

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**Conception et Étude d'un pont sur Oued
EL ABDANIA "Wilaya de TENES" du PK
57+692.93 au PK57+692.73**

Présenté par :

KASSOURI Amine

BOUDISSA Sabrina

Encadré par :

Mr : T.ABDELLI

Expert de structure

S.A.E.T.I-Alger

Promotion 2020 /2021

Remerciements

Je remercie avant tout Allah de m'avoir gardé en bonne santé toute cette période afin de mener à bien ce projet de fin d'études.

On tient à remercier aussi notre directeur de mémoire M.ABDELLI, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion et toutes les personnes qui ont contribué au succès de notre stage et qui nous ont aidés lors de la rédaction de ce mémoire.

On tient à remercier également toute l'équipe pédagogique de l'école nationale supérieure des travaux publics et les intervenants professionnels responsables de notre formation, pour avoir assuré la partie théorique de celle-ci.

On tient à témoigner toute notre reconnaissance aux personnes suivantes, pour leur aide dans la réalisation de ce mémoire :

Madame MESHANI qui nous a beaucoup appris sur les défis à relever dans le monde professionnel. Elle a partagé ses connaissances et expériences dans ce domaine, tout en nous accordant sa confiance et une large indépendance dans l'exécution de missions valorisantes.

Madame ADJABI, pour nous avoir accordé des entretiens et avoir répondu à nos questions, Ils ont été d'un grand soutien dans l'élaboration de ce mémoire.

Nos parents, pour leur soutien constant et leurs encouragements.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Résumé

ملخص:

الهدف من هذا العمل، أن يكون هدف مشروعنا في نهاية الدراسة، يتمثل في تصميم ودراسة جسر بطول 240 مترًا يقع بين PK 57+ 692.93 عند PK 57 + 932.73، في مشروع ربط الميناء الجديد في تنس (ولاية الشلف) مع الطريق السريع شرق -غرب.

بدأنا عملنا بمقدمة عن طريقة البناء بواسطة المقطعة او التجزئة ثم قدمنا المشروع وموقعه حيث سيقع، واقترحنا 3 تصميمات مع أحجامها لإجراء مقارنة متعددة المعايير بينهم من أجل اختيار تصميم واحد وهو جسر ميني بواسطة المقطعة او التجزئة بارتفاعات متغيرة ثم درسنا البنية الفوقية والبنية التحتية من خلال حساب الإجهاد المسبق والدراسات الزلزالية وتحجيم العناصر الهيكلية المختلفة بالرجوع إلى القوانين المتبعة في الجزائر وباستعمال برامج الحساب

Résumé

L'objet de ce travail, fait le l'objet de notre projet de fin d'étude consiste à faire la conception et l'étude de d'un ouvrage d'art d'une longueur de 240 mètres située entre le PK 57+692.93 au PK 57+932.73, dans le projet de la liaison du nouveau port de TENES (wilaya de CHLEF) avec l'autoroute EST-Ouest.

nous avons entamé notre travail par une introduction sur la méthode de construction par encorbellement successifs puis nous avons présenté le projet et son site où il sera implanté ,on a proposées 3 variantes avec leurs dimensionnement pour faire une comparaison multicritère entre elles afin d'opter pour une seule variante qui est un pont construit en encorbellement successives à hauteurs variable et puis nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte l'études sismiques et le dimensionnement des différentes éléments structuraux on se référant aux règlements utilisé en Algérie et en se basant sur des logiciels de calcul

Abstract :

The Object of This wok, is the object of our end of study project, is to design and study a structure with a length of 240 meters located between the PK 57+ 692.93 at PK 57 + 932.73, in the project to link the new port of TENES (wilaya of CHLEF) with the EST-West highway.

We started our work with an introduction to the method of construction by successive cantilevers then we presented the project and its site where it will be located, we proposed 3 variants with their sizing to make a multi-criteria comparison between them in order to opt for a single variant which is a bridge built in successive cantilevers at variable heights and then we studied the superstructure and the substructure through the calculation of the prestressing the seismic studies and the sizing of the various structural elements on referring to the regulations used in Algeria and based on calculation software

Sommaire

Chapitre I : Recherche Bibliographique

I\ INTRODUCTION.	1
II\ HISTORIQUE	1
III\ ASSOCIATION AVEC D'AUTRE METHODES	3
IV\ DOMAINE D'EMPLOIS	3
V\ LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS DE LA METHODE	
Les avantages	4
Les inconvénients	5
VI\ LES TECHNIQUES CONCURRENTES	5
VII\ CONCLUSION	6

Chapitre II : Généralité et Présentation du Projet

GENERALITE

I\ INTRODUCTION.	7
II\ FAMILLES DES OUVRAGES D ART.	
Les ouvrages d'art liés à des voies de communication	7
Les ouvrages d'art destinés à la protection contre l'action de la terre	7
Les ouvrages d'art destinés à la retenue des eaux	7
III\ LES PONTS.	
Le tablier.....	8
Les appuis.....	8
Les fondations.....	8
IV\ L UTILITE DES PONTS.	9

PRESENTATION DU PROJET

I\ INTRODUCTION.	10
II\ OBSTACLE A FRANCHIR.	10
III\ CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE.	10

IV\ DONNEES FONCTIONELLES

Tracé en plan	10
Profil en long	11
Profil en travers	11
Délimitation du projet.....	12

V\ LES DONNEES NATURELLES

Topographie du site	12
Géotechnique	12
Hydrologie du site	16
Sismicité du site	16
Température	16
Vent	16

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

I\ INTRODUCTION.	17
II\ PROPOSITION DE VARIANTS.	
Variante N°01 :«Ponts à poutres précontraintes»	17
Variante N°02 :«Pont Mixte Bipoutre»	21
Variante N°03 :«Pont construit par encorbellement successif à hauteur variable»	25
III\ ANALYSE MULTICRITERE.	34
IV\ CONCLUSION.	35

Chapitre IV : Caractéristiques des Matériaux

I\ INTRODUCTION.	36
II\ DOCUMENTS ET REGLEMENTS.	36
III\ BETON.	
Résistance du béton	36
Déformation longitudinale du béton	37
Contrainte admissible de compression du béton.....	37
IV\ ACIER	
Les aciers passifs	39
Les aciers actifs.....	41
V\ HYPOYTHESE SUR L ENVIRENEMENT.	41
VI\ CONCLUSION.	42

Chapitre V : **Charges et surcharges**

I\ INTRODUCTION.	43
II\ EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES.	
Charges permanentes	43
Charges thermiques.....	47
III\ CARACTERISTIQUES DU PONT.	
La largeur roulable et chargeable	48
La classe du pont.....	48
IV\ CHARGES D'EXPLOITATION.	
Système de charge A (L)	49
Système de charge B	51
Charges militaires : Mc120	54
Système de charges convoi exceptionnel D240.....	55
V\ LES COMBINAISONS DE CHARGE.	59
VI\ CONCLUSION.	60

Chapitre VI : **Etude longitudinale**

I\ INTRODUCTION.	61
II\ STABILITE EN PHASE DE CONSTRUCTION.	
Construction de chaque fléau sur pile.....	61
III\ LES CHARGES INTERVENANTS DANS LA PHASE DE CONSTRUCTION.	
Les surcharges de chantier	63
L'équipage mobile Qp	63
Le vent	63
Actions accidentelles	63
IV\ EFFETS DUS AUX CHARGES APPLIQUEES SUR LE DEMI FLEAU.	
Effets dus au poids propre	63
Effets des surcharges réparties de chantier Qcr	64
Effets des surcharges concentrés de chantier Qcc	64
Effets des surcharges d'équipage mobile	65
Effets de Surcharge répartie du vent Qv	65
Evaluation de force accidentelle due à la chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile Fa	66
V\ LES COMBINAISONS D ACTIONS EN CONSTRUCTION.	68
VI\ MODELISATION.....	69
VII\ CONCLUSION.	71

Chapitre VII : **Etude De la précontrainte**

I\ INTRODUCTION.	
Les câbles de fléau	72
Les câbles de continuité	72
II\ ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU	
Détermination du nombre de câbles.....	73
Etude du tracé des câbles	75
III\ ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE CONTINUITE	
Modélisation.....	79
Effet du fluage.....	80
Calcul du nombre de câbles de continuités dans chaque travée.....	80
Détermination du nombre des câbles en travée de.....	80
Détermination du nombre des câbles en travée intermédiaire	81
IV\ LES PERTES DE PRECONTRAINTES	
LES PERTES INSTANTANEEES	82
LES PERTES DE TENSION DIFFEREES	87
V\ VERIFICATION DES CONTRAINTES.	
Vérification des contraintes en phase de construction	90
Vérification des contraintes en phase de service.....	91
VI\ VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT	
Vérification de l'effort tranchant a l'ELS	93
Vérification de l'effort tranchant a l'ELU.....	95
VII\CONCLUSION	96

Chapitre VIII : **Etude Transversale**

I\ INTRODUCTION.....	97
II\ MODELISATION.	97
III\ EVALUATION DES EFFORTS TRANSVERSAUX.	98
IV\ RESULTATS DIAGRAMMES.	98
V\ FERRAILLAGES DES VOUSOIRS.	
Ferrailage transversale	100
Ferrailage longitudinale.....	101
VI\ EFFET DE TORSION.	102
VII\CONCLUSION.	103

Chapitre IX : **Equipements de l'ouvrage**

I\ INTRODUCTION.	104
II\ APPAREILLES D'APPUIS.	104
III\ CHOIS DE TYPE D'APPAREILLES D'APPUIS.	104
IV\ DEMENSIONNEMENT DES APPAREILLES D'APPUIS.	
L'aire des appareils d'appuis	105
Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T.....	106
Dimensionnement des frettes	106
Evaluation des déplacements horizontaux.....	106
Vérifications du dimensionnement	108
V\ DES D'APPUIS.	
Dimensionnement des dés d'appuis	110
Ferrailage des dés d'appuis.....	110
VI\ JOINT DE CHAUSSEE.	
Dimensionnement	112
Type de joint	112
VII\ GARDE CORP ET DISPOSITIF DE RETENU.	113
VIII\ DRENAGE DE L'OUVRAGE.	113
IX\ ETANCHEITE DU TABLIER.	113
X\ CONCLUSION.	113

Chapitre X :	Infrastructure de l'ouvrage
---------------------	------------------------------------

I\ INTRODUCTION.....	114
II\ ETUDE DE LA PILE.	
Conception de la pile	114
Evaluation de la raideur totale (K).....	115
Etude sismique.....	115
Ferrailage de la pile.....	120
III\ ETUDE DE LA SEMELLE DES PILLES	
Ferrailage de la fondation	122
IV\ ETUDE DE LA CULEE	
Choix de type de la culée	124
Choix de la morphologie	124
Pré dimensionnement de la culée.....	125
VII\ CONCLUSION.	125

CONCLUSION GENERALE.

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Liste des figures

Chapitre I :

Recherche Bibliographique

Fig.-1-pont gaulois en bois	2
Fig.-2-construction symétrique depuis une pile	2
Fig.-3-construction en encorbellement	2
Fig.-4-construction en encorbellement successive à partir de travée contrepoids	3
Fig.-5-domaine d'emplois des différents types de pont	4

Chapitre II :

Généralités et Présentation Du Projet

Fig.-1- Les différentes parties d'un pont	9
Fig.-2- tracé en plan sur le levé topographique.	10
Fig.-3- Profile en long	11
Fig.-4- Profile en travers	11
Fig.-5- Le site de projet	12
Fig.-6- Courbe lithologique du sondage SC23.	13

Chapitre III :

Conception et Pré-dimensionnement

Fig.-1- Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint	18
Fig.-2-coupe longitudinale de la variante N°1	18
Fig.-3-vue en élévation de la variante N°1	18
Fig.-4- coupe longitudinale d'une demi-travée de la variante N°1	20
Fig.-5-dimensions des poutres de la variante N°1	20
Fig.-6-coupe transversale de la variante N°1	21
Fig.-7- profile en long de la variante N°2	22
Fig.-8-coupe transversale de la variante N°2	22
Fig.-9- Coupe transversale des poutres principales de la variante N°2.	24
Fig.-10- Coupe transversale de l'entretoise du pont de la variante 2.	24
Fig.-11- Les types des caissons	25
Fig.-12-Coupe longitudinale de la variante 3.	26
Fig.-13-Pré dimensionnement de travée centrale et de travée de rive.....	28
Fig.-14- Gousset supérieur	31
Fig.-15-Gousset inferieur	31
Fig.-16-Détail demi-coupe du voussoir sur pile	32
Fig.-17-Détail demi-coupe du voussoir au niveau de la clef.....	32

Chapitre IV :

Caractéristiques des Matériaux

Fig.-1- Diagramme contraintes déformations de calcul d'acier à l'ELU	39
Fig.-2- Câble de précontrainte.....	41

Chapitre V : Charges et Surcharges

Fig.-1- Nomenclature des voussoirs..... 44
Fig.-2- Coupe transversal des éléments non porteurs..... 47
Fig.-3- les différents cas du système de charge A(L) 50
Fig.-4- La disposition du système Bc..... 51
Fig.-5- système de chargement Bt..... 53
Fig.-6- système de chargement Br..... 54
Fig.-7- Disposition du système de charge MC120..... 54
Fig.-8- Disposition du système de charge D24O 55

Chapitre VI : Etude Longitudinale

Fig.-1- phase N°1 : Construction de fléau sur pile 61
Fig.-2- phase N°2:realisation du voussoir de clavage des deux fléaux 62
Fig.-3- phase N°3: Bétonnage des parties coulées sur cintre sur chaque travée de rive 62
Fig.-4- Effet dus au Poids propre du demi-fléau 63
Fig.-5- Surcharge réparties de chantier 64
Fig.-6- Surcharges concentrées. 64
Fig.-7- Surcharge de l'équipage mobile. 65
Fig.-8- Surcharge répartie du vent Qv..... 65
Fig.-9- Effets due à la force accidentelle..... 66
Fig.-10- les surcharges agissant sur le fléau..... 68
Fig.-11- Modèle de calcul de la structure sur Logiciel..... 70
Fig.-12- Le moment max et min à l'ELS sous la combinaison (G+D240). 70
Fig.-13- Le moment max et min à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240) 70
Fig.-14- L'effort tranchant max et min à l'ELS sous la combinaison (G+D240). 71
Fig.-15- L'effort tranchant max et min à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240). 71

Chapitre VII : Etude de Précontrainte

Fig.-1- géométrie du tracé des câbles en élévation 76
Fig.-2- géométrie du tracé des câbles en plan 77
Fig.-3-Disposition des câbles de fléau au niveau du V01 78
Fig.-4-Tracé en plan et élévation des câbles des fléaux 78
Fig.-5-model de calcule sur logiciel 79
Fig.-6- caractéristiques géométriques des pertes de câble par frottement..... 83

Chapitre VIII : Etude Transversale

Fig.-1-Modèle numérique de la section au niveau de la pile. 97
Fig.-2-Modèle numérique d'un voussoir au niveau de la culée. 97
Fig.-3-diagramme des moments max a L'E.L.U 98
Fig.-4-diagramme des moments max a L'E.L.S 98
Fig.-5-Schéma du ferrailage passif du voussoir sur pile. 102
Fig.-6-Schéma du ferrailage passif du voussoir à la clef. 102

Chapitre IX : **Equipement de l'ouvrage**

Fig.-1- Appui en élastomère fretté 104
Fig.-2- Définition géométrique de l'appareil d'appui. 105
Fig.-3- Ferrailage du dé d'appui au niveau de la culée. 111
Fig.-4-Domaine d'emploi des différentes familles de joint 113

Chapitre X : **Infrastructure de l'ouvrage**

Fig.-1-Vue en plan de la pile. 114
Fig.-2-Spectre de réponse horizontale. 117
Fig.-3-Spectre de réponse verticale. 117
Fig.-4-Ferrailage de la pile P2 et sa semelle. 124
Fig.-5-Les dimensions des éléments de la culée. 125

Liste des tableaux

Chapitre II: Généralité et présentation du projet

Tab-1- résultats des essais chimique sur les enchantions SP.19, SP.20, et SC.23.	14
Tab-2- résultats de l'étude hydrologique	15

Chapitre III : Conception et Pré-dimensionnement

Tab.-1- les dimensions des poutres en BA de la variante N°1	19
Tab.-2- Caractéristiques géométriques des poutres de la variante N°2.	23
Tab.-3- Caractéristiques géométriques des pièces de pont de la variante N°2	24
Tab.-4- hauteur des caissons.	28
Tab.-5- les épaisseurs de l'hourdie supérieur	29
Tab.-6- les épaisseurs de l'hourdie inferieur	30
Tab.-7- l'épaisseur des âmes	30
Tab.-8-les longueurs de différent type de voussoir de l'ouvrage	33
Tab.-9-les longueurs de différent type de voussoir de l'ouvrage	34

Chapitre IV : Caractéristiques des Matériaux

Tab.-1- Les caractéristiques du BETON utilisé	38
Tab.-2- Les caractéristiques des aciers utilisés	40

Chapitre V : Charges et Surcharges

Tab.-1-Variation de la hauteur, épaisseur du hourdis inférieur et de la section des voussoirs	44
Tab.-2-Poids des voussoirs sur culée et à la clé.	45
Tab.-3-Poids des voussoirs d'un fléau.	45
Tab.-4-les poids des différentes membranes	46
Tab.-5-Poids total des voussoirs de la structure.	46
Tab.-6-Poids des Charges Complémentaires Permanentes.	47
Tab.-7-Poids des Charges Complémentaires Permanentes.	48
Tab.-8-Coefficients a_1	49
Tab.-9-Valeurs de V_0	49
Tab.-10-résultats du calcule sous le système de charge A(L)	50
Tab.-11-valeurs du coefficient b_c	52
Tab.-12-Estimation de la charge B_c	52
Tab.-13-les valeurs du coefficient b_t	53
Tab.-14-Estimation de la charge B_t	53
Tab.-15-Les Coefficients de majoration dynamique des systèmes de charge B et MC120..	56
Tab.-16-Les efforts de freinage du système de chargement A(L)	57
Tab.-17-Les coefficients de majoration à l'E.L.U et à l'E.L.S	58
Tab.-18-les combinaisons de charge à l'E.L.U et à l'E.L.S	58

Chapitre VI : **Etude Longitudinale**

Tab.-1-Poids des voussoirs d'un demi-fléau 62
Tab.-2-efforts tranchants et moments fléchissant dû aux charges de construction 67
Tab.-3-moment fléchissant sous les combinaisons fondamentales et occidentales 69

Chapitre VII : **Etude de Précontrainte**

Tab.-1- Estimation du nombre de câble du fléau 74
Tab.-2- le nombre de câbles arrêté pour chaque voussoir 75
Tab.-4- L'allure du tracé en plan des câbles de fléau. 78
Tab.-4- L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau 78
Tab.-5- Caractéristiques de section à la clé 80
Tab.-6- Le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée de rive : 81
Tab.-7- Caractéristiques de section à la clé 81
Tab.-8- Le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée centrale. 82
Tab.-9- les pertes par frottement pour chaque câble. 84
Tab.-10- les pertes dues au recul d'ancrage. 85
Tab.-11- Les résultats des calculs des pertes dues au raccourcissement élastique du béton.. 86
Tab.-12- Les résultats des calculs des pertes par relaxation pour chaque câble 88
Tab.-13- Les résultats des calculs des pertes par relaxation pour chaque câble 89
Tab.-14- vérifications des contraintes supérieures et des contraintes inférieures pour le demi-fléau (en phase de construction) 91
Tab.-15- Les contraintes pour la travée centrale (Cas à vide) 92
Tab.-16- Les contraintes pour la travée de rive (Cas à vide) 92
Tab.-17- Les contraintes pour la travée centrale (Cas en charge) 92
Tab.-18- Les contraintes pour la travée de rive Cas en charge) 93

Chapitre VIII : **Etude Transversale**

Tab-1-les combinaisons selon R.C.P.R 98
Tab-2-moment et effort normal dans élément du voussoir sur pile et sur culé 99
Tab-3-le ferrailage (longitudinal et transversal) passif choisit 101

Chapitre X : **Infrastructure de l'ouvrage**

Tab.-1- Implantation et hauteurs des piles 115
Tab.-2- résultats du calcul des raideurs des piles 115
Tab.-3- Distribution de forces longitudinales sur chaque appui. 118
Tab.-4- Distribution de forces transversale sur chaque appui. 118
Tab.-5- L'effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble 118
Tab.-6- l'évaluation des efforts de la pile la plus sollicitée 119
Tab.-7- Combinaison des efforts a ELU et a l'ELS 119
Tab.-8- Combinaison des efforts a ELA 120
Tab.-9- les sollicitations les plus défavorables sur la pile2 120
Tab.-10- La vérification des conditions de la méthode des bielles –pile. 122
Tab.-11- les dimensions des éléments de la culée 125

LISTE DES ABREVIATIONS

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

CCP : Complément des charges permanentes.

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.

f_{cim} : Contrainte de compression limite.

f_{cmax} : Contrainte maximale 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.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible.

σ_{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 due au déplacement horizontal induit par la variation de la température.

Introduction Générale

Après l'achèvement de notre formation au sein de l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics Francis Jeanson, un stage de fin d'étude et d'un mémoire à soutenir s'imposent, l'élaboration de ces derniers permettra d'appliquer, d'évoluer et de finaliser tout ce qu'on a pu acquérir pendant notre formation d'études étalée sur les (5) dernières années, et de toucher un peu plus à la profession d'ingénieur d'état en Travaux Publics.

Le thème de notre projet de fin d'étude est la conception et l'étude d'un pont dans le projet de liaison entre l'autoroute est-ouest et le nouveau port de « CHERCHAL », ce dernier se trouve entre la wilaya de « TENES » et la wilaya de « TESSEMSSILT » du PK 57+692.93 au PK57+932.73, d'une longueur de 240m, ce thème a été choisi vu la globalité de son étude qui nous permettra d'acquérir le maximum de ce que doit savoir un nouvel ingénieur du domaine, de la manipulation des critères de conception et de pré-dimensionnement à l'utilisation des logiciels de calcul.

On discutera dans ce mémoire de fin d'étude les différents points importants dans l'étude d'ouvrage d'art de telle importance; de la conception à la réalisation, tout en passant par les calculs et les vérifications, nous débiterons ce mémoire par le 1^{er} chapitre qui est une recherche bibliographique sur la méthode de construction en encorbellement successive et ses avantages.

On passera ensuite à la présentation de l'ouvrage, ainsi que le pré-dimensionnement de 3 variantes qui s'appuieront sur les chapitres II et III, pour ensuite dédier les autres chapitres à la variante retenue, ainsi qu'aux calculs, aux modélisations sur Logiciels et aux vérifications.

On conclura ce modeste travail, avec une conclusion générale qui résumera et fera un point sur tout ce qu'on a pu citer dans cette thèse, compléter avec des commentaires, et déduire tout ce qu'on a pu acquière durant l'élaboration de cette dernière afin de les utilisés dans notre vie professionnelle.



CHAPITRE : I

**INTRODUCTION
GENERALE**

I\ Introduction :

La construction par encorbellements successifs est la méthode la plus utilisée dans le monde pour la construction des grands ponts en béton armé.

La plus importante famille de ponts construits en encorbellement est constituée par les ponts dont le tablier est assimilable, du point de vue de son fonctionnement mécanique, à une poutre continue.

La technique de l'encorbellement successif consiste à construire un ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent.

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

II\ Historique :

La construction par encorbellements successifs, qui consiste à exécuter un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, est une technique très ancienne.

Dès l'antiquité, elle fut appliquée à la construction de voutes en Europe et en Amérique du sud (notamment pour la construction des voutes maya), et à celle de ponts en bois.

Au XIX^{ème} siècle et au début du XX^{ème}, elle fut appliquée à la construction de pont métallique en arc, comme les viaducs de Garabit et du Viaur, ou en poutre-treillis, comme les ponts sur le Firth et Forth, le pont de Bénodet ou encore l'ancien pont de Pirmil, à Nantes.

