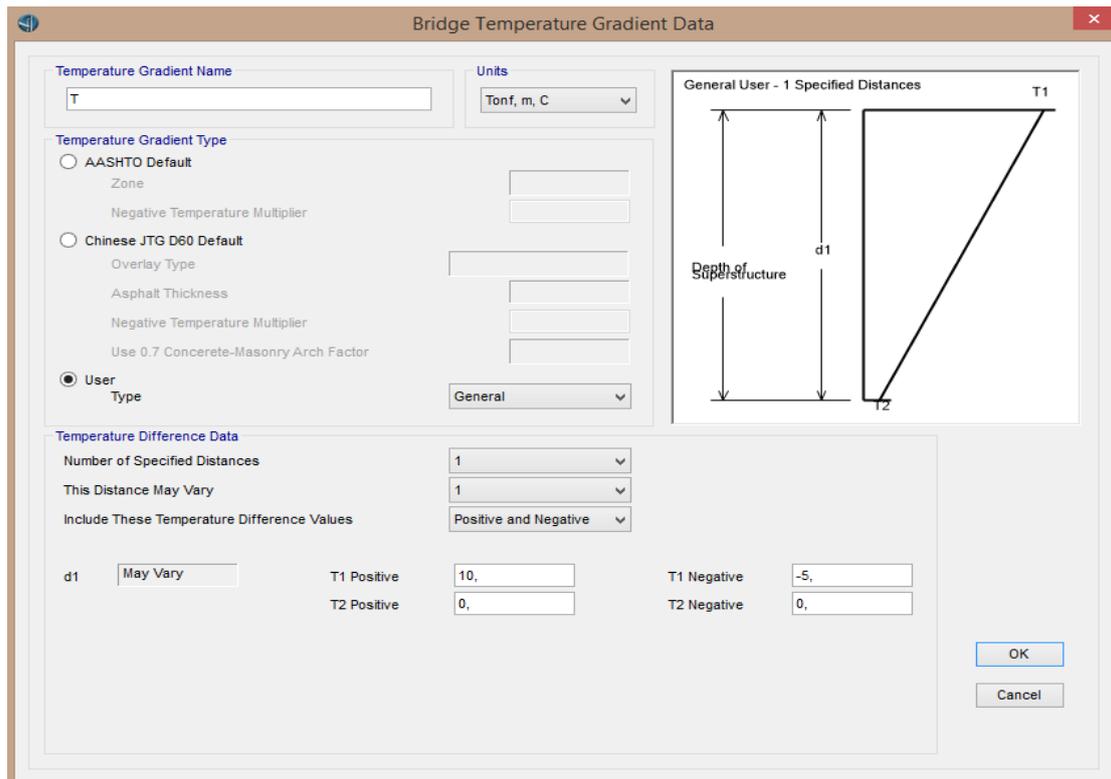


Figure 50: Introduction du gradient thermique dans le logiciel

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 :

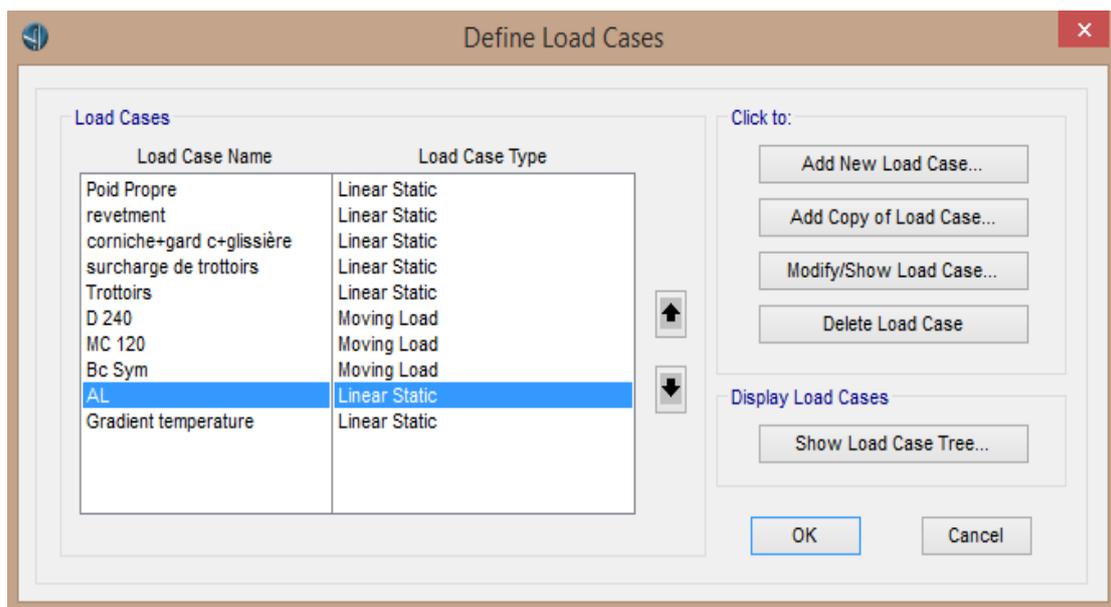


Figure 51: Détermination des charges

Les combinaisons d'action

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

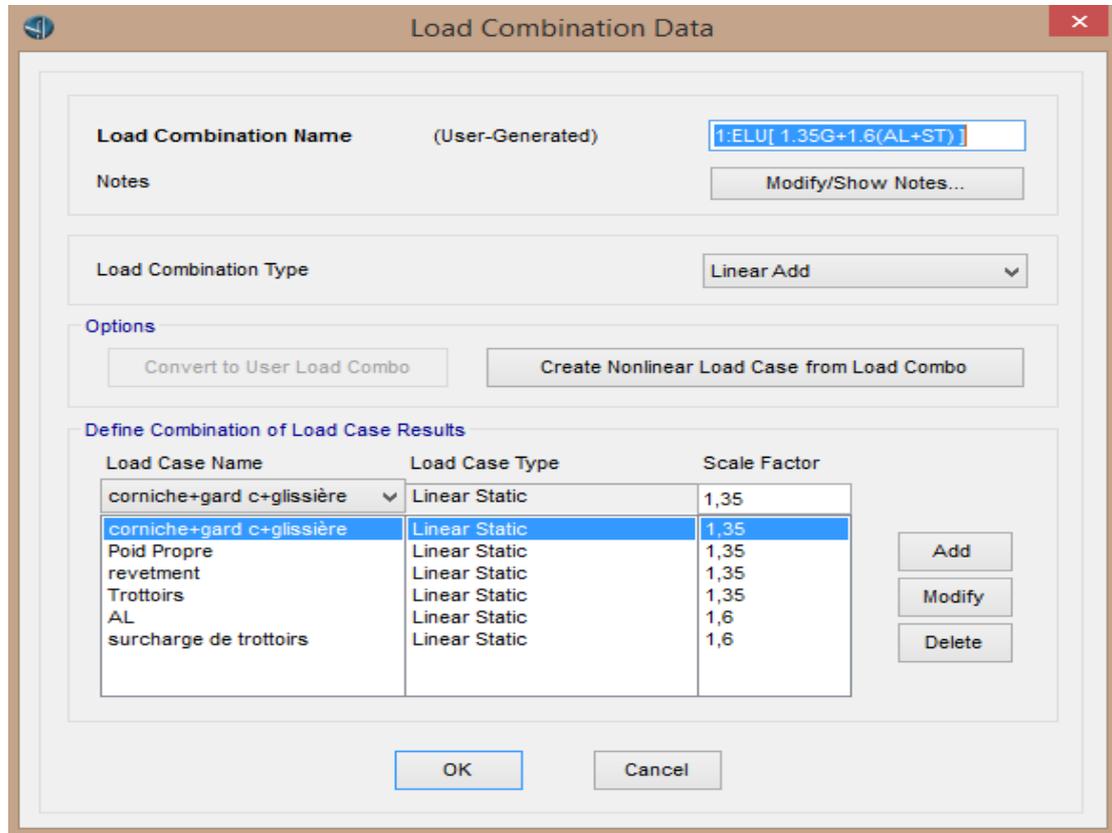


Figure 52: Détermination des Combinaisons d'actions

3. Les sollicitations

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

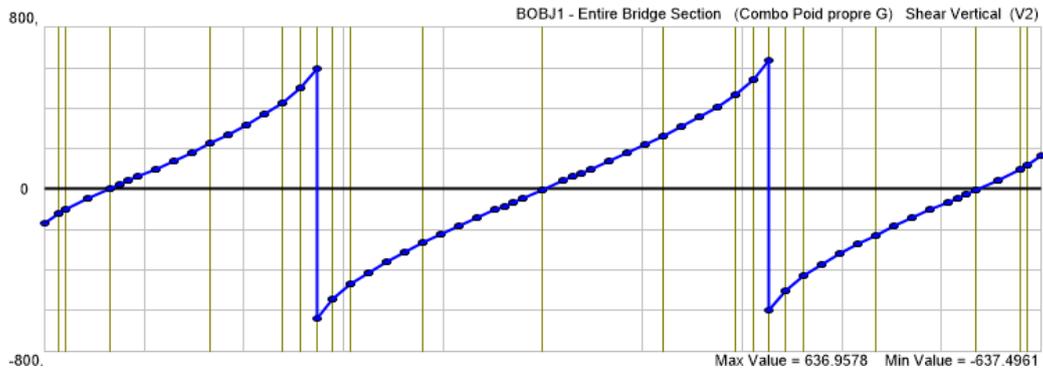


Figure 53: Diagramme des efforts tranchants de poids propre au niveau de tablier

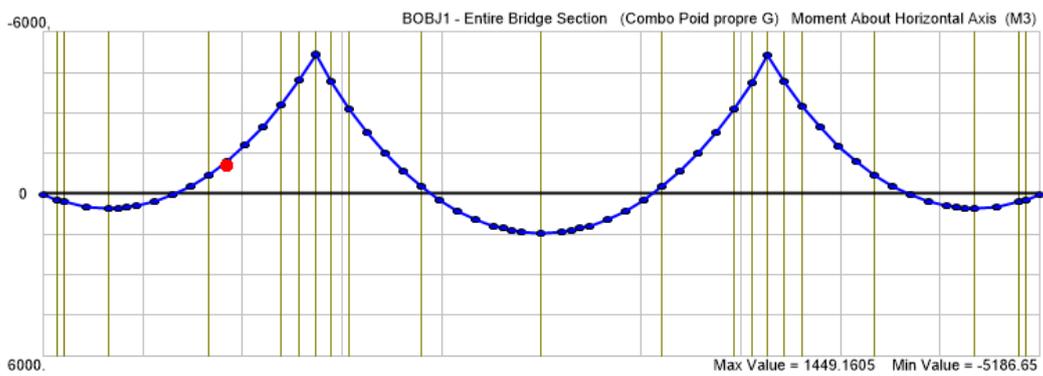


Figure 54: Diagramme des Moments fléchissant de poids propre au niveau de tablier

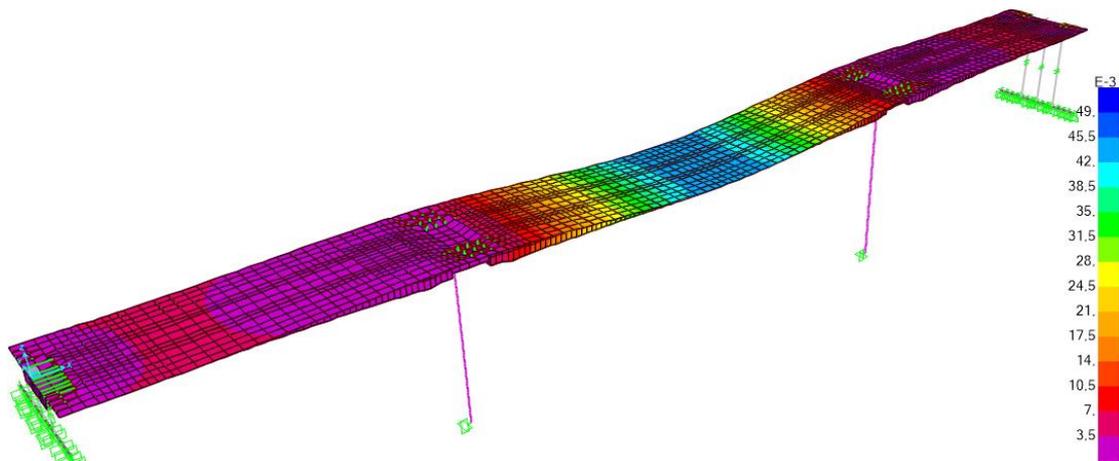


Figure 55: Déformation du tablier sous le poids propre G

Sollicitations engendrées par la surcharge de trottoirs «ST» :

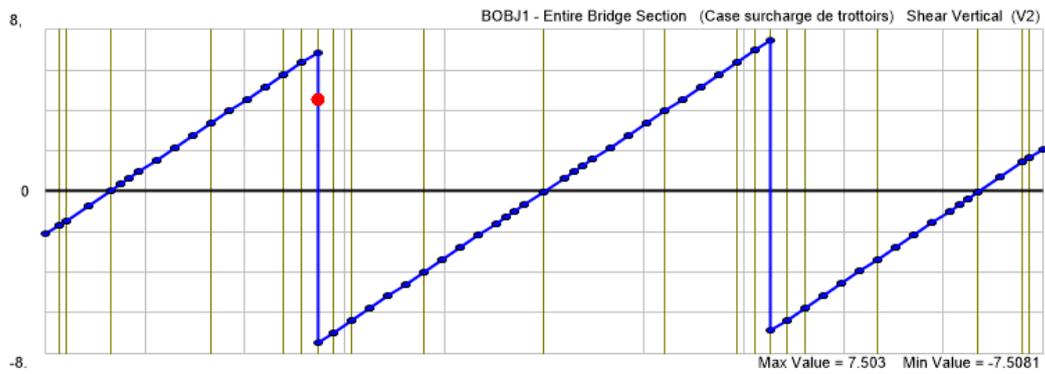


Figure 56: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge des trottoirs ST au niveau de tablier

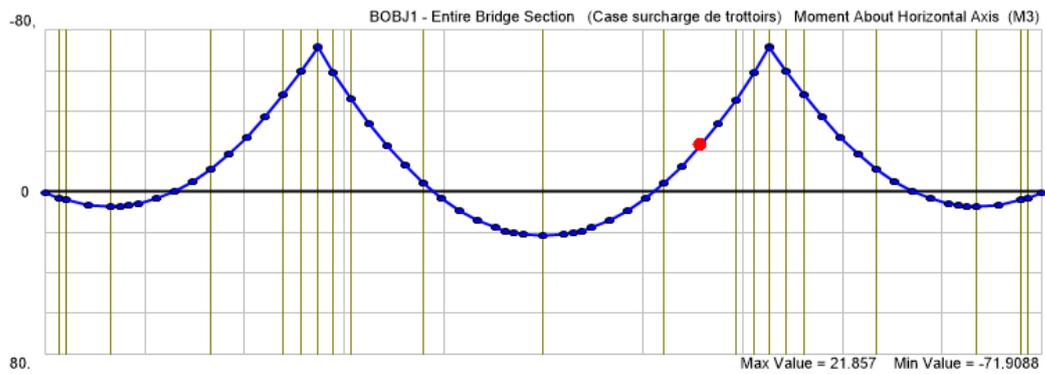


Figure 57: Diagramme des Moments fléchissant de la surcharge des trottoirs ST au niveau de tablier

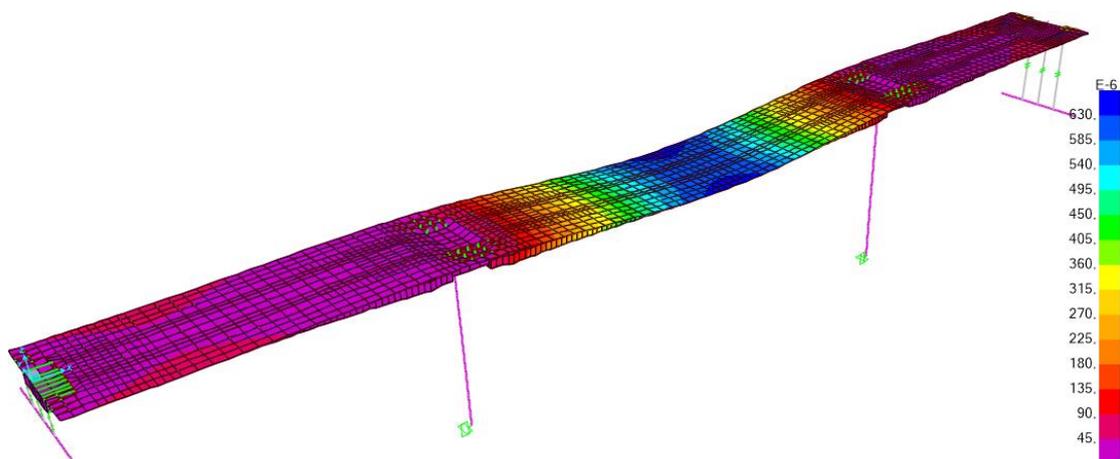


Figure 58: Déformation du tablier sous la surcharge des trottoirs ST

Sollicitations engendrées par le gradient thermique « T » :

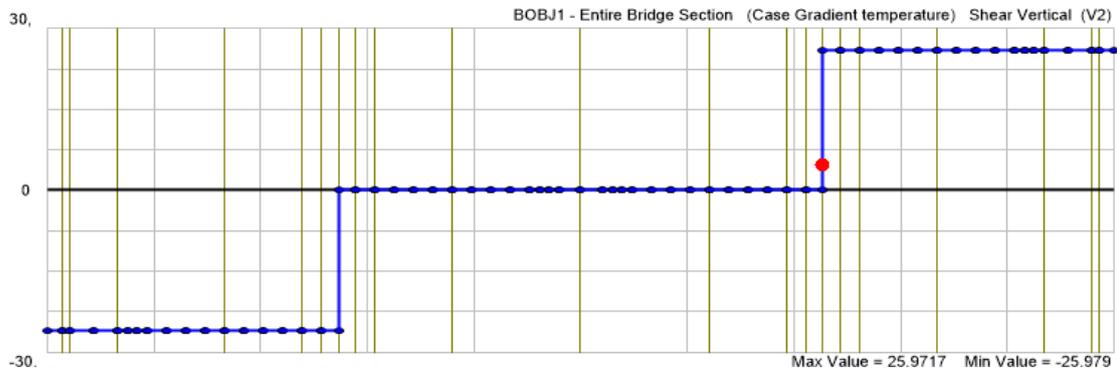


Figure 59: Diagramme des efforts tranchants de gradient thermique au niveau de tablier

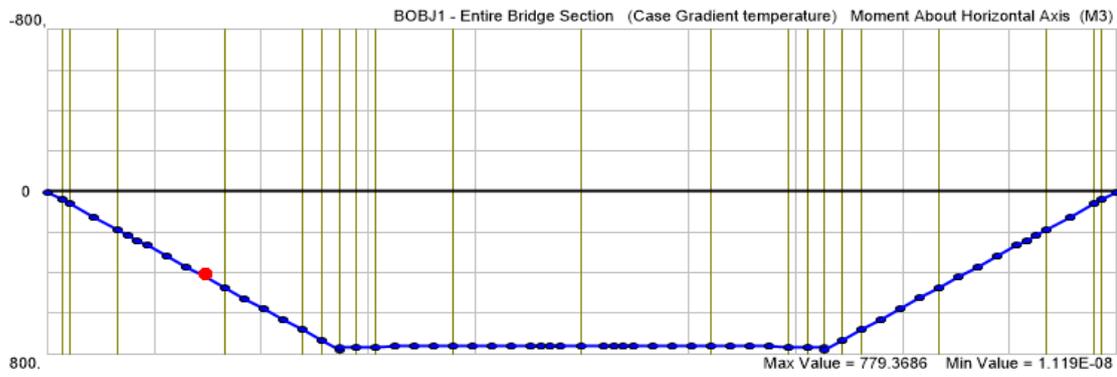


Figure 60: Diagramme des Moment fléchissant de gradient thermique au niveau de tablier

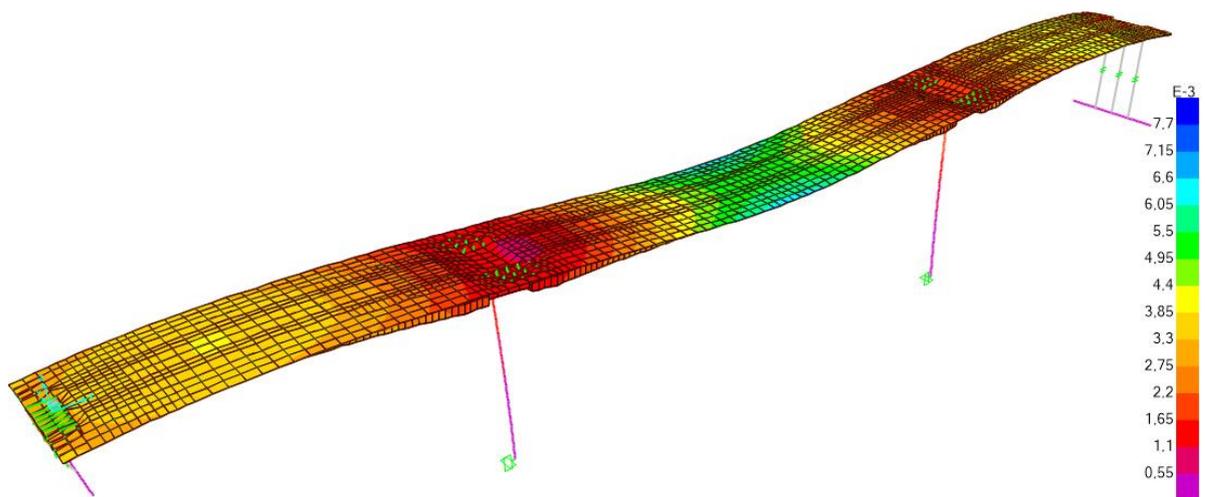


Figure 61: Déformation du tablier sous le gradient thermique

Sollicitations engendrées par la surcharge AL «AL» :

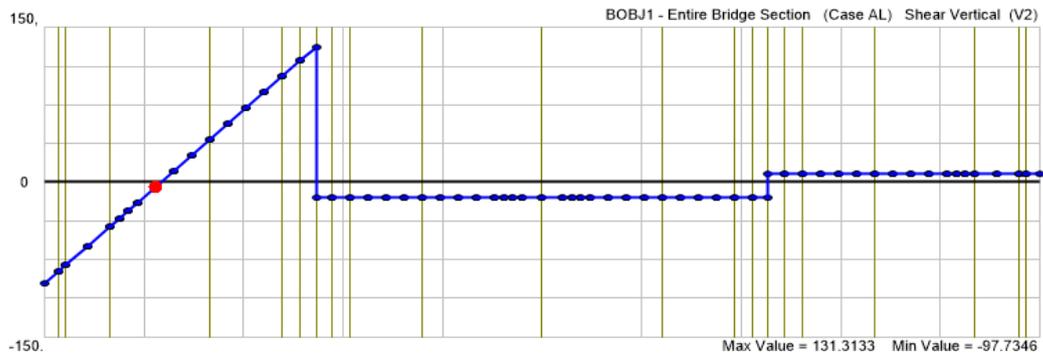


Figure 62: Diagramme des efforts tranchants de surcharge AL au niveau de tablier

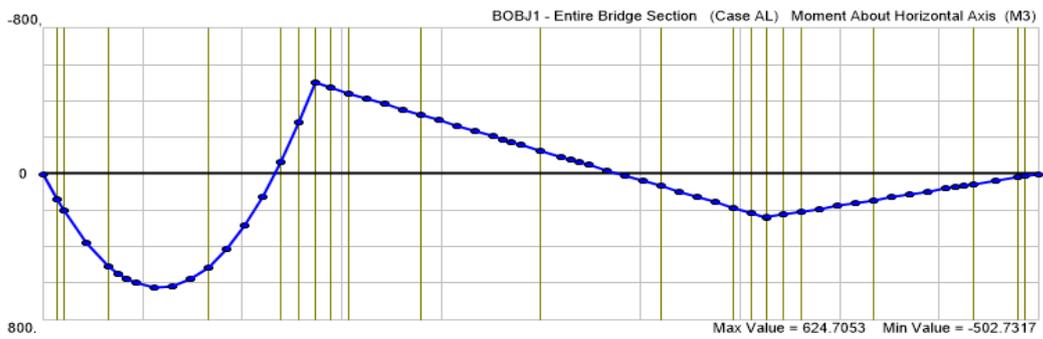


Figure 63: Diagramme des moments fléchissant de la surcharge AL au niveau de tablier

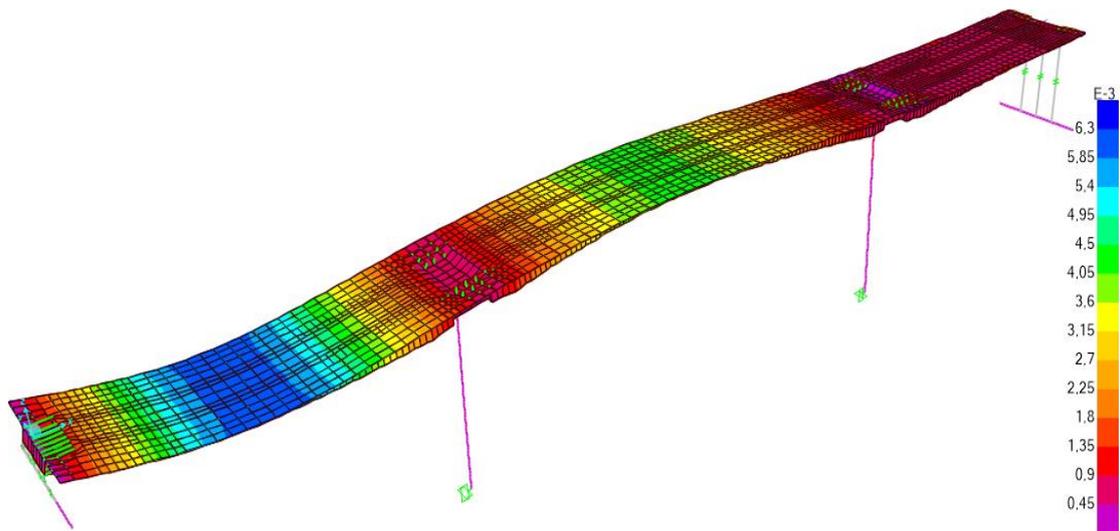


Figure 64: Déformation du tablier sous la surcharge AL.

