

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



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Built and Ground Works Engineering
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT
AU PK67+240 DE LA LIAISON
AUTOROUTIERE SETIF BARIKA

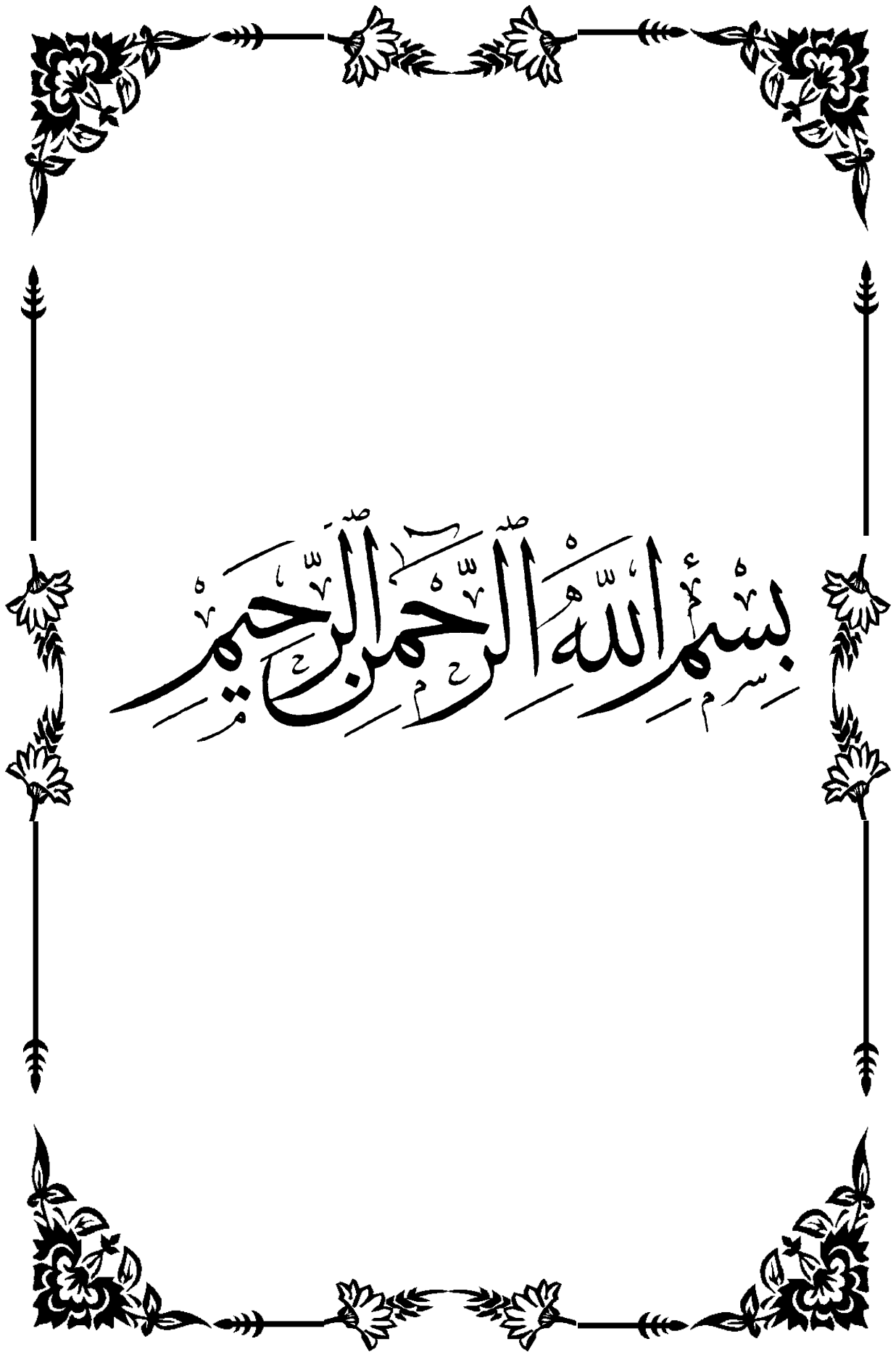
Présenté par :

FETTOUCHE Abdelaziz
SAADI Mohammed

Encadré par :

Mr. Y BABAKHOUYA

Promotion 2017/2018



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

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

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher encadreur Mr BABAKHOUDA Youcef Pour tous ses grands efforts et sa responsabilité et sa patience le long de cette période.

Egalement au personnel du SETS de Sétif ainsi que Mr BOULKENTAER Abdelghani de sa précieuse aide.

Nos remerciements et tout les Appréciations s'adressent, aux nos enseignants notamment Mr. LORARI Mr. TAKI Mr. AMIEUR Mr. HEMMADI Mr. RAHMANI Mr. LFKIR Mr. HADID Mr. AFRA Mr. ECHIKHE BENZAOUZ M^{me}. CHIALI et ainsi que tous le personnel de notre école ENSTP, qui ont contribué à notre formation.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier l'ensemble de nos enseignants du Primaire, CEM, Lycée, EPST. Tlemcen, et tous ceux qui ont contribué à notre éducation.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Dédicace

Au nom d'ALLAH, le tout Miséricordieux, le très Miséricordieux

Je dédie ce travail

*En premier lieu à mes parents qui ont consenti beaucoup de sacrifices
Pour me permettre de réaliser mes objectifs, Qu'ils trouvent ici toute ma
reconnaissance et ma gratitude.*

** A mes Sœurs Khedra, Ahlem et Farida, Et leurs époux,*

** A mes cousines et à mes tantes en particulier ma tante Hanen.*

** A mes cousins en particulier Youcef.*

** A mon chère binôme SAADI Mohammed et toute sa famille.*

** A mes amies Yacine, Idir, Massi, Abdelhak WELDBABALI, et en particulier*

SAKIMI Ali.

** A mon super encadreur*

** A Toute la promotion 2017*

FETTOUCHE Abdelaziz

اهداء

اهدي هذا العمل المتواضع الي من يحلم دائما بنجاحي وتفوقي
الي أعلى ما املك الي 'امي وابي'

الي اخي العزيز يونس

الي اختاي الغاليتين

الي كل اقاربي من اخوال واعمام

الي من ساهم في تعليمي وتربيتي معلمي واساتذتي

الي رفيقي وصديقي فطوش عبد العزيز (فاتح)

المأطر والصديق يوسف باباخويا

الي أصدقائي

عثمان ؛ علي ؛ ادير ؛ اسلام ؛ ياسين ؛ ماسي ؛ سفيان ؛ كريم

الي كل زملائي واحبتي

محمد سعدي

ملخص

هذا العمل مندرج في إطار تصميم ودراسة جسر بامتداد 315م، منجز بطريقة التتابع المتتالي الرابط بين ولايتي سطيف وباتنة، المتواجد في النقطة الكيلومترية 67+240 والذي يتضمن مقدمة عامة، تقديم المشروع و تحديد الخيار المناسب من بين ثلاثة اقتراحات مختلفة مع إعطائها الأبعاد المبدئية، حيث اخترنا جسر صندوقي ذو ارتفاع متغير منجز بطريقة التتابع المتتالي ، وذلك لدراسته دراسة معمقة والتي تتضمن خصائص المواد المستعملة في الحساب وتقييم الحمولات و الحمولات الزائدة المطبقة على الجسر، لخرسانة مسبقة الإجهاد، الدراسة الطولية والعرضية، معدات الجسر، و تصميم و دراسة البنية التحتية (عمود و دعامة)، أخيرا خاتمة عامة

الكلمات المفتاحية: تصميم ودراسة جسر، التتابع المتتالي، الأبعاد المبدئية، جسر صندوقي، الخرسانة مسبقة الإجهاد، معدات الجسر، البنية التحتية.

Résumé

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude d'un pont de 315 m réalisé par la méthode d'encorbellement successif, reliant les wilayas de Sétif et de Batna, situé au PK 67+240 qui comprend une introduction générale, une présentation du projet, et d'identifier le choix approprié parmi trois propositions différentes, compte tenu le Prédimensionnement, Où nous avons choisi un pont en caisson à hauteur variable réalisé par la méthode d'encorbellement successif, pour l'étude approfondie, qui comprend les caractéristiques des matériaux utilisés pour le calcul, l'évaluation des charges et surcharges appliquées au pont, le béton précontraint, les études longitudinales et transversales, les équipements du pont, la conception et l'études d'infrastructures (pile et culée), finissant par une conclusion générale.

Mots clés: Conception et étude de pont, encorbellement successif, Prédimensionnement, Pont en caisson, béton précontraint, Equipement de pont, Infrastructure

Abstract

This work is part of the design and study of a 315 m bridge made by the successive corbelling method, connecting the States of Setif and Batna, Located at PK 67 + 240 which includes a general introduction, a presentation of the project, and identify the appropriate choice among three different proposals, taking into account the pre-dimensioning, where we have chosen a height-adjustable box bridge made by the method of successive corbelling for the comprehensive study, which includes the characteristics of the materials used for the calculation, the evaluation of the loads and overloads applied to the bridge, the prestressed concrete, the longitudinal studies and transversal, bridge equipment, design and infrastructure studies (pile and abutment), ending with a general conclusion.

Keywords: Design and study of bridge, successive corbelling, pre-dimensioning, Box Bridge, Prestressed concrete, Bridge equipment, Infrastructure.

Liste des Figures

Chapitre I :	Présentation de L'ouvrage
Figure I.1 Implantation du projet sur google maps.	02
Figure I.2 Tracé en plan de la voie portée.	03
Figure I.3 Profil en long de la voie portée.	03
Figure I.4 Profil en travers de la voie portée.	04
Figure I.5 Topographie du site.	04
Chapitre II	Conception et Pré-dimensionnement
Figure II.1 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.	06
Figure II.2 Coupe longitudinale et vue en plan de la variante VIPP.	07
Figure II.3 Différentes sections de la poutre.	08
Figure II.4 Coupe transversale et longitudinale sur pile.	08
Figure II.5 Vue en 3D Variante 1.	08
Figure II.6 Coupe longitudinale et vue en plan de la variante 2.	09
Figure II.7 Notations des dimensions.	10
Figure II.8 Coupe transversale du voussoir VSP et VC.	11
Figure II.9 Coupe transversale sur pile variante 2.	11
Figure II.10 Vue en 3D Variante 2.	11
Figure II.11 Coupe longitudinale et vue en plan de la variante 3.	12
Figure II.12 Coupe transversale d'un tablier bipoutre.	12
Figure II.13 Coupe transversale des profilés métalliques.	13
Figure II.14 Coupe transversale sur pile variante 3.	14
Figure II.15 Vue en 3D Variante 3.	14
Figure II.16 Moment maximal Variante 1.	15
Figure II.17 Moment maximal Variante 2.	16
Figure II.18 Moment maximal Variante 2.	17
Chapitre III :	Charges et Hypothèses de Calcul
Figure III.1 Limitation des contraintes des sections en B.P.	23
Figure III.2 Numération des voussoirs.	23
Figure III.3 La largeur roulable.	25
Figure III.4 Les 11 cas de charge possibles.	26
Figure III.5 Système de chargement B_c	28
Figure III.6 Système de chargement B_r	28
Figure III.7 Système de chargement B_t	29
Figure III.8 Convoi de charge M_c 120.	30
Figure III.9 Convoi exceptionnel D240.	30
Chapitre IV :	Etude Longitudinale
Figure IV.1 Cheminement de la réalisation d'un fléau.	31
Figure IV.2 Situation temporaire de construction à considérer.	32
Figure IV.3 Situation accidentelle à considérer.	32

Figure IV.4 Stabilité du fléau avec clouage.	34
Figure IV.5 Efforts dans les câbles et réactions d'appui.	35
Figure IV.6 Aménagement des têtes des piles en phase de construction.	36
Figure IV.7 Modèle de calcul.	38
Figure IV.8 M_{Max} à l'ELS.	39
Figure IV.9 M_{Max} à l'ELU.	39
Figure IV.10 T_{Max} à l'ELS.	39
Figure IV.11 T_{Max} à l'ELU.	40

Chapitre V : Étude de la Précontrainte

Figure V.1 Tracé en plan des câbles de fléau.	43
Figure V.2 Tracé en élévation des câbles de fléau.	44
Figure V.3 Position des câbles C8 et C7.	45
Figure V.4 Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP.	46
Figure V.5 Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux P1/P2/P3/P4.	46
Figure V.6 Disposition des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4.	48
Figure V.7 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4.	48
Figure V.8 Disposition des câbles de continuité au niveau du V02.	49
Figure V.9 Tracé en plan des câbles de continuité pour les travées de rives.	49
Figure V.10 Tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées de rives.	49
Figure V.11 Frottements le long du câble lors de la mise en tension.	50
Figure V.12 Diagramme des contraintes à $x = 74,10$ m.	57
Figure V.13 La flèche maximale de l'ouvrage.	59

Chapitre VI : Étude Transversale

Figure VI.1 Vue en 3D du caisson à la clé modélisé sur le logiciel.	60
Figure VI.2 Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel.	60
Figure VI.3 Ferrailage voussoir sur pile.	63
Figure VI.4 Ferrailage voussoir à la clef.	64

Chapitre VII Equipements du Tablier

Figure VII.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui.	65
Figure VII.2 Distorsion sous effort normal.	68
Figure VII.3 Distorsion sous une rotation.	68
Figure VII.4 Distorsion sous effort horizontal.	69
Figure VII.6 Joint du type Wd.	71

Chapitre VIII : Étude de l'infrastructure

Figure VIII.1 Dimensions de la pile la plus haute.	72
Figure VIII.2 Discrétisation des masses pour séisme transversal.	75
Figure VIII.3 Sollicitations agissant sur la pile.	78
Figure VIII.4 Abaques de WALTHER.	79
Figure VIII.5 Ferrailage de pile à la base.	79
Figure VIII.6 Dimensions de la semelle.	81

Figure VIII.7 Ferrailage de la semelle de pile.	82
Figure VIII.8 Dimensions de la culée.	83

Liste des Tableaux

Chapitre II Conception et Pré-dimensionnement

Tableau II.1 Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 1.	07
Tableau II.1 Récapitulation de découpage des voussoirs.	09
Tableau II.2 Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.	10
Tableau II.3 Pré-dimensionnement des poutres métalliques.	13
Tableau II.4 Pré-dimensionnement des pièces de pont.	13
Tableau II.6 Analyse des variantes.	20

Chapitre III : Charges et Hypothèses de Calcul

Tableau III.1 Caractéristiques de béton.	21
Tableau III.2 Contraintes admissibles à la compression de béton.	22
Tableau III.3 Contraintes admissibles de traction des armatures passives.	23
Tableau III.4 Estimation du poids total des voussoirs.	24
Tableau III.5 Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges.	24
Tableau III.6 Les classes des ponts routes.	25
Tableau III.7 Coefficient a_1	27
Tableau III.8 Valeurs de $A(L)$ pour les 11 cas possibles.	27
Tableau III.9 Les valeurs de b_c	28
Tableau III.10 Les valeurs de δ	29

Chapitre IV : Etude Longitudinale

Tableau IV.1 Evaluation du poids propre de chaque phase.	32
Tableau IV.2 Récapitulation des combinaisons d'action.	33
Tableau IV.3 Evaluation des efforts en situation temporaire.	34
Tableau IV.4 Evaluation des efforts en situation accidentelle.	34
Tableau IV.5 Calcul de nombre de câbles de clouage.	35
Tableau IV.6 Valeurs limites de la contrainte de compression.	36
Tableau IV.7 Phases de réalisation du tablier.	37
Tableau IV.8 Combinaisons de charge en phase de service.	38

Chapitre V : Etude de la Précontrainte

Tableau V.1 Estimation de nombre de câbles de fléau.	42
Tableau V.2 L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.	45
Tableau V.3 L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.	45
Tableau V.4 Estimation de nombre de câbles de continuité pour la travée principale.	46
Tableau V.5 Estimation de nombre de câbles de continuité pour la travée de rive.	47
Tableau V.6 L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées principales.	48
Tableau V.7 L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales.	48
Tableau V.8 L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées de rives.	49
Tableau V.9 L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées de rives.	49
Tableau V.10 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction.	55

Chapitre VI : **Etude Transversale**

Tableau VI.1 Combinaisons des charges appliquées. 61
Tableau VI.2 Moments extrêmes dans le voussoir à la clef. 61
Tableau VI.3 Moments extrêmes dans le voussoir sur pile. 61
Tableau VI.4 Ferrailage passif du VSP et VC. 63

Chapitre VII : **Equipements du Tablier**

Tableau VII.1 Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis. 65
Tableau VII.2 Déplacement dû à la variation linéaire. 66
Tableau VII.3 Modèles des joints Wd. 70

Chapitre VIII : **Etude de l'infrastructure**

Tableau VIII.1 Implantation et hauteurs des piles. 72
Tableau VIII.2 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des piles et culées. 73
Tableau VIII.3 Raideurs statiques et dynamiques transversales des piles et culées. 73
Tableau VIII.4 Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui. 75
Tableau VIII.5 Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui. 76
Tableau VIII.6 Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble. 76
Tableau VIII.7 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée. 77
Tableau VIII.8 Combinaisons des efforts. 77
Tableau VIII.10 Calcul du coefficient de poussée K_{ad} 84
Tableau VIII.11 Evaluation des efforts à vide. 84
Tableau VIII.12 Vérification du tiers central à vide. 85
Tableau VIII.13 Vérifications à faire pour la stabilité au renversement et au glissement. 85
Tableau VIII.14 Vérification de la stabilité au renversement et au glissement à vide. 85
Tableau VIII.15 Evaluation des efforts en service. 86
Tableau VIII.16 Vérification du tiers en service. 86
Tableau VIII.17 Vérification de la stabilité au renversement et au glissement en service. 86
Tableau VIII.18 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour la dalle de transition. 88
Tableau VIII.19 Combinaisons des moments et efforts tranchants pour le mur frontal. 88

Liste Des Abréviations

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.

CCP : Complément des charges permanentes.

CCTP : Centre de contrôle des travaux publics.

BAEL : Béton armé aux Etats limites.

BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.

RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.

VSP : Voussoir sur pile.

VC : Voussoir à la clef.

12T15 : douze (12) torons de quinze (15) fils.

$f_{c\text{lim}}$: Contrainte de compression limite.

$f_{c\text{max}}$: Contrainte maximal de compression, à ne pas dépasser.

f_{prg} : Contrainte de rupture garantie.

f_{peg} : Contrainte de précontrainte élastique garantie.

σ_{sup} : Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

σ_{inf} : Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.

$\overline{\sigma}_{\text{bc}}$: Contrainte de compression admissible.

$\overline{\sigma}_{\text{bt}}$: Contrainte de traction admissible.

HA : Haute adhérence.

St : Espacement des armatures.

NF : Norme française.

Xr : Centre de rigidité.

M_P : Masse des piles.

M_T : Masse du tablier.

F_L : Force sismique longitudinale.

F_T : Force sismique transversale.

H_T : Force dû au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

H_{flv} : Force dû au déplacement horizontal induit par les effets du retrait et de fluage.

DTR : Document technique réglementaire.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

CHAPITRE I : Présentation De L'ouvrage

I.1. INTRODUCTION.	2
I.2. Présentation Du Projet.	2
I.2.1.Objectif du projet.	2
I.2.2.Situation du projet.	2
I.2.3.L'obstacle à franchir	2
I.2.3.Caractéristiques de l'ouvrage.	3
I.3.LES DONNEES DE PROJET.	3
I.3.1.Les données fonctionnelles.	3
I.3.1.1.Tracé en plan.	3
I.3.1.2.Profil en long.	3
I.3.1.3.Profil en travers.	4
I.3.2.Les données naturelles.	4
I.3.2.1. Topographie.	4
I.3.2.2.Géotechnique.	4
I.3.2.3.Sismicité du site.	5
I.3.2.4.Température.	5
I.3.2.5. Vent.	5
I.4.CONCLUSION.	5

CHAPITRE II : Conception et pré-dimensionnement

II.1. INTRODUCTION.	6
II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.	6
II.2.1.Variante 1 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP	6
II.2.1.1.Conception longitudinale.....	7
II.2.1.2.Conception transversale.....	7
II.2.2.Variante 2 : «Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place	9
II.2.2.1.Conception longitudinale.....	9
II.2.2.2.Conception transversale.....	10
II.2.3.Variante 3 : « Pont Mixte Bipoutre	12
II.2.3.1.Conception longitudinale	12
II.2.3.2.Conception transversale.....	12
II.3. VERIFICATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT.....	15
II.3.1.Méthode de calcul	15
II.3.2.Vérification de la variante 1	15
II.3.2.1.Sollicitations	15
II.3.2.2.Estimation des sections de précontraintes	15

II.3.2.3.Vérification des contraintes	16
II.3.3.Vérification de la variante 2	16
II.3.3.1.Sollicitations	16
II.3.3.2.Estimation des sections de précontraintes	16
II.3.3.3.Vérification des contraintes	17
II.3.4.Vérification de la variante 3	17
II.3.4.1.Sollicitations	17
II.3.3.3.Vérification des contraintes	17
II.4. ANALYSE DES VARIANTES.....	20
II.5.CONCLUSION	20

CHAPITRE III : Charges Et Hypothèses De Calcul

III.1.INTRODUCTION	21
III.2.NORMES ET REGLES DE CALCUL	21
III.3.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	21
III.3.1.Le béton.....	21
III.3.2.Les armatures	21
III.3.2.1.Armatures passives	21
III.3.2.2.Armatures de précontraintes.....	22
III.3.3.Les contraintes admissibles	22
III.3.3.1.Béton	22
III.3.3.2.Les armatures	23
III.4.EVATUATION DES ACTIONS	23
III.4.1. Evaluation des actions hors trafic.....	23
III.4.1.1.Actions permanentes	23
III.4.1.2.Action thermique.....	24
III.4.2. Evaluation des actions DUESAU trafic	24
III.4.2.1.Système de charge à considérer	24
III.4.2.2.Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d'une voie, classe de pont	25
III.4.2.3.Système de charge A	27
III.4.2.4.Système de charge B	27
III.4.2.5.Coefficient de majoration dynamique	29
III.4.2.6.Efforts de freinage	29
III.4.2.7.Charges militaires : Mc 120	30
III.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240.....	30
III.5. CONCLUSION	30

CHAPITRE IV : Etude Longitudinale

IV.1.INTRODUCTION	31
IV.2.STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION	31
IV.2.1.Différentes phases de construction d'un fléau	31
IV.2.2.Charges à prendre en compte	32

IV.2.2.1.Poids propre du fléau	32
IV.2.2.2.Charges de chantier connues	32
IV.2.2.3.Charges de chantier aléatoires.....	32
IV.2.2.4.Actions accidentelles.....	33
IV.2.3.Combinaisons d'action.....	33
IV.2.4.Evaluation des efforts	34
IV.2.5.Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte.....	34
IV.2.5.1.Calcul de nombre des câbles	35
IV.2.5.2.Calcul de la surface des cales	35
IV.3.EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE	37
IV.3.1.Phases de réalisation du tablier	37
IV.3.2.Modélisation.....	37
IV.3.3.Combinaisons d'action	38
IV.3.4.Résultats	38
IV.4.CONCLUSION	40

CHAPITRE V : Caractéristiques du Tablier

V.1.INTRODUCTION.	41
V.2.ETUDE DE LA PRECONTRAINTÉ DU FLEAU.	41
V.2.1.Détermination du nombre des câbles du fléau.	41
V.2.2.Position et enrobage des câbles.	42
V.2.3.Tracé des câbles en plan.	42
V.2.4.Tracé des câbles en élévation.	43
V.2.5.Exemple d'étude du tracé des câbles.	44
V.3.ETUDE DE LA PRECONTRAINTÉ DE CONTINUITÉ.	46
V.3.1.Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire.	46
V.3.2.Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive.	47
V.3.3.Tracé des câbles de continuité.	47
V.4.EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTÉ.	50
V.4.1.Pertes de tension instantanées.	50
V.4.1.1.Pertes de tension par frottement.	50
V.4.1.2.Pertes de tension par recul de l'ancrage.	50
V.4.1.3.Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension.	51
V.4.2.Pertes de tension différées.	52
V.4.2.1.Pertes par retrait.	52
V.4.2.2.Pertes par fluage.	52
V.4.2.3.Pertes par relaxation.	52
V.4.2.4.Pertes différées totales.	53
V.4.3.Exemple de calcul des pertes.	53
V.5.VERIFICATION DES CONTRAINTES.	54
V.5.1.Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction.	55
V.5.2.Vérification des contraintes en phase de service.	55
V.5.3.Armature des zones tendues.	57
V.6.VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT.	57

V.6.1.Vérification vis-à-vis de l'ELS.	57
V.6.1.1.Détermination de l'effort tranchant.	57
V.6.1.2.Vérification de la contrainte de cisaillement.	57
V.6.2.Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU.	58
V.7.VERIFICATION DE LA FLECHE.	59
V.8.CONCLUSION.	59

CHAPITRE VI : Etude Transversale

VI.1.INTRODUCTION.	60
VI.2.EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX.	60
VI.2.1.Modélisation.	60
VI.2.2.Combinaisons de charges.	60
VI.2.3.Résultats.	61
VI.3.FERRAILLAGE.	61
VI.3.1.Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur.	61
VI.3.2.Ferrailage passif du voussoir.	63
VI.4.CONCLUSION.	64

Chapitre VII : Equipements du Tablier

VII.1.INTRODUCTION.	65
V.II.2.APPAREIL D'APPUI.	65
VII.2.1.Choix de type d'appareil d'appui.	65
VII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis.	65
VII.2.3.Dimensionnement d'appareil d'appuis de type B.	65
VII.2.3.1.Hauteur nette d'élastomère.	66
VII.2.4.Vérifications du dimensionnement.	67
VII.2.4.1.Stabilité au flambement.	67
VII.2.4.2.Traction dans les frettes.	67
VII.2.4.3.Condition de non-glissement.	68
VII.2.4.4.Limitation de distorsion.	68
VII.2.4.5.Les plaques de fixation.	69
VII.3.DES D'APPUIS.	69
VII.3.1.Dimensionnement des dés d'appuis.	69
VII.3.2.Ferrailage des dés d'appuis.	69
VII.4.JOINT DE CHAUSSEE.	70
VII.4.1.Dimensionnement.	70
VII.4.2.Type de joint.	70
VII.5.CONCLUSION.	71

Chapitre VIII : Etude de L'infrastructure

VIII.1.INTRODUCTION.	72
VIII.2. ETUDE DE LA PILE.	72

VIII.2.1. Conception de la pile.	72
VIII.2.2. Evaluation de la raideur totale K.	72
VIII.2.3. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008.	73
VIII.2.3.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal.	74
VIII.2.3.2. Evaluation de l'effort sismique transversal.	75
VIII.2.3.3. Séisme vertical.	76
VIII.2.4. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)	76
VIII.2.5. Evaluation des efforts agissant sur la pile.	76
VIII.2.6. Combinaison des efforts.	77
VIII.2.7. Ferrailage de la pile.	77
VIII.2.7.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement.	77
VIII.2.7.2. Ferrailage en phase de réalisation.	78
VIII.2.7.3. En phase de service.	78
VIII.2.7.4. Ferrailage transversal.	80
VIII.2.8. Etude de la fondation sous pile.	80
VIII.2.8.1. Dimensionnement de la fondation.	80
VIII.2.8.2. Ferrailage de la fondation.	81
VIII.3. ETUDE DE LA CULEE.	82
VIII.3.1.Choix de type de culée.	82
VIII.3.2. Prédimensionnement de la culée.	83
VIII.3.3. Vérification de la stabilité de la culée.	84
VIII.3.3.1. Evaluation des efforts dus aux poussées.	84
VIII.3.3.2. Evaluation des efforts à vide.	84
VIII.3.3.3. Vérification de la stabilité à vide.	85
VIII.3.3.4. Evaluation des efforts en service.	85
VIII.3.3.5. Vérification de la stabilité en service.	85
VIII.3.4. Ferrailage des éléments de la culée.	86
VIII.3.4.1. Ferrailage du mur garde grève.	86
VIII.3.4.2. Dalle de transition.	87
VIII.3.4.3.Mur frontal.	88
VIII.3.4.4.Ferrailage de la semelle.	88
VIII. 4.CONCLUSION.	89

CONCLUSION GENERALE 90

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXES A

ANNEXES B

ANNEXES C

ANNEXES D

ANNEXES E



INTRODUCTION GENERALE

ENSTP 2017-2018

INTRODUCTION GENERALE

Lors de l'élaboration d'un tracé routier, on rencontre plusieurs contraintes par fois naturelles telles que les oueds ou rivières et les montagnes, et d'autres fois artificielles comme les chemins de fer et les autres routes. Pour les franchir, on construit des ouvrages artificiels, qui portent le nom : Ouvrages d'Art.

Le terme Ouvrages d'Art est composé de deux mots :

- ✓ « Ouvrages » indiquant les constructions.
- ✓ « Art » indiquant l'importance de l'aspect esthétique et architectural dans ces constructions.

Cette définition est peu précise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Et pour cela et avec la variation des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur en travaux publics.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers, la direction des travaux publics de la wilaya de SETIF a lancé un programme de réalisation d'une liaison autoroutière reliant Setif-Barika sur 120Km. Cette liaison comprend plusieurs ouvrages d'art à réaliser avec des techniques et méthodes de réalisation déférentes, dépendent de la structure et du type de l'ouvrage, des matériaux utilisés, ainsi que des obstacles à franchir.

C'est dans ce cadre qu'il est porté le sujet de notre projet fin d'études. Il s'agit en fait, d'étude et de conception d'un ouvrage d'art situé au PK 67+240. Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré le mémoire en huit (08) chapitres :

Les deux premiers chapitres sont consacrés à la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude et à la conception

Les cinq chapitres suivants sont réservés au dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Notons que tout le travail est mené par une modélisation en 3D à l'aide d'un logiciel à base des éléments finis.

Le huitième chapitre est consacré à la conception et l'étude de l'infrastructure.

Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.



PRESENTATION DE L'OUVRAGE

ENSTP 2017-2018

I.1. INTRODUCTION

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences, puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles, qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles, qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influents sur sa conception. Ces exigences seront présentées en détail dans ce chapitre.

I.2. PRESENTATION DU PROJET

I.2.1. Objectif du projet

L'objet de notre projet de fin d'études, s'inscrit dans le cadre de réalisation de la liaison autoroutière SETIF-BARIKA sur 120Km. Ce dernier permet de franchir le relief difficile de cette région et donner une conformité au tracé routier.

I.2.2. Situation du projet

L'ouvrage se situe dans la région de RAS EL AÏOUN (Wilaya de BATNA) au PK 67+240.

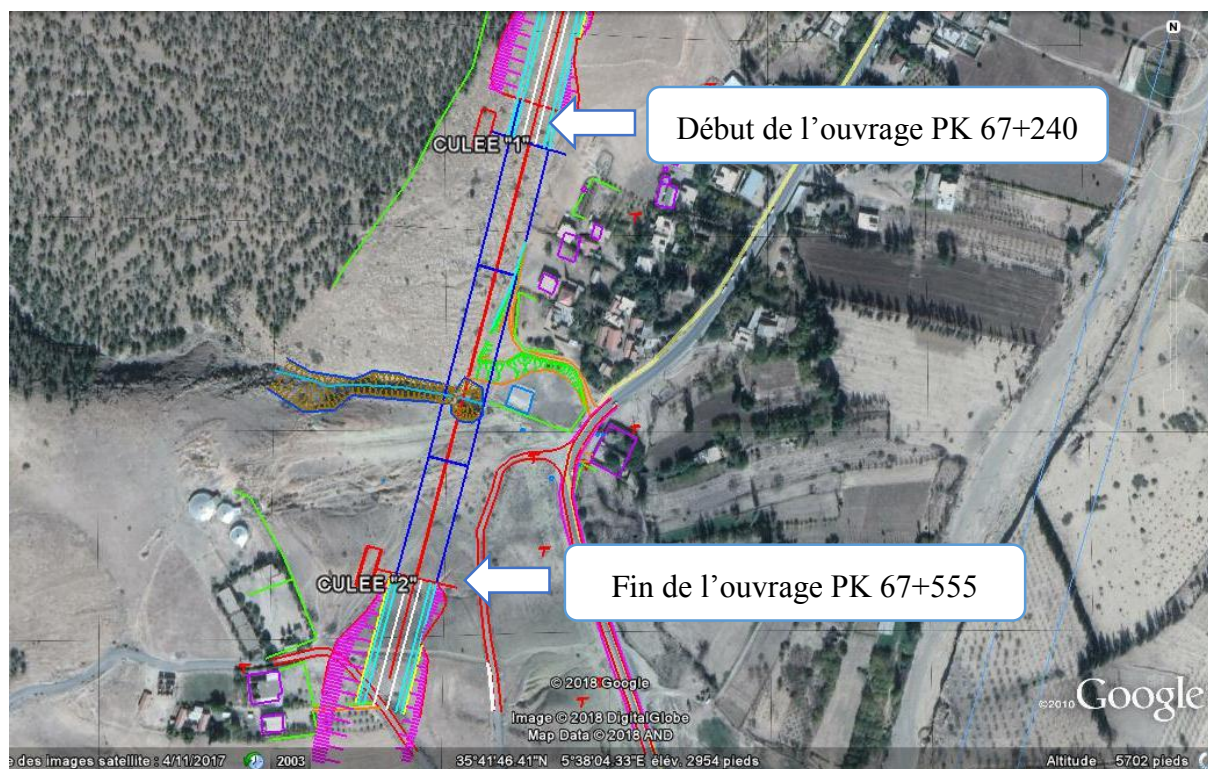


Figure I.1 Implantation du projet sur google maps

I.2.3. L'obstacle à franchir

L'obstacle sur lequel notre ouvrage va être conçu et réalisé, représente une falaise moyennement profonde et difficile à y accéder même pour faire les essais de reconnaissance du sol.

I.2.4. Caractéristiques de l'ouvrage

Les caractéristiques de l'ouvrage fixées par le tracé routier de l'autoroute sont :

❖ **Viaduc sens SETIF vers BARIKA :**

- Longueur : 315 m du PK 67 + 240 au PK 67 + 555.
- Largeur du tablier : 14,50 m.
- La pente : 0,36 %.

❖ **Viaduc sens BARIKA vers SETIF :**

- Longueur : 315 m du PK 67 + 240 au PK 67 + 555.
- Largeur du tablier : 14,50 m.
- La pente : 0,36 %.

I.3. LES DONNEES DU PROJET

I.3.1. Les données fonctionnelles

I.3.1.1. Tracé en plan

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale de 315 m.

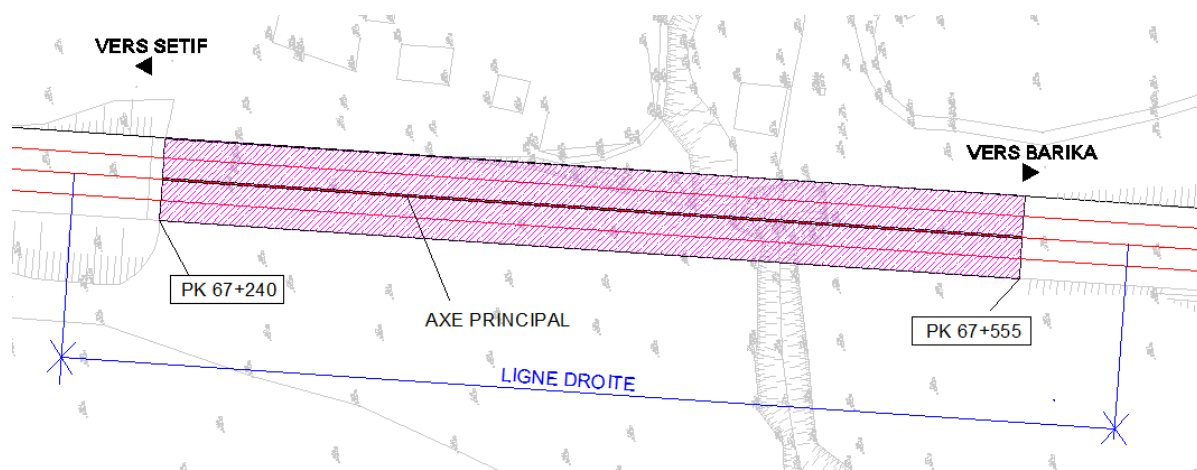


Figure I.2 Tracé en plan de la voie portée

I.3.1.2. Profil en long

Sur une coupe longitudinale, le tracé de la voie routière présente une faible pente de 0,36%.

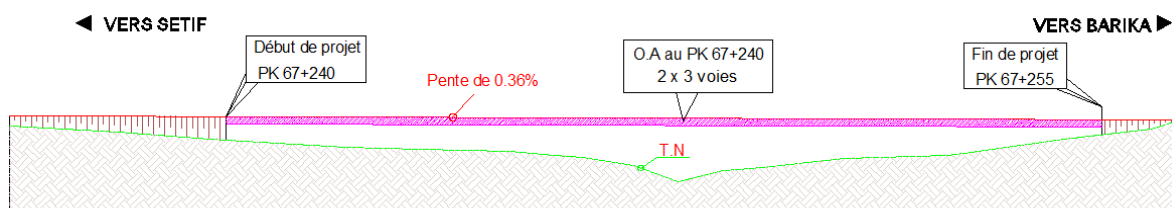


Figure I.3 Profil en long de la voie portée

I.3.1.3. Profil en travers

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Barrière type H3 : $2 \times 0,50$ m.
- Chaussée 3 voies + bande d'arrêt d'urgence : 13,50 m.
- Bonde séparative : $2 \times 0,50$ m.
- Chaussée 3 voies + bande d'arrêt d'urgence : 13,50 m.
- Barrière type H3 : $2 \times 0,50$ m.

Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 30,0 m, soit 14,50 par sens.

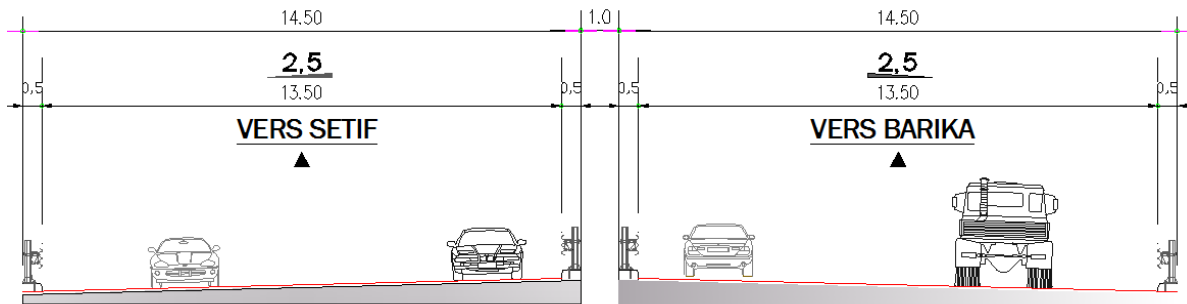


Figure I.4 Profil en travers de la voie portée

I.3.2. Les données naturelles

I.3.2.1. Topographie

La visite du site effectuée par l'équipe de projet nous a permis de conclure que le projet est implanté dans une zone montagneuse.



Figure I.5 Topographie du site

I.3.2.2. Géotechnique

L'étude du sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol ainsi que leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Et ce afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le mode de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement...).

❖ Essais in situ

Sur le site, le LTP Est a réalisé lors de la des travaux de reconnaissances in situ :

- Deux (02) sondages carottés de 6 m de profondeur

❖ Essais de laboratoire

Divers essais mécaniques et chimiques ont pu être exécutés selon la nature et la structure des sols, sur les échantillons prélevés du site, selon les modes opératoires en vigueur au laboratoire, en particulier :

- Densité sèche γ_d (t/m^3).
- Essai à la compression simple RC (bar).
- Analyse chimique sommaire (teneur en carbonates, teneur en insolubles, teneur en sulfates).

❖ Recommandations pour les types de fondation

D'après le rapport géotechnique fourni par le Laboratoire des Travaux Publics (LTP) de l'est-direction régional de Sétif, le sol est homogène. Il est constitué par une couverture alluvionnaire reposant sur un substratum rocheux.

Sur la base des résultats tirés des essais in situ (sondages carottés), la nature du sol mise en évidence et les résultats des essais au laboratoire, on peut conclure ce qui suit :

- ✓ Pour les fondations superficielles, ancrer les semelles des fondations dans les calcaires et faire travailler le sol à 5 bars.
- ✓ Le sol support de ce projet n'est pas agressif.
- ✓ Le sol est classé d'après le Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA2008), dans la catégorie S2.

I.3.2.3. Sismicité du site

Le pont se situe dans la région de RAS EL AÏOUN (Wilaya de BATNA) qui est classée comme une zone de faible sismicité (I) selon le règlement parasismique algérien (RPOA2008).

I.3.2.4. Température

Au cours de l'année, la température varie généralement de 0 °C à 33 °C et est rarement inférieure à -3 °C ou supérieure à 37 °C.

I.3.2.5. Vent

La période la plus venteuse de l'année dure 5,2 mois, du 9 décembre au 15 mai, avec des vitesses de vent moyennes supérieures à 12,4 kilomètres par heure.

I.4. CONCLUSION

Tout ouvrage en élévation, construit "in situ", permet à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Nous avons présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.



CONCEPTION ET PRE- DIMENSIONNEMENT

ENSTP 2017-2018



II.1. INTRODUCTION

La conception a l'objectif de déterminer le type d'ouvrage le plus économique et qui est 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. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent en première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Profil en long de la chaussée.
- Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Débit de crue centennale.
- L'ouverture de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

II.2. PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

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

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, elles sont solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée.

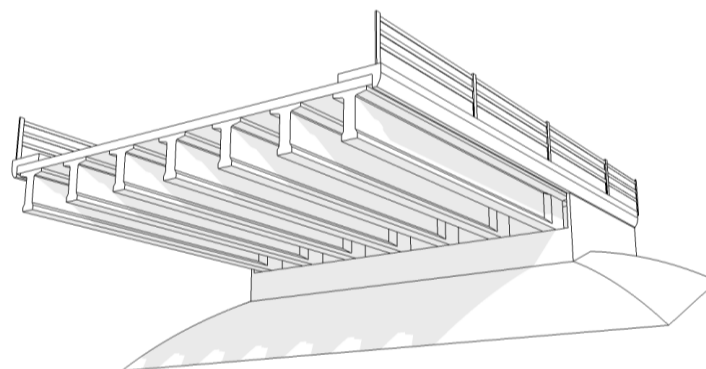


Figure II.1 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales.

II.2.1.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont à 8 travées équidistantes de 40,2 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 320,40 m. La **Figure II.2** illustre la vue en élévation et le profil en long de la variante.

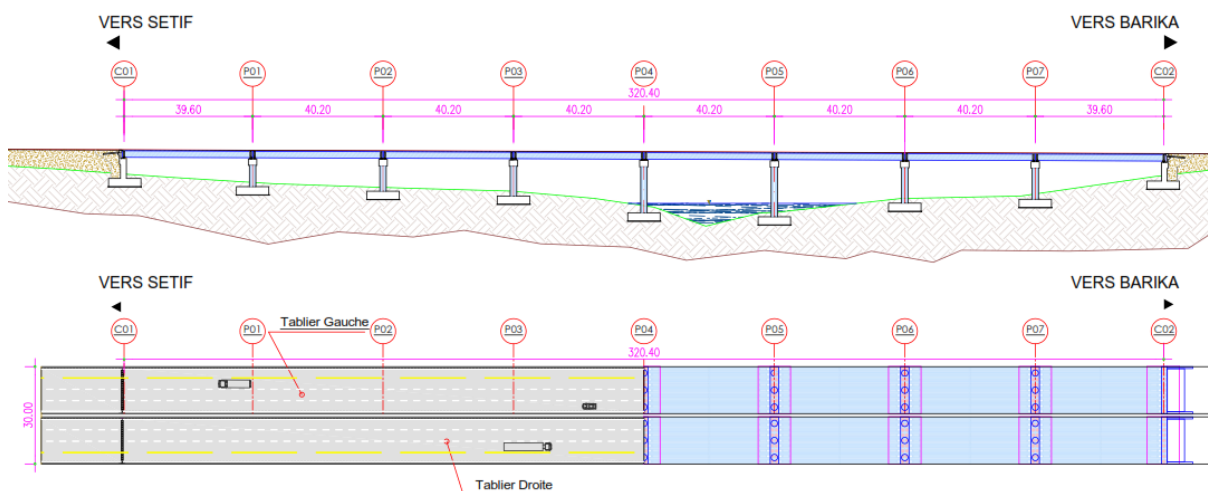


Figure II.2 Coupe longitudinale et vue en plan de la variante VIPP

II.2.1.2. Conception transversale

Le pré-dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

Tableau II.1 Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	2 m
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0,25 m
la hauteur totale du tablier	$H_t = H_p + e$	2,25 m
Entraxe des poutres	$1.40m < \lambda < 2.00 m$	1,62 m
Entraxe des poutres de rives	L_a : dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	13 m
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	9
La largeur de la table de compression	Assurer la stabilité au déversement de la poutre $b \geq 0,6 \times H_p$	1,20 m
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	11,3 cm
La largeur du talon	$L_t = (1 \times L^2) / (H_t^2 / K) / N$; Avec $1100 < K < 1300$	60 cm
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq E_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	25 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone intermédiaire	/	35 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Entretoise d'about	/	35 x 160 cm ²

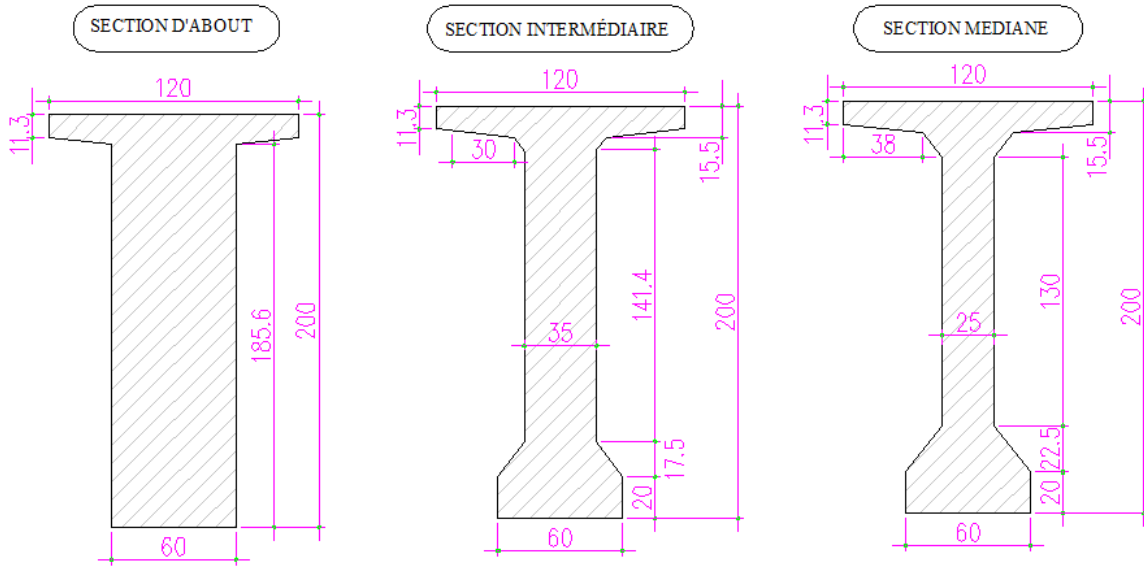


Figure II.3 Différentes sections de la poutre

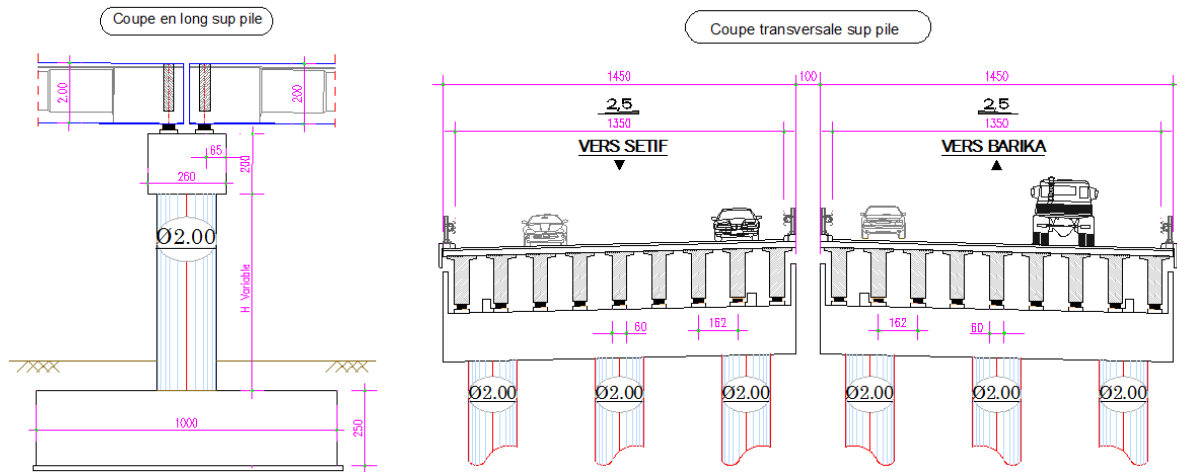


Figure II.4 Coupe transversale et longitudinale sur pile

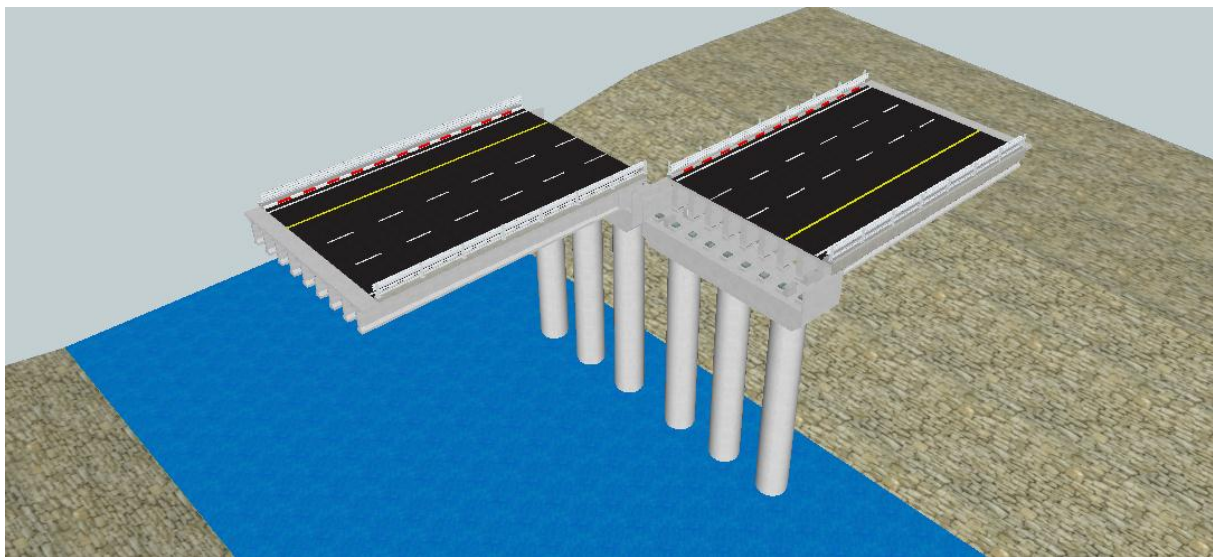


Figure II.5 Vue en 3D Variante 1

II.2.2. Variante 2 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé sur place »

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents.

Au-delà de 65/70m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable décroissante de piles vers la clef.

II.2.2.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur variable composé de trois travées principales de 75 m de longueur et deux travées de rives de 45 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale du pont égale à 316,40 m.

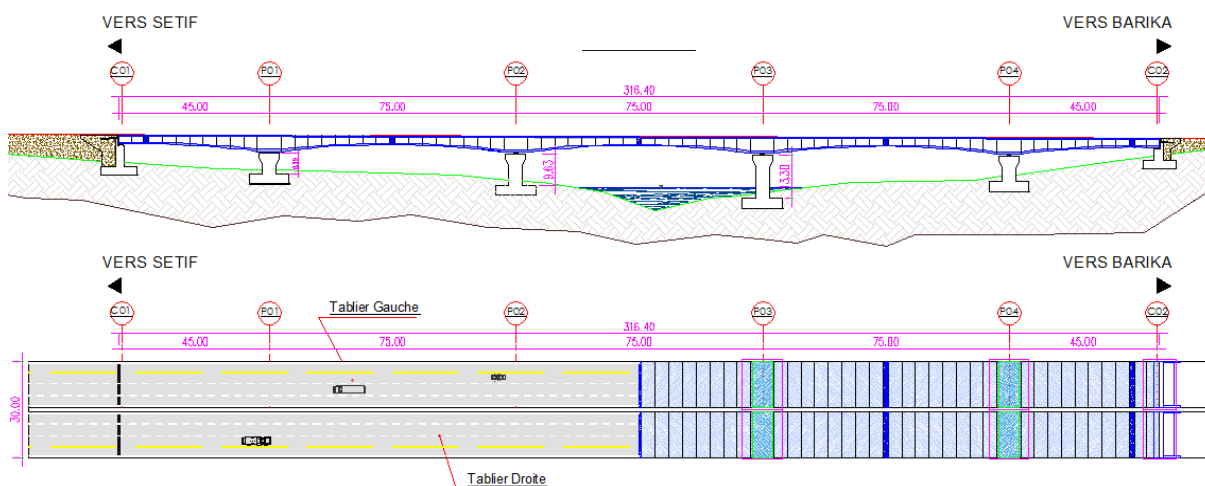


Figure II.6 Coupe longitudinale et vue en plan de la Variante 2

❖ Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs coulés sur place, et qui n'a aucune courbure en plan, tout en tenant compte les moyens de réalisation disposés par les entreprises algériennes, on distingue trois types de voussoir :

Tableau II.2 Récapitulation de découpage des voussoirs

Type de voussoirs	Description	valeur retenue
Voussoirs sur piles	Ces dimensions sont fixées par l'équipage mobile disponible sur site, généralement, compris entre 7 et 10 m.	7 m
Voussoirs de clavages	Il faut qu'ils permettent aux opérateurs de tirer les câbles de précontrainte librement sans être très élancé, varie de 1,5 à 3 m.	1,6 m
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	4,15 m

En utilisant le découpage précédent on obtient un nombre total de voussoirs : $N = 77$.