Description de la méthode :

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudage 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 et de constituer ainsi une console autoporteuse pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

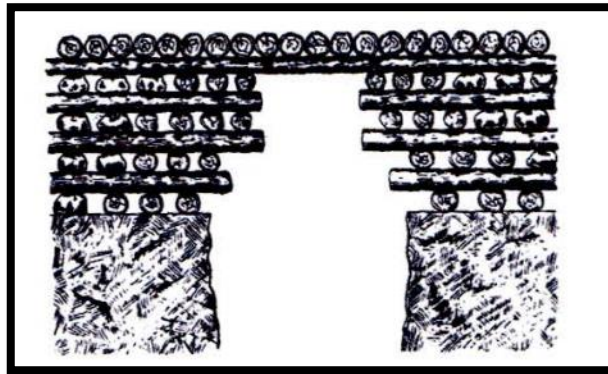


Fig.-1-pont gaulois en bois

❖ La construction s'effectue :

- En général symétriquement, de part et d'autre d'une pile, de façon à minimiser les moments transmis à cet appui lors de l'exécution ; la double console obtenue est alors dénommée fléau.

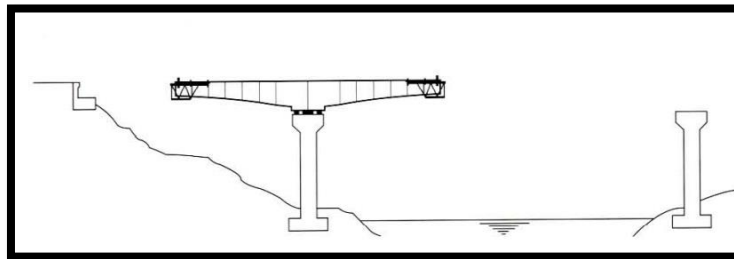


Fig.-2-construction symétrique depuis une pile

- Parfois dissymétriquement, d'un seul côté d'un fléau, l'autre fléau étant déjà clavé avec la travée adjacente.

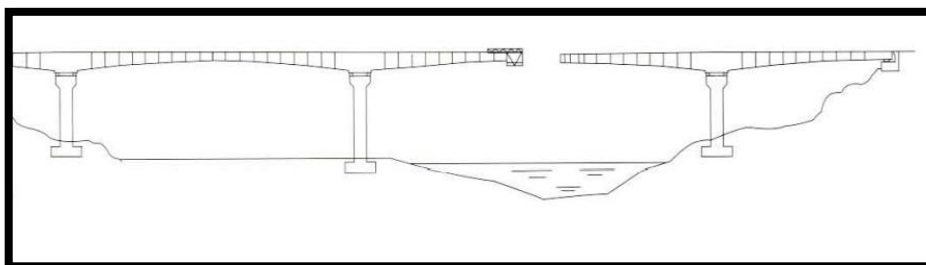


Fig.-3-construction en encorbellement

- Exceptionnellement à partir d'une culée, le moment de renversement apporté par la console étant alors équilibré par un contre-poids dimensionné en conséquence et faisant partir du tablier lui-même.

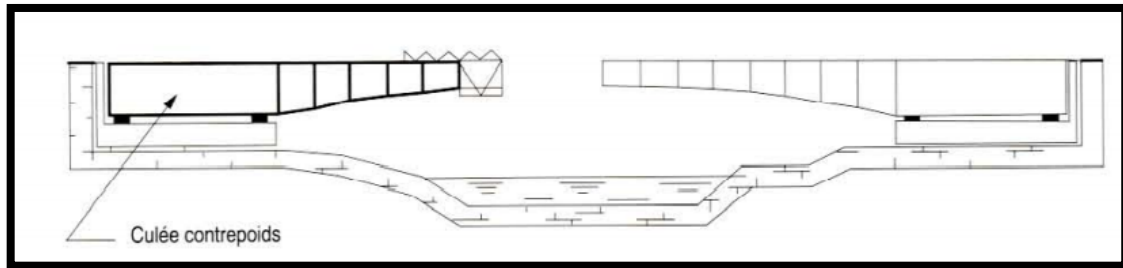


Fig.-4-construction en encorbellement successive a partir de travée contrepois

Bien qu'il soit possible de construire l'intégralité d'un ouvrage par encorbellements successifs, la majorité des ouvrages comportent des tronçons coulés sur cintre, aux extrémités des travées de rive.

III\Association avec d'autres méthodes :

La construction par encorbellements successifs est parfois associée à d'autres méthodes comme :

- La construction sur cintre, lorsque l'ouvrage comporte des parties proches du sol et de portées modestes.
- La construction par poussage lorsque l'ouvrage comporte d'un côté une série de travées de hauteur constante, de portées inférieures à 65 m et supportant une voie dont la géométrie est possible.

IV\Domaine d'emploi :

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs est celui des portées comprises entre 80 et 150m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 200 m, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

Le record mondial de portée des ponts en béton construits par encorbellements successifs est détenu actuellement par le Stolma bridge en Norvège, avec 301 m. Il est suivi de près par le Raftsundet bridge, dans les îles Lofoten, en Norvège, dont la portée centrale atteint 298m. Ces

deux pont, mis en services fin 1998, comportes une partie de leur travée centrale en béton léger.

Ces deux derniers ponts ont dépassé le pont de Brisbane, en Australie, construit en 1986, qui avait lui-même, avec 260m, détrôné le précédent record de 240m détenu par le pont de Hamana, réalisé au Japon en 1977.

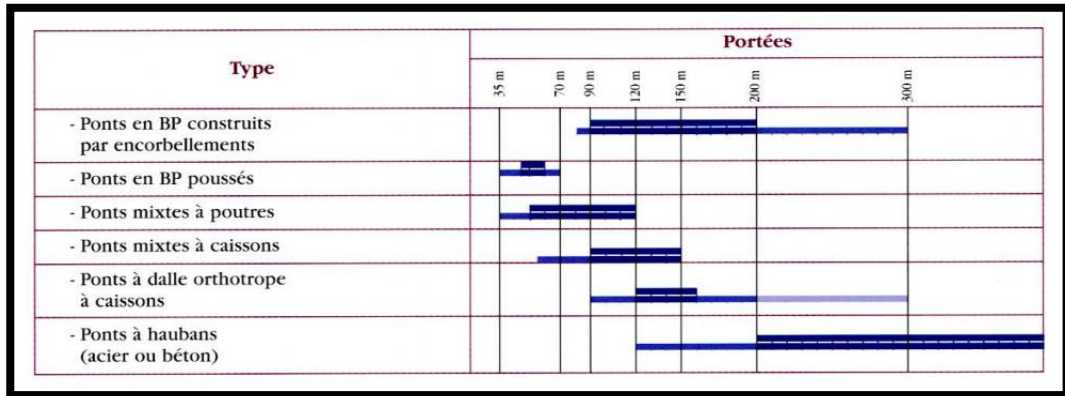


Fig.-5-domaine d'emplois des différents types de pont

V\ Les avantages et les inconvénients de la méthode :

❖ Les avantages :

La construction par encorbellements successifs présente de nombreux avantages.

Tout d'abord, la construction des tabliers s'effectue, pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes.

La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi, en élévation, il est possible de faire des variantes paraboliques, cubique ou linéaires. La méthode est également extrêmement tolérante à l'égard de la géométrie de la voie portée puisque, contrairement aux techniques du poussage et du lancement, tous les profils en long et tracés en plan peuvent être construits sans difficultés.

Enfin, la construction par éléments de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier, même si les travées sont peu nombreuses et de longueurs différentes. Dans le cas de voussoirs préfabriqués, la petitesse de ces éléments permet aussi de limiter le poids des éléments à poser et, donc, de réduire le cout du matériel de pose.

❖ **Les inconvénients :**

La construction par encorbellements successifs des ponts en béton présente aussi quelques inconvénients.

A portées identiques, les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds que des ouvrages mixtes, ce qui conduit à des appuis et dans fondations plus importantes que celles de ces ouvrages. Bien évidemment, ceci pénalise la méthode, en particulier lorsque les terrains de fondations sont médiocres ou lorsqu'on est en zone sismique.

Un autre inconvénient important de cette méthode est l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement des accès au chantier. Bien évidemment, lorsque les voussoirs sont préfabriqués, l'importance des tâches diminue ; elle reste cependant bien plus importante que pour un pont en béton poussé.

Lorsque l'ouvrage franchit des voies circulées, l'importance de ces tâches peut compromettre la sécurité des utilisateurs de ces voies et/ou celle du personnel du chantier : il faut alors les neutraliser, ce qui constitue souvent des sujétions importantes.

Sur le plan esthétique, les ponts construits par encorbellements successifs sont des ouvrages dont le tablier est assez épais, ce qui peut poser des problèmes dans certains sites. Le découpage en petits éléments et la multiplicité des phases de bétonnage qui en résulte favorisent aussi les différences de teinte entre deux voussoirs successifs.

VI\Les techniques concurrentes :

Actuellement, des ponts à caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs sont projetés pour des portées comprises entre 60 m et 300 m. Dans cette gamme de portées très large, cette technique est en concurrence avec différentes autres solutions.

Pour des portées inférieures à 80 m, les ponts construits par encorbellements successifs sont le plus souvent de hauteur constante. Ils sont en concurrence avec les ponts poussés en béton précontraint, dont le domaine économique s'étend de 35 m à 70 m de portée.

Pour les portées comprises entre 70 m et 120 m, les ponts construits par encorbellements successifs peuvent être de hauteur constante ou variable. Ils sont en concurrence avec les ponts à poutres à ossature mixte acier-béton. Pour des raisons fonctionnelles ou esthétiques, des ponts à caisson mixte acier-béton ou des ponts à haubans sont parfois aussi projetés dans cette gamme de portées.

CHAPITRE I. Introduction générale

Pour des portées comprises entre 100 m et 200 m, les ponts construits par encorbellements successifs sont presque toujours de hauteur variable et sont concurrencés par les ponts à caisson mixte ou métallique (au-dessus de 140 m) et par les ponts à haubans. Dans cette gamme de portées, des solutions de caisson en béton précontraint à âmes métalliques légères peuvent également s'avérer économiques.

VII\ **Conclusion :**

Dans ce chapitre on put présenter d'une manière générale la méthode de construction par encorbellement successif ainsi que ses avantages et ses inconvénients en passant par l'historique, son domaine d'emplois, et enfin les technique de construction les plus courants de cette dernière.



CHAPITRE : II

**GENERALITES &
PRESENTATION DU
PROJET**



GENERALITES

I\ Introduction :

Un ouvrage d'art est une construction artificielle de génie civil de grande importance liée à l'établissement et à l'exploitation d'une ligne de communication ou de transport terrestre, fluviale ou maritime (pont, viaduc, passerelle, tunnel) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, tranchée couverte, digue, descentes spéciales d'écoulement dans les régions montagneuses...) ou d'une adduction d'eau (buse, ponceau ou dalot) et enfin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires), par le franchissement d'un obstacle naturel ou artificiel. L'obstacle peut être une chaîne de montagne, un cours d'eau, une région industrielle ou encore une ville comprenant de nombreux bâtiments (circulation, etc.) De tels ouvrages sont qualifiés "d'art" parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

II\ Familles des ouvrages d'art

a) Les ouvrages d'art liés à des voies de communication :

- Les ponts et viaducs, qui sont des ouvrages aériens qui permettent de franchir une rivière, un bras de mer, une vallée, une autre voie de communication ou tout autre obstacle ;
- Les tunnels, qui sont des ouvrages souterrains permettant le franchissement de tous les obstacles similaires à ceux franchis par les ponts ;
- Les structures en élévation comme les auvents de péage ou les grands murs anti-bruit, les grands mâts et portiques¹ ;
- Les écluses et les ascenseurs à bateaux sont des ouvrages d'art liés à des voies navigables.

b) Les ouvrages d'art destinés à la protection contre l'action de la terre ou de l'eau

- Les murs de soutènement, qui sont des ouvrages assurant la stabilité de la voie de communication portée ;
- Les gabions, les jetées, les brise-lames, etc.

c) Les ouvrages d'art destinés à la retenue des eaux

- Les barrages, qui sont des grands ouvrages de génie civil, sont souvent rangés dans la famille des ouvrages d'art ;
- Les digues, etc.

III\ Les ponts :

Un pont est une construction qui permet de franchir un obstacle naturel ou artificiel (dépression, cours d'eau, voie de communication, vallée, ravin, canyon) en passant par-dessus.

Le franchissement supporte le passage d'humains et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou ferroviaire, ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. On désigne également comme éco-duc ou éco-pont, des passages construits ou « réservés » dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétales, fongiques, etc. de traverser des obstacles construits par l'être humain ou résultant de ses activités

On peut également classer les ponts selon :

- Le matériau utilisé (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint, mixte...).
- La structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts arc, ponts-cadre, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans,).
- La forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- Leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

Un pont se compose des parties suivantes : (Fig.II-1-)

❖ **Le tablier** (Élément résistant portant la voie) :

Le tablier d'un pont repose sur ses appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.) .En plan, le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais (θ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit, $\theta = 90^\circ$ ou 100 gr .

❖ **Les appuis** :

Appuis intermédiaires, appelés piles, et appuis d'extrémités, appelés culées, qui assurent la liaison avec le sol et les remblais ; les appuis transmettent au sol les efforts dus aux différentes charges par l'intermédiaire des fondations.

La partie du pont comprise entre deux appuis s'appelle une travée et la distance entre deux appuis consécutifs, la portée de la travée correspondante. Il ne faut pas la confondre avec l'ouverture qui est la distance libre entre les parements des appuis, ni avec la longueur du pont.

❖ **Les fondations** :

Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol, une fondation se définit comme la partie de l'ouvrage qui assure la transmission dans le sol des charges de ce dernier (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation)

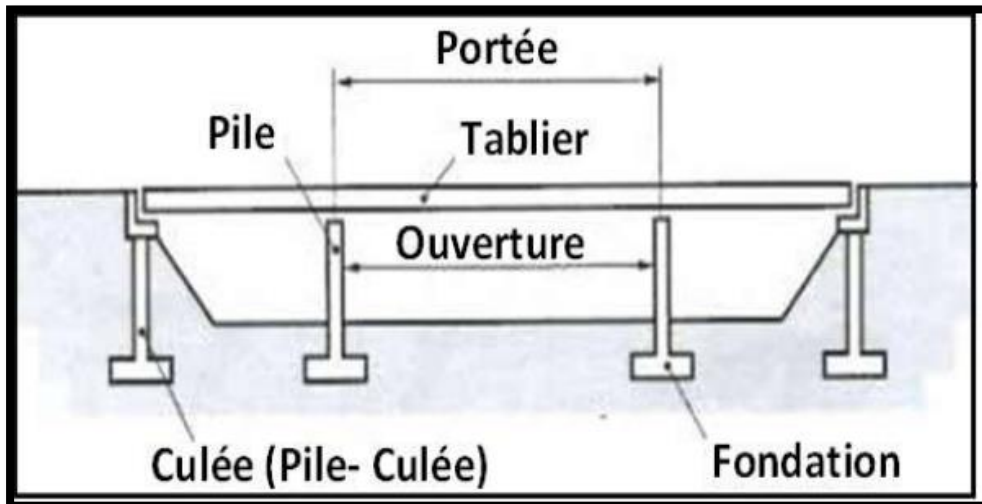


Fig.II-1- Les différentes parties d'un pont

IV\ L'utilité des ponts :

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication à laquelle il est lié :

- Un ouvrage d'art routier supporte une route,
- Un ouvrage d'art autoroutier supporte une autoroute, qu'il s'agisse de la voie principale ou d'une bretelle de raccordement à l'autoroute,
- Un ouvrage d'art ferroviaire supporte une voie ferrée.

PRESENTATION DU PROJET

I\ Introduction :

Le présent projet a été proposé par la Société algérienne d'étude d'infrastructures (SAETI) Dans le cadre de la liaison autoroutière reliant le port de TENES à TISSEMSILT sur 240 km Lot N° 01 (Section n° 04) : CHLEF – Limite de wilaya

II\ Obstacle à franchir :

L'obstacle sur le quel notre projet va être conçu représente un oued (El ABADNIA) de 15m de profondeur, qui abrite un cours d'eau dans un lit de 3m de largeur.

III\ Caractéristiques de l'ouvrage :

- Longueur : 240m
- Largeur du tablier : 15.5m
- Pente : 1.6%

IV\ Les données fonctionnelles

La route et les ouvrages d'art sont étroitement liés. Comme cité précédemment, l'ouvrage d'art à implanter fait partie d'un projet routier, et donc les caractéristiques du pont nous sont imposées, c'est-à-dire que le profil en travers, le tracé en plan ainsi que le profil en long (ligne rouge) sont fixés par l'étude générale de la route, il y a lieu de s'y conformer.

a) Tracé en plan :

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

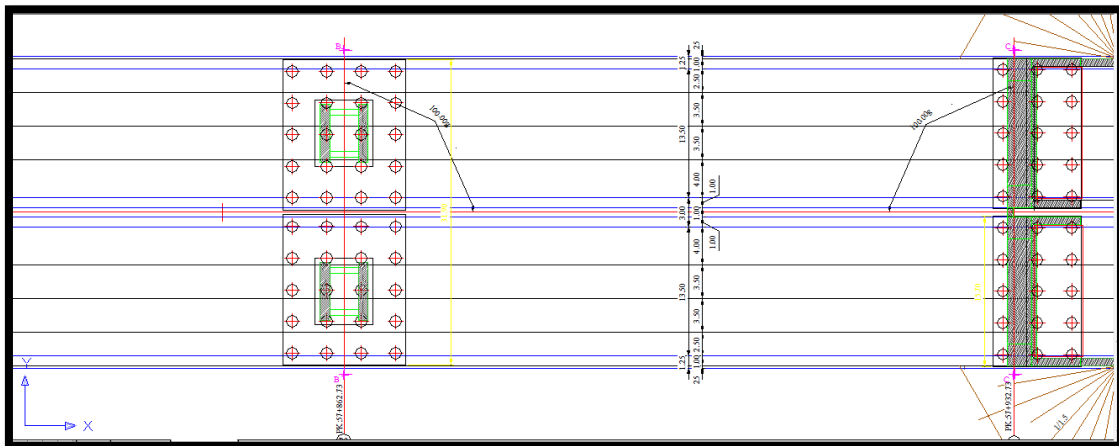


Fig.II-2- tracé en plan.

b) Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte de nombreuses exigences fonctionnelles et naturelles.

Longitudinalement, la ligne rouge du tracé routier présente une pente de 1.6%.

La côte entre le terrain naturel et le tracé de la route présente une hauteur maximale d'environ 39.00 m au milieu du terrain.

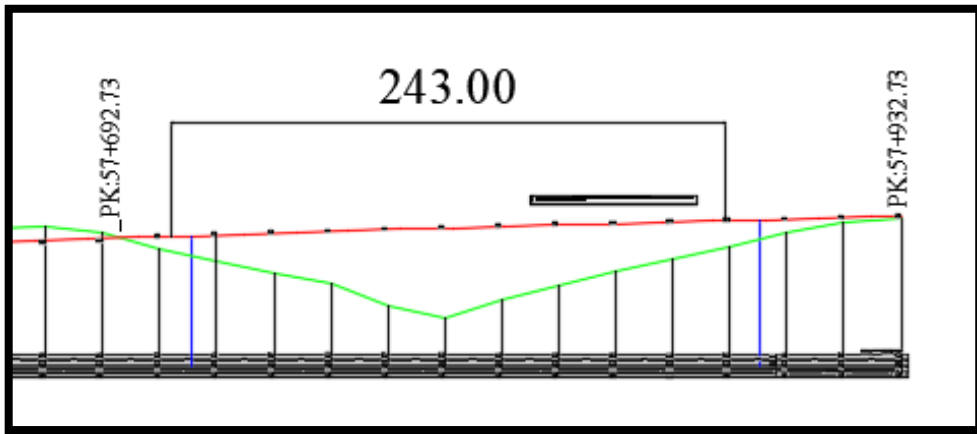


Fig.II-3- Profil en long

c) Profil en travers :

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- La largeur totale : $LT = 15.50$ m.
- Largeur chargeable : $LC = 13.00$ m.
- Nombre de voies de circulations est : 02 voies (3×3.5 m) + une voie de 4.00 m + une voie d'urgence.
- La pente du versant : une pente de 2.5%.
- Deux trottoirs de 1.00 m de largeur

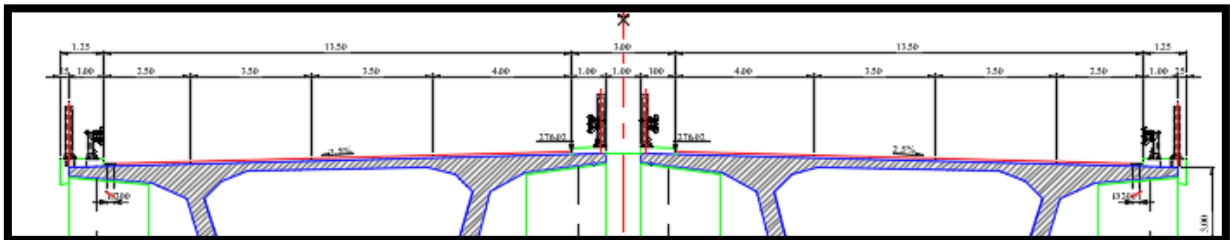


Fig.II-4- Profil en travers

d) délimitation du projet :

Notre projet d'étude est un pont ayant une longueur d'environ 240m et une pente de 1.6%, il se situe entre le PK 57+692.73 et le PK 57+932.73, conçu afin d'éviter L'OUED.

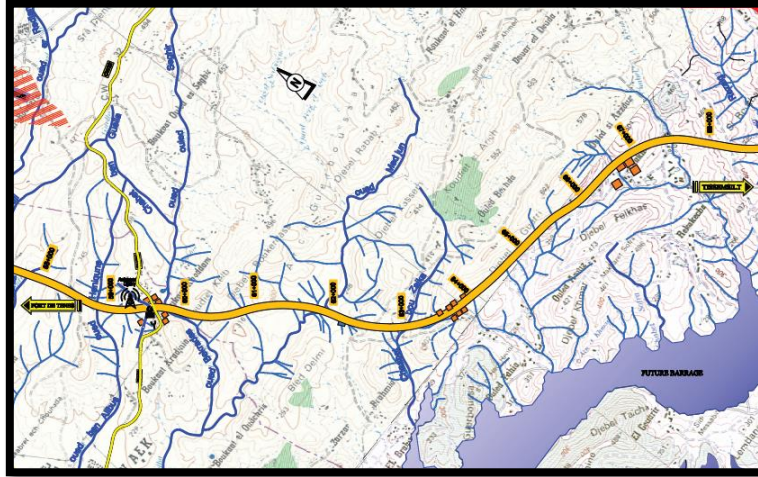


Fig.II-5- Le site de projet

V\ Les données naturelles :

Les principales données relatives au site sont comme suit :

a) Topographie du site :

La topographie du site est plutôt défavorable, le relief est sinueux.

b) Géotechnique :

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel. Non seulement les données géotechniques conditionnent le choix des fondations des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement et le bon emplacement des appuis dans le but d'avoir un meilleur comportement mécanique de l'ouvrage en question.

Cette reconnaissance est déterminée grâce à des campagnes de reconnaissance de sol, effectué par un laboratoire de géotechnique agréé qui a résumé le tout dans un rapport géotechnique dont les conclusions sont favorables pour la réalisation du projet

Dans sa conclusion, le laboratoire, après investigations, confirme que le sol est constructible.

1. Essais in situ :

❖ **Essais préssiométriques :**

Les résultats obtenus sont regroupés dans des tableaux au niveau de **l'annexe A** :

Conclusion de l'essai:

➤ **Pression limites et modules préssiométriques :**

Les résultats pressiométriques obtenus à partir de 2.0m de profondeur jusqu'à 30.0m de profondeur sont moyennes à élevées, caractérisant des horizons moyennement compacts à compacts (16.0 bars < Pl < 45.3 bars) et (133,8bars < E < 8690,6bars).