Sollicitations engendrées par la surcharge MC120 «MC 120» :

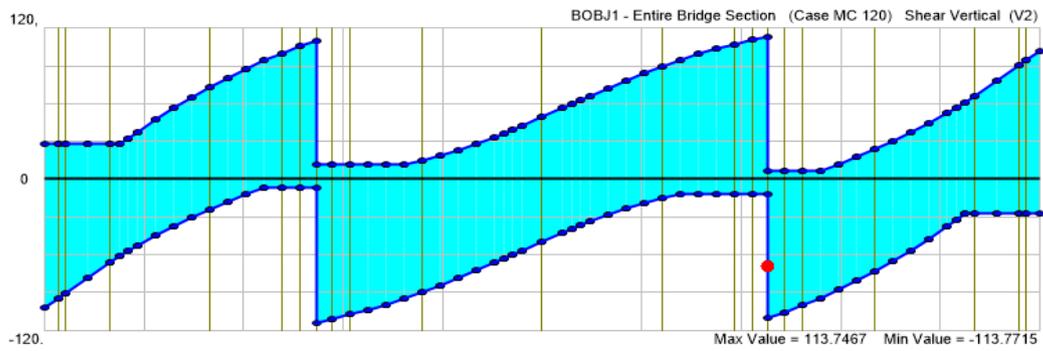


Figure 65: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge MC120 au niveau de tablier

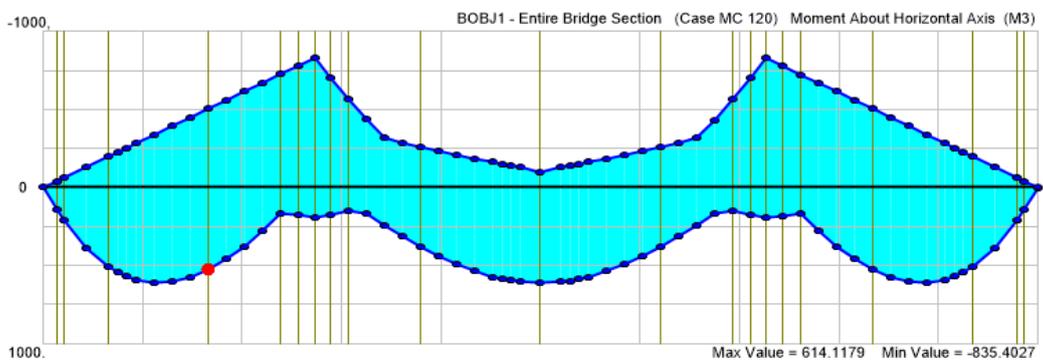


Figure 66: Diagramme des moments fléchissant de la surcharge MC120 au niveau de tablier

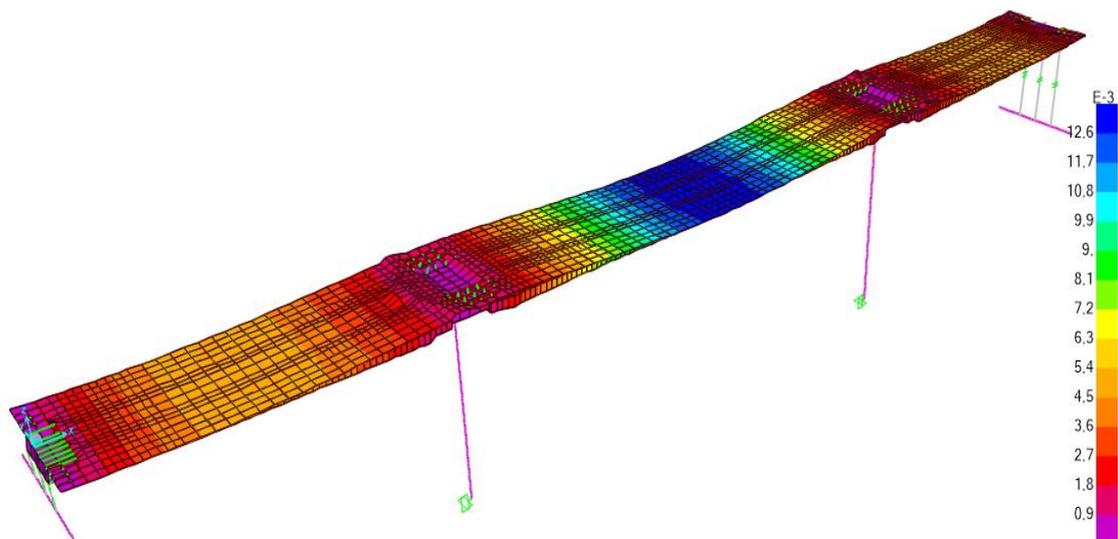


Figure 67: Déformation du tablier sous la surcharge MC120.

Sollicitations engendrées par la surcharge D240 «D240» :

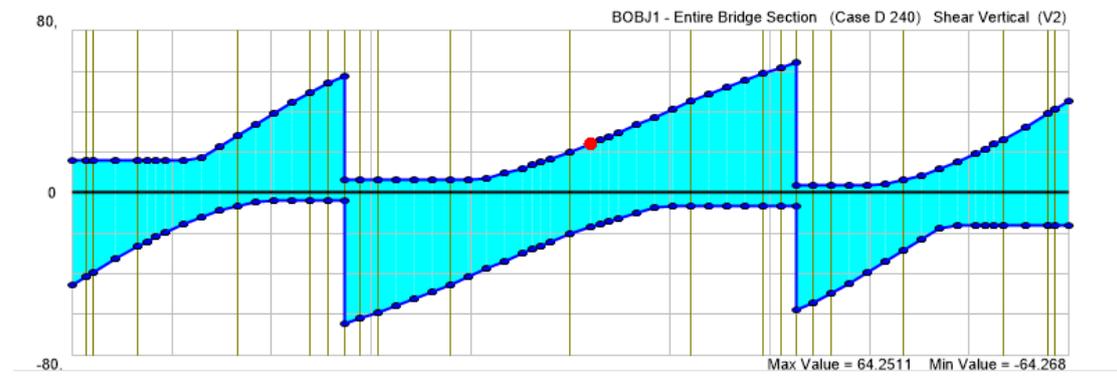


Figure 68: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge D240 au niveau de tablier

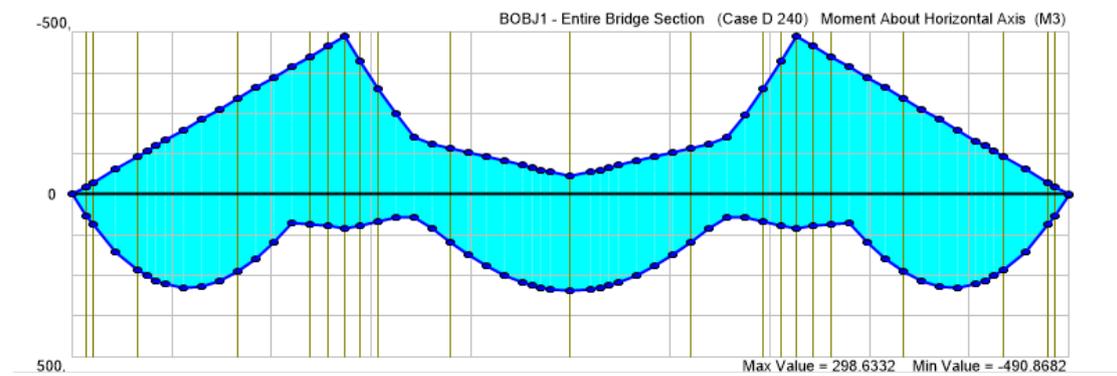


Figure 69 : Diagramme des moments fléchissant de la surcharge D240 au niveau de tablier

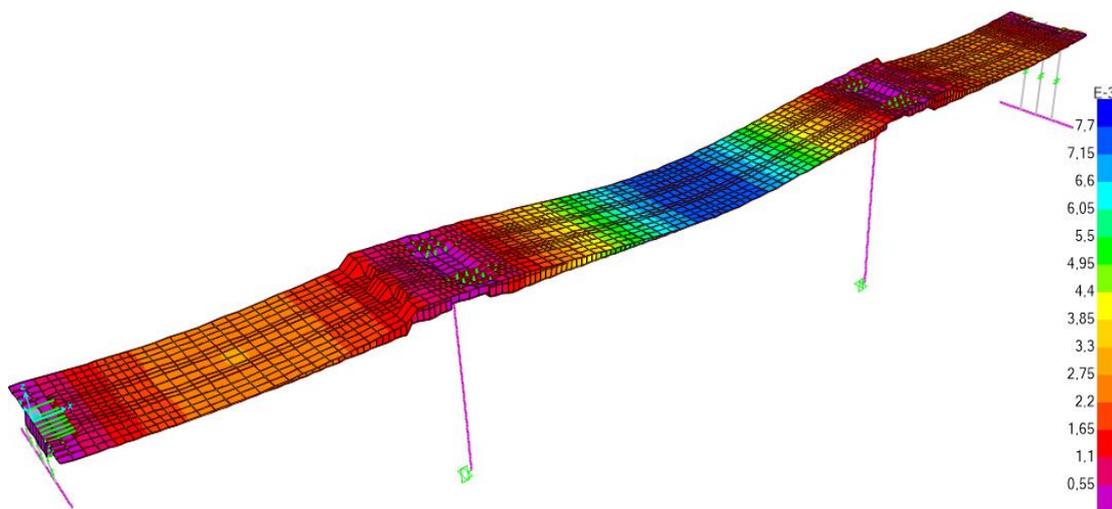


Figure 70: Déformation du tablier sous la surcharge D240.

Sollicitations engendrées par la surcharge Bc «Bc» :

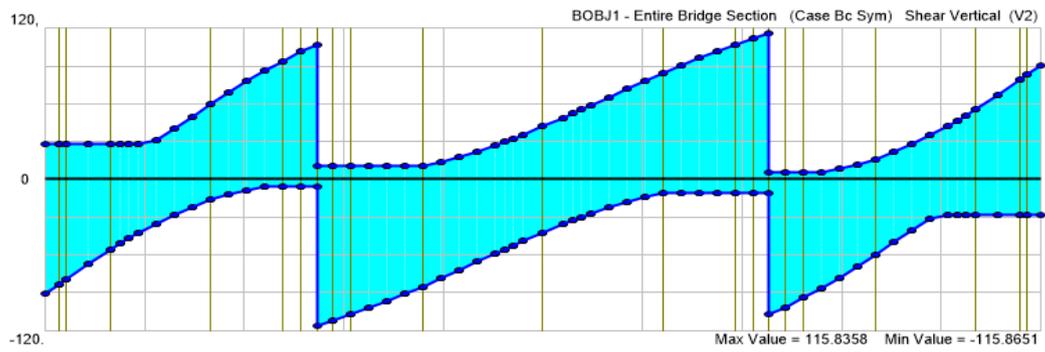


Figure 71: Diagramme des efforts tranchants de la surcharge Bc au niveau de tablier

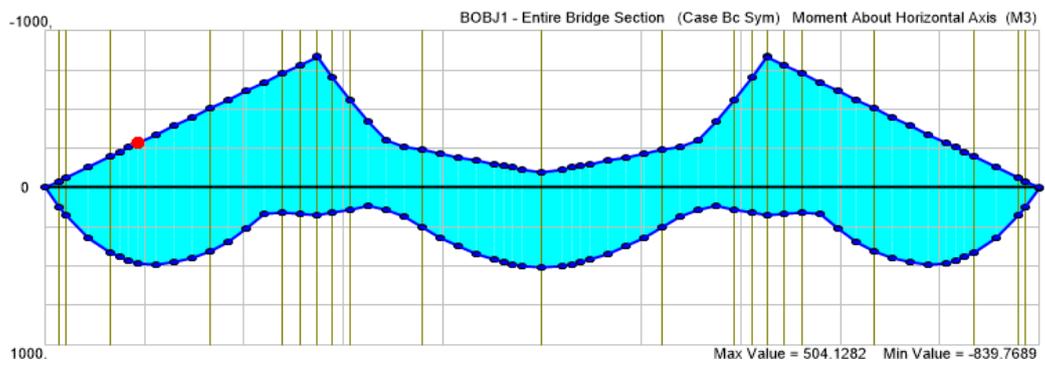


Figure 72: Diagramme des moments fléchissant de la surcharge Bc au niveau de tablier

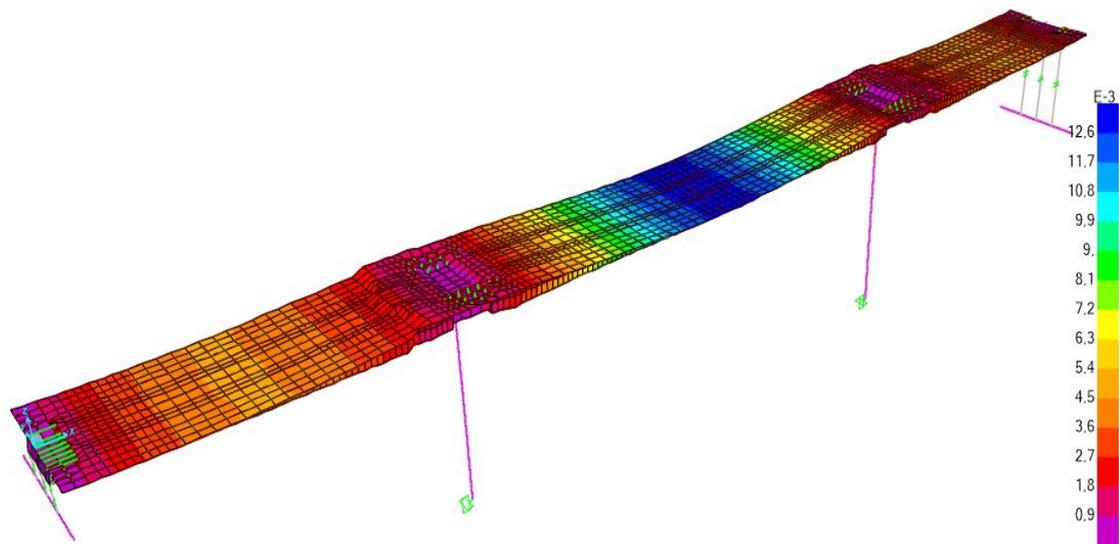


Figure 73: Déformation du tablier sous la surcharge Bc.

Etats limites ultime « ELU »

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

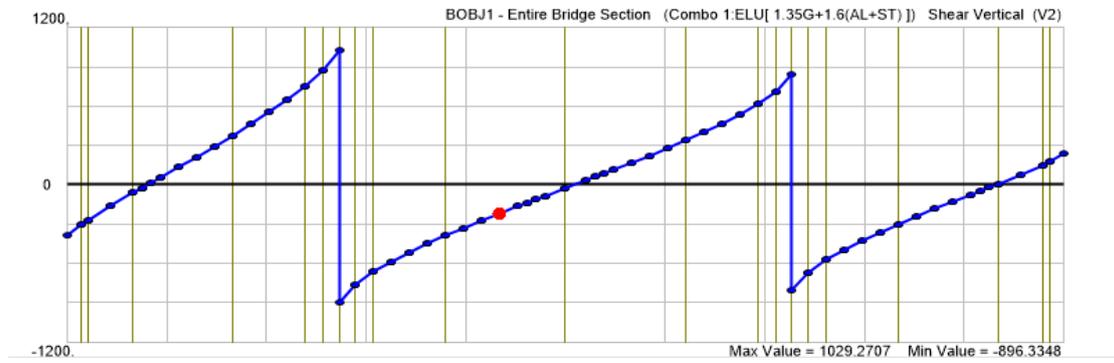


Figure 74: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 1 (ELU) au niveau de tablier



Figure 75: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 1 (ELU) au niveau de tablier

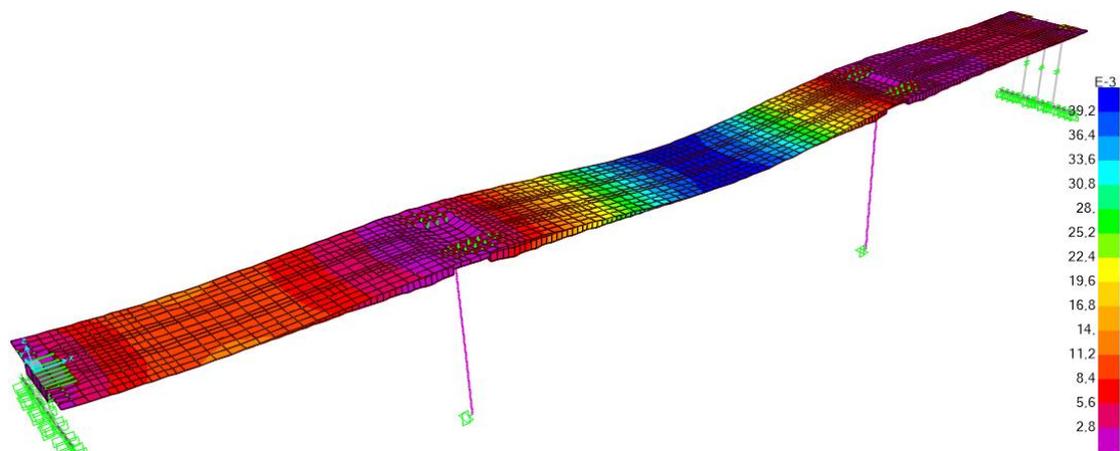


Figure 76: Déformation du tablier sous la combinaison 1 (ELU)

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



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

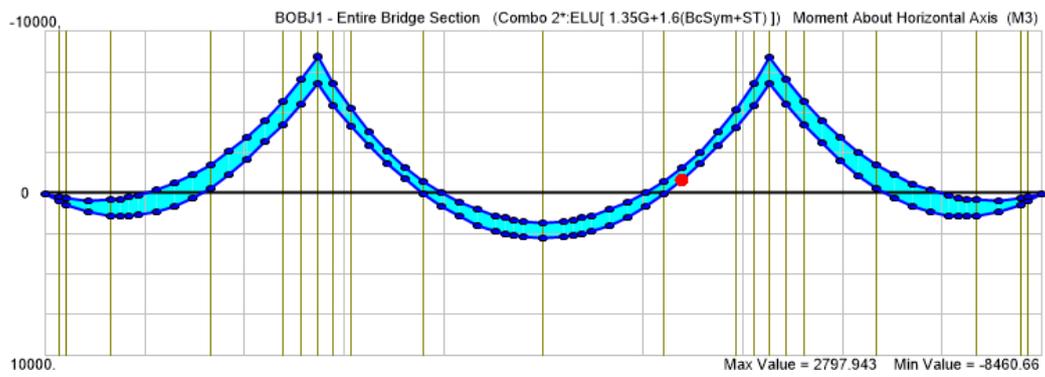


Figure 78: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 2 (ELU) au niveau de tablier

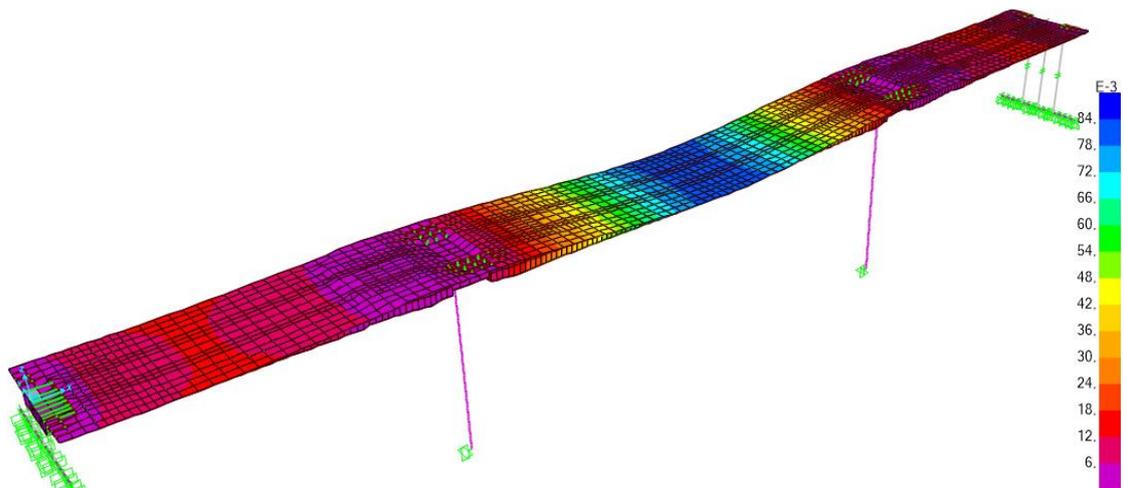


Figure 79: Déformation du tablier sous la combinaison 2 (ELU)

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



Figure 80: Diagramme des efforts tranchant de la combinaison 3 (ELU) au niveau de tablier

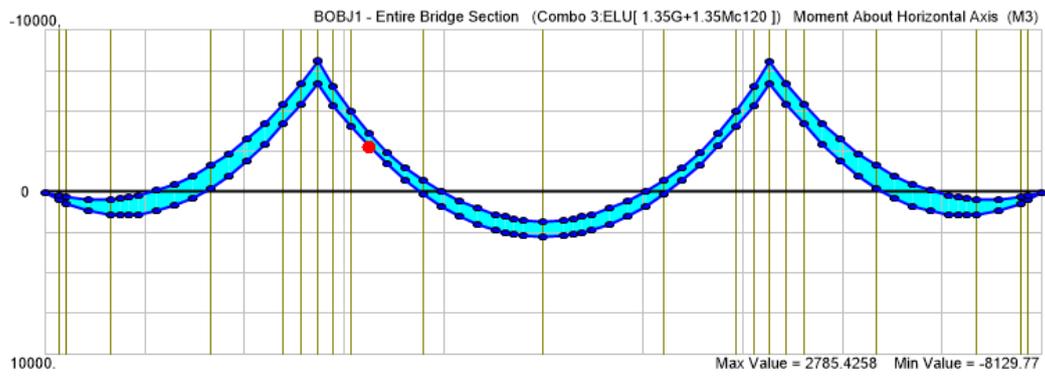


Figure 81: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 3 (ELU) au niveau de tablier

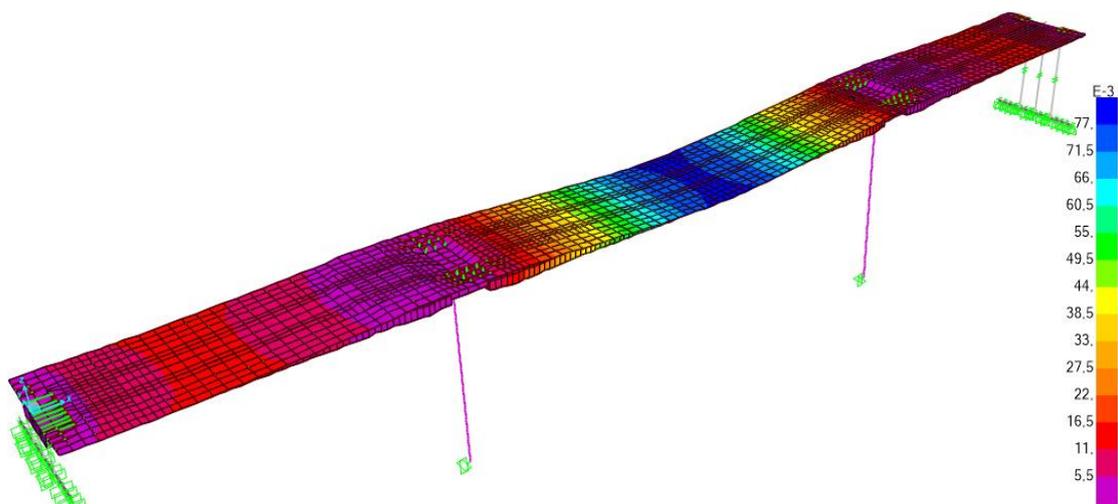


Figure 82: Déformation du tablier sous la combinaison 3 (ELU)

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

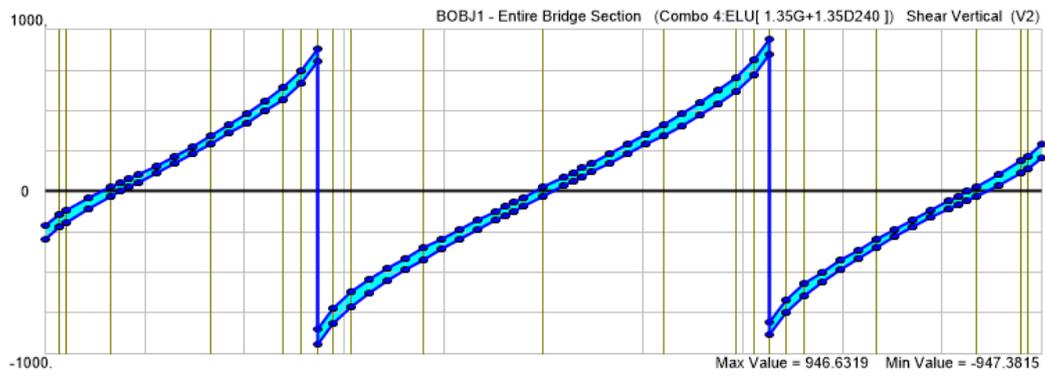


Figure 83: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 4 (ELU) au niveau de tablier

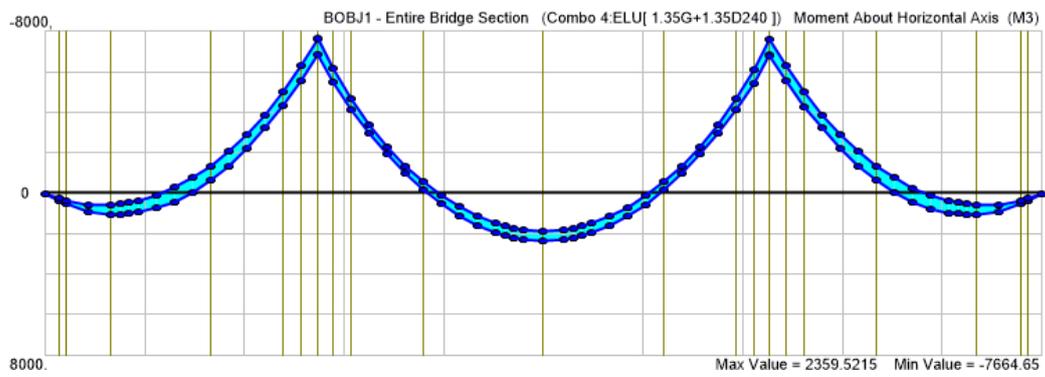


Figure 84: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 4 (ELU) au niveau de tablier