- ✓ 4 voussoirs sur pile.
- ✓ 5 voussoirs de clavage.
- ✓ 64 voussoirs courants.
- ✓ 4 voussoirs sur culée.

II.2.2.2. Conception transversale

❖ Choix du type de caisson

Pour des largeurs du tablier inférieur à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

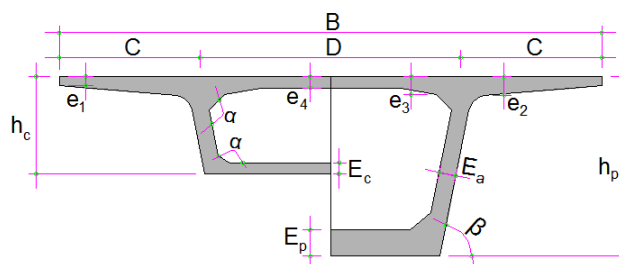


Figure II.7 Notations des dimensions

❖ Pré dimensionnement da la section transversale

Nous examinons dans ce paragraphe, en basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. La **Figure II.7** précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.3 Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VC

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de voussoir sur pile	Sur pile : $\frac{\ell}{h_p} = 14 + \frac{\ell}{45}$	480 cm
Hauteur de voussoir à la clef	A la clef : $\frac{\ell}{h_c} = 19 + \frac{\ell}{7}$	260 cm
Loi de la variation parabolique	$h(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{\ell}\right) + (h_p - h_c) \cdot \left(\frac{x}{\ell}\right)^2$	
Largeur de voussoir	B	1 450 cm
C	B/4	360 cm
D	B-2C	730 cm
e ₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	25 cm
e ₂	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	50 cm
e ₃	$e_3 > e_2 - 10 \text{ cm}$ et $e_3 > 1,5 e_4$	48 cm
e ₄	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	30 cm
Inclinaison de l'âme	$10\% \leq \beta \leq 30\%$	21 %
E _a	$E_a \geq 0,26 + L/500$	50 cm
E _c	$E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm}$	30 cm
E _p	$35 < E_p < 80 \text{ cm}$	70 cm
Gossier supérieure	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°
Gossier inférieure	$40^\circ < \alpha < 45^\circ$	40°

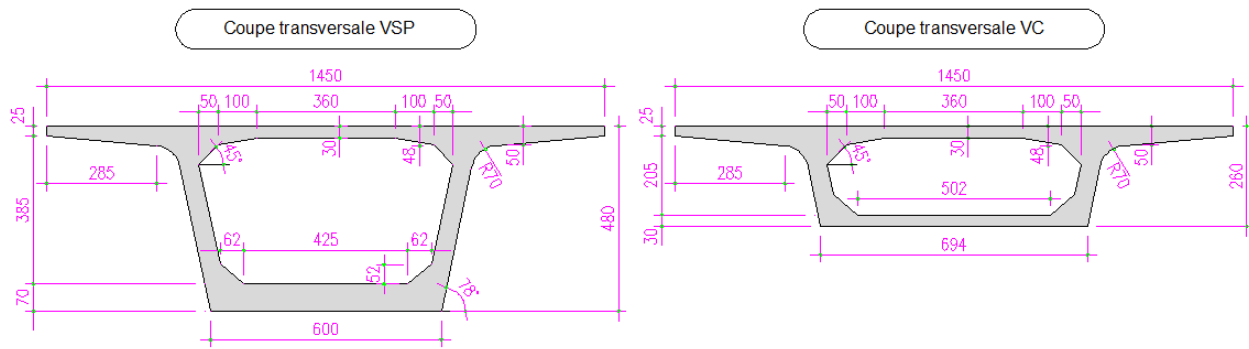


Figure II.8 Coupe transversale du voussoir VSP et VC

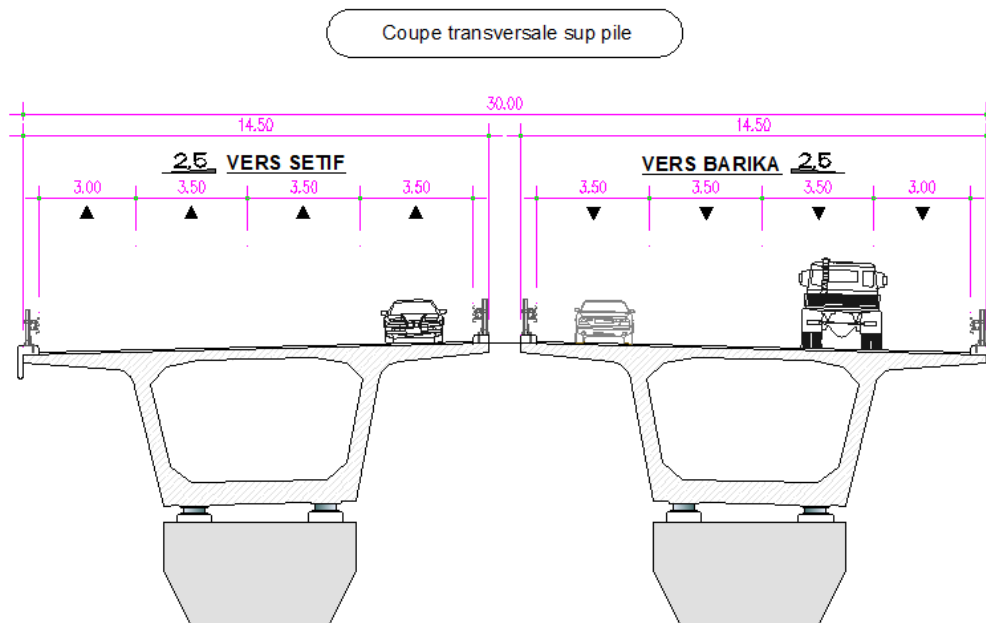


Figure II.9 Coupe transversale sur pile Variante 2

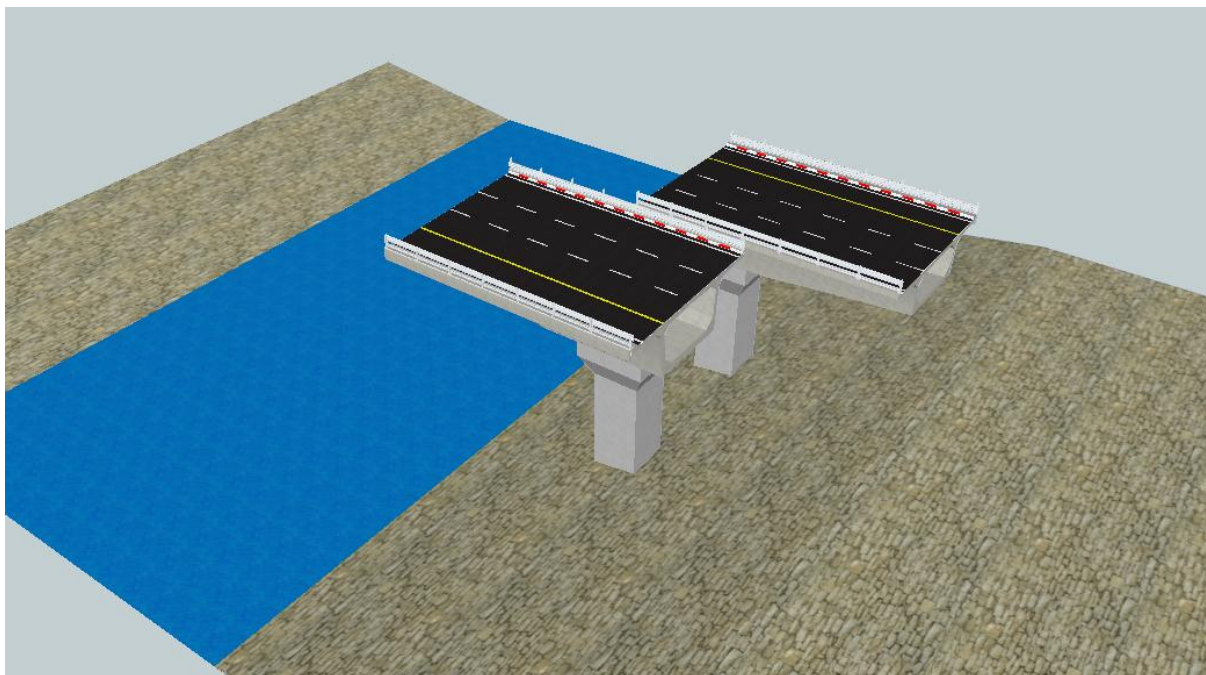


Figure II.10 Vue en 3D Variante 2

II.2.3. Variante 3 : « Pont Mixte Bipoutre »

Les ouvrages mixtes à poutres sont des ouvrages très répandus qui peuvent être projetés dans des situations très diverses, milieu urbain ou rural, portée principale de 30 à 130 m, largeur totale de 7/8 mètres à une vingtaine de mètres.

Pour les ponts mixtes bipoutres à des travées continues, la longueur optimale des travées de rives comprise entre 0,60 et 0,8 fois la portée des travées intermédiaires.

II.2.3.1. Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont mixte bipoutre à hauteur variable composé de trois travées principales de 70 m de longueur et deux travées de rives de 48,5 m de longueur, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 308,20 m.

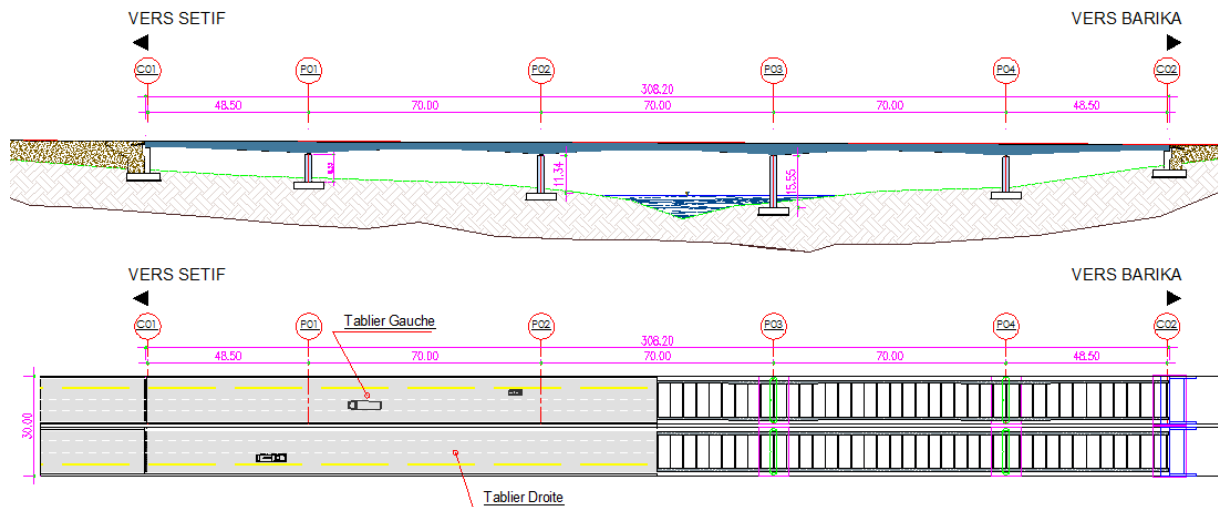


Figure II.11 Coupe longitudinale et vue en plan de la Variante 3

II.2.3.2. Conception transversale

Le tablier est assez large (14,5 m), une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées (tous les 4 m environ), qui sont alors appelées pièces de pont.

On opte pour : $a = 1,75 \text{ m}$, par conséquence $b = 11,0 \text{ m}$.

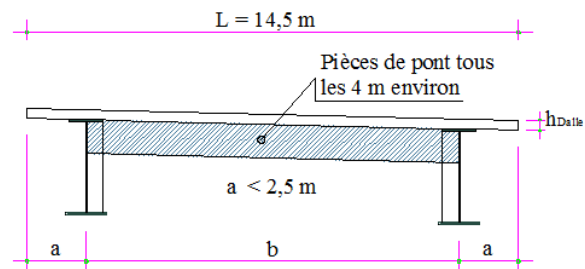


Figure II.12 Coupe transversale d'un tablier bipoutre

❖ Conception des poutres principales

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine. Les dimensions optées sont résumées dans le tableau ci-après.

Tableau II.4 Prédimensionnement des poutres métalliques

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Epaisseur de la dalle en Béton armé	240 à 260 mm	250
Hauteur sur pile	$H = L/25$	2 800
Hauteur à la clé	$L/50 \leq H' \leq L/40$	1 600
Loi de variation parabolique	$H(x) = H - 2 \times (H - H') \left(\frac{x}{\ell}\right) + (H - H') \left(\frac{x}{\ell}\right)^2$	
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005*d$	40
Epaisseur semelle supérieure	$20 \leq t_i \leq 150$	50
Largeur semelle inférieure sur pile	$500\text{mm} \leq b_i \leq 12\ 00\ \text{mm}$	1 200
Largeur semelle supérieure sur pile	$400\text{mm} \leq b_s \leq 1\ 000\ \text{mm}$	1 000
Largeur semelle inférieure à la clef	$500\text{mm} \leq b_i \leq 12\ 00\ \text{mm}$	900
Largeur semelle supérieure à la clef	$400\text{mm} \leq b_s \leq 1\ 000\ \text{mm}$	700
Epaisseur de la semelle inférieure	$20 \leq t_s \leq 150$	60

❖ Conception des pièces de pont

Les pièces de pont sont des poutres secondaires en I, relient deux poutres principales, ont comme rôle, le soutènement de la dalle et s'assurer la stabilité des poutres principales.

Dans cette variante l'espacement des pièces de pont égal à 4 mètres, et leurs dimensions transversales sont résumées dans le tableau ci-dessous, et sont montrées dans la **Figure II.13**.

Tableau II.5 Pré-dimensionnement des pièces de pont

Elément	Ration usuel	Valeur (mm)
Hauteur de la pièce de pont H_{pp}	$L_t / 15 \leq H_{pp} \leq L_t / 10$	1 000
Largeur de la semelle b_{pp}	$220\ \text{mm} \leq t_{w-pp} \leq 300\ \text{mm}$	300
Epaisseur de la semelle t_{pp}	Environ de 20 mm	20
Epaisseur de l'âme t_{w-pp}	$10\text{mm} \leq t_{w-pp} \leq 12\ \text{mm}$	12

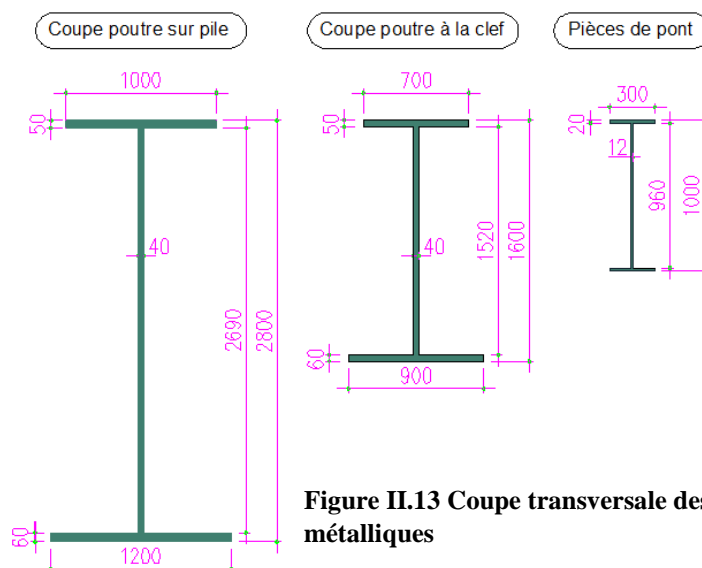


Figure II.13 Coupe transversale des profilés métalliques

❖ **Choix de la nuance d'acier**

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité **S355 N**, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

❖ **La connexion entre la dalle et la charpente métallique**

La connexion poutres métallique-dalle béton armé est assurée par des connecteurs de type goujons, de 22 mm de diamètre et de hauteur de 200 mm, leur espacement est déterminé par un calcul plus détails.

❖ **L'épaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est constante, On opte pour : $h_{dalle} = 30 \text{ cm}$.

Pour éviter l'encombrement de ferrailage dans la phase de dimensionnement on peut opter pour une dalle en béton armé, renforcé par des câbles de précontraintes dans le sens transversal.

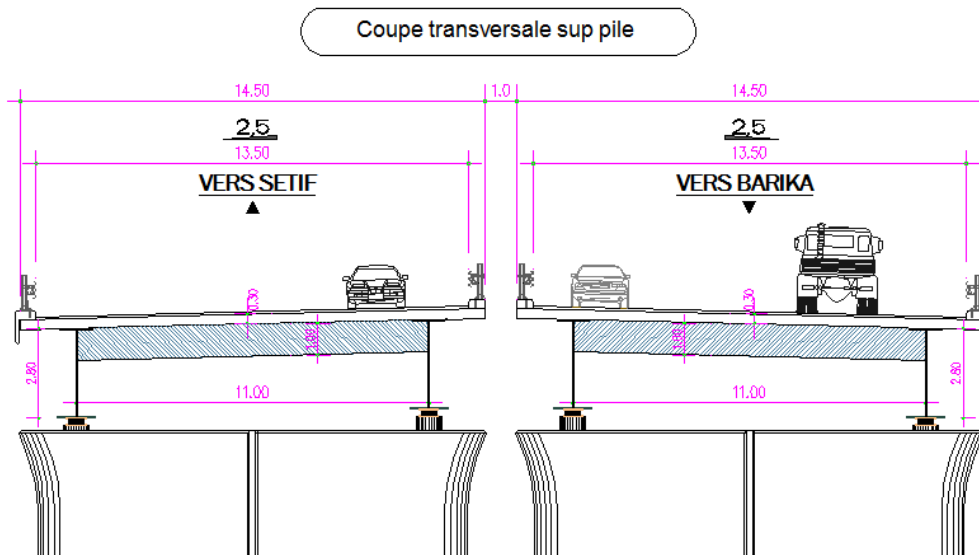


Figure II.14 Coupe transversale sur pile Variante 3

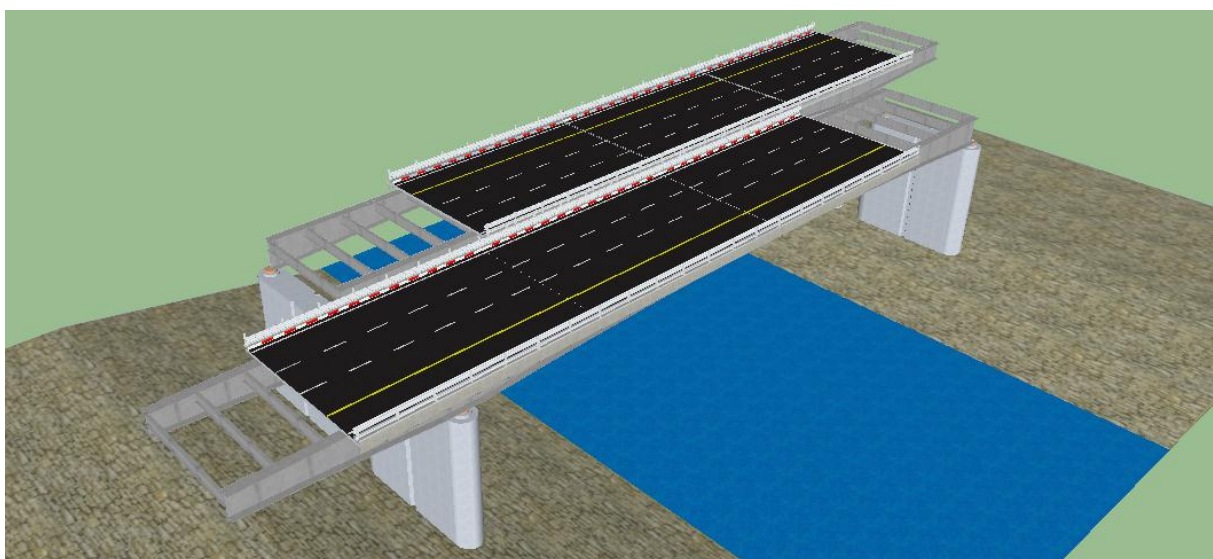


Figure II.15 Vue en 3D Variante 3

II.3. VERIFICATION DU PRE-DIMENSIONNEMENT

II.3.1. Méthode de calcul

Afin de vérifier pré-dimensionnement des variantes proposées, et à ce stade seulement, nous effectuerons un calcul à la rupture selon une seule combinaison de charge identique à toutes les variantes, pour pouvoir comparer rapidement et superficiellement. Cette combinaison tient compte du poids propre et des surcharges.

Pour le pré-dimensionnement on va se limiter à la seule surcharge suivante :

$$q = 2,3 + 360 / (L + 12). \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

II.3.2. Vérification de la variante 1

II.3.2.1. Sollicitations

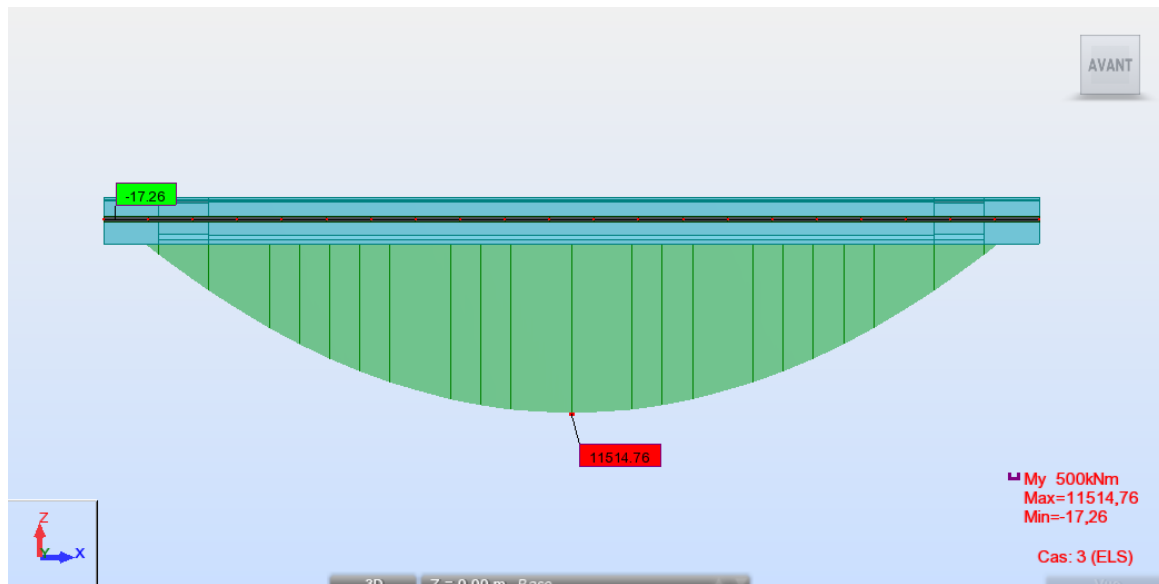


Figure II.16 Moment maximal Variante 1

II.3.2.2. Estimation des sections de précontraintes :

La section de précontrainte est estimée à mi-travée, les caractéristiques géométriques utilisées sont celles de la section intermédiaire, et les câbles de précontraintes sont du 12T15s.

$$A_p = \frac{M_{ext}}{\sigma_{p0} \times Z_p} \quad \text{et} \quad n = \frac{A_p}{(1 - \Delta P) \times A_0}$$

A_p : section de précontrainte à déterminer ;

M_{ext} : moment maximal dû à la combinaison de charge $G + 1,2 Q$, égale à **11,514 MN.m** ;

σ_{p0} : sa tension d'origine est de : $\sigma_{p0} = 1\,413,33 \text{ MPa}$ pour un câble de 12T15s

$Z_p = 0,9 d_p = 0,9 \times (2,25 - 0,10) = 1,935 \text{ m}$;

ΔP : perte de tension, elle est estimée dès le début de **25%** ;

A_0 : section de précontrainte d'un câble, égale à **1 800 mm²** pour un câble de 12T15s.

Application Numérique :

$$A_p = 4\,210,2 \text{ mm}^2 \rightarrow n \geq 3,12, \text{ On prend } n = 4 \text{ câbles } 12T15s$$

II.3.2.3. Vérification des contraintes

Pour vérifier les contraintes on utilise les caractéristiques géométriques de la section à mi-travée.

Les conditions à vérifier sont comme suit :

$$\overline{\sigma_{bt1}} \leq \overline{\sigma_{inf}} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{bt2}} \leq \overline{\sigma_{sup}} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_{inf}} = \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{v'}{I} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma_{sup}} = \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{v}{I}$$

Contrainte limite de compression du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$;

Contrainte limite de traction du béton : $\overline{\sigma_{bt1}} = 1,5 \times f_{t28} = 4,05 \text{ MPa}$ - Hors section d'enrobage ;

Contrainte limite de traction du béton : $\overline{\sigma_{bt2}} = 1,0 \times f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$ - Section d'enrobage.

Application Numérique :

$S = 1,157 \text{ m}^2 ; I = 0,6682 \text{ m}^4$ $V = 0,82 \text{ m} ; V' = 1,43 \text{ m}$ $d = 10 \text{ cm} ; e = 1,33 \text{ m}$ $P = 2 544 \text{ KN}$	$\overline{\sigma_{bt2}} = -2,7 \leq \overline{\sigma_{inf}} = 8,27 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ (MPa)}$ $\overline{\sigma_{bt1}} = -4,05 \leq \overline{\sigma_{sup}} = 3,68 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 21 \text{ (MPa)}$
--	---

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

II.3.3. Vérification de la variante 2

II.3.3.1. Sollicitations

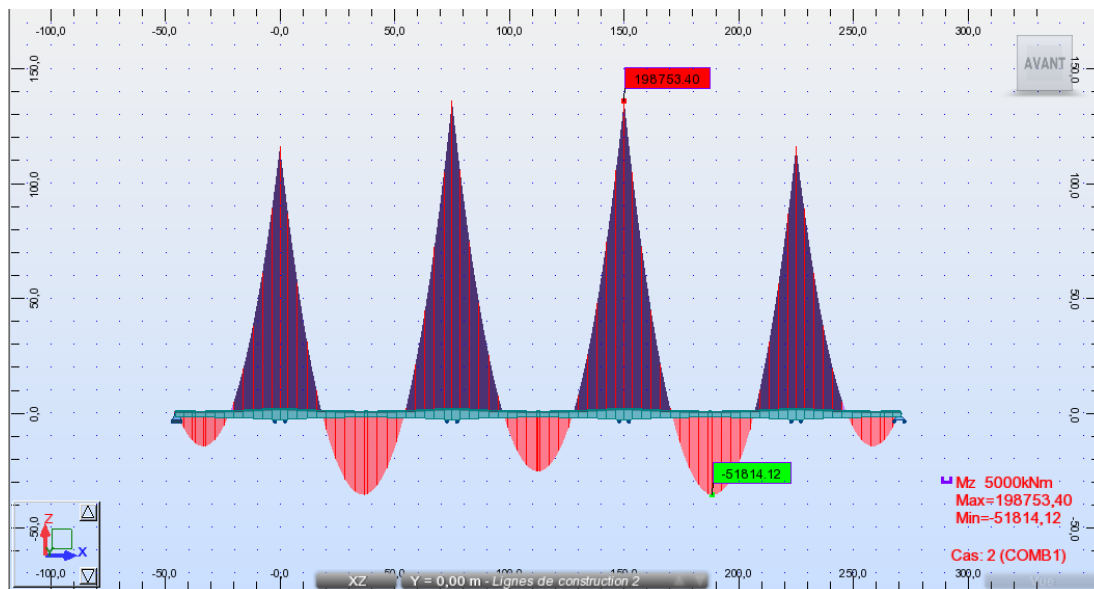


Figure II.17 Moment maximal Variante 2

II.3.3.2. Estimation des sections de précontraintes

Les sections de précontraintes sont estimées sur les appuis, en basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les effets des charges et surcharges, et les armatures passives sont des armatures de construction.

Les sections de précontraintes sont estimées, en basant sur la même approche de ferrailage évoquée au préalable.

Application Numérique :

$$\begin{cases} M = 198,75 \text{ MN.m} ; Z_p = 4,19 \text{ m} \\ A_P = 33\,562 \text{ mm}^2 \rightarrow n \geq 24,86, \text{ On prend } n = 26 \text{ câbles } 12T15s \end{cases}$$

NB : en basant sur l'approche de ferrailage évoquée ci-dessus, les armatures passives sont des armatures de construction dans le sens longitudinal.

II.3.3.3. Vérification des contraintes

Pour vérifier les contraintes on utilise les caractéristiques géométriques du voussoir sur pile.

Application Numérique :

$$\begin{cases} S = 14,26 \text{ m}^2 ; I = 50,02 \text{ m}^4 & \sigma_{bt2} = -2,7 \leq \sigma_{sup} = -0,8 \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ (MPa)} \\ V = 2,11 \text{ m} & \\ V' = 2,69 \text{ m} ; d = 15 \text{ cm} & \sigma_{bt1} = -4,05 \leq \sigma_{inf} = 8,41 \leq \sigma_{bc} = 21 \text{ (MPa)} \\ P = 2\,544 \text{ KN} & \end{cases}$$

On déduit que ces contraintes sont bien vérifiées dans un premier concept préliminaire.

II.3.4. Vérification de la variante 3

II.3.4.1. Sollicitations



Figure II.18 Moment maximal Variante 3

II.3.4.2. Vérification des contraintes

❖ Section sur pile

✓ Vérification du voilement de l'âme

On vérifie la condition de non-voilement de l'âme par la relation suivante : $h_{eff} \leq h_c$

$$h_c = \frac{H}{1 + \frac{1}{\psi}} ; \psi = \frac{\sigma_{inf}}{\sigma_{sup}} ; h_{eff} = 0,86 \times \sqrt{K} \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \times \frac{h_c}{h_r} ; K = \frac{1}{1 + y \times \sqrt{(1 + y)^2 + 0,112(1 - y)^2}}$$

- h_c : la hauteur de l'âme comprimée de la section totale du profilé.
- H : la hauteur de la section comprimée du profilé.
- σ_{sup} : contrainte sur la partie supérieure de la section (traction).
- σ_{inf} : contrainte sur la partie inférieure de la section (compression).
- v : distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure de la section.
- v' : distance entre le centre de gravité et la fibre inférieure de la section.
- h_{eff} : hauteur efficace de l'âme comprimée.
- K : coefficient de voilement.
- h_f : hauteur de l'âme définie entre le plan moyen des sections.

Application Numérique :

$M = 58\,561,64 \text{ KN.m}$;	$I = 0,29 \text{ m}^4$;	$\Psi = 0,83$;	$H = 1\,272 \text{ mm}$
$v = 1,528 \text{ m}$;	$v' = 1,272 \text{ m}$;	$k = 4,37$	
$h_f = 2\,745 \text{ mm}$;		$h_c = 576,9 \text{ mm}$	
$f_y = 335 \text{ MPa}$;	$E = 210 \text{ GPa}$.	$k_{eff} = 378,39 \text{ mm} < h_c$	<input checked="" type="checkbox"/>

→ La condition de non-voilement est **vérifiée**.

✓ **Vérification de la stabilité au déversement**

Pour cette vérification on va comparer la contrainte due au moment de flexion σ_f avec la contrainte critique de déversement σ_{crd} , sachant qu'elle est égale à la contrainte critique de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre σ_{crf} , la condition de non-déversement de la semelle : $\sigma_f \leq \sigma_{crd}$

$$\sigma_{crd} = \sigma_{crf} = \pi^2 E / (\lambda_K)^2 \text{ avec : } \lambda_K = l_k / l_d ; I_D = \sqrt{I / A_d}$$

$$A_d = b_{eff} + (h_{eff} / 2) \times t_w ; b_{eff} = 0.56 \times 2 \times \sqrt{E / f_y} \times 60$$

- λ_K : élancement de la membrure comprimée ;
- A_D : section comprimée ;
- l_d : longueur de déversement ;
- l_k : longueur de déversement réduite ;
- t_w : épaisseur de l'âme.

Application Numérique :

$I = 0,29 \text{ m}^4$	$b_{eff} = 1\,682.5 \text{ mm}$
$t_w = 40 \text{ mm}$	$A_d = 117\,310 \text{ mm}^2$
$f_y = 335 \text{ MPa}$	$I_D = 1\,572 \text{ mm}$
$E = 210 \text{ GPa}$	$\lambda_K = 44,53$
	$\sigma_{crd} = 1\,044,17 \text{ MPa} > \sigma_f = 256,85 \text{ MPa}$ <input checked="" type="checkbox"/>

La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre.

❖ **Section a mi- travée**

Sur la section à mi-travée le moment de flexion fait comprimer la partie supérieure de la section, donc la dalle en béton armé participe à la résistance à la compression, pour faire les vérifications sur cette section, on doit calculer d'abord une section équivalente mixte.

✓ **Calcul de la section équivalente**

$$b_{seq} = b_p \times \eta ; t_{seq} = e_{dalle} \times \eta$$

b_0 : distance entre les rangs extérieurs des goujons.

b_i : distance entre les goujons extérieurs et le bord de la dalle : $b_p = b_0 + \sum b_i$.

η : coefficient d'équivalence élastique.

b_{seq} : largeur de la section mixte équivalente.

t_{seq} : épaisseur de la section mixte équivalente.

Application Numérique :

$$\begin{cases} b_0 = 200 \text{ mm} ; e_{dalle} = 300 \text{ mm} \\ b_i = 1650 \text{ mm} \\ \eta = E_b/E_a = 0,17 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} b_{seq} &= 595 \text{ mm} \\ t_{seq} &= 51 \text{ mm} \\ v &= 840,8 \text{ mm} ; v' = 809,2 \text{ mm} \\ I &= 0,104 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

✓ **Vérification du voilement de l'âme**

On suit la même méthodologie de vérification de la section sur pile.

Application Numérique :

$$\begin{cases} M = 18\,039,03 \text{ KN.m} ; I = 0,29 \text{ m}^4 \\ v = 0,70 \text{ m} ; v' = 0,90 \text{ m} \\ h_f = 1\,590 \text{ mm} \\ f_y = 335 \text{ MPa} ; E = 210 \text{ GPa} \end{cases} \quad \begin{cases} \Psi = 0,86 ; H = 900 \text{ mm} ; k = 2,88 \\ h_c = 314,14 \text{ mm} \\ h_{cff} = 349,65 \text{ mm} < h_c \quad \checkmark \end{cases}$$

→ La condition de non-voilement est **vérifiée**.

✓ **Vérification de la stabilité au déversement**

On suit la même méthodologie de vérification de la section sur pile.

Application Numérique :

$$\begin{cases} I = 0,29 \text{ m}^4 \\ t_w = 40 \text{ mm} \\ f_y = 335 \text{ MPa} \\ E = 210 \text{ GPa} \end{cases} \quad \begin{cases} A_d = 11\,037 \text{ mm}^2 \\ I_D = 790,67 \text{ mm} \\ \lambda_K = 88,35 \\ \sigma_{crd} = 264,16 \text{ MPa} > \sigma_f = 187,76 \text{ MPa} \quad \checkmark \end{cases}$$

La condition de non-voilement est vérifiée, donc pas de risque de déversement ni de flambage élastique de la membrure comprimée de la poutre.

✓ **Vérification de la résistance des goujons au cisaillement**

On vérifie la résistance des goujons à un effort induit par l'effort tranchant c'est l'effort rasant : $V_{el,Ed} = (V \times S_C / I_b) \times 1.1 = (4281.6 \times 0.38 / 0.35) \times 1.1$

→ $V_{el,Ed} = 5113.45 \text{ KN/m}$.

Nous avons une disposition des goujons en 4 files espacées de 200 mm par pas de 100 mm

→ $n = 80 \text{ goujons/ml}$

Le nombre des goujons résistants à l'effort rasant : $n_{v,el} = V_{el,Ed} / P_{Rd}$; on a un goujon de 200mm

→ la résistance $P_{Rd} = 85 \text{ KN} \Rightarrow n_{v,el} = 62 \text{ goujons/ml}$.

On a : $n_{v,el} \leq n \rightarrow$ le nombre des goujons disposés est suffisant pour résister à l'effort rasant, donc il n'aura pas de risque de cisaillement des goujons.

II.4. ANALYSE DES VARIANTES

Tableau II.6 Analyse des variantes

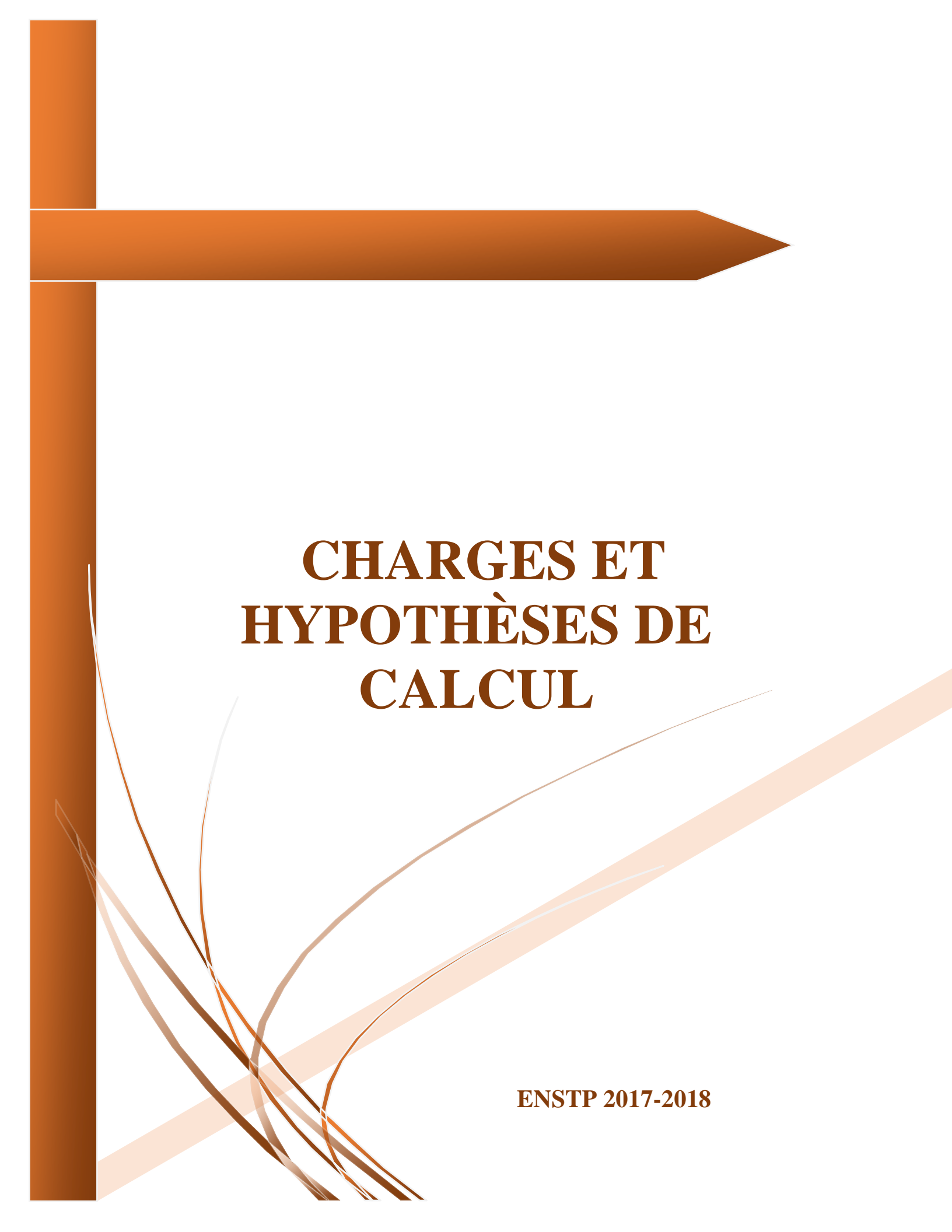
Variantes	Avantages	Inconvénients
<p>Variante N° 01 : Pont à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP.</p>	<p>1-Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol.</p> <p>2-Une bonne réutilisation des coffrages.</p> <p>3-Maîtriser de la préfabrication des poutres.</p> <p>4-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.</p>	<p>1-Il s'adapte difficilement aux franchissements biaisés ou courbes.</p> <p>2-Nombre d'appuis très importants et par conséquent le coût total de l'ouvrage.</p> <p>3-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.</p>
<p>Variante N° 02 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.</p>	<p>1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.</p> <p>2-La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier.</p> <p>3-Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ.</p> <p>4-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.</p>	<p>1-Le poids est très important (tablier assez épais).</p> <p>2-L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes.</p> <p>3-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme).</p>
<p>Variante N° 03 : Pont mixte bipoutre.</p>	<p>1-La possibilité de franchir des grandes portées.</p> <p>2-La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.</p>	<p>1-Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier</p> <p>2-La demande d'une main-d'œuvre qualifiée surtout pour l'opération du soudage.</p> <p>3-Un coût très élevé.</p> <p>4-Entretien périodique.</p>

II.5. CONCLUSION

Pour la suite de ce mémoire, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison.

À savoir que la variante mixte bipoutre a pu être la solution convenable à ce franchissement, lorsque le délai d'approvisionnement des pièces métalliques ne constitue pas un majeur inconvénient, cependant le coût et l'entretien périodique peuvent s'opposer à ce choix, alors que le recours à la construction par **encorbellements successifs** est dans ce cas le plus adéquat si en tient compte la difficulté d'accès au site.

La première variante également aurait pu la plus adaptée économiquement, mais reste une solution théorique, vu la difficulté d'accès au site et le nombre important des appuis.



CHARGES ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

ENSTP 2017-2018

III.1. INTRODUCTION

Le calcul d'un pont a pour objet de vérifier son dimensionnement et assurer son fonctionnement. Il doit être capable de résister tout le long de sa durée de service, avec les marges appropriées, aux efforts engendrés par son poids propre, ainsi qu'aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliqués. Au présent chapitre on va décrire et évaluer les principales actions applicables au pont. Les actions hors trafic, ainsi que les actions dues au trafic.

III.2. NORMES ET REGLES DE CALCUL

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

1. Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ;
2. Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ;
3. RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes ;
4. RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art ;
5. Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

III.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.3.1. Béton

Tableau III.1 Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
f_{c28} (MPa)	35	27
Type de Ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
Dosage	450	350
f_{t28} (MPa)	2,7	2,22

NB :

La densité du béton armé est de 25 kN/m³.

III.3.2. Armatures

III.3.2.1. Armatures passives

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**

- La limite d'élasticité : $f_e = 500$ MPa
- Modules de la déformation élastique : $E_s = 200$ GPa

Les diamètres commerciaux des barres **HA** indépendants sont (en mm) :

8 10 12 14 16 20 25 32 40

En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12 ml. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions 2,4 x 6,0 (m x m) pour la plupart.

III.3.2.2. Armatures de précontraintes

Les armatures de précontraintes sont constituées de torons **12T15s TBR** (très basse relaxation), classe **1770**.

- Résistance ultime : $f_{prg} = 1\,770\text{ MPa}$; $F_{prg} = 265\text{ kN}$
- Limite élastique : $f_{peg} = 1\,583\text{ MPa}$; $F_{peg} = 236\text{ kN}$
- Module d'élasticité : $E_p = 190\,000\text{ MPa}$
- Section droite d'un toron : $A_{p\ 1toron} = 150\text{ mm}^2$
- Section d'un câble : $A_p = 1800\text{ mm}^2$
- Diamètre du gain : $\Phi = 80\text{ mm}$
- Coefficient de relaxation des câbles à 1 000 heures : $\rho = 2.5\%$
- Coefficient de recul d'encrage $g = 2\text{ mm}$

f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0,1%.

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

III.3.3. Contraintes admissibles

III.3.3.1. Béton

❖ Contraintes admissibles à la compression

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \text{ (MPa)}.$$

Le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$$f_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)}.$$

Tableau III.2 Contraintes admissibles à la compression de béton

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure	$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable} \\ 1,5 & \text{situation transitoire} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	19,83	15,30	
		$\gamma_b = 1,15$	25,87	19,96	
ELS	f_{bc} / σ_{bc} (MPa)		21,00	16,20	

❖ Déformation longitudinale du béton

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

$$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} ; \text{ Module de déformation instantanée du béton } < 24\text{h} ;$$

$$E_{ij} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} ; \text{ Module de déformation sous chargement de longue durée.}$$

III.3.3.2. Armatures

❖ **Contrainte limite de traction des aciers**

Tableau III.3 Contraintes admissibles de traction des armatures passives

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	S-Durable ou transitoire $\gamma_s = 1,15$	434,78	434,78
		S-Accidentelle $\gamma_s = 1$	500,00	500,00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n=1,6$		250,00	250,00
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \left\{ 0,4 \times f_e ; 88 \sqrt{n \times f_{tj}} \right\} ; n=1,6$		200,00	200,00

❖ **Classe de justification de la précontrainte**

Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

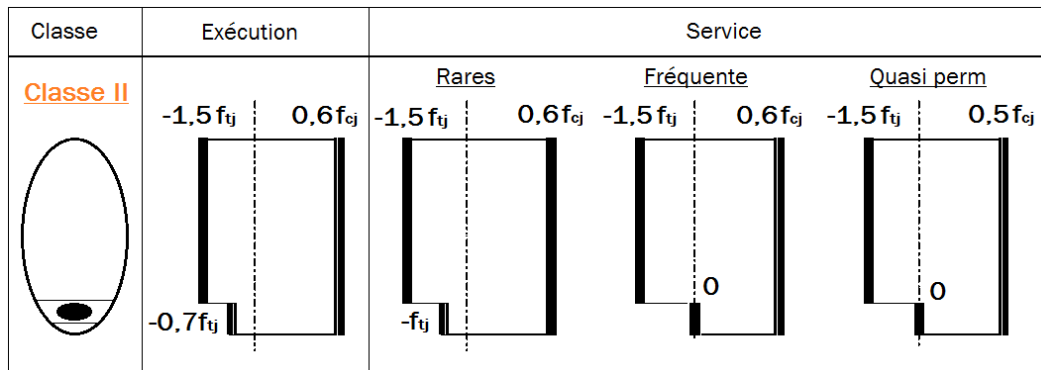


Figure III.1 Limitation des contraintes des sections en B.P

III.4. EVATUATION DES ACTIONS

III.4.1. Evaluation des actions hors trafic

III.4.1.1. Actions permanentes

❖ **Poids des voussoirs Pv**

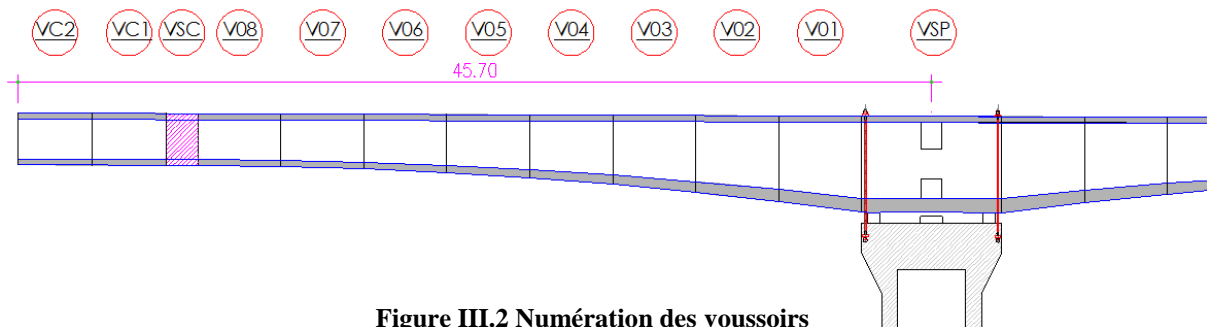


Figure III.2 Numération des voussoirs

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau III.4 Estimation du poids total des voussoirs

Poids Voussoirs d'un Fléau				Poids Voussoirs sur Culée			
N° Voussoirs	L _v (m)	S _v Moy (m ²)	Poids (kN)	N° Voussoirs	L _v (m)	S _v Moy (m ²)	Poids (kN)
VSP	3,50	14,26	1 247,50	VC01	3,7	10,21	944,65
V01	4,15	13,77	1 428,36	VC02	3,7	10,21	944,65
V02	4,15	12,88	1 336,56	Poids Total d'un Fléau			
V03	4,15	12,12	1 257,88				
V04	4,15	11,49	1 192,31	Poids Total de l'ouvrage G_{Pv}			
V05	4,15	10,99	1 139,86				
V06	4,15	10,61	1 100,52				
V07	4,15	10,35	1 074,29				
V08	4,15	10,23	1 061,18				
VSC	0,80	10,21	204,25				

❖ **Les compléments de charges permanentes CCP**

Tableau III.5 Estimation du poids dû aux CCP et le bilan des charges

Eléments	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)	Poids (KN)		
étanchéité	15	4,05	1 281,42	Poids Total G_{Pv}	
Glissière de Sécurité	/	2 x 0,6	379,68	92 528,67 kN	
Revêtement en BB	24	25,92	8 201,09	Poids Total G_{Total} = G_v + G_{CCP}	
corniches	25	2 x 6,15	4 113,20	106 504,06 kN	
Poids CCP	/	44,17	13 975,39		

III.4.1.2. Action thermique

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le **Tableau 3.2 — RCPR** $\Delta T (\Delta\theta) = \pm 7^{\circ}\text{C}$.

On adopte une variation uniforme de température T de : + 35°C / -15°C.

III.4.2. Evaluation des actions dues au trafic

III.4.2.1. Système de charge à considérer

Les charges définies dans ce paragraphe sont valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées, et le CCTP fixe les modalités du calcul, ainsi que les caractéristiques des véhicules à prendre en compte qui sont :

- ✓ Système de charge routière type **A (I)**
- ✓ Système de charge routière type **B (B_c, B_t, B_r)**
- ✓ Système de charge militaire **Mc 120**
- ✓ Convoi exceptionnel **D240**

III.4.2.2. Largeur roulable, largeur chargeable, nombre de voies, largeur d’une voie, classe de pont

❖ **Largeur roulable**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures :

Pour notre pont : $L_R = 13,50 \text{ m}$

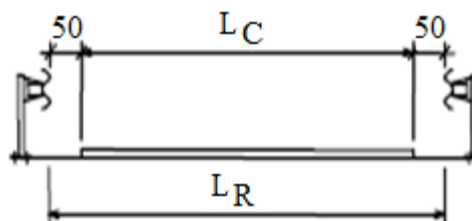


Figure III.3 La largeur roulable

❖ **Largeur chargeable**

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu’il existe.

D’après la **Figure III.3**, la largeur chargeable de l’ouvrage est : $L_c = 12,50 \text{ m}$

❖ **Nombre de voies et la largeur d’une voie**

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

$$N_v = L_c / 3 \rightarrow N_v = 4 \text{ voies}$$

Par convention, les voies de circulation d’une même chaussée ont des largeurs égales au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$V = L_c / 4 \rightarrow V = 3,125 \text{ m}$$

❖ **Classe de pont**

Selon l’importance de l’itinéraire et leur largeur roulable, les ponts routes sont rangés en trois classes :

Tableau III.6 Les classes des ponts routes

Classe du pont	Description
1 ^{ère} classe	Les ponts qui ont une largeur roulable $L_r \geq 7\text{m}$
	Les ponts supportant des bretelles d’accès à de telles chaussées
	Tous les ponts urbains ou en zone industrielle
	Les ponts de largeur roulable inférieure à 7 m, qui sont désignés par le CCTP
2 ^{ème} Classe	Les ponts qui ont une largeur roulable $5,50 \text{ m} < L_R < 7\text{m}$
3 ^{ème} Classe	Les ponts qui ont une largeur roulable $L_R \leq 5,50 \text{ m}$

Notre ouvrage présente une largeur roulable de 13,5 m, donc il s’agit d’un pont de **1^{ère} classe**.

❖ Les cas de chargement

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier sont montrés dans la figure ci-dessous.