➤ **Rapport E/Pl :**

Les valeurs de Pl et E obtenues entre 2.0 m et 30.0 m donnent globalement des rapports moyens à élevés (E/Pl > 16), traduisant des niveaux sur consolidés. On notera toutefois l'obtention des valeurs moyennes à certains niveaux dans la formation argileuse (9 < E/Pl < 16) qui caractérisent des niveaux normalement consolidés.

2. Essais au 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 :

- Essais d'identification physique.
- Analyses chimiques du sol.
- Essais mécaniques

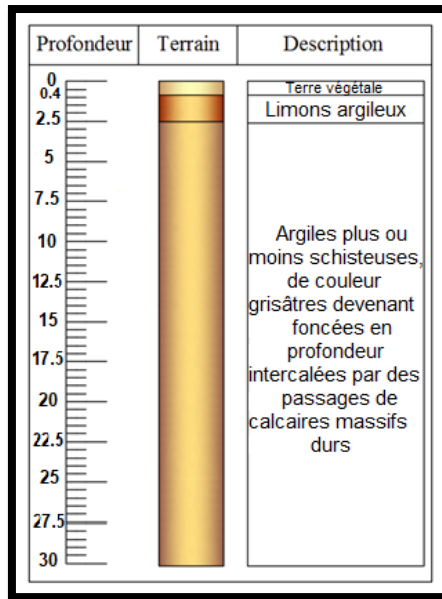


Fig.II-6- Courbe lithologique du sondage SC23.

NB :

- Les caractéristique physiques te mécaniques sont résumées dans des tableaux au niveau de l'annexe A

- Les 4 (quatre) autres Coupes lithologique sont présentées au niveau de l'annexe A

Conclusion de l'essai:

Les matériaux testés sont de plasticités moyennes à élevées. Ils présentent des valeurs de teneur en eau naturelle moyenne, pour des masses volumiques sèches (γ_d) élevées. Ils sont partiellement saturés.

Il s'agit des sols possédants une proportion de 95% d'éléments fins (< 80 microns), moyennement compressibles et peu gonflants à gonflants.

Les valeurs de "RC" obtenue caractérisent des matériaux de très bonne consistance en général. Elles reflètent bien la nature compacte des formations rencontrées au droit des sondages.

Il est à signaler que la forte plasticité de ces sols fins les rend sensibles aux variations hydriques. Ils peuvent perdre leur portance lorsque leur teneur en eau est élevée.

3. Essais chimiques (Analyse chimique complète du sol) :

Les essais sont faites sur les enchantions SP.19, SP.20, et SC.23.

Tab.II-1- résultats des essais chimique sur les enchantions SP.19, SP.20, et SC.23.

Caractéristique	symbole	Unités	Teneurs SP.19 (Prof : 4.45/4.75m)	Teneurs SP.20 (Prof : 4.45/4.75m)	Teneurs SC.23 (Prof : 3.00/3.50m)
La silice	Si O ₂	%	87.13	75.01	74.01
L'alumine	Al ₂ O ₃	%	2.37	1.88	2.37
L'oxyde de fer	Fe ₂ O ₃	%	5.77	3.72	3.97
Les sulfates	SO ₃	mg/kg	6791.40	Nul	Nul
Les carbonates	Ca CO ₃	%	0.93	7.01	11.68
L'anhydride carbonique	CO ₂	%	0.41	3.08	5.14

Conclusion de l'essai:

Selon la norme algérienne NA 16002 (2007) :

Les deux (02) échantillons de sol (SP.20 et SC.23) analysés présentent un degré d'agressivité nul vis-à-vis du béton, donc il n'y a aucune précaution particulière à prendre pour

la confection du béton au contact de ces sols (Le ciment ordinaire est toléré pour la fabrication du béton au contact de ces sols).

L'échantillon de sol **SP.19** analysé présente un degré d'agressivité moyen vis-à-vis du béton, Donc les précautions nécessaires à prendre pour la confection du béton au contact de ce sol sont :

➤ **Choix de ciment :**

- Ciment portland artificiel (CPA) prise mer
- Ciment de laitier à la chaux (CLC).
- Ciment du haut fourneau (CHF).
- Ciment de laitier au clinker (CLK)
- Ciment portland composé (CPJ) (cendres volantes, laitier ou pouzzolane) prise mer.

➤ **Dosage minimal en ciment (kg/m^3)** = $550 / \sqrt[5]{D}$ (D=Dimension maximale des granulats en mm)

➤ **E/C** ≤ 0.55

➤ **Ouvrabilité du béton :**

- consistance compatible avec une bonne mise en place et conduisant à la compacité maximale du béton. Vibration, usage éventuel d'adjuvants.

➤ **Enrobage des armatures** ≥ 30mm et dépend aussi de la dimension des granulats et des règlements de calcul du projet.

➤ **Protection supplémentaire :**

- enduit, peinture revêtement, imprégnation.

c) **Hydrologie du site :**

Sur le plan hydrologique et compte tenu du relief sur lequel est implanté l'ouvrage d'art (Terrain sinueux), une étude hydrologique est imposée.

- **Le tableau suivant résume les résultats de cette étude**

Tab.II-2- résultats de l'étude hydrologique

Désignation	PK	Surface B.V (Km2)	H Max (m)	H Min (m)	Longueur du talweg (Km)	Pente moyenne (m/m)	Temps de concentration (Heures)
Oued El ABADNIA	57+777	0,75	390,00	228,00	1,048	0,114	0,33

D'après le relevé piézométrique effectué, le piézomètre posé au droit du sondage SC.23 a été obturé à 9.2m de profondeur où aucune trace d'eau n'a été décelée (terrain non clôturé (saturé))

Toutefois, si lors du creusement des fouilles une présence d'eau est signalée (des venues d'eaux par exemple), il y a lieu de contacter le L.T.P.O pour une éventuelle analyse chimique de cette eau.

d) Sismicité du site :

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité différentes, le Nord Algérien étant fortement sismique. L'ouvrage en question est implanté entre la wilaya de **CHLEF** et la wilaya de **TISSEMSILT**. Celle-ci est classée en **zone III** et comme un pont du groupe 2. Il en résulte que l'ouvrage devra être étudié pour résister à un séisme très élevé et le coefficient d'accélération de la zone à prendre en compte est **a = 0,3**. (Prendre en compte les dispositions sismiques selon le règlement en vigueur **R.P.O.A**)

e) Température :

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui, La Wilaya de CHLEF connaît :

- Durant la saison d'été une moyenne de 40°C la journée et 23°C la nuit ;
- En hiver la région connaît une moyenne de 10°C la journée et 0°C la nuit.

f) Vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 125Kg/m² en cours de réalisation.
- 200Kg/m² en service.



CHAPITRE : III

**CONCEPTION ET
PREDIMENSIONNEMENT**



I\ Introduction :

Ce chapitre présente la conception d'un pont, c'est une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

Pour définir le type de pont optimal à construire, il faut prendre en considérations plusieurs facteurs. Dans ce chapitre nous allons proposer 3 variantes possibles et en tirer la plus appropriée et la plus avantageuse pour atteindre un dimensionnement définitif de l'ouvrage qu'on implantera dans notre site.

Afin de commencer le pré dimensionnement des variantes, Il est important de mettre au point un résumé des paramètres fondamentaux qui influent sur le choix du type d'ouvrage

- Le positionnement des piles.
- La nature du site.
- L'obstacle à franchir.
- Les profils de la chaussée (profil en long, profil en travers).
- Le gabarit de l'ouvrage.
- La faisabilité et la possibilité d'exécution.

II\ Proposition des variantes :

On a proposé trois (3) variantes différentes avec pour chacune un pré dimensionnement, nous allons choisir la solution la plus rentable et avantageuse d'entre elles. Après avoir analysé et tiré les avantages et les inconvénients de chaque variante proposée ci-dessous :

- **Variante N°01:** Ponts à poutres précontraintes.
- **Variante N°02:** pont mixte Bipoutres.
- **Variante N°03:** pont voussoirs en béton précontraint à section variable.

a) variante N°01 : (Ponts à poutres précontraintes) :

❖ introduction :

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par posttension. Ils sont d'autant plus intéressants que le nombre de poutres à réaliser est plus grand car des moyens de mise en place appropriés se justifient aisément.

Ce sont des structures précontraintes relativement simples, leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

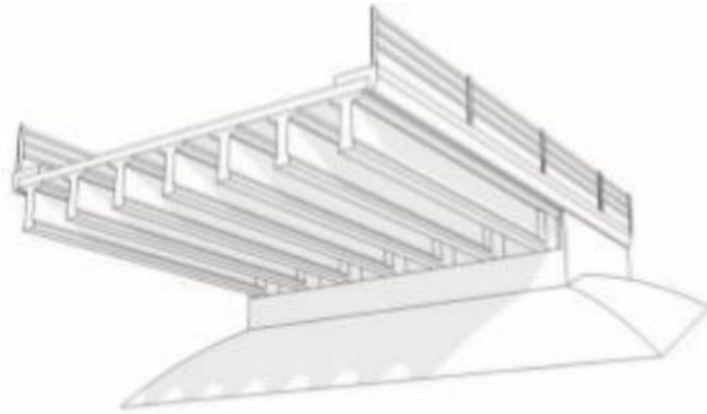


Fig.III-1- Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint

❖ **Conception longitudinale :**

Dans cette variante on présente un pont à 6 travées équidistantes de longueur $L= 40.2$ m, ce qui résulte une longueur totale de pont égale à 241.2 m, la figure ci-dessous illustre la coupe longitudinale et la vue en élévation de cette variante.

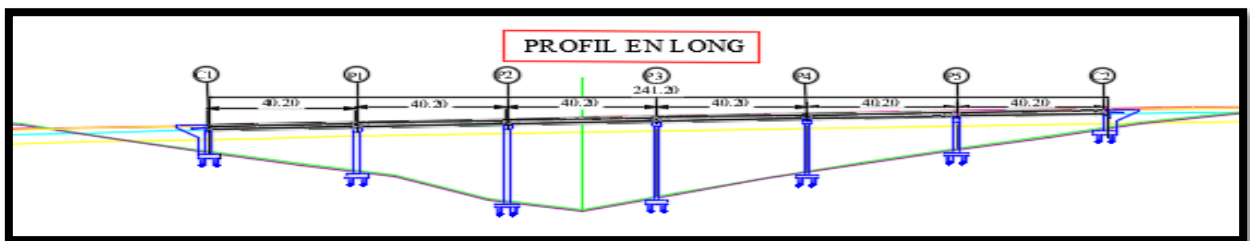


Fig.III-2-coupe longitudinale de la variante N°1

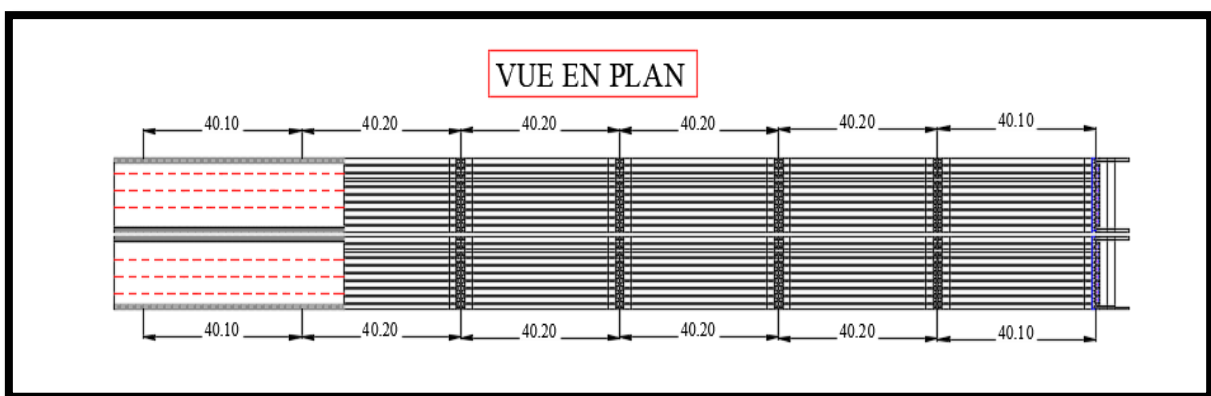


Fig.III-3-vue en élévation de la variante N°1

❖ **Conception transversale :**

Le pré-dimensionnement transversale de la variante Ponts à poutres précontraintes (VIPP), a été fait suivant le guide SETRA

- Le tableau ci-dessous résume les dimensions des poutres de la variante 1

Tab.III-1- les dimensions des poutres en BA de la variante N°1

Élément	Relation usuelle	Valeur retenue
La hauteur de la poutre	$L/22=1.82m \leq H_p \leq L/16=2.5m$	2m
L'épaisseur de la dalle	$0.2 \leq e \leq 0.3$	0.25m
Hauteur totale du tablier	$H_T=H_p+e$	2.25m
Entraxe des poutres	$1.40m < \lambda < 2.5$	1.76m
Entre axes des poutres de rives	L_a dépend de la largeur de l'ouvrage et de l'entraxe des poutres	14.11
Nombre des poutres	$N=L_a/\lambda+1$	9
La largeur de la table de compression	Assure la stabilité au déversement de la poutre $0.6 \times H_p \leq b \leq 0.7 \times H_p$	1.20 m
Epaisseur de la table de compression	$10cm \leq e \leq 15cm$	0.12 m
La largeur du talon	La largeur des talons varie de 0,60 à 0,90 m.	0.60m
Epaisseur du talon	$10cm \leq E_t \leq 30cm$	0.30m
Epaisseur de l'âme b_0 à mi-travée	/	0.25 m
Epaisseur de l'âme b_0 en zone intermédiaire	/	0.45m
Epaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	0.60m
La hauteur de l'entretoise d'about	/	1.5m
L'épaisseur de l'entretoise d'about	/	0.30m

❖ **Le gousset :**

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui facilite l'exécution. Ses dimensions :

En zone médiane : $24 \times 24 \text{ cm}$

En voisinage de l'appui : $06 \times 06 \text{ cm}$

- La figure ci-dessous montre une coupe longitudinale d'une demi-travée, des poutres de la variante 1 :

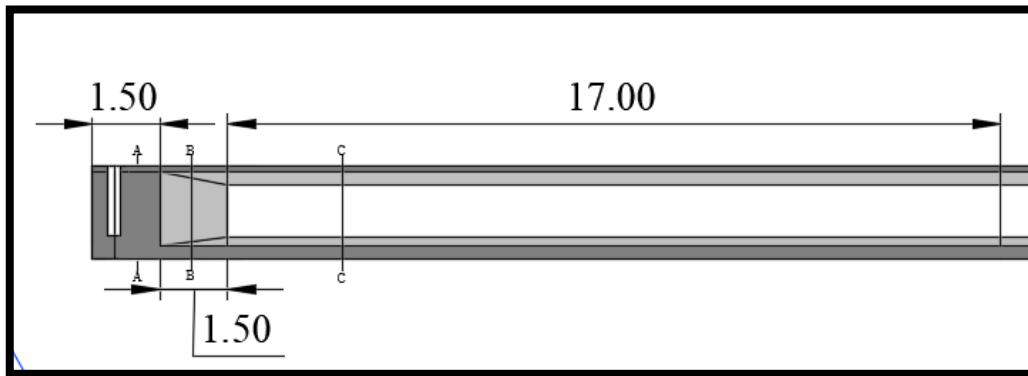


Fig.III-4- coupe longitudinale d'une demi-travée de la variante N°1

- Section d'about 1.5m
- Section intermédiaire 1.5
- Section médiane 17 m

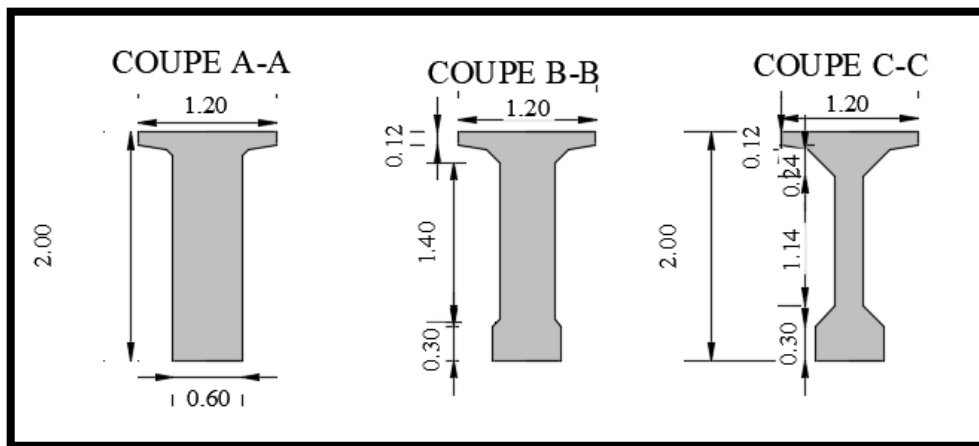


Fig.III-5-dimensions des poutres de la variante N°1

- **La figure ci-dessous montre la coupe transversale de la variante 1**

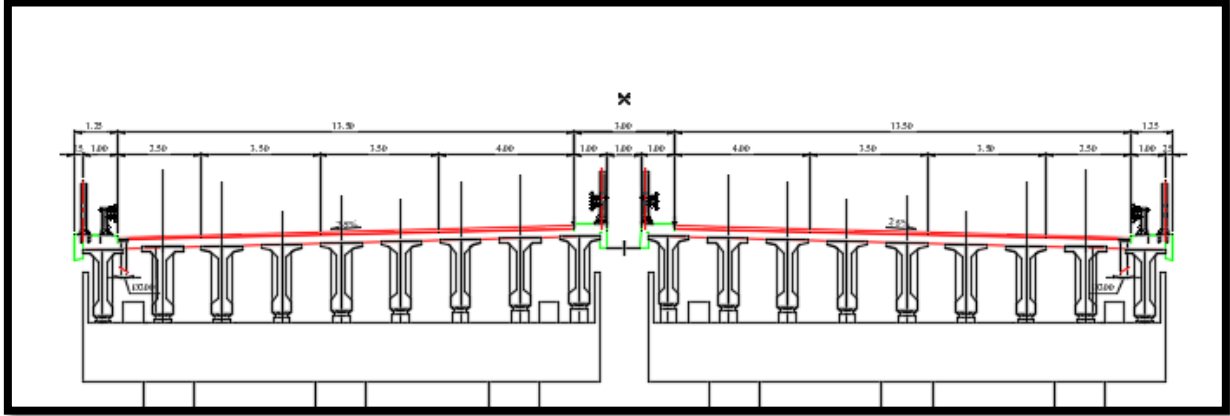


Fig.III-6-coupe transversale de la variante N°1

- b) **Variante N°02 : « Pont Mixte Bipoutre » :**

❖ **Introduction :**

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique¹.

Avant 1970, les tabliers en ossature mixte étaient plutôt de type multi poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquent car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage. Ainsi qu'elle est pour des raisons de simplicité de construction, mais les tabliers multi poutres restent intéressants dans certains cas. Si le tablier est assez large (12 à 20m environ) une solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des pièces de pont espacées tous les 4m environ. Sinon (si le tablier n'est pas très large, on peut appuyer la dalle seulement sur les deux poutres espacées d'environ 0.55 fois la largeur de la dalle, et relier par des entretoises. Une épaisseur raisonnable de dalle (30cm au droit des poutres et 25cm à mi- portée) permet un entraxe de poutres jusqu'à 7m et ses encorbellement latéraux jusqu'à 3m. Soit une largeur maximale de tablier de l'ordre de 13m. (Selon **Calgario** -conception des ponts-) Un pont mixte de tablier à poutres métalliques sous chaussée, la dalle de roulement peut être constituée par un hourdis en béton armé ou précontraint connecté à la semelle supérieure par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport

aux poutres. Les portées économiques de ce mode de construction vont jusqu'à 110 ou 120 m pour les travées continues, jusqu'à 80 ou 90 m pour les travées indépendantes.

❖ **Conception longitudinale :**

Dans cette variante, on propose un pont mixte bipoutre de longueur totale de 260m, composé de 4 travées : 2 travées principales de 80m et 2 travées de rives de 45m.

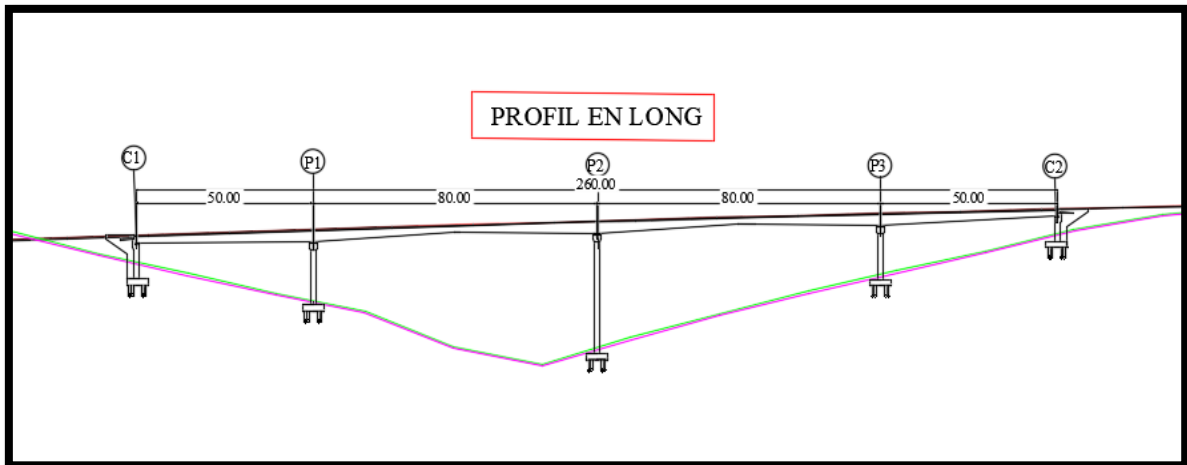


Fig.III-7- profile en long de la variante N°2

❖ **Conception transversale :**

Etude Du Tablier (Pré-Dimensionnement) :

1. Pré dimensionnement de la dalle :

Notre tablier a une largeur de 15.5 m qui est assez large, donc la solution consiste à appuyer une dalle en béton armé de 22cm d'épaisseur longitudinalement sur deux poutres et transversalement sur des pièces de pont espacées de 4m.

La dalle est reliée aux poutres et aux pièces de pont par des connecteurs (goujons) afin d'éviter tout glissements par rapport au tablier

C'est donc bien une structure mixte, puisque les deux matériaux sont liés pour travailler ensemble afin de reprendre les efforts de flexion locale et de cisaillement.

- Pour notre tablier on a choisi : $b=10.5$, $a=2.5$ m pour une largeur totale de 13.8 m

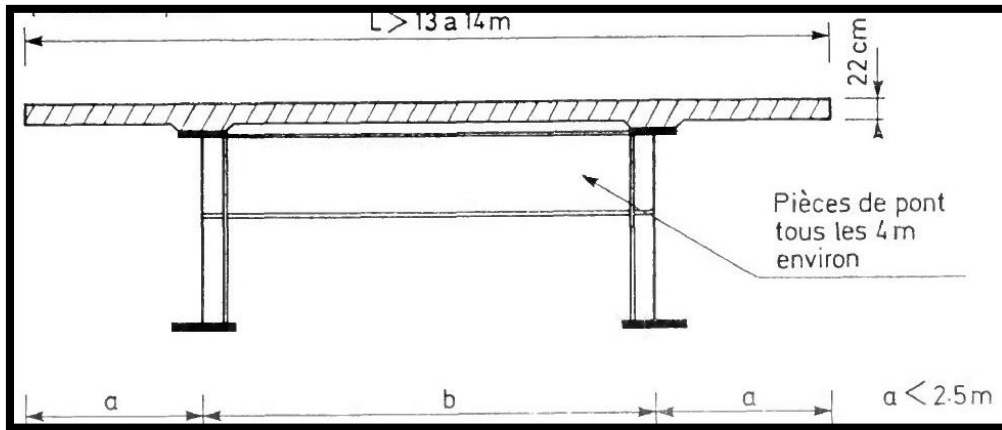


Fig.III-8-coupe transversale de la variante N°2

2. Pré dimensionnement des poutres principales :

Les poutres principales sont des profilés en acier reconstitués avec profil en I soudés en usine, leurs pré dimensionnement a été fait suivant le guide de conception SETRA.