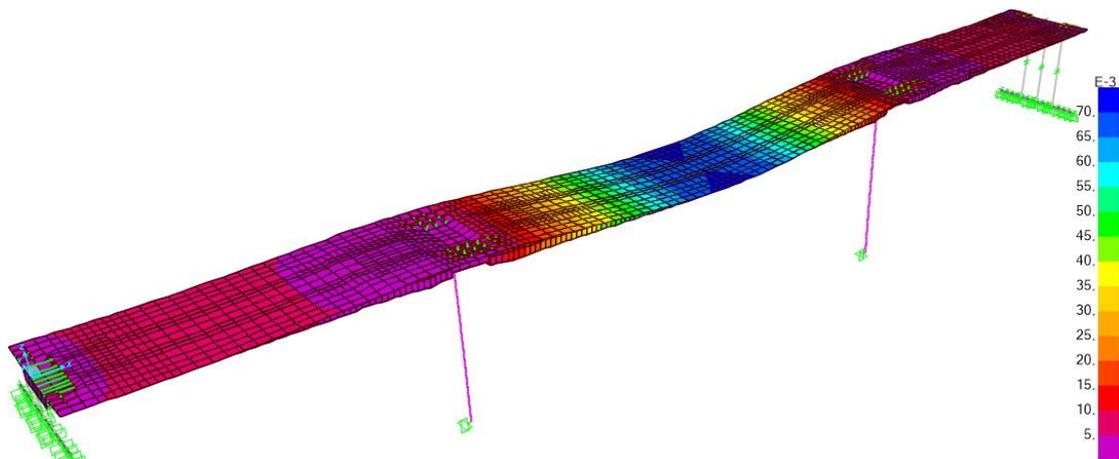


Figure 85: Déformation du tablier sous la combinaison 4 (ELU)

Etats limites de service « ELS »

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

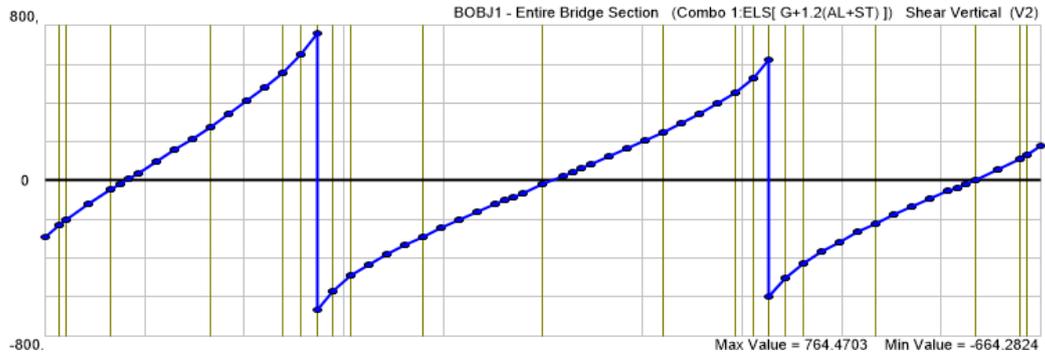


Figure 86: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 1 (ELS) au niveau de tablier

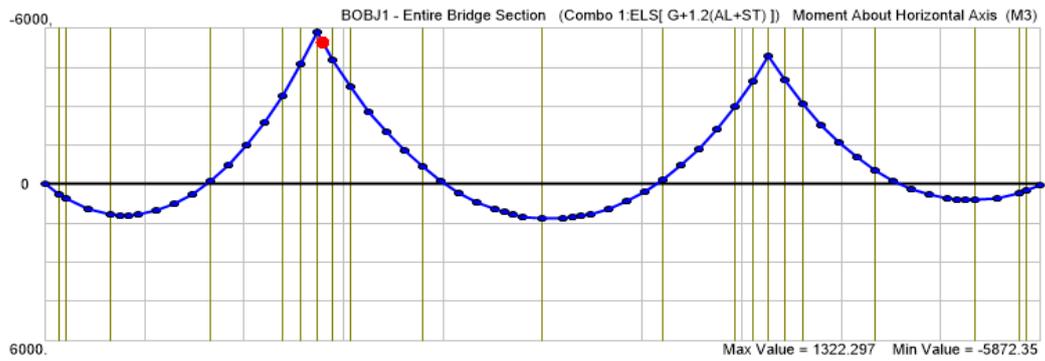


Figure 87: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 1 (ELS) au niveau de tablier

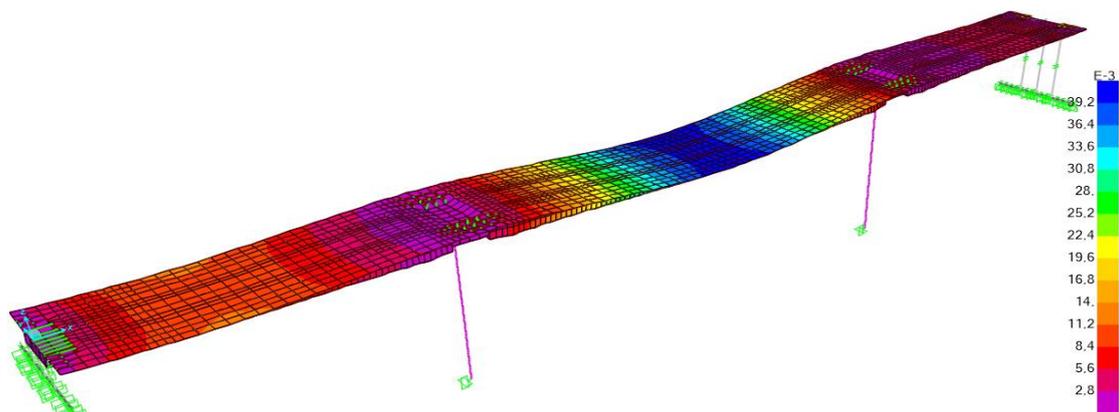


Figure 88: Déformation du tablier sous la combinaison 1 (ELS)

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

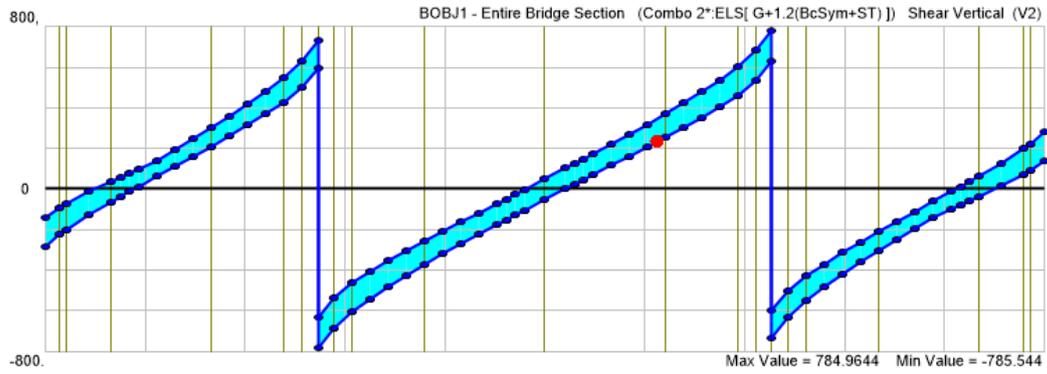


Figure 89: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 2 (ELS) au niveau de tablier

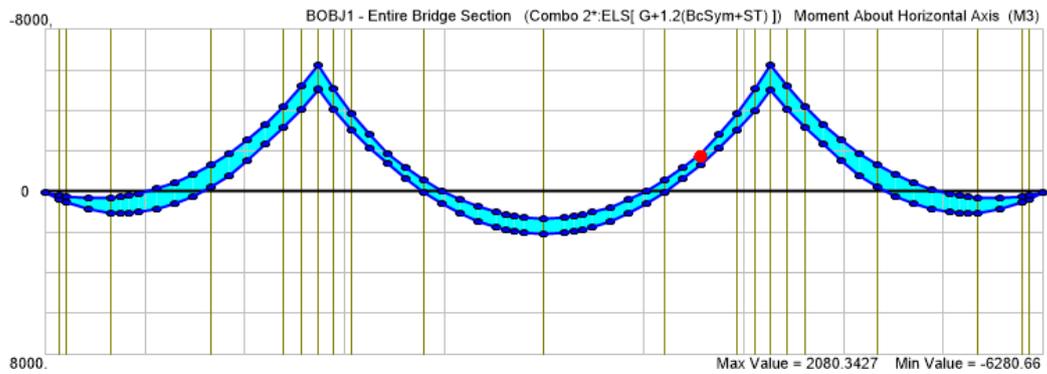


Figure 90: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 2 (ELS) au niveau de tablier

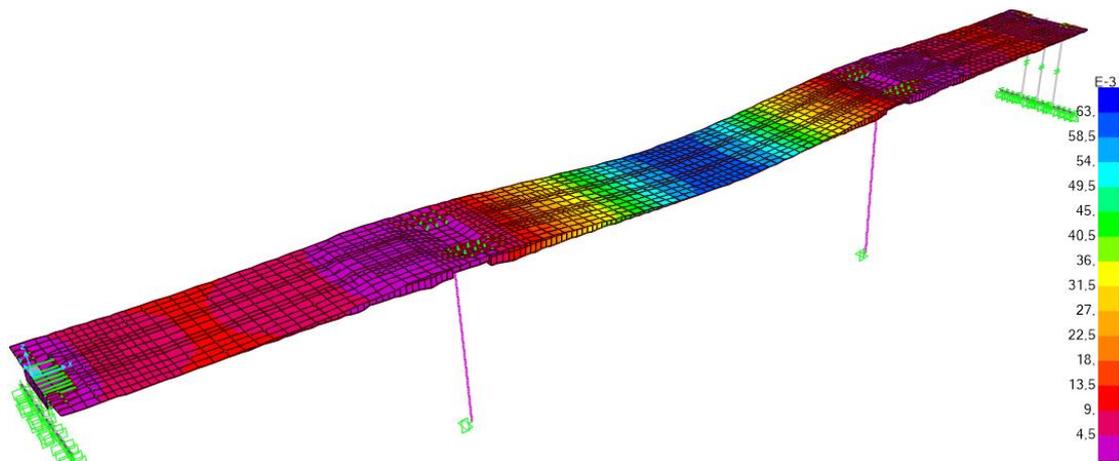


Figure 91: Déformation du tablier sous la combinaison 2 (ELS)

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

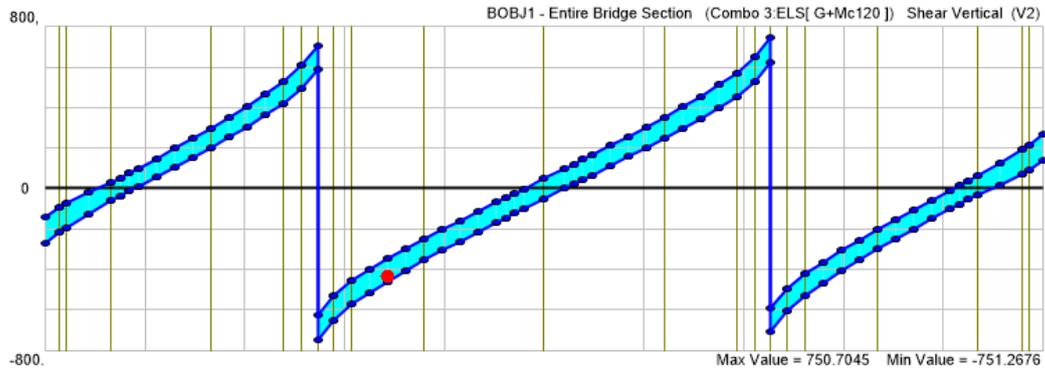


Figure 92: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 3 (ELS) au niveau de tablier



Figure 93: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 3 (ELS) au niveau de tablier

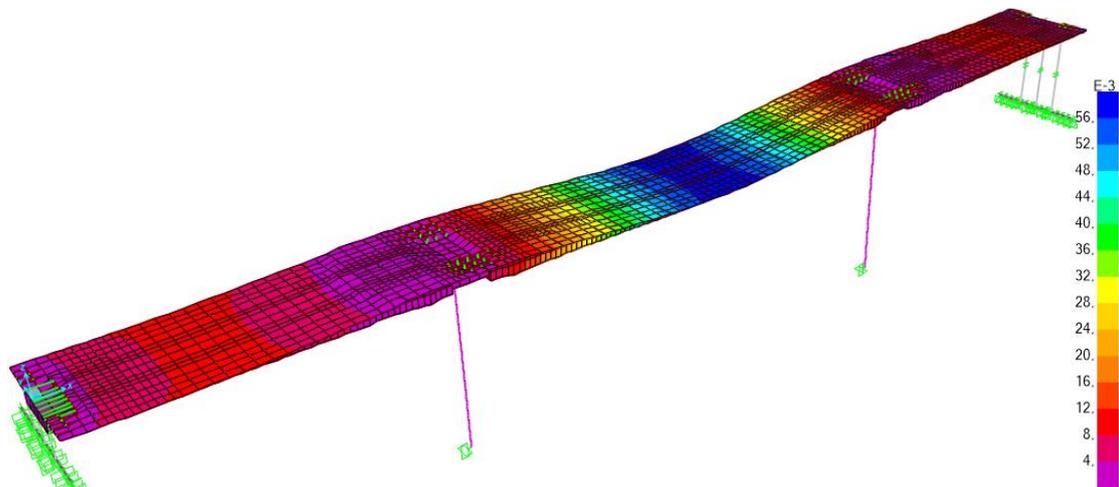


Figure 94: Déformation du tablier sous la combinaison 3 (ELS)

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

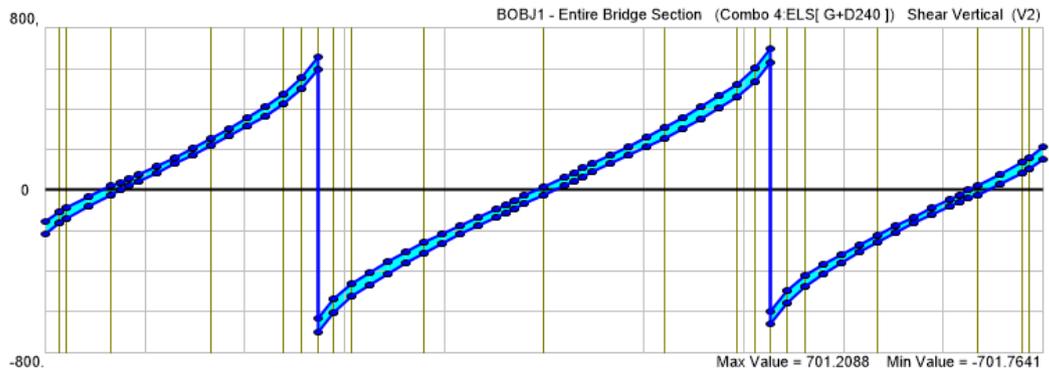


Figure 95: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 4 (ELS) au niveau de tablier

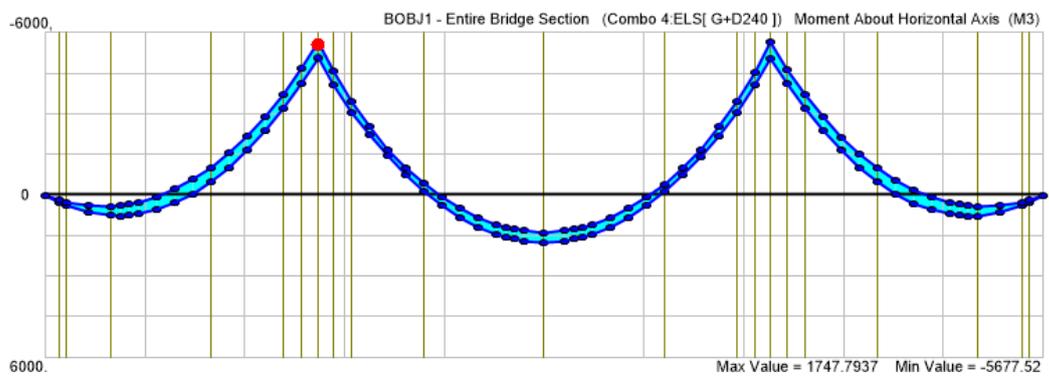


Figure 96: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 4 (ELS) au niveau de tablier

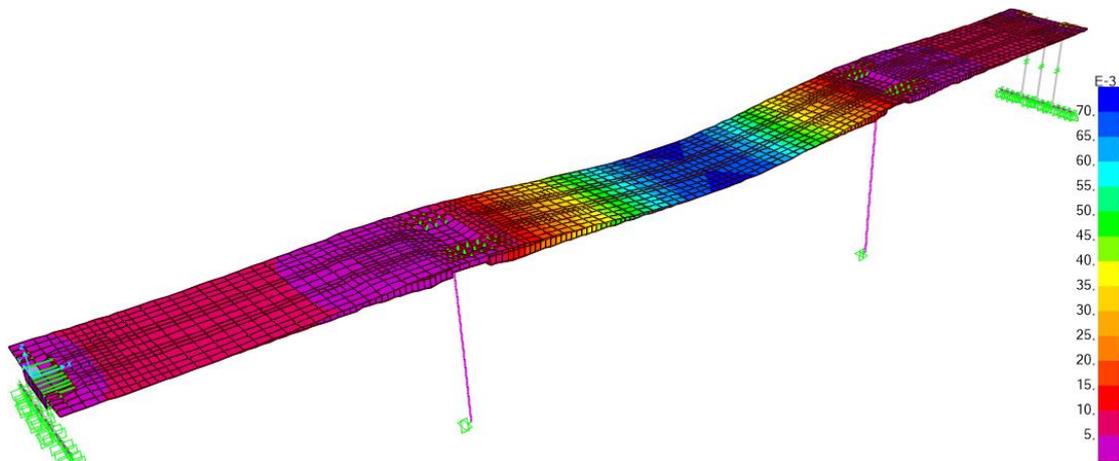


Figure 97: Déformation du tablier sous la combinaison 4 (ELS)

Sollicitations engendrées par la combinaison 5 «G+1.2(AL+ST)+0.5T »:

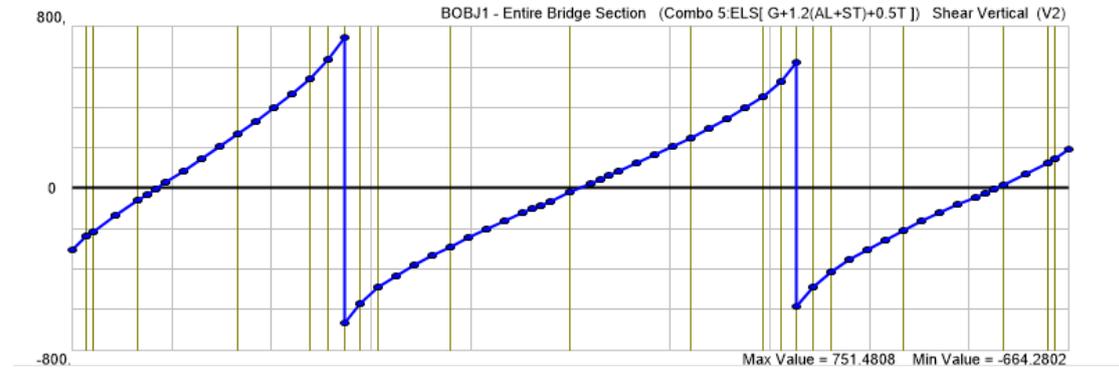


Figure 98: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 5 (ELS) au niveau de tablier

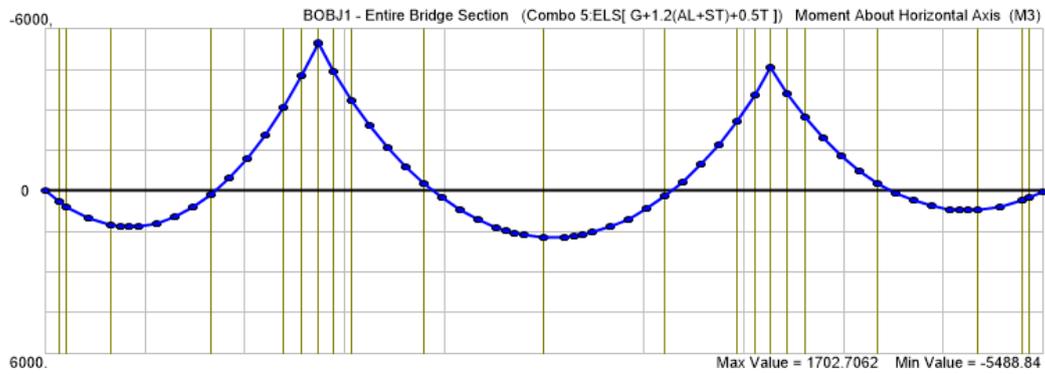


Figure 99: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 5 (ELS) au niveau de tablier

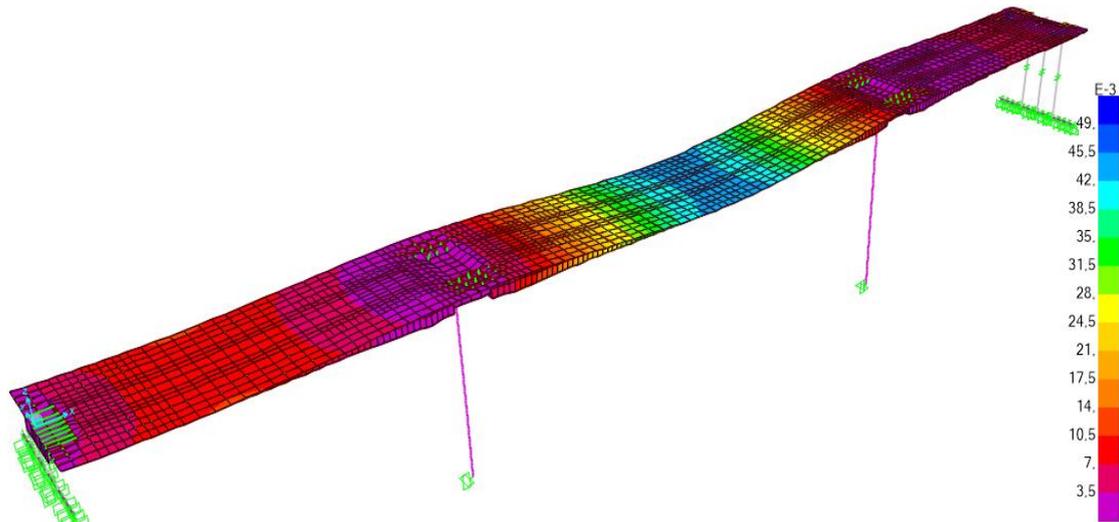


Figure 100: Déformation du tablier sous la combinaison 5 (ELS)

Sollicitations engendrées par la combinaison 6 «G+1.2(Bc+ST)+0.5T »:

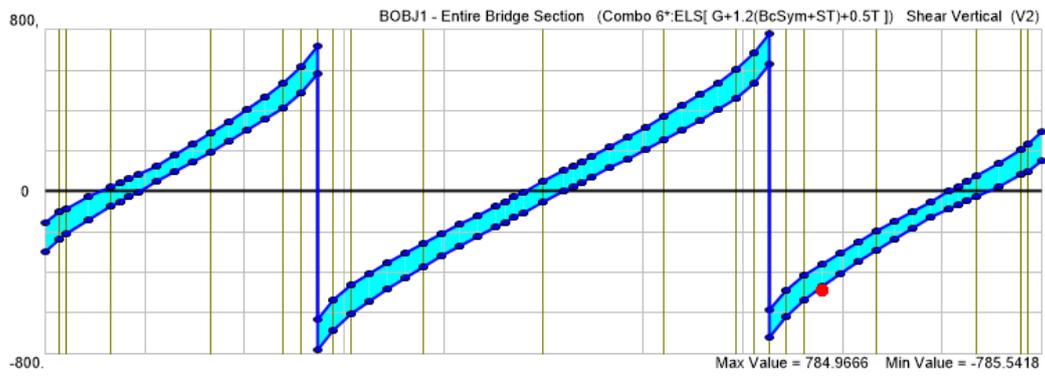


Figure 101: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 6 (ELS) au niveau de tablier

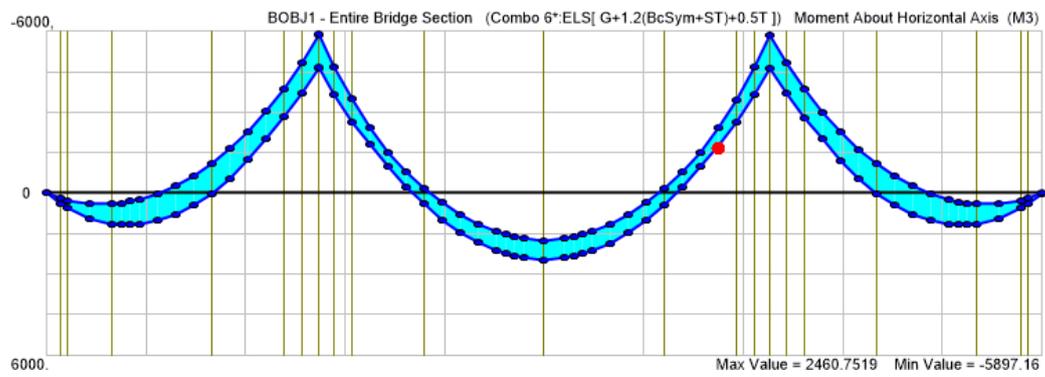


Figure 102: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 6 (ELS) au niveau de tablier