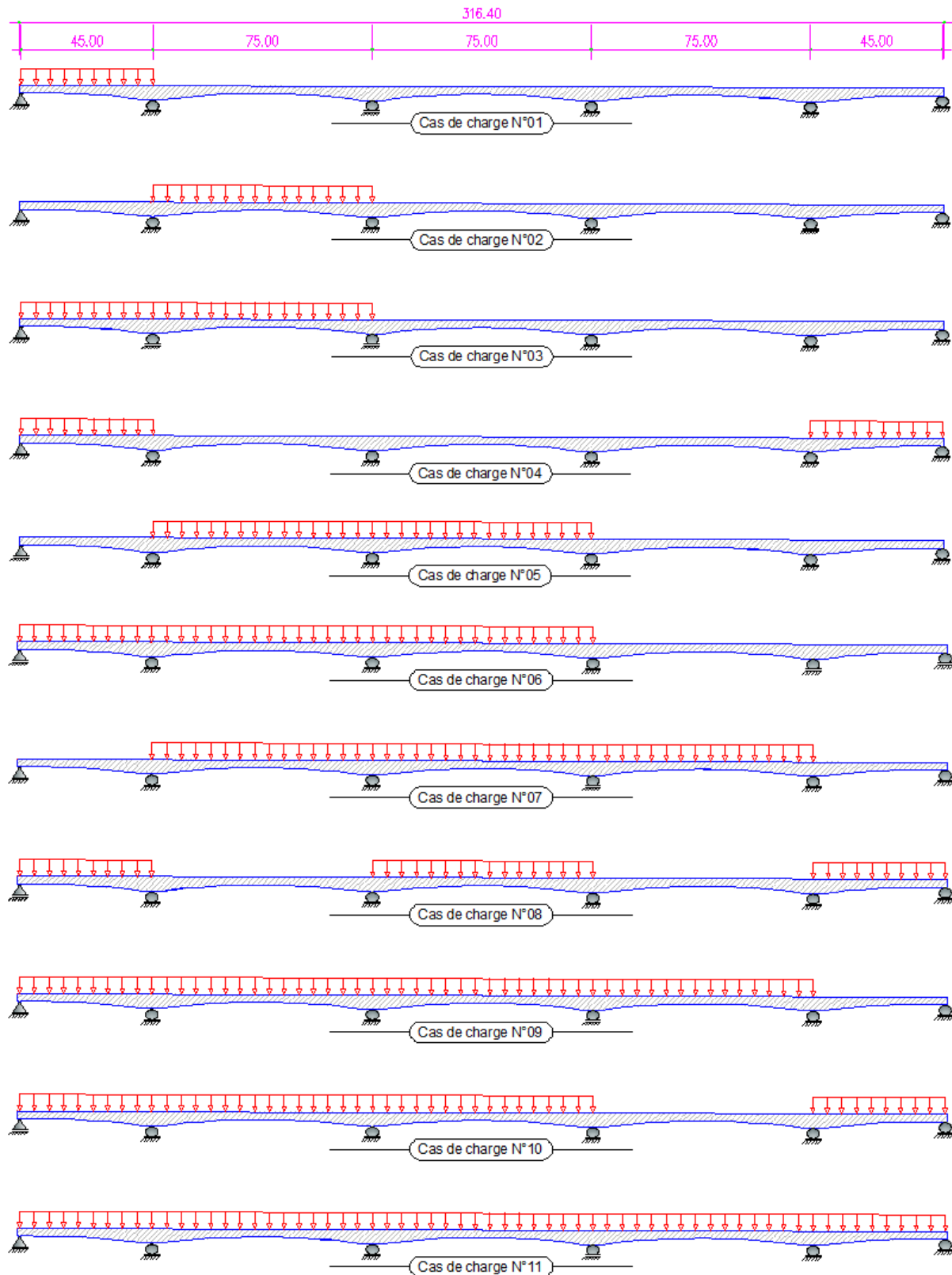


Figure III.4 Les 11 cas de charge possibles

III.4.2.3. Système de charge A

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{L + 12} \quad ; \quad A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0,002L \end{cases} \quad (\text{kN/m}^2)$$

L : la longueur chargée du tablier en (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur A(l) est multipliée par les coefficients a₁ du **Tableau III.7**.

Tableau III.7 Coefficient a₁

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

La charge A₁ Obtenue est multipliée par un coefficient a₂ = v₀/v, v étant la largeur d'une voie et, v₀ = 3.50 m.

La charge A₂ = a₂ x A₁ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Les résultats sont résumés dans le **Tableau III.8**.

Tableau III.8 Valeurs de A(L) pour les 11 cas possibles

Cas de charge	L (m)	A(l) (KN/m ²)	A(l) en fonction de n° des voies chargées (KN/ml)			
			1 voie	2 voies	3 voies	4 voies
Cas 1	45	8,62	30,16	60,31	81,42	90,47
Cas 2	75	6,44	22,53	45,07	60,84	67,60
Cas 3	120	5,03	17,60	35,19	47,51	52,79
Cas 4	90	5,83	20,40	40,81	55,09	61,21
Cas 5	150	4,52	15,83	31,66	42,74	47,48
Cas 6	195	4,04	14,14	28,27	38,17	42,41
Cas 7	225	3,82	13,37	26,73	36,09	40,10
Cas 8	165	4,33	15,17	30,34	40,96	45,51
Cas 9	270	3,58	12,52	25,04	33,80	37,55
Cas 10	240	3,73	13,05	26,10	35,24	39,15
Cas 11	315	3,40	11,90	23,81	32,14	35,71

III.4.2.4. Système de charge B

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- ✓ Le système B_c qui se compose de camions types (300 kN) ;
- ✓ Le système B_t se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» ;
- ✓ Le système B_r se compose d'une roue isolée (10 kN).

❖ **Système de charges B_c / Article 4.5.1 RCPR**

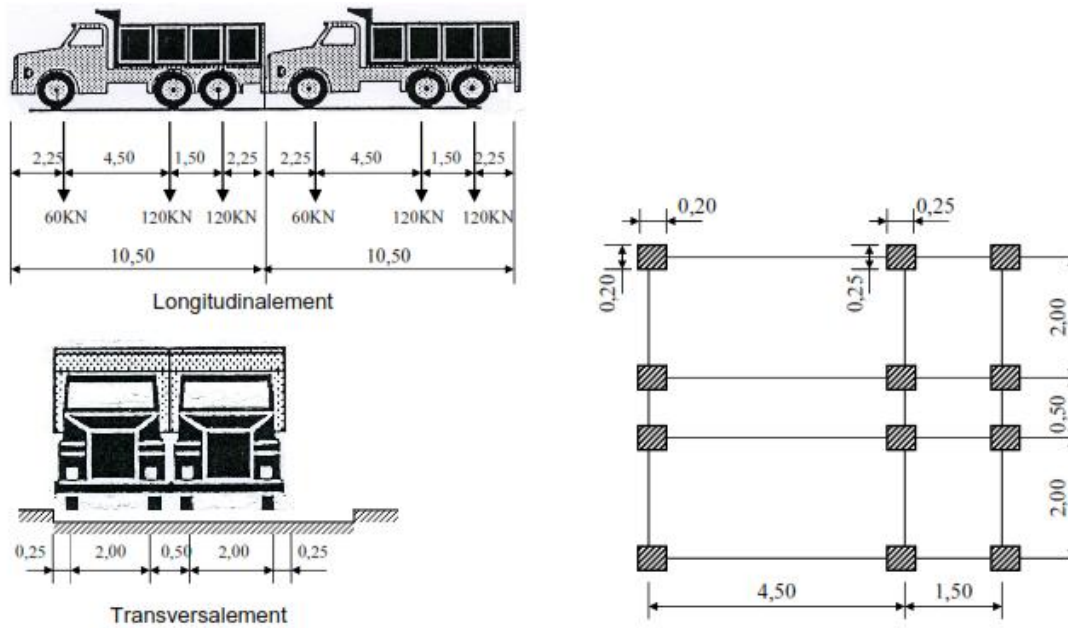


Figure III.5 Système de chargement B_c

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c, donné par le **Tableau III.9**.

Tableau III.9 Les valeurs de b_c

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	-	-	-
3	1,00	0,80	-	-	-

❖ **Système de charges B_r / Article 4.5.2 RCPR**

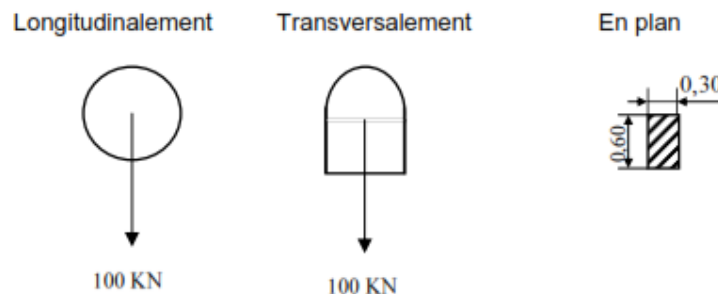


Figure III.6 Système de chargement B_r

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

❖ **Système de charges B_t / Article 4.5.3 RCPR**

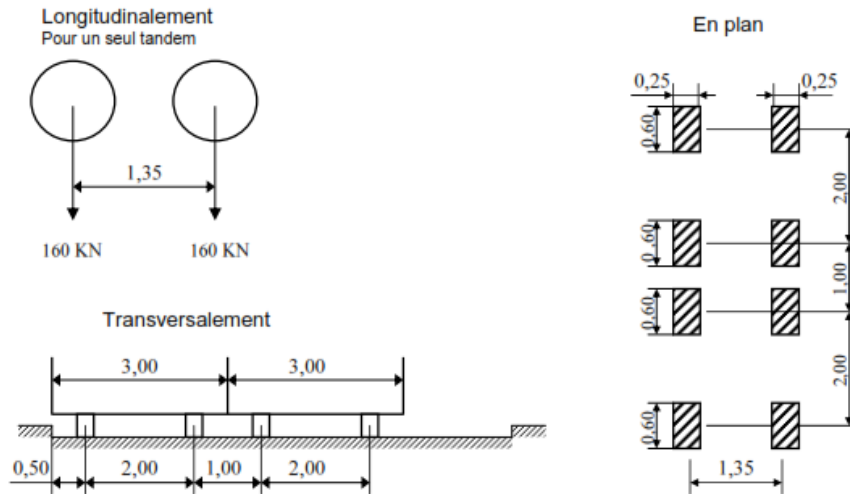


Figure III.7 Système de chargement B_t

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t = 1,20.

III.4.2.5. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

$$\delta = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$$

- L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres ;
- G : sa charge permanente ;
- S : sa charge B maximale.

Les résultats sont mentionnés dans le **Tableau III.10**, (détail de calcul voir **Annexe C**).

Tableau III.10 Les valeurs de δ

Système de chargement	δ
B _c	1,05
B _t	1,04
B _r	1,04

III.4.2.6. Efforts de freinage

❖ **Système de charge B_c**

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 KN.

❖ **Système de charge A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A.S}{20 + 0,0035 \times S} \text{ (KN) ; } S : \text{ surface chargée en (m}^2\text{). } \rightarrow F_{\text{max-4voies}} = 396,41 \text{ KN}$$

III.4.2.7. Charges militaires : Mc 120

Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

Le système **Mc 120** est multiplié par le coefficient δ , qui est égal **1,05**.

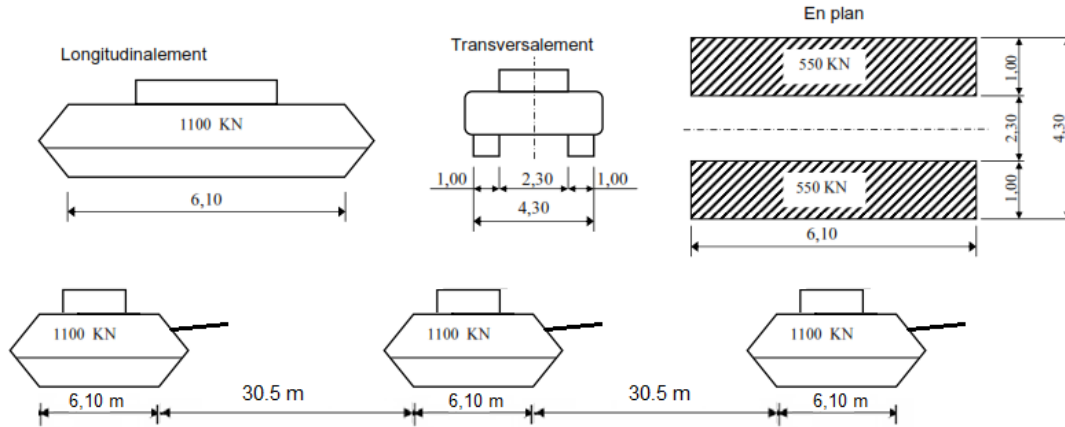


Figure III.8 Convoi de charge Mc 120

III.4.2.8. Convoi exceptionnel : D240

Le convoi **D240** est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont. Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

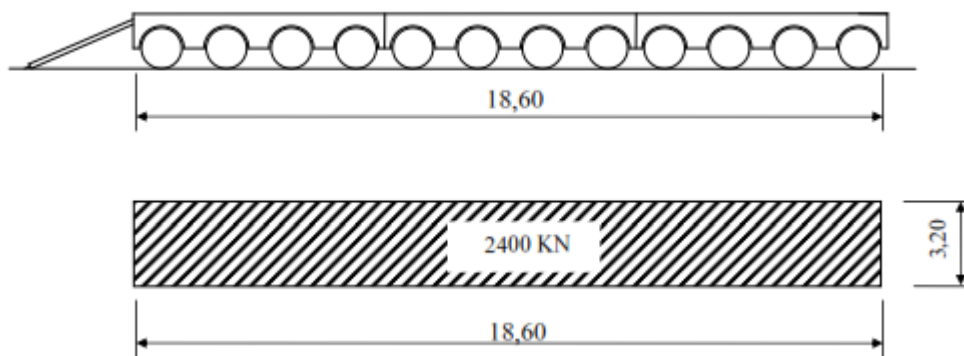



Figure III.9 Convoi exceptionnel D240

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

III.5. CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, en tenant compte que toutes les parties de tablier ne sont pas forcément chargées par les charges de chaussée. En effet, grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages, basé sur l'analyse des données de pesage du trafic réel Algérien.



ETUDE LONGITUDINALE

ENSTP 2017-2018

IV.1. INTRODUCTION

La construction des ponts par encorbellements successifs consiste à réaliser un tablier à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés, à l'aide des câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées de part et d'autre de la pile considérée, on dit que l'on a construit un fléau.

La particularité du calcul des ponts en encorbellements successifs, c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, nous allons procéder aux calculs de ces deux phases.

IV.2. STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION

IV.2.1. Différentes phases de construction d'un fléau

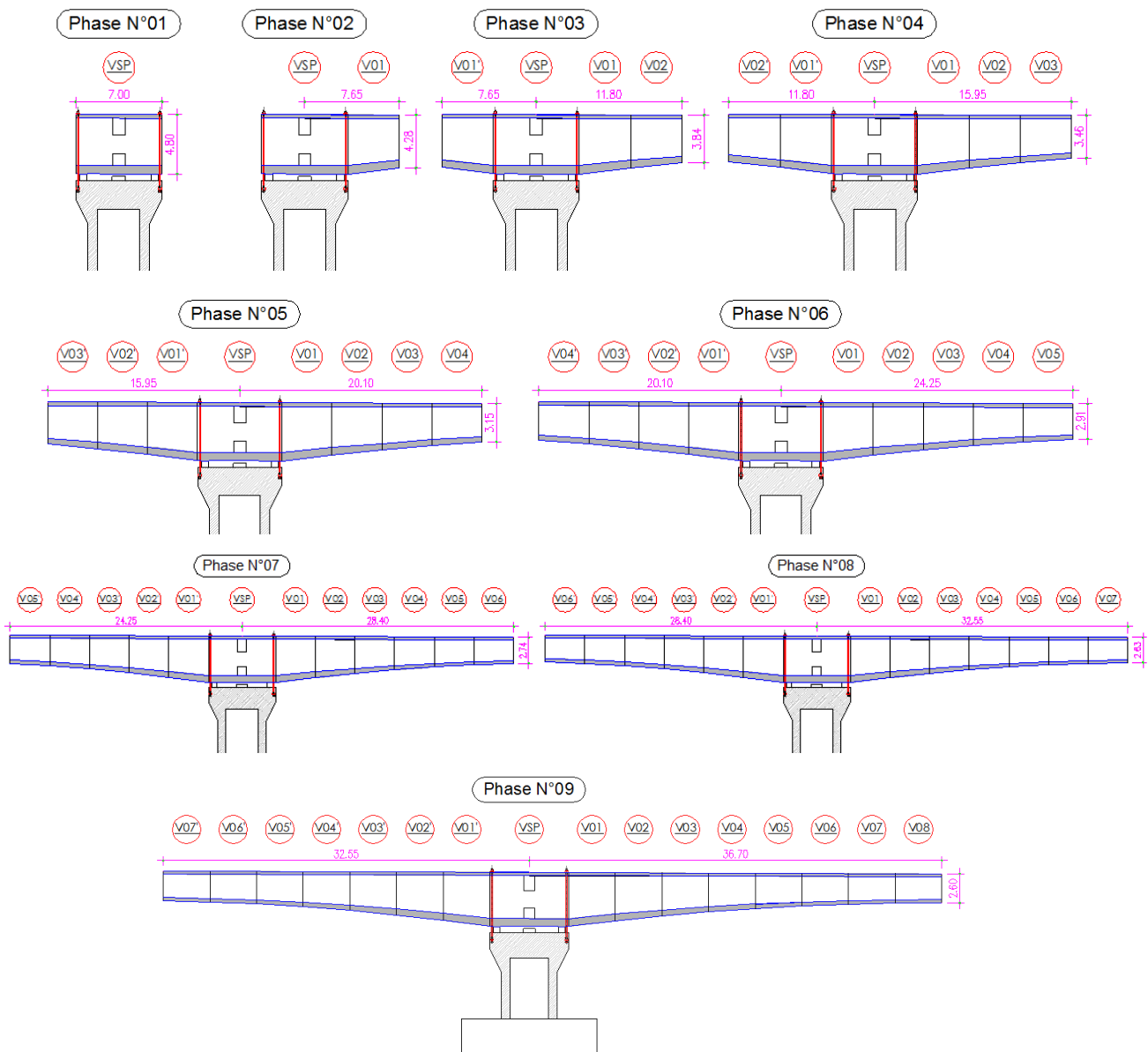


Figure IV.1 Cheminement de la réalisation d'un fléau

IV.2.2. Charges à prendre en compte

Les charges à prendre en compte pour la justification d'un fléau sont définies par les documents SETRA.

IV.2.2.1. Poids propre du fléau

Tableau IV.1 Evaluation du poids propre de chaque phase

Poids des voussoirs				Poids d'un demi-fléau		
N° Voussoirs	L _v (m)	S _v Moy (m ²)	Poids (kN)	Phase	N° des V _s	Poids (kN)
VSP	3,50	14,26	1 247,50	Phase 2	1	2675,86
V01 - V01'	4,15	13,77	1 428,36	Phase 3	2	4 012,42
V02 - V02'	4,15	12,88	1 336,56	Phase 4	3	5 270,30
V03 - V03'	4,15	12,12	1 257,88	Phase 5	4	6 462,61
V04 - V03'	4,15	11,49	1 192,31	Phase 6	5	7 602,47
V05 - V04'	4,15	10,99	1 139,86	Phase 7	6	8 702,99
V06 - V05'	4,15	10,61	1 100,52	Phase 8	7	9 777,28
V07 - V07'	4,15	10,35	1 074,29	Phase 9	8	10 838,46
V08 - V08'	4,15	10,23	1 061,18			

Le poids du demi-fléau situé sur le côté du déséquilibre est majoré de 2%, alors que le poids de son symétrique est minoré de 2%.

$$G_{\max} = G \times 1,02 \quad G_{\min} = G \times 0,98.$$

IV.2.2.2. Charges de chantier connues

Sont celles dont nous pouvons définir le poids et la position dans chaque phase de construction par exemple une poutre de balancement ou l'équipage mobile. Dans les ouvrages coulés en place, il s'agit principalement du poids de l'équipage mobile Q_{PRC1} qui égale la moitié du poids du voussoir le plus lourd (VSP).

Dans le calcul, cette charge doit être majorée de 6% du côté du demi-fléau le plus lourd et minorée de 4% du côté opposé, ce qui donne :

$$Q_{PRC1 \max} = 1322,62 \text{ KN}$$

$$Q_{PRC1 \min} = 1197,84 \text{ KN}$$

IV.2.2.3. Charges de chantier aléatoires

Ces types de charges correspondent aux matériaux stockés sur le tablier, aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques négligés par ailleurs. Pour couvrir ces charges on utilise :

Une charge répartie de **200N/m²** sur un demi- fléau pour les ouvrages de portée <120 m :

$$Q_{PRA1} = 2,9 \text{ KN/ml.}$$

Une charge concentrée de (50+5b) KN appliquée à l'extrémité du dernier voussoir terminé :

$$Q_{PRA2} = 122,5 \text{ KN.}$$

Les charges à considérer dans la situation temporaire de construction sont résumées dans la figure suivante :

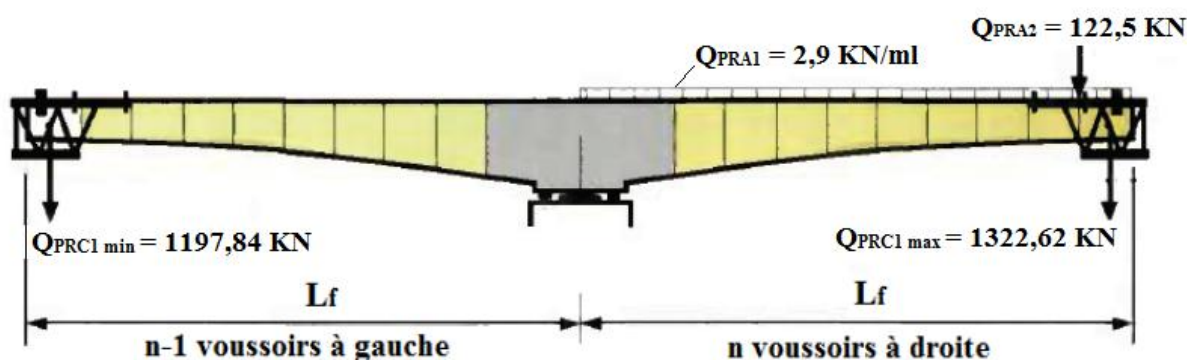


Figure IV.2 Situation temporaire de construction à considérer

IV.2.2.4. Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide (F_A) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage $Q_{PRC1\ max}$.

$$F_A = Q_{PRC1\ max} = - 1322,62\ \text{KN}$$

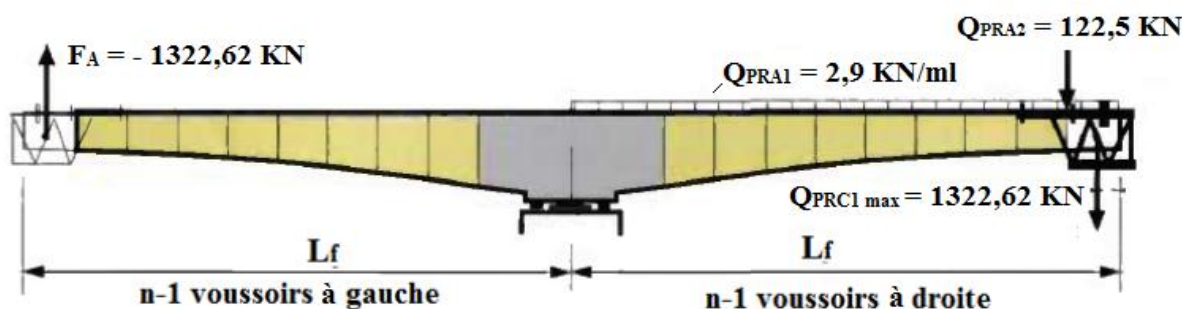


Figure IV.3 Situation accidentelle à considérer

IV.2.3. Combinaisons d'action

Pour la vérification aux états limites ultimes d'équilibre, le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires.

Pour les ouvrages coulés en place au niveau du dimensionnement, nous pouvons considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoirs.

Les combinaisons à considérer dans cette phase sont résumées dans le **Tableau IV.2.**

Tableau IV.2 Récapitulation des combinaisons d'action

Type de Combinaison		G_{max}	G_{min}	$Q_{PRC1\ max}$	$Q_{PRC1\ Min}$	Q_{PRA1}	Q_{PRA2}	F_A
Type A	A1	1,1	1,1	1,25	1,25	1,25	1,25	0
	A2	0,9	0,9	1,25	1,25	1,25	1,25	0
Type B	B1	1,1	1,1	1	0	1	1	1
	B2	0,9	0,9	1	0	1	1	1

IV.2.4. Evaluation des efforts

Pour l'évaluation des efforts nous utilisons un modèle de calcul à l'aide d'un logiciel à base d'éléments finis. Dans ce modèle nous considérons que le tablier travaille comme une bi-console.

Les résultats sont résumés dans les **Tableaux IV.3 et IV.4** (voir **Annexe B**).

➤ Situation temporaire

Tableau IV.3 Evaluation des efforts en situation temporaire

Phase	Combinaison A1		Combinaison A2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
2	21 284,19	7 682,67	19 206,87	6 891,53
3	43 598,74	10 753,83	38 853,83	9 407,04
4	71 527,47	13 675,93	63 105,57	11 800,57
5	103 251,46	16 420,42	90 473,86	14 048,81
6	140 342,06	19 031,93	122 244,37	16 188,24
7	180 624,37	21 545,13	156 637,63	18 247,22
8	224 767,94	23 929,79	194 201,45	20 201,05
9	274 061,80	26 277,86	235 990,5	22 124,92

➤ Situation accidentelle

Tableau IV.4 Evaluation des efforts en situation accidentelle

Phase	Combinaison B1		Combinaison B2	
	M (KN.m)	T (KN)	M (KN.m)	T (KN)
2	10333,18	2865,02	9888,45	2610,89
3	25426,64	4487,68	23349,33	3940,71
4	46262,58	6008,38	41517,67	5187,1
5	72700,21	7477,96	64278,3	6391,68
6	102960,6	8819,05	90143,01	7491,12
7	138495,13	10150,62	120397,44	8582,77
8	177248,88	11393,03	153262,14	9601,48
9	219851,09	12592,55	189284,92	10585,09

IV.2.5. Stabilisation du fléau avec clouage par précontrainte

Cette méthode de stabilisation est la plus économique, elle s'adapte également avec les ouvrages en caissons qui ont une portée principale inférieure à 120 m. Elle consiste à tendre les armatures verticales pour plaquer provisoirement le voussoir sur pile et ses appuis.

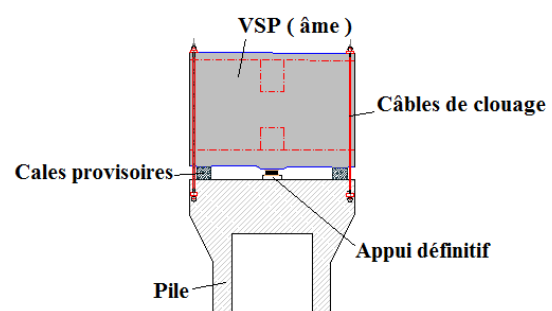


Figure IV.4 Stabilité du fléau avec clouage

IV.2.5.1. Calcul du nombre de câbles

Pour calculer le nombre de câbles en situation de construction, on utilise les sollicitations **M** et **N** résultantes des combinaisons du type **A** et **B**. On note **e** la distance entre axes des deux files de cales d'appuis provisoires **Figure IV.5**

Nous calculons tout d'abord l'excentricité de la résultante des efforts : **M/N**.

- Dans le cas où $M/N < e/2$, le fléau ne risque pas de basculer ; les câbles de clouage ne sont donc théoriquement pas nécessaires ; on dispose toutefois, par sécurité, au minimum de deux paires de câbles.
- Dans le cas où $M/N > e/2$, des câbles de clouage doivent rétablir l'équilibre du fléau. Pour calculer le nombre de câbles à disposer, nous utilisons la formule suivante :

$$n = \frac{\frac{\Delta M}{e} - \frac{\Delta N}{2}}{(1 - \rho) \times F_{P0}}$$

ρ : représente l'estimation initiale des pertes, environ de **25%** ;

F_{P0} : effort de précontrainte d'un câble 12T15 classe 1770, $F_{P0} = \min (0,8F_{prg} ; 0,9F_{peg})$.

$F_{P0} = 2361,6 \text{ KN}$.

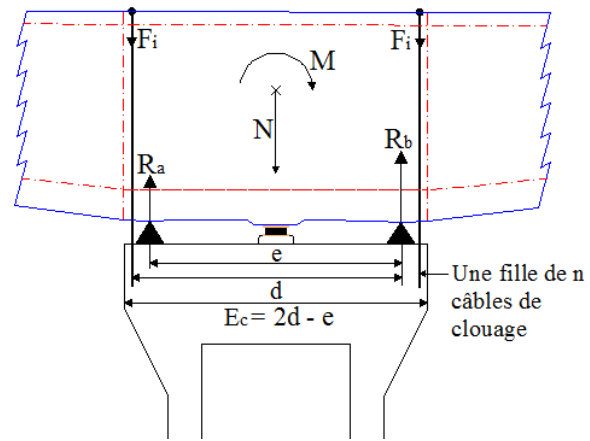


Figure IV.5 Efforts dans les câbles et réactions d'appui

Tableau IV.5 Calcul de nombre de câbles de clouage

Comb	ΔM_{max} (KN.m) Sur pile	ΔN_{max} (KN) Sur pile	$\frac{\Delta M}{\Delta N}$ (m)	$\frac{e}{2}$ (m)	n de câbles
A1	60 695,20	26 277,84	2,31	2,9	/
B1	104 123,90	21 877,97	4,76	2,9	3,96
A2	51 991,70	22 124,90	2,35	2,9	/
B2	102 925,22	17 941,80	5,74	2,9	4,95

Nous retenons le nombre maximal de câbles par file résultant des calculs précédents en arrondissant au nombre pair immédiatement supérieur, compte tenu de la nécessité de placer les paquets de câbles pré de chaque âme. Donc nous optons pour **8 câbles** de 12T15 avec une disposition de 4 câbles dans chaque côté.

IV.2.5.2. Calcul de la surface des cales

La surface des cales est telle qu'elles sont comprimées à f_{bu} sous la réaction maximale R_b . Comme le béton des cales est fretté, sa résistance caractéristique en compression peut être augmentée à une contrainte f_{cf} .

La combinaison prise en considération pour le dimensionnement de la surface des cales est celle de la situation accidentelle, qui donne des réactions maximales dans les appuis provisoires.

$$f_{cf} = f_{cj} \times \left(1 + 2 \times \rho_t \frac{f_{\theta}}{f_{cj}}\right)$$

ρ_t est le pourcentage d'acier du seul noyau fretté < 4% ;

Pour 2% de frettage, ce qui représente une valeur courante $f_{cf} = f_{28} + 20 \rightarrow f_{cf} = 55 \text{ MPa}$.

D'autre part, pour les cales placées sur des bossages d'appuis, la contrainte de compression dans le béton du bossage est limitée pour éviter le fendage de la pile.

Le tableau ci-dessous donne les valeurs limites issues de ce calcul, en fonction de la résistance du béton et du type de vérification à effectuer :

Tableau IV.6 Valeurs limites de la contrainte de compression

Type de combinaison à L'ELU	$f_{c \text{ lim}}$
Combinaison ne comportant pas des actions permanentes	0,61 à 0,65 f_{cj}
Combinaison fondamentale	0,72 à 0,75 f_{cj}
Combinaison accidentelle	0,94 à 0,98 f_{cj}

Donc on opte pour : $f_{c \text{ lim}} = 0,96 f_{c28} \rightarrow f_{c \text{ lim}} = 33,6 \text{ MPa}$

La contrainte à ne pas dépasser est alors : $f_{c \text{ max}} = \text{Min} (f_{c \text{ lim}} ; f_{cf}) = 33,6 \text{ MPa}$

En supposant qu'on a deux cales de dimensions $a \times b$ par ligne d'appui, d'où :

$$S = 2 \times a \times b = \frac{R_b}{f_{c \text{ max}}} , \quad R_b = \frac{\Delta N}{2} + \frac{\Delta M}{e} + F_i , \quad \text{et } F_i = (1 - \rho) \times n \times F_{P0}$$

Application Numérique :

$\rho = 25 \%$	$\Delta M = 102\,925,22 \text{ KN.m}$
$F_{P0} = 2361,6 \text{ KN}$	$\Delta N = 17\,941,80 \text{ KN}$
$e = 5,80 \text{ m}$	
$\rightarrow F_i = 7084,80 \text{ KN} \quad \rightarrow R_b = 33,80 \text{ MN} \quad \rightarrow S = 1 \text{ m}^2$	

Donc nous allons opter pour : **4 cales** de dimensions $(1 \times 0,5) \text{ m}^2$.

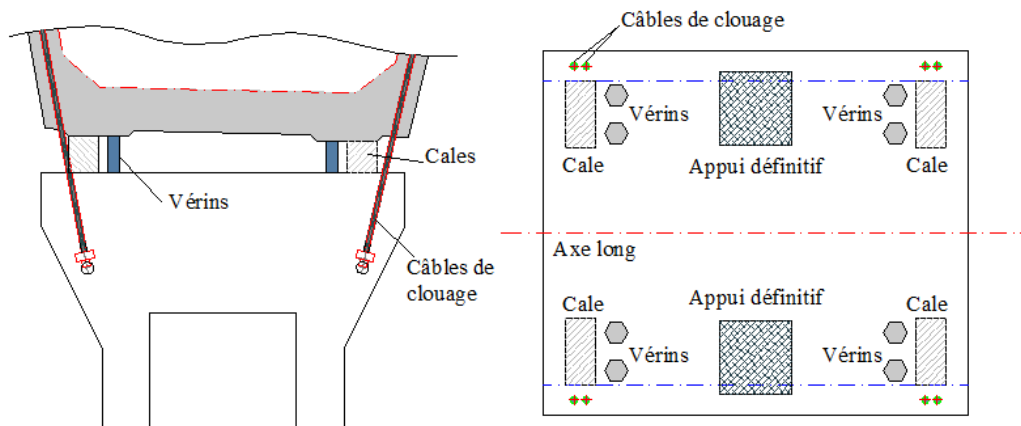


Figure IV.6 Aménagement des têtes des piles en phase de construction

IV.3. EVALUATION DES EFFORTS EN SERVICE

Lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées. Les calculs seront effectués par un logiciel de calcul à base d'éléments finis. Le chargement appliqué est le même que celui défini dans le chapitre précédent.

IV.3.1. Phases de réalisation du tablier

Les différentes phases de construction du tablier sont illustrées ci-dessous.

Tableau IV.7 Phases de réalisation du tablier

Phase	Description
Phase N°1	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P1 et des voussoirs de la culée C1 par cintrage à partir du sol
Phase N°2	Clavage de la travée de rive (P1-C1)
Phase N°3	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P2
Phase N°4	Clavage de la travée intermédiaire (P1-P2)
Phase N°5	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P4 et des voussoirs de la culée C2 par cintrage à partir du sol
Phase N°6	Clavage de la travée de rive (P4-C2)
Phase N°7	Disposition des voussoirs par encorbellement à partir de la pile P3
Phase N°8	Clavage de la travée intermédiaire (P2-P3)- (P3-P4)

IV.3.2. Modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure, quel que soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire, d'une manière plus au moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure ;
- La définition des différentes sections de l'ouvrage ;
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.) ;
- La définition des conditions d'appuis ;
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calculs ;
- Résultats des calculs.

Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres ;
- Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les **Chapitres II&III**.
- Les appuis sont considérés comme appuis simples, sauf un au niveau de la culée C1 qui est définie comme appui double ;
- Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le **Chapitre III**.

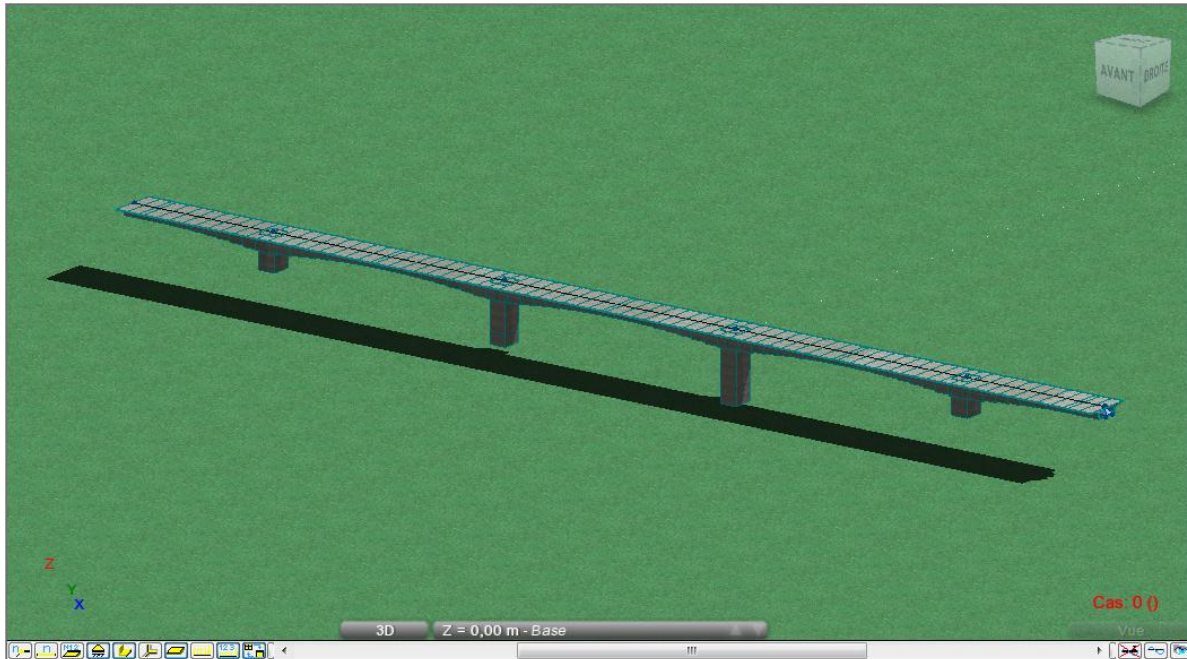


Figure IV.7 Modèle de calcul

IV.3.3. Combinaisons d’action

Selon le R.C.P.R, nous prendrons en considération les combinaisons de charges suivantes :

Tableau IV.8 Combinaisons de charges en phase de service

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB 1	1,35	1,6	0	0	0	0
	COMB 2	1,35	0	1,6	0	0	0
	COMB 3	1,35	0	0	1,6	0	0
	COMB 4	1,35	0	0	0	1,35	0
	COMB 5	1,35	0	0	0	0	1,35
ELS	COMB 1	1	1,2	0	0	0	0
	COMB 2	1	0	1,2	0	0	0
	COMB 3	1	0	0	1,2	0	0
	COMB 4	1	0	0	0	1	0
	COMB 5	1	0	0	0	0	1

IV.3.4. Résultats

Les efforts les plus défavorables, ainsi que leurs combinaisons sont représentés dans les figures suivantes :

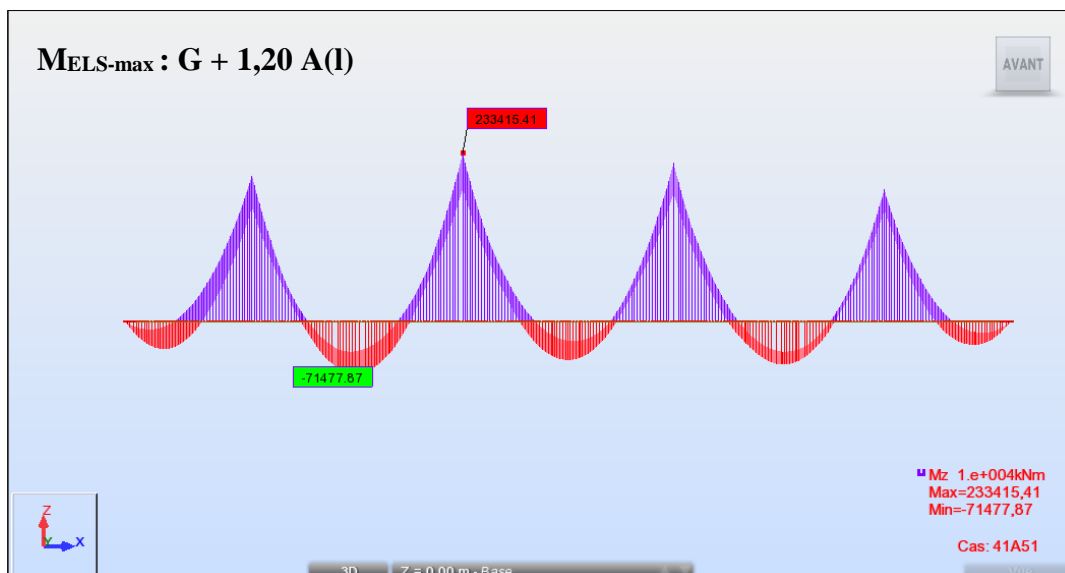


Figure IV.8 M_{Max} à l'ELS

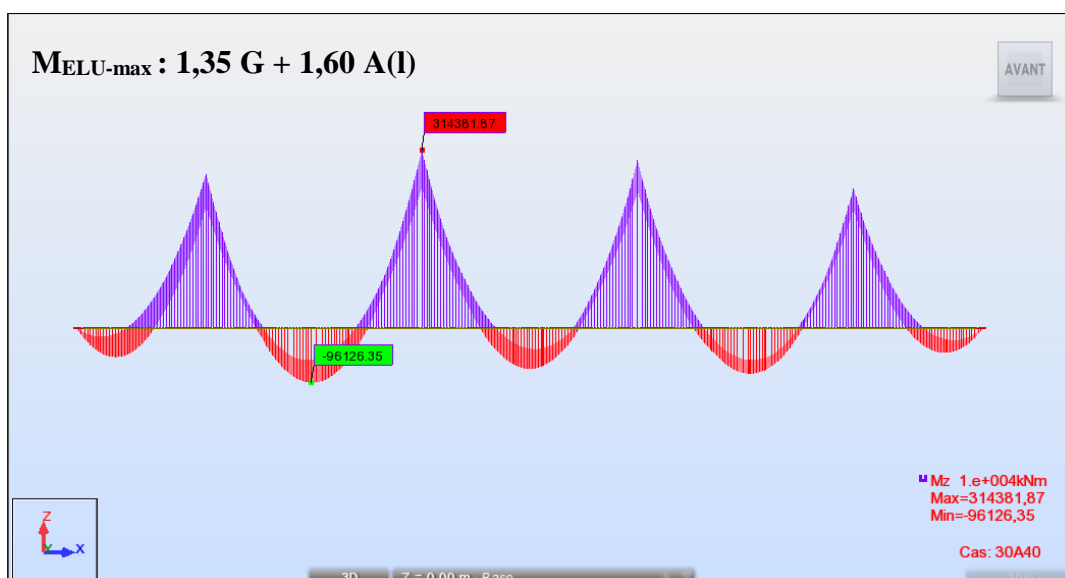


Figure IV.9 M_{Max} à l'ELU

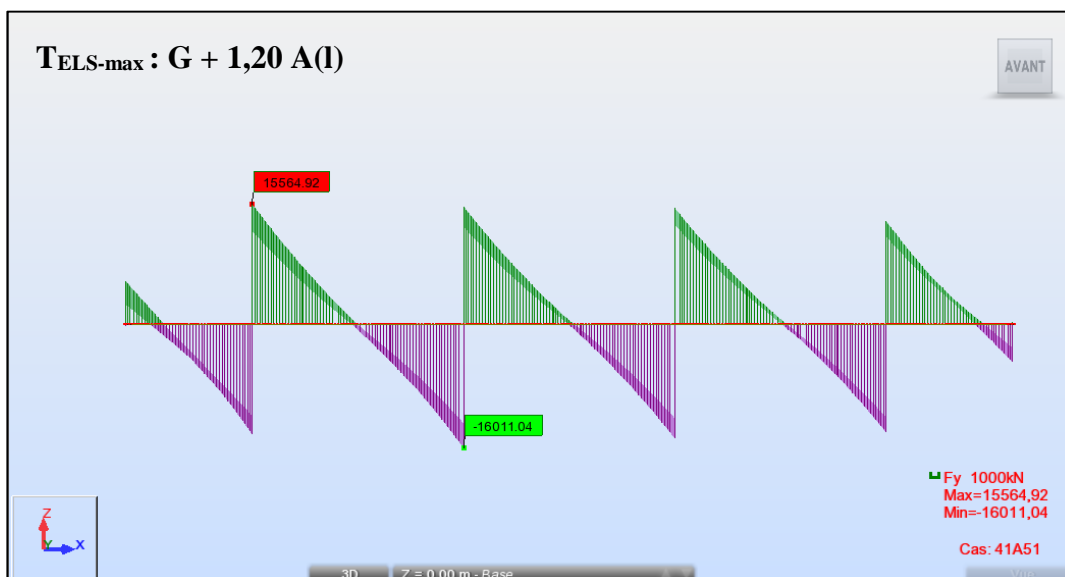


Figure IV.10 T_{Max} à l'ELS

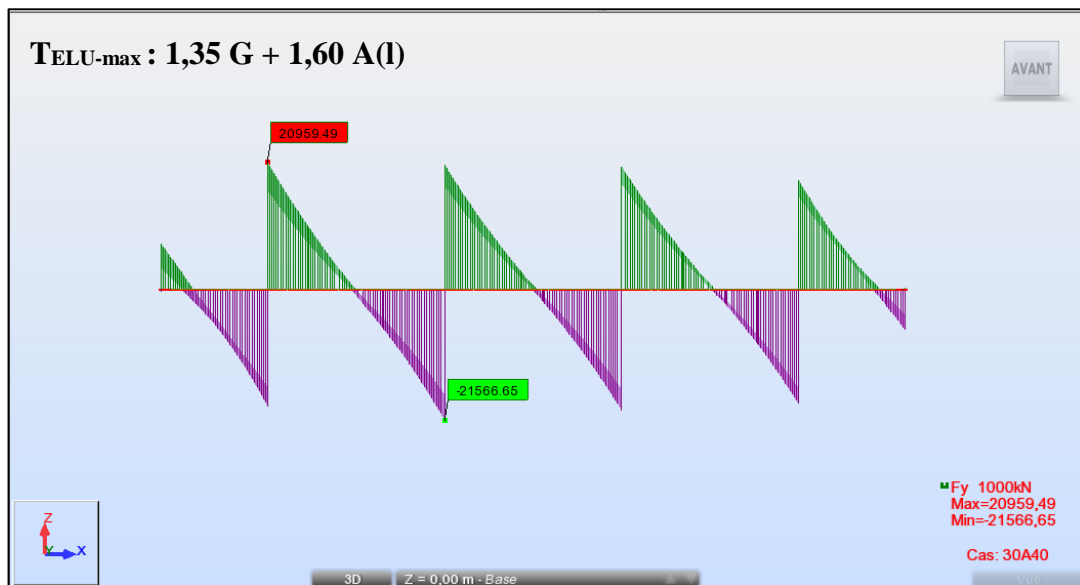


Figure IV.11 T_{Max} à l'ELU

IV.4. CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre que l'étude du tablier d'un pont voussoirs construit en encorbellements successifs, est partagée en deux phases. L'une est avant l'achèvement des fléaux là où l'étude de stabilité de ces derniers est obligatoire. Le système mécanique dans cette phase est isostatique, et le moment maximum est celui à l'encastrement sur les piles.

Dans la seconde phase le schéma statique est devenu hyperstatique. Elle est considérée après la réalisation de clavage et la mise en tension des câbles de continuité qui seront étudiés dans le chapitre suivant.



ETUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

ENSTP 2017-2018

V.1. INTRODUCTION

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câble de précontrainte : les câbles du fléau, mis en œuvre pendant la construction des fléaux (phase isostatique), et les câbles de continuité, mis en œuvre lors du clavage des fléaux entre eux ou avec les parties coulées sur cintre des travées de rive.

L'objet de ce chapitre est l'étude détaillée de la précontrainte, en se basant sur l'approche d'utilisation de la précontrainte intérieure pour reprendre intégralement les effets des charges et surcharges, en commençant par la détermination du nombre nécessaire de câbles, puis on calcule les pertes de ces câbles avant de terminer par la vérification des contraintes dans le béton.

V.2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU

V.2.1. Détermination du nombre des câbles du fléau

Les câbles du fléau sont dimensionnés en construction pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre du fléau et aux surcharges du chantier, et en service pour reprendre les moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitations.

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

$$n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0}$$

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 12T15s peut créer, P_0 est estimé à 25% de perte.

La tension d'origine : $\sigma_{p0} = \min(0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}) \rightarrow \sigma_{p0} = 1413,33 \text{ MPa}$.

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P_0 :

$$P_0 = \sigma_{p0} \times S_{\text{câble}12T15s}, s = 1800\text{mm}^2 \rightarrow P_0 = 2\,544 \text{ KN}$$

❖ Evaluation de l'effort de précontrainte P :

L'effort de précontrainte P est calculé à partir de la relation suivante :

$$P = \frac{\frac{M \times v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v}{I}} ; e = v - d$$

M : le moment fléchissant dû au poids propre et les surcharges.

Application Numérique :

$M = 274\,061,8 \text{ KN.m}$ (Combinaison de charge A1- Phase 9 ; Voir Chapitre IV)

$d = 0,15 \text{ m}$

$I = 50,02 \text{ m}^4$

$S = 14,26 \text{ m}$

$v = 2,108 \text{ m}$

$P = 75\,659,95 \text{ KN}$

D'ou : $n \geq 39,65$

On prend $n = 40$ câbles de 12T15s

Le nombre de câbles correspondant à chaque phase de réalisation est résumés dans le tableau ci-après.

NB : les caractéristiques géométriques utilisées sont celles du voussoir sur pile, et les sollicitations sont calculées auparavant dans le chapitre précédent.

Tableau V.1 Estimation du nombre de câbles du fléau

Phase	M (MN.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
Phase 01	0,00	14,26	50,02	2,11	1,96	0,00	0,00	6
Phase 02	21,28	14,26	50,02	2,11	1,96	5,88	3,08	12
Phase 03	43,60	14,26	50,02	2,11	1,96	12,04	6,31	16
Phase 04	71,53	14,26	50,02	2,11	1,96	19,75	10,35	20
Phase 05	103,25	14,26	50,02	2,11	1,96	28,50	14,94	24
Phase 06	140,34	14,26	50,02	2,11	1,96	38,74	20,31	28
Phase 07	180,62	14,26	50,02	2,11	1,96	49,86	26,13	32
Phase 08	224,77	14,26	50,02	2,11	1,96	62,05	32,52	36
Phase 09	274,06	14,26	50,02	2,11	1,96	75,66	39,65	40

V.2.2. Position et enrobage des câbles

La décroissance des moments fléchissants, considérés à partir de la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins deux câbles dans chaque voussoir. Cela pour éviter le phénomène de torsion,

- L'espacement horizontal entre axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_h \geq 16 \text{ cm.}$
- L'espacement vertical entre axes de deux câbles : $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_v \geq 16 \text{ cm.}$
- L'enrobage : $C = \max (3/4 a, \Phi, d) \rightarrow C \geq 15 \text{ cm.}$

Avec :

- a : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits ;
- Φ : diamètre de la gaine = 8 cm ;
- d : 4 cm pour les ouvrages courants.

La disposition finale des câbles est représentée dans les **Figures V.4 et V.5 page 45.**

V.2.3. Tracé des câbles en plan

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé rectiligne par rapport à l'axe longitudinal de la poutre caisson puis s'infléchissent de manière accentuée suivant une forme de 'S' jusqu'à l'ancrage. Cependant, on garde le tracé rectiligne s'il est possible (pour notre cas les vingt derniers câbles).

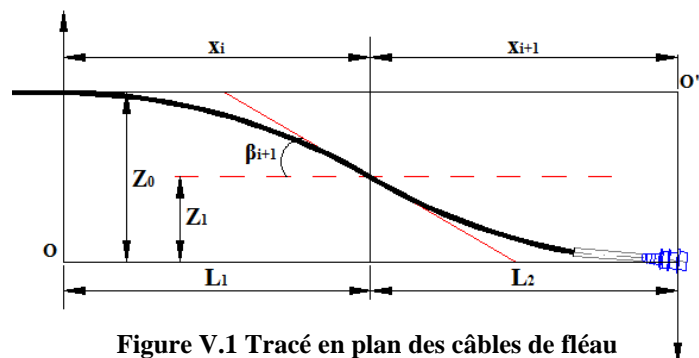


Figure V.1 Tracé en plan des câbles de fléau

❖ **Allure en plan des câbles du fléau**

L'équation de la parabole : $Z(x) = Z_0 + (Z_1 - Z_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$

Les rayons de courbure : $R_i(x) = \frac{(x_i)^2}{2 \times (z_i - z_{i+1})}$; $R_{i+1}(x) = \frac{(x_{i+1})^2}{2 \times (z_{i+1} - z_{i+2})}$

L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_i - z_{i+1})}{x_i}$

L'inclinaison dans la section d'ancrage : $\beta_{i+1}(x) = \text{Arctg} \frac{2 \times (z_{i+1})}{x_{i+1}}$

Dans notre cas, les deux courbes auront la même allure mais en ses opposés : $X_i = X_{i+1}$.

V.2.4. Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles devra satisfaire les conditions suivantes :

- Il faut éviter les croisements des câbles au maximum. En particulier au niveau des âmes ;
- Les câbles suivront une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique.

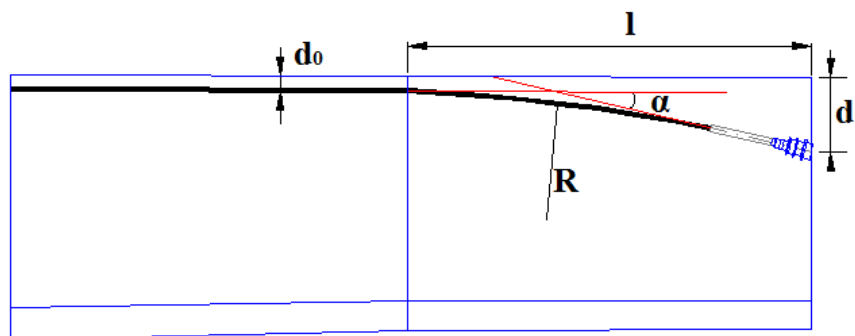


Figure V.2 Tracé en élévation des câbles du fléau

L'équation de la parabole : $y = d_0 + (d_1 - d_0) \times \left(\frac{x}{l}\right)^2$

Le rayon de courbure en un point situé à une distance x : $R_c(x) = \frac{x^2}{2 \times (d_1 - d_0)} \geq R_{min}$

L'angle de déviation : $\alpha_n = \text{artg} \left(2 \times (d_1 - d_0) \right) \times \frac{x}{l^2}$

Avec :

- d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure ;
- d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure ;
- L : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur d'un voussoir) ;
- R_{min} : rayon minimal pour les câbles 12T15S, $R_{min} = 2,5 \text{ m}$.