- **Le tableau ci dessous résume les dimensions des poutres principales sur pile et à Tab.III-2- Caractéristiques géométriques des poutres de la variante N°2.**

Les dimensions des poutres principales à la clé et sur pile sont les suivantes :

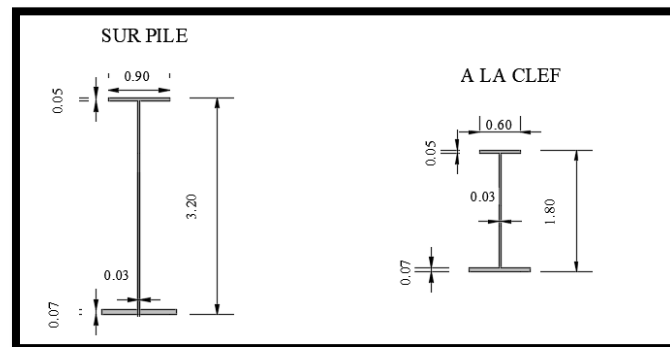


Fig.III-9- Coupe transversale des poutres principales de la variante N°2.

3. Pré-dimensionnement des pièces de pont :

Les pièces de pont sont des poutres métalliques transversales en I, à âme pleine, qui supportent directement la dalle tout en assurant l'entretoisement des poutres principales.

Leur pré-dimensionnement se fait suivant le guide de conception SETRA, le tableau ci dessous résume les dimensions retenues :

Tab.III-3- Caractéristiques géométriques des pièces de pont de la variante N°2

Eléments		Ratios usuel	Valeurs retenues
Hauteur des poutres	Sur pile	$HP = L/25$	3.2m
	A la clé	$L/50 \leq HC \leq L/40$	1.8 m
Epaisseur de l'âme		$tw \geq 12\text{mm}$	30 mm
Largeur de la semelle supérieure	Sur la pile	$400\text{mm} \leq b_{\text{sup}} \leq 1\ 000\ \text{mm}$	900 mm
	A la clef		600 mm
Largeur de la semelle inférieure	Sur la pile	$500\text{mm} \leq b_{\text{inf}} \leq 12\ 00\ \text{mm}$	1100 mm
	A la clef		900 mm
Epaisseur de la semelle supérieure		$20\ \text{mm} \leq tw_{\text{-sup}} \leq 150\text{mm}$	50 mm
Epaisseur de la semelle inférieure		$20\ \text{mm} \leq tw_{\text{-inf}} \leq 150\text{mm}$	70 mm

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur de l'entretoise	$Lt / 15 \leq Hep \leq Lt / 10$	1200 mm
Epaisseur de l'âme	$10\text{mm} \leq tw_{\text{-ep}} \leq 12\ \text{mm}$	11mm
Largeur de la semelle	$220\ \text{mm} \leq tw_{\text{-ep}} \leq 300\ \text{mm}$	260mm
Epaisseur de la semelle	Environ de 20 mm	20mm

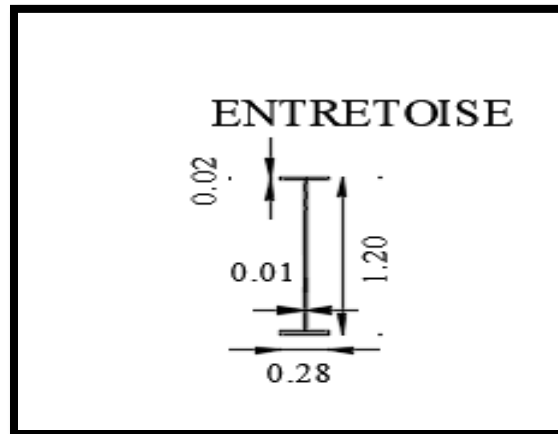


Fig.III-10- Coupe transversale de l'entretoise du pont de la variante 2.

c) **Variante N°03 : (Pont construit par encorbellement successif à hauteur variable)**

1) **Introduction :**

La technique consiste à construire un ouvrage par éléments successifs appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent, elle présente l'avantage de pouvoir réaliser des ouvrages sans contact avec le sol (pas de cintre, d'échafaudage ou d'étaisement en contact avec le sol). Elle est particulièrement adaptée pour le franchissement de rivières, de fleuves et de vallées profondes.

Si la largeur du tablier ne dépasse pas 13m, c'est la poutre –caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose.

Les âmes peuvent être soit verticales soit inclinées. Cette dernière disposition améliore l'aspect architectural et réduit l'importance des fondations au prix d'une complication des équipages mobiles de bétonnage ou des cellules de préfabrication.

Les tabliers dont la largeur est comprise entre 13 et 18m pose un problème particulier. Si l'on écarte la poutre caisson à deux âmes, de grande largeur, la poutre- caisson à trois âmes semble théoriquement la mieux adapté, mais ce type de section présente un bilan économique souvent défavorable dû à la difficulté de conception des équipages mobiles de bétonnage.

Au –delà de 18m, l'association de deux poutres –caissons simples, reliées par l' hourdis supérieur, permet de réaliser des tabliers jusqu'à 25m de largeur.



Fig.III-11- Les types des caissons

2) **Pré-Dimensionnement :**

1. **Conception longitudinale:**

On propose dans cette variante un pont en voussoirs coulés sur place avec hauteur variable, qui a une longueur totale de 240m, appuyé sur 2 piles et 2 culées, les travées de rives et intermédiaires ont respectivement 70 et 100m de longueur.

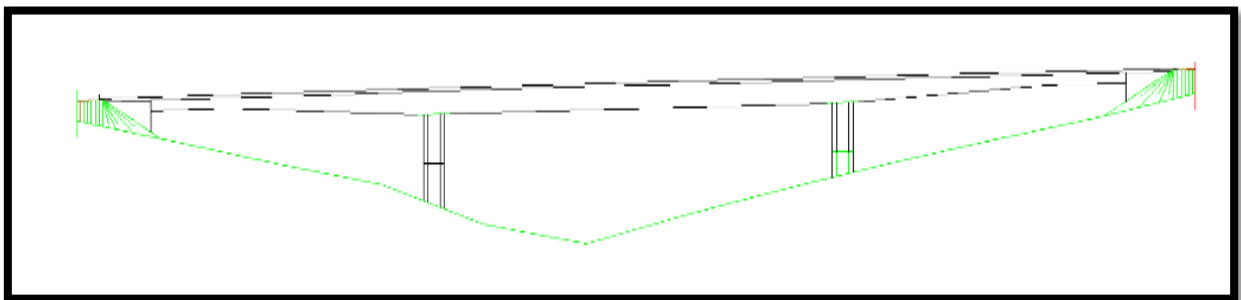


Fig.III-12-Coupe longitudinale de la variante 3.

Cette distribution offrira des avantages qui suivent:

- Du point de vue statique :

Pour avoir de valeur approchée du moment sur toutes les travées.

- Du point de vue esthétique :

Le pont surgira avec une belle apparence.

2. Profil en long :

D'après le guide SETRA, La loi de variation de la hauteur du tablier est souvent conditionnée par la portée de l'ouvrage.

- Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 70 m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible.
- Au-delà de 100 m de portée, les quantités de béton et de précontrainte augmentent rapidement ainsi que la surface offerte au vent étant majorée d'environ 25 %, alors la solution la plus économique est celle d'un tablier à hauteur variable.

Comme cité ci-dessus La portée de la travée principale de notre variante est de 100m, alors on opte pour un tablier à **hauteur variable** décroissant de la pile vers la clef.

3. Méthode de construction des voussoirs :

D'après le guide SETRA :

- Lorsque le nombre de voussoirs à exécuter est inférieur à 350 à 400 voussoirs, ce qui correspond à la très grande majorité des ponts, le tablier de l'ouvrage est coulé en place.
- Lorsque le nombre de voussoirs à construire dépasse 350 à 400 unités, on considère que la préfabrication d'un tablier (voussoirs préfabriqués) est plus économique que sa construction in situ.

Puisque la portée de notre ouvrage n'est pas assez grande (nombre de voussoir inférieur à 350 unités) alors on opte pour « **un tablier coulé en place** »

❖ Choix du type de caisson :

Il existe plusieurs formes de caisson selon la largeur B du tablier

- caisson courant
- caisson à trois âmes
- double caisson à deux âmes avec une précontrainte transversale.

Vue la largeur de notre tablier de 15.5 mètres On a opté pour un caisson a deux amés avec dalle pleine en béton armé car :

- selon le guide SETRA pour les largeurs de tablier inférieurs a 20 maitres, la solution la plus économique est presque toujours constituée pas un caisson a deux amés avec deux hourdies en dalle pleine.

- Jusqu'à 15 ou 16 mètres de largeur de tablier l'hourdie supérieur est en béton armé

4. Ligne d'intrados :

L'intrados du tablier à hauteur variable se présente sous forme parabolique à partir des piles, mais à l'exception au voisinage des culées (dans notre cas à une distance de 20 m a fin d'assuré un contre balancement lors de la construction des voussoirs entre la travée centrale et les travées de rive ($|L/2=100/2=50m| = |70m -20m =50m|$) ce dernier prend une forme rectiligne.

Les tabliers à hauteur variable offrent un certain nombre d'avantages :

- Économie de matériaux.
- Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de « Resale », inhérente à la variation de hauteur.
- Aspect satisfaisant.

La loi de variation de hauteur se calcule comme suit :

$$H(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \times (x/L) + (h_p - h_c) \times (x/L)^2$$

Dans les cas courants, la hauteur sur pile (h_p) est comprise entre 1/16 et 1/18 de la portée de la travée considérée. La hauteur à la clef (h_c) est en général comprise entre le 1/30 et 1/35 de cette même distance, avec un minimal de 2.20m permettant un cheminement aisé dans le caisson (l'enlèvement des coffrages, la mise en tension des câbles de précontrainte et la surveillance de l'ouvrage).

Une étude statistique faite à l'occasion de l'écriture de guide SETRA montre qu'on peut appliquer pour un tablier sur appuis simples les relations suivantes ;

- **Sur pile :** $L/h_p = 14 + L/45$.
- **A la clef :** $L/h_c = 19 + L/7$.

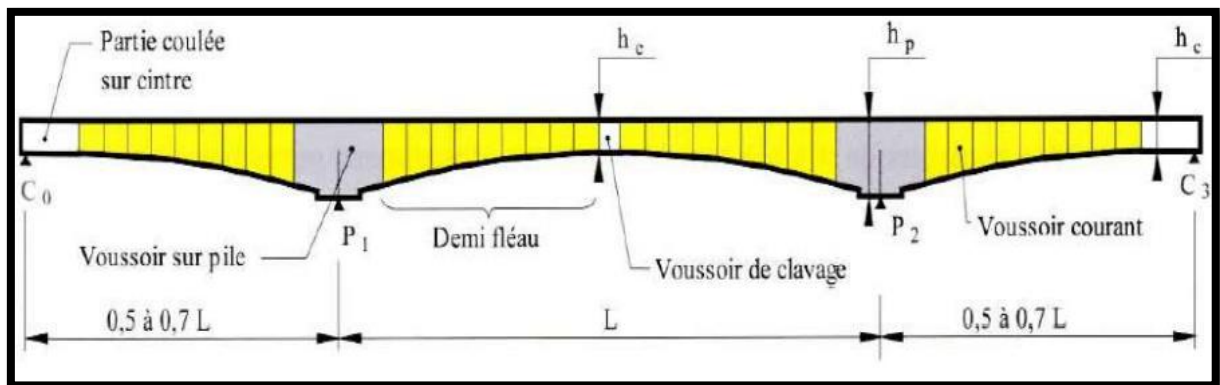


Fig.III-13-Pré dimensionnement de travée centrale et de travée de rive

- Le tableau ci-dessous résume les différentes hauteurs des voussoirs

Tab.III-4- hauteur des caissons.

Emplacement	Description	valeur retenue
Au niveau de la pile	$L/18=5.56m \leq H_p \leq L/16=6.25m$	6m
Au niveau de la clef	$L/35=2.86 m \leq H_c \leq L/30=3.34$	3m

5. L'épaisseur de l'hourdis supérieur : (Selon le guide SETRA)

- dans le cas d'un caisson simple, les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson

-Le hourdis supérieur est une dalle pleine essentiellement dimensionné par sa résistance à la flexion transversale à reprendre. On pose : $e_1 = e_4$

- L'épaisseur e_3 est déterminée suivant les conditions aux goussets supérieurs (intersection entre le hourdis supérieur et l'âme). Pour bien loger les câbles de fléau

- Le tableau ci-dessous résume les épaisseurs de l'hourdie supérieur

Tab.III-5- les épaisseurs de l'hourdie supérieur

Type de dimension	Description	Valeur retenue
C : distance d'implantation des amés	$C=B/4=15.5 / 4$	3.62
D : entraxe des amés du	$D= B - 2C$	8.26
$e_4=e_1$: Epaisseur de l'hourdie supérieur	$D/35=0.236 \leq e_4 \leq D/30=0.27$	0.25
$e_2=e_3$: Epaisseur de l'hourdie supérieur au niveau de l'âme	$e_3 =0.1+D/25$	0.43

6. Épaisseur du l'hourdis inférieur :

Cette épaisseur est minimum à la clef et maximum sur pile avec une variation parabolique

❖ **Sur pile E_p :**

C'est la limitation de la compression de fibre inférieure en service qui détermine l'épaisseur de l'hourdis inférieur sur pile, comme elle dépend essentiellement de la portée et de la largeur de la travée. Cette valeur varie entre 35 et 80 cm voir plus

❖ **Au niveau de la clef E_c :**

Dans la partie centrale des travées, l'épaisseur de l'hourdis inférieur doit être aussi mince que possible pour limiter le poids propre du caisson mais assez suffisante pour assurer l'enrobage des câbles de solidarisation qui s'y trouvent placés et Pour les ouvrage larde l'épaisseur de l'hourdis inférieur est de l'ordre de 25 cm

- Le tableau ci-dessous résume les épaisseurs de l'hourdie inferieur selon l'emplacement du caisson

Tab.III-6- les épaisseurs de l'hourdie inferieur

Emplacement	Description	Valeur retenue
Sur la pile	$35\text{cm} \leq E_p \leq 80\text{cm}$ (voir plus)	80 cm
Au niveau de la clef	Pour les ouvrage larde l'épaisseur de l'hourdis inferieur est de l'ordre de 25 cm	25cm

7. Épaisseur des âmes E_a :

L'âme doit assurer une bonne résistance à l'effort tranchant et elle permet une bonne mise en place du béton ainsi que l'ancrage des câbles de fléau

Pour une portée déterminante de l'ouvrage $70\text{m} \leq L=100\text{m} \leq 170\text{m}$ et une largeur $B=13.5\text{m} \leq 15\text{m}$ On calcul E_a de la manière suivante :

$$E_a = 0.26 + L(\text{m})/ 500$$

- Le tableau ci-dessous résume la valeur retenue d'épaisseur des âmes

Tab.III-7- l'épaisseur des âmes

Dimension	Description	Valeur retenue
Epaisseur des âmes E_a	$E_a = 0.26 + L(m)/ 500$	50 cm

8. Les goussets supérieurs :

Les goussets supérieurs doivent remplir plusieurs fonctions qui conditionnent dans la plus part des temps leurs dimensions

- Ils épaississent l'hourdis dans les zones où les efforts transversaux sont importants
- Ils abritent les câbles de fléaux et assure leur enrobage
- Ils permettent les déviations des câbles de fléaux qui précèdent leurs ancrages

Il faut noter que le contour intérieur des goussets est toujours rectiligne et présente un angle compris entre 30° et 45° pour faciliter le bétonnage. On prend: pour le contour intérieur un angle de 45° avec des côtés de 50cm, et pour le contour extérieur, on prend deux côtés de 1m et de 50cm pour des raisons purement esthétiques.

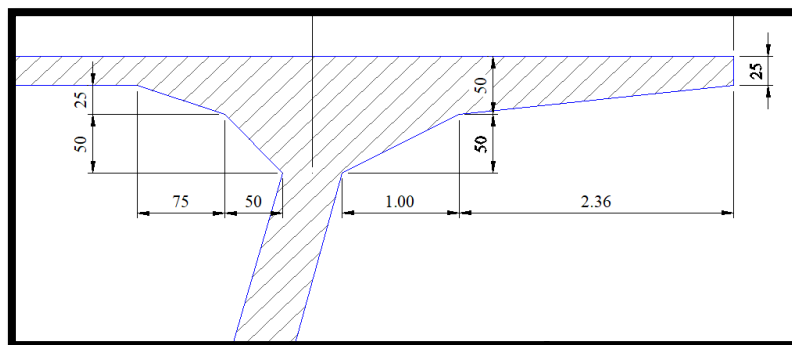


Fig.III-14- Gousset supérieur

9. Les goussets inférieurs :

En plus de leur rôle mécanique de transition entre les âmes et le hourdis inférieur, les goussets du hourdis inférieur sont utiles pour placer l'ancrage des câbles de fléaux ou pour la disposition de toute une partie de câble de continuité.

Selon le guide de conception SETRA Leur pente est comprise entre 40° et 45° pour favoriser l'écoulement du béton et éviter la formation de nids de cailloux ou de défauts de bétonnage.

On prend un angle de 45° , avec un côté de **35cm**

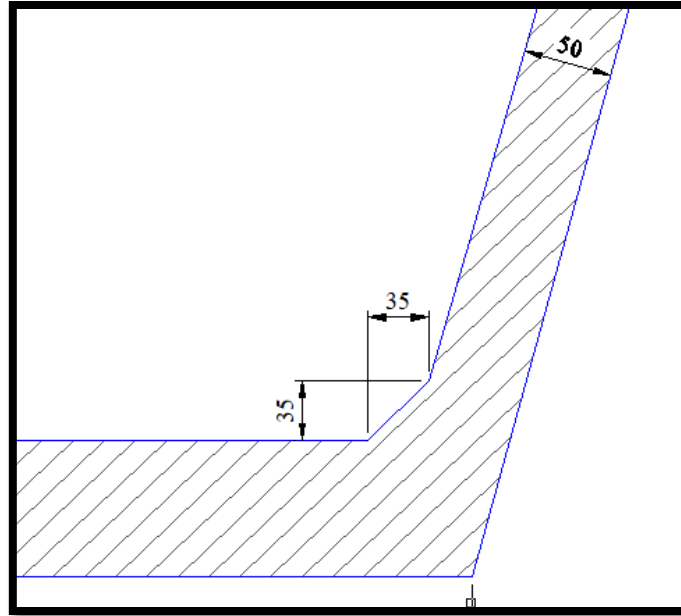


Fig.III-15-Gousset inférieur

Les Schémas des sections transversales des voussoirs :

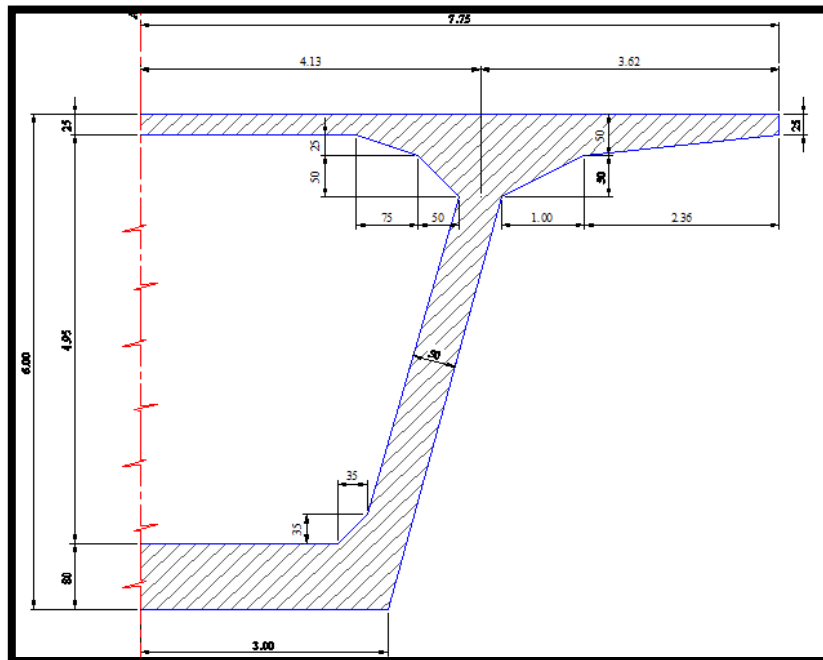


Fig.III-16-Détail demi-coupe du voussoir sur pile

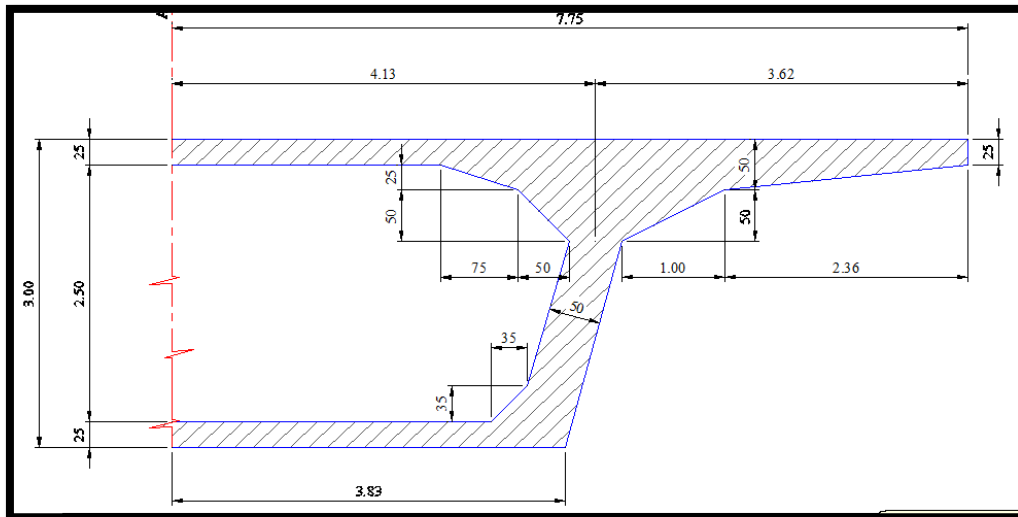


Fig.III-17-Détail demi-coupe du voussoir au niveau de la clef

3) Découpage des voussoirs :

Le découpage des voussoirs coulé en place se fait selon le guide technique de SETRA

- Le tableau ci-dessous résume les longueurs de différent type de voussoir de l'ouvrage

Tab.III-8-les longueurs de différent type de voussoir de l'ouvrage

Type de voussoir	Description	Valeur retenue
Voussoirs sur piles	Pour les ouvrages coulés en place, le voussoir sur pile mesure en général au moins 8 m de façon à pouvoir supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs.	8m

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.	2m
Voussoirs courants	La longueur des voussoirs courants est constante et varie de 2,50 à 4 m, voire 5m, suivant les ouvrages.	5m

En utilisant le découpage précédent on obtient :

- 2 voussoirs sur pile ;
- Un seul voussoir de clavage au niveau de la travée centrale ;
- 18 Voussoirs de type courants au niveau de chaque fléau.