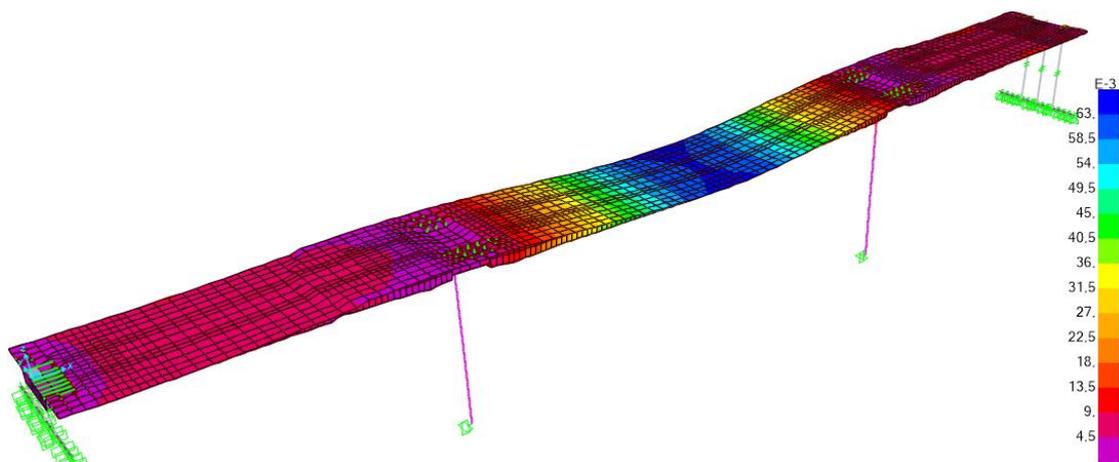


Figure 103: Déformation du tablier sous la combinaison 6 (ELS)

Sollicitations engendrées par la combinaison 7 «G+Mc120+0.5T» :

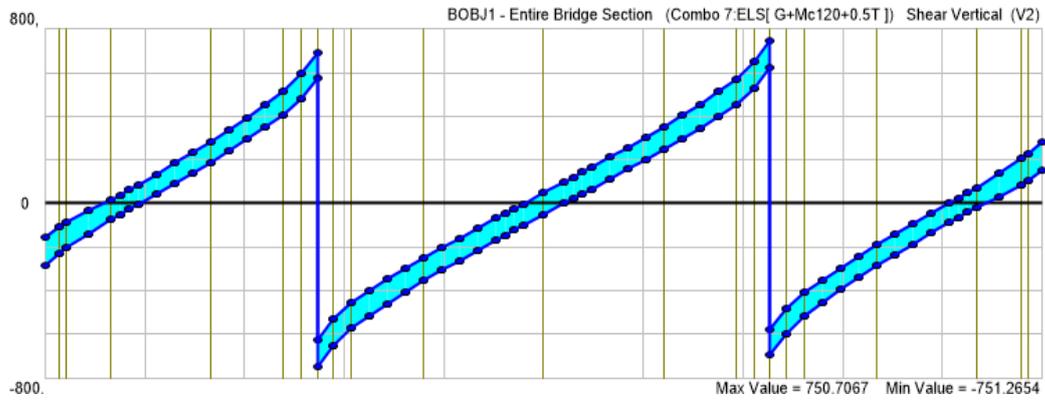


Figure 104: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 7 (ELS) au niveau de tablier

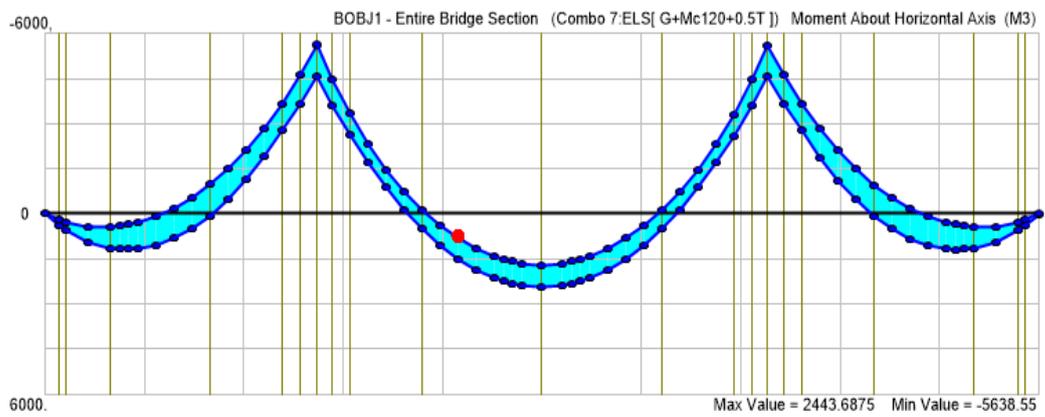


Figure 105: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 7 (ELS) au niveau de tablier

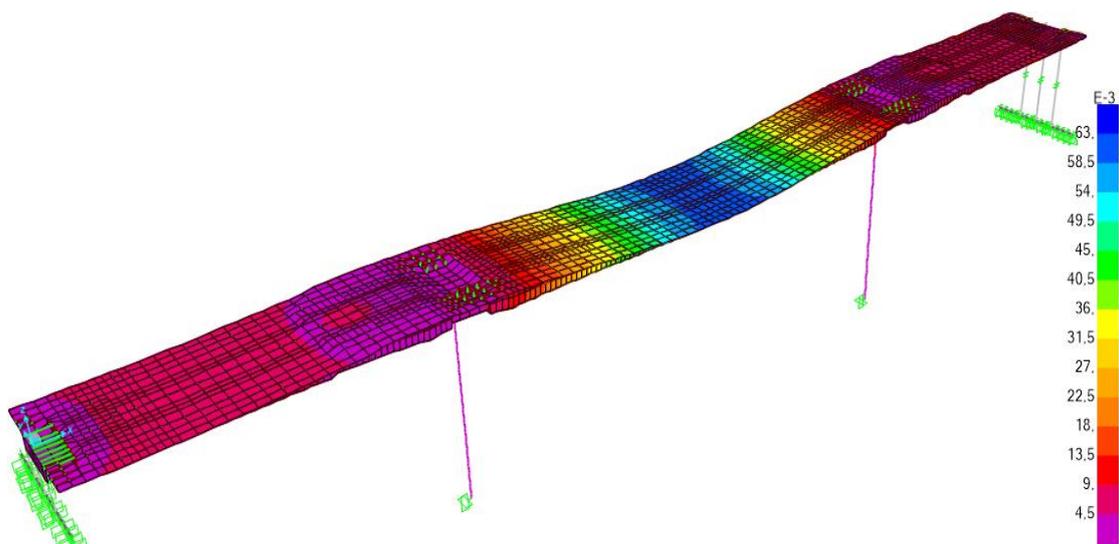


Figure 106: Déformation du tablier sous la combinaison 7 (ELS)

Sollicitations engendrées par la combinaison 8 «G+T» :

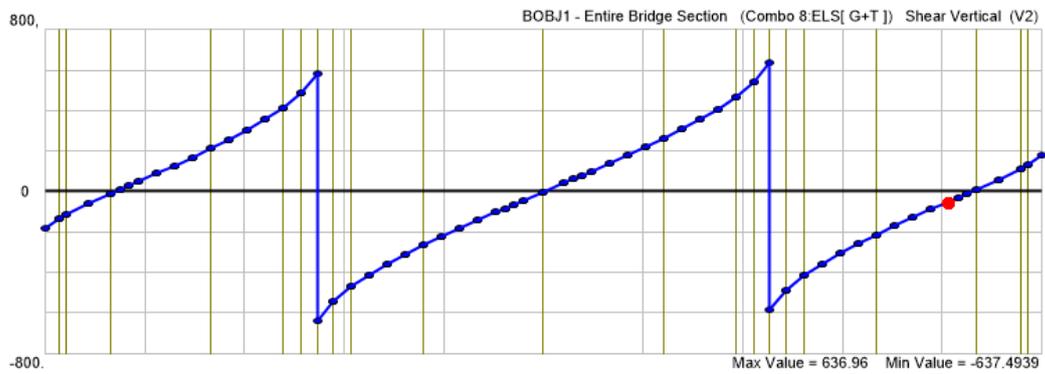


Figure 107: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 8 (ELS) au niveau de tablier

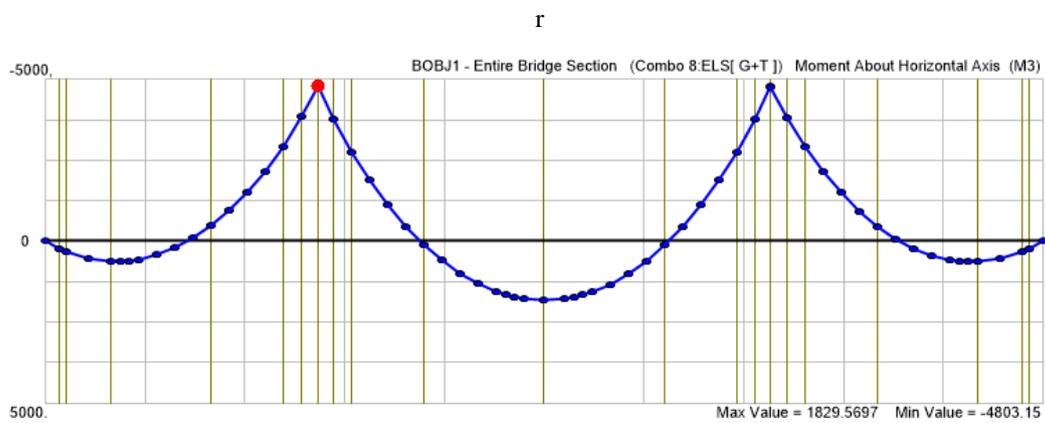


Figure 108: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 8 (ELS) au niveau de tablier

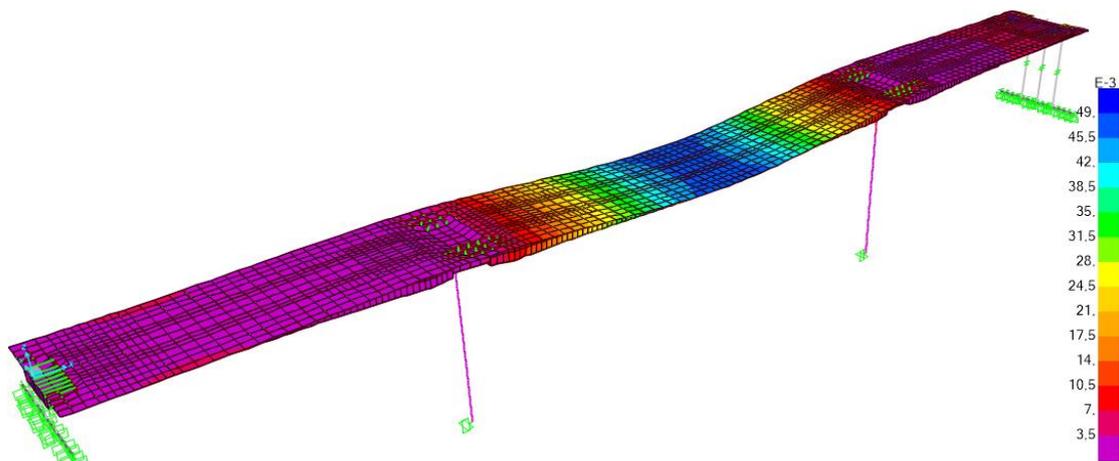


Figure 109: Déformation du tablier sous la combinaison 8 (ELS)

Sollicitations engendrées par la combinaison 9 «G+D240+0.5 ST» :

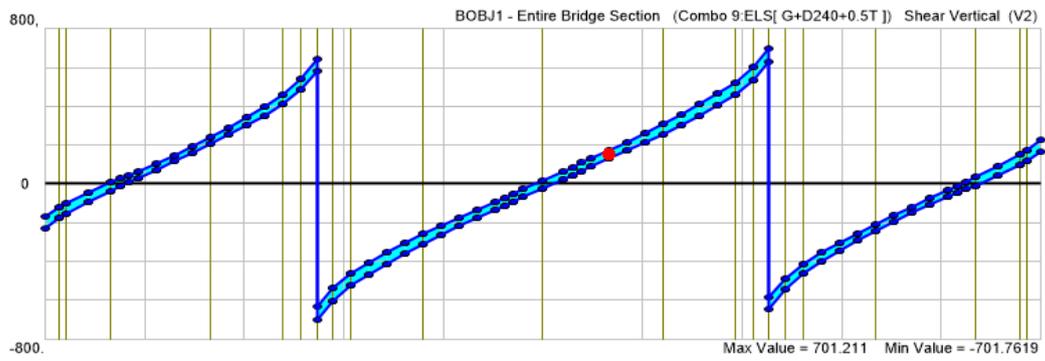


Figure 110: Diagramme des efforts tranchants de la combinaison 9 (ELS) au niveau de tablier

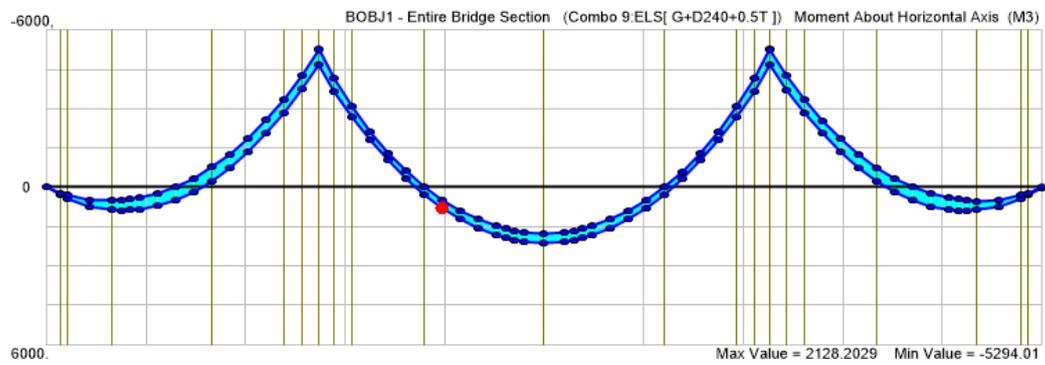


Figure 111: Diagramme des moments fléchissant de la combinaison 9 (ELS) au niveau de tablier

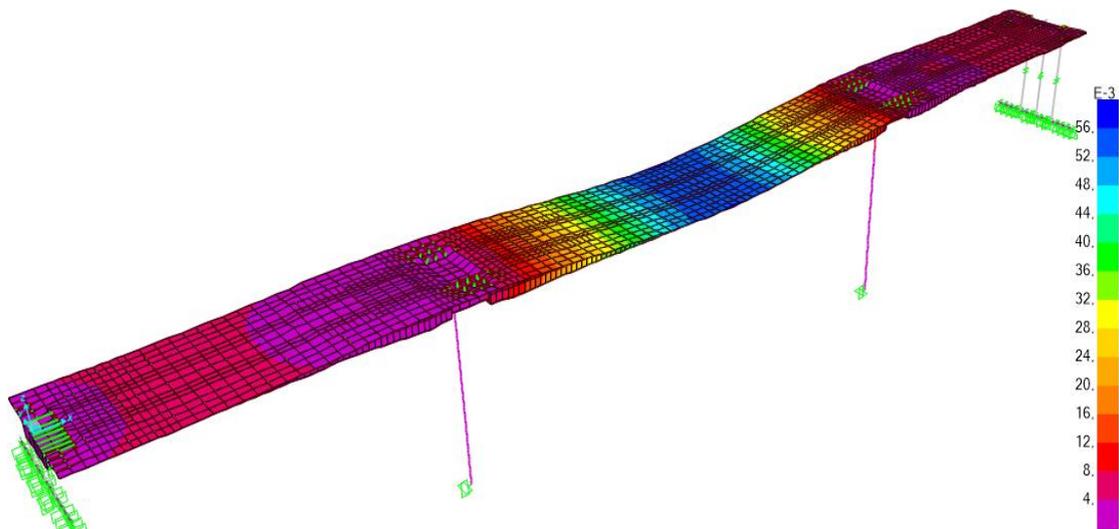


Figure 112: Déformation du tablier sous la combinaison 9 (ELS)

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

Actions de précontrainte	Numéro de la combinaison	Effort tranchant V2 (KN) (Max)	Effort tranchant V2 (KN) (min)	Moment M3 (KN) max	Moment M3 (KN) Min
ELU	1	10292.707	-8963.348	17872.153	-79162.4
	2	10572.351	-10580.17	27979.43	-84606.6
	3	10134.51	-10142.11	27854.258	-81297.7
	4	9466.319	-9473.815	23595.215	-76646.5
ELS	1	7644.703	-6642.824	13222.97	-58723.5
	2	7849.644	-7855.44	20803.427	-62806.6
	3	7507.045	-7512.676	20632.784	-60220.5
	4	7012.088	-7017.641	17477.937	-56775.2
	5	7514.808	-6642.802	17027.062	-54888.4
	6	7849.666	-7855.418	24607.519	-58971.6
	7	7507.067	-7512.654	24436.875	-56385.5
	8	6369.6	-6374.939	18295.697	-48031.5
	9	7012.11	-7017.619	21282.029	-52940.1

Tableau 15 : résultats de l'analyse statique des moments

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

Le système Bc engendre les sollicitations les plus défavorable pour notre structurelles. En effet, les moments fléchissant dus à la combinaison d'actions ELU2 « **1.35G+1.6 (Bc+ST)** » à L'ELU et ELS 6 « **G+1.2 (Bc+ST)** » à L'ELS sont les plus importants.

4. Conclusion

La modélisation du pont objet de notre étude est une étape indispensable dans l'étude statique. Cette partie a été minutieusement contrôlée afin d'éviter tout 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 2017) 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 exploiter pour le calcul de la précontrainte du tablier dans le chapitre qui suit.



Chapitre V :
Etude de la Précontrainte

Chapitre V : Etude de la Précontrainte

1. Introduction

La précontrainte crée dans la structure isostatique (poutre isostatique par exemple) une déformation libre. Néanmoins, dans le cas d'une structure hyperstatique, cette déformation est limitée due aux liaisons surabondantes du système. Par conséquent, cette limitation de la déformation dans la structure hyperstatique génère des efforts correspondants à l'effet de la précontrainte.

Si la déformation d'une poutre est restreint par l'action de la précontrainte, les moments d'ordre hyperstatiques (secondaires) sont développés, et ces moments sont pris en compte pour la vérification de la contrainte et de la résistance.

Lors du calcul des charges à l'E.L.S, on vérifie l'excès de la contrainte admissible en tenant compte des moments primaires et secondaires de précontrainte.

Lors du calcul des charges à l'E.L.U, il n'est pris en compte que la sollicitation hyperstatique de précontrainte.

La mise en œuvre de la précontrainte nécessite l'utilisation de matériel spécifique de mise en tension et de blocage des armatures qui font l'objet de divers brevets. Ces différents procédés peuvent se classer en deux principales catégories :

Précontrainte par pré-tension

On entend par précontrainte par pré-tension, la mise en tension des armatures avant le coulage du béton. Cela suppose donc que l'on doit tendre les aciers en s'appuyant, soit sur le coulage lui-même, soit sur des culées ancrées dans le sol, ou tout autre dispositif qui permet de transférer l'effort d'une extrémité à l'autre. Ce procédé peut être réalisé en usine ou sur chantier.

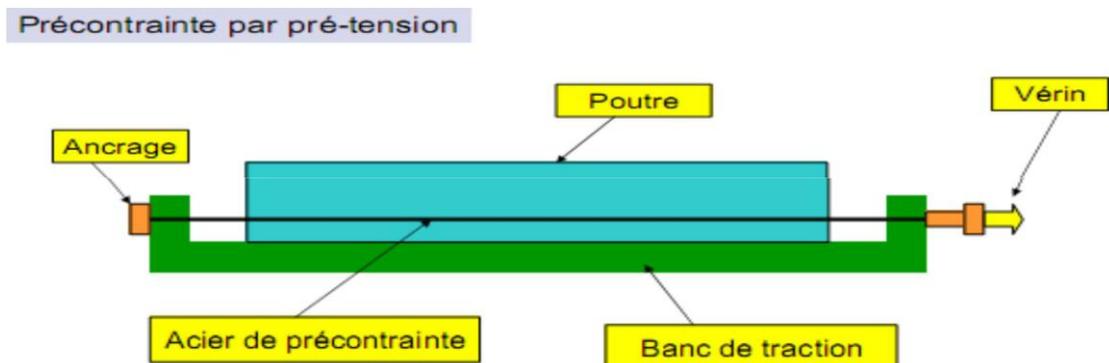


Figure 113: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par pré-tension

Précontrainte Par post-tension

A l'opposé, la précontrainte par post-tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour «s'appuyer» lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité.

On distingue différentes possibilités de post-tension :

- Par câbles ou fils adhérents.
- Par câbles glissant dans des conduits (gaine métallique, gaine plastiques, tubes métallique).

Les phases d'exécution pour la technique post-tension sont :

- 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.

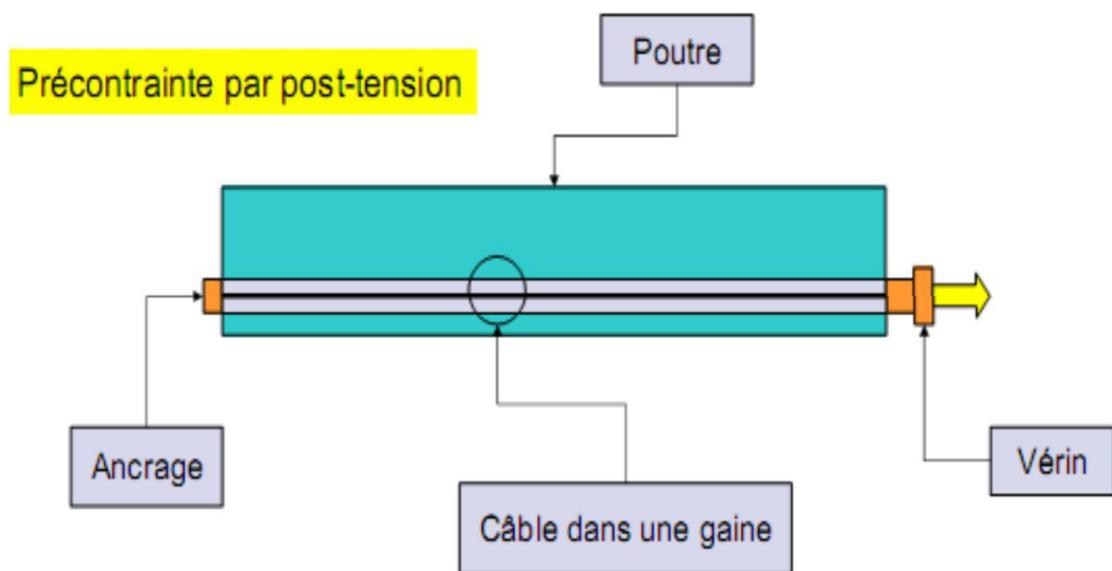


Figure 114: Coupe longitudinale d'une poutre en béton précontraint par post-tension

2. Moments primaires et secondaires

L'approche traditionnelle pour la prise en compte de la précontrainte consiste à considérer dans Chaque section de la structure l'effet de la précontrainte \mathbf{P} comme une force de compression agissant avec une excentricité \mathbf{e} , et une inclinaison α par rapport à l'axe Statique de la poutre. L'effet primaire du précontraint est donc en chaque point :

- Un moment de flexion « $\mathbf{P \cdot e}$ »
- Un effort tranchant $\mathbf{P \sin \alpha}$
- Éventuellement un moment de torsion.

La figure 115 montre le diagramme des moments primaires induits par un câble de précontrainte dans une poutre à deux travées. Ces moments provoquent des courbures, qui elles mêmes produisent des déformations de la poutre. Si l'appui intermédiaire n'était pas présent, la poutre 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 (Ces moments s'ajoutent aux moments primaires $\mathbf{P \cdot e}$ dus à l'excentricité du câble.

Les moments totaux dus à la précontrainte sont donc la somme des moments primaires $\mathbf{P \cdot e}$ et des moments secondaires Ou hyperstatiques.

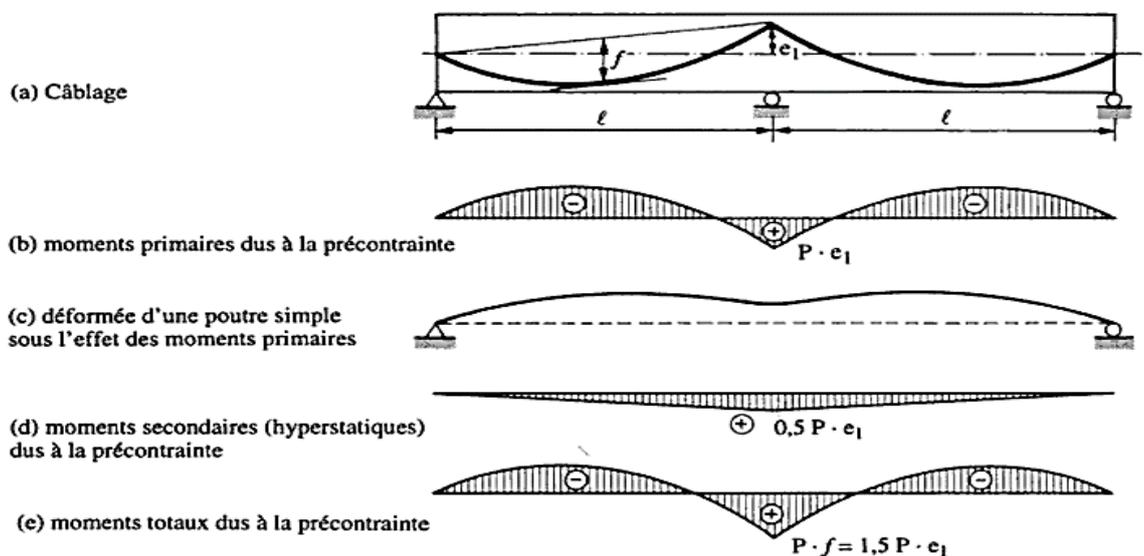


Figure 115: Moments primaires et secondaires

Cependant, il ne faut pas considérer les moments hyperstatiques comme néfaste. Il faut savoir dominer leurs valeurs (par petits déplacements du leur faire un rôle favorable dans les sections les plus sollicitées, ce qui peut conduire à une économie sur le béton et/ou sur la précontrainte à mettre en œuvre.