V.2.5. Exemple d'étude du tracé des câbles

Dans cet exemple, on va étudier le tracé des câbles du voussoir **V2** :

Application Numérique :

- $L = 4,15 \text{ m}$
- $X_i = X_{i+1} = 2,075 \text{ m}$
- $Z_i = 0,34 \text{ m} ;$
- $Z_{i+1} = 0,17 \text{ m}$
- $R_{\min} = 2,5 \text{ m}$
- $L_1 = 2,075 \text{ m}$
- $d_0(C7) = 0,15 \text{ m}$
- $d_0(C8) = 0,15 \text{ m}$
- $d_1(C7) = 0,40 \text{ m}$
- $d_1(C8) = 0,40 \text{ m}$

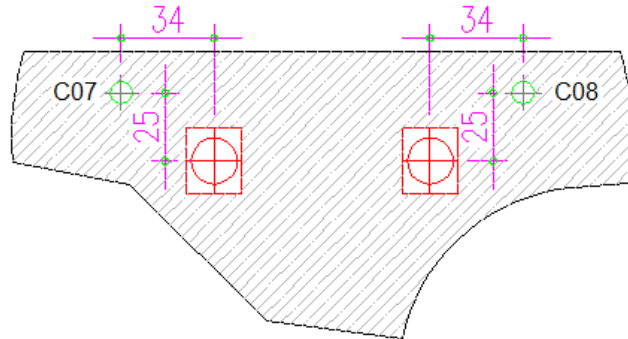


Figure V.3 Position des câbles C8 et C7

▪ **En plan (les câbles C7 et C8)**

$$Z(x) = 0,34 + (0,17 - 0,34) (x/2,075)^2$$

$$\rightarrow Z(x) = 0,34 - 0,0395 x^2$$

$$R_i = \frac{(2,075)^2}{2 \times (0,34 - 0,17)} = 12,66 \text{ m} ; R_{i+1} = \frac{(2,075)^2}{2 \times (0,17 - 0)} = 12,66 \text{ m}$$

$$\beta_i = \beta_{i+1} = \text{Arctg} \frac{2 \times (0,34 - 0,17)}{2,075} = 0,162 \text{ rad}$$

▪ **En élévation (les câbles C7 et C8)**

$$y = 0,15 + (0,4 - 0,15) \times \left(\frac{x}{4,15}\right)^2$$

$$\rightarrow y = 0,15 + 0,0145x^2$$

$$R_c(l) = \frac{4,15^2}{2 \times (0,4 - 0,15)} = 33,44 \text{ m}$$

$$\alpha_n = \text{artg}(2 \times (0,40 - 0,15)) \times \frac{1}{4,15} = 0,12 \text{ rad}$$

NB :

Le reste des résultats sont élaborés dans les **Tableaux V.2 et V.3.**

Les tracés finals des câbles de fléau sont représentés dans les **Figures V.4 et V.5.**

Tableau V.2 L'allure du tracé en plan des câbles de fléau

Câble	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	X _i ; X _{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
C _{F1} - C _{F2} - C _{F3} - C _{F4}	Rectiligne					
C _{F5} - C _{F6}	0,17	0,085	2,075	25,33	0,082	0,17 - 0,0197 x ²
C _{F7} - C _{F8}	0,34	0,17	4,15	50,65	0,082	0,34 - 0,0099x ²
C _{F9} - C _{F10}	0,51	0,255	4,15	33,77	0,122	0,51 - 0,0148x ²
C _{F11} - C _{F12} - C _{F13} - C _{F14} - C _{F15} - C _{F16} - C _{F17} - C _{F18} - C _{F19} - C _{F20}	Rectiligne					

Tableau V.3 L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau

Câble	L _{dév} (m)	d ₀ (m)	d ₀ -d ₁ (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C _{F1}	3,50	0,32	0,25	24,50	0,14	0,32 + 0,0204x ²
C _{F2} - C _{F3}	3,50	0,15	0,25	24,50	0,14	0,15 + 0,0204x ²
C _{F4}	4,15	0,150	0,42	20,50	0,20	0,15 + 0,0244x ²
C _{F5} - C _{F6} - C _{F7} - C _{F8} - C _{F9} - C _{F10}	4,15	0,150	0,25	34,45	0,12	0,15 + 0,0145x ²
C _{F11} - C _{F12} - C _{F13} - C _{F14} - C _{F15} - C _{F16} - C _{F17} - C _{F18} - C _{F19} - C _{F20}	Rectiligne					

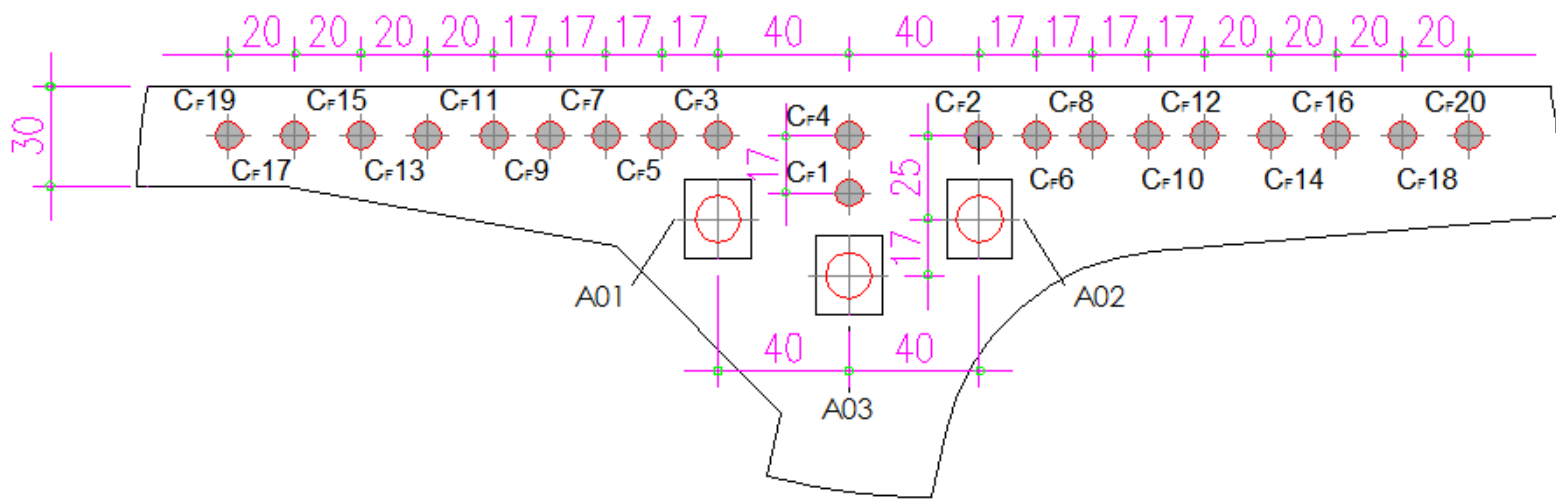


Figure V.4 Disposition des câbles de fléau au niveau du VSP

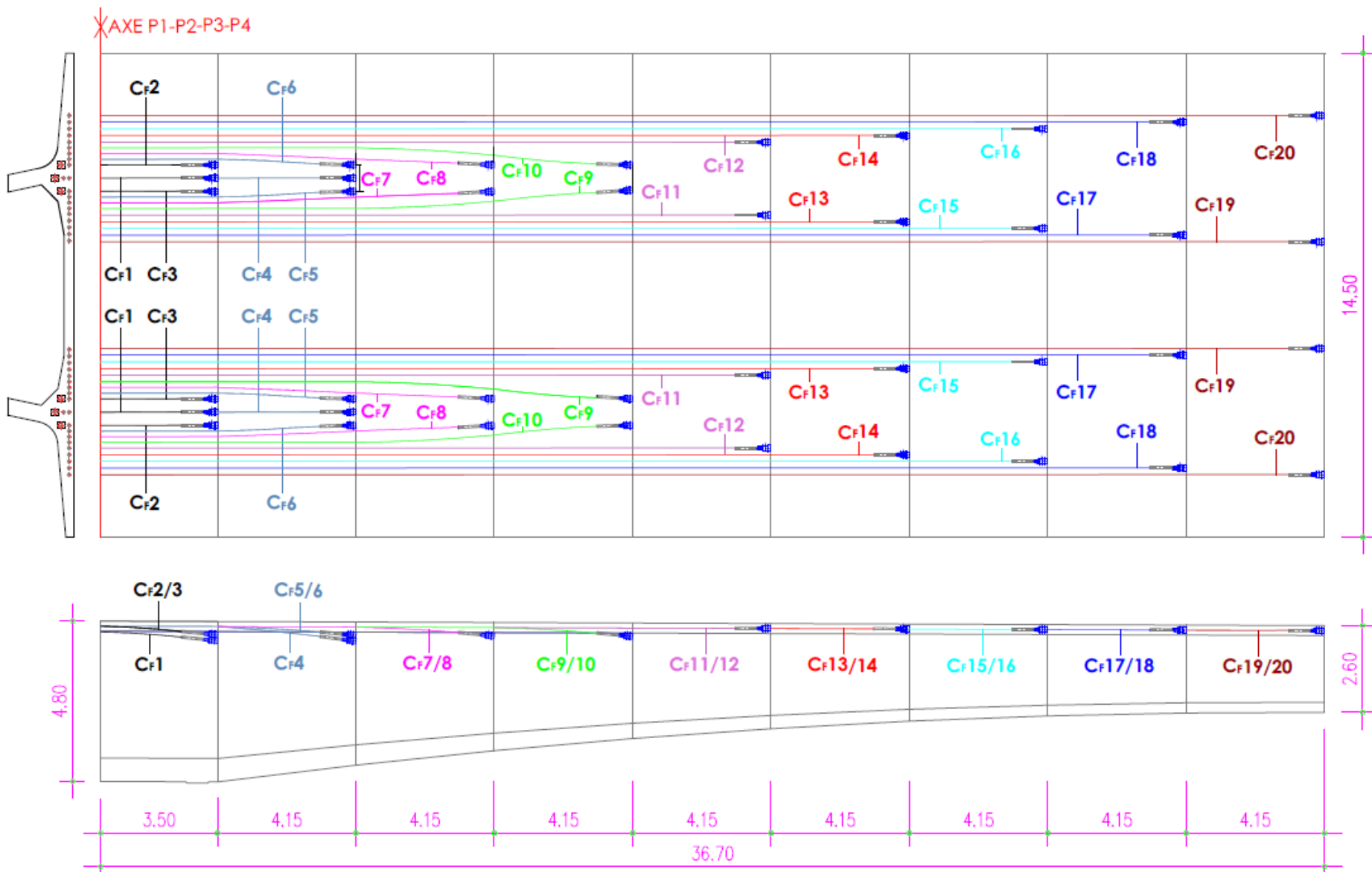


Figure V.5 Tracé en élévation et en plan des câbles des fléaux P1/P2/P3/P4

V.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITÉ

La précontrainte de continuité ce sont des câbles mis en tensions après le clavage afin de s'opposer aux moments hyperstatiques qui en résultent, et aux moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

V.3.1. Détermination du nombre des câbles de continuité en travée intermédiaire

Les câbles de continuité en travée intermédiaire vont reprendre les moments positifs. Donc, pour calculer le nombre de ces câbles on utilise le moment positif maximal déterminé, en appliquant les formules suivantes :

$$P = \frac{M \times v'}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \text{ avec : } e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

Application Numérique :

M = 71 477,87 KN.m (COMB1-ELS : G +1,20 A(1) ; <u>Voir Chapitre IV</u>)	
d = 0,15 m	
I = 9,24 m ⁴	P = 34 910,82 KN
S = 10,21 m	D'ou : n ≥ 19,28
v = 1,65 m ; e = 1,50 m	
P ₀ = 2544 KN ; ΔP = 25%	On prend n = 20 câbles de 12T15s

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir à la clé.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.4 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée principale

Voussoirs	x (m)	M (MN.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
V 13	65,8	17.24	11.29	16.02	1.92	1.77	6.86	3.60	4
V 14	69,95	32.90	10.82	12.79	1.81	1.66	14.24	7.46	8
V 15	74,1	47.69	10.49	10.98	1.68	1.53	22.12	11.59	12
V 16	78,25	60.86	10.27	9.59	1.67	1.52	29.28	15.35	16
VSC P1-P2	82,4	71.48	10.21	9.24	1.65	1.50	34.88	18.28	20
V 17	84	71.48	10.21	9.24	1.65	1.50	34.88	18.28	20
V 18	88,15	71.12	10.27	9.59	1.67	1.52	34.22	17.93	20
V 19	92,3	62.65	10.49	10.98	1.68	1.53	29.05	15.23	16
V 20	96,45	50.63	10.82	12.79	1.81	1.66	21.91	11.48	12
V 21	100,6	34.98	11.29	16.02	1.92	1.77	13.93	7.30	8
V 22	104,75	9.48	11.87	20.79	2.07	1.92	3.42	1.79	4

V.3.2. Détermination du nombre de câbles de continuité en travée de rive

Les câbles de continuité en travée de rive ont le même rôle et la même formule de calcul que ceux de la travée principale.

$$P = \frac{\frac{M \times v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \times v'}{I}} \text{ avec : } e = v' - d \quad ; \quad n \geq \frac{P}{0,75 \times P_0}$$

M : le moment fléchissant dû à la combinaison de charge la plus défavorable.

Application Numérique :

M = 37 685,62 KN.m (COMB1-ELS : G +1,20 A(l) ; <u>Voir Chapitre IV</u>)	
d = 0,15 m	
I = 9,59 m ⁴	P = 18 130,61 KN
S = 10,27 m	D'ou : n ≥ 9,50
v = 1,67 m ; e = 1,52 m	
P ₀ = 2544 KN ; ΔP = 25%	On prend n = 10 câbles de 12T15s

NB : les caractéristiques et les sollicitations prises dans le calcul précédent, sont celles du voussoir V02 à x = 13,50 m.

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.5 Estimation du nombre de câbles de continuité pour la travée de rive

Voussoirs	x (m)	M (MN.m)	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	e (m)	P (MN)	n	n retenus
VC 01	0	0.00	10.21	9.24	1.65	1.50	0.00	0.00	2
VC 02	3.70	14.80	10.21	9.24	1.65	1.50	7.22	3.79	6
VSC C1-P1	7.40	28.11	10.21	9.24	1.65	1.50	13.72	7.19	10
V 01	9.00	32.13	10.21	9.24	1.65	1.50	15.68	8.22	10
V 02	13.15	37.69	10.27	9.59	1.67	1.52	18.13	9.50	10
V 03	17.30	32.69	10.49	10.98	1.68	1.53	15.16	7.94	10
V 04	21.45	23.22	10.82	12.79	1.81	1.66	10.05	5.27	6
V 05	25.60	9.16	11.29	16.02	1.92	1.77	3.65	1.91	2

V.3.3. Tracé des câbles de continuité

Après avoir terminé l'estimation de nombre de câbles pour chaque voussoir, on va montrer leurs dispositions, par trois pièces. Tracé en plan, en élévation et par une coupe transversale.

Les équations et les paramètres du tracé sont montrés dans les **Tableaux V.6, V.7, V.8 et V.9.**

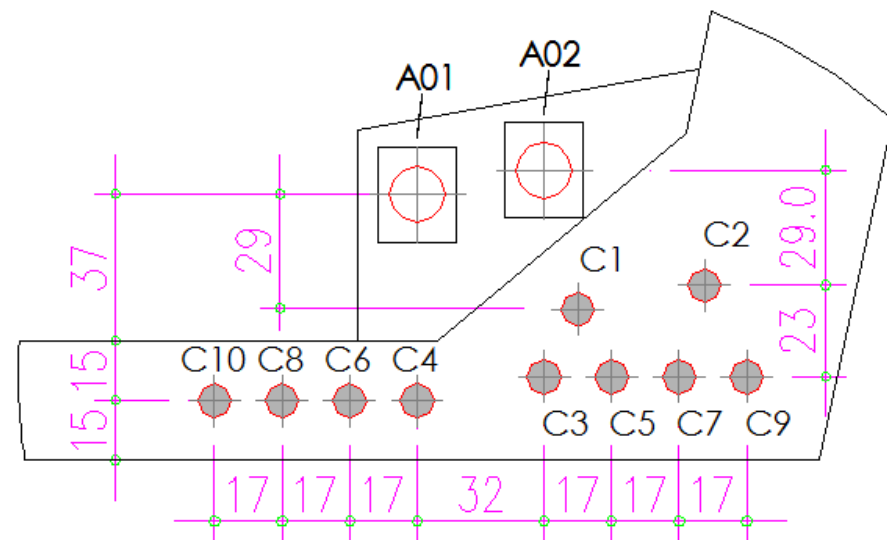


Figure V.6 Disposition des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4

Tableau V.6 L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées principales

Câble	L (m)	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	X _i ; X _{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)
C1 - C2	9,90	0,40	0,20	2,075	10,76	0,19	0,40 - 0,046 x ²
C3 - C4	18,20	Rectiligne					
C5 - C6	26,50	0,17	0,085	2,075	25,33	0,082	0,17 - 0,0197 x ²
C7 - C8	34,80	0,34	0,17	2,075	12,66	0,164	0,34 - 0,0395 x ²
C9 - C10	43,10	0,51	0,255	2,075	8,44	0,241	0,51 - 0,0592 x ²

Tableau V.7 L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées principales

Câble	L (m)	L _{dév} (m)	d ₀ (m)	d ₀ -d ₁ (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C1 - C2	9,90	4,15	0,156	0,29	29,69	0,139	0,156 + 0,017 x ²
C3 - C4	18,20	4,15	0,175	0,52	16,56	0,245	0,175 + 0,03 x ²
C5 - C6	26,50	4,15	0,206	0,52	16,56	0,245	0,206 + 0,03 x ²
C7 - C8	34,80	4,15	0,250	0,52	16,56	0,245	0,250 + 0,03 x ²
C9 - C10	43,10	4,15	0,306	0,52	16,56	0,245	0,306 + 0,03 x ²

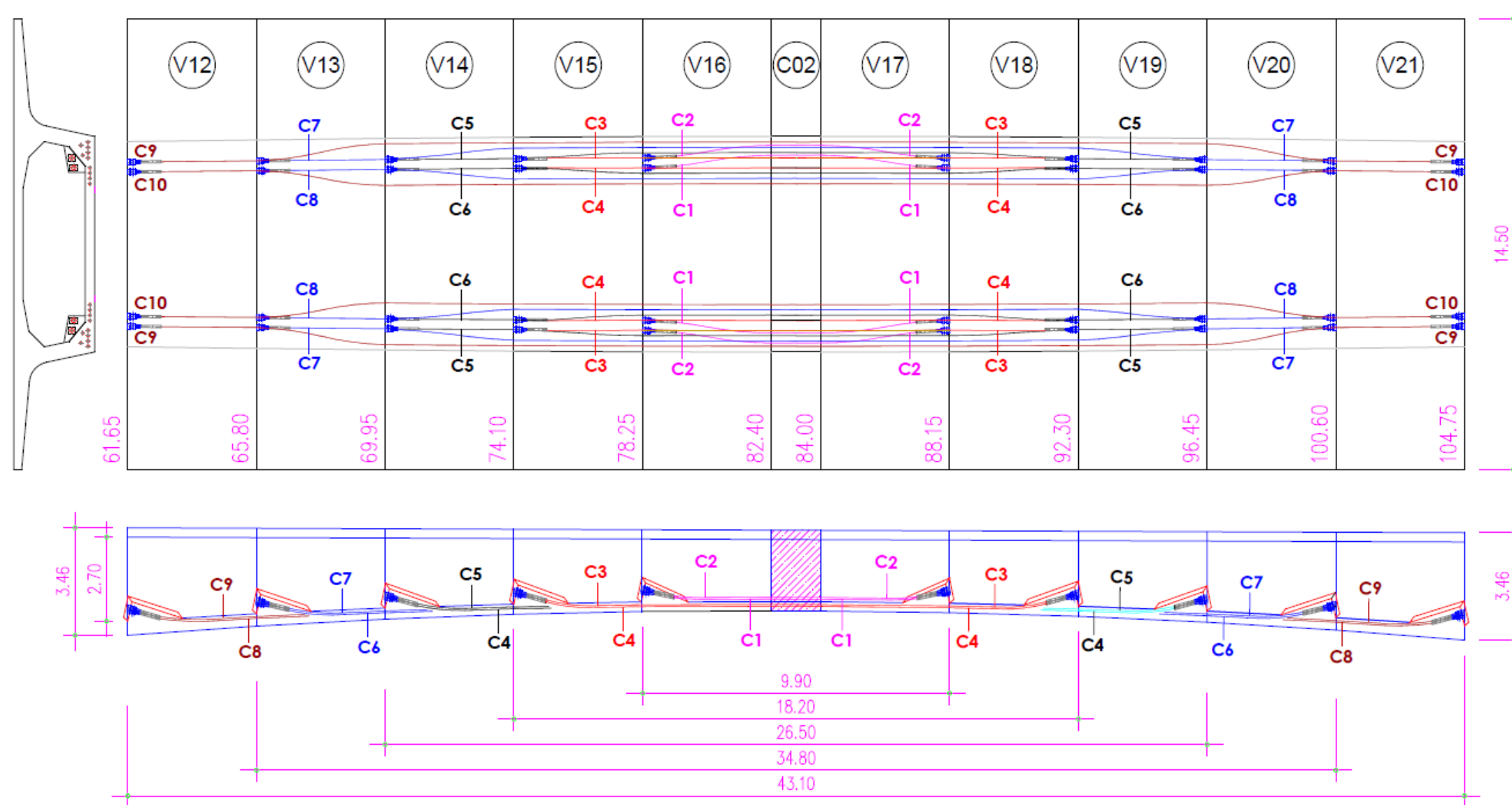


Figure V.7 Tracé en élévation et en plan des câbles de continuité au niveau des clavages P1-P2/P2-P3/P3-P4

Tableau V.8 L'allure du tracé en élévation des câbles pour les travées de rives

Vrs	X (m)	Câble	L _c (m)	L _{dév} (m)	d ₀ - d ₁ (m)	R (m)	α (rad)	y(x)	
VC 01	0	C5	29,75	3,7	0,52	13,16	0,274	0,15 + 0,038x ²	
	3.7	C3	21,9	3,7	0,52	13,16	0,274	0,15 + 0,038x ²	
VC 02	7.40	C4	21,9	3,7	0,52	13,16	0,274	0,15 + 0,038x ²	
	9	C1	14,05	Rectiligne					
C1	9	C2	14,05	Rectiligne					

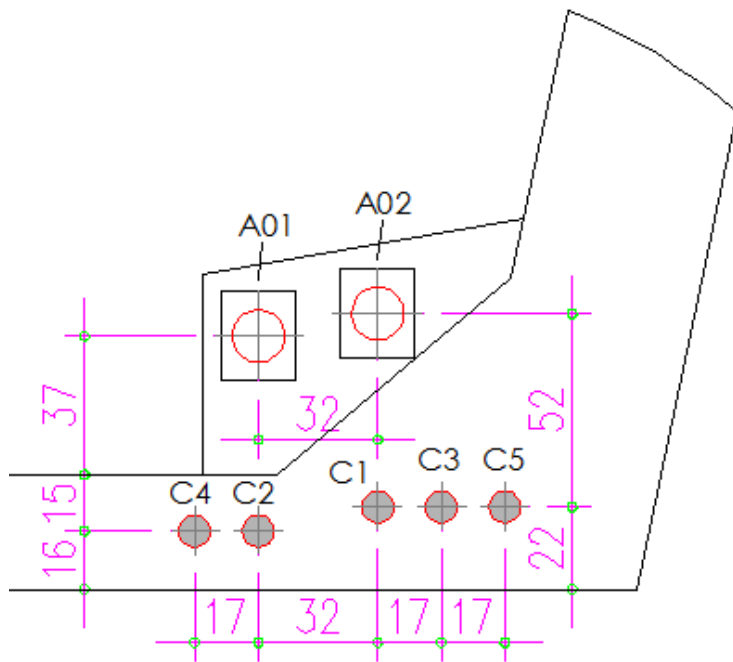


Figure V.8 Disposition des câbles de continuité au niveau du V02

Tableau V.9 L'allure du tracé en plan des câbles pour les travées de rives

Vrs	X (m)	Câble	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	X _i ; X _{i+1} (m)	R (m)	β (rad)	Z(x)	
VC 01	0	C5	0,34	0,17	1,85	10,07	0,18	0,34 - 0,0497x ²	
	3.7	C3	0,17	0,085	1,85	20,14	0,09	0,17 - 0,0248x ²	
VC 02	7.40	C4	0,17	0,085	1,85	20,14	0,09	0,17 - 0,0248x ²	
	9	C1	Rectiligne						
C1	9	C2	Rectiligne						

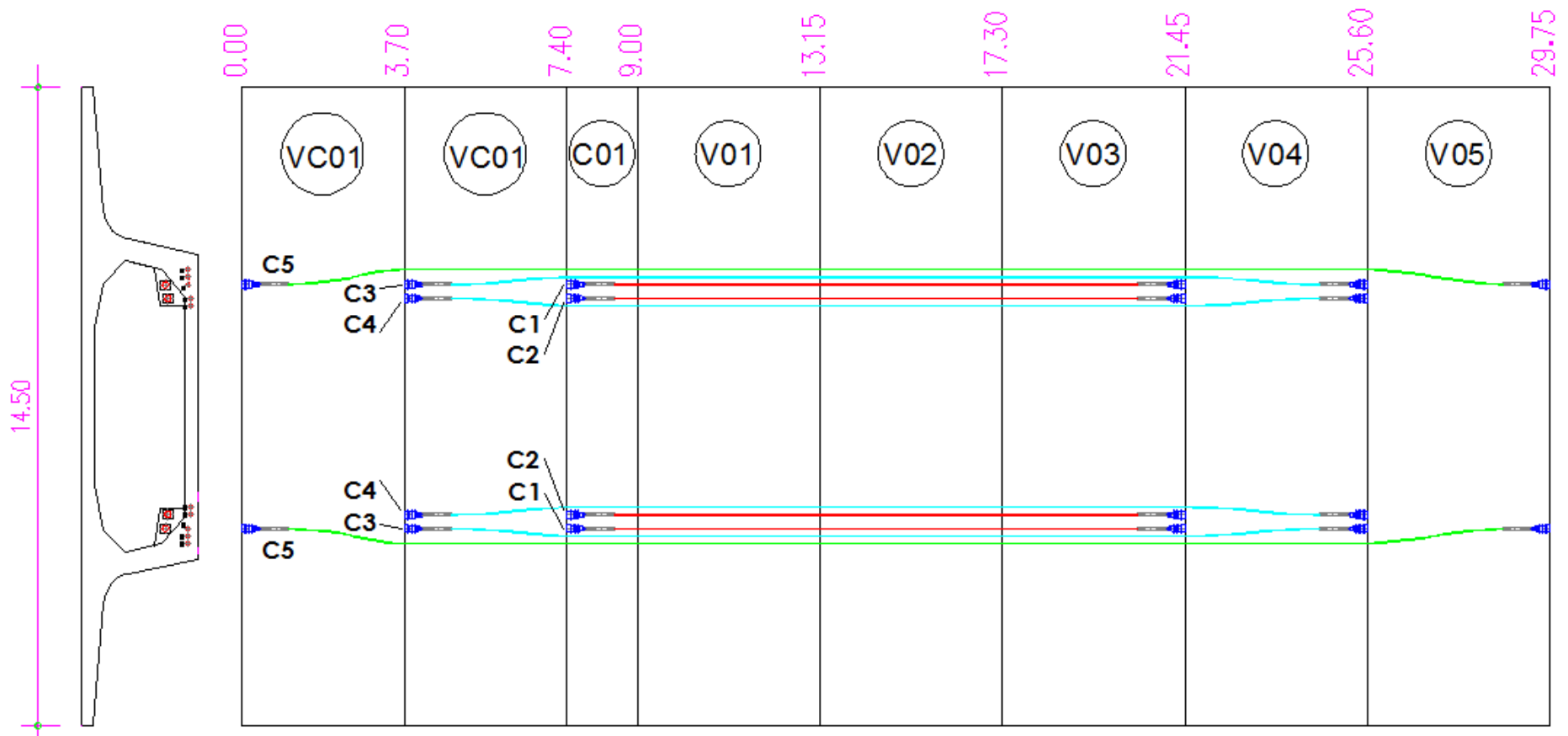


Figure V.9 Tracé en plan des câbles de continuité pour les travées de rives.

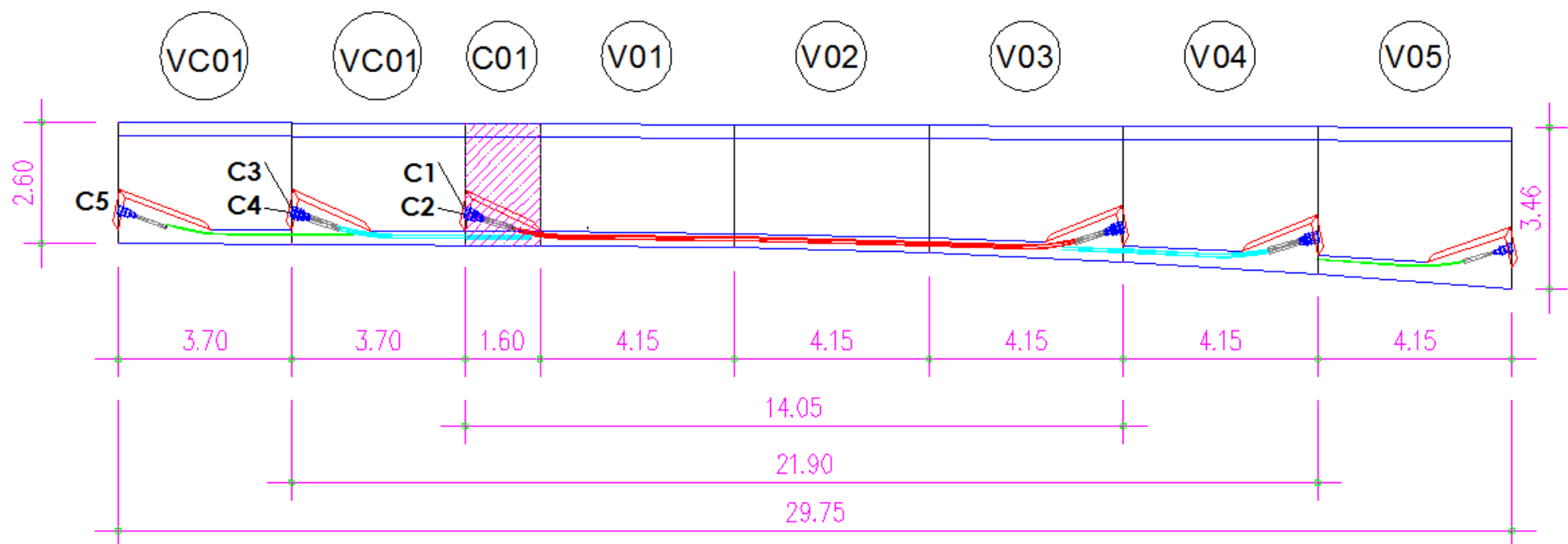


Figure V.10 Tracé en élévation des câbles de continuité pour les travées de rives

V.4. EVALUATION DES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

En général, on désigne par « perte de précontrainte » : toutes différences entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force qui s'exerce en un point donné d'une armature donnée à un temps donné.

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale. Ils peuvent être rangés sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées.

V.4.1. Pertes de tension instantanées

Elles se produisent dans un temps relativement court, au moment de la mise en tension et de la mise en précontrainte. Elles sont dues aux :

- Pertes de tension par frottement ;
- Pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- Pertes de tension par déformations instantanées du béton.

V.4.1.1. Pertes de tension par frottement

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. En effet le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne. Et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines. Cela est résumé par la formule :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \beta + \varphi \times x)})$$

- σ_{p0} : la tension à l'origine ;
- e : la base des logarithmes népériens ;
- f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ;
- β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;
- φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ;
- x : la distance de la section considérée (m).

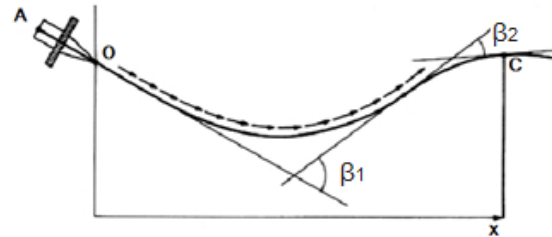


Figure V.11 Frottements le long du câble lors de la mise en tension

Si les déviations α en élévation et β en plan se succèdent, la déviation totale à considérer est la somme : $\theta = \alpha + \beta$.

Si les déviations ont lieu simultanément, on aura la formule approchée : $tg \theta = \sqrt{tg^2 \beta + tg^2 \alpha}$

Application Numérique :

$$\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1}$$

$$f = 0,20$$

$$\sigma_{p0} = 1\,413,33 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\varphi} \text{ Moy-max} = 102,88 \text{ MPa}$$

(Voir Annexe C)

V.4.1.2. Pertes de tension par recul de l'ancrage

Ces pertes de tension résultent 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 « d », ils sont définies comme suit :

$$\Delta\sigma_g(\mathbf{x}) = 2 \times \sigma_{p0} \times \mathbf{k} (\mathbf{d} - \mathbf{x}) , \text{ avec } \mathbf{k} = \mathbf{f} \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad \mathbf{d} = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

\mathbf{k} : fonction croissante ;

\mathbf{d} : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage ;

σ_{p0} : Contrainte initiale ;

g : l'intensité du recul d'ancrage ;

E_p : module d'élasticité des aciers.

Application Numérique :

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p0} = 1\,413,33 \text{ MPa}$$

$$g = 2 \text{ mm}$$

$$\Delta\sigma_g \text{ Moy-max} = 80,28 \text{ MPa}$$

(Voir Annexe C)

V.4.1.3. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

Lorsque, dans un élément, plusieurs câbles sont tendus successivement d'une même puissance, passant sensiblement au même niveau dans une section donnée. La mise en tension de ces N câble provoque, dans le béton adjacent, une variation de contrainte normale $\Delta\sigma_{pi}$.

Du fait que les N câbles ne sont pas tendus en même temps, le n^{ème} câble mis en tension subit le raccourcissement dû aux (N - n) câbles tendus après lui, sa perte de tension vaut donc :

$$\Delta\sigma_e(\mathbf{x}) = \frac{N - n}{N} E_p \times \frac{\sigma_b}{E_{bi}}$$

A titre de simplification, le BPEL donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma_e(\mathbf{x}) = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b , \text{ avec : } \frac{E_p}{E_{bi}} = 5,28$$

$$\text{D'où : } \Delta\sigma_e(\mathbf{x}) = 2,64 \times \sigma_b(\mathbf{x}), \text{ avec : } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

σ_b : Contrainte finale (après stabilisation des pertes : $\Delta P = 25\%$) du béton au niveau des câbles dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes ;

P : effort de précontrainte, $P = P_0 (1 - \Delta P)$;

M_p : moment dû au poids propre.

Application Numérique :

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$$

$$E_{bi} = 35\,981,73 \text{ MPa}$$

$$P_0 = 2\,544 \text{ KN}$$

$$\Delta\sigma_e \text{ Max} = 13,35 \text{ MPa}$$

(Voir Annexe C)

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante : $\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\varphi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

$$\Delta\sigma_i = 136,20 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_i = 9,64 \%$$

$$\sigma_i = 1\,277,13 \text{ MPa}$$

V.4.2. Pertes de tension différées

Les pertes différées se produisent pendant un temps plus ou moins long après que la structure ait été précontrainte et qui proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes.

V.4.2.1. Pertes par retrait

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent. Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\epsilon_r [1 - r(t_0)]$.

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_r = E_p \epsilon_r [1 - r(t_0)]$

Très souvent, on peut négliger $r(t_0)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \epsilon_r$$

ϵ_r : retrait final, estimé par 2×10^{-4} pour région tempérée ;

$r(t)$: loi d'évolution du retrait en fonction du temps.

Application Numérique :

$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_r = 2,69 \%$
$\xi_r = 2 \times 10^{-4}$	

V.4.2.2. Pertes par fluage

La contrainte du béton au niveau des armatures de précontrainte n'est pas constante dans le temps, même si l'on fait abstraction des charges variables appliquées à la structure pendant des durées trop brèves pour avoir une influence significative sur le fluage.

La perte finale par fluage vaut donc : $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \epsilon_f$

La déformation finale de fluage : $\epsilon_f = \frac{\sigma_M - \sigma_b}{E_{bj}}$

σ_M : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen. D'après le BPEL cette contrainte vaut : $\sigma_M = 1,5 \sigma_b$

D'où : $\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \sigma_b (X) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble, définie dans le paragraphe V.4.1.3.

Application Numérique :

$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_{fl \text{ Max}} = 66,76 \text{ MPa}$ <u>(Voir Annexe C)</u>
$E_{bi} = 35\,981,73 \text{ MPa}$	
$P_0 = 2\,544 \text{ KN}$	

V.4.2.3. Pertes par relaxation

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension. Cette perte dépend de l'acier et de son traitement.

La perte de tension finale due à la relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} (\mu - \mu_0) \times \sigma_i(x), \text{ avec : } \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

ρ_{1000} (%) : relaxation garantie à 1 000 h ;

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation ;

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

Application Numérique :

$$\rho_{1000} = 2,5 \%$$

$$\mu_0 = 0,43$$

$$f_{prg} = 1\,766,67 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{p \text{ Max}} = 65,06 \text{ MPa}$$

(Voir Annexe C)

V.4.2.4. Pertes différées totales

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

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

Application Numérique :

$$\Delta\sigma_{d - \text{Max}} = 160,87 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{\infty - \text{Max}} = 287,72 \text{ MPa} \rightarrow \Delta\sigma_{\infty - \text{Max}} = 20,36 \%$$

$$\sigma_{\infty - \text{Max}} = 1\,125,61 \text{ MPa}$$

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (25%). Pour la suite de calcul on prend : **$\Delta\sigma = 20,36 \%$** .

V.4.3. Exemple de calcul des pertes

Dans cet exemple on va déterminer les pertes de tension des câbles C7 et C8 à la fin du voussoir V1.

Application Numérique :

▪ **Pertes de tension par frottement :**

$$\beta = 0,082 \text{ rad ; } \alpha = 0,12 \text{ rad}$$

$$\varphi = 0,003 \text{ m}^{-1} ; f = 0,20$$

$$\sigma_{p0} = 1\,413,33 \text{ MPa}$$

$$\theta = 0,146 \text{ rad}$$

$$\Delta\sigma_{\varphi} = 57,60 \text{ MPa}$$

▪ **Pertes de tension par frottement :**

$$E_p = 190\,000 \text{ MPa}$$

$$l = 23,6 \text{ m}$$

$$g = 0,002 \text{ m}$$

$$\theta = 0,204 \text{ rad}$$

$$k = 0,0047$$

$$d = 7,54 \text{ m}$$

$$\Delta\sigma_g = 45,32 \text{ MPa}$$

▪ **Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension :**

$M_p = 115,82 \text{ MN.m}$	
$n = 34 \text{ cables}$	$\sigma_b = 4,39 \text{ MPa}$
$\sigma_\infty = \sigma_0 (1 - \Delta P) = 0,75.$	$\Delta\sigma_e = 11,60 \text{ MPa}$
$\sigma_0 = 1060 \text{ MPa}$	
$P_0 = 2\,544 \text{ KN} ; e = 1,62 \text{ m}$	→ $\Delta\sigma_i = 114,52 \text{ MPa}$
$B = 13,37 \text{ m}^2 ; I = 37,08 \text{ m}^4$	→ $\sigma_i = 1\,298,81 \text{ MPa}$
$E_p = 190\,000 \text{ MPa} ; E_{bi} = 35\,981,73 \text{ MPa}$	

▪ **Pertes par retrait :**

$\xi_r = 2 \times 10^{-4}$	$\Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa}$
----------------------------	-----------------------------------

▪ **Pertes par fluage :**

$M_p = 115,82 \text{ MN.m}$	
$n = 34 \text{ câbles}$	$\sigma_b = 4,39 \text{ MPa}$
$\sigma_\infty = 1060 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_{fl} = 57,99 \text{ MPa}$
$P_0 = 2\,544 \text{ KN} ; e = 1,62 \text{ m}$	
$B = 13,37 \text{ m}^2 ; I = 37,08 \text{ m}^4$	
$E_p = 190\,000 \text{ MPa} ; E_{bi} = 35\,981,73 \text{ MPa}$	

▪ **Pertes par relaxation :**

$\sigma_i = 1\,298,81 \text{ MPa}$	$\mu = 0,735$
$f_{prg} = 1\,766,67 \text{ MPa}$	$\sigma_p = 59,42 \text{ MPa}$
$\rho_{1000} = 2,5 \%$	→ $\Delta_\infty = 269,93 \text{ MPa}$
$\mu_0 = 0,43$	→ $\sigma_\infty = 1\,143,40 \text{ MPa}$

V.5. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Cette étape regroupe tous les résultats précédents, afin de justifier toute section et pièce du tablier. Les diverses vérifications entreprises sont la vérification des contraintes normales dans les fibres supérieures ainsi que dans les fibres inférieures en phase de construction comme en phase de service. Ce qui nous conduit à vérifier que Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante : $\sigma_{bt} \leq \sigma_y \leq \sigma_{bc}$.

$$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y$$

P : effort de précontrainte ;

B : surface de la section considérée ;

I : inertie de la section considérée ;

e₀ : excentricité du câble de précontrainte moyen ;

M : moment extérieur ;

y : les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

V.5.1. Vérification des contraintes pour le demi-fléau en phase de construction

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$$\Delta P = 20,36 \Rightarrow \sigma_{\infty} = 1\,125,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bcj} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{t28} = 4,05 \text{ MPa} , \text{ Hors section d'enrobage} ;$$

$$\sigma_{bt2} = 0,7 \times f_{t28} = 1,89 \text{ MPa} , \text{ Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de construction

Vrs	n câble	P (MN)	M (MN.m)	B (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e (m)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	Obs
Axe VSP	40	81,04	274,06	14,26	50,02	2,11	2,69	1,95	0,79	11,93	✓
FIN VSP	40	81,04	226,93	14,26	50,02	2,11	2,69	1,91	2,65	9,56	✓
FIN V1	34	68,89	177,34	13,37	37,08	1,83	2,46	1,62	1,93	9,49	✓
FIN V2	28	56,73	134,28	12,57	27,62	1,59	2,25	1,40	1,36	8,98	✓
FIN V3	24	48,63	97,45	11,87	20,79	1,39	2,07	1,19	1,47	8,02	✓
FIN V4	20	40,52	66,45	11,29	16,02	1,23	1,92	1,08	1,84	6,34	✓
FIN V5	16	32,42	41,02	10,82	12,79	1,10	1,81	0,95	2,12	4,43	✓
FIN V6	12	24,31	20,94	10,49	10,98	1,05	1,68	0,87	2,33	2,30	✓
FIN V7	8	16,21	5,94	10,27	9,59	0,97	1,67	0,82	2,31	0,31	✓
FIN V8	4	8,10	0,00	10,21	9,24	0,95	1,65	0,80	1,46	-0,36	✓

V.5.2. Vérification des contraintes en phase de service

On distingue dans cette phase deux états de vérifications :

- ✓ Etat à vide : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- ✓ Etat en charge : On prend en considération les charges et surcharges.

La première étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

$$\Delta P = 20,36 \Rightarrow \sigma_{\infty} = 1\,125,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bcj} = 0,6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_{bt1} = 1,5 \times f_{t28} = 4,05 \text{ MPa} , \text{ Hors section d'enrobage} ;$$

$$\sigma_{bt2} = 1,0 \times f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} , \text{ Section d'enrobage.}$$

Les résultats sont résumés dans l'Annexe C :

NB :

Pour vérifier les contraintes en phase de service, nous devons utiliser l'enveloppe des sollicitations dans chaque section.

V.5.3. Armature des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}} \right)$$

B_t : aire de la section du béton en traction ;

σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;

N_{Bt} : la résultante des contraintes de traction correspondantes.

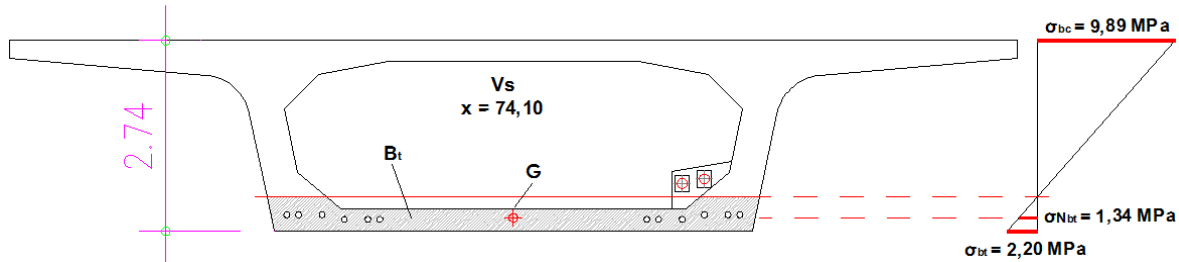


Figure V.12 Diagramme des contraintes à $x = 74,10$ m

D'après la **Figure V.12** et le tableau de vérification des contraintes (**Annexe C**), on a :

$$B_t = 2,51 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{Bt} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$N_{Bt} = 3,39 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{2,51}{1000} + \left(\frac{3,39}{500} \times \frac{2,7}{1,34} \right) = 161,75 \text{ cm}^2$$

On prend : **2 nappes de HA 16 ; e = 15cm**

V.6. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT

V.6.1. Vérification vis-à-vis de l'ELS

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant. Les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section sont des éléments qui travaillent en flexion.

V.6.1.1. Détermination de l'effort tranchant

❖ Effort tranchant dû aux charges extérieures

On peut constater expérimentalement que, pour une valeur donnée de l'effort tranchant, le comportement d'une poutre est d'autant meilleur que les charges qui génèrent cet effort tranchant qui sont plus proches de l'appui (elles se transmettent directement à cet appui lorsqu'elles en sont voisines).

Donc, il est considéré comme inutile de vérifier les sections situées à une distance inférieure à $h/2$ d'un appui intermédiaire d'une poutre continue.

❖ **Effort tranchant dû à la précontrainte**

Les actions exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués à :

- ✓ Un effort tranchant positif ;
- ✓ Une composante verticale de la précontrainte $P \sin \alpha$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

On aura donc : $V_P = P \times \sin \alpha$

Application Numérique :

$P_0 = 2544 \text{ MPa} ; \Delta P = 20,36 \%$ $\alpha_{\text{moy}} = 0,1343 \text{ rad}$ $n = 20 \text{ câbles}$	$V_P = 5,43 \text{ MN}$
---	-------------------------

❖ **Effet hyperstatique**

A cette action, nous devons ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe. Il est égal à la dérivée de ce moment : $V_h = \frac{dM}{dx}$

L'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide d'un outil informatique, sous une combinaison de charge à l'ELS. $V_{\text{ser}}(3,5) = 14,329 \text{ M.N}$

❖ **Effort tranchant dû à la courbure de caisson (effet RESAL)**

Notre ouvrage présente une variation parabolique de la hauteur de l'intrados avec l'abscisse.

Dans le cas des poutres continues, près des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut : $V_R = \frac{M}{z} \times \frac{dh}{dx}$

NB : On ne le tient pas en compte, sauf si on trouve que les contraintes de cisaillement ne soient pas vérifiées, car cet effet a la tendance de diminuer la valeur d'effort tranchant.

$$V_r = V_{\text{ser}} - V_P = 8,90 \text{ MN}$$

V.6.1.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{\text{max}} < \min(\bar{\tau}_1 ; \bar{\tau}_2)$, avec : $\tau = \frac{V_{\text{red}}}{z \cdot b_n}$

$$\bar{\tau}_1^2 = 0,4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]$$

$$\bar{\tau}_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]$$

σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

z : le bras de levier ($z = I/S$), et par simplification $z = \left(\frac{1 + \rho}{2}\right) \times h$

ρ : le rendement mécanique de la section vaut : $\rho = \frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$

b_{ng} : l'épaisseur nette de l'âme vaut : $b_{ng} = 2(e_a - m \cdot \Phi_g)$ et $m \geq 1$

Application Numérique :

$f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$	$\tau_{max} = 2,73 \text{ MPa}$
$P_0 = 2544 \text{ MPa} ; \Delta P = 20,36 \%$	$\sigma_x = 5,68 \text{ MPa}$
$V_{red} = 8,90 \text{ MN} ; \rho = 61,8 \%$	$\bar{\tau}_1^2 = 9,05 \text{ MPa}$
$n = 40 \text{ câbles}$	$\bar{\tau}_2^2 = 19,81 \text{ MPa}$
$b_n = 0,84 \text{ m} ; z = 3,88 \text{ m}$	
On constate que : $\tau_{max} < \bar{\tau} \rightarrow$	

Les contraintes de cisaillement sont bien vérifiées au voisinage de la section étudiée. ✓

V.6.2. Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversales et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}, \text{ avec } \beta_u \geq 30^\circ$$

σ_x, σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u,red}}{z \times b_n}$

Application Numérique :

Abscisse de vérification : 3,50 m	$V_{U-red} = 13,83 \text{ MPa}$
$V_{max \text{ comb-Elu}} = 19,26 \text{ MN}$	$\tau_u = 4,24 \text{ MPa}$
$\sigma_x = 5,68 \text{ MPa}$	$\beta_u = 28,10^\circ$
$z = 3,88 \text{ m}$	
$b_n = 0,84 \text{ m}$	On prends : $\beta_u = 30^\circ$

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u$$

- A_t : section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;
- S_t : espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;
- f_e : limite d'élasticité de l'acier ;
- $\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;
- b_n : largeur nette de la section d'appui.

Application Numérique :

Abscisse de vérification : $x = 3,50 \text{ m}$

$V_{\max \text{ comb - Elu}} = 13,83 \text{ MN}$; $\tau_u = 4,24 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1,15$; $b_n = 0,84 \text{ m}$; $\beta_u = 30^\circ$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 48,41 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

❖ **Le pourcentage minimum a disposé**

Le pourcentage minimum à disposer est donné par l'équation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e} \rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq 11,59 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approchée :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{ MPa} ; \text{ Ce qui est vérifié. } \checkmark$$

V.7. VERIFICATION DE LA FLECHE

Suivant les règles **BAEL** la flèche admissible est de **L/500**, où **L = 75 m** est la portée de la travée considérée.

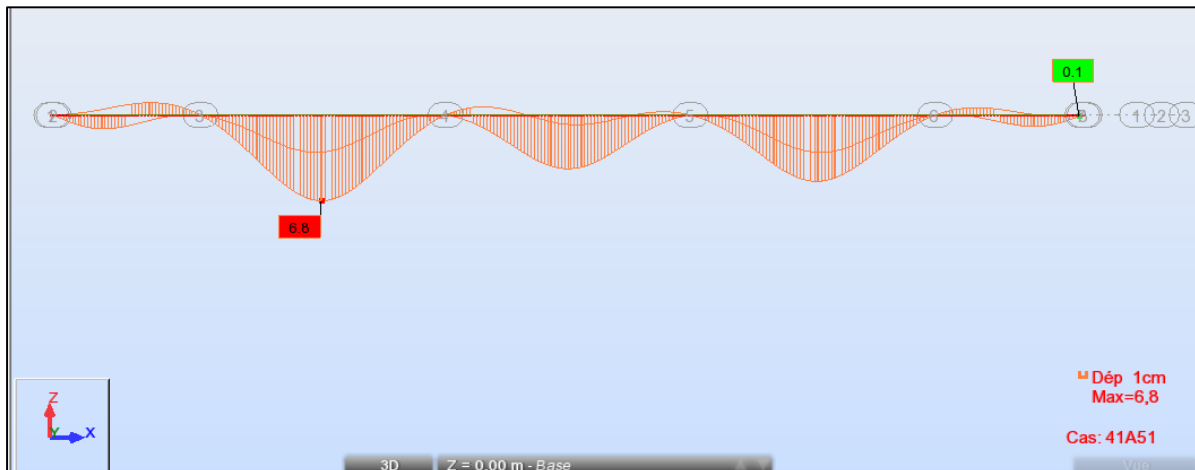
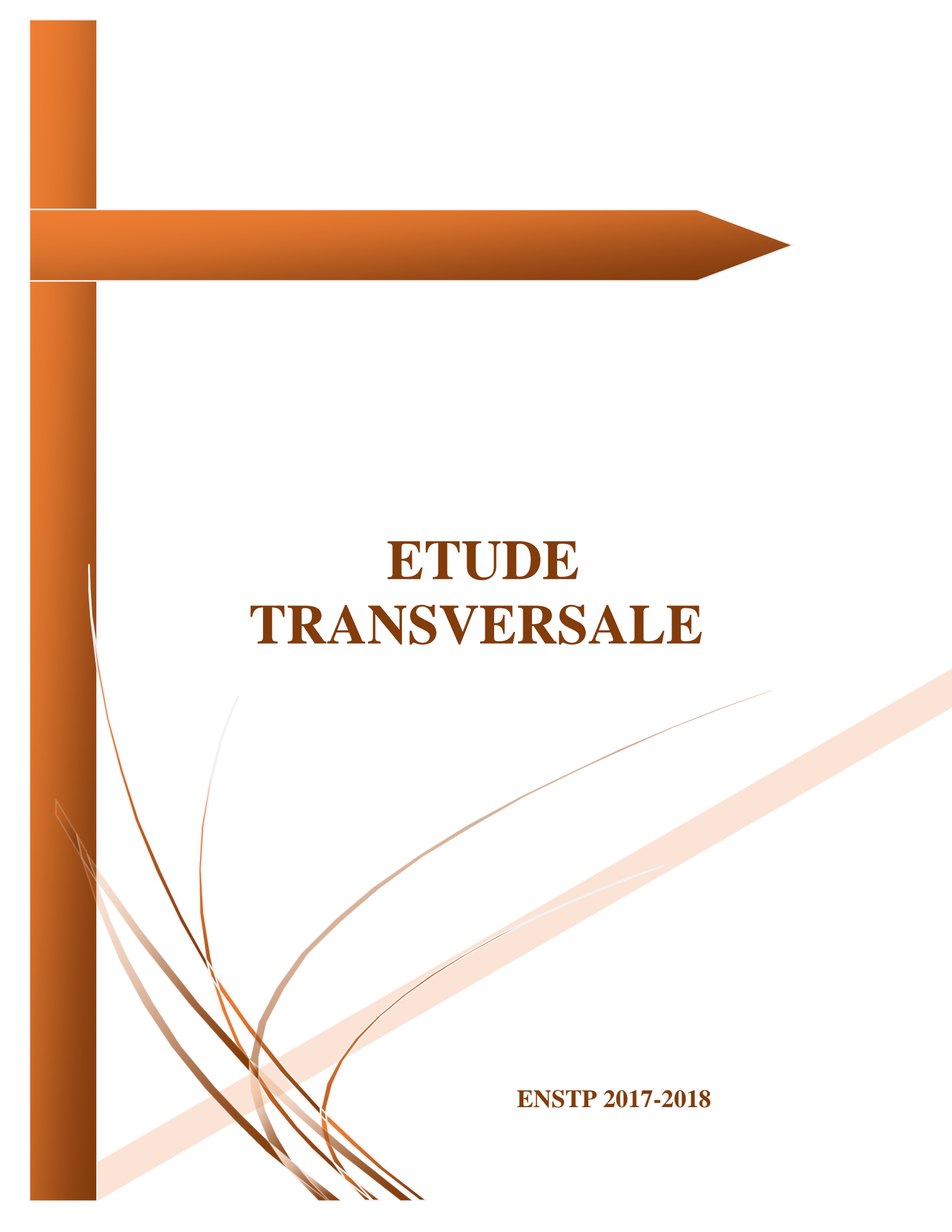


Figure V.13 La flèche maximale de l'ouvrage

Observation : La flèche maximal $\delta = 6,8 \text{ cm} < \delta_{adm} = 75/500 = 15 \text{ cm}$ donc la condition du déplacement élastique est vérifiée.