On note la présence des voussoirs de type courant au niveau des culées d'une distance totale de 40 mètres (20 mètres au niveau de chaque culée coulés sur cintre)

III\Analyse multicritère :

- L'analyse multicritère consiste à dégager les avantages et les inconvénients de chaque variante, pour but d'en tirer la meilleure et ainsi passer à l'étape suivante

Tab.III-9-les avantages et les inconvenants des différentes variantes

Variante	Avantages	Inconvénients
Variante 01	<ul style="list-style-type: none"> - Limitation des fissures (béton comprimé) - La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage - Bonne Maitrise de la préfabrication des poutres en Algérie - Fonctionnement isostatique qui la rend pratiquement insensible aux déformations imposées en particulier aux tassements 	<ul style="list-style-type: none"> - Poids propre très important - Multiplication du nombre d'appuis - 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 - Sensibilité au tassement différentiel

<p>Variante 02</p>	<ul style="list-style-type: none"> - La possibilité de franchir de grandes portées. - La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux. - N'est pas sensible au tassement différentiel. - La qualité architecturale qui s'attache à la netteté 	<ul style="list-style-type: none"> - Le phénomène de la fatigue dans les assemblages et celui de la corrosion de l'acier - l'obligation de la vérification de La résistance et la stabilité de la structure en place à tous les stades importants du montage, ainsi - un contrôle strict sur le chantier le long de la construction - Demande des mains d'œuvre qualifiées
<p>Variante 03</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Aucun contact avec le sol, ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de rivières à fortes crues ou au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes. - Permet d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses. Ainsi, en élévation, il est possible de projeter des tabliers de hauteur constante ou variable. - Longueur de travée plus importante donc diminution du nombre de pile. - Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. - moins coûteuse que la construction métallique. - Augmentation du rendement de la main- d'œuvres, dû à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif - Réduction et meilleure utilisation des coffrages 	<ul style="list-style-type: none"> - Cette méthode de construction présente des difficultés de calcul inhabituel. - Le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable - Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent à de délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution de sollicitation - L'influence du gradient thermique. - l'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier. - L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes

IV\ Conclusion :

Grace à l'analyse multicritères des 3 variantes du pré-dimensionnement de l'ouvrage, nous allons opter pour la variante N°03(**pont à voussoirs coulés en place**), qui fera l'objet de l'étude définitive de notre projet. C'est elle qui s'adapte le mieux au site,



CHAPITRE : IV

**CARACTERISTIQUES
DES MATERIEUX**



I\ Introduction:

La conception et le calcul d'un pont sont généralement conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction, donc notre travail dans ce chapitre consiste à donner les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs.

II\ Documentation et règlement :

- 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.
- 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.
- RCPR (règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes).
- Document SETRA « service d'étude technique des routes et autoroutes ».

III\ Béton :

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

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

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

Le module d'élasticité longitudinal est élevé, afin de réduire les déformations, et les pertes de tension des aciers.

1. Résistance du béton :

❖ Résistance caractéristique à la compression:

La résistance caractéristique à la compression à J jour notée F_{cj} est calculée comme suit

$$F_{cj} = \begin{cases} [J \div (4.76 + 0.83J)] \times F_{c28} & \text{Pour } F_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ [J \div (1.40 + 0.95J)] \times F_{c28} & \text{Pour } F_{c28} \geq 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

❖ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la compression à J jour notée F_{tj} est calculée comme suit :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

2. Déformation longitudinale du béton :

Le module de déformation longitudinale pour le béton (E_{ij}), définit par les règles B.P.E.L comme suit :

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

$$E_{ij} = 11000(\sqrt[3]{f_{cj}}) \quad (\text{MPa})$$

❖ **Module de déformation différée (longue durée) :**

$$E_{vj} = \left(\frac{1}{3}\right) \times E_{ij} \quad (\text{MPa})$$

❖ **Module de Déformation transversale :**

Module de Déformation transversale est calculé par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (1 + \nu)}$$

❖ **Coefficient de poisson (ν) :**

Pour les calculs de béton précontraint, le coefficient de poisson ν , prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré. (E.L.S)
- $\nu = 0$ pour un béton fissuré. (E.L.U).

3. Contrainte admissible de compression du béton :

La Contrainte admissible de compression du béton notée (**f_{bu}**) est une contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est calculée comme suit :

❖ **A l'ELS :**

$$f_{bu} = \left(\frac{0,85 \times F_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \right)$$

Avec :

F_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

- **$\gamma_b = 1.5$** (en situation durable ou transitoire)
- **$\gamma_b = 1.15$** (en situation accidentelle).

θ : Coefficient dépendant de la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$\theta = 1$ (Pour $t > 24$ h)

$\theta = 0,9$ (pour $24h \leq t \leq 4h$
1h)

$\theta = 0,85$ (pour $t <$

❖ A l'E.L.S :

La contrainte de compression du béton est calculée comme suit :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0.5 \times F_{c28} & (\text{en service}) \\ 0.6 \times F_{c28} & (\text{en construction}) \end{cases}$$

- Le tableau ci dessus résume tous les caractéristiques de notre BETON

Tab.IV-1- Les caractéristiques du BETON utilisé

Fc28 superstructure	40 Mpa			
Fc28 Infrastructure	27 Mpa			
γ	2,5 t/m3			
Ft28 superstructure	3 Mpa			
Ft28 Infrastructure	2.22 Mpa			
Eij superstructure	37619.47 Mpa			
Eij Infrastructure	33000 Mpa			
Evj superstructure	12539.83 Mpa			
Evj Infrastructure	11100 Mpa			
	ELS		ELU	
V	0.2		0	
G superstructure	15674.77		18809.735	
G Infrastructure	13750		16500	
Contrainte admissible	En service	En construction	situation durable ou transitoire	situation accidentelle
σ_{bc} , fbu (superstructure)	$\sigma_{bc}= 20$ Mpa	$\sigma_{bc}= 24$ Mpa	fbu=22.67 Mpa	fbu=29.57 Mpa
σ_{bc} , fbu Infrastructure	$\sigma_{bc}= 13.5$ Mpa	$\sigma_{bc}= 16.2$ Mpa	fbu=15.3 Mpa	fbu=19.95 Mpa

IV\Les aciers :

On distingue deux types d'acier utilisé dans les ouvrages en béton précontraint

- Les aciers passifs.
- Les aciers actifs.

1. Les aciers passifs :

Comme les armatures présentes dans le béton armé, Les armatures passives sont utilisées pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Elles ne sont tendues que sous les sollicitations extérieures.

a) **Contrainte limite :**

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de nuance **Fe E50A**, leur limite élastique égale à : **fe = 500 MPa**. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier, appelé « Module de Young » est : **Es =200Gpa**

❖ **A l'ELU :**

La contrainte admissible à la traction est calculée avec la formule suivante :

$$\sigma_s = \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec: γ_s un coefficient de sécurité, tel que :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{(Situation accidentelle)} \\ 1.15 & \text{(Situation durable ou transitoire)} \end{cases}$$

La déformation élastique d'un acier passif est calculée avec la formule suivante :

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s}$$

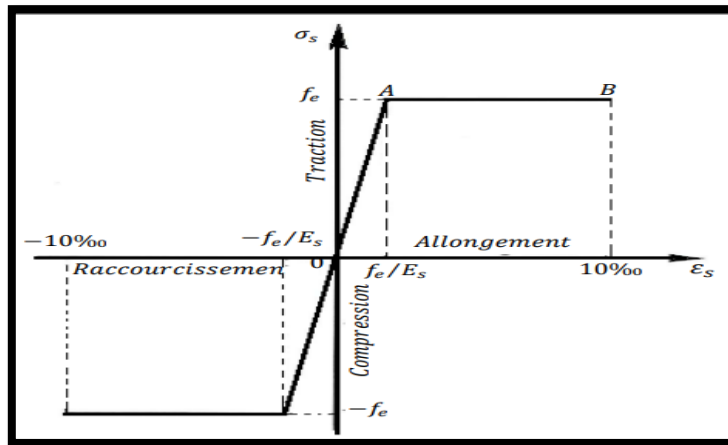


Fig.IV-1- Diagramme contraintes déformations de calcul d'acier à l'ELU

❖ A P'ELS :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celle-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

Trois cas sont présentés :

- Fissurations peu nuisibles : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$ (pas de limitation des contraintes).
- Fissurations préjudiciable : $\sigma_s = \max[0.5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{n \times ftj}] \text{ Mpa}$
- Fissurations très préjudiciable $\sigma_s = \max[0.4 \times f_e ; 88 \times \sqrt{n \times ftj}] \text{ Mpa}$

Avec **n** le coefficient de fissuration qui est égale à :

- 1 pour les aciers ronds et lisses
- 1.6 pour les aciers à haute adhérence.

Tab.IV-2- Les caractéristiques des aciers utilisés

E.L.U			
	Situation accidentelle		Situation durable ou transitoire
σ_s	500 MPa		434.78 MPa
ϵ_s	2.381×10^{-3}		1.59×10^{-3}
	Fissurations peu nuisibles	Fissurations préjudiciable	Fissurations très préjudiciable
σ_s	333.33 MPa	241 MPa	200 MPa

2. Les aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance utilisés dans la construction des ouvrages en béton précontraint. Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Elles sont utilisées pour équilibrer les efforts dans le tablier provoquer par son poids propre et les surcharges d'exploitations et maintenir les voussoirs et les solidariser en phase de construction.

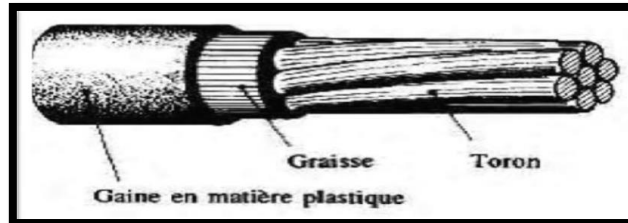


Fig.IV-2- Câble de précontrainte

a) Les caractéristiques des câbles :

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont de type **12T15s** super car sont des aciers à très haute résistance (aciers durs). Ses caractéristiques sont comme suit :

- Unité de précontrainte: 12 torons.
- Section de 12T15s = $12 \times 150 = 1800\text{mm}^2$
- Caractères garantis :
 - $f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$
 - $f_{peg} = 1660 \text{ Mpa}$

Gaine :

- $\varnothing_{int} = 80 \text{ mm}$
- $\varnothing_{ext} = 88 \text{ mm}$

Frottements :

- Coefficient de frottement : 2%

b) La valeur max de la tension à l'origine σ_{po} :

$$\sigma_{po} < \text{Min} (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg}) = 1488\text{Mpa}$$

$$F_{p0} = \sigma_{po} \times S = 1488 \times 1800 = 2678.4 \text{ KN}$$

V\ Hypothèse sur l'environnement :

Environnement : milieu non agressif

Fissuration : préjudiciable

VI\Conclusion

En se appuyant sur ce qui est fait dans ce chapitre, nous procéderons aux calculs des sollicitations nécessaires pour l'étude tout en développant au fur et à mesure d'autres éventuelles caractéristiques.



CHAPITRE : V

**CHARGES ET
SURCHARGES**



I\ Introduction

Le pont est une structure qui a une fonction porteuse, il doit tenir en service sous l'effet de différentes actions, dans ce chapitre on va étudier les différentes charges qui agissent sur le tablier, elles sont classées en deux catégories :

❖ Les charges permanentes :

IL s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le pont, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, c'est le poids des éléments porteurs tel que les voussoirs et les éléments non porteurs (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

❖ Les surcharges : elles comprennent :

Les charges d'exploitation

Les charges climatiques : essentiellement vent et températures.

Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme, la prise en compte de l'action des séismes est définie par un règlement parasismique Algérien des ouvrages d'art (RPOA 2008).

II\ Evaluations des charges et des surcharges :

1. Charges permanentes :

❖ Les charges permanentes (CP) (les éléments porteurs) :

Ces charges concernent le tablier seul (Poids total des voussoirs.), et puisque les voussoirs ont des hauteurs variables, donc le calcul du poids dépendra de toutes les sections S.

Les formules utilisées pour calculer la variation des hauteurs, de l'épaisseur du hourdis inférieures et de la section des voussoirs sont comme suit :

Pour la variation de la hauteur :

$$H(x) = h_p - 2 \times (h_p - h_c) \times (x/L) + (h_p - h_c) \times (x/L)^2$$

Avec :

- H_p : Hauteur du voussoir sur pile = 6m
- H_c : Hauteur du voussoir à la clé = 3m
- L : Longueur du voussoir considérée

Pour la variation de l'épaisseur du hourdis inférieure :

$E(x)$ suit une loi de variation parabolique analogue à celle de $h(x)$

$$E(x) = e_p - 2 \times (e_p - e_c) \times (x/L) + (e_p - e_c) \times (x/L)^2$$

Avec :

- E_p : Epaisseur du hourdis inférieur sur pile = 0.8m
- E_c : Epaisseur du hourdis inférieur à la clé = 0.25m
- L : Longueur du hourdis considéré.

❖ Pour la variation de la section du voussoir :

$$S(x) = S_p - 2 \times (S_p - S_c) \times (x/L) + (S_p - S_c) \times (x/L)^2$$

Avec :

- S_p : Section du voussoir sur pile = 16.60 m^2
- S_c : Section du voussoir à la clé. = 10.79 m^2
- L : Longueur du voussoir considéré.

La nomenclature des voussoirs est comme suit :

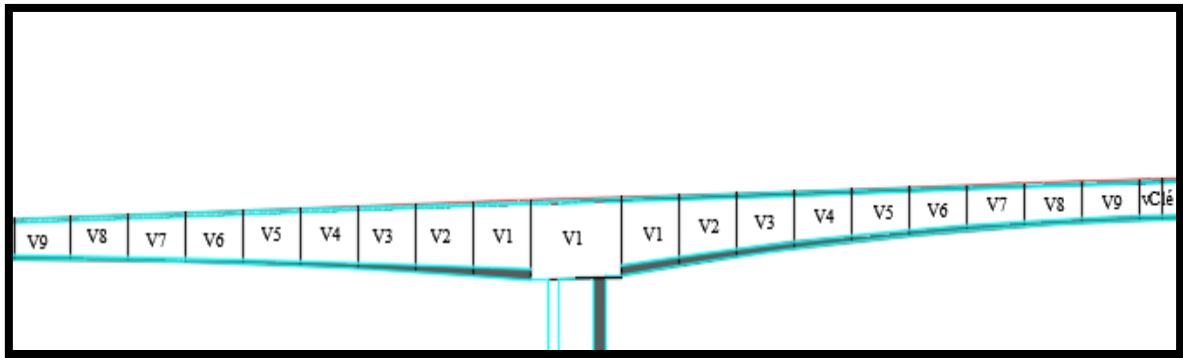


Fig.V-1- Nomenclature des voussoirs

- **Les résultats sont inscrits dans les tableaux suivants :**

Tab.V-1- Variation de la hauteur, épaisseur du hourdis inférieur et de la section des voussoirs

Voussoir	X (m)	H(X) (m)	E(X) (m)
Vsp	0,00	6,00	0,80
V1	5,00	5,37	0,68
V2	10,00	4,81	0,58
V3	15,00	4,33	0,49
V4	20,00	3,93	0,42
V5	25,00	3,59	0,36
V6	30,00	3,33	0,31
V7	35,00	3,15	0,28
V8	40,00	3,04	0,26
V9	45,00	3,00	0,25

- Les résultats du calculs du poids des voussoirs sur culées et du fléau est comme suit :

Tab.V-2- Poids des voussoirs sur culée et à la clé.

Voussoir	L(X) (m)	S(X) ((m ²)	Volume ((m ³)	Poids (KN)
Vc1	5	10.79	53.95	1348.75
Vc2	5	10.79	53.95	1348.75
Vc3	5	10.79	53.95	1348.75
Vc4	5	10.79	53.95	1348.75
Poids total	des voussoirs	Sur une culé		5395
Poids total	des voussoirs	Sur les deux	culé	10790
VCléf	2	10.79	21.58	539.5

Tab.V-3- Poids des voussoirs d'un fléau.

Voussoir	X(m)	L(m)	S(X) m ²	V (m ³)	poids (KN)
Vsp/2	0	4	16,60	66,40	1660,00
V1	5	5	15,38	76,90	1922,58
V2	10	5	14,30	71,52	1788,09
V3	15	5	13,37	66,86	1671,53
V4	20	5	12,58	62,92	1572,90
V5	25	5	11,94	59,69	1492,21
V6	30	5	11,44	57,18	1429,44
V7	35	5	11,08	55,38	1384,61
V8	40	5	10,86	54,31	1357,72
V9	45	5	10,79	53,95	1348,75
Poids Total	demi- fléau				15627.83
Poids Total	D'un fléau				31255.66

Nombre de fléau = 2

Note :

On mentionne l'existence d'une membrane d'épaisseur de 30 cm en béton armé évidé d'un rectangle de 2m de cotés appelé « trous d'homme » au niveau de creux des voussoirs sur pile et plein au niveau des voussoirs sur culées et au niveau de la clef (5 voussoir sur chaque culé et un seul voussoir de clef).

- Les poids des membranes cités ci dessus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.V-4-les poids des différentes membranes

	Surface (m^2)	Volume (m^3)	Poids unitaire (KN)	Nombre	Poids totale (KN)
Membrane des voussoirs sur pile	27.8275	8.35	208.71	2	417.42
Membrane des voussoirs sur culés et a la clef	13.805	4.1415	103.3375	11	1136.707
Poids totale	1554.127				

- Dans le tableau si dessous on résume les résultats trouvées précédemment a fin de calculé le poids totale de notre ouvrage

Tab.V-5- Poids total des voussoirs de la structure.

	Nombre	Poids unitaire	Poids total
Fléau	2	31255.66	62511.32
Vousoir a la clef	3	539.5	1618.5
Voussoirs sur culé	$4 \times 2 = 8$ (4 sur chaque culé)	1348.75	10790
Poids totale des membranes			1554.127
Poids total des voussoirs			76473.947

❖ **Poids des charges complémentaires permanentes (CCP) :**

Les charges complémentaires permanentes sont des surcharges qui s'ajoutent au poids propre de l'ouvrage, dans notre cas nous avons les CCP suivantes :

- Revêtement
- Trottoirs.
- Corniche.
- Glissière de sécurité.

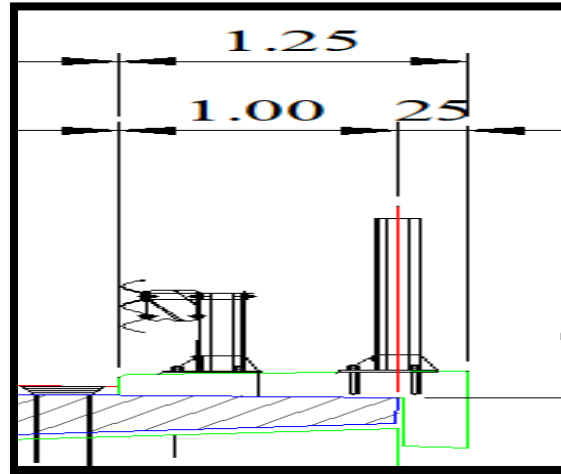


Fig.V-2- Coupe transversal des éléments non porteurs

Tab.V-6- Poids des Charges Complémentaires Permanentes.

Elément	Nombre	densité (Kn /m ³)	Longueur (m)	Epaisseur (m)	Largeur (m)	Poids (Kn /ml)	Poids (Kn)
Revêtement		24	240	0.08	13.5	25.92	6220.8
Trottoir	2	25	240	[0.25:0.35]	1	7.5	1800
Corniche	1	25	240			9.4125	2259
Glissière de sécurité	2		240			0.12	288
garde-corps	2		240			2	480
Poids CCP total						44.953	11047.8

Donc le Poids total du tablier :

La charge permanente = ccp+cp = 10529.4 + 76473.947= 87003.347KN

$$G=87003.347KN$$

2. Charges thermiques :

L'ouvrage en question se situe dans le nord algérien, c'est une région qui est soumise à un climat tempéré, il faut prendre en compte l'effet d'un même gradient thermique vertical tout le long de l'ouvrage qui admet une variation linéaire de température sur la hauteur de la section.

La variation uniforme de la température T dans notre région est de : + 35°C / -15°C. *

Selon le guide RCPR notre ouvrage est classé Type 3 (tablier béton) avec un gradient thermique de structure porteuse est admis à :

- $\Delta T (\Delta \Theta) = \pm 7^{\circ}C$ (en phase de service)

- $\Delta T (\Delta \theta) = \pm 12^{\circ}\text{C}$ (en phase de construction)

III\Caractéristiques du pont :

1. La largeur roulable et chargeable :

Selon le guide **R.C.P.R** La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenues ou bordures, elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les sur largeurs éventuelles telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc.

Pour notre cas on dispose d'une bande de guidage de **0.50m**, ce qui nous donne :

- Largeur totale : **Lt = 15.5m.**
- Largeur roulable : **Lr = 14 m.**
- Largeur chargeable : **Lc = 13.5 m**

2. La classe du pont :

En fonction de la largeur roulable, les classes de ponts se divisent en 3, suivant ce tableau tiré du guide R.C.P.R

Tab.V-7- Poids des Charges Complémentaires Permanentes.

Caractéristiques	Classe de ponts
<ul style="list-style-type: none"> - Lr \geq 7.00m - tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées. - Les ponts urbains ou en zone industrielle quelle que soit leur largeur. 	Classe N°1
<ul style="list-style-type: none"> - 5.50 m < Lr < 7.00m 	Classe N°2
<ul style="list-style-type: none"> - Lr \leq 5.50 m 	Classe N°3

Pour notre projet, il s'agit d'un pont ayant une largeur roulable **Lr = 14m \geq 7m** Donc c'est un pont de 1 ère classe

IV\Les charges d'exploitations :

D'après le document RCPR, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système B
- La surcharge militaire Mc120.
- La surcharge exceptionnelle convoi D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

1. Système de charge A (L) :

A (L) : est une masse donnée en fonction de la longueur chargée L sous formule suivante:

$$A(L) = 2.30 + \left(\frac{360}{L+12} \right) \left(\frac{kN}{m^2} \right) \qquad A2(L) = a1 \times a2 \times A(L) \times Lc$$

Avec : L = Longueur chargeable en mètres.

Définition des coefficients a1 et a2 :

- **En premier lieu A(l) est multiplié par un coefficient dit a1 qui dépend du nombre de voie et de la classe du pont, comme le montre le tableau suivant :**

Tab.V-8- Coefficients a1

Nombre De vois		1	2	3	4	>5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Selon le guide SETRA, le nombre de voie est égal à la partie entière du quotient de la largeur chargeable divisé par 3 :

$$Nv = \left\lfloor \frac{Lc}{3} \right\rfloor = \left\lfloor \frac{13.50}{3} \right\rfloor = 4.5 \text{ Alors on prend } N= 4 \text{ voies}$$

Donc on prendra en compte les coefficients (1 : 1 : 0.9 : 0.75)

- A(L) sera encore multiplié par le coefficient a2 tel que :

a2 : est déterminé en utilisant la formule suivante :

a2 = $\frac{v0}{v}$ tel que : V0: est déterminé en fonction de la classe du pont, et de la largeur d'une voie.