3. Précontrainte concordante

Il vient d'être vu que les moments primaires induits par la précontrainte font que la poutre tend à se déplacer verticalement au droit de l'appui intermédiaire. Or, pour une courbure donnée du câble (une parabole avec une longueur et une flèche f). Il est possible en faisant varier l'excentricité e_1 du câble sur l'appui intermédiaire d'obtenir une famille de câblages, dont certains causent un déplacement vers le haut et d'autres vers le bas au droit de l'appui intermédiaire. Ces déplacements empêchés induisent des moments hyperstatiques, soit positifs, soit négatifs.

On cherche quelquefois à annuler les moments de précontrainte pour supprimer leurs effets jugés nuisibles. Il est évidemment possible de trouver un tracé de câble qui ne cause aucun déplacement, et donc aucun moment hyperstatique. Un tel tracé, appelé concordant, ou précontrainte concordante, offre peu d'avantages, Outre le fait qu'il ne cause pas de moments hyperstatiques. Ce qui simplifie quelque peu les calculs.

En pratique, les tracés concordants sont rarement utilisés. Car ils ne permettent en général pas d'exploiter la flèche maximale du câble et requièrent en conséquence une précontrainte plus élevée pour produire les mêmes forces de déviation.

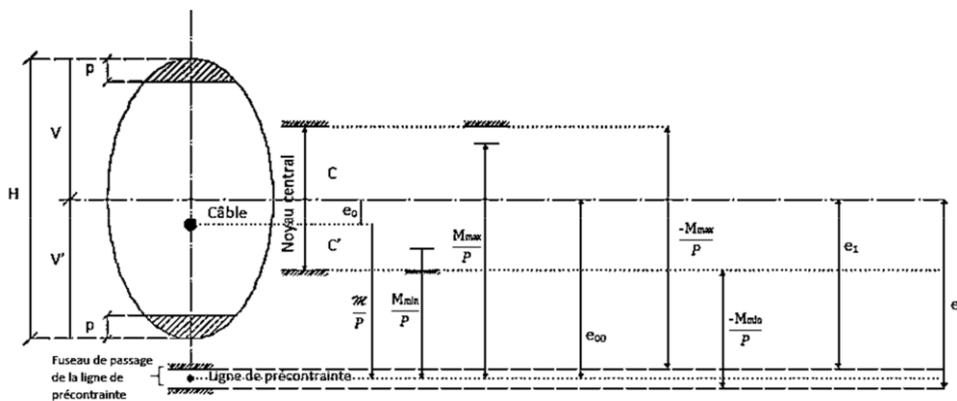


Figure 116: Fuseau de passage de la ligne de précontrainte

$$e_{00} = e_0 + \frac{M_1}{P}$$

$$e_1 = c - \frac{M_{max}}{P}$$

$$e_0 + \frac{M_1}{P} + \frac{M_{min}}{P} > -c'$$

$$e_2 = -c' - \frac{M_{min}}{P}$$

$$e_0 + \frac{M_1}{P} + \frac{M_{max}}{P} < c$$

$$e_1 < e_{00} < e_2$$

$$-(v' - d') < e_0 < (v - d)$$

D'où M_1 : Moment hyperstatique due à la précontrainte

La connaissance des moments extérieurs permet de déterminer le fuseau de passage (e_1 , e_2) de la ligne de précontrainte.

Le calcul des moments hyperstatiques ne peut être fait qu'en connaissant le tracé du câble. Le tracé du câble se déduit donc de la ligne de précontrainte.

Dans une section quelconque d'abscisse x , nous avons alors les sollicitations sous l'effet de la précontrainte :

$$N_p \text{ total}(x) = P(x)$$

$$M_i(x) = P(x) \cdot e_0 + Mp(x)$$

Ces résultats montrent une coordonnée du centre de pression :

$$e_{00} = \frac{M_i(x)}{N_p \text{ total}(x)} = e_0(x) + \frac{M_i(x)}{P(x)}$$

L'ensemble des coordonnées du centre de pression des sections droites est appelé ligne de précontrainte.

On constate une différence entre la structure isostatique et la structure hyperstatique sous l'effet de la précontrainte. Dans le cas de la structure isostatique, nous avons la ligne de précontrainte qui coïncide avec le profil du câble moyen présenté par $e_0(x)$ alors que dans le cas hyperstatique, la ligne de précontrainte caractérisée par $e_{00}(x)$ déplace d'une distance suivante par rapport au câble :

$$e_{00} - e_0 = \frac{M_i(x)}{P(x)}$$

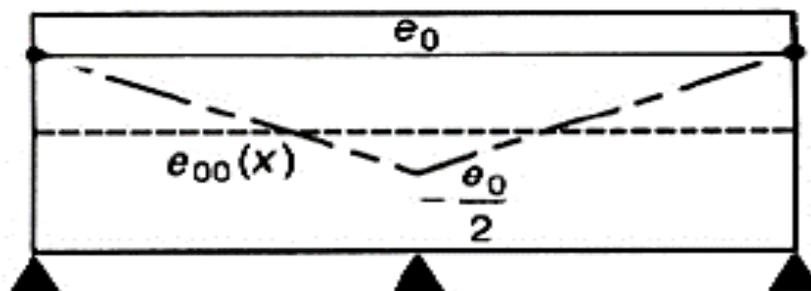


Figure 117: Ligne de précontrainte

4. 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 $e_0(x)$ par $e_{00}(x)$. De la même manière, on obtient le résultat suivant :

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

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 :

$$-v' + d' \leq e_0 \quad \dots (2)$$

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 :

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

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

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

$$-v' + d' \leq e_0 = e_{00} - \frac{M_1}{P} \leq \frac{I}{B \times v'} - \frac{M_{\max}}{P} - \frac{M_1}{P}$$

On obtient l'inéquation :

$$P \geq P_2 = \frac{M_{\max} + M_1}{\frac{I}{B \times v} + v' - d'}$$

L'inéquation présente un inconvénient dû à la présence du moment hyperstatique de précontrainte qui est a 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 e_0 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 « $-v' + d' \leq e_0$ » 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.

5. 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.

Détermination du nombre de câbles

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

$$P = \frac{M \frac{v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}}$$

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.

M : Valeur du moment positif.

$$P = \frac{24.607519 \frac{0.9659}{1.9616}}{\frac{1}{5.855} + \frac{0.207 \times 0.9659}{1.9616}} = 44.432$$

Tableau 17: Les caractéristiques de câble 19T15

P= 44.432 MN

- **Détermination du l'excentricité maximum (e_0)**

L'excentricité maximum se calcule comme suit :

$$e_0 = \frac{I}{B \times v'} - \frac{M_{\max}}{P}$$

$$e^0 = \frac{1.9616}{5.855 \times 0.9659} - \frac{24.607519}{44.432} = -0.20696 \text{ m}$$

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

$$-v' + d' \leq e_0 \rightarrow d' \leq e_0 + v' = -0.20696 + 0.9659 = 0.759 \text{ m}$$

Prenons **d'= 70 cm**

-Le nombre de câble est : **n=P/P_o**

On considère **25%** des pertes pour un câble de **19T15**

Section A_p (mm ²)	n torons	Aire (mm ²)
140	19	2660

Tableau 16: L'aire de câble 19T15

Nature	Diamètre (mm)	Section A_p (mm ²)	Limites Garanties (MPa)	Classes cl 1860
Torons à 7 fils (T15)	15.3 (T15)	140	f_{peg} f_{prg}	1660 1860

Tableau 18: caractéristiques des armatures de précontrainte usuelles en post-tension

$$\min(0.8 f_{prg}, 0.9 f_{peg}) = \min(0.8 \times 1860, 0.9 \times 1660) = \min(1488, 1494) \rightarrow$$

$$\sigma_{p_0} = 1488 \text{ MPa}$$

$$P_0 = \sigma_{p_0} \times S \times 0.75 = 1488 \times 0.00266 \times 0.75 \rightarrow$$

$$P_0 = 2.96856 \text{ MN}$$

$$n = \frac{P}{P_0} = \frac{44.432}{2.96856} = 14.97 \rightarrow \quad n = 15 \text{ cable}$$

6. Tracé des câbles de précontrainte

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.

- Raccordements paraboliques

Les courbes les plus fréquemment utilisées pour ces raccordements sont des cercles ou des paraboles du deuxième degré. Le tracé effectif de la précontrainte est calculé après que les dimensions principales de la section et le type de câble ont été déterminés.

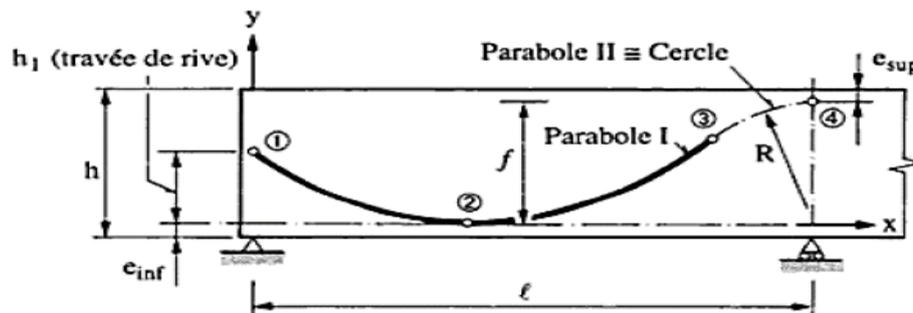


Figure 118: Schéma du câblage dans un pont continu.

Les schémas ci-dessous proposées par **JÖRG SCHLAICH**, **HARTMUT SCHEEF** offrent la possibilité de choisir un tracé de câble qui s'adapte le mieux avec l'allure des moments fléchissant, ça permet de déterminer la position du point d'inflexion du

câble Où se passe le raccordement avec la parabole sur appui, dont le rayon de courbure vaut R

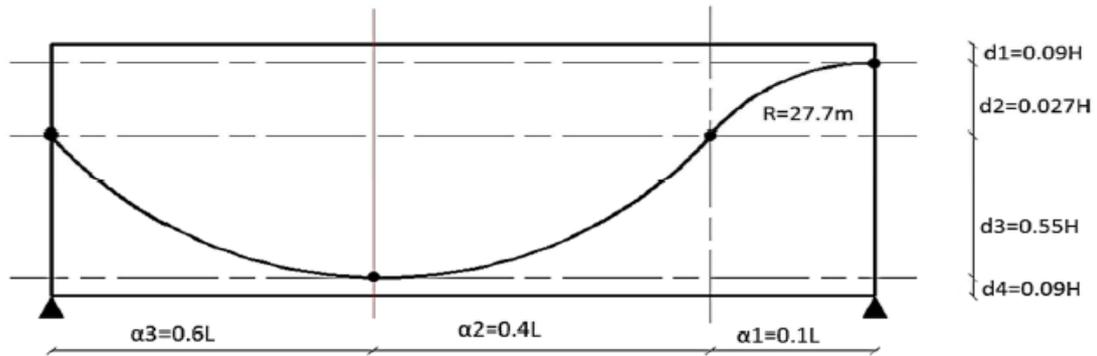


Figure 119: Schéma de câblage dans la travée de rive.

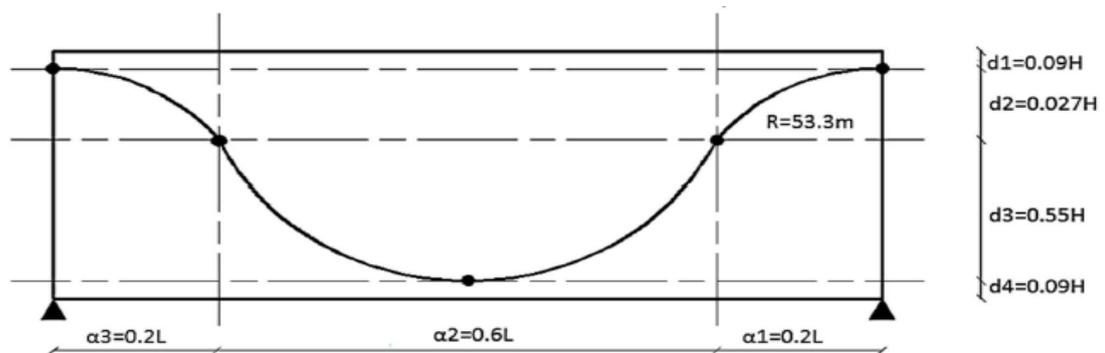


Figure 120: Schéma de câblage dans la travée courante

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

	X (m)	Z (m)
Travée de rive	0	-0.655
	2.96	-0.85
	17.98	-0.75
	24.5	-0.4592
	30	-0.441
Travée centrale	34.4	-0.4731
	43.95	-0.8221
	55	-0.8411
	66.05	-0.8221
	75.7	-0.4731
	80	-0.441

Tableau 19: Caractéristiques géométriques du tracé choisi

7. Modélisation des câbles de précontrainte

Les câbles de précontrainte de continuité ont été modélisés dans **CSI Bridge 2017** qui

nous offre la possibilité de choisir plusieurs schémas de câblage dont le nôtre qui est parabolique comme le montre la figure ci-dessous

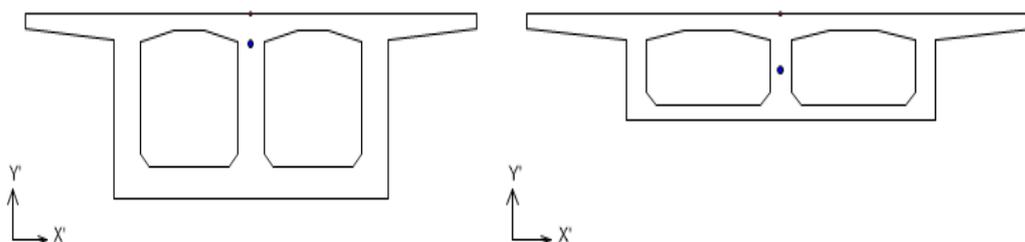
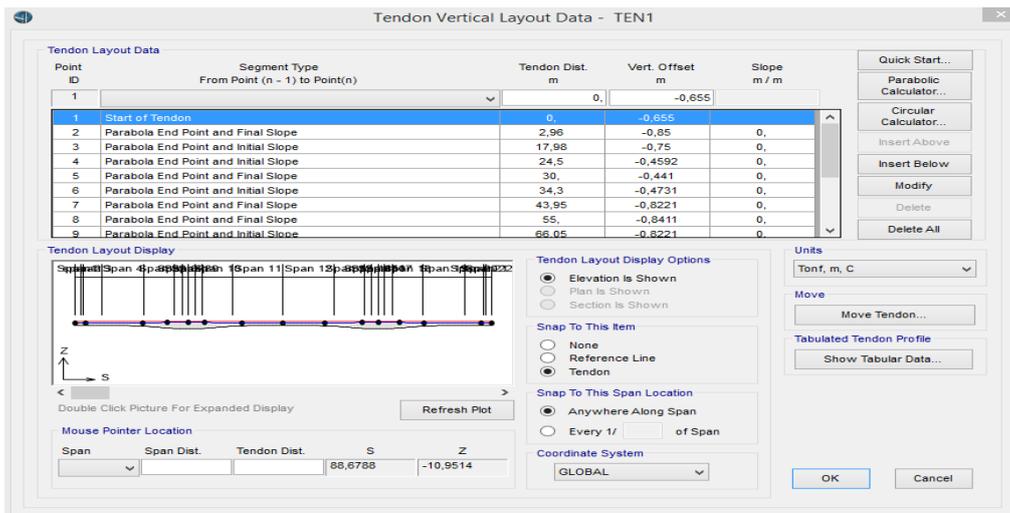
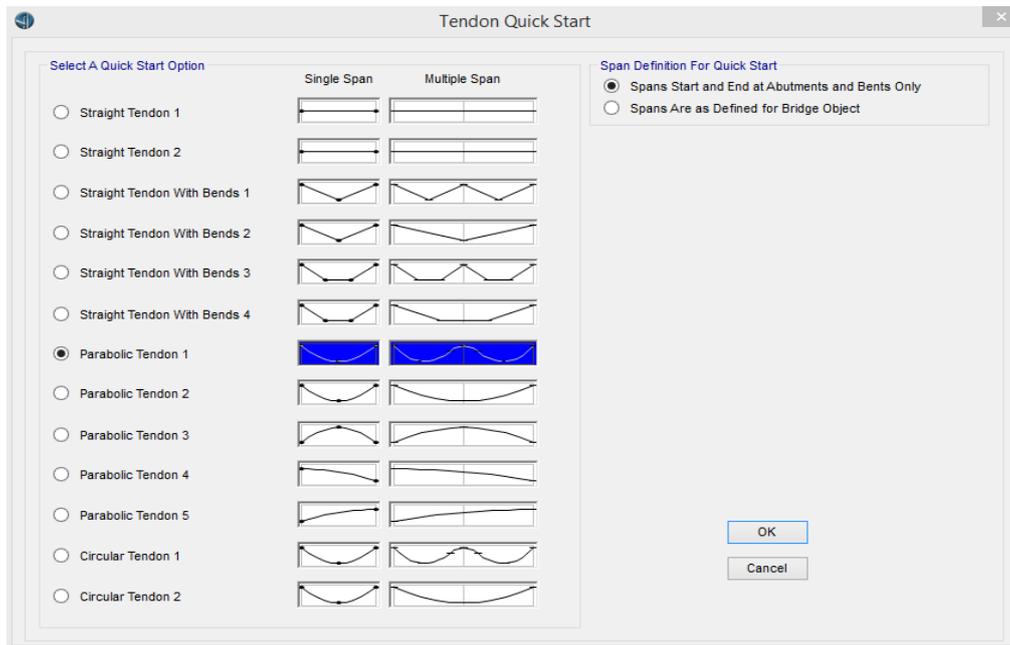


Figure 121: Introduction des câbles de précontrainte dans le modèle.

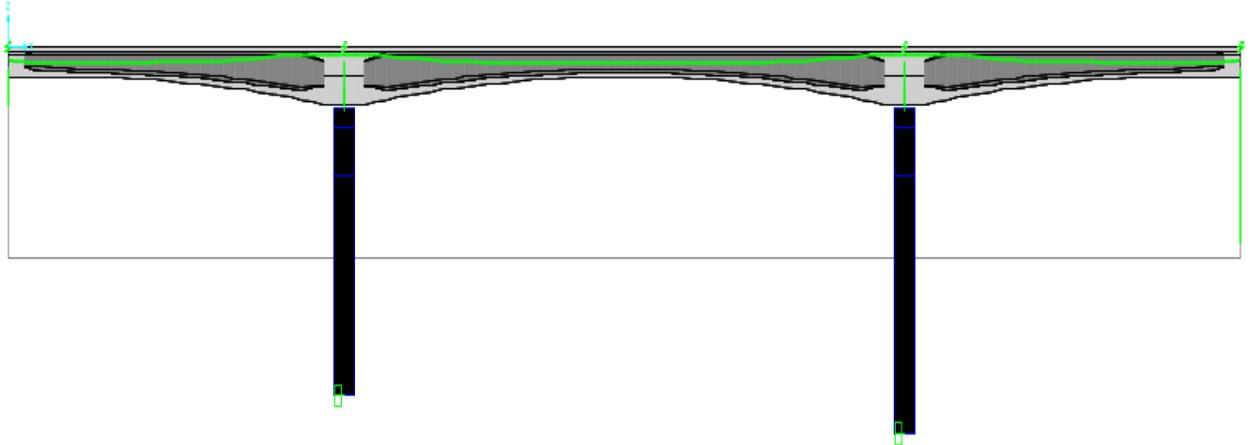


Figure 122: Câbles de précontrainte dans le modèle

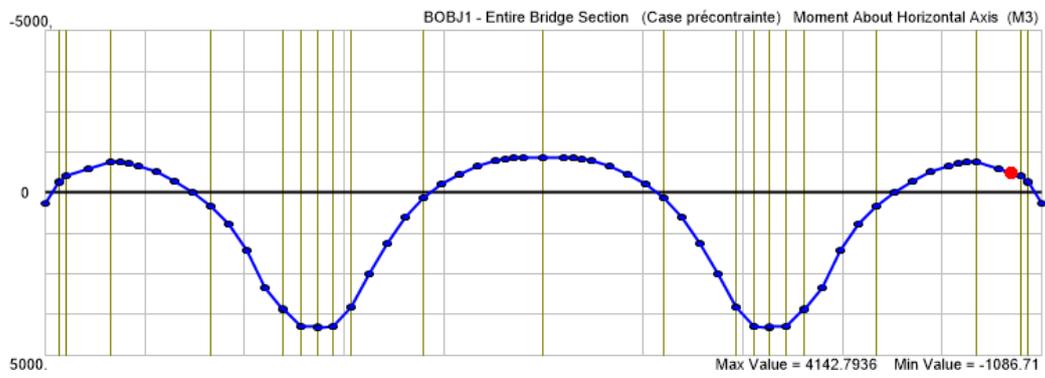


Figure 123: Moment Hyperstatique due à la Précontrainte hyperstatatique

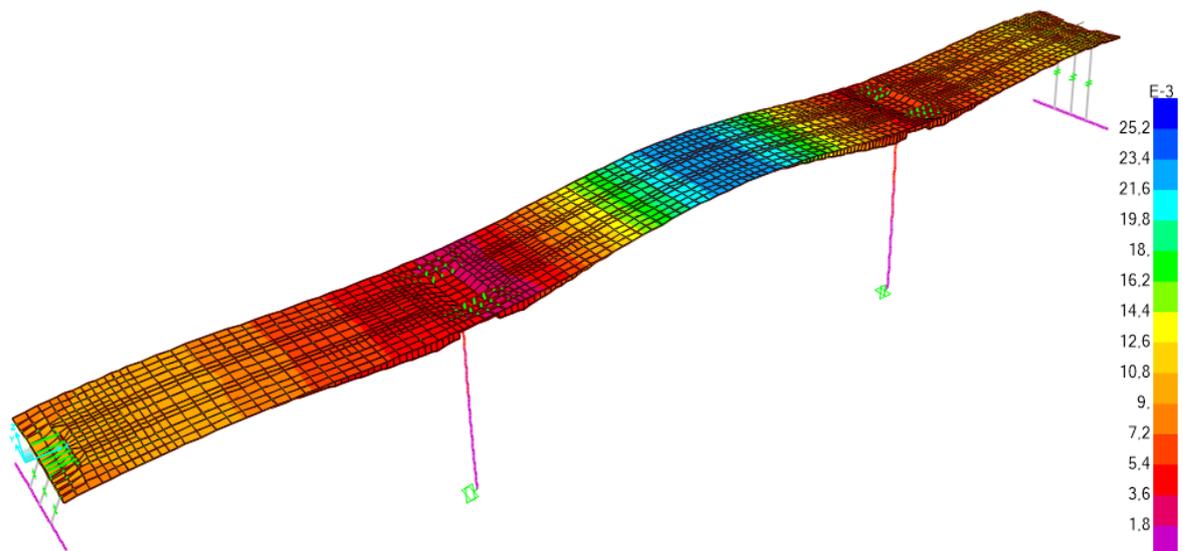


Figure 124: Déformation Du tablier sous la précontrainte hyperstatatique

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

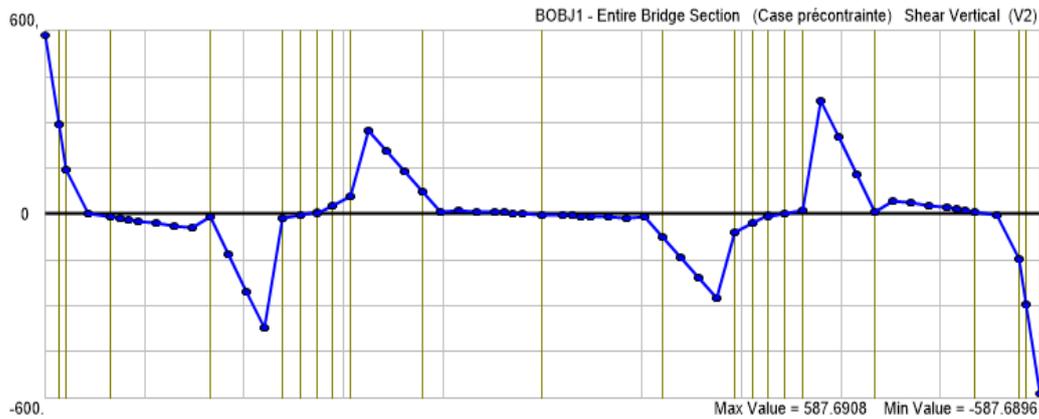


Figure 125: Effort Tranchant due a la Précontrainte hyperstatique

➤ **Vérification si le schéma de câblage choisi est satisfaisant :**

$P=44.432 \text{ MN}$

$$P \geq P_2 = \frac{M_{max} + M_1}{\rho \times v + v' - d'}$$

$$P \geq P_2 = - \frac{M_{min} + M_1}{\rho \times v' + v - d}$$

$$P \geq P_2 = \frac{24.607519 + 10.8671}{(0.547 \times 0.6341) + 0.9659 - 0.7589}$$

$P \geq P_2 = 24.81 \text{ MN}$

$$P \geq P_2 = - \frac{-58.9716 + 41.427936}{0.361 \times 1.5861 + 1.4139 - 0.441} = 11.35$$

$P \geq P_2 = 11.35 \text{ MN}$ Condition vérifié

Remarque :

Dans une phase de pré dimensionnement et de choix du système, il est donc possible de considérer un câblage simplifié ne faisant intervenir que des paraboles sans

raccordement sur les appuis, sans que cela induise de différences notables lors du calcul définitif.

Un ajustement du tracé est nécessaire une fois le moment hyperstatique de la précontrainte est déterminé, notons que l'influence d'une légère augmentation du rayon de courbure sur appui, peut être favorable pour la reprise de l'effort tranchant, a peu de répercussions sur les moments.

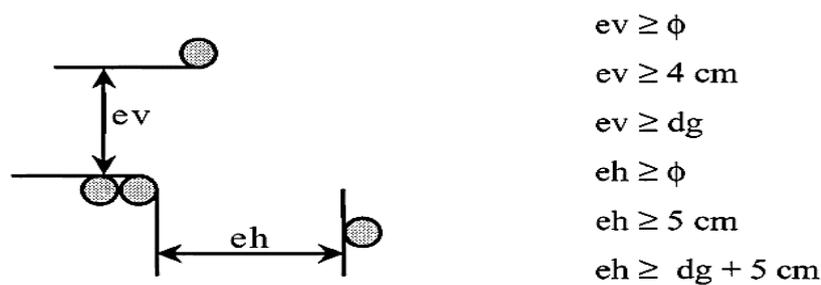
La détermination du tracé optimale peut être difficile parfois puisque cette opération dépend de plusieurs itérations et tâtonnements

8. Disposition des câbles dans le béton

8.1 Groupement de câbles

En principe, on n'admet pas de mettre des gaines juxtaposées. L'objectif est de permettre un bétonnage optimal autour des gaines.