V.8. CONCLUSION

L'étude du précontraint est une étude indispensable dans un pont voussoirs construit en encorbellement successif. Les différents types de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer. La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter les câbles de fléau dans chaque voussoir. Et avec le même principe à partir des moments à mi-travée on a déterminé le besoin des câbles de continuités, avant de faire une vérification des contraintes au droit des joints, afin de déterminer les sections qui nécessitent des armatures passives pour compenser la traction dans le béton.



ETUDE TRANSVERSALE

ENSTP 2017-2018

VI.1. INTRODUCTION

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellements successifs est la section d'un caisson, du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieures et inférieures.

Sur la section transversale du voussoir, le poids propre et les diverses charges d'exploitation, développent des efforts extérieurs qui seront équilibrés par un cisaillement dû à l'effort tranchant.

VI.2. EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX

VI.2.1. Modélisation

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis simples à l'extrémité de chaque âme.

On prendra une largeur du caisson égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids et d'inertie.

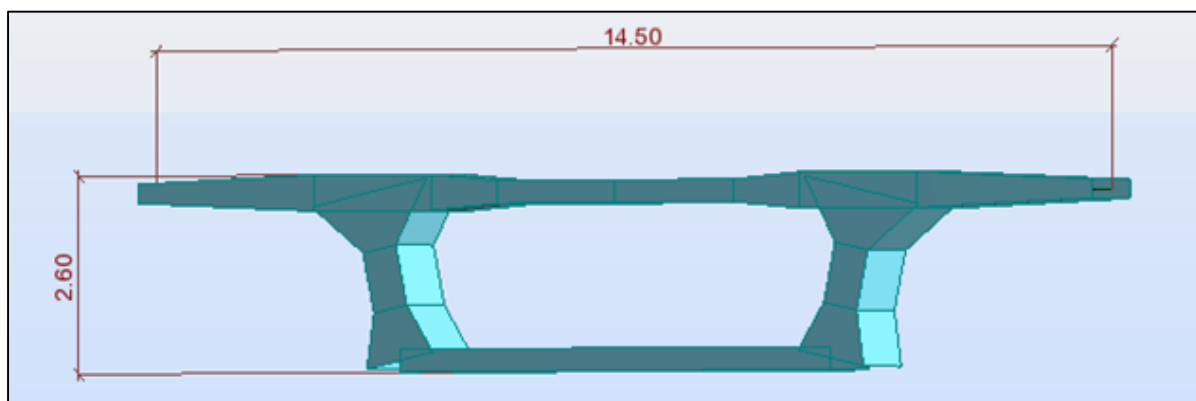


Figure VI.1 Vue en 3D du caisson à la clef modélisé sur le logiciel

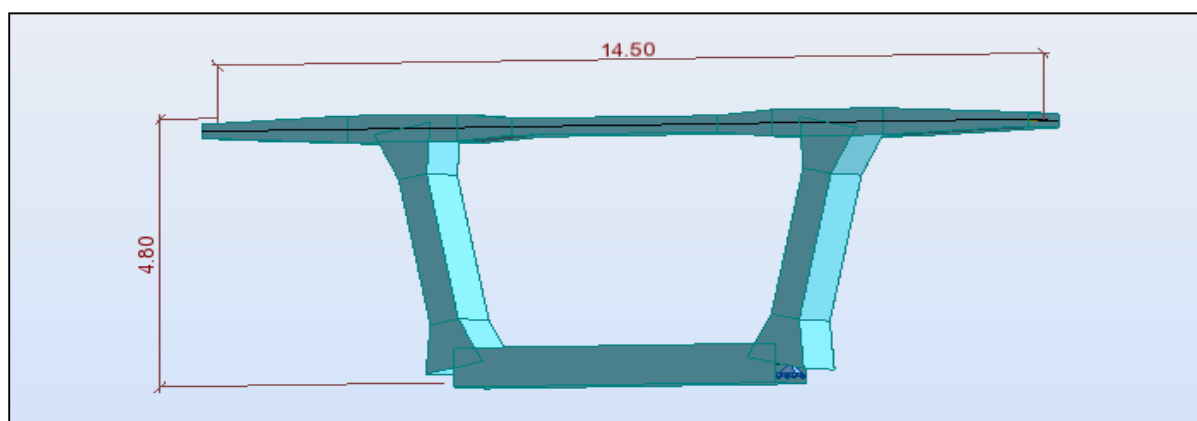


Figure VI.2 Vue en 3D du caisson sur pile modélisé sur le logiciel

VI.2.2. Combinaisons de charges

Le tableau ci- après donne les différentes combinaisons possibles.

Tableau VI.1 Combinaisons des charges appliquées

Combinaison		G	A(L)	Bc	Bt	Mc120	D240
ELU	COMB 1	1,35	1,6	0	0	0	0
	COMB 2	1,35	0	1,6	0	0	0
	COMB 3	1,35	0	0	1,6	0	0
	COMB 4	1,35	0	0	0	1,35	0
	COMB 5	1,35	0	0	0	0	1,35
ELS	COMB 1	1	1,2	0	0	0	0
	COMB 2	1	0	1,2	0	0	0
	COMB 3	1	0	0	1,2	0	0
	COMB 4	1	0	0	0	1	0
	COMB 5	1	0	0	0	0	1

VI.2.3. Résultats

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.2 Moments extrêmes dans le voussoir à la clef

	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	168,12	126,84	-803,45	-601,84
Hourdis inférieur	85,07	64,12	-152,92	-114,37
Âme	424,5	318,71	-309,12	-231,51

Tableau VI.3 Moments extrêmes dans le voussoir sur pile

	M_{max} (KN.m)		M_{min} (KN.m)	
	M_{ult}	M_{ser}	M_{ult}	M_{ser}
Hourdis supérieur	188.42	139.6	-749.31	-548.18
Hourdis inférieur	273.73	208.39	-314.17	-231.88
Âme	379.42	301.86	-314.17	-231,88

VI.3. FERRAILLAGE

Pour le ferrailage, on subdivise le voussoir en plusieurs éléments, on a :

- ✓ Une dalle supérieure : qui travaille en flexion simple.
- ✓ Une dalle inférieure : qui travaille en flexion simple.
- ✓ Deux âmes : qui travaillent en flexion composée.

VI.3.1. Exemple de ferrailage de l'hourdis supérieur

❖ Nappe supérieure

Pour cet exemple, on travaille sur le voussoir à la clef. Les fissurations sont jugés préjudiciables, alors, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

Application Numérique :

$b = 1,00 \text{ m}$; On calcule le ferrailage par mètre linéaire.

$h = 0,48 \text{ m}$; $c = 0,05 \text{ m}$; $M_{\text{ser}} (\text{sup}) = 601,84 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 48 = 43,2 \text{ cm}$$

$$x = \frac{5 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}} \times d = 24,08 \text{ cm} ; z = d - \frac{x}{3} = 35,17 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0,5 \times b \times x \times \sigma_{bc} \times z = 889,2 \text{ KN.m}$$

$M_1 \geq M_{\text{ser}}(\text{sup}) \rightarrow$ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{z \times \sigma_{st}} = 68,44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On propose deux nappes de 7HA25.}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 5,37 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{ser}} \rightarrow \text{Condition de non fragilité est vérifiée.}$$

❖ **Nappe inférieure**

Application Numérique :

$b = 1,00 \text{ m}$; On calcule le ferrailage par mètre linéaire.

$h = 0,48 \text{ m}$; $c = 0,05 \text{ m}$; $M_{\text{ser}} (\text{sup}) = 126,84 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 250 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 48 = 43,2 \text{ cm}$$

$$x = \frac{5 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}} \times d = 24,08 \text{ cm} ; z = d - \frac{x}{3} = 35,17 \text{ cm}$$

$$M_1 = 0,5 \times b \times x \times \sigma_{bc} \times z = 889,2 \text{ KN.m}$$

$M_1 \geq M_{\text{ser}}(\text{sup}) \rightarrow$ Section sans armatures comprimées (S.S.A.C).

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{z \times \sigma_{st}} = 14,3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On propose deux nappes de 7HA25.}$$

$$A_{(C.N.F)} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 5,37 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{ser}} \rightarrow \text{Condition de non fragilité est vérifiée.}$$

❖ **Ferrailage longitudinal**

Les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction, car on a mentionné antérieurement qu'on a utilisé l'approche totale, ça veut dire que les câbles de précontrainte reprennent toutes les charges et les surcharges de l'ouvrage.

$$A_{s1} = \frac{A_{st}}{3} = 22,81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On propose une nappe de } 5HA20+2HA25.$$

$$A_{(C.N.F)} = 0,23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 5,37 \text{ cm}^2 \leq A_{ser} \rightarrow \text{Condition de non fragilité est vérifiée.}$$

VI.3.2. Ferrailage passif du voussoirs

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Ferrailage passif du VSP et VC

		Transversal		Longitudinal
VSP	Hourdis supérieur	Nappe Inf	8HA25	7HA25
		Nappe Sup	16HA25	7HA16
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	8HA16	7HA14
		Nappe Sup	8HA16	
	Âme	Nappe Interne	8HA20	7HA16
		Nappe Externe	8HA25	
VC	Hourdis supérieur	Nappe Inf	7HA16	7HA14
		Nappe Sup	14HA25	5HA20+2HA25
	Hourdis inférieur	Nappe Inf	7HA16	7HA14
		Nappe Sup	7HA20	
	Âme	Nappe Interne	7HA20	7HA16
		Nappe Externe	7HA25	5HA14+2HA16

N.B :

Les diagrammes des moments, ainsi que des efforts tranchants sont représentés dans l'annexe.

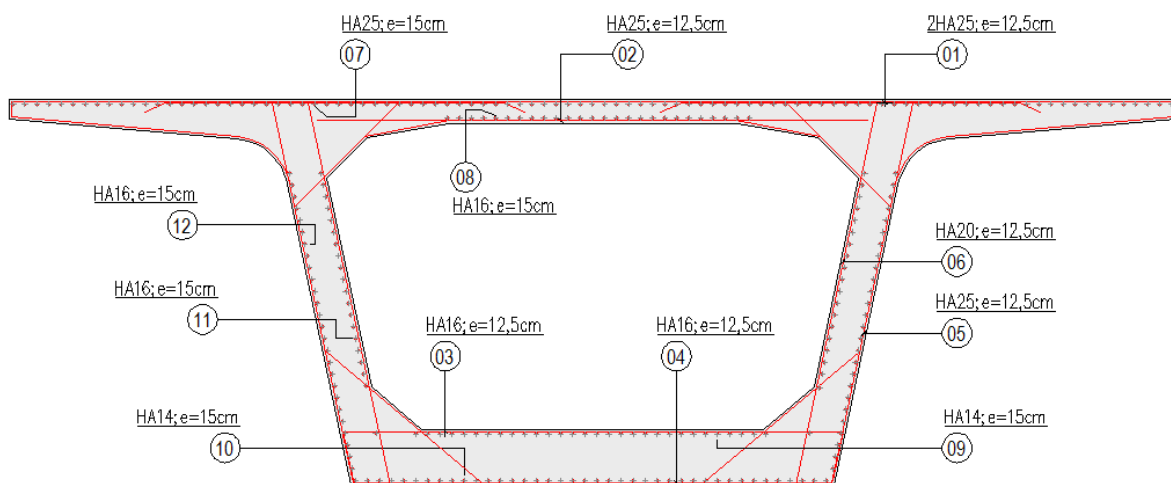


Figure VI.3 Ferrailage voussoir sur pile

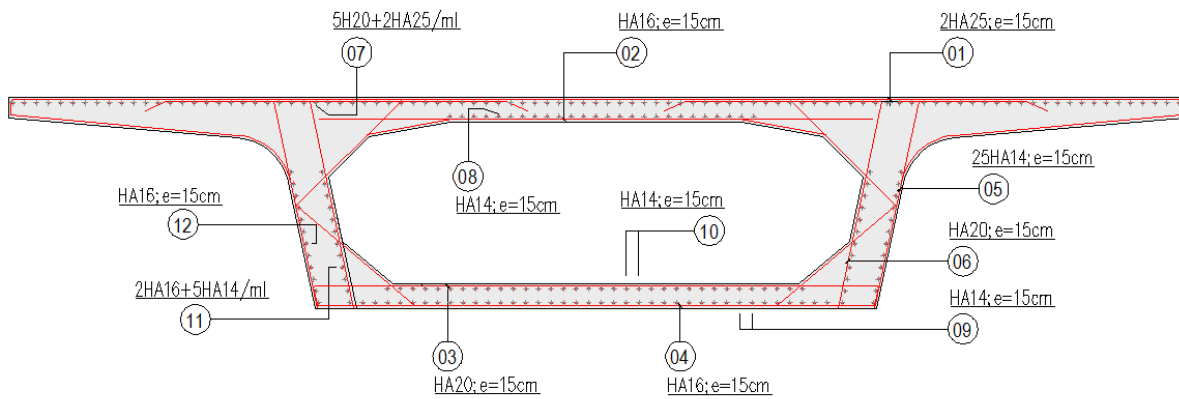


Figure VI.4 Ferrailage voussoir à la clef

VI.4. CONCLUSION

L'étude transversale qui a été faite dans ce chapitre, a pour but de déterminer les différentes sollicitations agissantes sur les voussoirs ainsi que sur ses éléments tels que l'âme, hourdi supérieur et hourdi inférieur, afin de pouvoir déterminer les sections d'armatures et leurs dispositions.



EQUIPEMENTS DU TABLIER

ENSTP 2017-2018

VII.1. INTRODUCTION

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

Dans le présent, on va étudier les équipements nécessaires pour ouvrage, tel que l'appareil d'appui et le joint de chaussée.

V.II.2. APPAREIL D'APPUI

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

VII.2.1. Choix de type d'appareil d'appui

La norme NF EN 1337-5 publiée par Stéra présente l'appareil d'appui en élastomère fretté (AAEF) et les appareils d'appui à pot (AAP) de 90 % des appareils d'appui utilisés sur les ponts.

Dans notre cas on a choisi un appareil d'appui en élastomère fretté qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception.

VII.2.2. Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions, ainsi que les efforts normaux appliqués seront calculées à l'ELU :

Tableau VII.1 Les efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Combinaisons	R culée max (MN)	R pile max (MN)	F _z sur culée (MN)	F _z sur pile (MN)
1,35G + 1,6A(l)	7,88	39,59	3,94	19,80
1,35G + 1,6 Bc	7,54	38,15	3,77	19,08
1,35G + 1,6Bt	6,26	36,21	3,13	18,11
1,35G + 1,35Mc120	6,43	38,53	3,22	19,27
1,35G + 1,35D240	7,41	38,14	3,71	19,07

VII.2.3. Dimensionnement d'appareil d'appuis de type B

Ils comportent $n + 1$ frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante. Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres.

La définition géométrique de l'appareil d'appui du type B de la norme NF EN 1337-3 est donnée sur la figure 3.3 dans laquelle a, b, a', b' sont les dimensions

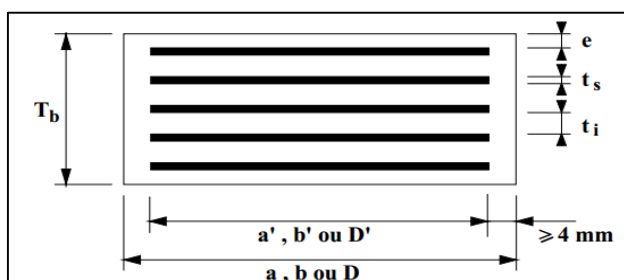


Figure VII.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui

des appareils de forme rectangulaire, D et D' sont les diamètres des appareils d'appui de forme

circulaire. a et a' désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

Sauf prescriptions particulières, et sous réserve des justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

$$\frac{F_z}{a' \times b'} \leq \sigma_{adm} = 25 \text{ MPa}$$

Application Numérique :

$$F_z = 19,80 \text{ MN} \quad a' \times b' \geq 7918 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } (a \times b) = (900 \times 900) \text{ mm}^2$$

❖ **Hauteur nette d'élastomère**

L'épaisseur de l'appareil d'appui T_q , est conditionnée par la condition de non-flambement.

$$\frac{V_x}{T_e} \leq 1 ; \quad V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{x-ret} + V_{xfr}$$

- V_{xT} : déplacement du à la température, donnée par : $V_{xT} = L \times \epsilon_T$;
- V_{xf} : le raccourcissement dû au fluage, il est en fonction des contraintes normales appliquées, et tenu en première approximation : $V_{xf} = L \times \epsilon_f$;
- V_{xr} : c'est le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On pourra prendre en première approximation : $V_{xr} = L \times \epsilon_r$;
- L : longueur de délitage (entre les joints de chaussé) qui vaut 316,4 m ;
- ϵ_T : coefficient de la température. $\epsilon_T = 0,0002$;
- ϵ_f : coefficient du fluage qui vaut à $t = 0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de $2,5 \times 10^{-4}$;
- ϵ_r : coefficient de retrait, $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$;
- V_{xfr} : déplacement horizontal maximal dû au freinage, sera calculé comme suit :

$$v_{xfr} = \frac{F_{fr} \times T_q}{2 \times G \times a \times b} \leq 1$$

$F_{freinage}$: l'effort de freinage induit par le système A(l) avec la combinaison la plus défavorable ELU (Voir Chapitre III), cet effort sera distribué aux proratas des rigidités ;

$$F_{freinage} = 1,6 \times 396,41 \rightarrow F_{freinage} = 634,26 \text{ KN}$$

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui $G = 0,9 \text{ MPa}$ cas statique, et $1,2 \text{ MPa}$ cas dynamique ;

T_q : épaisseurs des feuillets d'élastomère.

Tableau VII.2 Déplacement dû à la variation linéaire

Appuis	Ks (MN/m)	Xr (m)	Xi (m)	V_{xT} (m)	V_{xf} (m)	V_{xr} (m)	$F_{freinage}$ (MN)	V_{xfr} (m)
C ₀	9,11	158,09	158,09	0,0316	0,0395	0,0316	0,1063	0,0729 T_q
P ₁	9,09		112,39	0,0225	0,0281	0,0225	0,1061	0,0727 T_q
P ₂	9,05		37,39	0,0075	0,0093	0,0075	0,1055	0,0723 T_q
P ₃	8,95		37,61	0,0075	0,0094	0,0075	0,1043	0,0715 T_q
P ₄	9,08		112,61	0,0225	0,0282	0,0225	0,1059	0,0726 T_q
C ₁	9,11		158,31	0,0317	0,0396	0,0317	0,1063	0,0729 T_q

$$V_x = V_{xT} + V_{xf} + V_{xr} + V_{xfr} \rightarrow \text{On prend les déplacements, là où ils sont maximaux.}$$

Application Numérique :

$$T_q \geq 111 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } T_q = 160 \text{ mm.}$$

En conclusion, on va prendre des appareils d'appuis qui portent les dimensions suivantes :

$$a \times b = 900 \times 900 \text{ mm}^2$$

$$9 \text{ Feuilles d'élastomère : } t_i = 16 \text{ mm.}$$

$$2 \text{ Feuilles d'élastomère extérieures d'épaisseur : } e = t_i/2 = 8 \text{ mm.}$$

$$10 \text{ Frettes métalliques de : } t_s = 6 \text{ mm.}$$

$$\text{Enrobage des chants : } 10 \text{ mm}$$

$$T_a = 220 \text{ mm } (10 \times t_s + 9 \times t_i + 16 \text{ mm})$$

VII.2.4. Vérifications du dimensionnement

Conformément à la NF EN 1337-3, quatre types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

VII.2.4.1. Stabilité au flambement

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \times G \times a' \times S_1}{3T_e}$$

F_z : la réaction maximale de la combinaison fondamentale à ELU ;

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui $G = 0,9 \text{ MPa}$;

A_r : la surface en plan effective ; $A_r \approx A' = a' \times b' = 89 \times 89 \text{ cm}^2$;

a' : le plus grand côté ;

S_1 : coefficient de forme du feuillet le plus épais :

$$S_1 = \frac{A'}{l_p \times t_e} \quad \text{avec } l_p = 2(a'+b')$$

$$\text{et } \begin{cases} t_e = t_i & \text{pour les feuillets des couches internes} \\ t_e = 1,4t_i & \text{pour les feuillets des couches externes} \end{cases}$$

T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère.

Application Numérique :

$$S_1 = \frac{890 \times 890}{3560 \times 16} = 13,90$$

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 \times G \times a' \times S_1}{3T_e} \Rightarrow 25 < 463,91 \quad \text{Condition Vérifiée} \quad \checkmark$$

VII.2.4.2. Traction dans les frettes

Les frettes doivent avoir au moins **2 mm** d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime.

$$t_s = \gamma_m \frac{2,6 \times F_z \times t_i}{3A_r \times f_y}$$

t_i : épaisseur d'une feuille d'élastomère ;

γ_m : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1 ;

f_y : Limite élastique de l'acier qui compose les frettes (Acier classe S235).

Application Numérique :

$$t_s = 6 \text{ mm} > \{t_s = 4.43\text{mm} ; 2\text{mm}\} \quad \text{Condition Vérifiée} \quad \checkmark$$

VII.2.4.3. Condition de non-glissement

La vérification du non-glissement est assurée si :

$$F_{xy} \leq \mu_e F_z \quad \text{et} \quad \frac{F_{z, Gmin}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

$F_{z, Gmin}$: réaction minimale a l'ELU sous charges permanentes, vaut : $F_{z, Gmin} = 4.97\text{MN}$;

F_z et F_{xy} : réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables ;

μ_e : coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5K_f}{\sigma_m} / \sigma_m = \frac{F_z}{A_r} \quad \text{et} \quad K_f = 0,6 \text{ pour le béton.}$$

Application Numérique :

$$\begin{aligned} \sigma_m = 25 \text{ MPa} &\rightarrow \mu_e = 1,036 \\ F_{xy} = K_s \times (V_{xT} + V_{xf} + V_{xr}) + F_{freinage} &= 1,042 \text{ MN} \\ \text{Donc : } 1,042 &\leq 1,036 \times 19,8 \quad \text{et} \quad \frac{4,97}{0,792} \geq 3 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée} \quad \checkmark \end{aligned}$$

VII.2.4.4. Limitation de distorsion

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime :

$$\epsilon_T = \epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_\alpha < 7$$

K_L : est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général ;

ϵ_c , ϵ_q et ϵ_α : sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

▪ **Evaluation de ϵ_c :**

Sous un effort normal centré F_z , on constate une répartition linéaire de la distorsion ϵ_c liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère :

$$\epsilon_c = \frac{1,5 \times F_z}{G \times A_r \times S} = 3$$

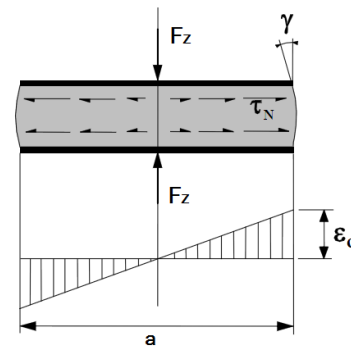


Figure VII.2 Distorsion sous effort normal

▪ **Evaluation de ϵ_α**

La valeur de la distorsion ϵ_α , sous l'effet de rotations α_a et α_b d'axes perpendiculaires aux côtés a et b de l'appareil d'appui, est donnée par :

$$\epsilon_\alpha = \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b) \times t_i}{2 \sum t_i^3}$$

α_a est estimé à partir du diagramme de déformation longitudinale (flèche finale) ;

α_b est négligeable à cause de l'absence de déformation transversale.

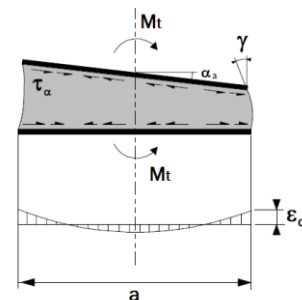


Figure VII.3 Distorsion sous une rotation

$$\alpha_a = 2,55 \times 10^{-3} \text{ rad} \rightarrow \epsilon\alpha = 0,39$$

▪ **Evaluation de ϵ_q**

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ϵ_q liée au cisaillement τ_h dans l'élastomère :

$$\epsilon_q = \frac{V_x}{T_q} = \frac{0,114}{0,16} = 0,71$$

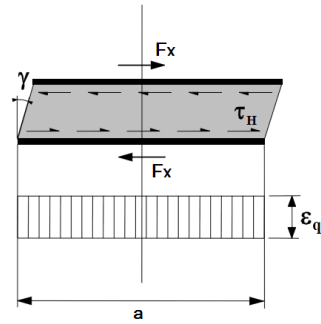


Figure VII.4 Distorsion sous effort horizontal

$$\epsilon_T = 4,12 < 7 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

VII.2.4.5. Les plaques de fixation

Ils sont en acier pour assurer les positions des appareils d'appuis sur les dés d'appuis et aussi pour empêcher son glissement.

Ils ont une épaisseur de **22,5 mm** avec une section supérieure à **5 cm** dans chaque côté par rapport à la section de l'appareil d'appui.

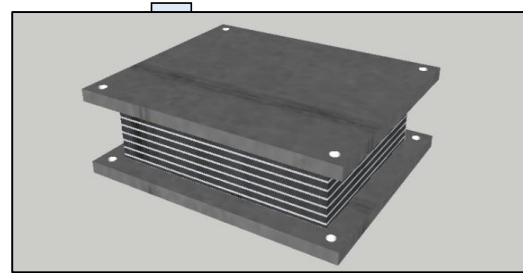


Figure VII.5 Plaques de fixation

VII.3. DES D'APPUIS

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.3.1. Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions (a_1, b_1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$a_1 \geq a + h/2 \text{ et } b_1 \geq b + h/2$$

$$h \geq \frac{a \times b}{a + b} = 0,45 \pm 0,12 \text{ m} \quad \rightarrow \text{On prend } a_1 = b_1 = 1,2 \text{ m.}$$

VII.3.2. Ferrailage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

❖ **Armatures de chaînage**

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,25 \times 19,8}{434,78} = 113,85 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Soit } 38\text{HA}20.$$

❖ **Armatures horizontale**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0,25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,125 \times 19,8}{434,78} = 56,93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 38HA14}$$

❖ **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0,04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,04 \times 19,8}{434,78} = 18,22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 24HA10}$$

❖ **Frette inférieure**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_i = \frac{0,10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0,10 \times 19,8}{434,78} = 45,54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 24HA16}$$

VII.4. JOINT DE CHAUSSEE

Le joint de chaussée est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en œuvre.

VII.4.1. Dimensionnement

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont :

- ✓ La température ;
- ✓ Déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0,3W_T + \frac{W_s}{3}$$

W : souffle total du joint ;

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage) ;

W_T : souffle thermique ;

W_s : souffle sismique.

Les souffles W_T , W_D sont déjà calculés lors du calcul de l'appareil d'appui.

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts séismiques ($W_s = 8,18 \text{ cm}$).

Donc : $W = 10,78 \text{ cm}$.

VII.4.2. Type de joint

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC.

On constate que pour un souffle de 10,78 cm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.

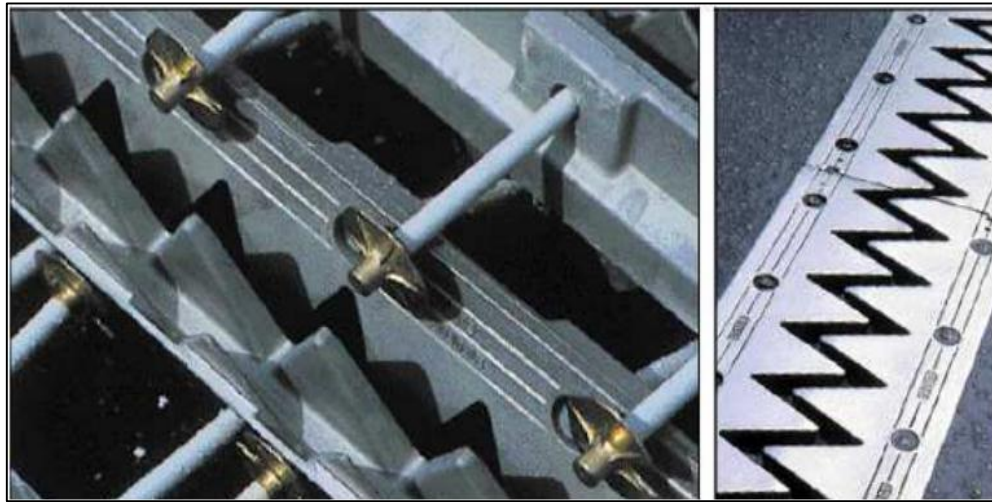


Figure VII.6 Joint du type Wd

Tableau VII.3 Modèles des joints Wd

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Le modèle pris en fonction du souffle et du biais de l'ouvrage (Négligeable pour notre ouvrage), on a choisi le joint **Wd110**.

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de 50 à 210mm.

VII.5. CONCLUSION

Nous avons vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages.

L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passer à l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

The background features a large orange vertical bar on the left and a horizontal orange bar with a pointed right end. Below these, there are several thin, curved lines in shades of brown and orange, and a wide, light-orange diagonal band crossing the bottom right.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

ENSTP 2017-2018

VIII.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales du projet. Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif. Dans le présent, on va étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

V.III.2. ETUDE DE LA PILE

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : elles reprennent les efforts exercés par le tablier. Celui-ci peut-être simplement appuyé sur elles, partiellement ou totalement encastré. Les piles reçoivent donc des efforts verticaux dans le premier cas, verticaux et horizontaux dans d'autres cas où les efforts sismiques et de freinage sont pris en considération.

VIII.2.1. Conception de la pile

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, du mode de construction du tablier, de la nature du site.

Nous avons opté pour la solution d'une pile caissons (section rectangulaire évidée), qui permet d'économie de la matière.

Tableau VIII.1 Implantation et hauteurs des piles

Piles	P1	P2	P3	P4
Hauteur (m)	6,15	9,5	13,15	7,75
position	PK67+285	PK67+360	PK67+435	PK67+510

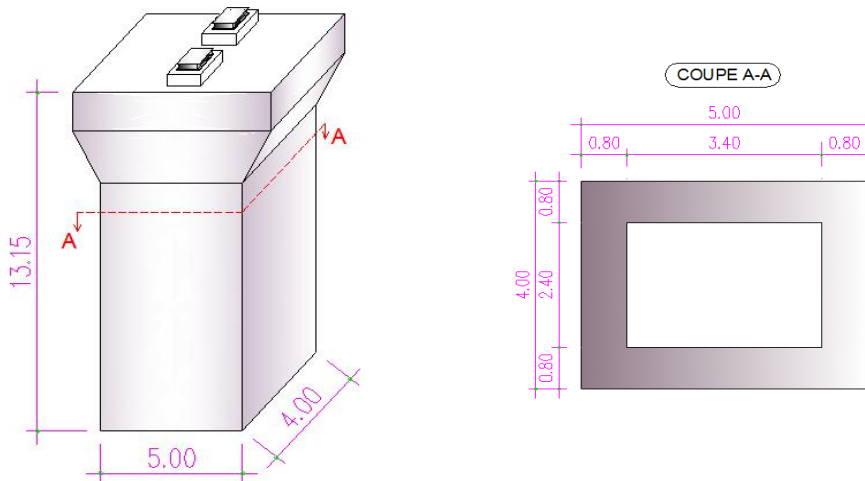


Figure VIII.1 Dimensions de la pile la plus haute

VIII.2.2. Evaluation de la raideur totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis.

$$k_{A - App} = G \times \frac{a \times b}{T} \quad , \quad k_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3} \quad \text{et} \quad K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pile}} + \frac{1}{k_{A - App}}}$$

- n** : le nombre d'appareils d'appuis par pile égal à deux ;
- a, b, T** : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère ;
- G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui, $G = 0,9$ MPa en cas statique, et $1,2$ MPa en cas dynamique ;
- f_{cj} : la résistance caractéristique du béton, vaut : $f_{c28} = 27$ MPa.

Tableau VIII.2 Raideurs statiques et dynamiques longitudinales des appuis

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K Longitudinal		K Appuis	
		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)
C₀	3,5	9,11	12,15	infinie	infinie	9,11	12,15
P₁	6,15	9,11	12,15	4 796,02	14 388,05	9,10	12,14
P₂	9,5	9,11	12,15	1 301,17	3 903,52	9,05	12,11
P₃	13,15	9,11	12,15	490,60	1471,80	8,95	12,05
P₄	7,75	9,11	12,15	2 396,63	7 189,89	9,08	12,13
C₁	5,1	9,11	12,15	infinie	infinie	9,11	12,15

Tableau VIII.3 Raideurs statiques et dynamiques transversales des appuis

Appuis	h (m)	K Appareils d'appuis		K Longitudinal		K Appuis	
		Ks (MN/m)	Kd (MN/m)	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)	Ks (MN/m)	Kd (MN/m)
C₀	3,5	9,11	12,15	infinie	infinie	9,11	12,15
P₁	6,15	9,11	12,15	3 227,51	9 682,53	9,09	12,13
P₂	9,5	9,11	12,15	875,63	2 626,90	9,02	12,09
P₃	13,15	9,11	12,15	330,15	990,46	8,87	12,00
P₄	7,75	9,11	12,15	1 612,83	4 838,48	9,06	12,12
C₁	5,1	9,11	12,15	infinie	infinie	9,11	12,15

VIII.2.3. Evaluation de l'effort sismique RPOA-2008

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

❖ Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental

La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre), autrement dit, la masse des piles M_P doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier : M_T ($M_T = G + \alpha Q$).

- G** : le poids propre du tablier (voir **Chapitre III**) ;
- Q** : charge d'exploitation (charge routière type A(l) pour 4 voies chargées) ;
- α : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

Application Numérique :

$$M_P = \rho \times \sum (s_i \times h_i) = 25 \times (11,84 \times (2,65 + 6 + 9,65 + 4,25) + 4 \times 82,71)$$

$$\rightarrow M_P = 14\,945,8 \text{ KN}$$

$$M_T = G + \alpha Q \rightarrow M_T = 106504,06 + 0,2 \times (90,47 \times 316,4)$$

$$\rightarrow M_T = 112\,229 \text{ KN}$$

$$M_P \leq 0,43 M_T \rightarrow \text{Condition Vérifiée. } \checkmark$$

❖ **Angle de biais**

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

→ **Condition Vérifiée** (il s'agit d'un pont sans biais).

❖ **Courbure de pont**

Il s'agit d'un pont droit sans courbure en plan → **Condition Vérifiée.**

❖ **Symétrie transversale**

La symétrie transversale c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_o) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal : $e_o = |X_M - X_R| \leq 5\% L$

$$X_M = \frac{L}{2} \quad \text{et} \quad X_R = \frac{\sum K_i \times X_i}{\sum K_i}$$

Application Numérique :

$$X_M = 316,4/2 = 158,2 \text{ m}$$

$$X_M = 158,15 \text{ m}$$

$$|158,2 - 158,15| \leq 15,82 \text{ m} \rightarrow \text{Condition Vérifiée. } \checkmark$$

VIII.2.3.1. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

Dans la direction longitudinale des ponts sensiblement rectilignes à tablier continu, On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F_L = M_T \times S_a(T)$$

M_T : est la masse effective totale de la structure : $M_T = 112\,229/9,81 = 11\,440,27 \text{ t}$;

$S_a(T)$: est l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale.

$$S_{ad}(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site d'implantation de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S2 :

$$(T1, T2) = f(S2) \rightarrow (T1, T2) = (0,15 ; 0,40) \text{ et } S = 1,1.$$

g : accélération de la pesanteur = **9,81 m/s²** ;

ξ : taux d'amortissement 5 % ;

η : facteur de correction de l'amortissement : **η=1** ;

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie de site ;

S : coefficient du site ;

T : période fondamentale de l'ouvrage, vaut : $T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

A : coefficient d'accélération, défini en fonction de la zone sismique **I** et de l'importance du pont (**Groupe de pont 2**) $\rightarrow A = 0,12$.

Application Numérique :

$$T = 2 \times \pi \sqrt{\frac{11440,27}{72732}} = 2,49 \text{ s}$$

$$T_2 < T < 3,00 \text{ s} \rightarrow Sa(T ; \xi) = 2,5 \eta A g S (T_2/T) \rightarrow Sa = 0,52 \text{ m/s}^2.$$

$$F_L = M_T \times Sa (T) \rightarrow F_L = 0,52 \times 11440,27 \rightarrow F_L = 5948,94 \text{ KN}.$$

Cette force horizontale et le déplacement, seront répartis sur chaque appui au prorata des raideurs, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 3 :

$$F_{i-L} = \frac{K_i \cdot L}{K_L} \times F \quad , \quad d_{L(\text{tablier})} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sa \quad \text{et} \quad d_{L(\text{Appui})} = K(\text{Appui}) \times F_{L(\text{Appui})}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Tableau VIII.4 Distribution des forces et des déplacements longitudinaux sur chaque appui

Appuis	C ₀	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	C ₁
F _L (KN)	993,78	992,94	990,70	985,64	992,10	993,78
Déplacement du tablier (cm)	8,18	8,18	8,18	8,18	8,18	8,18

VIII.2.3.2. Evaluation de l'effort sismique transversal

Selon les caractéristiques particulières du pont, la méthode monomodale peut être appliquée en utilisant pour le modèle deux approches différentes, à savoir :

- ✓ Le modèle à tablier rigide ;
- ✓ Le modèle à tablier flexible.

L/B = 316.4/14,5 = 21,82 ≥ 5 \rightarrow L'utilisation d'un modèle à tablier flexible aura lieu.

Le calcul des déplacements transversaux sera établi à l'aide d'un outil informatique de calcul, en utilisant un modèle validé et recommandé par l'R.P.O.A pour l'application de la méthode modale spectrale.

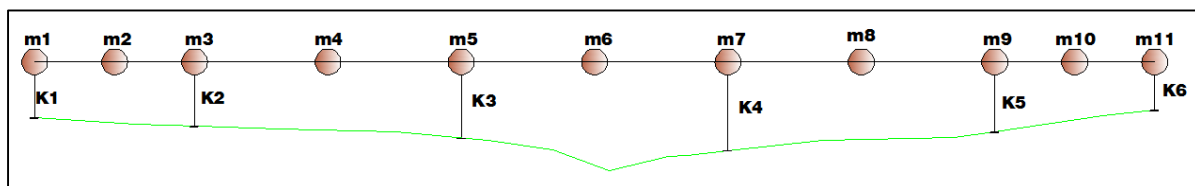


Figure VIII.2 Discretisation des masses pour séisme transversal

m_i : est la masse concentrée au i-ème point nodal.

La masse totale du tablier est discrétisée comme suit :

$$M_i = G_i + \alpha Q_i$$

$$m_1 = m_{11} = 5010,74 + 0,2 \times (90,47 \times \frac{45,7}{3}) \rightarrow m_{1,11} = 5\,286,33 \text{ KN}$$

$$m_2 = m_{10} = 5010,74 + 0,2 \times (90,47 \times \frac{45,7}{3}) \rightarrow m_{2,10} = 5\,286,33 \text{ KN}$$

$$m_3 = m_9 = 13504,04 + 0,2 \times (90,47 \times (\frac{45,7}{3} + \frac{75}{3})) \rightarrow m_{3,9} = 14\,232,02 \text{ KN}$$

$$m_4 = m_6 = m_8 = 8493,29 + 0,2 \times (90,47 \times \frac{75}{3}) \rightarrow m_{4,8} = 8\,945,64 \text{ KN}$$

$$m_5 = m_7 = 16986,59 + 0,2 \times (90,47 \times 2 \times \frac{75}{3}) \rightarrow m_{5,7} = 17\,891,29 \text{ KN}$$

Pour cela on opte pour l'utilisation d'un programme avec **SCILAB (Annexe D)**, et on a trouvé les déplacements suivants :

Tableau VIII.5 Distribution des forces et des déplacements transversaux sur chaque appui

Appuis	C ₀	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	C ₁
Déplacement du tablier (cm)	5,58	8,57	8,76	8,77	8,85	3,94
FT (KN)	667,97	1 039,95	1 059,44	1 052,64	1 072,58	478,71

VIII.2.3.3. Séisme vertical

L'effet vertical du séisme sur les piles des ouvrages situés dans une zone sismique classée **(I)** ou **(IIa)** selon le R.P.O.A, est négligeable.

VIII.2.4. Combinaison d'actions à l'état limite accidentelle (ELA)

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

Tableau VIII.6 Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble

Direction d'effort	Ex	Ey	Ez	Effort sismique (pile3) KN
Ex (Longitudinal)	1	0,3	0,3	1 301,43
Ey (Transversal)	0,3	1	0,3	1 381,19

La combinaison d'actions à l'E.L.A est écrite sous la forme suivante : **G + ΨQ + E**

Q : Actions variables des charges d'exploitation. Pour notre cas : Q = A(L) ;

Ψ : 20% des charges d'exploitations routières pour ponts routiers urbains.

VIII.2.5. Evaluation des efforts agissant sur la pile

La pile est sollicitée par un système de charges permanentes et d'exploitation, se résumant en un système de forces horizontales, verticales et des moments. Elle sera considérée comme une console encastree dans sa base.

Tableau VIII.7 Evaluations des efforts de la pile la plus sollicitée

Sollicitations	Vertical (KN)	Horizontal (KN)	Moment (KN.m)
Désignations			
G _{max} Pile	4 924,1	-	-
G _{max} Tablier	22 535,27	-	-
A(l) 4 Voies	4 176,23	-	-
D240	2 389,77	-	-
Bc 4Voies	2024,92	-	-
Bt 4Voies	807,51	-	-
Mc 120	2678,22	-	-
Freinage Bc 4Vs	-	49,96	656,97
Freinage A(l) 4 Vs	-	59,94	788,21
H _T	-	67,13	882,76
H _{flv} (Ret + flu)	-	151,26	1 989,07
Séisme longitudinal	-	1 301,43	17 113,80
Séisme transversal	-	1 381,19	18 162,65

VIII.2.6. Combinaison des efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le **Chapitre III**, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'E.L.U, à l'E.L.S et à l'ELA :

Tableau VIII.8 Combinaisons des efforts

Cas	Combinaisons	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELS	G + 1,2 A(l) + 0,6H _T + H _{flv}	32 470,85	263,47	3 464,58
ELU	1,35G + 1,6 A(l) + 0,9 H _T + H _{flv}	43 752,12	307,58	4 044,69
ELA (longitudinal)	G + E _x + 0,2A(l) + 0,4 H _T + H _{flv}	28 294,62	1 491,53	19 613,62
ELA (transversal)	G + E _y + 0,2 A(l) + 0,4 H _T + H _{flv}	28 294,62	1 571,29	20 662,46

VIII.2.7. Ferrailage de la pile

VIII.2.7.1. Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute : $l_f = 2 \times l_0 = 26,3m$.

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute :

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = \sqrt{\frac{33,81}{11,84}}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = \sqrt{\frac{22,75}{11,84}}$$

$\lambda_x = l_f / i_y \rightarrow \lambda_x = 15,56 < 70 \rightarrow$ pas de risque de flambement autour de x-x (transversal)

$\lambda_y = l_f / i_x \rightarrow \lambda_y = 18,97 < 70 \rightarrow$ pas de risque de flambement autour de y-y (longitudinal)

VIII.2.7.2. Ferrailage en phase de réalisation

Comme on a déjà vu dans le **Chapitre IV**, un chargement accidentel peut-être sollicite la pile :

$$N = 21\ 877,97\ \text{KN} ; M_y = 104\ 123,9\ \text{KN.m}$$

La section est toujours orientée de manière à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{t_y}{h} \leq \frac{t_x}{b} \rightarrow 0,16 < 0,2 \rightarrow \text{Condition d'orientation vérifiée.} \quad \checkmark$$

t_x, t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale, et longitudinale respectivement ;

h, b : sont les grandes dimensions de la section ;

η : rapport des moments relatifs (sans dimension) :

$$\eta = m_x/m_y$$

m_x, m_y : efforts intérieurs relatifs.

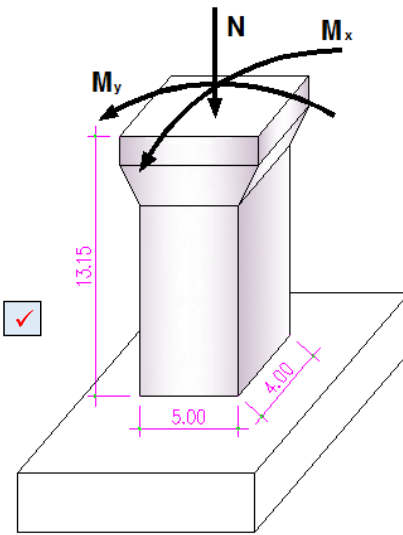


Figure VIII.3 Sollicitations agissant sur la pile

Application Numérique :

$$m_x = 0$$

$$m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} = \frac{104\ 123,9}{4^2 \times 5 \times 27 \times 10^3} = 0,048$$

On aura besoin de calculer l'effort normal relatif au dimensionnement, pour qu'on puisse utiliser les abaques de WALTHER (**Figure VIII.4**).

Quand : $\eta = \infty$:

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} = \frac{21\ 877,97}{4 \times 5 \times 27 \times 10^3} = 0,041$$

Le degré mécanique d'armature totale : $\omega = 0,16$.

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,16 \times 4 \times 5 \times 27}{500} = 1728\ \text{cm}^2$$

$$A_s (\text{coté } b) : 0,2 F_a = 345,6\ \text{cm}^2$$

$$A_s (\text{coté } h) : 0,3 F_a = 518,4\ \text{cm}^2 \rightarrow \mathbf{66HA32 \text{ suivant } h}$$

$$\mathbf{46HA32 \text{ suivant } b}$$

VIII.2.7.3. En phase de service

La base de la pile est soumise à une flexion oblique avec un effort normal (N) et deux moments de flexion M_x , et M_y :

$$N = 43\ 752,12\ \text{KN} ; M_x = 20\ 662,46\ \text{KN.m} ; M_y = 19\ 613,62\ \text{KN.m}$$

Application Numérique :

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{c28}} = \frac{20\ 662,46}{5^2 \times 4 \times 27 \times 10^3} = 0,008$$

$$m_y = \frac{M_y}{b^2 \times h \times f_{c28}} = \frac{19\ 613,62}{4^2 \times 5 \times 27 \times 10^3} = 0,009 \rightarrow 1 \leq \eta = 1,125 \leq 2$$

$$n = \frac{N}{b \times h \times f_{c28}} = \frac{43\ 752,12}{4 \times 5 \times 27 \times 10^3} = 0,081$$

Lorsque le rapport η dépasse 1, la section est réorientée par une inversion de ses paramètres. Cette procédure pourrait s'avérer quelque peu ardue pour la section rectangulaire creuse, vu la présence des deux paramètres (t_x, t_y) engendrés par les épaisseurs des parois.

La solution adoptée consiste à passer de la flexion composée autour de l'un des axes principaux à la flexion composée autour de l'autre. Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale ω , associé à cette dernière approche.

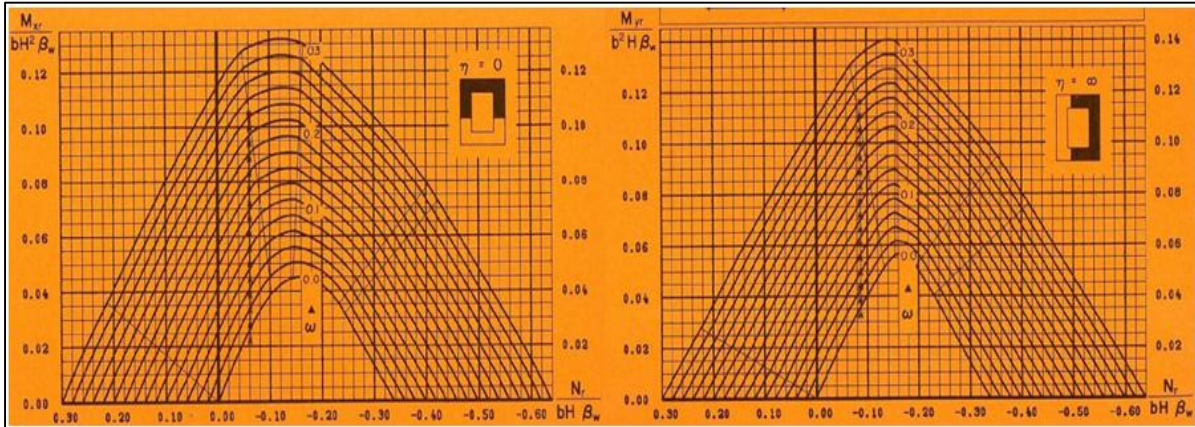


Figure VIII.4 Abaques de WALTHER

❖ Direction longitudinale ($\eta = \infty$ et $\omega = 0,1$)

Application Numérique :

$$F_a = \frac{\omega \times b \times h \times f_{c28}}{\sigma_s} = \frac{0,1 \times 4 \times 5 \times 27}{500} = 1\,080 \text{ cm}^2$$

As (coté b) : $0,2 F_a = 216 \text{ cm}^2$
 As (coté h) : $0,3 F_a = 324 \text{ cm}^2$

❖ Direction transversale ($\eta = 0$ et $\omega = 0,1$)

Application Numérique :

$$F_a = \frac{0,1 \times 4 \times 5 \times 27}{500} = 1080 \text{ cm}^2$$

As (coté b) : $0,2 F_a = 216 \text{ cm}^2$
 As (coté h) : $0,3 F_a = 324 \text{ cm}^2$

(A_{sb}, A_{sh}) = (324 ; 324), on pote pour :
42 HA32 suivant h
42 HA32 suivant b

La section de ferrailage qui doit être adoptée est la section maximale entre les deux cas de charges (service et construction), donc on opte pour :

- 66 HA32 suivant h**
- 46 HA32 suivant b**

❖ Condition de non fragilité

$A_{s,min} \geq 0,23 h \times b \times f_{ij}/f_e$

- Suivant b : $A_{s,min} \geq 20,42 \text{ cm}^2$
- Suivant h : $A_{s,min} \geq 25,53 \text{ cm}^2$

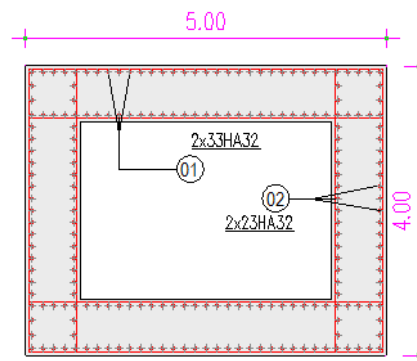


Figure VIII.5 Ferrailage de pile à la base

VIII.2.7.4. Ferrailage transversal

La section A_t d'une barre transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t = \frac{A_L \times f_{et}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(\text{mm})}{100}$$

S_t : l'espacement des armatures transversales en mm.

$$S_t = \text{Min} (24.\phi_t ; 8.\phi_1 ; 0,25.d) = 25 \text{ cm.}$$

$$A_t (\text{coté h}) : A_t = 82,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{27 HA20.}$$

$$A_t (\text{coté b}) : A_t = 57,77 \text{ cm}^2 \rightarrow \mathbf{19 HA20.}$$

VIII.2.8. Etude de la fondation sous pile

D'après le rapport géotechnique fourni par l'L.T.P.E, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est du type superficiel. (D.T.R-BC 2.331).

Cette semelle subit aux efforts suivants :

$$N = 32\,470,85 \text{ KN} ; M_x = 20\,662,46 \text{ KN.m} ; M_y = 104\,123,9 \text{ KN.m}$$

VIII.2.8.1. Dimensionnement de la fondation

L'effort normal de dimensionnement des fondations superficielles est celui calculé à l'E.L.S, là où le béton est supposé non fissuré (pour éviter toute agressivité du sol qui provoque la corrosion des armatures), par contre la section de ferrailage doit être déterminée à l'E.L.U.

Dans le cas où la semelle est sollicitée par l'effort normal N et le moment M , on peut considérer que N est excentré de ($e = \frac{M}{1,1 \times N}$) du centre de gravité passant par l'axe neutre de la pile.