Tab.V-9- Valeurs de V0

Classe du pont	V0 (m)
Première	3.5
Deuxième	3
Troisième	2.75

Dans notre cas :

- **V0 = 3.5 m**
- **N= 4 voies**
- **V=La largeur d'une voie= $Nv = \frac{Lc}{N} = \frac{13.50}{4} = 3.375$**
- **a2 = $\frac{v0}{v} = 1.04$**

On note :

Cas n°1 : travée de rive chargée

Cas n°2 : travée centrale chargée

Cas n°3 : les deux travées de rive chargées

Cas n°4 : (travée de rive + travée centrale) chargées

Cas n°5 : les trois travées sont chargées

- **Le tableau s dessous présente les résultats trouvé dans le calcul du système de charge de type (A) pour 4 vois chargées**

Tab.V-10- résultats du calcul sous le système de charge A(L)

N des voies chargées	L (m)	$A(L)$ (KN/m ²)	a_1	a_2	$A(l) \times a_1 \times a_2$ (kN/m ²)	L_v (m)	$\frac{A(L)}{L}$ (KN/ml)
1 Cas	70	6,69	0,75	1,04	5,20	13,50	70,25
2 Cas	100	5,51	0,75	1,04	4,29	13,50	57,90
3 Cas	140	4,67	0,75	1,04	3,63	13,50	49,02
4 Cas	170	4,28	0,75	1,04	3,33	13,50	44,92
5 Cas	240	3,73	0,75	1,04	2,90	13,50	39,15

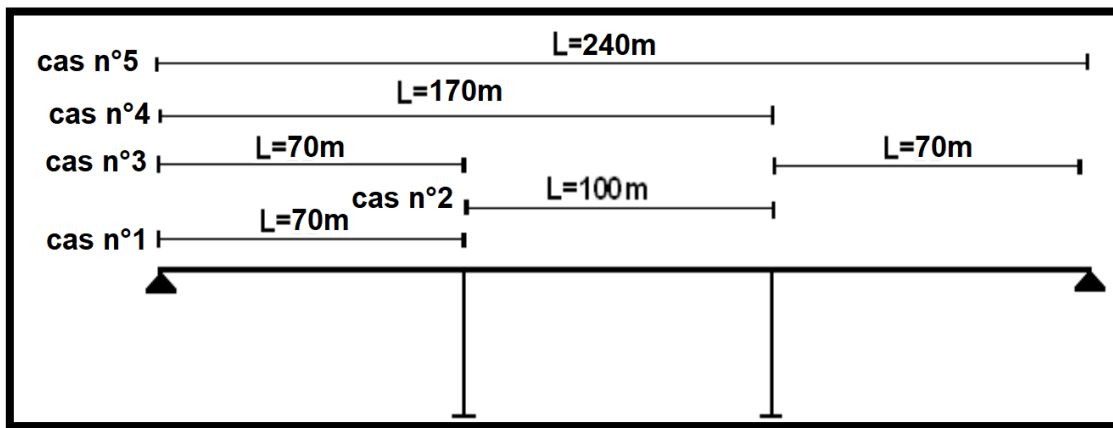


Fig.V-3- les différents cas du système de charge A(L)

Le cas le plus défavorable est le **cas n°1 (chargement sur la travée de rive)** où $L=70m$ donc on charge la travée dominante avec $A(70m)$ et l'on obtient le diagramme des moments.

2. Système de charge B:

Le système de charge B comprend trois systèmes distincts Bc, Br, Bt, leur charge est multipliée par un coefficient de majoration dynamique

a) Système Bc :

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

- Masse total.....30t.
- Masse portée par chacun des essieux arrière12 t.
- Masse portée par l’essieu avant.....6 t.
- Longueur d’encombrement10.5 m.
- Largeur d’encombrement2.5 m.
- Distance des essieux arrière.....1.5m.
- Distance de l’essieu avant au premier essieu arrière4,5 m.
- Distance d’axe en axe des deux roues d’un essieu2 m.
- Surface d’impact d’une roue arrière : carré de 0.25 x 0.25 m.
- Surface d’impact d’une roue avant : carré de 0.20m.

La disposition de ce système est comme suit :

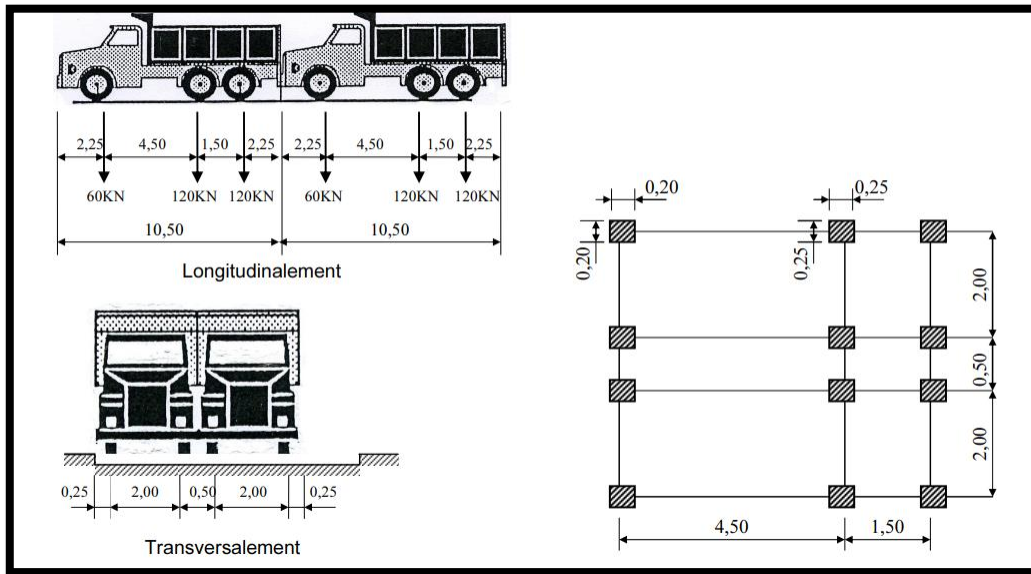


Fig.V-4- La disposition du système Bc

Disposition dans le sens longitudinal :

Le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d’une même file est déterminée pour produire l’effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l’autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

- **La valeur des charges du système Bc sont multipliées par les coefficients bc obtenus à partir du tableau suivant (entré du guide R.C.P.R) :**

Tab.V-11- valeurs du coefficient bc

Classe de pont	Nombre De voies Chargée				
	1	2	3	4	≥5
Classe n°1	1.2	1.10	0.95	0.80	0.70
Classe n°2	1.00	1.00	-	-	-
Classe n°3	1.00	0.80	-	-	-

Notre pont est de première classe, donc on prendra les coefficients : **1.2, 1.1, 0.95** et **0.80** pour une, deux , trois et quartes voies chargées.

La charge (δBc)est obtenue par :

$$\delta Bc = Bc \times N \times bc$$

- N : nombre de voies chargées
- Bc : charge totale d'un camion type ; Bc = 300 (KN)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab.V-12- Estimation de la charge Bc

N° des voies	Bc (kN)	bc	Bc x bc (kN)
1	600	1,2	720
2	1200	1,1	1320
3	1800	0,95	1710
4	2400	0,8	1920

b) Système Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. Un tandem du système comporte deux essieux tous deux à roues Simples munies de pneumatiques Pour les ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Sa disposition est comme suit :

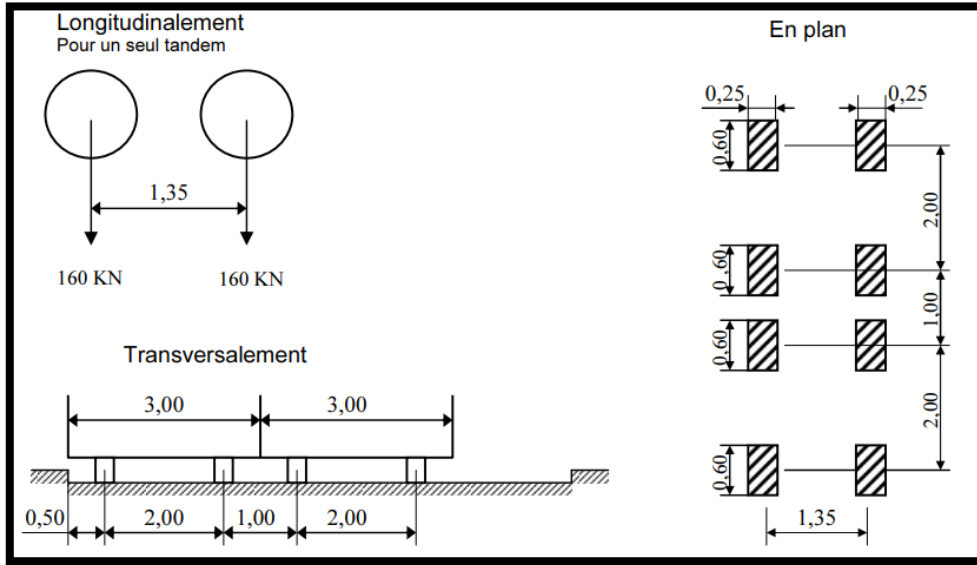


Fig.V-5- système de chargement Bt

- **La valeur des charges du système Bt sont multipliées par les coefficients bt obtenus à partir du tableau suivant :**

Tab.V-13- les valeurs du coefficient bt

Classe du pont	bt
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

La charge δBt est obtenue par :

$$\delta Bt = Bt \times N \times bt,$$

Tel que :

Bt : charge portée par deux essieux tandems

N : nombre de voies chargées.

- **Le tableau su dessous résume les résultats du calcul sous le système de chargement Bt**

Tab.V-14- Estimation de la charge Bt

N° des voies	$B_t \times b_t$ (kN)		$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1,2	384
2 – 3 - 4	640	1,2	768

c) **Système Br:**

Le système Br est une roue isolée de 100 KN qui Ce système se compose d'une roue isolée qui porte une charge de 10 t. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément charge dont le côté transversal mesure **0,60 m** et le côté longitudinal **0,30 m**, Le rectangle d'impact de la roue Br, dispose normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placée n'importe où sur la largeur rouable.

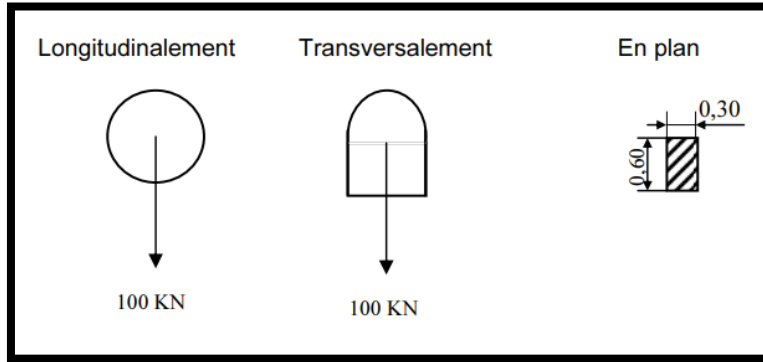


Fig.V-6- système de chargement Br

3. **Charges militaires : Mc120 :**

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc 120 susceptibles d'être dans certains cas les plus défavorables que celles définis précédemment (A et B). Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois. Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale1100 KN
- Longueur d'une chenille6,10 m
- Largeur d'une chenille.1,0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles. 3,30 m.
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

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

Dans le sens longitudinal : le nombre de convois est illimité.

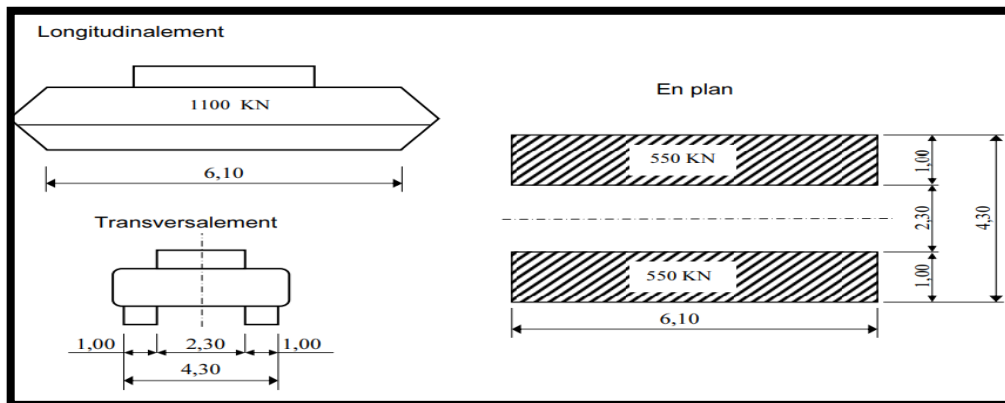


Fig.V-7- Disposition du système de charge MC120

4. Système de charges convoi exceptionnel D240 :

Ce système est un convoi qui comporte une remorque supportant une charge totale de 2400 KN uniformément répartie sur un rectangle de 3.2m de large et de 18.60m de long. Le convoi est supposé circuler seul quelles que soient la largeur et la longueur du pont.

Dans le sens transversal, l'axe longitudinal doit être situé au moins à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

Note : Les charges exceptionnelles ne sont pas majorées par les coefficients de majoration dynamiques vus leur lenteur. De plus, elles sont supposées développer aucune réaction de freinage, ni de force centrifuge.

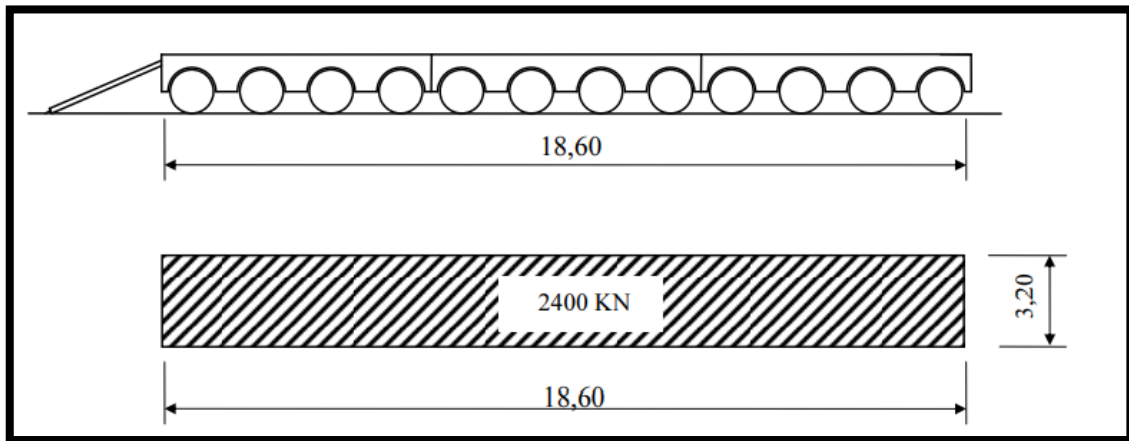


Fig.V-8- Disposition du système de charge D240

5. Surcharges sur trottoirs :

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg / m² de façon à produire l'effet maximal envisagé. Les deux trottoirs peuvent ne pas être chargés simultanément

Cas N°1 :

- Un des trottoirs est chargé :

$$q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN / ml}$$

Cas N°2 :

- Les deux trottoirs sont chargés simultanément :

$$Q = 1.5 \times 1 \times 2 = 3 \text{ KN / ml}$$

❖ **Coefficient de majoration dynamique :**

C'est un coefficient qui permet de passer d'une étude statique vers une étude pseudo-dynamique .En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient dans les systèmes de charges B et MC120.

Les charges du système B (les trois systèmes Bc, Bt et Br) sont majorées par le même coefficient dynamique qui est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

L : Longueur de la travée. Chargée. →

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : charge maximale de l'élément

- Le tableau ci dessous résume les Coefficient de majoration dynamique des systèmes de charge B et et MC120

Tab.V-15- Les Coefficients de majoration dynamique des systèmes de charge B et MC120

Système de charge	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B _c	70	25527,2	1710	1,037
	100	36467,5	1710	1,026
	140	51054,4	1710	1,019
	170	61994,7	1710	1,016
	240	87521,9	1710	1,011
B _t	70	25527,2	768	1,031
	100	36467,5	768	1,022
	140	51054,4	768	1,016
	170	61994,7	768	1,013
	240	87521,9	768	1,009
Mc120	70	25527,2	1100	1,033
	100	36467,5	1100	1,024
	140	51054,4	1100	1,017
	170	61994,7	1100	1,014
	240	87521,9	1100	1,010

❖ **Effort de freinage :**

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage qui sont des efforts s'exerçant à la surface de la chaussée sur l'un des sens de circulation.

Dans la majorité des cas cet effort est supposé centré sur l'axe longitudinal de la chaussée, Les efforts de freinage sont pris en considération pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appuis et non pas pour la stabilité du tablier, Les charges susceptibles de développer des réactions de freinage sont les charges des systèmes A et Bc.

1. Système de charge Bc :

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi les camions que l'on peut placé sur le pont un seul est supposé freiner et peut développer une réaction de freinage égal à 300 KN.

On Note :

Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas majorer pour effets dynamiques. Cependant, les coefficients bc du tableau ne s'appliquent pas aux efforts de freinage développés par le système Bc.

2. Système de charge A :

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

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \quad (KN)$$

Tel que :

S : désigne en mètre carré la surface chargée en m²

- Le tableau si dessous résume les intensités des efforts de freinage du système de chargement A(L)

Tab.V-16- Les efforts de freinage du système de chargement A(L)

N des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)	F (kN/ml)
Cas 1	945,00	5,20	210,98	15,63
Cas 2	1350,00	4,29	234,24	17,35
Cas 3	1890,00	3,63	257,78	19,09
Cas 4	2295,00	3,33	272,62	20,19
Cas 5	3240,00	2,90	299,81	22,21

V\ Les combinaisons des charges :

Les coefficients de majoration :

Le tableau ci-dessous résume Les coefficients de majoration à l'E.L.U et à l'E.L.S

Tab.V-17- Les coefficients de majoration à l'E.L.U et à l'E.L.S

Action	E.L.U	E.L.S
Poids propre G	1.35	1
Surcharge A(L)	1.6	1.2
Système BC	1.6	1.2
Système MC120	1.35	1
Système D240	1.35	1
Surcharge trottoir	0	0.5
Gardien thermique ΔT	1.6	1.2
Effort de freinage	1.6	1.2
Action du vent	1.6	0

Les combinaisons mentionnées ne sont pas à considérer simultanément, seul sont à étudier celles qui apparaissent comme les plus agressives ces derniers

- Le tableau ci-dessous résume les combinaisons de charge à l'E.L.U et a l'E.L.S

Tab.V-18- les combinaisons de charge à l'E.L.U et à l'E.L.S

	<u>Combinaison</u>
<u>E.L.S</u>	G+ 1.2 (A (I) (1, 2, 3, 4) +ST)
	G+1.2 (BC (1, 2, 3, 4) +ST)
	G+ Mc 120
	G+ D 240
	G+1.2 (A(L) (1, 2, 3, 4) +ST) + 0.5 (ΔT)
	G+1.2 (Bc ((1, 2, 3, 4) +ST) +0.5 (ΔT))
	G+Mc120+0.5 (ΔT)
	G+D240+0.5 (ΔT)
<u>E.L.U</u>	1.35 G + 1.6 (A (I) (1, 2, 3, 4) +ST)
	1.35G +1.6 (BC (1, 2, 3, 4) +ST)
	1.35 (G + Mc120)
	1.35 (G + D240)

VI\ Conclusion :

Nous pouvons dès à présent, continuer notre travail d'étude notre ouvrage , en le modélisant en utilisant le logiciel de calcul, tout en incluant tout ce qui a été déjà calculé dans ce chapitre, pour enfin déterminer le ferrailage actif et passif de notre structure dans l'objet des chapitres suivants.



CHAPITRE : VI

**ETUDE
LONGITUDINALE**

I\ Introduction

La technique de construction des ponts par encorbellement successifs consiste à construire un ouvrage par éléments successifs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au voussoir précédent. La construction est en général réalisée symétriquement de part et d'autre d'une pile pour limiter les moments de déséquilibre. On constitue ainsi une partie d'ouvrage ayant la forme d'une double console appelée fléau, la stabilité de ce dernier est assurée par différentes méthodes dans la méthode de l'encastrement provisoire qui est la plus courante et la plus économique de toutes les méthodes.

Les voussoirs sont fixés à l'aide des câbles de précontrainte qui sont tendus Après bétonnage d'une paire de voussoirs de chaque côté du fléau pour permettre aux deux nouveaux voussoirs de compléter ce dernier en cours de sa construction. (La phase de construction de la console est une phase isostatique, le tablier travaillant en console).

Dans ce chapitre on procèdera aux calculs de la stabilité du pont en phase de construction et en phase de service.

II\ Stabilité en phase de construction :

1. Construction de chaque fléau sur pile :

La première étape consiste à bétonner les voussoirs on les encastrant provisoirement sur les piles à l'aide des cales d'appuis afin d'éviter tout basculement peut être causé par des charges divers provenant du chantier.

En suite les voussoirs courants sont bétonnés symétriquement dans les extrémités de chaque côté du fléau. Une fois le béton a atteint la résistance nécessaire, les câbles de fléau sont tendus et les équipages sont avancés d'un voussoir, jusqu'à achèvement du fléau.

❖ Les schémas qui Suits expliquent les phases de construction.

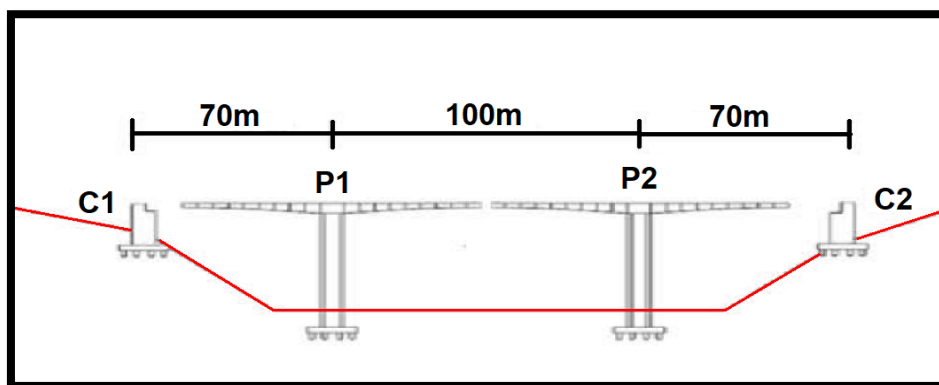


Fig.VI-1- phase N°1 : Construction de fléau sur pile

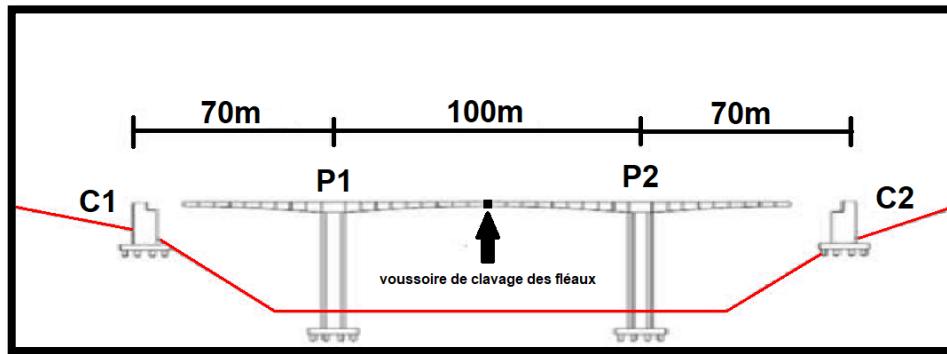


Fig.VI-2- phase N°2:realisation du voussoir de clavage des deux fléaux

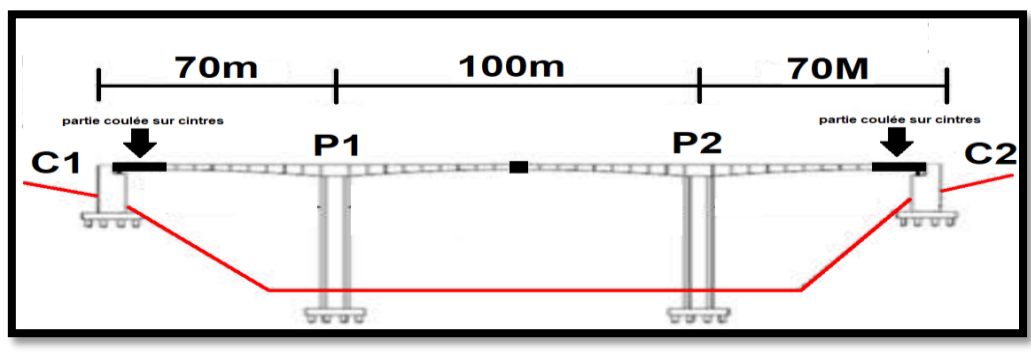


Fig.VI-3- phase N°3: Bétonnage des parties coulées sur cintre sur chaque travée de rive

III\Les charges intervenant dans la phase de construction :

1. Le poids propre du tablier G:

- ❖ **Le tableau ci-dessous résume le poids totale d'un demi fléau déjà calcul é dans le chapitre précédent**

Tab.VI-1-Poids des voussoirs d'un demi-fléau

Voussoir	X(m)	L(m)	S(X) m ²	V (m ³)	poids (KN)
Vsp/2	0	8	8.3	66.4	1660
V1	5	5	15.38	66.9	1922.58
V2	10	5	14.30	71.5260.86	1788.09
V3	15	5	13.37	66.86	1671.53
V4	20	5	12.58	62.92	1572.9
V5	25	5	11.94	59.69	1492.21
V6	30	5	11.44	57.18	1429.44
V7	35	5	11.08	55.38	1384.61
V8	40	5	10.86	54.31	1357.72
V9	45	5	10.79	53.95	1348.75
Poids Total	demi- fléau				15627.83

1. Les surcharges de chantier :

On tient également compte de divers matériels de chantier qui correspondent : aux matériaux stockés sur le tablier tel que les rouleaux de câbles, petits engins de chantier et aux divers personnels.