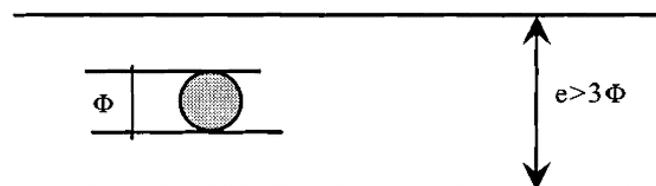
On peut toutefois, sous réserve de précautions, admettre un groupement horizontal de deux gaines. Entre gaines, on doit respecter les distances suivantes :



ϕ désigne le diamètre de la gaine et dg le diamètre du plus gros granulats.

8.2 Enrobages

Pour assurer une bonne protection des gaines et des câbles contre la corrosion, il est nécessaire qu'ils soient isolés de l'atmosphère par une épaisseur suffisante de béton. En outre, il est de mauvaise construction de réaliser une pièce percée d'un trou dont le diamètre est important par rapport à l'épaisseur de la pièce. On provoque ainsi des déviations d'isostatiques qui peuvent engendrer des contraintes locales, plusieurs fois supérieures à celles calculées en valeur moyenne sur la section nette.



Ces deux raisons conduisent à limiter inférieurement l'épaisseur des pièces (âmes, hourdis ...) à trois fois le diamètre de la gaine. Pour réaliser un ouvrage sain, il est nécessaire qu'il ne présente ni trou, ni défaut de bétonnage tels que ségrégation, nids de cailloux ... Pour cela, il faut que le béton et les vibreurs (sauf dans les cas où la vibration s'effectue par des coffrages métalliques prévus à cet effet) puissent passer entre les coffrages, les gaines et le ferrailage passif.

Dans les cas courants, on a à partir du coffrage :

- 2 cm d'enrobage des aciers passifs ;
- 2 diamètres d'aciers passifs (soit de 2 à 3,5 cm) ;
- 10 cm pour permettre le passage d'un vibreur.

L'épaisseur minérale constructive d'une âme comportant une gaine centrée de diamètre Φ est donc au minimum de :

$$e_{\min} = 2 \times [2 + 10 + (2 \text{ à } 3.5)] + \Phi$$

9. 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 oeuvre. 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.

9.1 Pertes instantanées

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

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 126: Position relative du câble et de la gaine.

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

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.
- α [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.
- φ [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, % représente la somme arithmétique des déviations.

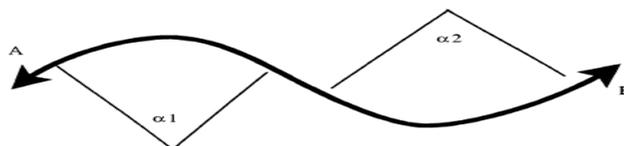


Figure 127: Déviations successives.

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. A 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**).

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

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

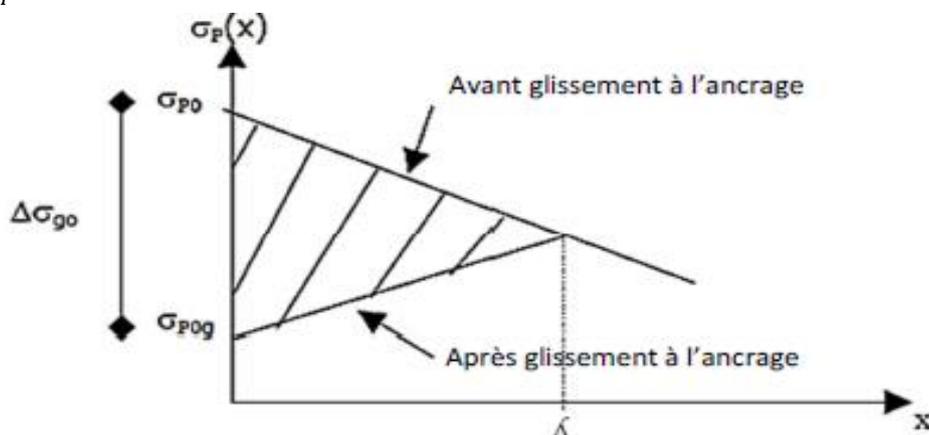


Figure 128: Effet d'un recul d'ancrage

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 15 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 : $F_{cj}=40\text{MPa}$

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

9.2 Pertes différées

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

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.

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot E_p$$

ε_r : Le retrait final du béton il diffère selon le climat, pour un climat humide tel que le nord algérien il vaut 2.10^{-4} en climat humide (BPEL).

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 $\sigma_m \leq 1.5 \times \sigma_b$ et $\sigma_b = 40 \text{ MPa}$

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

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 base relaxation TBR

Les résultats totale des pertes instantanées et différés sont :

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	170.36	6.45	39	34.55	54.07	304.43	20.46
2.96	27.25	153.02	6.45	39	34.55	52.62	269.57	18.12
17.98	72.59	0	6.45	39	34.55	69.21	210.26	14.13
24.5	93.67	0	6.45	39	34.55	65.82	228.52	15.36
30	86.65	0	6.45	39	34.55	66.64	222.18	14.93
34.5	120.73	0	6.45	39	34.55	61.57	252.03	16.93
43.95	146.86	0	6.45	39	34.55	57.57	274.83	18.46
55	154.99	0	6.45	39	34.55	56.36	281.95	18.94
Moyenne	87.84	40.42	6.45	39	34.55	60.48	258.66	17.38

Tableau 20: Valeurs des pertes instantanées et déferés

Remarque :

Les pertes de tension sont nettement inférieures à 25% (qu'on a supposé lors du calcul), donc les 15 câbles reprennent largement les charges considérées.

10. Justification des contraintes

Introduction

Comme vis-à-vis de toute sollicitation, il y a lieu de procéder en ce qui concerne les sollicitations normales a deux catégories de justification :

- Aux ELU pour s’assurer de la résistance de la structure.
- Aux ELS pour vérifier la convenance vis-à-vis des conditions d’exploitation et de durabilité.

Alors qu’aux ELS on se limite au domaine de fonctionnement élastique des matériaux, on admet aux ELU la plastification des sections.

Justification aux ELS

Les matériaux étant censés de comporter élastiquement, le principe des justifications est extrêmes simple : il suffit de calculer les contraintes qui apparaissent dans les sections sous l’effet des sollicitations de calcul et de vérifier qu’elles ne dépassent pas les contraintes limites réglementaire.

Nous ferons la justification en Classe II (ouvrage à poutre caisson coulés en place) selon le BPEL 91.

Contraintes limites de traction (cas d’un pont hyperstatique)

Elles sont récapitulées dans le tableau ci-dessous (classe II) qui donne également les contraintes limites de compression lorsque la précontrainte est représentée par des deux valeurs caractéristiques

	Combinaisons Rares	Combinaisons fréquentes	Combinaisons quasi-permanentes
Section sur pile			
Section à mi-travée			

Tableau 21: Contraintes admissibles en classe II.

En situation d'exploitation, nous vérifions les contraintes limites de traction et de compression sur les fibres inférieures et supérieures en passant par les trois combinaisons ; rares, fréquentes et quasi permanentes.

Rappelons que : $f_{cj} = 40 \text{ MPa}$; $f_{tj} = 3 \text{ MPa}$.

Vérification à l'ELS :

On calcule les contraintes caractéristiques

$$P_0 = 1860 \times 0.8 \times 0.00266 = 3.958 \text{ MN}$$

Pour 15 câbles :

$$P_0 = 3.958 \times 15 = 59.3712 \text{ MN}$$

$$P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta p \quad \rightarrow \quad P_1 = 1.02 \times 59.3712 - 0.8 (0.25 \times 59.3712)$$

$$P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta p \quad \rightarrow \quad P_2 = 0.98 \times 59.3712 - 1.2 (0.25 \times 59.3712)$$

$$P_1 = 48.684 \text{ MN}$$

$$P_2 = 40.372 \text{ MN}$$

Vérification sous combinaison :

Quasi-permanente : P+G

Fréquente : P+G+0.72Q

Rare : P+G+1.2Q

En phase de service

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

Au niveau des piles :

- *Combinaison quasi-permanente*

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P}{B} + \frac{M_i \cdot v}{I} - \frac{M \cdot v}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} = 0.5 f_{cj} = 20 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_i \cdot v'}{I} + \frac{M \cdot v'}{I} \leq 0.5 f_{cj} = 20 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma \leq 0.5 f_{cj}$$

M : moment engendré par les charges permanentes G

- *Combinaison fréquente :*

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P}{B} + \frac{M_i \cdot v}{I} - \frac{M \cdot v}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} = 0.6 f_{cj} = 24 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_i \cdot v'}{I} + \frac{M \cdot v'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} = -1.5 f_{tj} = -4.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$-1.5 f_{tj} \leq \sigma \leq 0.6 f_{cj}$$

M : moment engendré par les charges permanentes et les surcharges (G+0.72Q)

- *Combinaison rare :*

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P}{B} + \frac{M_i \cdot v}{I} - \frac{M \cdot v}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} = 0.6 f_{cj} = 24 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{P}{B} - \frac{M_i \cdot v'}{I} + \frac{M \cdot v'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} = -1.5 f_{tj} = -4.5 \text{ MPa} \\ -1.5 f_{tj} \leq \sigma \leq 0.6 f_{cj} \end{cases}$$

M : moment engendrer par les charges permanentes et les surcharges (G+1.2Q)

Au niveau des travées :

- *Combinaison quasi-permanente*

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P}{B} - \frac{M_i \cdot v}{I} + \frac{M \cdot v}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} = 0.5 f_{cj} = 20 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{M_i \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} = 0 \end{cases}$$

$$0 \leq \sigma \leq 0.5 f_{cj}$$

M : moment engendré par les charges permanentes G

- *Combinaison fréquente :*

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P}{B} - \frac{M_i \cdot v}{I} + \frac{M \cdot v}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} = 0.6 f_{cj} = 24 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{M_i \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} = 0 \\ 0 \leq \sigma \leq 0.6 f_{cj} \end{cases}$$

M : moment engendrer par les charges permanentes et les surcharges (G+0.72Q)

- Combinaison rare :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P}{B} - \frac{M_j \cdot v}{I} + \frac{M \cdot v}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} = 0.6 f_{cj} = 24 \text{ MPa} \\ \sigma_i = \frac{P}{B} + \frac{M_j \cdot v'}{I} - \frac{M \cdot v'}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} = -f_{tj} = -3 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$-f_{tj} \leq \sigma \leq 0.6 f_{cj}$$

M : Moment engendrer par les charges permanentes et les surcharges (G+1.2Q)

Avec :

P : Effort de précontraint

v' : Distance de CDG de la section à la fibre inférieure

v : Distance de CDG de la section à la fibre supérieur

I : Moment d'inertie

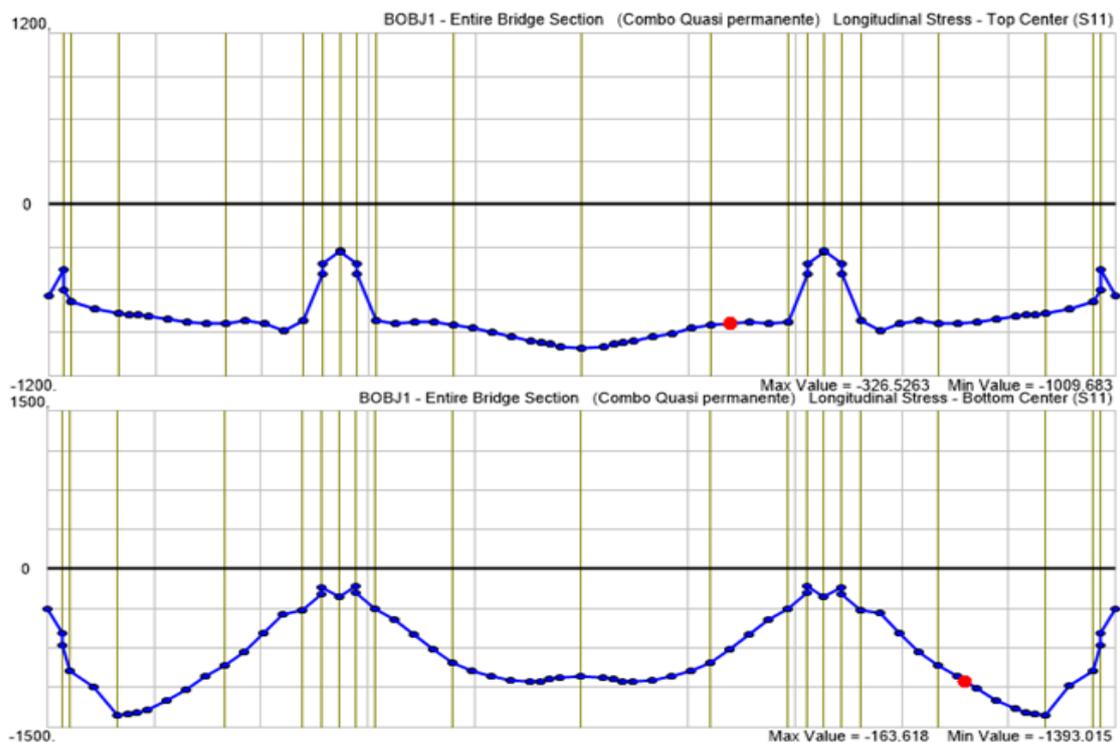
e : Distance de P au CDG de la section

S : La section du voussoir sur l'axe de la pile

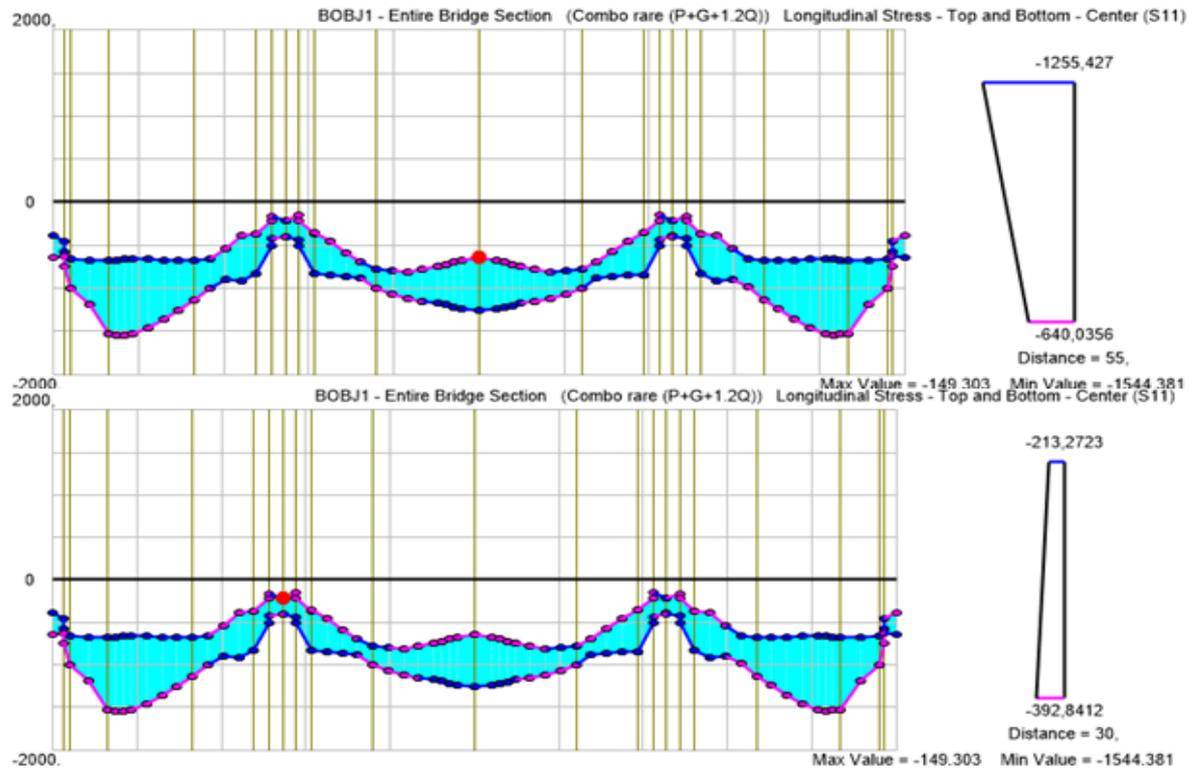
M_j : Moment hyperstatique

Dans ce qui suit nous allons présenter les résultats importés à partir du logiciel **CSI Bridge 2017** sous forme de graphes et tables, il faut noter que les contraintes sont calculées pour chaque (x) tout au long du tablier.

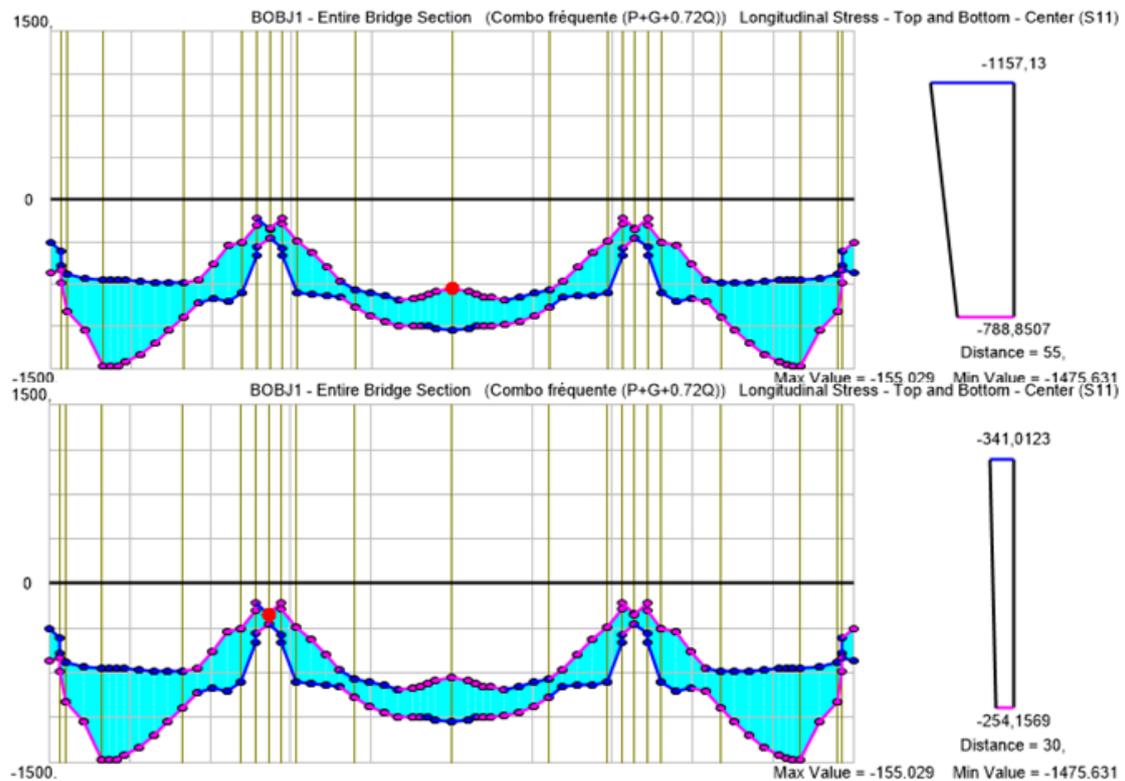
Combinaison quasi-permanente :



Combinaison rare :



Combinaison fréquente :



	P1	P2
Combinaison contraintes limites	Contrainte en fibres extrêmes	
Rare $-1.5ftj \leq \sigma \leq 0.6fcj$	$\sigma_s = 2.13$ $\sigma_i = 3.93$	$\sigma_s = 2.13$ $\sigma_i = 3.94$
Fréquente $-1.5ftj \leq \sigma \leq 0.6fcj$	$\sigma_s = 3.41$ $\sigma_i = 2.54$	$\sigma_s = 3.43$ $\sigma_i = 2.57$
Quasi-permanente $\sigma \leq 0.5 fcj$	$\sigma_s = 3.28$ $\sigma_i = 2.63$	$\sigma_s = 3.27$ $\sigma_i = 2.66$

Tableau 22: Valeurs des contraintes en fibres extrêmes sur piles à l'ELS.

	T1	T2	T3
Combinaison contraintes limites	Contrainte en fibre extrêmes		
Rare $-ftj \leq \sigma \leq 0.6fcj$	$\sigma_s = 6.59$ $\sigma_i = 15.44$	$\sigma_s = 12.55$ $\sigma_i = 6.40$	$\sigma_s = 6.61$ $\sigma_i = 15.41$
Fréquente $0 \leq \sigma \leq 0.6fcj$	$\sigma_s = 7.10$ $\sigma_i = 14.75$	$\sigma_s = 11.57$ $\sigma_i = 7.88$	$\sigma_s = 7.12$ $\sigma_i = 14.73$
Quasi-permanente $0 \leq \sigma \leq 0.5fcj$	$\sigma_s = 8.82$ $\sigma_i = 13.93$	$\sigma_s = 10.09$ $\sigma_i = 10.12$	$\sigma_s = 8.84$ $\sigma_i = 13.91$

Tableau 23: Valeurs des contraintes en fibres extrêmes en travée à l'ELS.

Conclusion

D'après les résultats que les contraintes supérieures et les contraintes inférieures trouvées sont admissibles et largement inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travail dans la sécurité.



Chapitre VI :
Etude Transversale

Chapitre VI : Etude Transversale

1. Introduction

L'étude menée jusqu'à présent considérait et s'intéressait uniquement à la flexion longitudinale du tablier, et donc avoir les enveloppes des efforts, vérifier les contraintes normales et tangentielles, ce qui nous a mené à la détermination des câbles longitudinaux de précontrainte (de fléau comme de continuité)

Cependant, il y a lieu aussi de déterminer les armatures transversales dans les âmes, l'hourdi inférieure et supérieure, ainsi de considérer les efforts qui n'apparaissent pas dans l'étude longitudinale du tablier, tel le chargement en A(L) de une ou deux voies de circulation, les efforts de torsion...

C'est principalement l'objet de ce chapitre, avec l'aide d'un modèle numérique, nous nous intéresserons aux phénomènes transversaux.

La section de notre ouvrage sous forme de caisson sera représentée par un ensemble de barres, avec des dimensions de ses éléments.

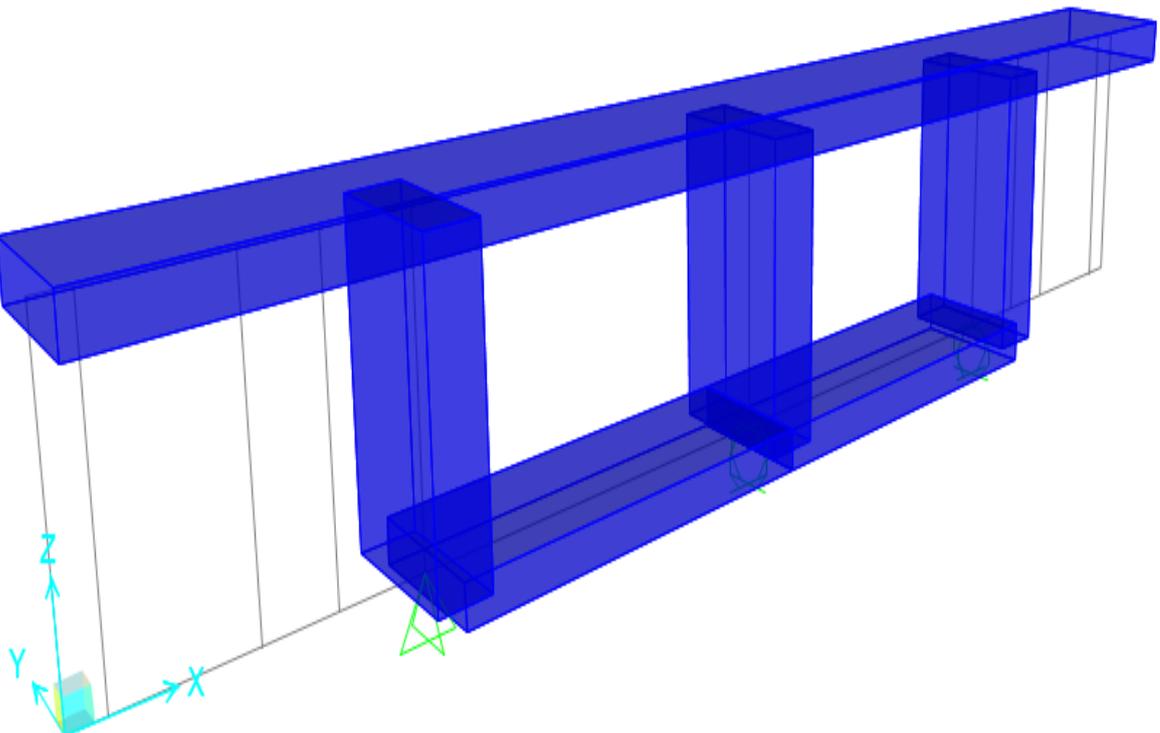


Figure 129: Modèle en 3D du caisson.

2. Définition des charges

2.1 Charge permanente

Revêtement et chape

$$P_r + P_c = 0.198 \text{ t/ml.}$$

Garde corps, Glissières de sécurité et corniche

Représenté par des forces concentrées aux extrémités, qui ont pour valeur :

$$P_{gl} + P_{cor} + P_{gc} = 0.9701 \text{ t}$$

Poids trottoirs

Représenté par des forces concentrées aux extrémités, qui ont pour valeur :

$$P_t = 0.53 \text{ t}$$

2.2 Surcharges d'exploitation

Système de charge A(L)

A (L) = 1.09 t/ml répartie sur toute la largeur chargeable

Système de charge Bc

Les surcharges ponctuelles Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta_{bc} = 1,081$ et un coefficient de pondération $bc = 1,1$.