❖ Direction de faible coté b

Pour que la semelle soit stable il faut : $e = 0,58 \text{ m} < B/4$ (condition de stabilité) \rightarrow on pose $B = 6 \text{ m}$; $e > A/6 = 2$ \rightarrow N tombe à l'intérieur du noyau central, et le diagramme des contraintes généré sur l'interface de la semelle est en trapèze.

✓ Vérification des contraintes du sol

$$\sigma_{3/4} = \frac{1,1 \times N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \leq \sigma^* \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = \frac{1,1 \times N}{AB} \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \\ B = 6 \geq 6 \times e \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \geq 10,24 \\ B = 6 \end{array} \right\}$$

$\sigma_{3/4}$: la contrainte à l'interface de la semelle à une distance $\frac{3}{4} B$;

σ^* : la contrainte effective dans le sol : $\sigma^* = k \sigma_{sol}$;

σ_{sol} : la contrainte admissible déterminée par l'L.T.P.E ;

k : coefficient sans dimension vaut : 1,5 pour sollicitation comportant séisme (G, Q, E).

❖ Direction de grand coté h

Pour que la semelle soit stable il faut : $e = 2,92 \text{ m} < A/4$ (condition de stabilité) \rightarrow on pose $A = 12 \text{ m}$.

$e > A/6 = 2 \text{ m} \rightarrow N$ tombe à l'extérieur du noyau central, et le diagramme des contraintes généré sur l'interface de la semelle est en **triangle**.

✓ **Vérification des contraintes du sol :**

$$\sigma_M = \frac{2 \times (1,1 \times N)}{3 \times A \left(\frac{B}{2} - e\right)} \leq \sigma^* \quad \left\{ \begin{array}{l} B \geq \frac{2 \times (1,1 \times N)}{3 \times \left(\frac{A}{2} - e\right) \times \sigma^*} \\ A = 12 \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} B \geq 10,31 \\ B = 12 \end{array} \right\}$$

σ_M : la contrainte maximale à l'interface de la semelle.

NB :

On prend les dimensions $(A \times B) = (12 \times 12) \text{ m}^2$

❖ **Epaisseur de la fondation**

L'épaisseur de la fondation doit vérifier qu'elle soit rigide, en appliquant la condition de rigidité : $d \geq \max((B-b)/4 ; (A-a)/4) = \max((12-4)/4 ; (12-5)/4) \rightarrow$ on prend **d = 3 m**.

Finalement on tient les dimensions de la fondation : $(A \times B \times d) = (12 \times 12 \times 3) \text{ m}^3$.

NB :

Après le calcul de l'effort normal à rajouter dû au poids de la fondation $N_F = 12 \times 12 \times 3 \times \gamma_{BA}$, les contraintes à l'interface ($\sigma_{3/4}$, et σ_M) restent inférieures au σ^* .

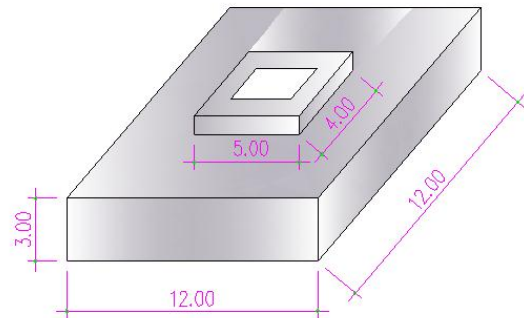


Figure VIII.6 Dimensions de la semelle

VIII.2.8.2. Ferrailage de la fondation

Pour cela on va utiliser l'effort normal : $N_u = 43\,752,12 + 1,35(12 \times 12 \times 3 \times 25) = 58\,332,12 \text{ KN}$

❖ **Direction de faible coté b (e < B/6)**

Les armatures dans la direction B, sont calculées pour équilibrer les moments (M_x) d'encastrement en utilisant **la méthode des moments** :

$M_u(S1)$: moment dans l'axe de la pile, qu'il a la formule simplifiée proposée par les DTR.

$$M_u(s1) = \frac{N_u}{8B} (B - 0,70b)^2 = 51,43 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,50} = 15,30 \text{ MPa} \quad \mu = \frac{M_u(s1)}{d^2 f_{bu}} = 0,373 \text{ MN.m} \quad z = d (1 - 0,6\mu) = 2,33 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u(s1)}{z \times \frac{f_e}{1,15}} = 508,18 \text{ cm}^2 \rightarrow A_y = 1,1 A_u \text{ (en cas de fissuration préjudiciable).}$$

$$A_y = 559 \text{ cm}^2 \rightarrow 70 \text{ HA32; } S_t = 17 \text{ cm}$$

❖ **Direction de grand côté h (e > B/6)**

Lorsque la résultante devient hors le noyau central, les armatures dans la direction A sont calculées pour équilibrer les moments (M_y) d'encastrement en utilisant **la méthode des consoles** :

$$M1 = (4A + 0,35a - 9e) \times \frac{\frac{A}{2} - 0,35a}{\frac{A}{2} - e} \times \frac{N_u}{27} = 69,97 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M1}{d^2 f_{bu}} = 0,508 \text{ MN.m} ; z = d (1 - 0,6\mu) = 2,085 \text{ m} ; A_u = \frac{M1}{z \times \frac{f_e}{1,15}} = 771,85 \text{ cm}^2$$

→ $A_x = 1,1 A_u$ (cas fissuration préjudiciable).

→ $A_x = 849 \text{ cm}^2$, on prend : **109 HA 32** ; $S_t = 11 \text{ cm}$; et **C = 5 cm**.

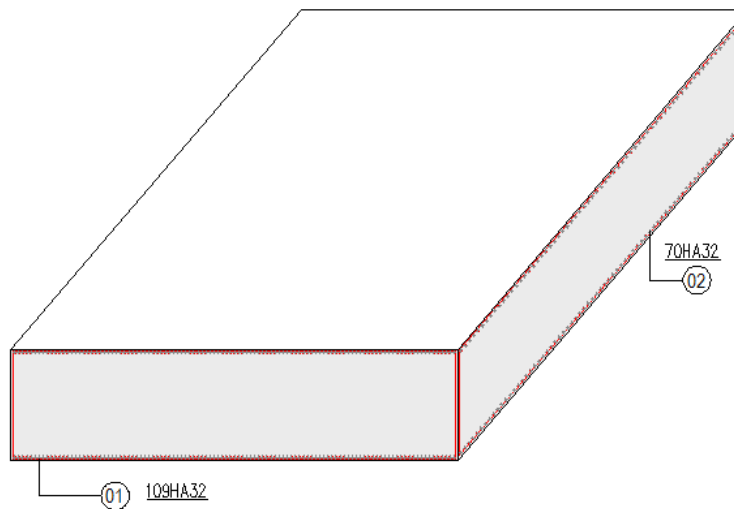


Figure VIII.7 Ferrailage de la semelle de pile

VIII.3. ETUDE DE LA CULEE

La culée est un élément fondamental de l'infrastructure d'un pont, construite aux deux bords de l'ouvrage, donc c'est l'élément qui assure la liaison entre le tablier du pont et le milieu environnant.

A deux rôles principaux, donc à la fois un appui de tablier et un mur de soutènement qui subit à la poussée des terres et des surcharges de remblais.

VIII.3.1. Choix de type de culée

On distingue trois types :

- Culées enterrées sont noyées dans le remblai d'accès à l'ouvrage (appui) ;
- Culées remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais) ;
- Culées creuses se forme d'une boîte renversée.

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

VIII.3.2. Pré-dimensionnement de la culée

Tableau VIII.9 Récapitulatif des rôles et dimensions des éléments de la culée

Eléments de la culée	Rôle	Dimension
Mur de garde grève	Séparer physiquement le remblai de l'ouvrage	$h_{m\text{gg}} = 3,30 \text{ m}$ $e_{m\text{gg}} = \max (0,30 \text{ m}, h/8) = 0.5 \text{ m}$ $l_{m\text{gg}} = l_{\text{tablier}} - 2 e_{M \text{ en retour}} = 13.1 \text{ m}$
Sommier d'appui	Elément sur lequel repose l'about du tablier	$l_{\text{sa}} = \text{largeur du pont} = 14.5\text{m}$ $e_{\text{sa}} = 0.2 + l_{\text{dè d'appui}} / 2 + 0.7 + 0.5 = 2 \text{ m}$
Mur-cache	Protection des appareils d'appuis.	$e_{\text{mc}} = 0,25 \text{ cm.}$ $h_{\text{mc}} = h_{\text{garde grève}} = 3,50 \text{ m}$ $l_{\text{mc}} = e_{\text{sommier d'appui}} = 2 \text{ m}$
Mur de front	Transmission des charges verticales et soutien des remblais	$h_{\text{mf-culée C0}} = 3.7\text{m}$ $h_{\text{mf-culée C1}} = 6.7\text{m}$ $e_{\text{mf}} = e_{\text{sommier d'appui}} = 2.2 \text{ m}$ $l_{\text{mf}} = l_{\text{tablier}} = 14.5\text{m}$
Mur en retour	Porteur des corniches et soutien des remblais	$e_{\text{mr}} = 0.7 \text{ m}$ $h_{\text{mr-culée C0}} = 7.1 \text{ m}$ $h_{\text{mr-culée C1}} = 10.0 \text{ m}$ $l_{\text{mr-culée C0}} = 5 \text{ m}$ $l_{\text{mr-culée C1}} = 9.82 \text{ m}$
Corbeau (arrière)	Appuis pour la dalle de transition se forme d'un trapèze	$B_{\text{ca}} = 1\text{m}$ $b_{\text{ca}} = 0.5\text{m}$ $h_{\text{ca}} = 0.5\text{m}$
Dalle de transition	Transition d'un milieu semi-rigide vers un milieu rigide	$l_{\text{dt}} = \text{Min} [6\text{m}, \text{Max} (3\text{m}, 0.6h_{\text{remblai}})]$ $l_{\text{dt-C0}} = 5 \text{ m}$ $l_{\text{dt-C1}} = 6 \text{ m}$ $e_{\text{dt}} = 0.4 \text{ m}$
La semelle	Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier	$e_{\text{s}} = 2\text{m}$ $L_{\text{s}} = 14.5\text{m}$ $l_{\text{s-C0}} = 7\text{m}$ $l_{\text{s-C1}} = 10.5\text{m}$

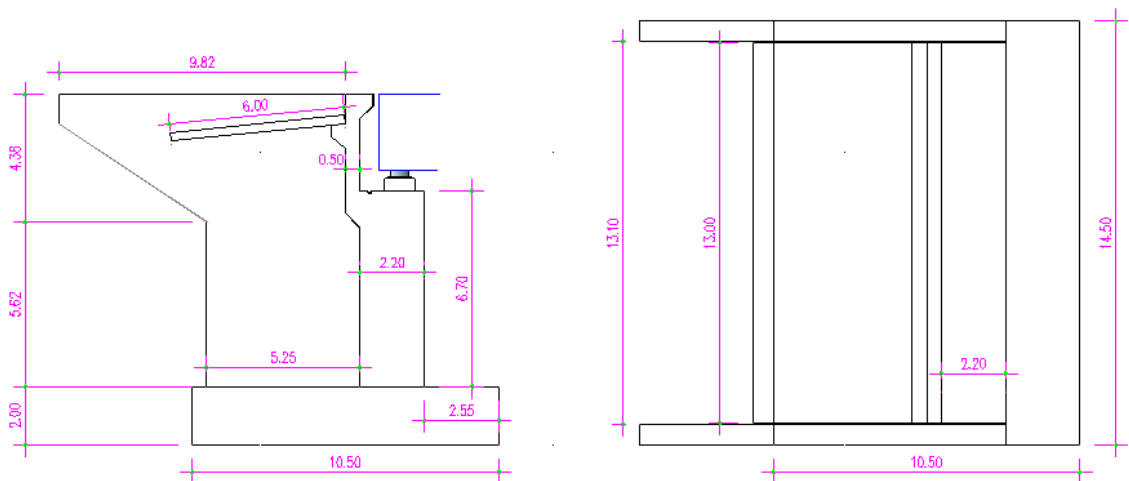


Figure VIII.8 Dimensions de la culée

VIII.3.3. Vérification de la stabilité de la culée

Après avoir terminé le pré-dimensionnement, passant maintenant à la vérification de la stabilité de la culée, qui sera vérifiée à vide et en service, dans les conditions normales et sismiques.

VIII.3.3.1. Evaluation des efforts dus aux poussées

Les efforts agissants sur la culée, sont des efforts horizontaux et verticaux dus aux poids propre de la culée, la charge descendante du tablier, poids des terres, effet du séisme, effet du freinage, poussée des terres qu'on va les traiter en détail au-dessous.

❖ **Calcul du coefficient de poussée k_{ad}**

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^2}$$

H : est la hauteur du mur ;

γ : est le poids des terres ;

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai sans cohésion ;

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale ;

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_H}{1 \pm k_V}\right).$$

Tableau VIII.10 Calcul du coefficient de poussée K_{ad}

Conditions		Notation	k_H	k_V	θ (°)	K_{ad} (rad)
Conditions normales		CN	0	0	0°	0,33
Conditions sismiques	Horizontal +↓ Vertical	Cs1	0,12	0,036	6,60	0,41
	Horizontal	Cs2	0,12	0	6,84	0,41
	Horizontal +↑ Vertical	Cs3	0,12	-0,036	7,10	0,41

❖ **Calcul des poussées dues aux terres**

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$F_{ah} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_V) H^2 k_{ad}$$

γ : poids volumique des terres $\gamma_r = 18 \text{ KN/m}^2$.

VIII.3.3.2. Evaluation des efforts à vide

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après (détail de calcul voir **Annexe**).

Tableau VIII.11 Evaluation des efforts à vide

Désignations	Cas	H (MN)	N (MN)	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)
La somme	CN	5,81	29,29	23,31	242,11
	Cas n°01	11,71	30,32	59,26	246,66
	Cas n°02	11,52	29,29	58,49	238,24
	Cas n°03	11,33	28,87	57,73	232,83

VIII.3.3.3. Vérification de la stabilité à vide

✓ **Vérification du tiers central**

On vérifie que : $E < E_{max}$

Telle que : $E_{max} = B/6$; $\bar{x} = \frac{Ms - Mr}{(1 + kn) \times P}$; $E = \frac{B}{2} - \bar{x}$

Tableau VIII.12 Vérification du tiers central à vide

Elément	cas	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)	\bar{x}	E (m)	E_{max} (m)	Obs
Culée totale à vide	CN	23,31	242,11	6,67	1,42	1,75	vérifier
	Cas n°01	59,26	246,66	5,52	0,27	1,75	vérifier
	Cas n°02	58,49	238,24	5,48	0,23	1,75	vérifier
	Cas n°03	57,73	232,83	5,41	0,16	1,75	vérifier

Dans tous les cas on a $E < E_{max}$ donc le tiers central est vérifié.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement et au glissement**

Les conditions à vérifiées sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau VIII.13 Vérifications à faire pour la stabilité au renversement et au glissement

Conditions	Stabilité au renversement	Stabilité au glissement
Condition normale	CSR : $Ms/Mr \geq 1,5$	CSG : $V/H.tg\phi \geq 1,5$
Condition sismique	CSR : $Ms/Mr \geq 1$	CSG : $V/H.tg\phi \geq 1$

Tableau VIII.14 Vérification de la stabilité au renversement et au glissement à vide

Elément	cas	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)	H (MN)	V (MN)	Ms/Mr	V/H.tgφ	Obs
Culée totale à vide	CN	23,31	242,11	5,81	29,29	10,39	2,91	vérifier
	Cas n°01	59,26	246,66	11,71	30,32	4,16	1,49	vérifier
	Cas n°02	58,49	238,24	11,52	29,29	4,07	1,47	vérifier
	Cas n°03	57,73	232,83	11,33	28,87	4,03	1,47	vérifier

Toutes les conditions de stabilité sont vérifiées donc la culée est stable au renversement et au glissement.

VIII.3.3.4. Evaluation des efforts en service

✓ **Effort sismique agissant sur la culée**

Est calculé auparavant : $\rightarrow E = 993,78 \text{ KN}$

✓ **L'effort due à la variation linéaire (retrait, fluage, température)**

Est calculé auparavant : $\rightarrow H_{VL} = 222,59 \text{ KN.}$

✓ **Effort de freinage**

$F_{freinage,AL} = 66,22 \text{ KN}$; $F_{freinage,Bc} = 50,12 \text{ KN}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après (détail de calcul voir **Annexe**).

Tableau VIII.15 Evaluation des efforts en service

Désignations	Cas	H (MN)	N (MN)	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)
La somme	CN	6,11	42,13	25,93	285,76
	Cas n°01	12,94	41,33	69,96	284,11
	Cas n°02	12,75	40,31	69,19	275,69
	Cas n°03	12,56	39,89	68,42	270,28

VIII.3.3.5. Vérification de la stabilité en service

✓ **Vérification du tiers central**

Tableau VIII.16 Vérification du tiers en service

Elément	Cas	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)	\bar{x}	E (m)	E _{max} (m)	Obs
Culée totale en service	CN	25,93	285,76	5,51	0,26	1,75	vérifier
	Cas n°01	69,96	284,11	4,74	0,51	1,75	vérifier
	Cas n°02	69,19	275,69	4,57	0,68	1,75	vérifier
	Cas n°03	68,42	270,28	4,47	0,78	1,75	vérifier

Dans tous les cas on a $E < E_{max}$ donc le tiers central est vérifié.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement et au glissement**

Tableau VIII.17 Vérification de la stabilité au renversement et au glissement en service

Elément	cas	Mr (MN.m)	Ms (MN.m)	H (MN)	V (MN)	Ms/Mr	V/H.tgφ	Obs
Culée totale en service	CN	25,93	285,76	6,11	42,13	11,02	3,98	vérifier
	Cas n°01	69,96	284,11	12,94	41,33	4,06	1,84	vérifier
	Cas n°02	69,19	275,69	12,75	40,31	3,98	1,83	vérifier
	Cas n°03	68,42	270,28	12,56	39,89	3,95	1,83	vérifier

Toutes les conditions de stabilité sont vérifiées donc la culée est stable au renversement et au glissement.

VIII.3.4. Ferrailage des éléments de la culée

VIII.3.4.1. Ferrailage du mur garde grève

❖ **Evaluation des efforts**

- Moment des poussées des terres :

$$M_P = \frac{P \times H}{3} \quad \text{Avec : } P = \frac{1}{2} K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L$$

H : hauteur des remblais, H = 3,30 m ;

K_a : coefficient de poussée des terres, $K_a = 0,33$;

L : longueur des remblais.

$$M_{P-ELS} = 35,38 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{P-ELU} = 47,76 \text{ kN.m/ml}$$

- Moment due à la force de freinage $M_{f_{Bc}}$:

Le moment dû à la forme de freinage est donné par la formule suivante :

$$M_p = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

μ : coefficient de pondération, $\mu = 1,6$ à l'E.L.U et $\mu = 1,2$ à l'E.L.S

$P = 60 \text{ KN}$

$$M_{P-ELS} = 69,37 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{P-ELU} = 92,50 \text{ kN.m/ml}$$

- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx \quad , \text{ avec : } K = K_a \times b_c \times \delta \times \gamma$$

γ : coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS ;

B_c : coefficient de pondération du système B_c ;

δ : coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

h : hauteur de mur garde grève.

$$M_{P-ELS} = 47,35 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{P-ELU} = 63,14 \text{ kN.m/ml}$$

❖ Combinaison d'actions sur le MGG

$$M_{ELU} = 203,40 \text{ kN.m/ml}$$

$$M_{ELS} = 152,01 \text{ kN.m/ml}$$

❖ Ferrailage de MGG

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Section d'acier : avec Robot expert $A_s = 14,8 \text{ cm}^2$, On prend 6HA20/ml ($A_s = 18,85 \text{ cm}^2$).

Armatures longitudinales : H14, esp = 15.

Armature de construction : $A's = A_s/3$; Soit : 6HA12/ml

VIII.3.4.2. Dalle de transition

❖ Evaluation des efforts

La dalle est supposée simplement appuyée sur ses deux extrémités.

- Remblais : $G_{remblais} = 18 \times 1,0$ → $G_{remblais} = 18,0 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de la dalle : $G_{P.Dalle} = 25 \times 0,4$ → $G_{P.Dalle} = 10,0 \text{ KN/m}^2$.

❖ Vérification des contraintes du sol

$$\sigma_M = \frac{2 \times N}{3 \times A \left(\frac{B}{2} - e_0 \right)} \leq 1,33 \times \sigma^* \rightarrow 0,55 < 1,33 \times 0,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée} \quad \checkmark$$

❖ Ferrailage de la fondation

Pour la direction B (longitudinal selon x) nous avons une résultante hors le noyau central, Doc on calcule par la méthode de consol

$$M1 = (4B + 0,35b - 9e) \times \frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e} \times \frac{N_u}{27} = 32,0 \text{ MN.m}$$

$$\mu = \frac{M1}{d^2 f_{bu}} = 0,40 \text{ MN.m} ; z = d (1 - 0,6\mu) = 1,52 \text{ m} ; A_u = \frac{M1}{z \times \frac{f_e}{1,15}} = 484,21 \text{ cm}^2$$

→ $A_x = 1,1 A_u$ (cas fissuration préjudiciable).

→ $A_x = 532,63 \text{ cm}^2$, on prend : **68 HA 32** ; **S_t = 20 cm** ; et **C = 5 cm**.

VIII. 4. CONCLUSION

Le dimensionnement de l'infrastructure d'un pont en tenue compte l'effet sismique est vraiment très important surtout lorsque l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée ou même peu élevée. Pour notre cas.



CONCLUSION GENERALE

ENSTP 2017-2018

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études vient concrétiser trois années de formation à l'école nationale supérieure des travaux publics de KOUBA. Ce mémoire porte sur la conception et l'étude détaillée d'un ouvrage d'art situé au PK67+240, qui s'inscrit dans le cadre de la réalisation de la liaison autoroutière reliant SETIF-BARIKA sur 120Km.

Ce travail nous a offert également l'opportunité d'exercer et mettre en pratique différents règlements de conception et de calcul des ouvrages d'art notamment l'Eurocode, BPEL, BAEL, et documents SETRA, aussi bien que le règlement parasismique algérien RPOA 2008.

Le stage au sein de la Société d'étude technique-SETIF S.E.T.S, nous a permis de nous perfectionner dans l'utilisation des logiciels de calculs et de conception, notamment ROBOT et AUTOCAD.

Nous avons aussi compris que le rôle d'un ingénieur est de s'adapter aux difficultés et de chercher la solution optimale en respectant les contraintes imposées par le site, il doit d'une part bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

La conception d'un ouvrage en béton précontraint construit par encorbellements successifs est très exigeante pour l'ingénieur car celui-ci doit vérifier le comportement de la pièce à plusieurs sections et pour toutes les possibilités de chargement susceptibles de se produire durant la vie de l'ouvrage et durant sa construction.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

The cover features a decorative graphic consisting of a vertical orange bar on the left, a horizontal orange bar with a pencil-like tip pointing right, and several thin, curved lines in shades of brown and orange that sweep across the bottom and right side of the page.

BIBLIOGRAPHIE

ENSTP 2017-2018

BIBLIOGRAPHIE

KIBBOUA Abderrahmane, (2018) « *Cours des règles parasismiques applicables sur un pont* ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

BOUTEMEUR Ramdhane, (2017) « *Cours de Béton Précontraint* ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

BENAMLEDJ Mohamed et RAMOUL Hafed, (2017) « *Conception et étude d'un autopont dans la wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ* ». Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état, Matériaux et structures. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

BENREDHOUANE Mustapha, (2017) « *Cours de Béton Armé* ». Ecole nationale supérieure des travaux publics d'Alger.

BABAKHOUYA Yacine et BETTAHAR Abdelkader, (2017) « *Etude et conception d'un viaduc* ». Thèse d'obtention d'un diplôme de master 02 en Génie civil. Structures. Université de BOUIRA.

BERGOUG El_batoul et KRINE Karima, (2016) « *Conception et étude du viaduc PK30.1 se trouvant sur la cuvette Tabellout-JIJEL* ». Mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Matériaux et structures. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

AISSOU Lyes et HAMBLAI Mohamed, (2013) « *Conception et dimensionnement d'un viaduc en béton précontraint d'une portée totale de 910m sur la RN77 à Tabellout wilaya de JIJEL* ». Projet fin d'étude pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état. Ecole nationale supérieure des travaux publics de Kouba, Algérie.

JEAN-PAUL Lebet et MANFRED A.Hirt, (2009) « *PONT EN ACIER-Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixte acier-béton* ». Ecole polytechnique fédérale de Lausanne : Volume 12, (Suisse).

Document SETRA, (septembre 2009) « *Ponts mixtes acier-béton* ». Ministère de l'écologie, de l'énergie, de développement durable et de la mer (France).

Document SETRA, (juin 2003) « *Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs* ». Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France).

Document SETRA, (Février 1996) « *Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension* ». Centre des techniques d'ouvrages d'art (France).

CALGARO, J.A., & BERNARD-GELY.A, (1994) « *Conception des ponts* ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).

THONIER. H, (1992) « *Le béton précontraint aux états limites* ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris : 2^{ème} édition, (France).

CHAUSSIN, R., & FUENTES, A., & LACROIX, R., & PERCHAT, J, (1992) « *La précontrainte* ». Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).

CHAUSSIN. R, (1992) « *Béton précontraint* ». Direction Techniques des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France).

CALGARO, J.A., & Virlogeux, M, (1987) « *Projet et construction des ponts* », Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France).



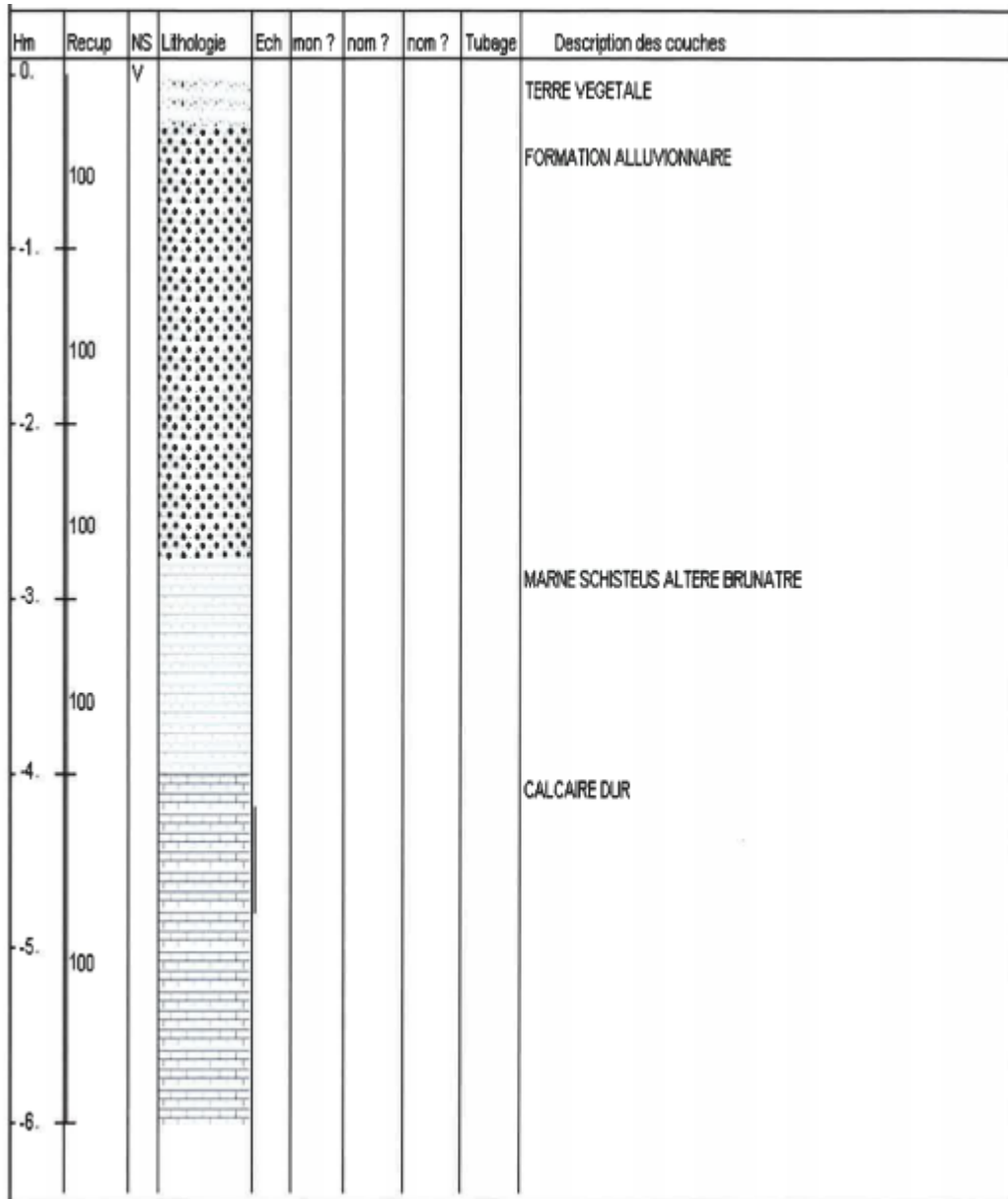
ANNEXES A RÉSULTATS DES ESSAIS GÉOTECHNIQUES

ENSTP 2017-2018

ANNEXES A

Annexes A.1. Coordonnées des points du sondage carotté.

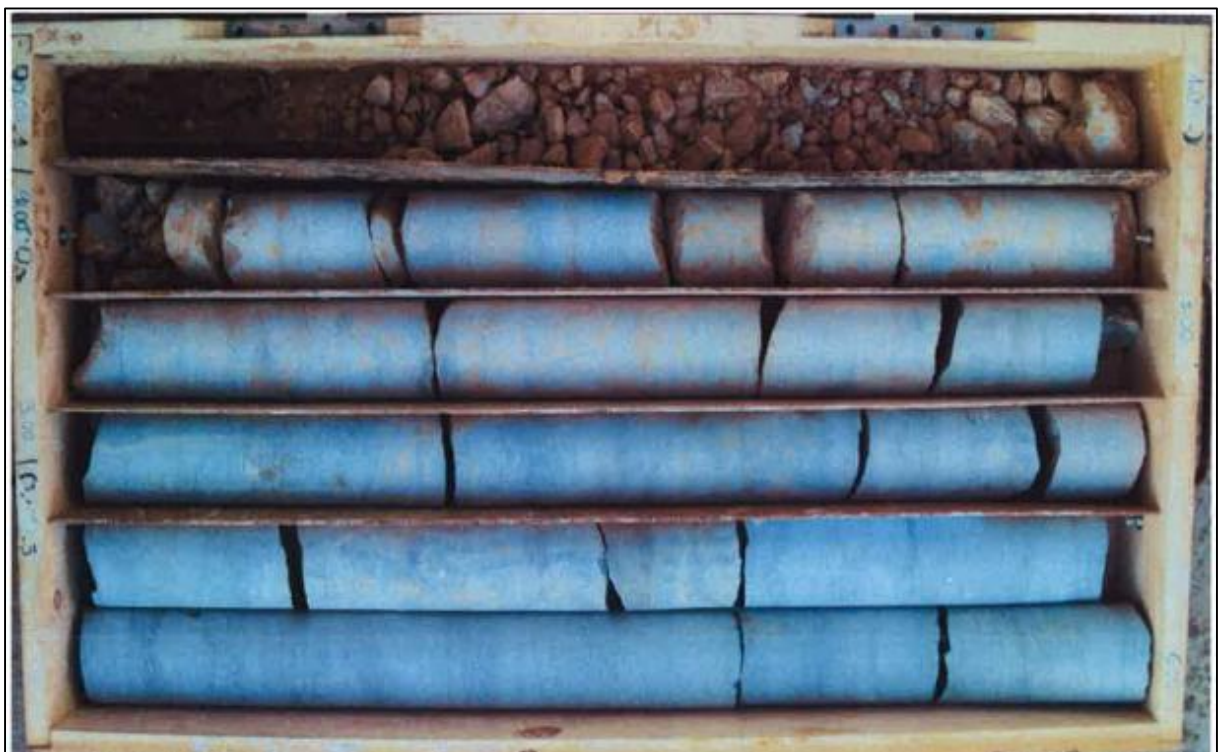
Sondage carotté n°01		Sondage carotté n°02	
x	y	x	y
738 246.42	3 953 315.11	738 321.22	3 953 354.12



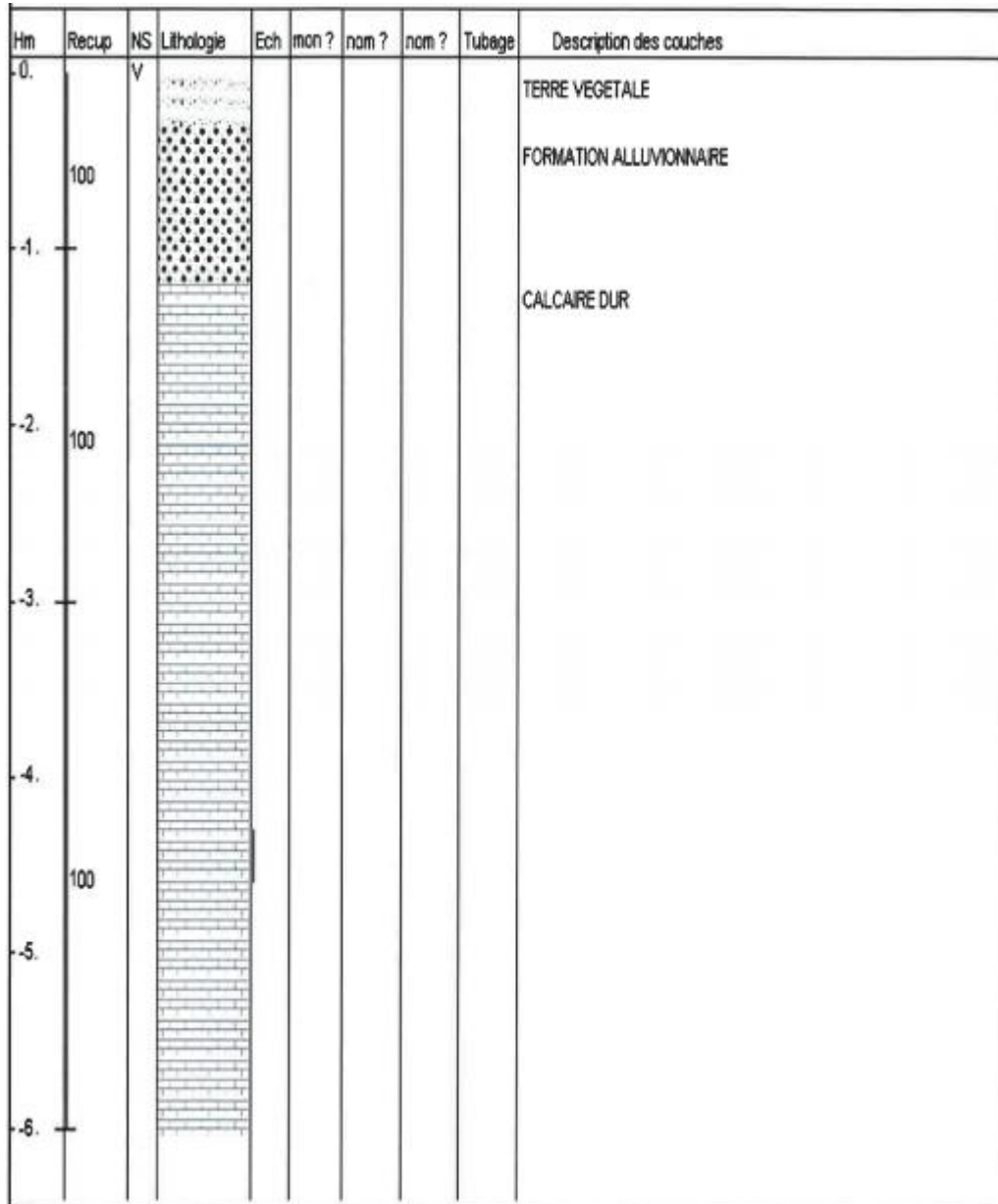
Annexes A.2. Résultats du sondage carotté dans le point SC01.



Annexes A.3. Résultats SC01 à 6m.



Annexes A.4. Résultats SC04 à 6m.




Annexes A.5. Résultats du sondage carotté dans le point SC04.

Annexes A.6. Tableau récapitulatif des résultats des essais de laboratoire.

SONDAGES		SC01	SC04
PROFONDEUR (m)		4,20-4,80	4,30-4,60
MASSE VOLUMIQUE HUMIDE	γ_h (t/m ³)	2,69	2,69
Essai à la compression simple	RC 'bar'	788	977
Essai à la traction simple	RT 'bar'	129	158
CHIMIQUES ANALYSES	Insoluble	5,93	2,99
	CaCo3	92	94
	So4 2H2O	NEANT	NEANT
	So 4--	NEANT	NEANT



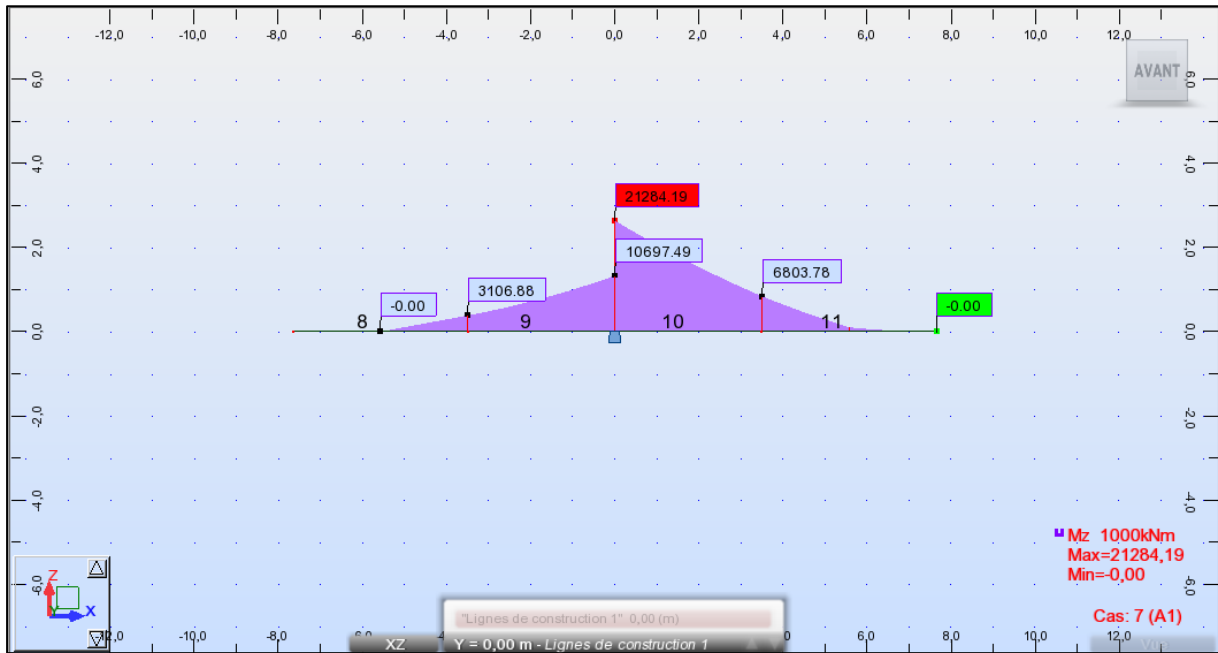


**ANNEXES B
RESULTATS DE
CALCUL NUMERIQUE**

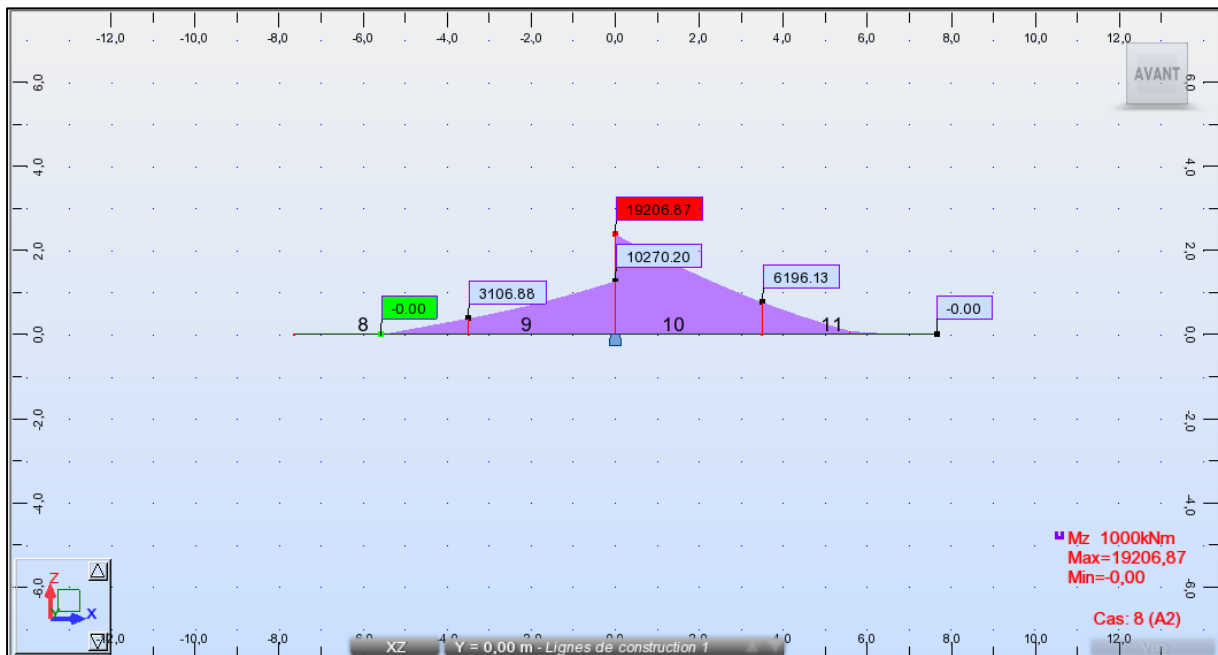


ENSTP 2017-2018

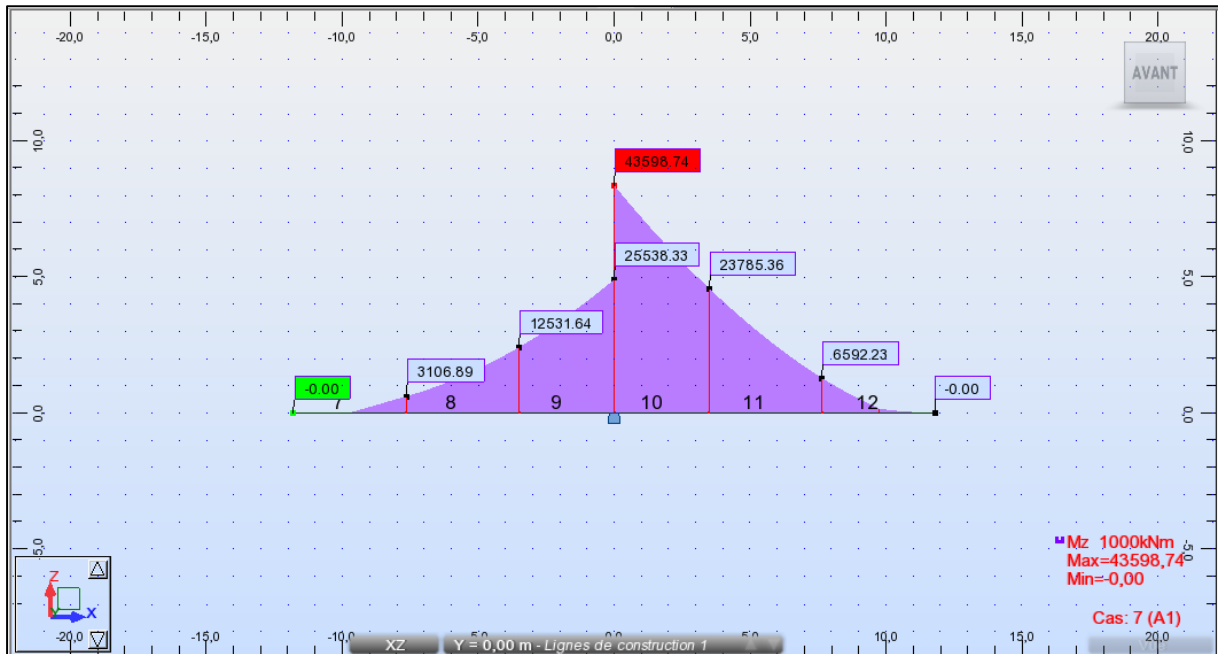
ANNEXES B



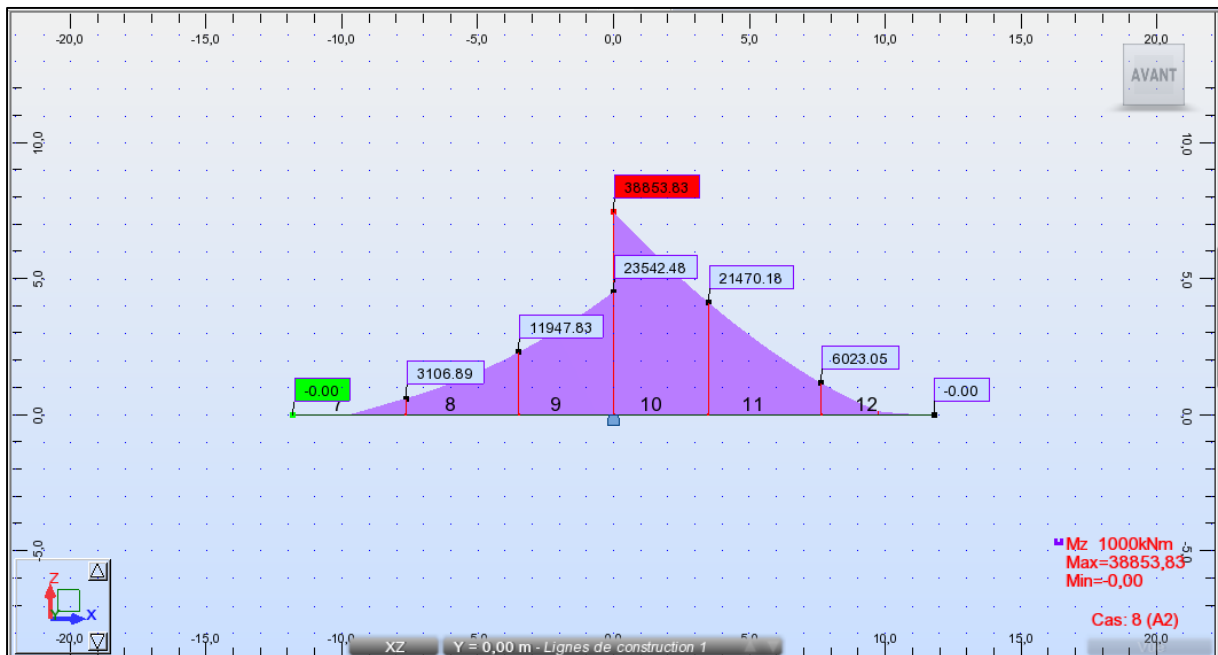
Annexes B.1. Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison A1.



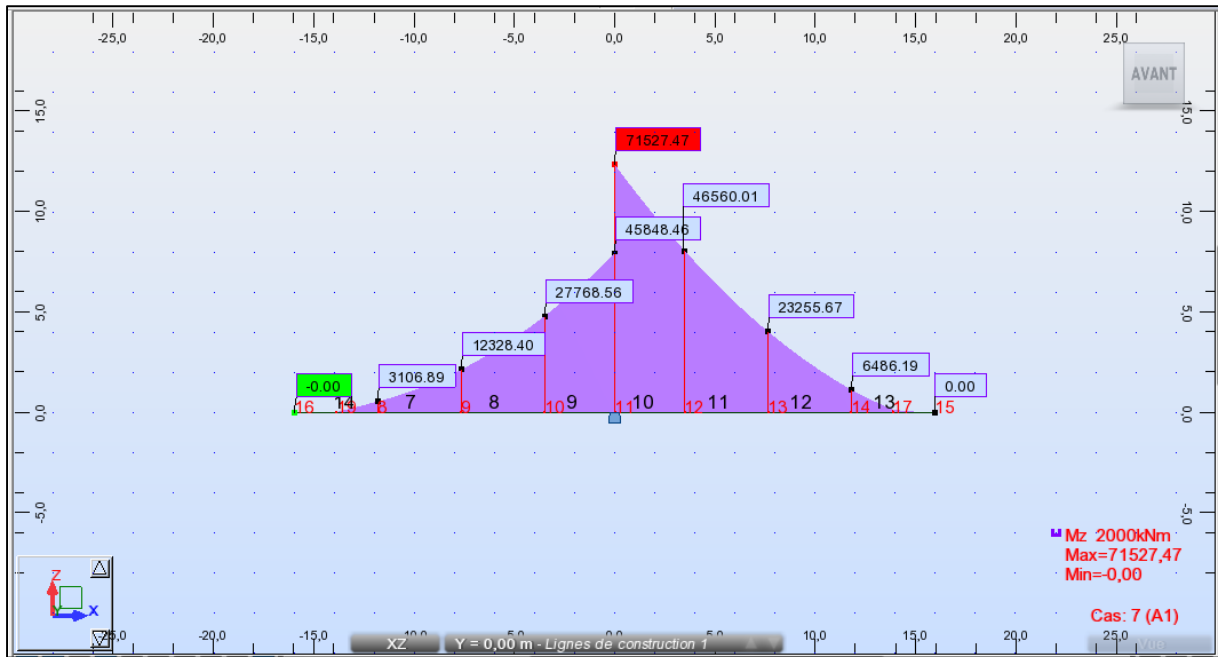
Annexes B.2. Moment fléchissant dans la phase de construction (02) sous la combinaison A2.



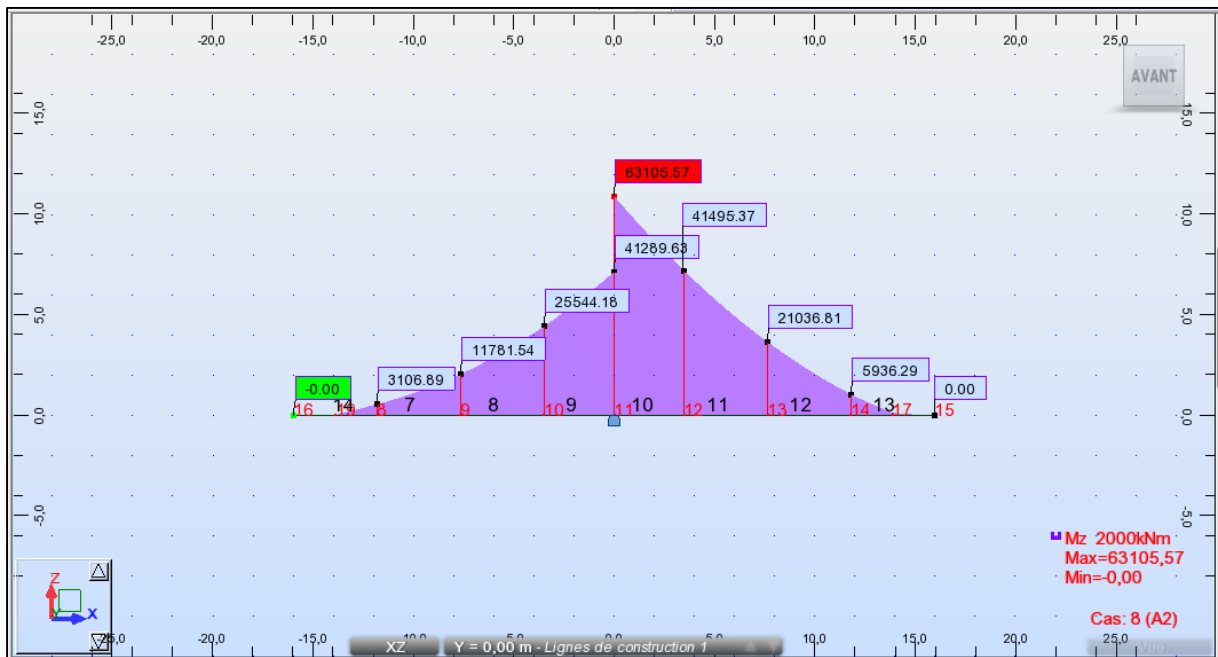
Annexes B.3. Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison A1.



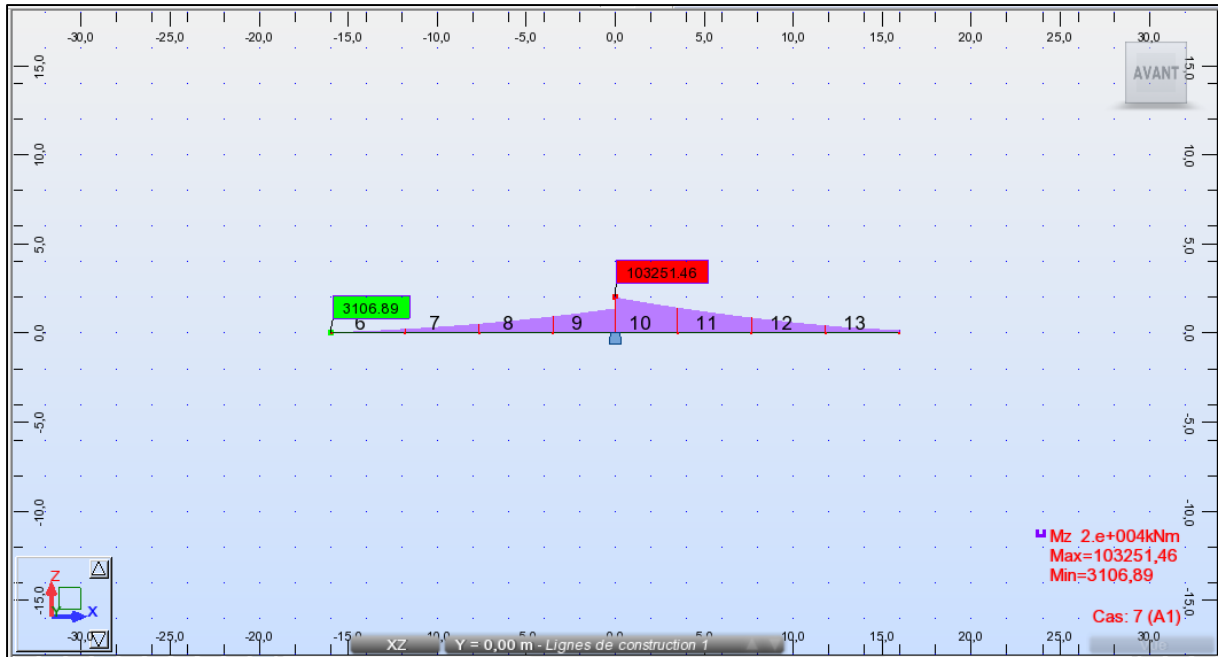
Annexes B.4. Moment fléchissant dans la phase de construction (03) sous la combinaison A2.