Selon le guide **S.E.T.R.A**, on assimile les surcharges de chantiers à une surcharge uniformément répartie $Q_{cr} = 0.02t/m^2$ (portée < 120m). et une surcharge concentrée $Q_{cc} = 127.5 KN$ (donnée par la relation $50+5b$ en KN, tel que b représente la largeur du tablier; $b=15.5 m$) appliquée au bout de la console.

2. L'équipage mobile Q_p :

Selon le guide **SETRA**, le poids de l'équipage mobile est entre **30t** et **90t** selon la longueur des voussoirs et la largeur du tablier. Pour notre cas on prend $Q_p = 50 t = 500KN$.

3. Le vent :

Le **R.C.P.R** prescrit une charge de $Q_v = 0.1t/m$ si la phase de construction n'excède pas un mois, sinon $Q_v = 0.125t/m^2$.

❖ Pour notre projet on prend : $Q_v = 0.125t/m^2$

4. Actions accidentelles

Selon le guide **SETRA**, des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tel que :

❖ Fa : une chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile lors du bétonnage du dernier voussoir. pour notre cas on prend $F_a = 50t = 500KN$.

NB :

On suppose que les deux équipages aient été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire, le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

IV\ Effets dus aux charges appliquées sur le demi-fléau :

1. Effets dus au poids propre :

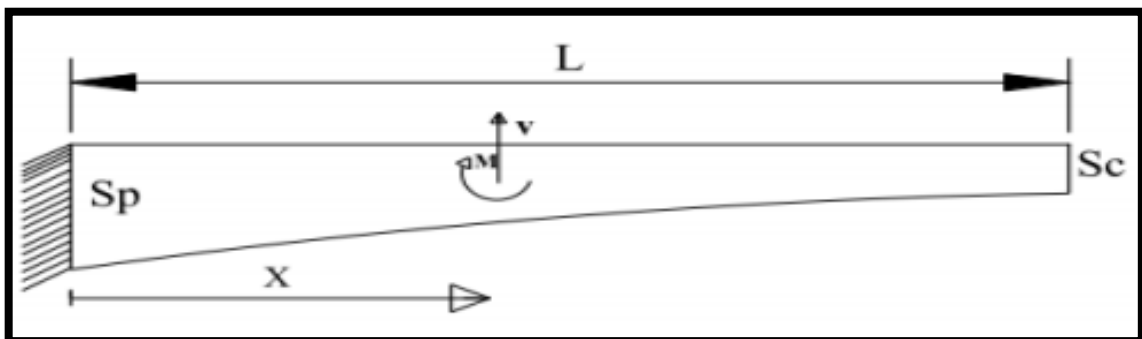


Fig.VI-4- Effet dus au Poids propre du demi-fléau

L'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre sont donnés par les formules suivantes :

$$V(X) = \delta_b \left[S_p(L - X) - (S_p - S_c) \frac{L^2 - X^2}{2} + (S_p - S_c) \frac{L^3 - X^3}{3L^3} \right]$$

$$M(X) = \delta_b \left[-\frac{S_p(L - X)^2}{2} + (S_p - S_c)(L - X)^2 \frac{(2L + X)}{3L} - (S_p - S_c)(L - X)^2 \frac{3L^2 + X^2 - 2LX}{12L^2} \right]$$

L=49m, étant la longueur du demi-fléau considéré.

2. Effets des surcharges réparties de chantier Qcr:

- ❖ Soit :
- ❖ $Q_{cr} = 0,02 \times 12,75$ d'où : $Q_{cr} = 0,255t/ml=2,5$ KN/ml.
- ❖ $M_a = - Q_{cr} \cdot L^2/2$.
- ❖ $R_a = Q_{cr} \cdot L$.
- ❖ $M(x) = M_a + R_a \cdot x - (Q_{cr} \cdot x^2/2)$.
- ❖ $V(x) = R_a - Q_{cr} \cdot x$.

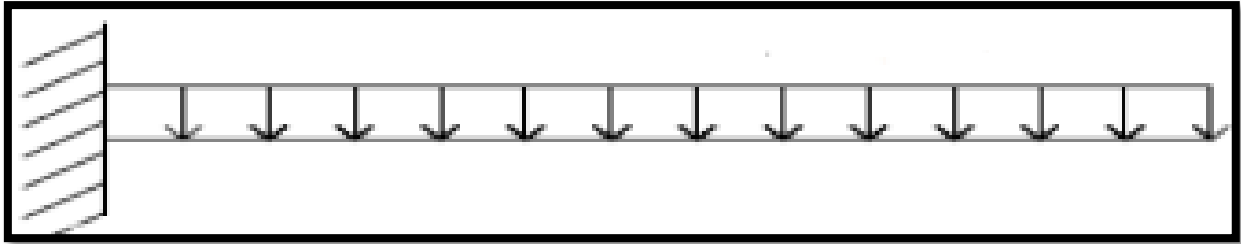


Fig.VI-5- Surcharge réparties de chantier

3. Effets des surcharges concentrées de chantier Qcc:

- ❖ $Q_{cc} = 127,5$ KN
- ❖ $M_a = - Q_{cc} \times L$.
- ❖ $R_a = Q_{cc}$.
- ❖ $M(x) = M_a + R_a \times X$.
- ❖ $V(x) = R_a$.

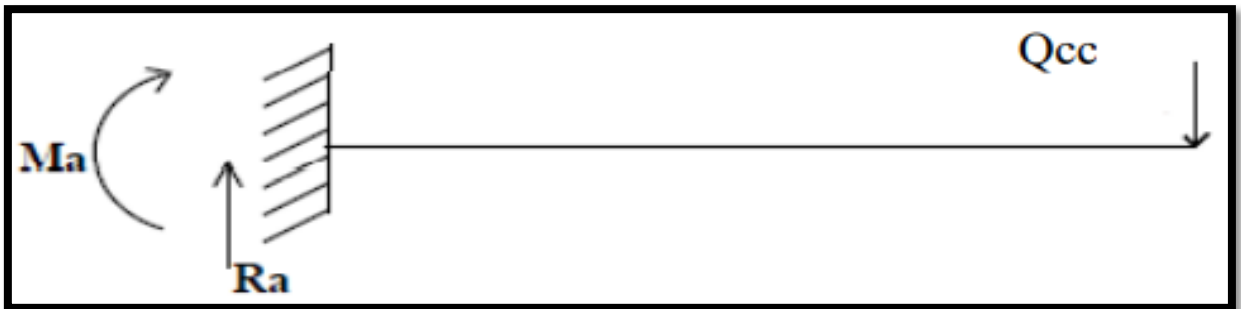


Fig.VI-6- Surcharges concentrées.

4. Effets des surcharges d'équipage mobile :

Appliqué à une distance de 3 mètres par rapport à l'extrémité du dernier voussoir :

Soit

- ❖ $Q_p = 500 \text{ KN}$
- ❖ $M_a = - Q_p \times (L/2 - 3)$.
- ❖ $R_a = Q_p$.
- ❖ $M(x) = M_a + R_a \times X$.
- ❖ $V(x) = R_a$.

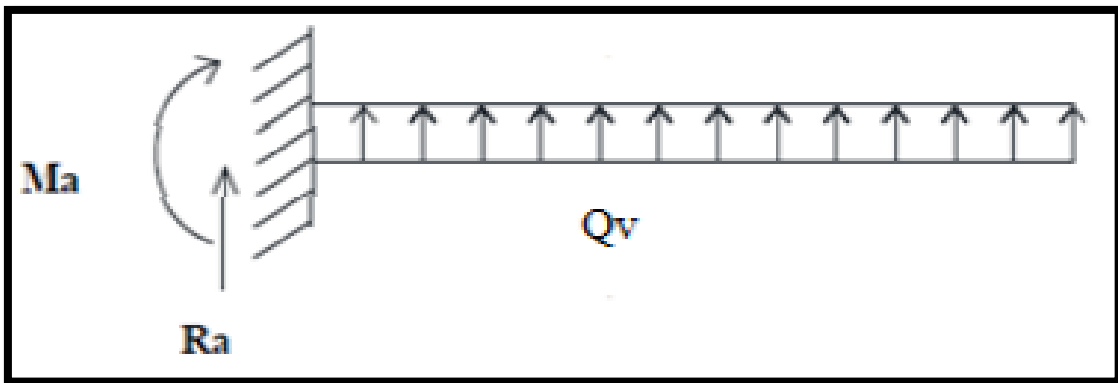


Fig.VI-7- Surcharge de l'équipage mobile.

5. Effets de Surcharge repartie du vent Q_v :

Soit

- ❖ $Q_v = 0.125 \text{ (t/m}^2) \times 15.5$, d'où : $Q_v = 1.9375 \text{ t/ml} = 19.375 \text{ KN/ml}$.
- ❖ $M_a = Q_v \times L^2 / 2$.
- ❖ $R_a = Q_v \times L$.
- ❖ $M(x) = M_a + R_a \times x + (Q_v \times x^2 / 2)$.
- ❖ $V(x) = R_a + Q_v \times x$.



. Fig.VI-8- Surcharge repartie du vent Q_v

6. Evaluation de force accidentelle due à la chute de l'ensemble ou d'une partie de l'équipage mobile F_a :

- ❖ $F_a = 500\text{KN}$.
- ❖ $M_a = F_a \times L$.
- ❖ $R_a = -F_a$.
- ❖ $M(x) = M_a - F_a \times x$.
- ❖ $V(x) = -F_a (t)$.



Fig.VI-9- Effets due à la force accidentelle

- ❖ Le tableau suivant résume les efforts tranchants et les moments fléchissant du aux charges de construction sur le fléau.

Tab.VI-2-efforts tranchants et moments fléchissant dû aux charges de construction

(X)	G		Fa		Qcr		Qp		Qcc		QV	
	V(X) MN	M(X) MN.m l	V(X) MN	M(X) MN.m l	V(X) MN	M(X) MN.ml	V(X) MN	M(X) MN.m l	V(X) MN	M(X) MN/ ml	V(X) MN	M(X) MN. ml
0	16.439	368.29 3	-0.500	- 24.500	0.1225	30.0125	0.500	23.500	0.127	62.48	- 0.871 88	- 23.11
Fin Vsp	14.782	305.85 0	-0.500	-22.5	0.1125	2.531	0.500	21.500	0.127	5.737	0.871	19.61 7
Fin VC1	12.742	237.03 7	-0.500	-20.00	0.100	2.00	0.500	19.000	0.127	5.100	0.775	15.50 0
FinV C2	10.80	178.17 9	-0.500	-17.5	0.0875	1.531	0.500	16.500	0.127	4.462	0.678	11.86 7
FinV C3	89.864	128.71 1	-0.500	-15.00	0.075	1.125	0.500	14.000	0.127	3.825	0.581	8.718
Fin VC4	72.804	88.044	-0.500	-12.5	0.0625	0.781	0.500	11.500	0.127	3.187	0.484	6.054
Fin VC5	56.83	55.635	-0.500	-10.00	0.050	0.500	0.500	9.000	0.127	2.550	0.387	3.875
Fin VC6	41.76	30.987	-0.500	-7.5	0.0375	0.281	0.500	6.500	0.127	1.913	0.291	2.179
Fin VC7	27.373	13.703	-0.500	-5.00	0.0250	0.125	0.500	4.000	0.127	1.275	0.193	0.968
Fin VC8	13.720	3.430	-0.500	-2.5	0.0125	0.3125	0.500	1.500	0.127	0.638	0.093	0.241
Fin VC9	0	0	-0.500	0	0	0	0.500	0	0.127	0	0	0

V\ **Les combinaisons d'actions en construction :**

La justification des fléaux doit être effectuée en deux états:

- ❖ l'état limite ultime d'équilibre statique, où l'on vise à assurer la stabilité des fléaux sur leur pile.
- ❖ l'état limite ultime de résistance, pour les organes (cales d'appuis provisoire) destinés à assurer l'encastrement provisoire du fléau sur pile.

Pour chaque état limite, on distingue la situation temporaire de construction, qui relève d'une justification sous combinaison fondamentale, et la situation accidentelle, qui relève d'une justification sous combinaison accidentelle.

❖ **Combinaison d'action temporaire en construction :**

Nous allons appliquer les deux combinaisons suivantes :

- **A1 : $1.1 \times (G_{max} + G_{min}) + 1.25 \times (Q_{cr} + Q_p + Q_{cc} + Q_v)$**
- **A2 : $0.9 \times (G_{max} + G_{min}) + 1.25 \times (Q_{cr} + Q_p + Q_{cc} + Q_v)$**

❖ **Combinaison d'action accidentelle en construction :**

Nous allons appliquer les deux autres combinaisons suivantes :

- **B1 : $1.1 \times (G_{max} + G_{min}) + (Q_{cr} + Q_p + Q_{cc} + Q_v)$**
- **B2 : $0.9 \times (G_{max} + G_{min}) + (Q_{cr} + Q_p + Q_{cc} + Q_v)$**

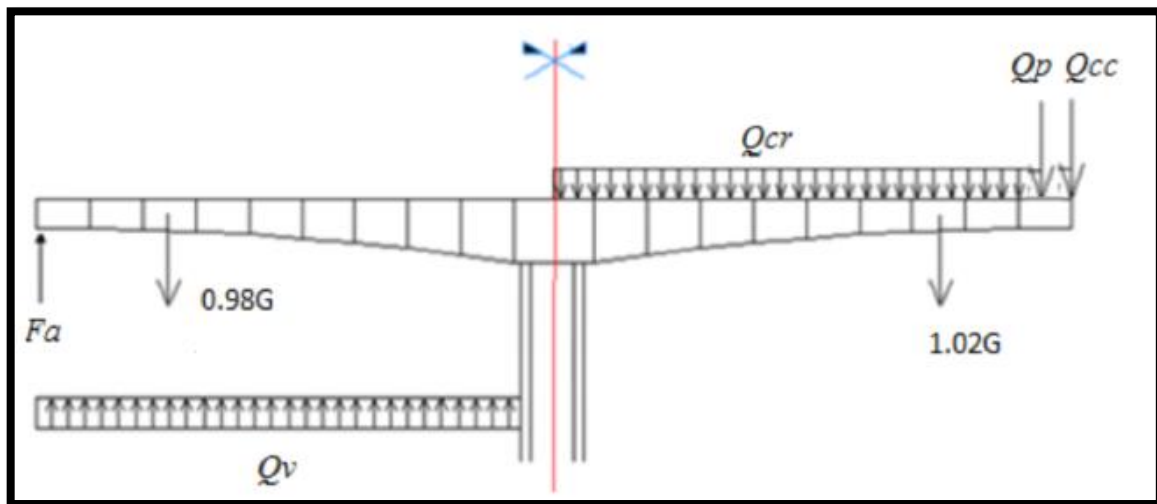


Fig.VI-10- les surcharges agissant sur le fléau

- Le tableau suivant résume les résultats du moment fléchissant sous les combinaisons fondamentales et les combinaisons occidentales :

(X)	Combinaison d'action accidentelle		Combinaison d'action temporaire	
	A1 (MN.ml)	A2 (MN.ml)	B1 (MN.ml)	B2 (MN.ml)
0	748.64265	674.9839	746.23164	672.57188
Fin Vsp	624.39131	563.22112	621.85342	560.68323
Fin VC1	487.32540	439.91786	484.67540	437.26786
Fin VC2	369.64132	334.00551	366.98468	331.34886
Fin VC3	270.21246	244.47012	267.65464	241.92130
Fin VC4	187.85673	170.24781	185.50321	167.8943
Fin VC5	121.49061	110.36343	119.44686	108.31968
Fin VC6	70.11802	63.92048	68.48951	62.29196
Fin VC7	32.94644	30.20570	31.8386	29.09789
Fin VC8	9.26854	8.5825	8.78689	8.10086
Fin VC9	0	0	0	0

Tab.-3-moment fléchissant sous les combinaisons fondamentales et occidentales

D'après les résultats trouvés, le coulage de la dernière paire de voussoir est le cas le plus défavorable ou la valeur maximale du moment sera au niveau de l'encastrement $x=0$ d'une valeur de **748642.65 KN.ml**

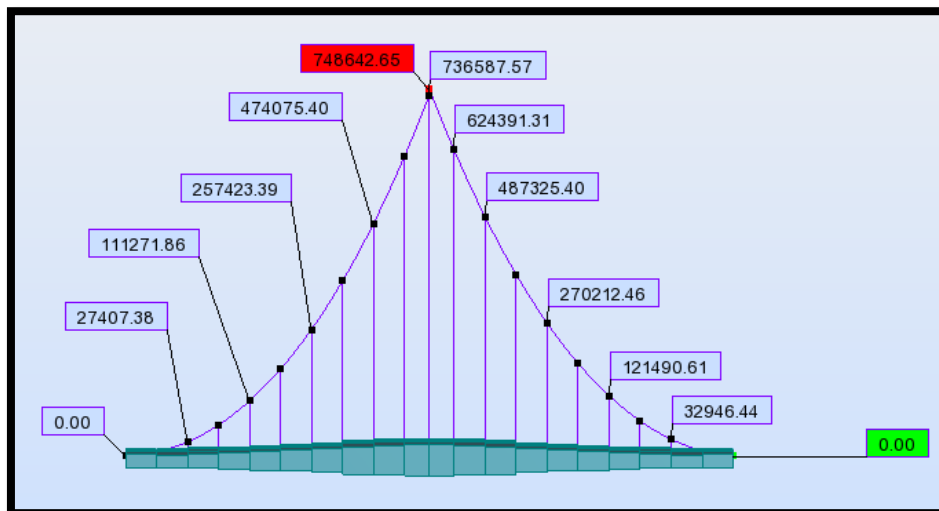


Fig.VI-11- Moment fléchissant longitudinale sous combinaison A1

VI\Modélisation :

Mettre en place un model numérique est l'une des étapes les plus importantes dans l'étude de n'importe quelle projet. cette étape consiste à introduire la structure dans un logiciel de calcul tout en respectant les règles de dimensionnement déjà traités dans les chapitres précédents

Notre modelé numérique du tablier a été introduit dans le logiciel comme suit :

- ❖ La structure est définie par des éléments barres.
- ❖ Les culées C1 et C2 sont considérées comme appuis simples
- ❖ Les piles de notre ouvrage P1 et P2 sont modélisées comme encastrement
- ❖ Les sections et les matériaux utilisés sont déjà définis dans les Chapitres II et II.
- ❖ Les charges et surcharges avec ces combinaisons sont définies, selon RCPR 2008, dans le Chapitre IV.

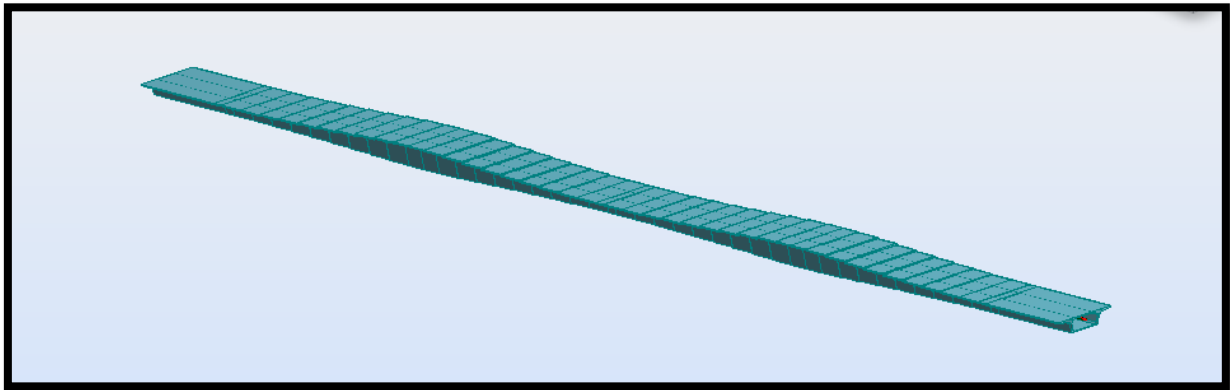


Fig.VI-12- Modèle de calcul de la structure sur Logiciel

VII\Résultats :

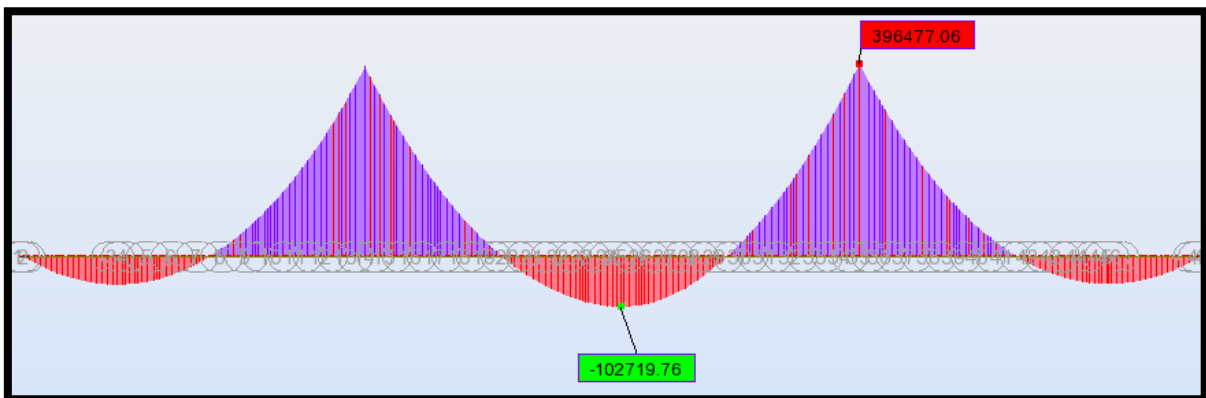


Fig.VI-13- Le moment max et min à l'ELS sous la combinaison (G+D240).