Afin d'avoir un cas de chargement plus défavorable le système bc peut être placé n'importe où sur la largeur chargeable.

Charges militaires

Charge uniformément répartie et elle vaut selon le fascicule 61 titre II 110t, sa surface d'impact est constituée de deux rectangles (essieux) d'une largeur de 1m chacun espacées de 2.3m, ces rectangles peuvent être placés n'importe où sur la largeur chargeable. La charge de chaque rectangle sera modélisée par une charge répartie d'une largeur de 1m qui vaut 9.016t/ml.

Le convoie militaire est multipliée par un coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{Mc120} = 1,034.$$

Charges exceptionnelle

Charge uniformément répartie et elle vaut selon le fascicule 61 titre II 240t sur une largeur de 3,2 m et une longueur de 18.6m.

La charge exceptionnelle balance du bord du trottoir gauche jusqu'au bord du trottoir droit afin d'avoir le cas le plus défavorable.

La charge du convoie exceptionnelle sera modélisé par une charge répartie d'une largeur de 3.2m qui vaut 4.032 t/ml.

Le convoi exceptionnel est supposé rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 Km/h, ce qui justifie l'absence d'effets annexes.

Surcharge de trottoirs

$P_{St} = 0.15t$

3. Détermination des efforts

Le calcul des sollicitations à été fait par le logiciel SAP2000.

Les moments engendrés par la combinaison 1 « (1.35G+1.6(AL+ST) »

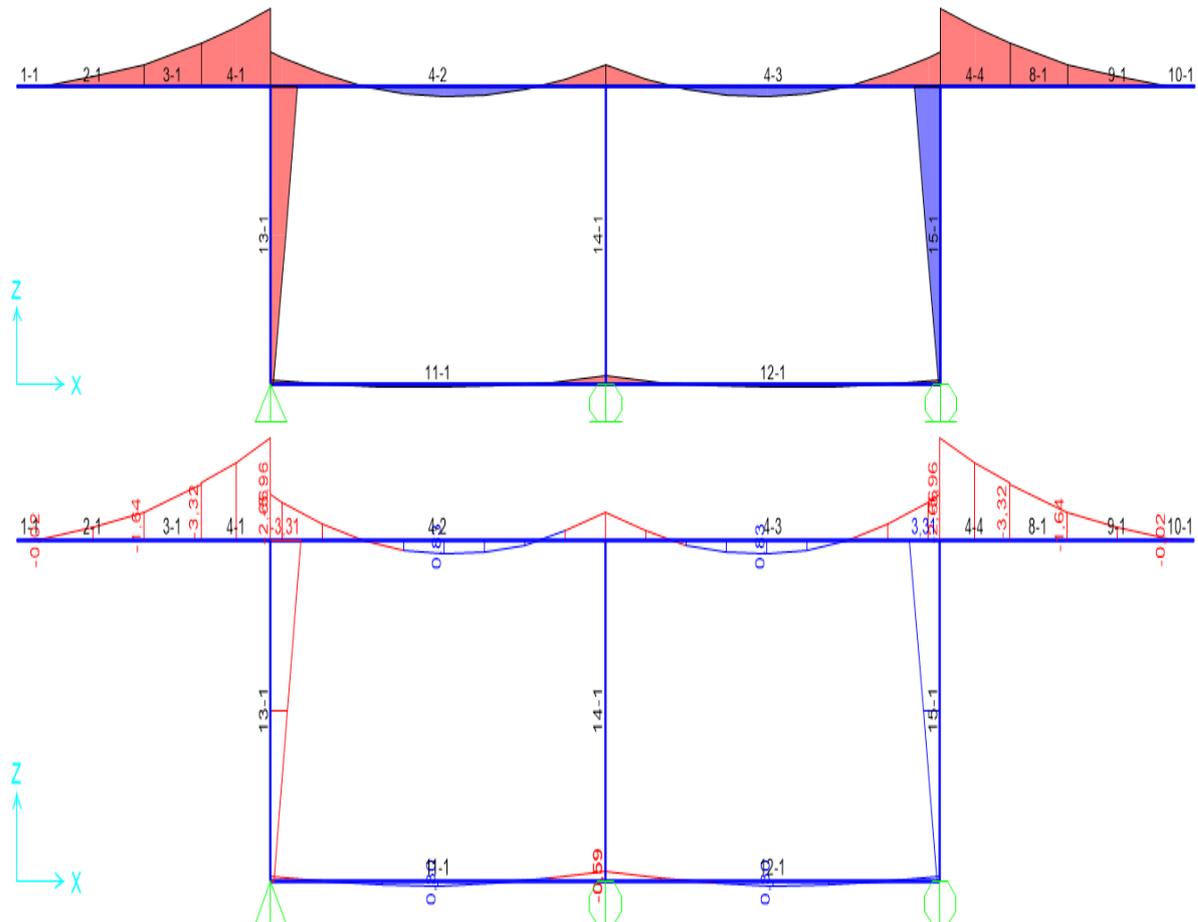


Figure 130: Diagramme du moment sous la combinaison 1.

Donc les valeurs du moment sous la combinaison sont :

	M max	M min
Table supérieure	0.83	-6.52
Table inférieure	0.30	-0.59
Ame droite	0	-3.31
Ame intermédiaire	0	0
Ame gauche	0	-3.31

Tableau 24: Moment max et min sous la combinaison 1

Les moments engendrés par la combinaison 2 « (1.35G+(1.35 MC120) »

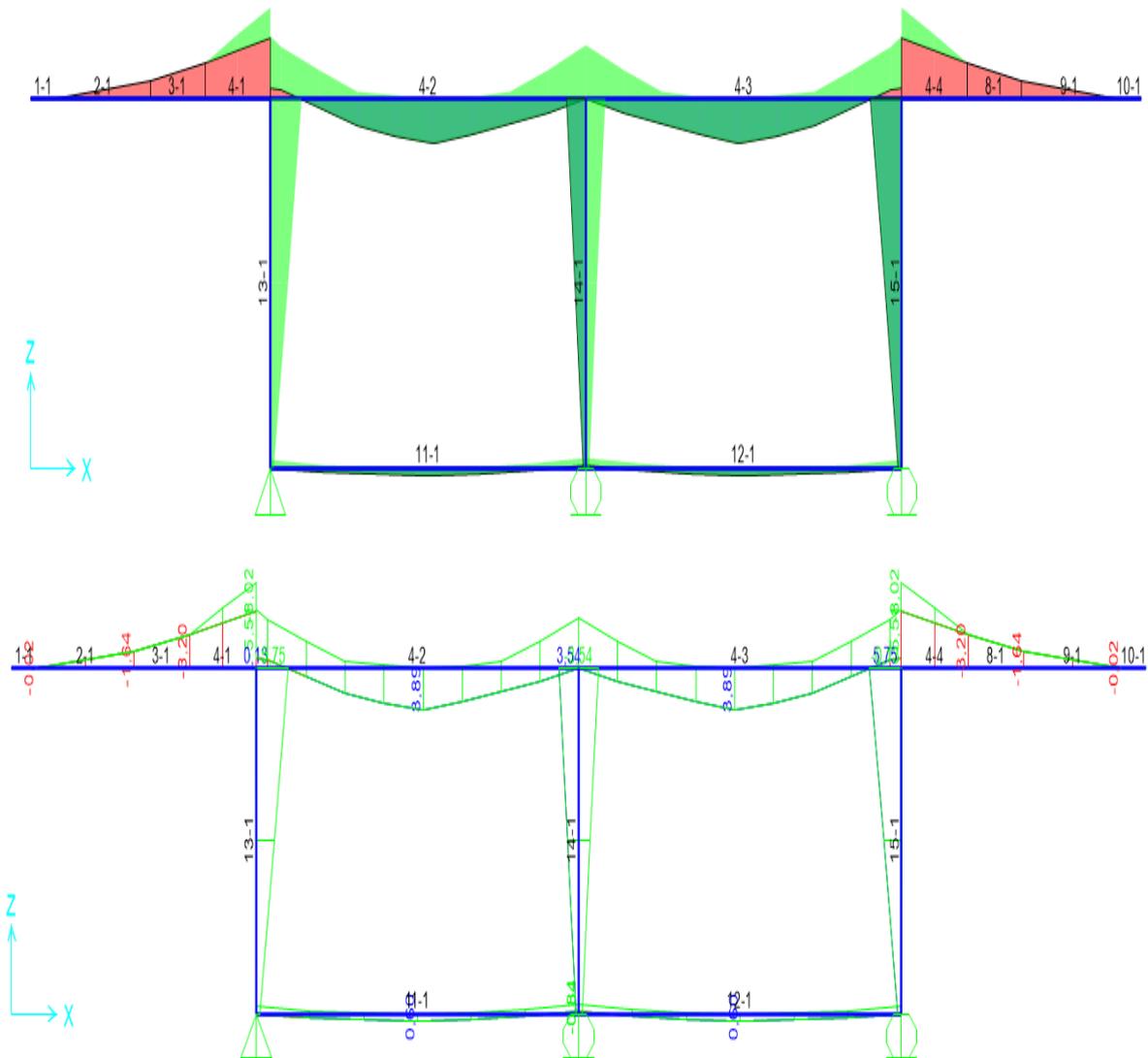


Figure 131: Diagramme du moment sous la combinaison 2

Donc les valeurs du moment sous la combinaison sont :

	M max	M min
Table Sup	3.89	-8.02
Table Inf	0.60	-0.84
Ame Droite	0.13	-5.75
Ame intermédiaire	3.54	-3.54
Ame gauche	0.13	-5.75

Tableau 25: Moments max et min sous la combinaison 2

Les moments engendrés par la combinaison 3 « (1.35G+1.6 (Bc+ST)) »

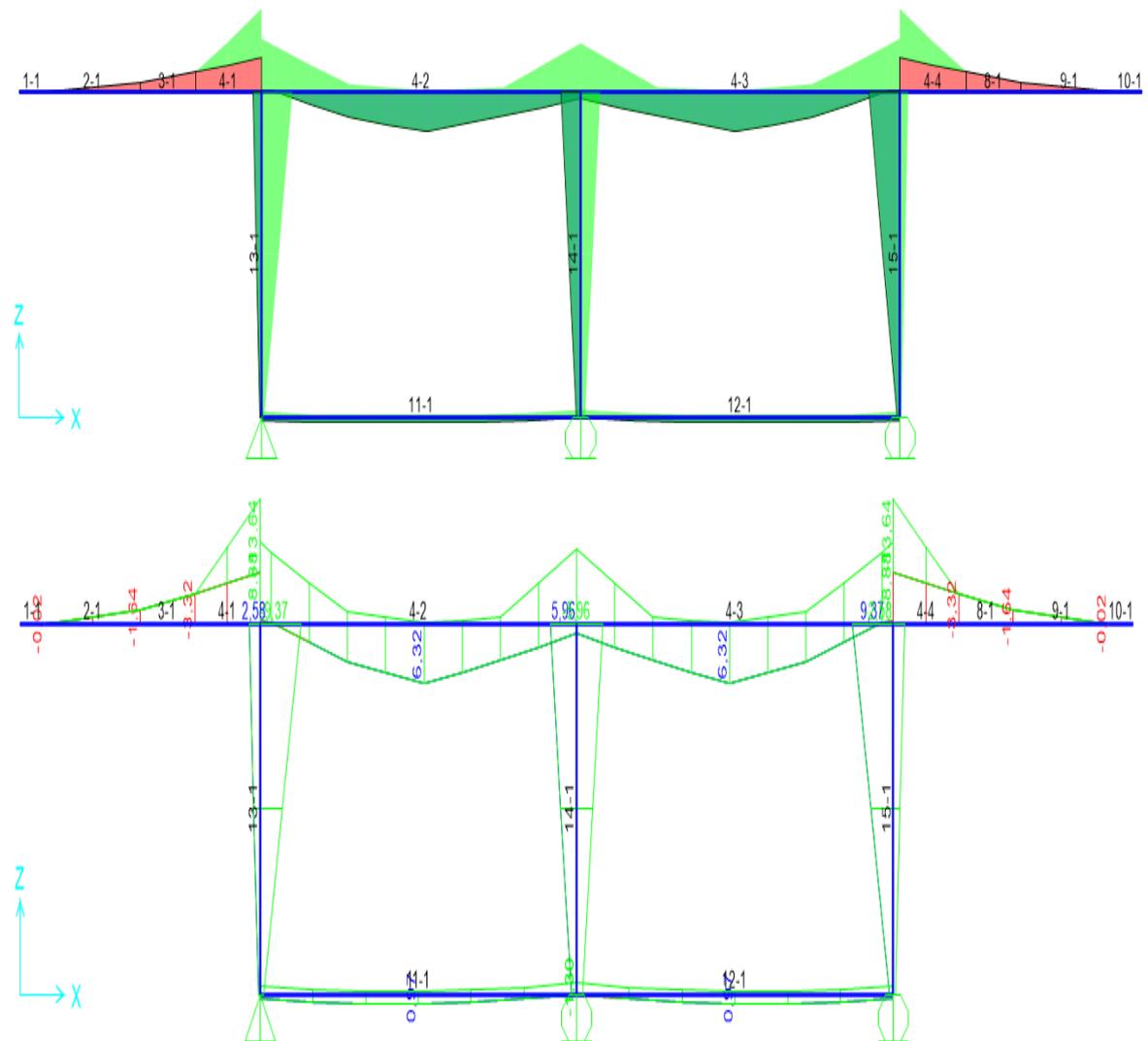


Figure 132 : Diagramme du moment sous la combinaison 3

Donc les valeurs du moment sous la combinaison 3 sont :

	M max	M min
Table Sup	6.32	-13.64
Table Inf	0.97	-1.3
Ame Droite	2.58	-9.37
Ame intermédiaire	5.96	-5.96
Ame gauche	2.58	-9.37

Tableau 26: Moments max et min sous la combinaison 3

Les moments engendrés par la combinaison 4 « (1.35G+(1.35 D240) »

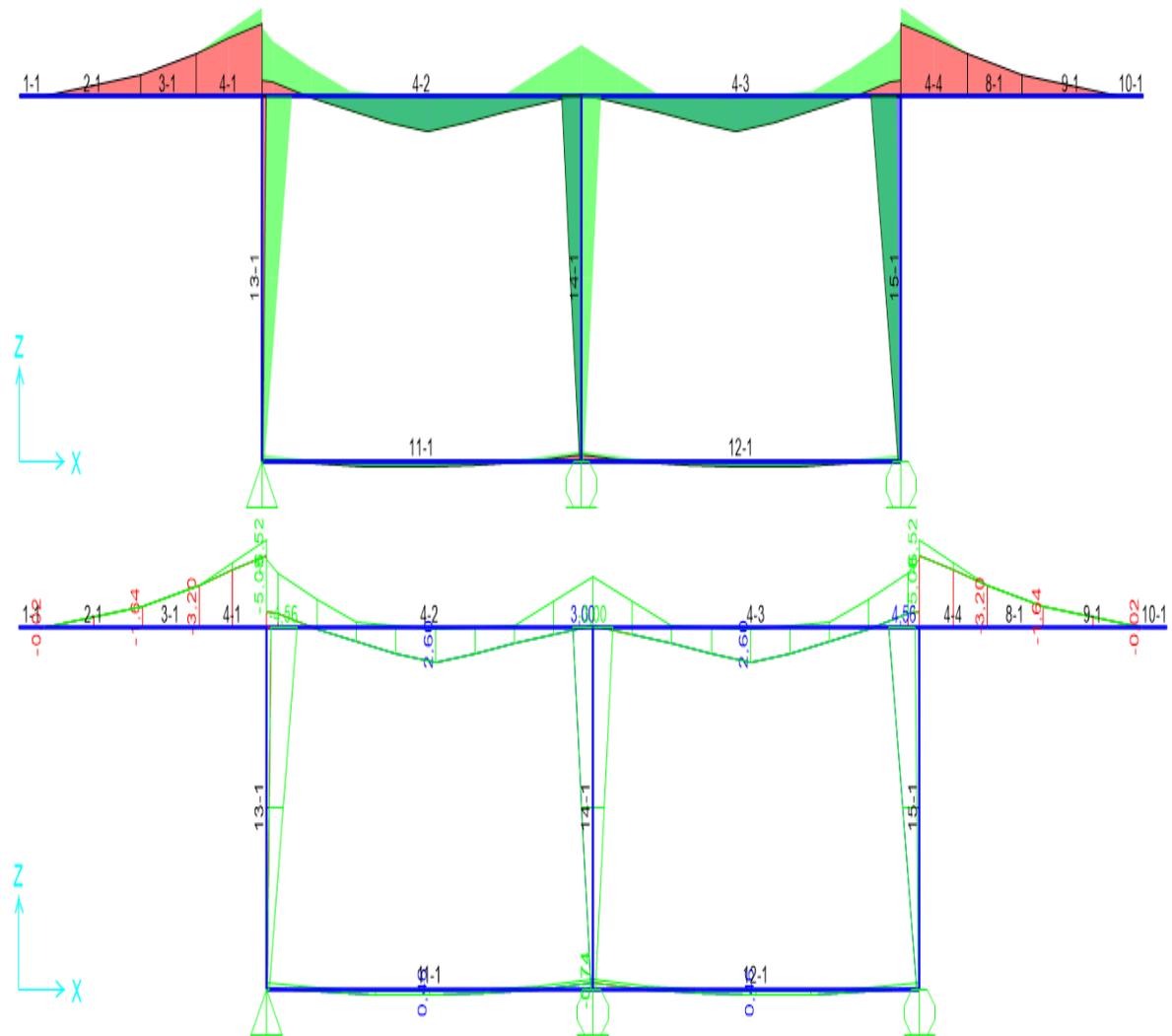


Figure 133: Diagramme du moment sous la combinaison 4

Donc les valeurs du moment sous la combinaison sont :

	M max	M min
Table Sup	2.6	-6.52
Table Inf	0.46	-0.74
Ame Droite	0	-4.56
Ame intermédiaire	3	-3
Ame gauche	0	-4.56

Tableau 27: Moments max et min sous la combinaison 4

Les moments max de la combinaison « (1.35G + 1.6(Bc+ST)) » seront utilisés pour ferrailer transversalement le caisson.

4. Ferrailage

Le dimensionnement du ferrailage transversal du caisson est basé sur les prescriptions de la **N.F**, ainsi que le **BAEL**.

N.B : La fissuration est peu nuisible, ce qui implique que le ferrailage se fera à l'**ELU**.

Exemple de calcul :

-Ferrailage de la table supérieure ; fibre supérieure

-La fibre supérieure se calcule à partir de la valeur du moment min

-Fissurations préjudiciable

b= 1m Le ferrailage se calcule par un mètre linéaire (/ml).

h=0.25m

c=0.05m

$$Asl = \frac{Mser}{Z + \bar{\sigma}st} \text{ tel que } Mser=6.32 \text{ t.m}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}st = \max(0.5 fe, 110\sqrt{n \times ftj}) \quad n = 1.6 \text{ pour les barres HA}, \quad ftj = 3MPa$$

$$\bar{\sigma}st = \max(250, 241) = 250 \text{ Mpa}$$

$$Z = d \times \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$$

$$d = h - c = 0.25 - 0.05 = 0.20 \text{ m}$$

$$\sigma bc = 0.6 \times fc28 = 0.6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{15 \times \sigma bc}{15 \times \sigma bc + \bar{\sigma}st} = 0.5902$$

$$Z = 0.1606$$

$$Asl = \frac{6.32}{0.1606 + 250} = 0.001574$$

$$Asl = 15.74 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 14 \text{ } \emptyset 12$$

Dans le sens longitudinal nous aurons :

$$\frac{Asl}{3} = \frac{15.74}{3} = 5.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 5 \text{ } \emptyset 12$$

Condition de non fragilité

$$Asl \geq Asmin = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times bd = 2.76 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérifier})$$

Nous ne tenons pas compte de la section d'armature comprimée puisqu'il nous reste à calculer la section d'armature au niveau de la fibre inférieure avec le moment max.

Le reste du calcul est donné dans le tableau suivant :

	Table sup		Table inf		Ame droite		Ame gauche		Ame intermédiaire	
Sens transversale	Fibre sup	Fibre inf	Fibre sup	Fibre inf	Fibre g	Fibre d	Fibre g	Fibre d	Fibre g	Fibre d
Sections (cm ²)	33.97	15.74	3.81	2.84	3.67	13.33	3.67	13.33	8.48	8.48
Désignation	7Ø25	6Ø20	4Ø12	3Ø12	5Ø20	5Ø20	5Ø20	5Ø20	8Ø12	8Ø12
Sens longitudinal	Fibre sup	Fibre inf	Fibre sup	Fibre inf	Fibre g	Fibre d	Fibre g	Fibre d	Fibre g	Fibre d
Section (cm ²)	11.32	5.25	1.27	0.95	1.22	4.44	1.22	4.44	2.83	2.83
Désignation	11Ø12	5Ø12	2Ø12	1Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12	4Ø12	3Ø12	3Ø12

Tableau 28: la section d'armature

CONCLUSION

Nous pourrions dire à présent, que le caisson est à même de reprendre la flexion transversale due aux effets locaux des actions verticales et horizontales que nous lui avons imposées. La prise en considération de nombreux cas de chargements fut nécessaire quant à la déduction des sollicitations maximales.

Nous pourrions observer à partir des résultats obtenus (de la section d'armatures) le rôle qu'ont joué le hourdis supérieur et les âmes par rapport au hourdis inférieur, car en effet, ces dernières ont presque repris toutes les sollicitations avant qu'elles n'arrivent au niveau du hourdis inférieur, c'est la raison pour laquelle ce dernier a une faible section d'armature.

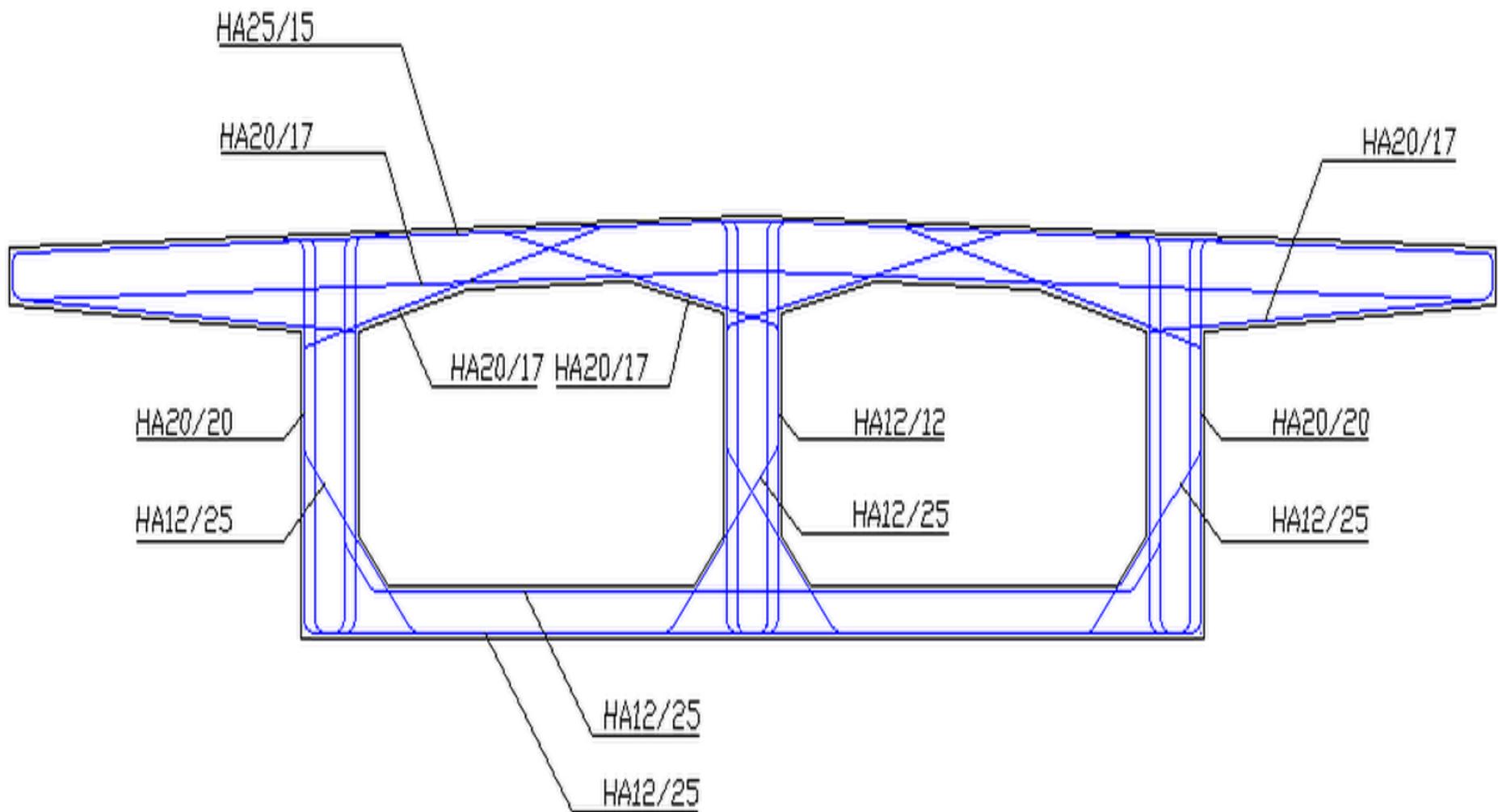


Figure 134: Représentation schématique finale des armatures transversales pour le caisson entier



Chapitre VII :
L'infrastructure

Chapitre VII : L'infrastructure

1. Introduction

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

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

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

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

2. Les piles

2.1 Définition

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

2.2 Choix du type de pile

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

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

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

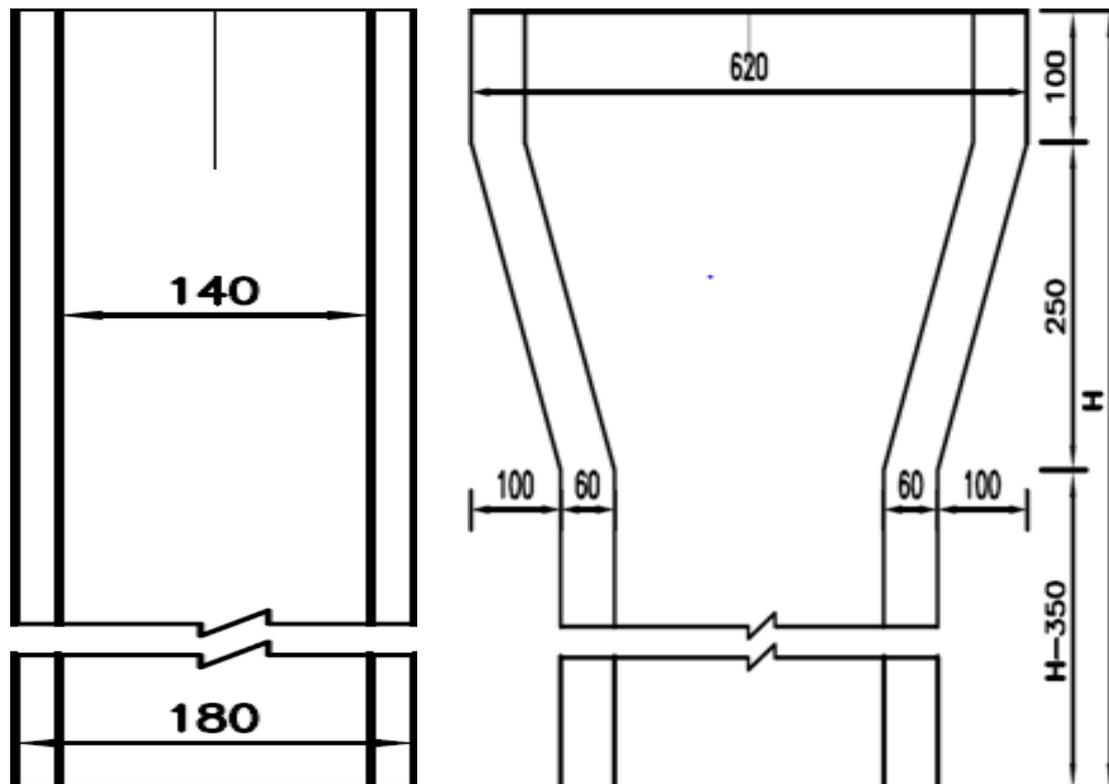


Figure 135: Coupe transversale et latérale de la pile.