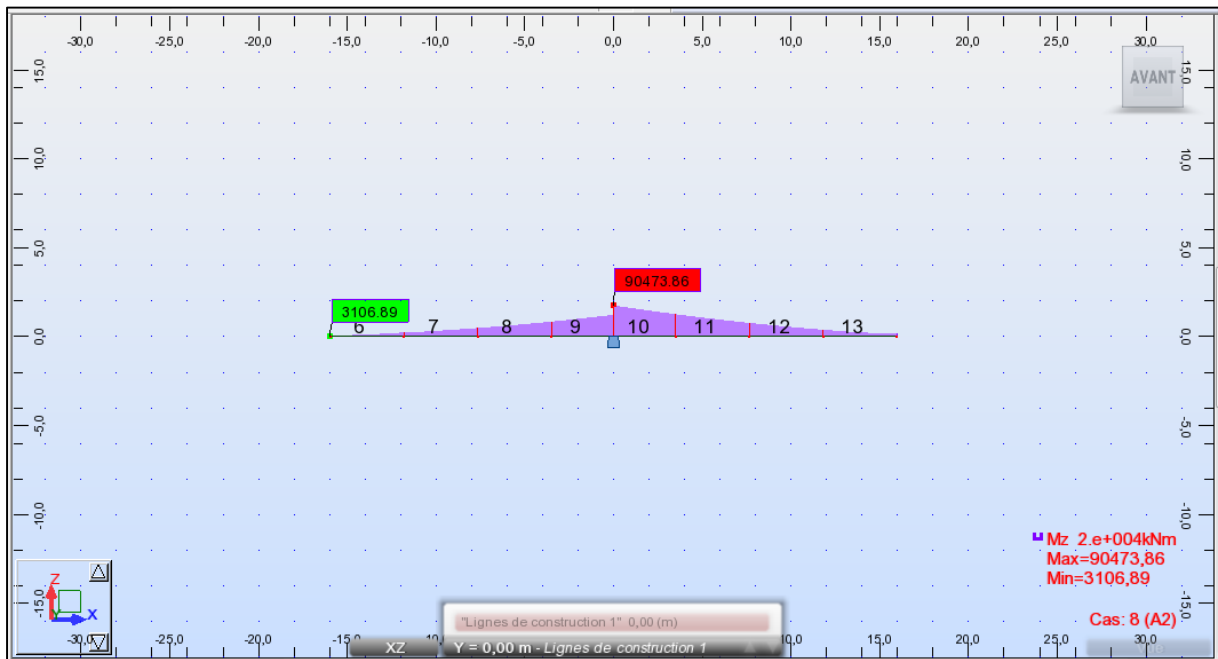
Annexes B.5. Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison A1.



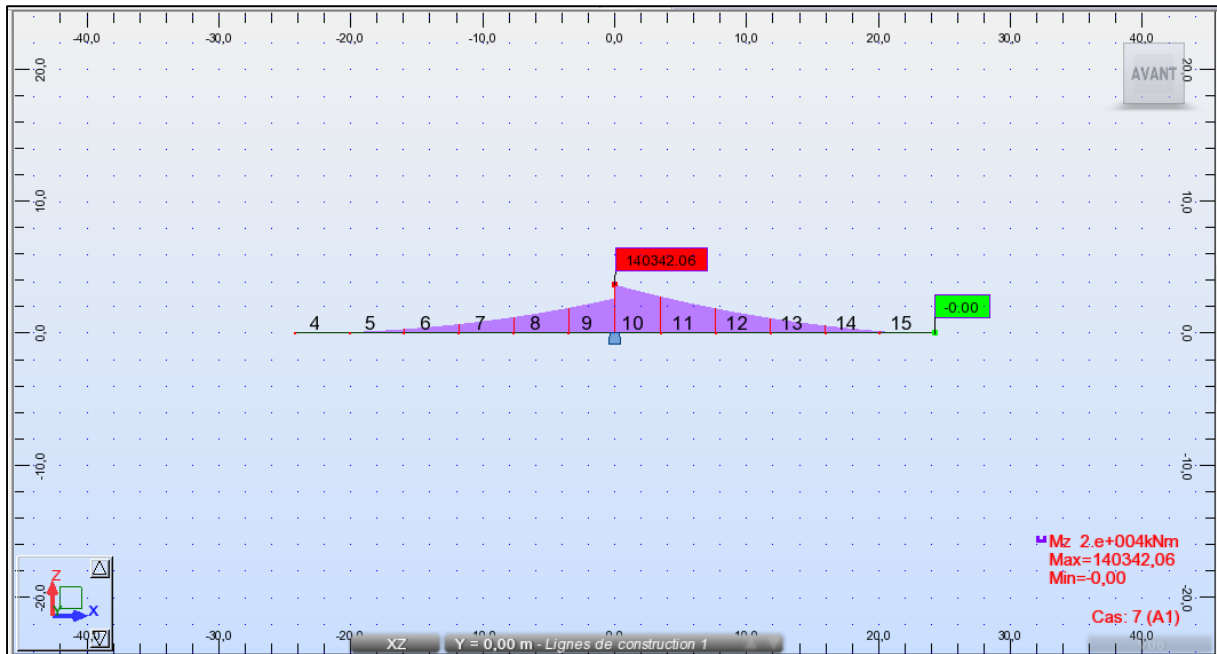
Annexes B.6. Moment fléchissant dans la phase de construction (04) sous la combinaison A2.



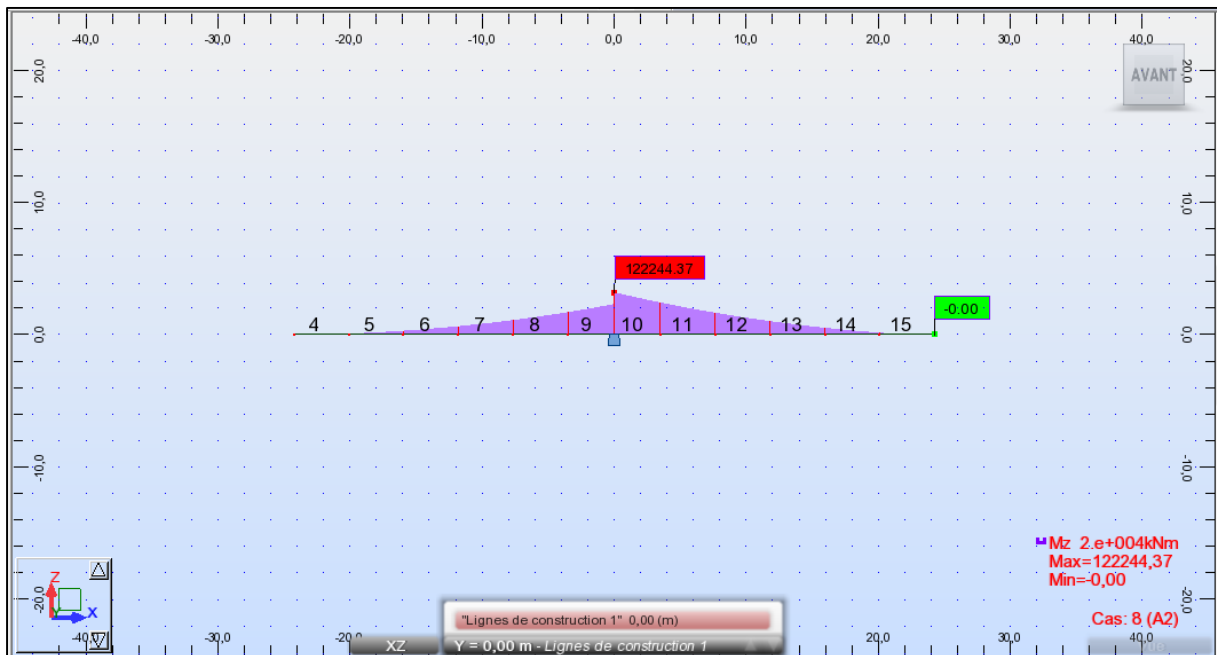
Annexes B.7. Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison A1.



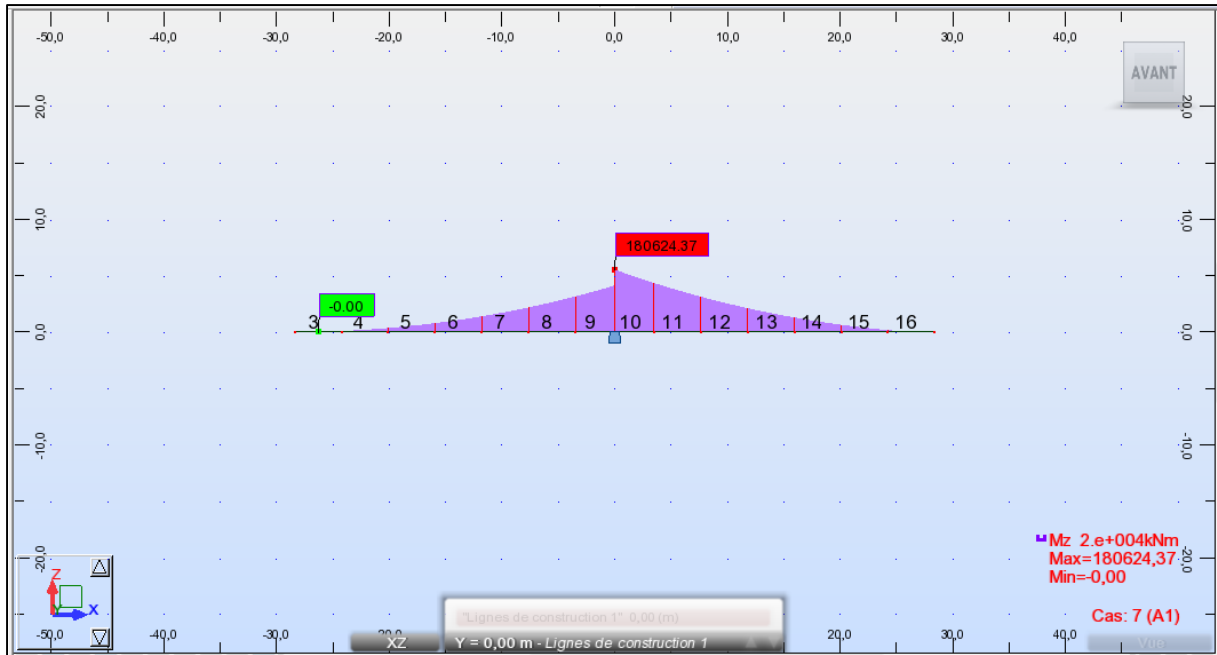
Annexes B.8. Moment fléchissant dans la phase de construction (05) sous la combinaison A2.



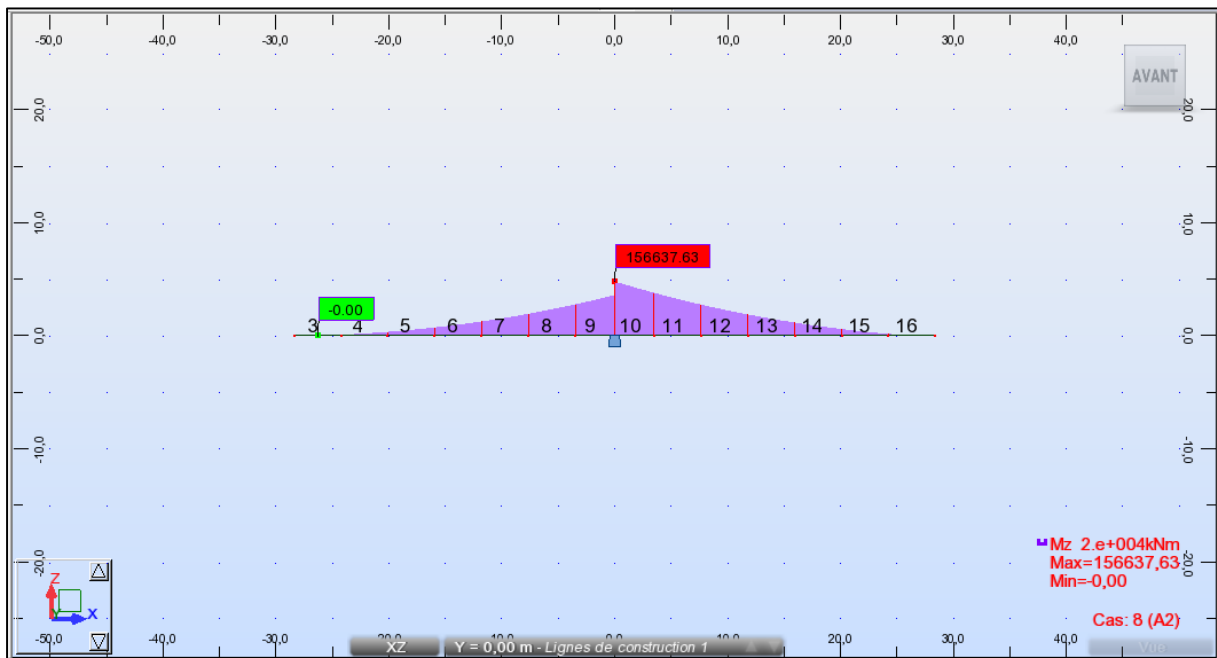
Annexes B.9. Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison A1.



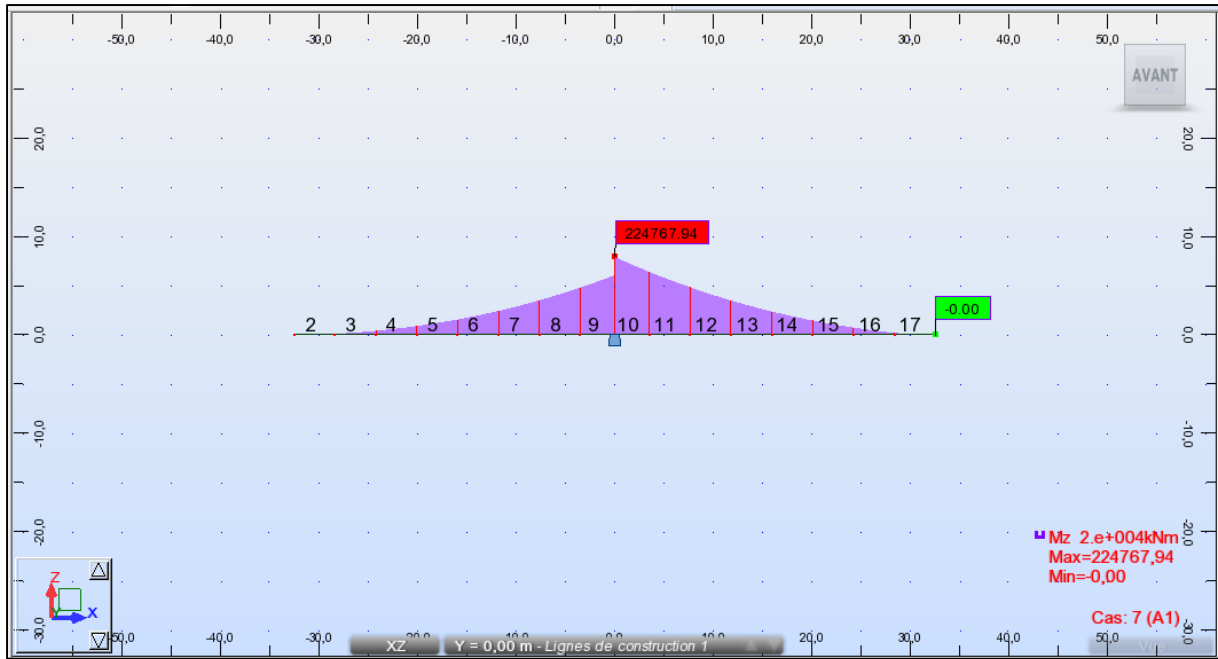
Annexes B.10. Moment fléchissant dans la phase de construction (06) sous la combinaison A2.



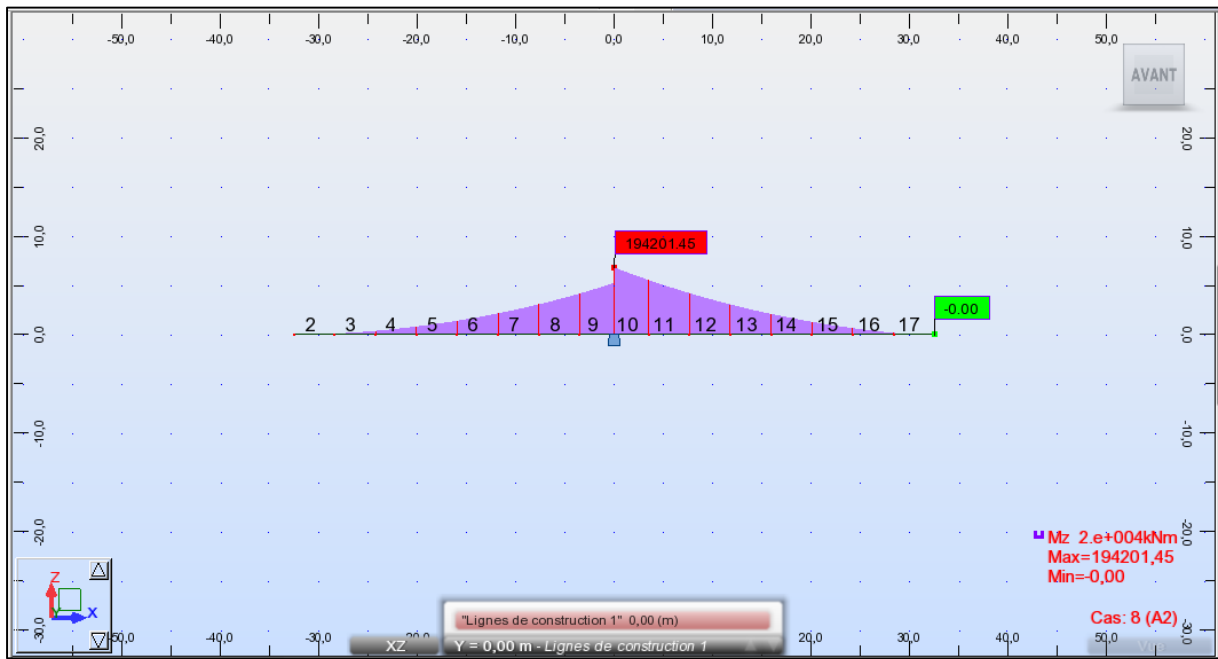
Annexes B.11. Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison A1.



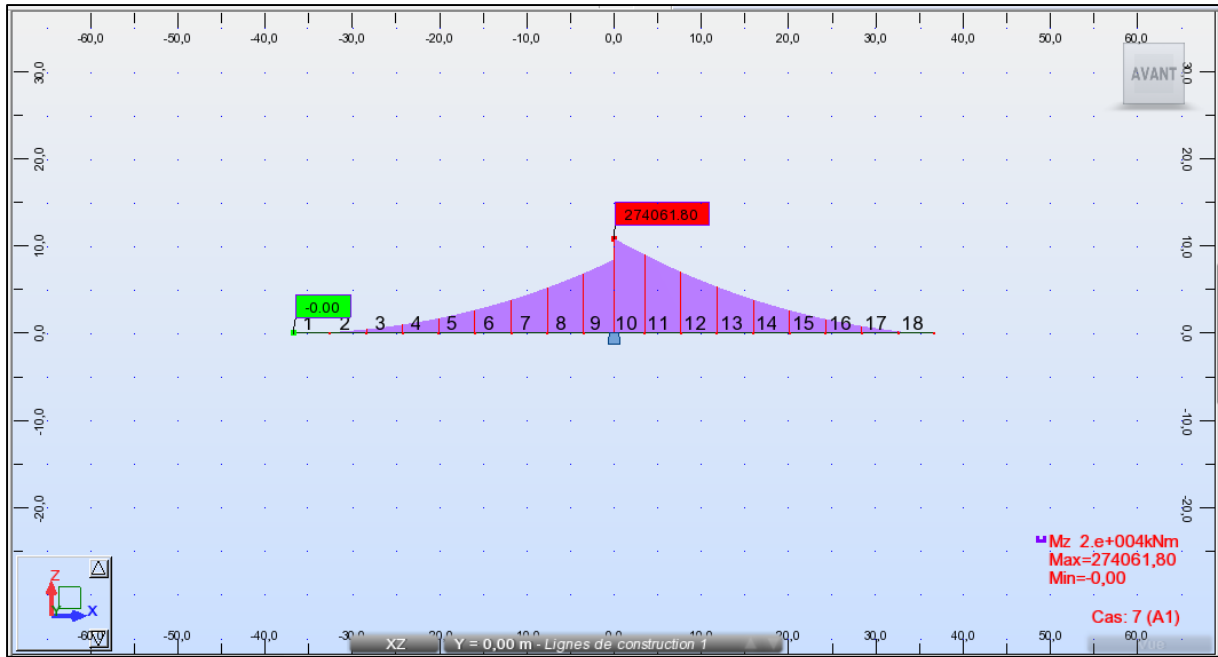
Annexes B.12. Moment fléchissant dans la phase de construction (07) sous la combinaison A2.



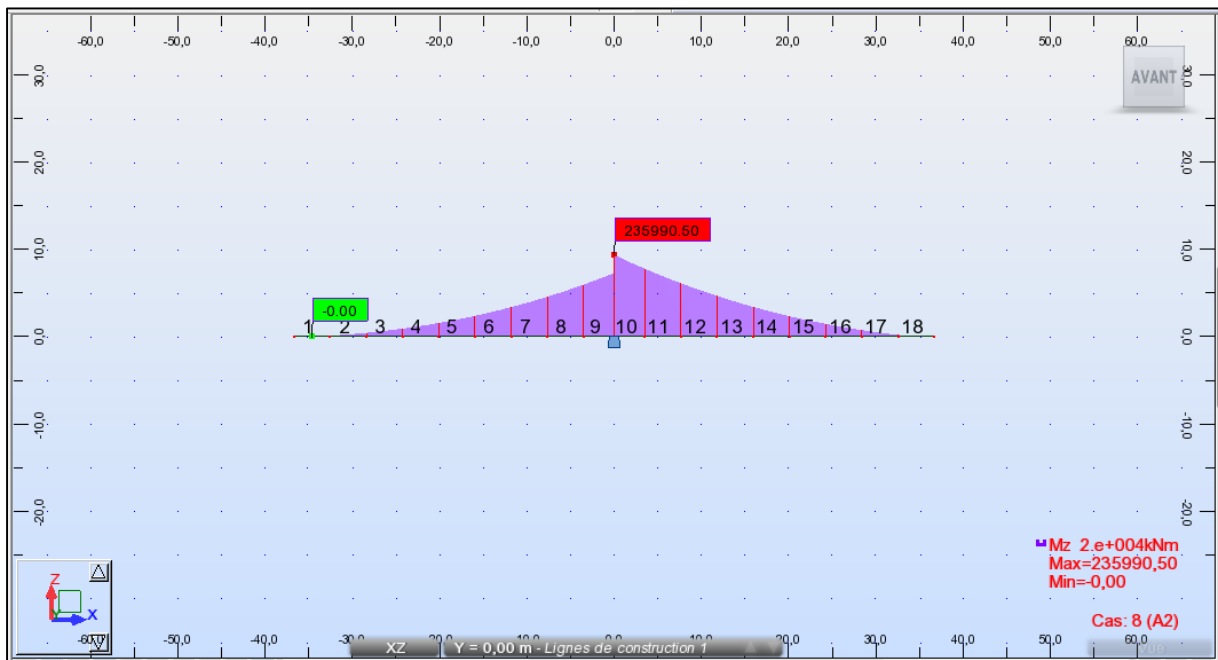
Annexes B.13. Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison A1.



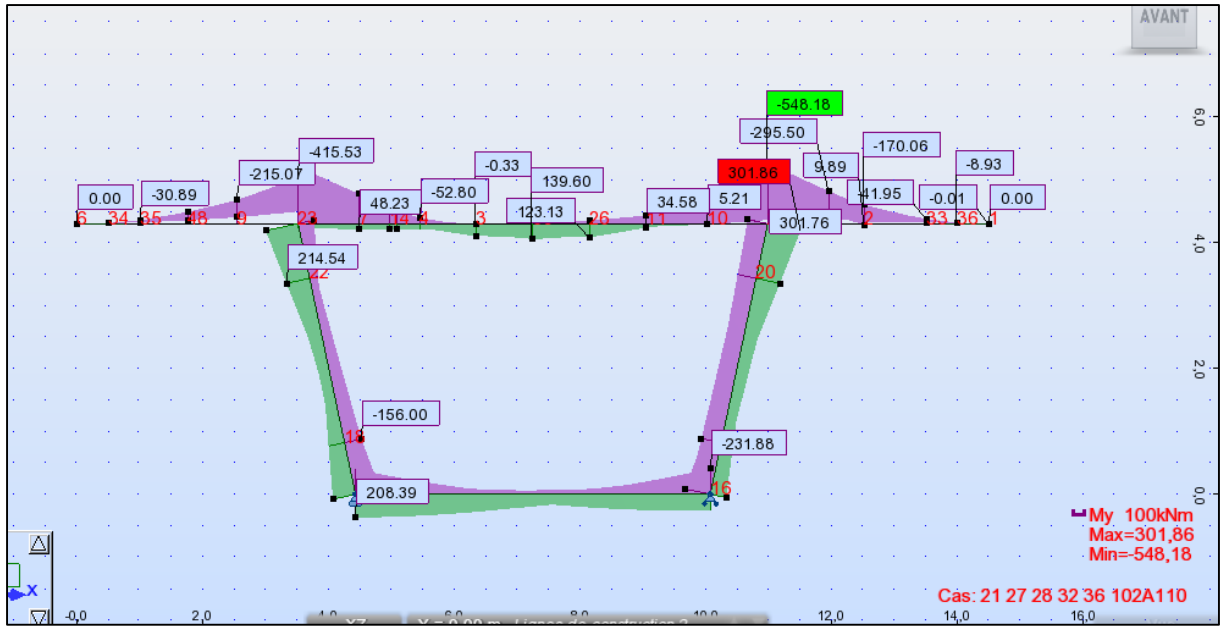
Annexes B.14. Moment fléchissant dans la phase de construction (08) sous la combinaison A2.



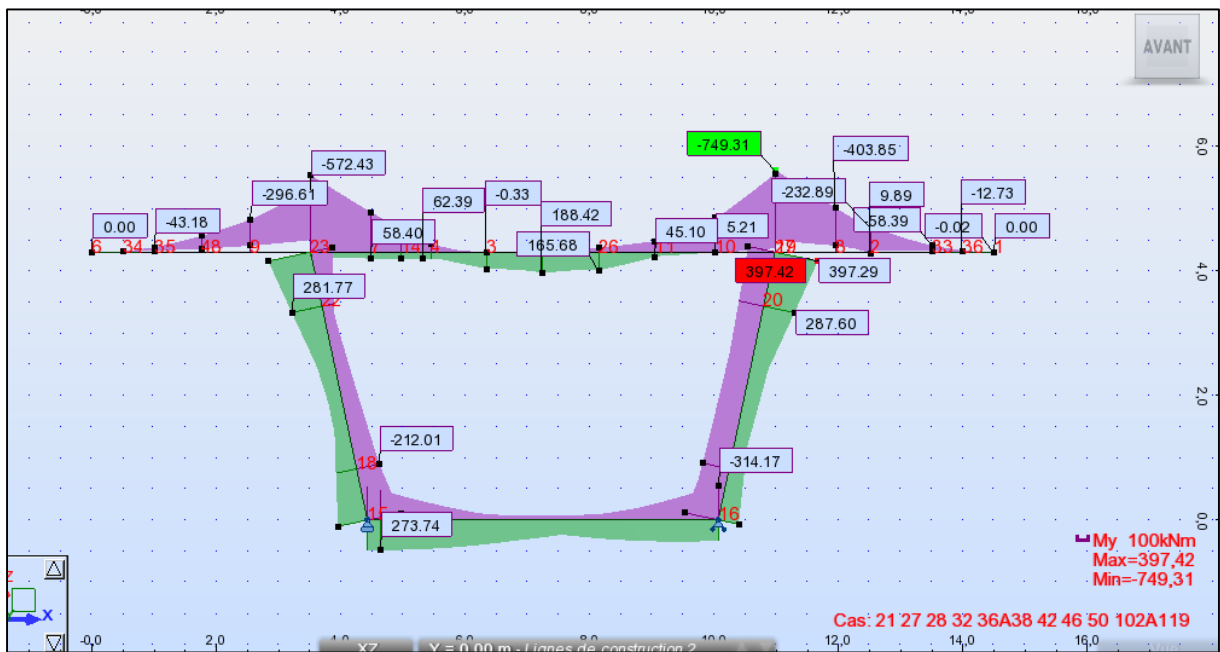
Annexes B.15. Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison A1.



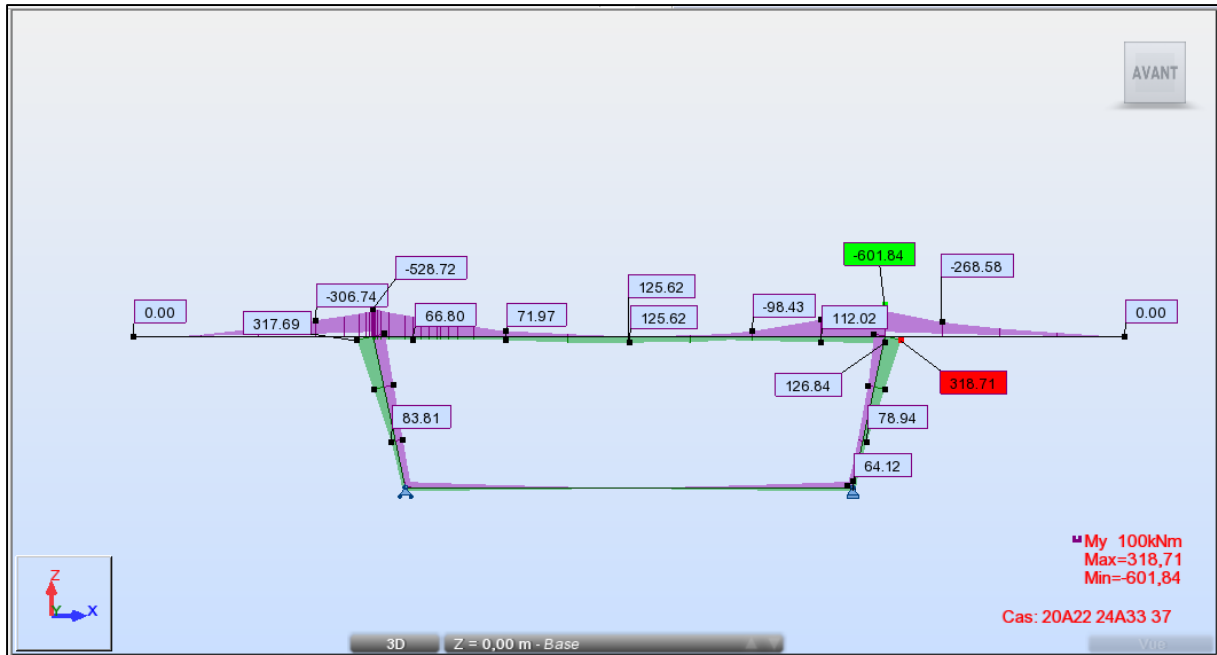
Annexes B.16. Moment fléchissant dans la phase de construction (09) sous la combinaison A2.



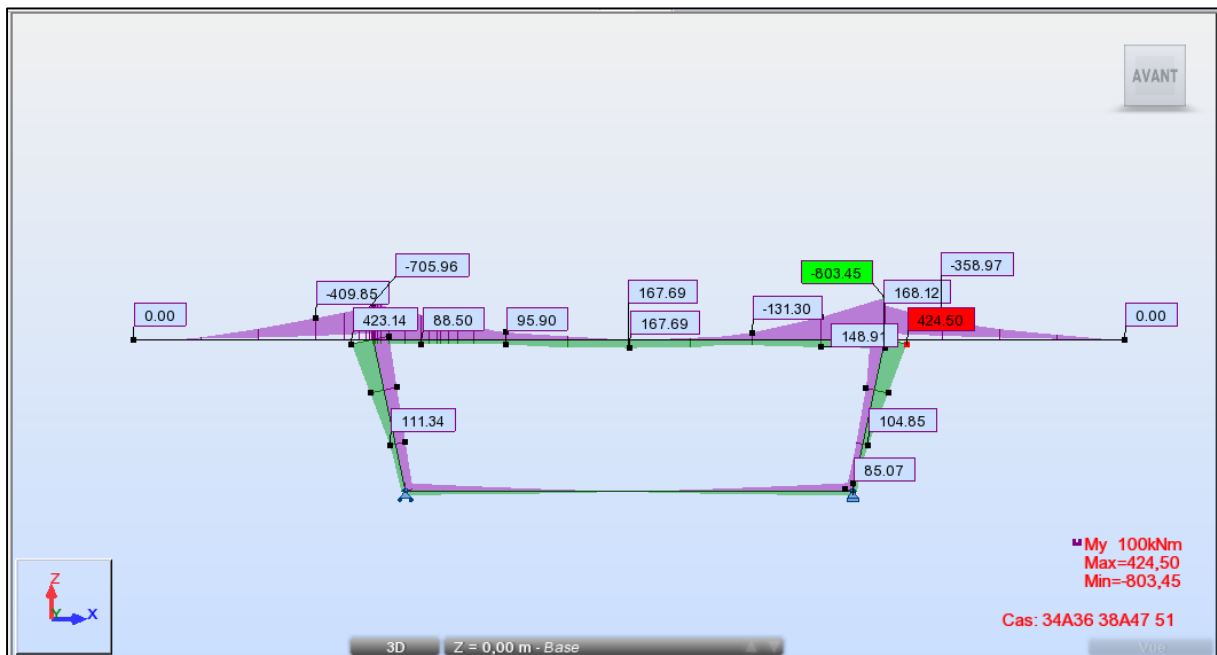
Annexes B.17. Moment fléchissant Max dans le voussoir sur pile à ELS.



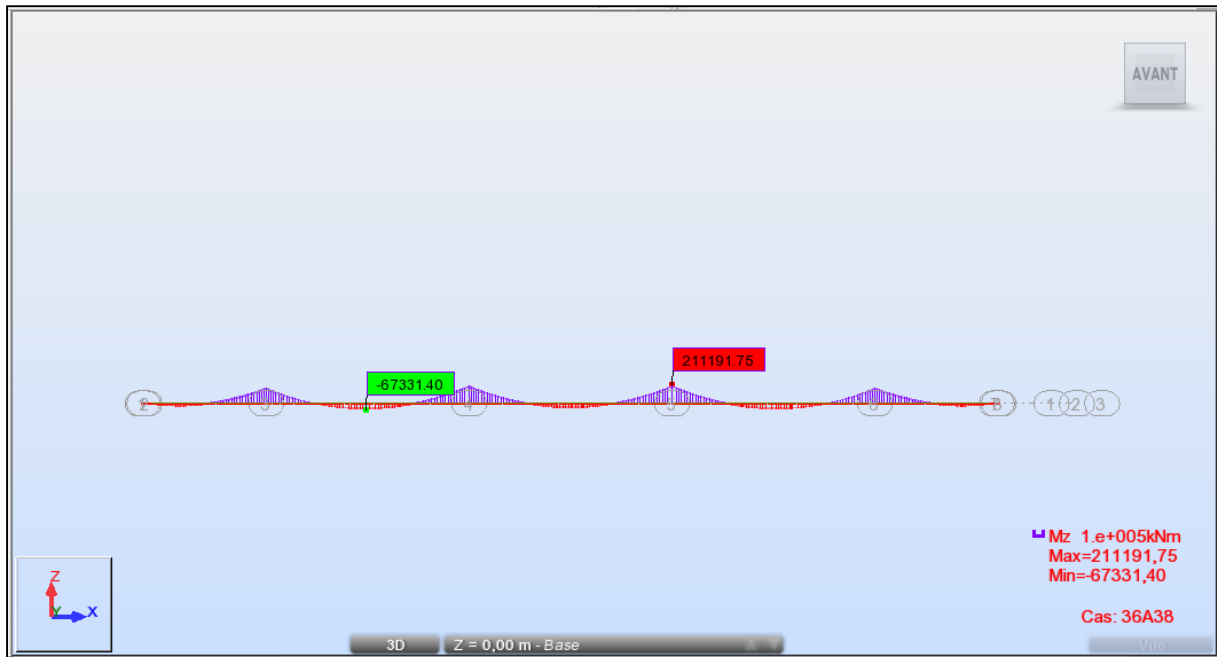
Annexes B.18. Moment fléchissant Max dans le voussoir sur pile à ELU.



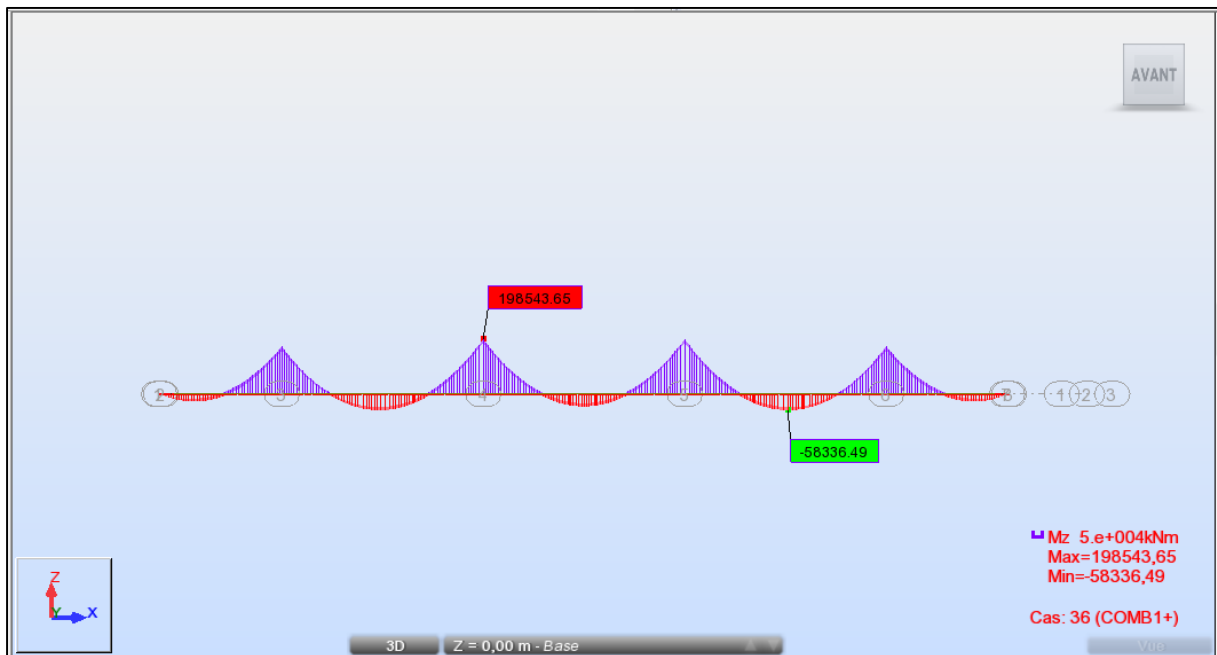
Annexes B.19. Moment fléchissant Max dans le voussoir à la clef à ELS.



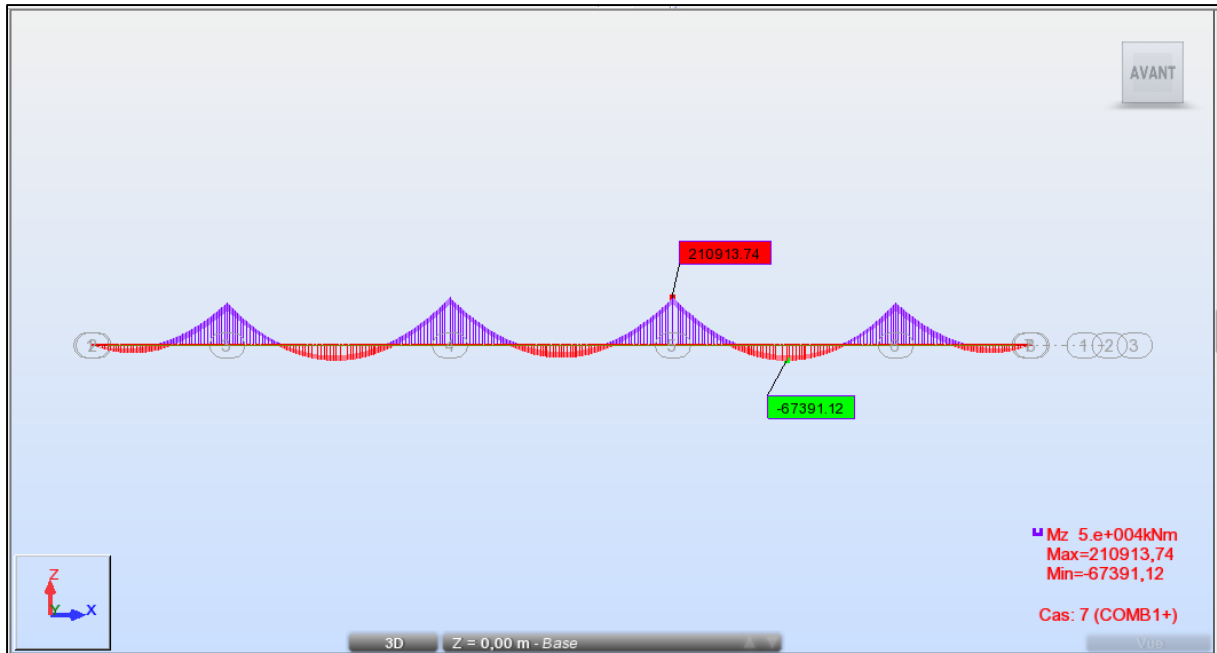
Annexes B.20. Moment fléchissant Max dans le voussoir à la clef à ELU.



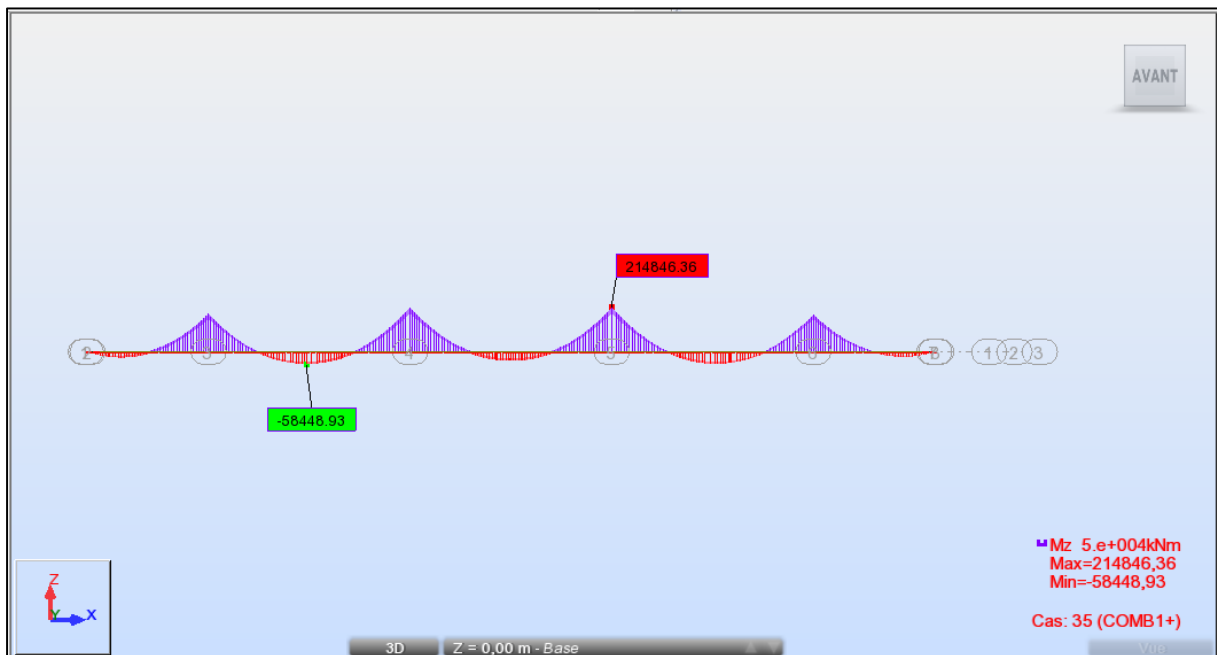
Annexes B.21. Moment fléchissant sous la combinaison G+1,2Bc.



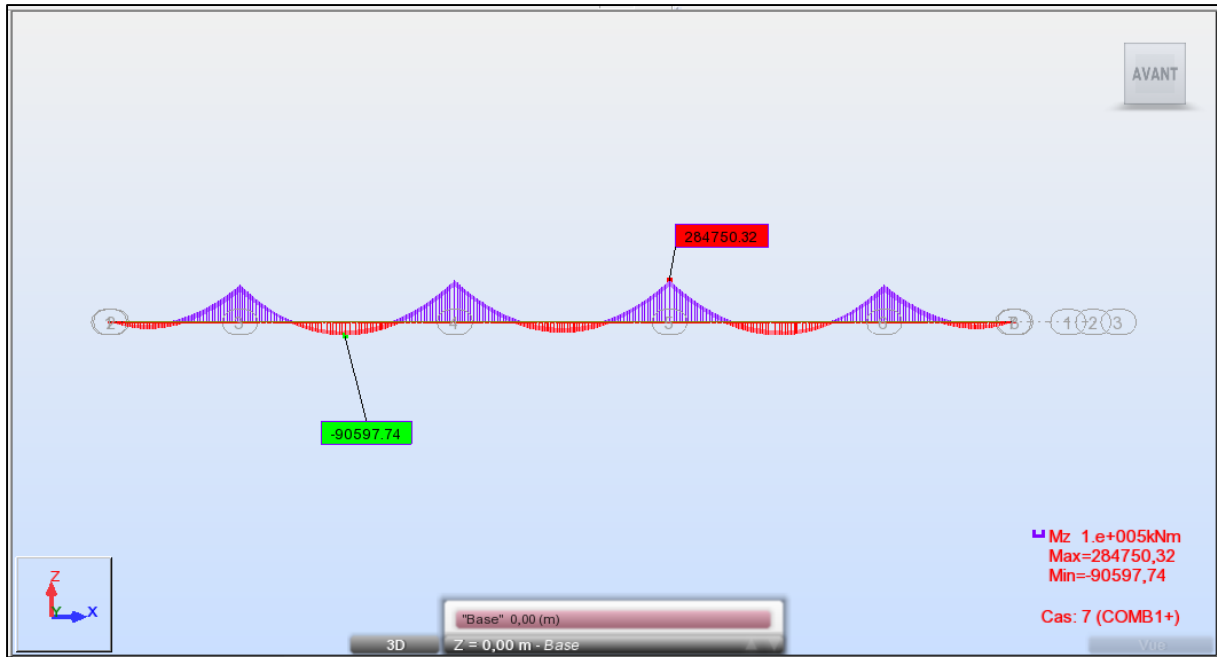
Annexes B.22. Moment fléchissant sous la combinaison G+1,2Bt.



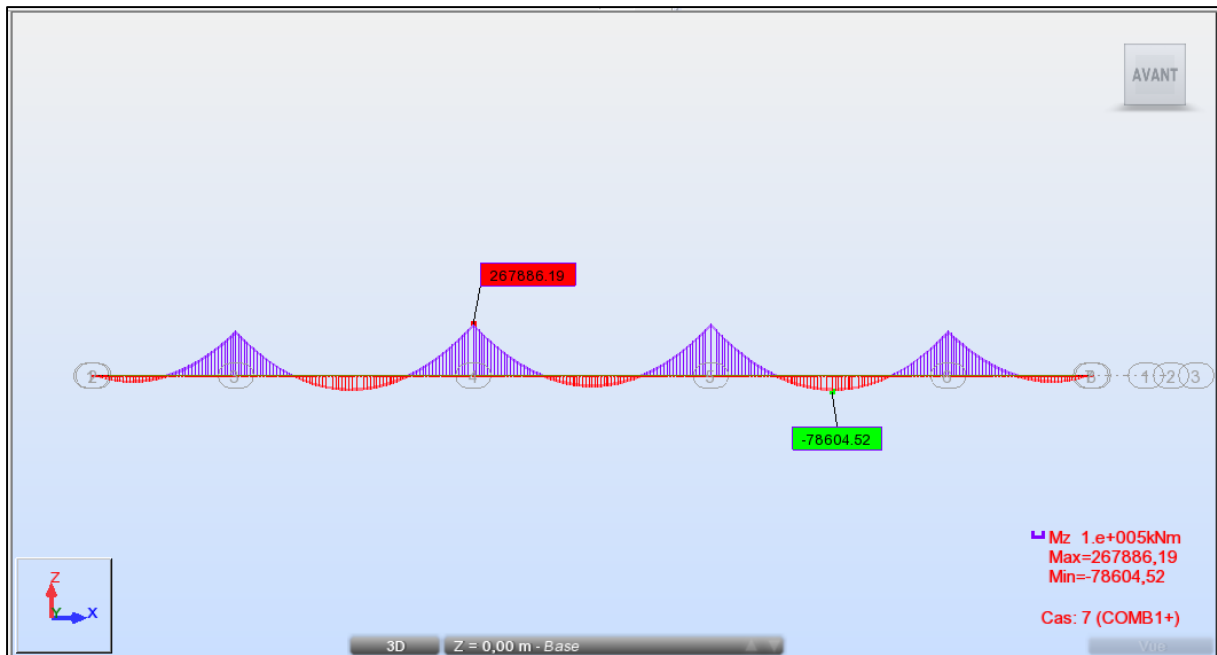
Annexes B.23. Moment fléchissant sous la combinaison G+D240.



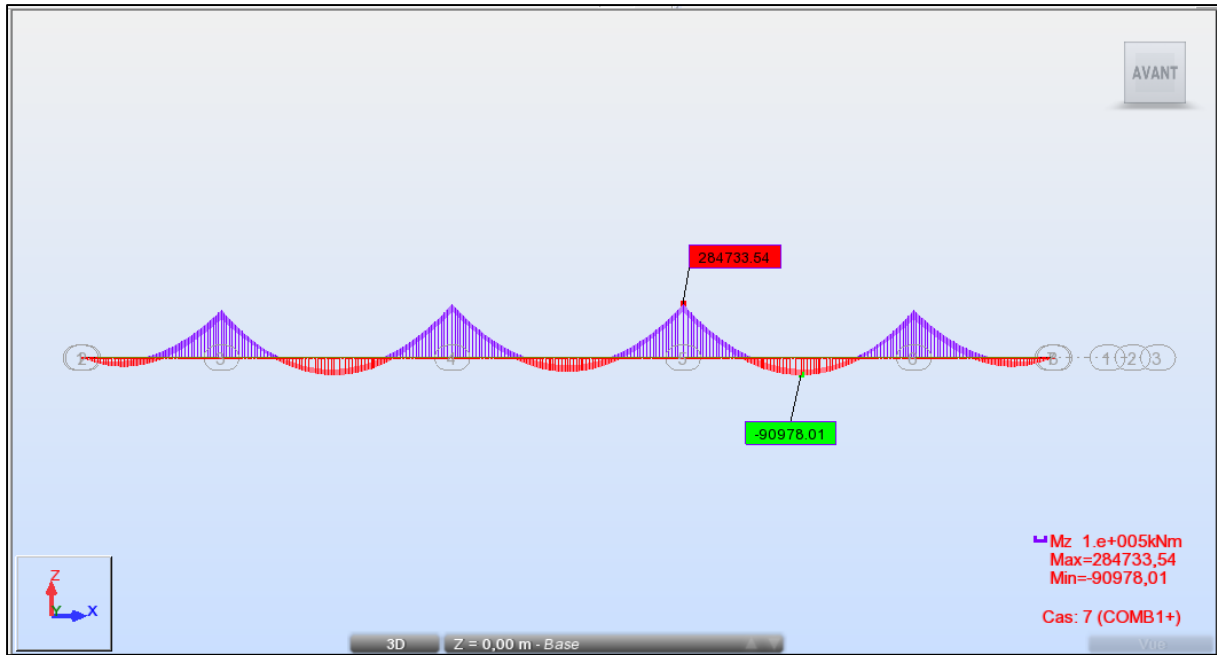
Annexes B.24. Moment fléchissant sous la combinaison G+Mc120.