2.3 Les Fondations

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

Les fondations superficielles (dalles, semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol.

Elles sont enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

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

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

Choix du type de fondation

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

Nombre de files de pieux

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe. Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Dans le cas des pieux forés, dont la résistance aux efforts horizontaux mobilise la butée du terrain, il convient d'éviter un nombre impair de files qui conduit à disposer une dans l'axe de l'appui (file intermédiaire très chargée).

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte pour quatre files de six pieux au niveau des deux piles les plus élancées, et quatre files de quatre pieux pour les deux autres.

L'effet d'un groupe de pieux

Les semelles sont toujours considérées comme étant infiniment rigides, il convient donc de les dimensionner en conséquence :

La largeur

$B = (N-1) \times l + 2\Phi = 9.6 \text{ m}$, tel que :

N : nombre des files des pieux (4).

l : la distance entre deux files ($l = 3 \Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,2m).

La longueur :

$L_s = (N - 1) \times l + 2\Phi = 9,6 \text{ m}$.

N : nombre des files des pieux (3).

La hauteur :

La hauteur des pieux : $L = 14\text{m}$

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle. Ceci s'obtient facilement avec des pieux forés.

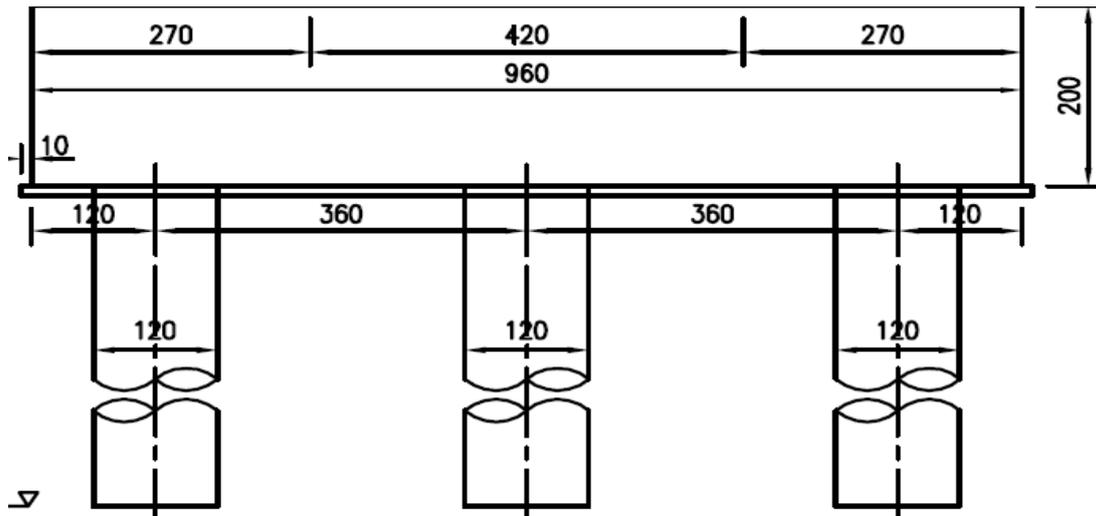


Figure 136: Fondation (sous la pile) sur quatre files de pieux

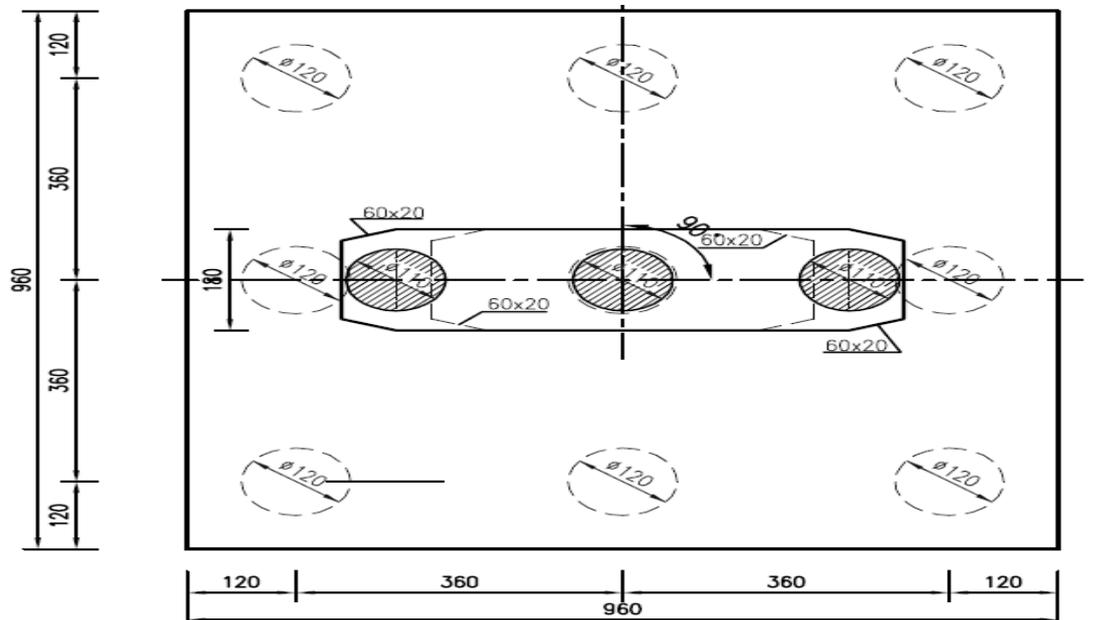


Figure 137: Disposition des pieux au niveau des piles

3. Les Culées

Introduction

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

3.1 Fonction des culées

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

Les fonctions mécaniques

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

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

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

Les fonctions techniques

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

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

3.2 Choix du type de culée

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

Culée remblayée

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

Pré dimensionnement

- **Mur frontal :**

Le mur frontal est un voile épais dont l'épaisseur courante varie selon sa hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans des bonnes conditions, on cherchera autant que possible à centrer les descentes de charges verticales du tablier dans l'axe de mur de front. Le mur frontal a une hauteur h de 3.34m et une épaisseur de 0.65 m.

- **Semelle :**

Elle est fonction de la rigidité, On prend $e_s = 1.8$ m.

La largeur de la semelle : $L = 6.00$ m

- **Mur garde grève :**

La hauteur du mur garde grève est :

$$h = h_{\text{dernier caisson}} + h_{\text{appareil d'appui}} + h_{\text{dés d'appui}}$$

Soit $h = 2$ m

L'épaisseur e est de 40 cm.

- **Dalle de transition**

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

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

Généralement elle a une épaisseur $e = 30$ cm. La dalle de transition suit une pente de 8.908 %.

- **Sommier d'appui**

Le sommier d'appui est un élément sur lequel repose l'about du tablier, il est intégré au mur frontal.

Sa surface doit être aménagée de façon à permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des vérins pour changer ces derniers.

La longueur du sommier $L =$ largeur du pont = 10,5 m.

L'épaisseur du sommier $e_s = 44$ cm

Les démentions de la culé :

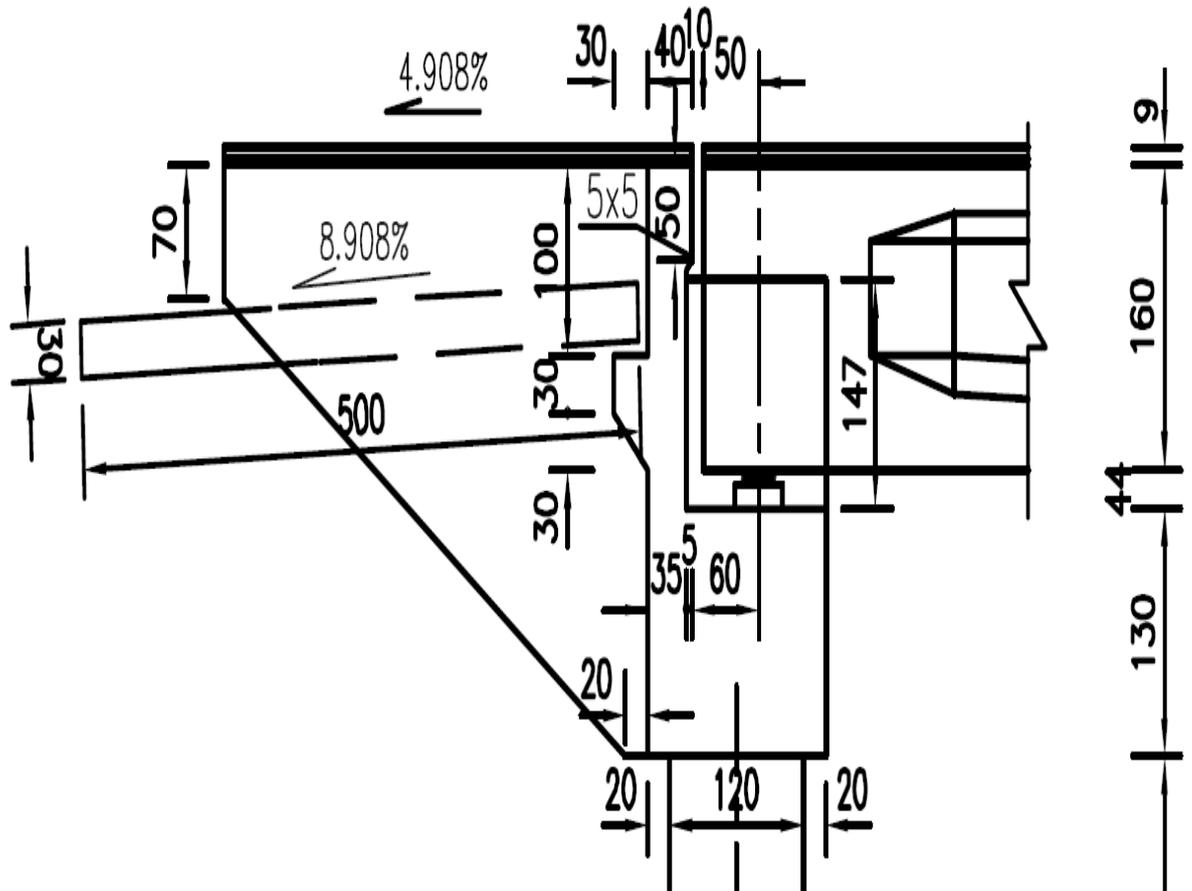


Figure 138: Detaille de la culée remblayée.



Chapitre VIII :
Equipements du pont

Chapitre VIII : Equipement du pont

1. Introduction

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

2. Calcul du joint de chaussée

2.1 Définition

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

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

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

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

Confort et esthétique

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

Résistance

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

Etanche

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

Fiable

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

2.2 Calcul du souffle des joints

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

- **Rotation d'extrémité sous chargement**

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

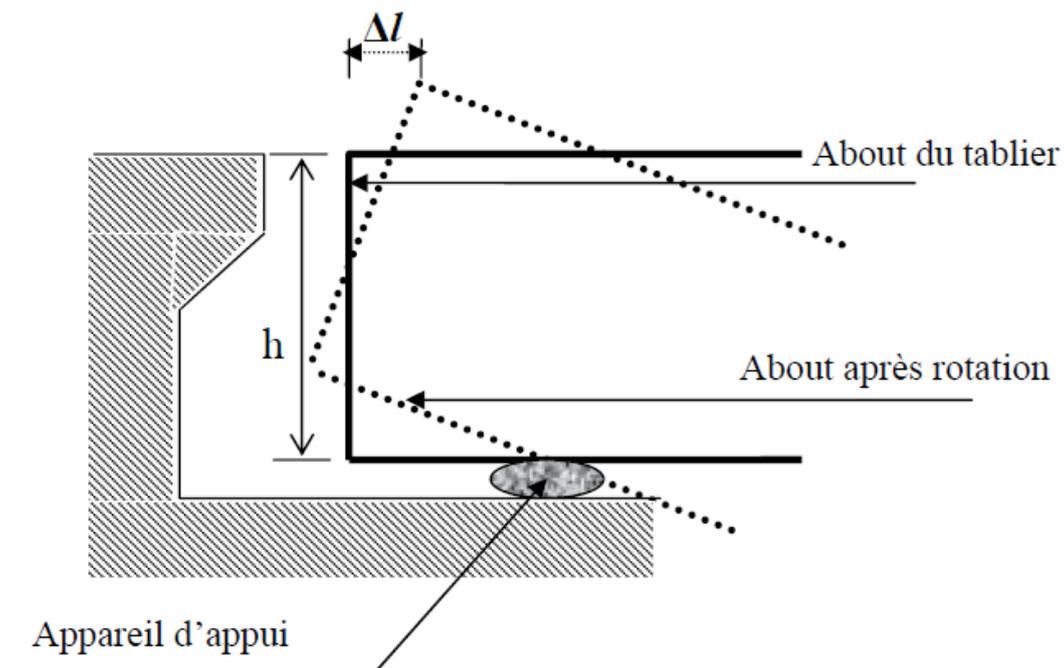


Figure 139: Rotation d'extrémité sous chargement

- **Dilatation thermique**

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

l : étant la longueur du tablier.

Pour notre cas $l/2 = 55\text{m} \Rightarrow \Delta l = 1.65 \text{ cm}$

- **Retrait**

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

$$l/2 = 55 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 0.19 \text{ cm}$$

- **Fluage**

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

$$\frac{\Delta l}{l} = Kfl \times 10^{-4}$$

Kfl Coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3

$$l/2 = 55 \text{ m} : \quad \frac{\Delta l}{l/2} = 3 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta l = 1.65 \text{ cm}$$

Donc le Δl sous les phénomènes précédents égale à **3.49 cm**



Figure 140: Joint de chaussée

2. Les dés d'appuis

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

Les dimensions des dés d'appuis

A = 800 mm

B = 800 mm

3. Appareil d'appui

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

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

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

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

3.1 Les appareils d'appuis en élastomère fretté

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

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

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

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

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



Figure 141: Appareil d'appui en élastomère fretté

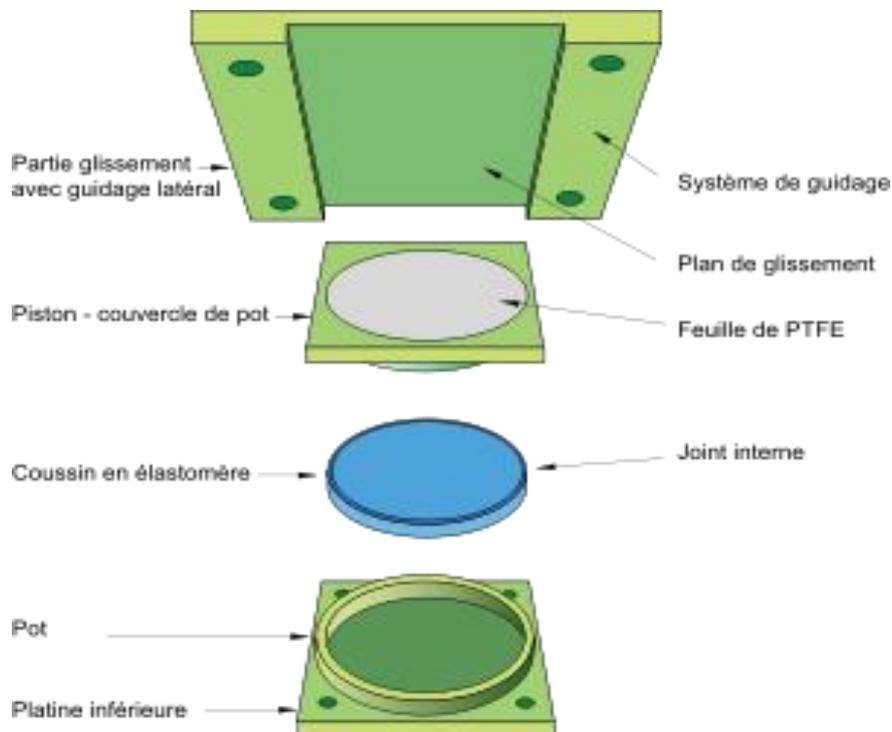


Figure 142: Les différents partis d'appareils d'appuis

3.2 Dimensionnement

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 frottement et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

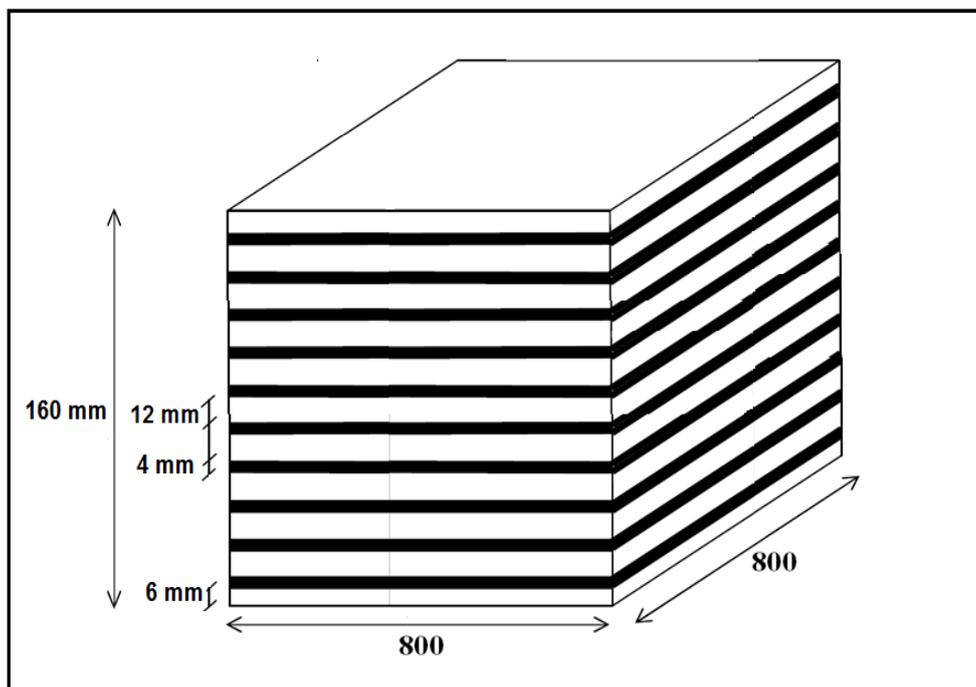
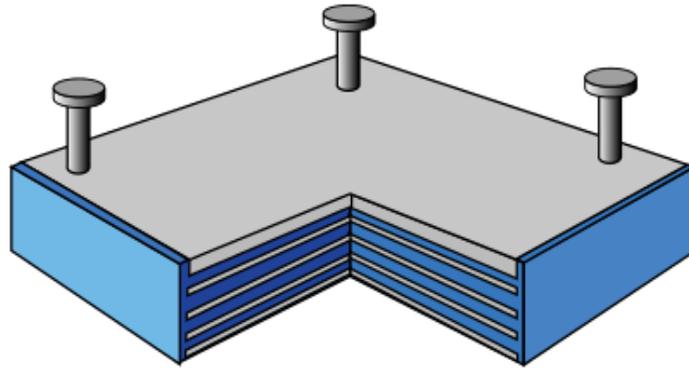


Figure 143: Coupe transversale d'un appareil d'appuis

Le module de déformation transversale G est de $0,8\text{MPa}$ pour les ponts routiers. 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 : $a = 800\text{mm}$, $b = 800\text{mm}$, $t = 160\text{mm}$.

CONCLUSION GENERALE

Notre projet de fin d'études a porté sur l'étude d'un tablier de pont à poutre caisson en béton précontraint sur l'autoroute **EST OUEST « TLEMCEN – SIDI BELABBES »**.

Dans la première partie de ce travail consacrée au choix de la meilleure variante et à sa conception, nous avons conduit une analyse multicritères qui nous a permis de retenir la variante optimale « pont caisson en béton précontraint » adaptée aux contraintes imposées par le site, et au regard des avantages qu'elle procure.

La solution retenue est formé de 2 travées de rive identiques de 30 m, et une travée centrale de 50 m, soit une longueur totale du tablier de 110 m.

Dans la deuxième partie consacrée au dimensionnement de la variante retenue, nous avons conduit toutes les justifications nécessaires pour le tablier caisson en béton précontraint pendant sa construction et en phase finale d'exploitation, vis-à-vis des sollicitations normales (flexion longitudinale, transversale).

Le calcul des sollicitations est conduit principalement moyennant le logiciel de dimensionnement des structures « CSI Bridge » et les diverses vérifications sont conduites manuellement conformément aux règles BPEL99 et BAEL99.

Pour conclure, ce PFE nous a été très bénéfique sur plusieurs plans. En effet, Il nous a permis d'appliquer les connaissances théoriques que nous avons reçues au sein du Master sous la direction des honorables professeurs qui nous ont guidés pendant nos deux années d'étude.

Nous avons aussi appris à utiliser un nouveau logiciel pour le ferrailage transversale « SAP2000 » qui offre des possibilités très intéressantes

Annexe

Annexe : Les pertes

Hypothèse de calcul

Par exemple à le point $x=2.96m$

❖ Pertes instantanées :

Pertes par frottement

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

$$\alpha(\text{rad}) = \theta^\circ \times \frac{\pi}{180}$$

$$f=0.18$$

$$\varphi = 0.002$$

$$\sigma_{P0}=1488 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{P0}(x) = 1488 \times (1 - e^{-(0.18 \times 0.089 + 0.002 \times 2.96)}) = 27.25 \text{ MPa}$$

Pertes par glissement à l'ancrage :

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

Si $x < \aleph$

$$P = \frac{\Delta\sigma_f(x)}{x} = \frac{27.25}{2.96} = 9.2 \text{ MN}$$

$$\aleph = \sqrt{\frac{g E p}{P}} = \sqrt{\frac{0.006 \times 195000}{9.2}} = 11.27 \text{ m}$$

$$g=6\text{mm}$$

$$\Delta\sigma_g = 2 \times 9.2 (11.27 - 2.93) = 153.02 \text{ MPa}$$

Pertes par raccourcissement élastique du béton :

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

Annexe : Les pertes

$$E_{ij} = 11000\sqrt{\sigma_b}$$

$$\sigma_b = 40\text{MPa}$$

$$E_{ij} = 5.18\text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_n = \frac{15-1}{30} \cdot \frac{195000}{5.18} \cdot 40 = 6.45\text{MPa}$$

❖ Les pertes différées

Pertes due au retrait :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \cdot E_p = 2 \times 10^{-4} \times 195000 = 39\text{MPa}$$
$$\varepsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$$

Pertes dues au fluage :

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

$$\sigma_m \leq 1.5 \times \sigma_b \quad \text{et} \quad \sigma_b = 40\text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times \sigma_b \times \frac{E_p}{E_{ij}} = 2.5 \times 40 \times \frac{195000}{5.18} = 518\text{MPa}$$

Pour un câble :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{518}{15} = 34.53\text{ MPa}$$

Pertes par relaxation des aciers :

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

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{ins} = 1488 - (6.45 + 27.25 + 153.02) = 1301.28\text{MPa}$$

$$\rho_{1000} = 2.5\%$$

$$f_{prg} = 1860\text{MPa}$$

$$u_0 = 0.43$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times 2.5 \left(\frac{1301.28}{1860} - 0.43 \right) \times 1301.28 = 52.62\text{M}$$

Références Bibliographiques

- Règles B.A.E.L 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en bétons armés, suivant la méthode des états limites.
- Règles B.P.E.L 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en bétons précontraint, suivant la méthode des états limites.
- Guide S.E.T.R.A : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes.
- Cahier des prescriptions communes (fascicule 61, fascicule 62).
- Fascicule 61 titre II : Programmes De Charges Et Épreuves Des Ponts-Routes.
- Les règlements :
 - RPOA : Règle parasismique applicable au domaine de génie civil (ponts neufs).
 - RPCR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
 - RPA99 : Règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003).
- Thèses de fin d'étude : CUAT, école supérieure de travaux publics, USTO...
- Cours de pont CUAT, Mr Guellil.
- Cours de béton précontraint CUAT, Mr Kammech.
- Cours de béton armé CUAT, Mr AMARA.

Logiciels :

- CSI Bridge pour la modélisation longitudinale.
- SAP2000 pour le ferrailage transversal.
- AUTOCAD pour les dessins.

Livre :

- La pérennité du béton précontraint: Sous la direction de Bruno Godart.

Site WEB :

- www.setra.fr
- <https://www.matiere-tp.fr/ponts-caissons/>