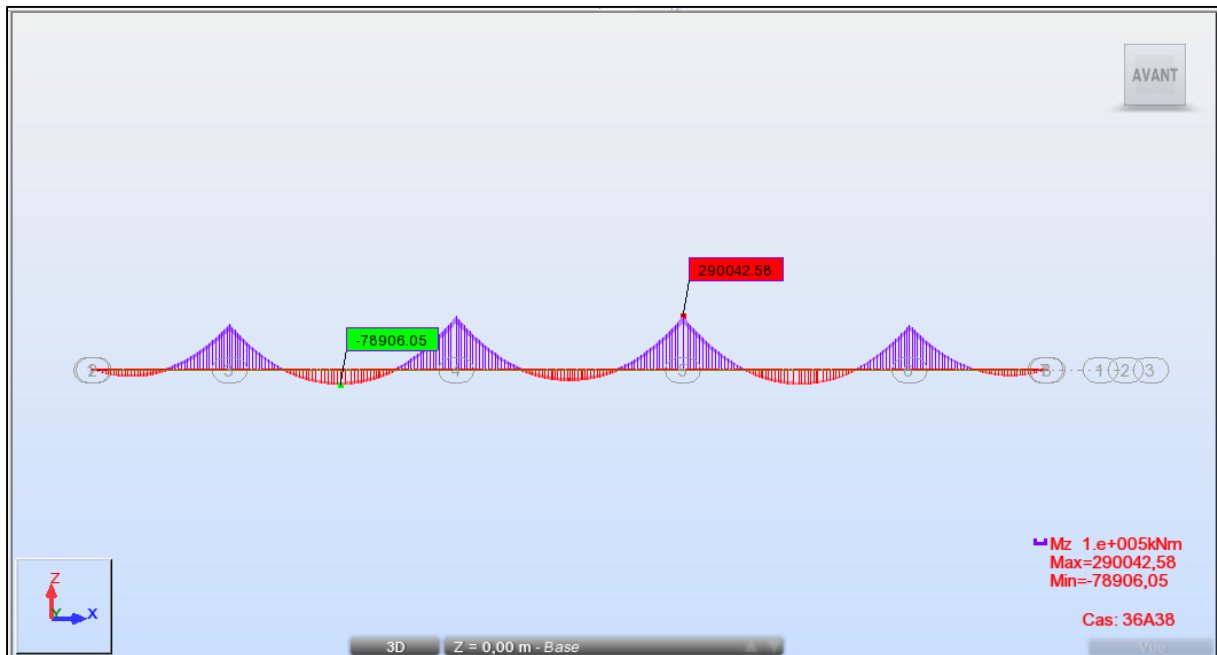
Annexes B.25. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,6Bc.



Annexes B.26. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,6Bt.



Annexes B.27. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,35D240.



Annexes B.28. Moment fléchissant sous la combinaison 1,35G+1,35Mc120.



ANNEXES C

TABLEAUX DE CALCUL

ENSTP 2017-2018

ANNEXES C

Annexes C.1. Evaluation de l'effort de freinage du système de chargement A(L).

Cas de charge	L (m)	A(L) (KN/m ²)	F en fonction den° des voies chargées (KN)			
			1 voie	2 voies	3 voies	4 voies
Cas 1	45	8,62	59,12	115,48	169,24	220,60
Cas 2	75	6,44	72,47	139,45	201,54	259,25
Cas 3	120	5,03	88,46	166,65	236,27	298,65
Cas 4	90	5,83	78,13	149,26	214,29	273,97
Cas 5	150	4,52	97,95	182,10	255,17	319,22
Cas 6	195	4,04	111,21	202,87	279,71	345,07
Cas 7	225	3,82	119,55	215,49	294,19	359,90
Cas 8	165	4,33	102,49	189,30	263,79	328,40
Cas 9	270	3,58	131,47	232,97	313,70	379,44
Cas 10	240	3,73	123,60	221,50	300,96	366,74
Cas 11	315	3,40	142,79	248,99	331,07	396,41

Annexes C.2. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bc.

Cas de Charge	L(m)	Gtot (KN)	δ en voies chargées			
			1 voie	2 voies	3 voies	4 voies
cas 1	45	26910,8	1,04	1,05	1,05	1,05
cas 2	75	35880,3	1,03	1,03	1,03	1,03
cas 3	120	49035,05	1,02	1,02	1,02	1,02
cas 4	90	41009,8	1,02	1,03	1,03	1,03
cas 5	150	58004,55	1,01	1,02	1,02	1,02
cas 6	195	127308,05	1,01	1,01	1,01	1,01
cas 7	225	80128,8	1,01	1,01	1,01	1,01
cas 8	165	62189,8	1,01	1,01	1,02	1,02
cas 9	270	93283,55	1,01	1,01	1,01	1,01
cas 10	240	84314,05	1,01	1,01	1,01	1,01
cas 11	315	106438,3	1,01	1,01	1,01	1,01

Annexes C.3. Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Bt.

Cas de Charge	L(m)	Gtot (KN)	δ en voies chargées	
			1 tandem	2 tandems
cas 1	45	26910,8	1,04	1,04
cas 2	75	35880,3	1,03	1,03
cas 3	120	49035,05	1,02	1,02

Cas de Charge	L(m)	Gtot (KN)	δ en voies chargées	
			1 tandem	2 tandems
cas 4	90	41009,8	1,02	1,02
cas 5	150	58004,55	1,01	1,01
cas 6	195	127308,05	1,01	1,01
cas 7	225	80128,8	1,01	1,01
cas 8	165	62189,8	1,01	1,01
cas 9	270	93283,55	1,01	1,01
cas 10	240	84314,05	1,01	1,01
cas 11	315	106438,3	1,01	1,01

Annexes C.4.Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Mc120.

Cas de Charge	cas1	cas2	cas3	cas4	cas5	cas6	cas7	cas8	cas9	cas10	cas11
L(m)	45	75	120	90	150	195	225	165	270	240	315
δ Mc120	1,05	1,03	1,02	1,03	1,02	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01

Annexes C.5.Coefficients de majoration dynamique pour un système de charge Br.

Cas de Charge	cas1	cas2	cas3	cas4	cas5	cas6	cas7	cas8	cas9	cas10	cas11
L(m)	45	75	120	90	150	195	225	165	270	240	315
δ Br	1,04	1,03	1,02	1,02	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01

Annexes C.6. Vérification du nombre des câbles de précontraint avec les moments sur chaque voussoir.

Voussoirs	x	M	V'	V	I	S	e	p	p	N retenus
Axe VSP	0	274061,8	2,69	2,1081	50,0177	14,257	1,9581	75659,95	39,65	40
Fin VSP	3,5	226926,15	2,57	2,1081	50,0177	14,257	1,9581	62647,26	32,83	34
Fin V01	7,65	177337,06	2,34	1,8275	37,0843	13,369	1,6775	55497,19	29,09	30
Fin V02	11,8	134282,65	2,16	1,5874	27,6206	12,572	1,4374	47593,44	24,94	26
Fin V03	15,95	97445,25	2	1,3862	20,7881	11,872	1,2362	38986,95	20,43	22
Fin V04	20,1	66452,47	1,86	1,2253	16,0223	11,287	1,0753	29748,75	15,59	16
Fin V05	24,25	41017,92	1,76	1,1021	12,7862	10,821	0,9521	20262,83	10,62	12
Fin V06	28,4	20936,89	1,69	1,016	10,7724	10,4856	0,866	11153,42	5,85	6
Fin V07	32,55	5935,39	1,65	0,965	9,5897	10,2729	0,815	3330,09	1,75	2
Fin V08	36,7	0	2,69	0,9485	9,2427	10,212	0,7985	0,00	0,00	0

Annexes C.7. Pertes dues aux frottements (Mpa).

X	Câbles	L	θ_1	θ_2	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
3,5	C1	3,50	0,141	-	53,65	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,5	C2	3,50	0,141	-	53,65	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3,50	C3	3,50	0,141	-	53,65	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,65	C4	4,15	0,200	-	86,23	72,22	-	-	-	-	-	-	-	-
7,65	C5	4,15	0,202	-	86,76	72,76	-	-	-	-	-	-	-	-
7,65	C6	4,15	0,202	-	86,76	72,76	-	-	-	-	-	-	-	-
11,80	C7	4,15	0,204	0,146	103,78	89,96	57,60	-	-	-	-	-	-	-
11,80	C8	4,15	0,204	0,146	103,78	89,96	57,60	-	-	-	-	-	-	-
15,95	C9	4,15	0,277	0,172	138,55	125,09	108,96	64,68	-	-	-	-	-	-
15,95	C10	4,15	0,277	0,172	138,55	125,09	108,96	64,68	-	-	-	-	-	-
20,10	C11	4,15	0,000	0,000	82,71	68,66	51,81	34,76	17,49	-	-	-	-	-
20,10	C12	4,15	0,000	0,000	82,71	68,66	51,81	34,76	17,49	-	-	-	-	-
24,25	C13	4,15	0,000	0,000	99,17	85,30	68,66	51,81	34,76	17,49	-	-	-	-
24,25	C14	4,15	0,000	0,000	99,17	85,30	68,66	51,81	34,76	17,49	-	-	-	-
28,40	C15	4,15	0,000	0,000	115,43	101,73	85,30	68,66	51,81	34,76	17,49	-	-	-
28,40	C16	4,15	0,000	0,000	115,43	101,73	85,30	68,66	51,81	34,76	17,49	-	-	-
32,55	C17	4,15	0,000	0,000	131,49	117,96	101,73	85,30	68,66	51,81	34,76	17,49	-	-
32,55	C18	4,15	0,000	0,000	131,49	117,96	101,73	85,30	68,66	51,81	34,76	17,49	-	-
36,70	C19	4,15	0,000	0,000	147,35	133,98	117,96	101,73	85,30	68,66	51,81	34,76	17,49	-
36,70	C20	4,15	0,000	0,000	147,35	133,98	117,96	101,73	85,30	68,66	51,81	34,76	17,49	-

Voussoirs	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
Moyenne	102,882	97,83	84,57	67,82	51,60	43,18	34,69	26,12	17,49	0

Annexes C.8. Pertes dues au recul d'encrage (Mpa).

Câbles	X	L	θ	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
C1	3,50	7,00	0,14	0,01	6,18	53,34	122,88	-	-	-	-	-	-	-	-
C2	3,50	7,00	0,14	0,01	6,18	53,34	122,88	-	-	-	-	-	-	-	-
C3	3,50	7,00	0,14	0,01	6,18	53,34	122,88	-	-	-	-	-	-	-	-
C4	7,65	15,30	0,20	0,01	6,92	-	43,96	109,82	-	-	-	-	-	-	-
C5	7,65	15,30	0,202	0,01	6,90	-	43,91	110,08	-	-	-	-	-	-	-
C6	7,65	15,30	0,202	0,01	6,90	-	43,91	110,08	-	-	-	-	-	-	-
C7	11,80	23,60	0,20	0,0047	7,54	-	-	45,32	100,82	-	-	-	-	-	-
C8	11,80	23,60	0,20	0,0047	7,54	-	-	45,32	100,82	-	-	-	-	-	-
C9	15,95	31,90	0,28	0,0047	7,54	-	-	-	45,31	100,85	-	-	-	-	-
C10	15,95	31,90	0,28	0,0047	7,54	-	-	-	45,31	100,85	-	-	-	-	-
C11	20,10	40,20	-	0,00	9,47	-	-	33,47	68,66	103,86	80,28	-	-	-	-
C12	20,10	40,20	-	0,00	9,47	-	-	33,47	68,66	103,86	80,28	-	-	-	-
C13	24,25	48,50	-	0,00	9,47	-	-	-	33,47	68,66	45,09	80,28	-	-	-
C14	24,25	48,50	-	0,00	9,47	-	-	-	33,47	68,66	45,09	80,28	-	-	-
C15	28,40	56,80	-	0,00	9,47	-	-	-	-	-	9,90	45,09	80,28	-	-
C16	28,40	56,80	-	0,00	9,47	-	-	-	-	-	9,90	45,09	80,28	-	-
C17	32,55	65,10	-	0,00	9,47	-	-	-	-	-	-	9,90	45,09	80,28	-
C18	32,55	65,10	-	0,00	9,47	-	-	-	-	-	-	9,90	45,09	80,28	-

Câbles	X	L	θ	k	d	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
C19	36,70	73,40	-	0,00	9,47	-	-	-	-	-	-	-	9,90	45,09	80,28
C20	36,70	73,40	-	0,00	9,47	-	-	-	-	-	-	-	9,90	45,09	80,28
Moyenne						8,00	25,02	28,68	35,47	45,56	33,82	45,09	45,09	62,68	80,28

Annexes C.9. Pertes dues au non simultan  t   de la mise en tension.

Voussoirs	N�� de câbles	e Moy (m)	M _G (MN.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	$\sigma\text{-}\sigma_{(f+g)}$ (Mpa)	Pertes (Mpa)	En (%)
Axe VSP	40	1,95	190,37	50,02	14,26	1060,00	9,85	0,70
FIN VSP	40	1,91	153,66	50,02	14,26	1060,00	13,35	0,94
FIN V1	34	1,62	115,82	37,08	13,37	1060,00	11,60	0,82
FIN V2	28	1,40	83,86	27,62	12,57	1060,00	10,01	0,71
FIN V3	24	1,19	57,50	20,79	11,87	1060,00	9,76	0,69
FIN V4	20	1,08	36,39	16,02	11,29	1060,00	9,75	0,69
FIN V5	16	0,95	20,28	12,79	10,82	1060,00	9,17	0,65
FIN V6	12	0,87	8,99	10,77	10,49	1060,00	8,07	0,57
FIN V7	8	0,82	2,25	9,59	10,27	1060,00	6,21	0,44
FIN V8	4	0,80	0,00	9,24	10,21	1060,00	3,36	0,24

Annexes C.10. Pertes dues au fluage.

Voussoirs	N�� de câbles	e Moy (m)	M _G (MN.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	$\sigma\text{-}\sigma_{ins}$	Pertes Moy (MPa)	En (%)
Axe VSP	40	1,9496	190,365	50,0177	14,257	1060,00	49,27	3,49
FIN VSP	40	1,9121	153,656	50,0177	14,257	1060,00	66,76	4,72
FIN V1	34	1,6235	115,816	37,0843	13,369	1060,00	57,99	4,10

Voussoirs	N° de câbles	e Moy (m)	Mg(MN.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	$\sigma\text{-}\sigma_{ins}$	Pertes Moy (MPa)	En (%)
FIN V2	28	1,4014	83,859	27,6206	12,572	1060,00	50,07	3,54
FIN V3	24	1,1942	57,498	20,7881	11,872	1060,00	48,78	3,45
FIN V4	20	1,0753	36,393	16,0223	11,287	1060,00	48,74	3,45
FIN V5	16	0,9521	20,284	12,7862	10,821	1060,00	45,87	3,25
FIN V6	12	0,866	8,986	10,7724	10,4856	1060,00	40,33	2,85
FIN V7	8	0,815	2,248	9,5897	10,2729	1060,00	31,05	2,20
FIN V8	4	0,7985	0	9,2427	10,212	1060,00	16,81	1,19

Annexes C.11. Pertes dues au relaxation des cables.

Voussoirs	N° de câbles	σ_{pi} (MPa)	μ	μ_0	Pertes Moy(MPa)	En (%)
Axe VSP	40	1292,59	0,732	0,43	58,49	4,14
FIN VSP	40	1277,13	0,723	0,43	56,11	3,97
FIN V1	34	1288,48	0,729	0,43	57,85	4,09
FIN V2	28	1300,03	0,736	0,43	59,64	4,22
FIN V3	24	1306,41	0,739	0,43	60,65	4,29
FIN V4	20	1326,59	0,751	0,43	63,85	4,52
FIN V5	16	1324,38	0,750	0,43	63,50	4,49
FIN V6	12	1334,05	0,755	0,43	65,06	4,60
FIN V7	8	1326,95	0,751	0,43	63,91	4,52
FIN V8	4	1329,69	0,753	0,43	64,35	4,55

Annexes C.12. Pertes totales.

Voussoirs	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8
PERTES DIFFEREES	9,623	10,721	10,203	9,748	9,716	9,902	9,679	9,378	8,654	7,673
PERTES INSTANTANES	8,543	9,637	8,834	8,017	7,565	6,137	6,294	5,609	6,112	5,918
Total (%)	18,17	20,36	19,04	17,77	17,28	16,04	15,97	14,99	14,77	13,59

Annexes C.13. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont à vide.

Voussoirs	X (m)	M (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e _f (m)	e _c (m)	σ _{Sup} (MPa)	σ _{Inf} (MPa)	Obs
début VC01			-		-	-	10,21	9,24	0,95	1,65	-	-	-	-	✓
début VC02	3,70	- 8,98	-	2	-	4,05	10,21	9,24	0,95	1,65	-	1,44	0,72	- 0,16	✓
début VSC C01-P01	7,40	-16,42	-	6	-	12,16	10,21	9,24	0,95	1,65	-	1,48	1,03	1,47	✓
début V01	9,00	-18,36	-	10	-	20,26	10,21	9,24	0,95	1,65	-	1,48	0,79	4,07	✓
début V02	13,15	-19,82	4	10	8,10	20,26	10,27	9,59	0,97	1,67	0,82	1,47	2,42	3,36	✓
début V03	17,30	-16,13	8	10	16,21	20,26	10,49	10,98	1,05	1,68	0,90	1,48	3,56	3,35	✓
début V04	21,45	- 7,22	12	10	24,31	20,26	10,82	12,79	1,10	1,81	0,95	1,56	4,02	4,29	✓
début V05	25,60	7,16	16	6	32,42	12,16	11,29	16,02	1,23	1,92	1,08	1,61	4,57	2,98	✓
début V06	29,75	27,20	20	2	40,52	4,05	11,87	20,79	1,39	2,07	1,24	1,34	4,92	2,01	✓
début V07	33,90	53,13	24	-	48,63	-	12,57	27,62	1,59	2,25	1,44	-	4,83	2,50	✓
début V08	38,05	85,31	28	-	56,73	-	13,37	37,08	1,83	2,46	1,68	-	4,73	3,59	✓
début VSP P1	42,20	124,01	34	-	68,89	-	14,26	50,02	2,11	2,69	1,96	-	5,29	4,25	✓
AXE VSP P1	45,70	161,92	40	-	81,04	-	14,26	50,02	2,11	2,69	1,95	-	5,52	5,90	✓

Voussoirs	X (m)	M (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e _f (m)	e _c (m)	σ _{Sup} (MPa)	σ _{Inf} (MPa)	Obs
début V09	49,20	121,05	40	-	81,04	-	14,26	50,02	2,11	2,69	1,91	-	7,11	3,86	✓
début V10	53,35	78,85	34	-	68,89	-	13,37	37,08	1,83	2,46	1,62	-	6,78	2,97	✓
début V11	57,50	43,17	28	-	56,73	-	12,57	27,62	1,59	2,25	1,40	-	6,60	1,55	✓
début V12	61,65	13,73	24	-	48,63	-	11,87	20,79	1,39	2,07	1,19	-	7,05	-0,33	✓
début V13	65,80	- 9,81	20	4	40,52	8,10	11,29	16,02	1,23	1,92	1,08	1,64	7,37	-0,50	✓
début V14	69,95	-27,70	16	8	32,42	16,21	10,82	12,79	1,10	1,81	0,95	1,53	7,41	-0,28	✓
début V15	74,10	-40,11	12	12	24,31	24,31	10,49	10,98	1,05	1,68	0,87	1,40	7,23	0,49	✓
début V16	78,25	-47,31	8	16	16,21	32,42	10,27	9,59	0,97	1,67	0,82	1,39	6,29	2,04	✓
début VSC P01-P02	82,40	-49,35	4	20	8,10	40,52	10,21	9,24	0,95	1,65	0,80	1,42	4,57	5,10	✓
début V17	84,00	-48,76	-	20	-	40,52	10,21	9,24	0,95	1,65	-	1,42	3,05	5,57	✓
début V18	88,15	-43,65	4	20	8,10	40,52	10,27	9,59	0,97	1,67	0,82	1,38	4,17	5,71	✓
début V19	92,30	-33,38	8	16	16,21	32,42	10,49	10,98	1,05	1,68	0,90	1,36	5,02	4,02	✓
début V20	96,45	-17,89	12	12	24,31	24,31	10,82	12,79	1,10	1,81	0,95	1,40	5,10	3,50	✓
début V21	100,60	3,07	16	8	32,42	16,21	11,29	16,02	1,23	1,92	1,08	1,39	5,02	3,20	✓
début V22	104,75	29,68	20	4	40,52	8,10	11,87	20,79	1,39	2,07	1,24	1,22	4,80	3,05	✓
début V23	108,90	62,20	24	-	48,63	0,00	12,57	27,62	1,59	2,25	1,44	-	4,31	3,24	✓
début V24	113,05	100,95	28	-	56,73	0,00	13,37	37,08	1,83	2,46	1,68	-	3,96	4,63	✓
début VSP P2	117,20	146,22	34	-	68,89	0,00	14,26	50,02	2,11	2,69	1,96	-	4,35	5,44	✓
AXE VSP P2	120,70	189,68	40	-	81,04	0,00	14,26	50,02	2,11	2,69	1,95	-	4,35	7,39	✓
début V25	124,20	147,52	40	-	81,04	0,00	14,26	50,02	2,11	2,69	1,91	-	6,00	5,28	✓

Voussoirs	X (m)	M (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	S (m ²)	I (m ⁴)	v (m)	v' (m)	e _f (m)	e _c (m)	σ _{Sup} (MPa)	σ _{Inf} (MPa)	Obs
début V26	128,35	103,78	34	-	68,89	0,00	13,37	37,08	1,83	2,46	1,62	-	5,55	4,62	✓
début V27	132,50	66,56	28	-	56,73	0,00	12,57	27,62	1,59	2,25	1,40	-	5,26	3,46	✓
début V28	136,65	35,58	24	-	48,63	0,00	11,87	20,79	1,39	2,07	1,19	-	5,60	1,85	✓
début V29	140,80	10,51	20	4	40,52	8,10	11,29	16,02	1,23	1,92	1,08	1,64	5,82	1,94	✓
début V30	144,95	- 8,91	16	8	32,42	16,21	10,82	12,79	1,10	1,81	0,95	1,53	5,79	2,37	✓
début V31	149,10	-22,87	12	12	24,31	24,31	10,49	10,98	1,05	1,68	0,87	1,40	5,57	3,14	✓
début V32	153,25	-31,60	8	16	16,21	32,42	10,27	9,59	0,97	1,67	0,82	1,39	4,71	4,77	✓
début VSC P01-P02	157,40	-35,18	4	20	8,10	40,52	10,21	9,24	0,95	1,65	0,80	1,42	3,11	7,63	✓
début V33	159,00	-35,18	-	20	-	40,52	10,21	9,24	0,95	1,65	-	1,42	1,65	8,00	✓
début V34	163,15	-31,60	4	20	8,10	40,52	10,27	9,59	0,97	1,67	0,82	1,38	2,96	7,81	✓
début V35	167,30	-22,87	8	16	16,21	32,42	10,49	10,98	1,05	1,68	0,90	1,36	4,01	5,64	✓
début V36	171,45	- 8,91	12	12	24,31	24,31	10,82	12,79	1,10	1,81	0,95	1,40	4,33	4,76	✓
début V37	175,60	10,51	16	8	32,42	16,21	11,29	16,02	1,23	1,92	1,08	1,39	4,45	4,09	✓
début V38	179,75	35,58	20	4	40,52	8,10	11,87	20,79	1,39	2,07	1,24	1,22	4,40	3,64	✓
début V39	183,90	66,56	24	-	48,63	0,00	12,57	27,62	1,59	2,25	1,44	-	4,06	3,60	✓
début V40	188,05	103,78	28	-	56,73	0,00	13,37	37,08	1,83	2,46	1,68	-	3,82	4,81	✓
début VSP P3	192,20	147,52	34	-	68,89	0,00	14,26	50,02	2,11	2,69	1,96	-	4,30	5,51	✓
AXE VSP P3	195,70	189,68	40	-	81,04	0,00	14,26	50,02	2,11	2,69	1,95	-	4,35	7,39	✓

Annexes C.14. Contraintes des fibres extrêmes dans la phase de service : Etat pont en service.

Voussoirs	X (m)	M ₁ (MN.m)	M ₂ (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	e _f (m)	e _c (m)	σ _{Sup-1} (MPa)	σ _{Inf-1} (MPa)	σ _{Sup-2} (MPa)	σ _{Inf-2} (MPa)	Obs
début VC 01	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	✓
début VC 02	3,70	-6,29	-14,80	-	2	-	4,05	-	1,44	0,44	0,32	2,68	-1,20	✓
début VSC C01-P01	7,40	-10,42	-28,11	-	6	-	12,16	-	1,48	0,41	2,55	2,64	-0,61	✓
début V 01	9,00	-8,68	-32,13	-	10	-	20,26	-	1,48	-0,21	5,80	2,77	1,61	✓
début V 02	13,15	-37,69	-37,69	4	10	8,10	20,26	0,82	1,47	0,55	6,59	4,21	0,25	✓
début V 03	17,30	-36,22	-1,27	8	10	16,21	20,26	0,90	1,48	0,92	7,57	5,48	0,05	✓
début V 04	21,45	-27,66	11,36	12	10	24,31	20,26	0,95	1,56	0,86	9,47	5,78	0,19	✓
début V 05	25,60	-11,76	29,45	16	6	32,42	12,16	1,08	1,61	1,05	8,51	6,01	-1,20	✓
début V 06	29,75	11,66	53,20	20	2	40,52	4,05	1,24	1,34	1,21	7,56	5,95	-1,87	✓
début V 07	33,90	39,75	82,85	24	-	48,63	-	1,44	-	1,06	7,85	5,60	-0,88	✓
début V 08	38,05	74,48	118,75	28	-	56,73	-	1,68	-	0,99	8,62	5,26	0,57	✓
début VSP P 01	42,20	116,68	161,16	34	-	68,89	-	1,96	-	1,99	8,45	5,60	1,58	✓
AXE VSP P 1	45,70	202,20	202,20	40	-	81,04	-	1,95	-	3,82	8,06	7,35	3,46	✓
début V 09	49,20	152,30	118,53	40	-	81,04	-	1,91	-	5,80	5,54	8,94	3,72	✓
début V 10	53,35	100,56	77,66	34	-	68,89	-	1,62	-	5,71	4,41	8,53	2,89	✓
début V 11	57,50	56,43	43,32	28	-	56,73	-	1,40	-	5,84	2,63	8,52	1,56	✓
début V 12	61,65	24,19	9,80	24	-	48,63	-	1,19	-	6,36	0,72	9,12	-0,72	✓
début V 13	65,80	-0,50	-17,24	20	4	40,52	8,10	1,08	1,64	6,66	0,62	9,75	-1,40	✓

Voussoirs	X (m)	M ₁ (MN.m)	M ₂ (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	e _f (m)	e _c (m)	σ ^{Sup-1} (MPa)	σ ^{Inf-1} (MPa)	σ ^{Sup-2} (MPa)	σ ^{Inf-2} (MPa)	Obs
début V 14	69,95	-19,53	-40,90	16	8	32,42	16,21	0,95	1,53	6,70	0,87	9,99	-2,15	✓
début V 15	74,10	-33,10	-57,69	12	12	24,31	24,31	0,87	1,40	6,56	1,57	9,89	-2,20	✓
début V 16	78,25	-40,49	-67,86	8	16	16,21	32,42	0,82	1,39	5,60	3,23	8,72	-1,54	✓
début VSC P01-P02	82,40	-71,48	-71,48	4	20	8,10	40,52	0,80	1,42	3,62	6,76	6,84	1,15	✓
début V 17	84,00	-71,12	-40,09	-	20	-	40,52	-	1,42	1,50	8,27	5,34	1,51	✓
début V 18	88,15	-65,65	-33,64	4	20	8,10	40,52	0,82	1,38	2,00	9,47	6,38	0,93	✓
début V 19	92,30	-53,63	-22,04	8	16	16,21	32,42	0,90	1,36	2,32	8,34	6,96	-0,93	✓
début V 20	96,45	-34,98	-5,21	12	12	24,31	24,31	0,95	1,40	2,09	8,44	6,58	-1,56	✓
début V 21	100,60	-9,48	17,08	16	8	32,42	16,21	1,08	1,39	1,81	8,23	5,98	-1,38	✓
début V 22	104,75	23,08	45,02	20	4	40,52	8,10	1,24	1,22	1,41	8,12	5,24	-0,86	✓
début V 23	108,90	59,57	80,52	24	-	48,63	-	1,44	-	0,57	8,54	4,46	0,05	✓
début V 24	113,05	97,17	127,31	28	-	56,73	-	1,68	-	-0,02	9,97	4,14	1,89	✓
début VSP P 02	117,20	141,29	181,59	34	-	68,89	-	1,96	-	0,68	10,13	4,56	2,80	✓
AXE VSP P 2	120,70	233,42	233,42	40	-	81,04	-	1,95	-	2,51	9,74	6,36	4,79	✓
début V 25	124,20	182,77	142,00	40	-	81,04	-	1,91	-	4,51	7,18	8,05	4,99	✓
début V 26	128,35	129,89	98,73	34	-	68,89	-	1,62	-	4,26	6,35	7,61	4,28	✓
début V 27	132,50	89,34	61,97	28	-	56,73	-	1,40	-	3,95	5,31	7,34	3,08	✓
début V 28	136,65	56,08	30,34	24	-	48,63	-	1,19	-	4,23	3,90	7,91	1,33	✓
début V 29	140,80	28,73	0,85	20	4	40,52	8,10	1,08	1,64	4,42	4,13	8,31	0,78	✓
début V 30	144,95	7,03	-22,05	16	8	32,42	16,21	0,95	1,53	4,41	4,62	8,34	0,51	✓
début V 31	149,10	-9,20	-38,53	12	12	24,31	24,31	0,87	1,40	4,26	5,24	8,07	0,73	✓

Voussoirs	X (m)	M ₁ (MN.m)	M ₂ (MN.m)	n C F	n C C	P F (MN)	P C (MN)	e _f (m)	e _c (m)	σ _{Sup-1} (MPa)	σ _{Inf-1} (MPa)	σ _{Sup-2} (MPa)	σ _{Inf-2} (MPa)	Obs
début V 32	153,25	-20,21	-48,86	8	16	16,21	32,42	0,82	1,39	3,56	6,76	6,87	1,77	✓
début VSC P01-P02	157,40	-26,07	-53,09	4	20	8,10	40,52	0,80	1,42	2,18	9,26	4,95	4,43	✓
début V 33	159,00	-53,09	-53,09	-	20	-	40,52	-	1,42	3,49	4,80	0,68	4,80	✓
début V 34	163,15	-48,86	-25,65	4	20	8,10	40,52	0,82	1,38	4,69	4,80	1,71	8,84	✓
début V 35	167,30	-38,53	-19,19	8	16	16,21	32,42	0,90	1,36	5,52	3,23	2,54	6,20	✓
début V 36	171,45	-22,05	-7,52	12	12	24,31	24,31	0,95	1,40	5,46	2,91	2,37	4,96	✓
début V 37	175,60	0,85	13,83	16	8	32,42	16,21	1,08	1,39	5,19	2,93	1,98	4,49	✓
début V 38	179,75	29,24	42,79	20	4	40,52	8,10	1,24	1,22	4,83	3,00	1,54	4,36	✓
début V 39	183,90	61,12	78,49	24	-	48,63	-	1,44	-	4,37	3,15	0,92	4,57	✓
début V 40	188,05	96,06	121,25	28	-	56,73	-	1,68	-	4,20	4,30	0,49	5,97	✓
début VSP P 3	192,20	137,52	171,37	34	-	68,89	-	1,96	-	4,72	4,97	10,52	6,79	✓
AXE VSP P3	195,70	219,55	219,55	40	-	81,043	-	1,95	-	3,09	9,00	12,34	9,00	✓

Annexes C.15. Evaluation des efforts agissants sur la culée

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux F_v	Efforts horizontaux FH	levier $\langle v \rangle$ (m)	levier $\langle h \rangle$ (m)	Mr (kN.m)
Mur frontal	5343.83	-	-	0.00	0.00
Mur garde grève	901.02	-	-	1.35	
Dalle de transition	780.00	-	-	3.11	
Poussée des terres	-	3890.70	3.33		12969.00
Poids des surcharges	-	157.30		3.11	
Poussée des surcharges	-	51.88	9.70		503.20

Somme	7024.85	4099.87	-	-	13472.20
-------	---------	---------	---	---	----------

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux F_v	Efforts horizontaux FH	levier $\langle v \rangle$ (m)	levier $\langle h \rangle$ (m)	Mr (kN.m)
Gmax tablier	10650.42	-	-	0.25	2662.61
A(l) 4 V	1823.85	-	-	0.25	455.96
D240	1794.69	-	-	0.25	448.67
BC 4V	1525.38	-	-	0.25	381.35

Sollicitation Désignation	Efforts verticaux F _v	Efforts horizontaux FH	levier <v> (m)	levier <h> (m)	Mr (kN.m)
BT 4V	807.00	-	-	0.25	201.75
MC 120	1087.67	-	-	0.25	271.92
freinage bc		50.12	6.70		335.80
freinage A(l) 4v		66.22	6.70		443.67
Fflv (Retrait + fluage)		222.59	6.70		1491.35

Annexes C.16. Combinaisons de charges agissantes sur la culée

Cas	Comb	N	T	M (KN.m)
ELS max	G + 1,2 (A(l) 4 VOIES	19863.89	4401.93	14570.93
	G + D240	19469.96	4322.46	13940.04
	G + 1.2 BC 4 v	19505.72	4382.61	14351.94
	G + 1.2 bt 4v	18643.67	4322.46	13693.12
	G + MC 120	18762.94	4322.46	13763.28
ELU max	1.35 G + 1.6 A(l) 4v	26779.77	5941.28	16058.24
	1.35 G + 1.35D 240	26284.44	5835.32	15224.53
	1.35G + 1.6 BC 4 v	26302.22	5915.52	15766.26
	1.35G + 1.6 bt 4v	25152.81	5835.32	14941.63
	1.35G + 1.35MC 120	25329.97	5835.32	14985.91

Annexes C.17.Charges agissant sur la culée

Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux H (KN)	Efforts verticaux V (KN)	<v> (m)	< h > (m)	Moment renversant (kN.m)	Moment stabilisant (KN.m)
Semelle	cas n°1	7612.50	0.00	7612.50	1.00	5.25	0.00	39965.63
	cas n°2		913.50	7886.55			913.50	41404.39
	cas n°3		913.50	7612.50			913.50	39965.63
	cas n°4		913.50	7338.45			913.50	38526.86
Mur frontal	cas n°1	5343.83	0.00	5343.83	5.35	3.65	0.00	14161.15
	cas n°2		641.26	5536.21			3430.74	14670.95
	cas n°3		641.26	5343.83			3430.74	14161.15
	cas n°4		641.26	5151.45			3430.74	13651.35
Mur de garde grève	cas n°1	901.02	0.00	901.02	10.11	5.00	0.00	4505.09
	cas n°2		108.12	901.02			1093.12	4505.09
	cas n°3		108.12	901.02			1093.12	4505.09
	cas n°4		108.12	1501.70			1093.12	7508.48
Mur en retour	cas n°1	2313.51	0.00	2313.51	7.71	8.34	0.00	19294.68
	cas n°2		277.62	2396.80			2140.46	19989.29
	cas n°3		277.62	2313.51			2140.46	19294.68
	cas n°4		277.62	2230.22			2140.46	18600.07

Dalle de transition	cas n°1	10140.00	0.00	10140.00	10.90	7.74	0.00	78437.97
	cas n°2		1216.80	10505.04			13263.12	81261.74
	cas n°3		1216.80	10140.00			13263.12	78437.97
	cas n°4		1216.80	9774.96			13263.12	75614.20
Poids des terres	cas n°1	12467.55	0.00	12467.55	6.70	6.49	0.00	80909.40
	cas n°2		1496.11	12916.38			10026.30	83822.14
	cas n°3		1496.11	12467.55			10026.30	80909.40
	cas n°4		1496.11	12018.72			10026.30	77996.66
P semelle	cas n°1	-	1566.96	-	0.67	-	1044.64	-
	cas n°2		1984.74				1323.16	
	cas n°3		1930.07				1286.71	
	cas n°4		1875.42				1250.28	
Poussée mur garde grève + mur frontal	cas n°1	-	3932.41	-	5.33	-	20972.85	-
	cas n°2		4980.85				26564.55	
	cas n°3		4843.66				25832.86	
	cas n°4		4706.52				25101.42	
Poids des surcharges	cas n°1	655.00	0.00	655.00	12.00	7.38	0.00	4833.90
	cas n°2		78.60	678.58			943.20	5007.92
	cas n°3		78.60	655.00			943.20	4833.90
	cas n°4		78.60	631.42			943.20	4659.88
Poussé sur mf et mgg	cas n°1	-	305.85	-	4.21	-	1287.65	-
	cas n°2	-	373.94	-		-	1574.28	-
	cas n°3	-	376.73	-		-	1586.03	-
	cas n°4	-	379.73	-		-	1598.67	-

Annexes C.18. Charges sur culée dus au tablier

	P (KN.m)	H (KN)	v (m)	h (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)
Gmax tablier	10650.42	-	-	3.40	36211.43	0.00
A(l) 4 V	1823.85	-	-	3.40	6201.09	0.00
D240	1794.69	-	-	3.40	6101.95	0.00
BC 4V	1525.38	-	-	3.40	5186.29	-
BT 4V	807	-	-	3.40	3698.08	-
MC 120	1087.67	-	-	3.40	3698.08	-
freinage bc	-	50.12	8.70	-	-	436.04
freinage A(l) 4v	-	66.22	8.70	-	-	576.11
Fflv (Retrait + fluage)	-	222.59	8.70	-	-	1936.53
Séisme	-	993.78	8.70	-	-	8645.89



ANNEXES D
PROGRAMME DE
CALCUL SÉISMIQUE

ENSTP 2017-2018

----- Détermination des déplacements des masses nodale -----

```
[X,w2]=spec(K/M);
for i=1:n
V1(i)=X(i,1);
V2(i)=X(i,2);
V3(i)=X(i,3);
V4(i)=X(i,4);
V5(i)=X(i,5);
V6(i)=X(i,6);
V7(i)=X(i,7);
V8(i)=X(i,8);
V9(i)=X(i,9);
V10(i)=X(i,10);
V11(i)=X(i,11);
end
w=sqrt(w2);
disp('La matrice des pulsations');
disp(w);
V=X;
disp('La matrice des modes propres');
disp(V);
Vt=mtlb_0(V);
disp('La masse généralisé');
MG=Vt*M*V;
disp(MG);
disp('Le facteur de participation');
for i=1:n
    Nu(i)=1
end
Li=Vt*M*Nu;
disp(Li);

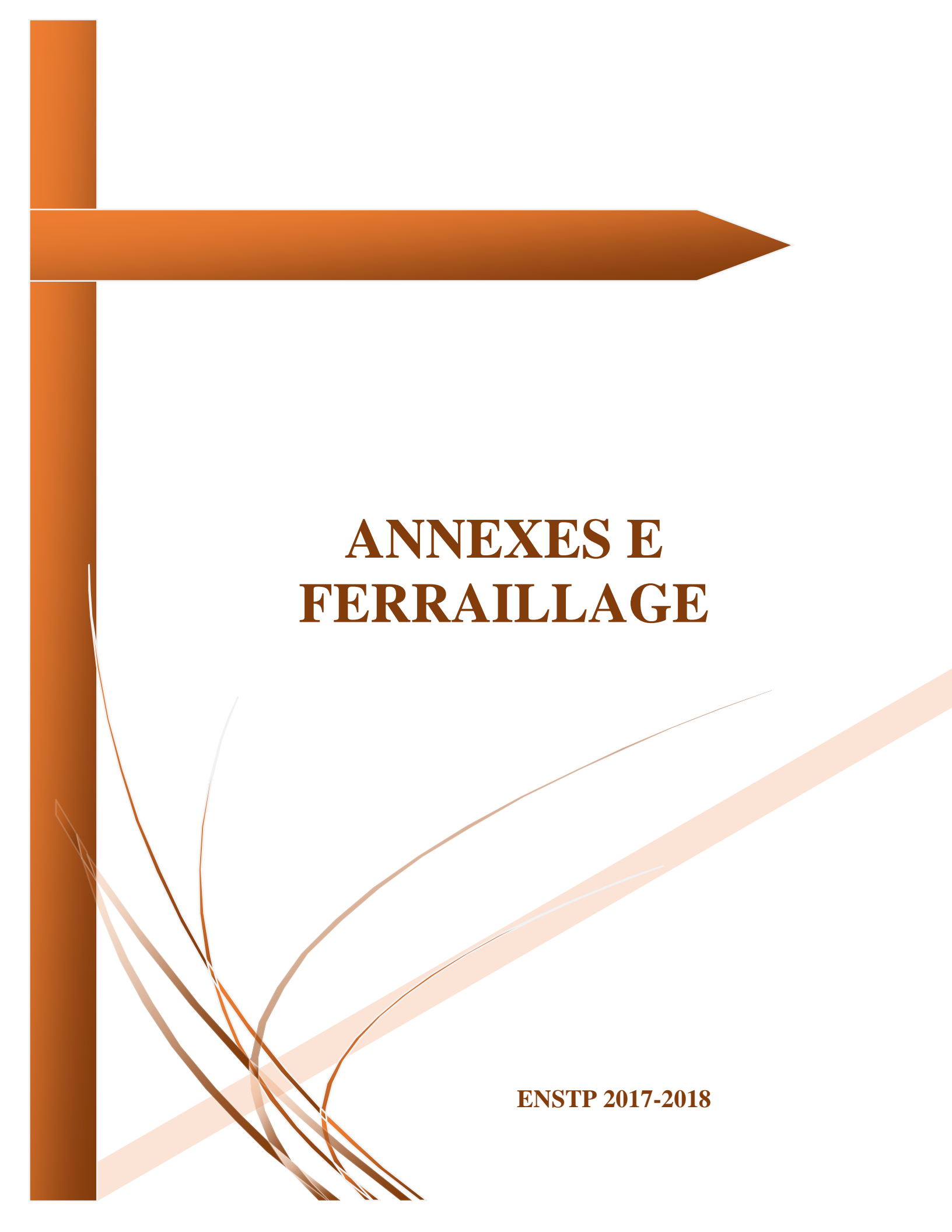
disp('Le facteur de participation modale');
for i=1:n
    gama(i)= Li(i)/MG(i,i);
end
disp(gama);
disp('Les masses modales effectifs');
```

```

for i=1:n
Mf(i)= Li(i)^2/MG(i,i);
end
disp(Mf);
for i=1:n
T(i)=2*p/w(i,i);
end
disp('Les périodes');
disp(T);
for i=1:2
Sa(i)=2.5*A*g*S*(T2/T(i));
end
for i=1:4
Sa(2*i+1)=2.5*A*g*S*(3*T2/T(2*i+1)^2);
end
for i=1:4
Sa(2*i+2)=2.5*A*g*S*(T2/T(2*i+2));
end
Sa(11)=2.5*A*g*S*(T2/T(11));
disp('les accélérations');
disp(Sa);
for i=1:n
    U1(i)=V1(i)*Nu(1)*Sa(1)/w(1,1)^2;
    U2(i)=V2(i)*Nu(2)*Sa(2)/w(2,2)^2;
    U3(i)=V3(i)*Nu(3)*Sa(3)/w(3,3)^2;
    U4(i)=V4(i)*Nu(4)*Sa(4)/w(4,4)^2;
    U5(i)=V5(i)*Nu(5)*Sa(5)/w(5,5)^2;
    U6(i)=V6(i)*Nu(6)*Sa(6)/w(6,6)^2;
    U7(i)=V7(i)*Nu(7)*Sa(7)/w(7,7)^2;
    U8(i)=V8(i)*Nu(8)*Sa(8)/w(8,8)^2;
    U9(i)=V9(i)*Nu(9)*Sa(9)/w(9,9)^2;
    U10(i)=V10(i)*Nu(10)*Sa(10)/w(10,10)^2;
    U11(i)=V11(i)*Nu(11)*Sa(11)/w(11,11)^2;
end
disp('Les Déplacements modales');
disp(U1);
disp(U2);
disp(U3);

```

```
disp(U4);
disp(U5);
disp(U6);
disp(U7);
disp(U8);
disp(U9);
disp(U10);
disp(U11);
disp('Les Déplacements Des masses');
for i=1:n
U(i)=sqrt(U1(i)^2+U2(i)^2+U3(i)^2+U4(i)^2+U5(i)^2+U6(i)^2+U7(i)^2+U8(i)^2+U9(i)^2+
U10(i)^2+U11(i)^2);
end
disp(U);
disp('Les Déplacements Des masses sur piles :');
for i=0:5
disp(U(2*i+1));
end
```



ANNEXES E FERRAILLAGE

ENSTP 2017-2018

Ferrailage de voussoir à la clef

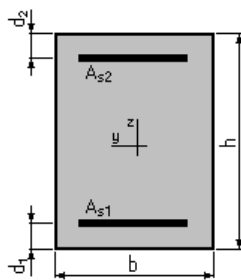
Hourdi inferieur nappe inferieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. <u>Moments appliqués:</u>	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	85.07	0.00
Etat Limite de Service	64.12	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 11.4$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 3.6$ (cm²)

Théorique $\rho = 0.46$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0.14$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 85.07$ (KN*m) $M_{\min} = 0.00$ (KN*m)

Coefficient de sécurité: 1.39 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23.7$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1.43$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 64.12$ (KN*m) $M_{\min} = 0.00$ (KN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 7.7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7.4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0$ (MPa)

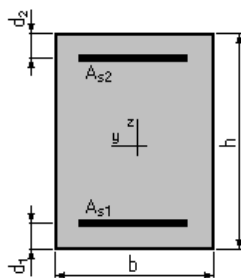
Hourdi inferieur nappe superieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 30.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués: M_{\max} (kN*m) M_{\min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental) 152.92 0.00

Etat Limite de Service 114.37 0.00

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0.00 0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 21.0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3.6$ (cm²)

théorique $\rho = 0.84$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.14$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 152.92$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 22.7$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 114.37$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 9.8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21.7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10.7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 250.0$ (MPa)

Ferrailage De L'âme VSC (Calcul de Section en Flexion Composée)

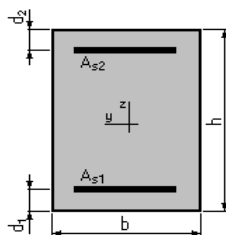
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 50,0$ (cm)

$d1 = 5,0$ (cm)

$d2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas NO	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	620,39	318,71
2.	ELU	829,45	424,50

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	As1 = 22,2 (cm ²)	Section théorique	As2 = 22,2 (cm ²)
Section minimum	As min = 12,0 (cm ²)	Section maximum	As max = 250,0 (cm ²)
théorique	$\rho = 0,89$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,24$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas NO 1: Type ELS **N = 620,39 (kN)** **M = 318,71 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 17,8$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 39,1$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,0$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 228,6$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 107,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 228,6$ (MPa)

Cas NO 2: Type ELU **N = 829,45 (kN)** **M = 424,50 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,55 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 10,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 41,0$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,90$ (‰)

Contrainte de l'acier:

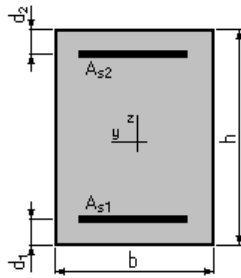
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 292,5$ (MPa)

Hourdi supérieur nappe inférieure (Calcul de Section en Flexion Simple)**1. Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 48.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	168.12	0.00
Etat Limite de Service	126.84	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 12.9 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 5.4 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0.30 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0.12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 168.12 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.39 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 41.6 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0.90 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 126.84 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 11.1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 39.3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_s \text{ lim} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

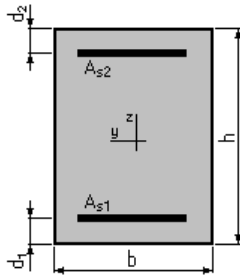
Hourdi supérieur nappe supérieure (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 48.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	803.45	0.00
Etat Limite de Service	601.84	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

$$\text{Section théorique } A_{s1} = 66.9 \text{ (cm}^2\text{)} \quad \text{Section théorique } A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum } A_{s \text{ min}} = 5.4 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{théorique } \rho = 1.56 \text{ (\%)} \quad \rho_{\min} = 0.12 \text{ (\%)}$$

$$\text{minimum } \rho_{\min} = 0.12 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 803.45$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.29 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 18.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35.7$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 4.71$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 601.84$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 21.0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 36.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 15.9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 250.0$ (MPa)

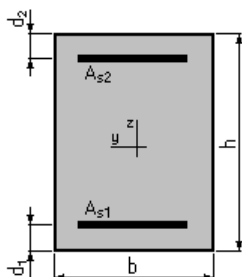
Ferrailage de voussoir sur pile

Hourdi supérieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa) Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 100.0$ (cm)

$h = 48.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	799.30	0.00
Etat Limite de Service	548.18	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{S1} = 60.5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{S2} = 0.0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{S \min} = 5.4$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 1.41$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0.12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 799.30$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.20 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 16.6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 36.4$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.50$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_\sigma = 5.58$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 548.18$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
 Position de l'axe neutre: $y = 20.3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 36.2$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 14.9$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_s \lim = 250.0$ (MPa)

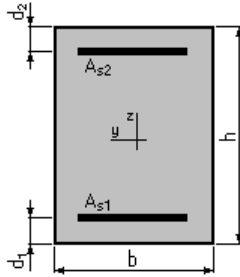
Hourdi supérieur nappe inférieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. <u>Moments appliqués:</u>	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	188.42	0.00
Etat Limite de Service	139.86	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 26.1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3.6 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\square = 1.04 \text{ (\%)}$

minimum $\square_{\min} = 0.14 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 188.42 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.33 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 7.1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 22.1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_\sigma = 8.75 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 139.86 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 10.6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 21.5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12.3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

$$\text{tendue: } \sigma_{\sigma} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$$

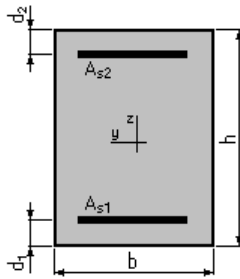
Hourdi inferieur nappe supérieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	314.17	0.00
Etat Limite de Service	231.88	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 15.5 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 7.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0.24 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0.12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 314.17 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4.2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 63.3 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.70$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 231.88$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 15.2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 59.9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5.1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 250.0$ (MPa)

Hourdi inferieur nappe inferieur (Calcul de Section en Flexion Simple)

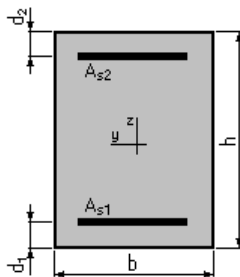
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 70.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	273.73	0.00
Etat Limite de Service	208.39	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{S1} = 13.9 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{S2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{S \text{ min}} = 7.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 0.21 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\text{min}} = 0.12 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 273.73 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.40 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3.8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 63.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0.62 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 208.39 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 14.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 60.2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2.5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 29.9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{\sigma \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$

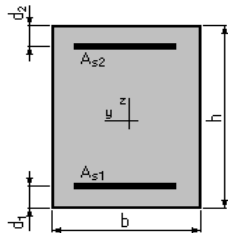
Ferrailage De L'âme VSP (Calcul de Section en Flexion Composée)

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 50,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	656,01	301,86
2.	ELU	910,25	379,42

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 19,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum théorique	$A_{s \text{ min}} = 12,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 250,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
	$\rho = 0,78 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,24 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 656,01 (kN) M = 301,86 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 17,8 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 39,1 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 10,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 228,6 \text{ (MPa)}$
comprimée:	$\sigma_s' = 108,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_s \text{ lim} = 228,6 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELUN = 910,25 (kN) M = 379,42 (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,78	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 11,1 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 40,6 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,28 \text{ (\%)}$	

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 360,3$ (MPa)

FERRAILAGE DE LA CULEE

Mur frontal (Calcul de Section en Flexion Composée)

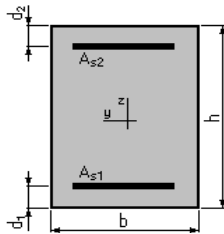
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 220.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	1846.88	1107.46
2.	ELS	1369.92	1004.89

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 22.0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 22.0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 44.0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 1100.0$ (cm²)

théorique $\rho = 0.20$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0.20$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5.00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 1846.88$ (kN) $M = 1107.46$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9.89 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 147.3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 156.1$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1.61$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3.50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 321.9$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 434.8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS $N = 1369.92$ (kN) $M = 1004.89$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7.91

Position de l'axe neutre: $y = 131.5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 171.2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1.8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 7.4$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 25.6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250.0$ (MPa)

MGG (Calcul de Section en Flexion Simple)

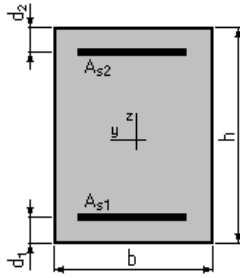
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	203.00	0.00
Etat Limite de Service	152.01	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 14.8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 4.6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0.33 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 203.00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.36 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5.3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 42.9 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1.33 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 152.01$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 12.1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41.0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6.1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 250.0$ (MPa)

Dalle de transition (Calcul de Section en Flexion Simple)

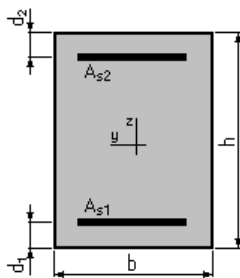
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27.0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100.0$ (cm)

$h = 40.0$ (cm)

$d_1 = 5.0$ (cm)

$d_2 = 5.0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	237.00	0.00
Etat Limite de Service	176.27	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 22.9 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 3.8 \text{ (cm}^2\text{)}$
 théorique $\rho = 0.65 \text{ (\%)}$
 minimum $\rho_{\text{min}} = 0.11 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 237.00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 8.1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 31.8 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3.02 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10.00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434.8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 176.27 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00

Position de l'axe neutre: $y = 12.4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 30.9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 9.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16.2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250.0 \text{ (MPa)}$