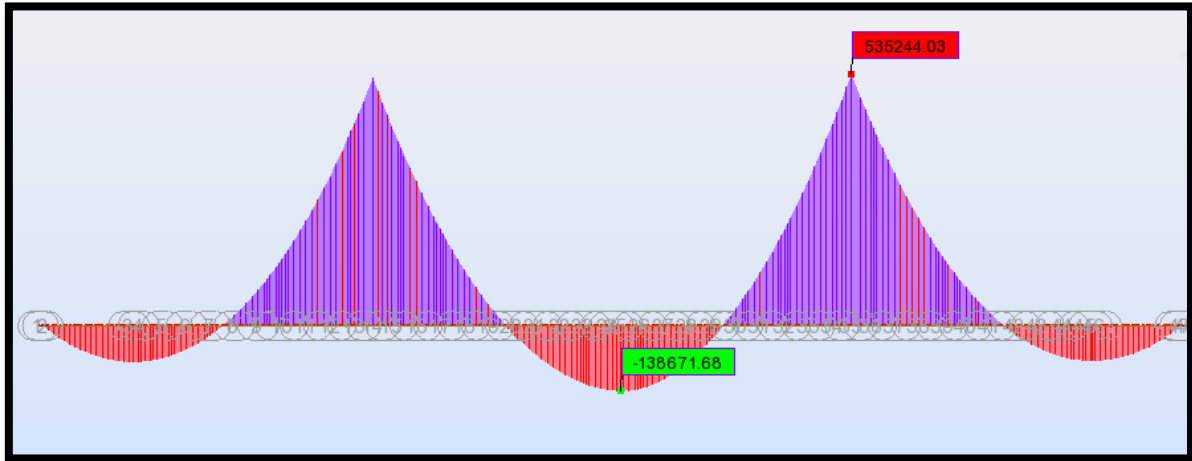


Fig.VI-14- Le moment max et min à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240)

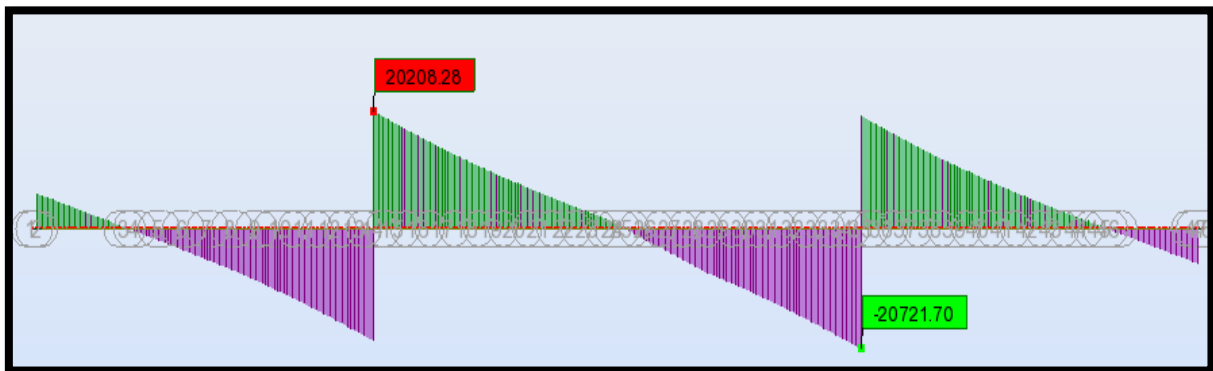


Fig.VI-15- L'effort tranchant max et min à l'ELS sous la combinaison (G+D240).

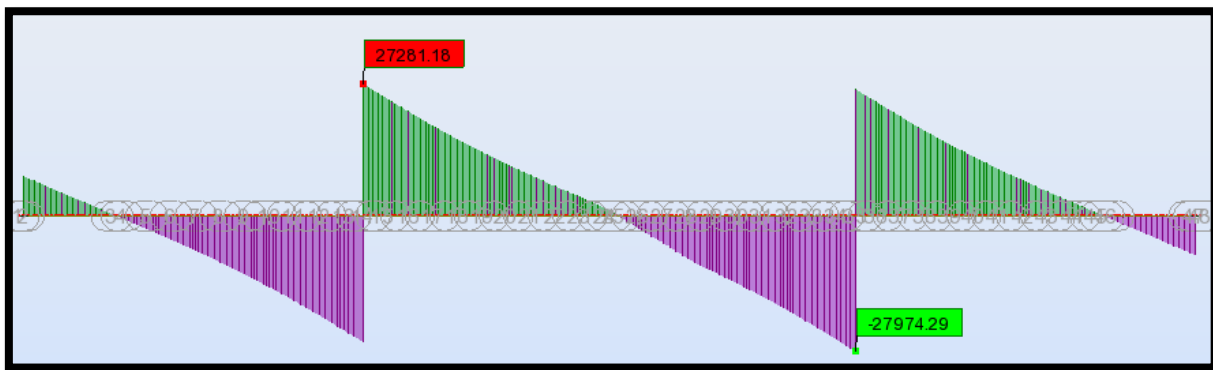


Fig.VI-16- L'effort tranchant max et min à l'ELU sous la combinaison (1.35G+1.35D240).

NB : Les autres diagrammes sont mentionnés dans l'annexe B.

VIII\ Conclusion

Maintenant que les sollicitations extrêmes dues aux charges permanentes ainsi qu'aux surcharges routières et gradient thermique présentés dans sont déterminées, la prochaine étape consiste à déterminer les câbles de précontrainte (fléau et continuité) qui sera l'intitulé du chapitre qui suit



CHAPITRE : VII

**ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE**



I\ Introduction :

Un pont construit en encorbellement comporte principalement deux familles de câble de précontrainte : les câbles du fléau, et les câbles de continuité, dans ce chapitre nous allons déterminer le nombre et la disposition de ces câbles dans les voussoirs.

1. Les câbles de fléau

Ce sont des câbles qu'on doit mettre en cours de construction des fléaux. Ils sont destinés à s'opposer aux moments de flexion négatifs provoqués par la construction des consoles et à rendre chaque voussoir solidaire à la partie du tablier déjà exécutée.

2. Les câbles de continuité

Ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. La plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure à la suite des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

I\ Etude de la précontrainte du fléau :

Les moments dus à l'exécution de fléau engendrent des contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures. Ces contraintes sont données par les relations suivantes :

- **Sur la fibre supérieure :**

$$\delta_{sup} = -\frac{|M|.V}{I} \text{ (Contrainte de traction)}$$

- **Sur la fibre inférieure :**

$$\delta_{inf} = \frac{|M|.V'}{I} \text{ (Contrainte de compression)}$$

Les câbles de précontraintes de fléau dimensionnés dans la phase de construction créent des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir afin de reprendre le moment négatif maximal au niveau de l'encastrement

Les contraintes engendrées par l'effet de la précontrainte sont écrites comme suit :

$$\delta p \text{ sup} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \text{ (Compression)}$$

$$\delta p \text{ inf} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \text{ (Traction)}$$

Telle que :

- $\delta p \text{ sup}$: contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieure par l'application de 'effort de précontrainte/ S : la section du voussoir sur l'axe de la pile
- $\delta p \text{ sup}$: contrainte de traction générée au niveau des fibres supérieure par l'application de 'effort de précontrainte.
- P : la force de précontrainte
- V : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure
- V' : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure
- I : le moment d'inertie longitudinale de la section

- e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité
- M : moment maximale aux poids propre et surcharge

Etant donné que l'effort de précontrainte P reprend le moment négatif maximal à l'encastrement, alors il suffit d'équilibrer les contraintes dues à la surcharge avec celles dues à la précontrainte pour avoir cet effort, Ce qui nous donne, à la limite :

$$\frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} - \frac{|M|V}{I} = 0 \text{ (En fibre supérieur)}$$

$$\frac{P}{S} - \frac{PeV}{I} + \frac{|M|V'}{I} = 0 \text{ (En fibre inférieure)}$$

Donc l'effort de précontrainte P est calculé en utilisant de la relation suivante :

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

On peut déterminer ainsi, pour chaque voussoir, le nombre des câbles arrêtés. L'effort assuré par ces câbles sera nécessaire pour soutenir le voussoir. Chaque voussoir V_i doit supporter son poids propre ainsi que le poids propre du voussoir V_{i+1} avec l'équipage mobile et les surcharges du chantier.

Dans cette dernière expression, P et e sont des inconnues, pour cela on fixe e et on détermine P .

$$e = V - d$$

on prend " d " égale à 0.15 m

La détermination du nombre de câbles pour un demi-fléau se fait au niveau de la section d'encastrement où les sollicitations sont maximales.

Les caractéristiques géométriques de la section d'encastrement sont comme suit :

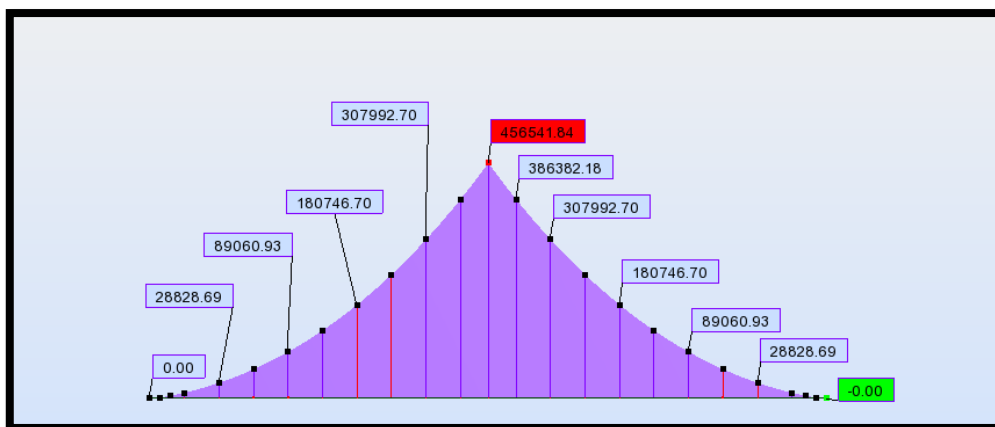


Fig.VII-1-valeurs de moment sous combinaison G+QC1+QC2+QC3

- $M= 456541.84$ KN.m
- $V=2.7$ m
- $e=2.7-0.15=2.55$ m
- $I=90.73$ m⁴
- $S=16.56$ m²

Ce qui nous donne

$$P=66940.47 \text{ KN}$$

1. Détermination du nombre de câbles :

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0.75P_0}$$

En estimant les pertes à **25 %**

Telle que :

- P_0 : effort de précontrainte limite qu'un câble de 12 T15s peut créer.
 - On utilise des câbles de type 12 T15s, ayant les caractéristiques suivantes :
 - $F_{prg}=1860\text{MPa} / F_{peg}=1660 \text{ MPa} / S=1800 \text{ mm}^2$
- a) Détermination de P_0 :

$$\text{La tension d'origine} = \delta_{P_0} = \text{Min} (0.8 F_{prg} ; 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (1488 ; 1494)$$

D'où :

$$\delta_{P_0} = 1488 \text{ MPa}$$

On a :

$$\delta_{P_0} = P_0 / S$$

Donc

$$P_0 = \delta_{P_0} \cdot S = 1488 \times 1800 \times 10^{-3} = 2678.4 \text{ KN}$$

b) Calcul de N :

$$N = \frac{P}{0.75P_0} = \frac{99698.84}{0.75 \times 2678.4} = 49.63$$

$$N = 54 \text{ câbles}$$

❖ Répartition des câbles dans chaque voussoir :

Pour éviter le phénomène de torsion, on doit répartir symétriquement les câbles dans chaque âme d'un voussoir. Pour cela, le nombre de câbles doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.

La décroissance des moments fléchissant à partir de l'encastrement, considéré à la fin du voussoir sur pile, permet d'arrêter au moins 2 câbles au niveau de chaque voussoir

- Le tableau suivant résume les détails des calculs cités dans le paragraphe précédent

Tab.VII-1- Estimation du nombre de câble du fléau

	X(m)	M (KN.m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	e (m)	P (KN)	Ncâble	Nretenus
AxeVSP	0	456541.84	2.7	90.73	16.56	2.55	99698.84	49.63	54
FinVSP	4	386382.18	2.52	79.00	16.02	2.37	89298.12	44.45	48
Fin V01	9	307992.70	2.2	59.45	15.01	2.05	79991.56	39.82	42
Fin V02	14	239635.82	1.91	44.34	14.01	1.76	70130.34	34.91	38
Fin V03	19	180746.70	1.66	33.31	13.15	1.51	59535.43	29.63	32
Fin V04	24	130735.82	1.45	25.41	12.39	1.3	48164.20	23.97	26
FinV05	29	89060.93	1.29	19.77	11.74	1.14	36419.54	18.13	20
Fin V06	34	55223.97	1.17	16.18	11.28	1.02	24587.91	12.24	14
Fin V07	39	28828.69	1.09	14.11	11.00	0.94	13618.91	6.77	8
Fin V08	44	312.20	1.04	12.79	10.79	0.89	153.81	0.07	2
Fin V09	49	0	1.04	12.79	10.79	0.89	0	0	0

- Le tableau suivant représente le nombre de câbles arrêté pour chaque voussoir

Tab.VII-2- le nombre de câbles arrêté pour chaque voussoir

X(m)	0	4	9	14	19	24	29	34	39	44	49
Nombre de câbles	54	48	42	38	32	26	20	14	8	2	0
Nombre de câbles arrêté par voussoir	0	6	6	4	6	6	6	6	6	6	2
Nombre de câbles arrêté par âme	0	3	3	2	3	3	3	3	3	3	1

c) Disposition et enrobage des câbles :

Afin de permettre une mise en place correcte du béton (cheminé de bétonnage) et d'éviter toutes interactions entre les paquets de gaines lors de la mise en tension.

Nous devrions donc respecter la distance minimale entre les conduits et respecter l'enrobage, autrement dit :

- L'espace horizontal entre axes de deux câbles :
 $e_h \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_h \geq 16,00 \text{ cm.}$
- L'espace vertical entre axes de deux câbles :
 $e_v \geq 2 \cdot \Phi_g \rightarrow e_v \geq 16,00 \text{ cm.}$

- L'enrobage :

$$C \geq \max (3/4 a, \Phi, d) \rightarrow C \geq 12\text{cm. Donc on prend } C=15\text{cm}$$

Avec :

- **a** : la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.
- **Φ** : diamètre de la gaine (**Φ = 80 mm**).
- **d** : 4 cm pour les ouvrages courants.

2. Etude du tracé des câbles :

Le but des câbles de fléau est de reprendre les moments négatifs au moment de la construction de la console et rendre chaque voussoir solidaire de la partie du tablier déjà exécutée.

On opte pour le schéma de tracé d'un câblage incliné qui consiste à descendre les câbles de fléau dans les âmes pour but de profiter de la réduction de l'effort tranchant due aux composantes verticales des efforts du a la précontrainte.

Aux joints entre voussoirs, les gaines présentent des discontinuités de pente et de courbure, ces discontinuités engendrent des frottements les pertes, et afin de réduire ce frottement, on suit les dispositions suivantes :

- Eviter au maximum les croisements des câbles, surtout au niveau des âmes.
- Utiliser des gaines de diamètre suffisamment grand et rigide dans les normes afin d'assurer l'alignement de ces derniers en phase du bétonnage
- Limiter les déviations en plan et en élévation.
- Augmenter le maximum le rayon de courbure des câbles.
- On laisse 0.50 m entre axes des câbles Pour l'ancrage des câbles dans les âmes.

Quand on arrête un seul câble au niveau de l'âme de référence on l'ancrage va être au niveau du centre de gravité de la section.

Quand on arrête deux câbles par âme, ces derniers s'ancrèrent à 0.25 m des deux extrémités du centre de gravité.

Quand on arrête trois câbles par âme, ces derniers s'ancrèrent au niveau de centre de gravité et les deux autres au niveau des deux extrémités du centre de gravité

Pour descendre dans l'axe des âmes, la plupart des câbles de fléau doivent subir des déviations (en plan et en élévation). Le principe à respecter est de ne pas dévier un câble simultanément dans deux plans différents.

a) Etude de tracé en élévation :

Le câble en élévation suit une ligne droite jusqu'aux derniers voussoirs avant leur ancrage ou il emprunte une courbe parabolique dont l'équation est sous la forme :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \cdot \frac{x^2}{L^2}$$

- d_0 : distance à la face supérieure du câble filant.
- d_1 : distance à la face supérieure du point d'ancrage.
- L : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

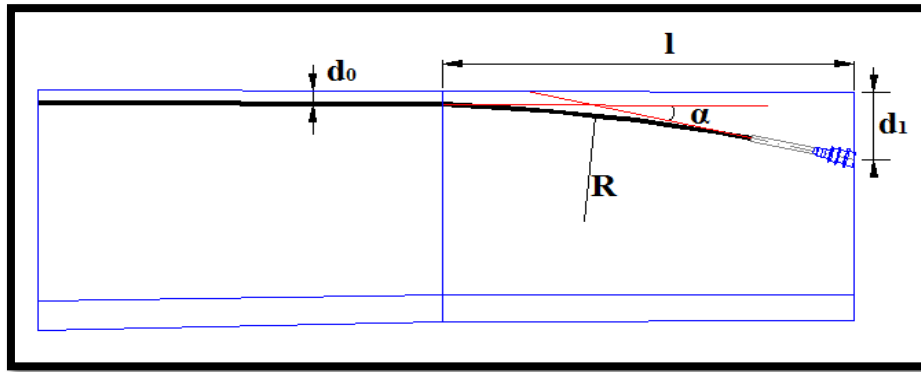


Fig.VII-2- géométrie du tracé des câbles en élévation

$L=5.00$ m pour le voussoir courant, et $L= 4.00$ m pour un demi voussoir sur pile.

Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression :

$$Rc(X) = \frac{X^2}{2 (d1 - d0)} \geq Rmin$$

Tel que

La déviation verticale α_n d'un câble est :

$$tg\alpha_n = \frac{d(d(x))}{dx} = 2 (d1 - d0) \frac{x0}{L^2} \quad et \quad \alpha_n = arctg (2(d1-d0) \frac{x0}{L^2})$$

b) Etude de tracé en plan :

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson. Puis, pour s'ancrer dans l'axe de l'âme, ils prennent une trajectoire en plan en forme de 'S' plus au moins prononcé sur toute la longueur du voussoir qui se trouve avant le voussoir qui a lieu d'une déviation de câble en élévation, après, ils reprennent un tracé rectiligne jusqu'à leur ancrage dans l'âme.

Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontrainte sont très importantes. Au niveau de l'ancrage, le câble doit sur au moins **40cm** du fait que l'encrage se fait dans l'âme.

Le rayon de courbure soit supérieur à :

$$R_{min} = 2 \text{ m}$$

Le tracé du câble en plan suit l'équation parabolique suivante :

$$Z(x) = ax^2 + bx + c$$

On appliquant les conditions aux limites, l'équation de la parabole devient :

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} + Z_i) (X/L)^2$$

Le rayon de courbure :

$$R_i = \frac{(X_i)^2}{2(Z_i - Z_{i+1})} \text{ (m)} \quad \text{et} \quad R_{i+1} = \frac{(X_{i+1})^2}{2Z_{i+1}} \text{ (m)}$$

L'inclinaison :

$$\tan(\beta_i) = \frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{X_i} \quad \text{et} \quad \tan(\beta_{i+1}) = \frac{2Z_{i+1}}{X_{i+1}}$$

Avec :

- β_i : L'inclinaison dans la section intermédiaire / β_{i+1} : L'inclinaison dans la section d'ancrage.
- R_i : Le rayon de courbure dans la première section / R_{i+1} : Le rayon de courbure dans la deuxième section.

N.B : Les câbles 1 et 2 et 3 et 9 et 17 ne subissent aucune déviation en plan car ils sont situés dans l'axe de l'âme.

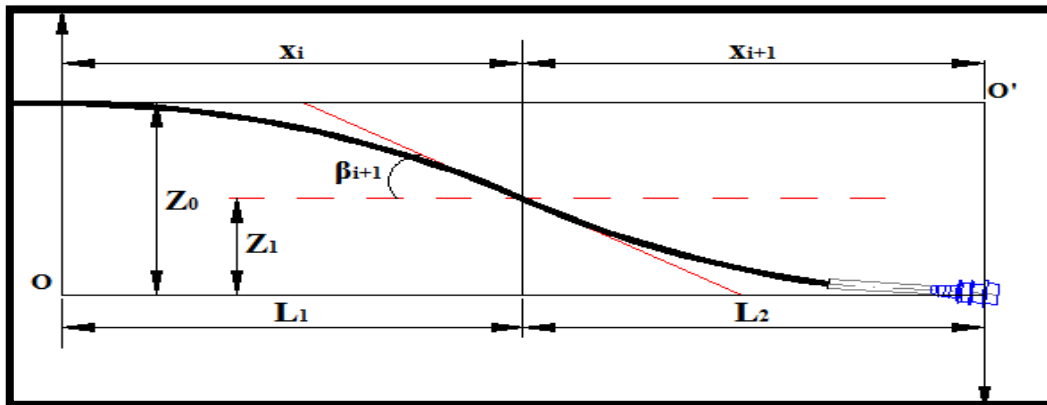


Fig.VII-3- géométrie du tracé des câbles en plan

PAGE MA9LOBA 2 TABLEAUX ET 2
PHOTOS

II\ Etude de la précontrainte de continuité :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles qui s'opposent à des moments positifs, sont situés dans les goussets inférieurs et sont ancrés dans des bossages situés à la jonction âme-hourdis inférieur.

La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Poids propre de la superstructure.
- Surcharge de trottoirs.
- Surcharges routières.
- Gradient thermique.
- Fluage du béton.

Une fois l'ouvrage est fini, le schéma statique final est devenu un système hyperstatique, la précontrainte ne devra pas être surdimensionnée, car en absence des surcharges nous risquons d'obtenir des moments négatifs à mi-travée. Pour cela les câbles de continuité seront dimensionnés avec les moments positifs à l'ELS dus à la combinaison la plus défavorable.

1. Modélisation :

La modélisation sera faite à l'aide du logiciel **ROBOT 2019**, avec un modèle de calcul qui reflète le modèle réel et qui sera capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

Les résultats sont donnés sous formes de diagrammes représentant les moments fléchissant et les efforts tranchants. Ces derniers sont présentés à l'annexe.

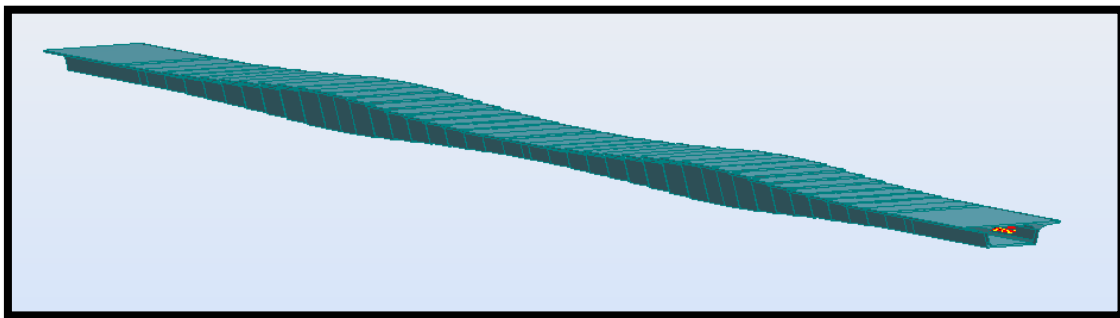


Fig.VII-4-model de calcule sur logiciel

Les câbles de continuités seront dimensionnés avec le moment positif à l'ELS dû à la combinaison la plus défavorable suivante :

$$G+1.2(A(I)+S_t)+0.5\Delta T$$

- **G** : poids propre du tablier
- **S_t** : surcharge du trottoir
- **ΔT** : gradient thermique (10°)

2. Effet du fluage :

Les moments dus au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

$$M_{FL} = \frac{I_i}{V_i} \sigma^*$$

Avec :

- I_i : inertie du voussoir concerné
- V_i : distance du centre de gravité par rapport à la fin fibre supérieure du voussoir concerné
- σ^* : a une valeur de 1MPa pour les voussoirs préfabriqués et de 1.5MPa pour les voussoirs coulés en place. Alors pour notre ouvrage on prend 1.5 MPa.

3. Calcul du nombre de câbles de continuités dans chaque travée :

L'effort de précontrainte pour chaque travée sera calculé à partir du moment max déterminé selon la formule suivante :

$$P = \frac{\frac{M \cdot V'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e \cdot V'}{I}}$$

Tel que :

- P : effort de précontrainte
- M : le moment fléchissant max, tel que $M_{max} = M_{comb+flu}$
- V' : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.
- I : le moment d'inertie longitudinale de la section.
- S : l'aire de la section
- e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité ($e = v' - d$)

4. Détermination du nombre des câbles en travée de rive :

❖ **Exemple de calcul :**

Pour la section située à l'axe de la travée centrale (section à la clé) en charge, on a :

Tab.VII-5-Caractéristiques de section à la clé

S(m ²)	I _y (m ⁴)	V(m)	V'(m)	d'(m)	e	M _{max} (KN.m)
10.79	12.79	1.04	1.96	0.15	1.81	98403.31

D'où :

$$P = \frac{\frac{98403.31 \times 1.96}{12.79}}{\frac{1}{10.79} + \frac{1.81 \times 1.96}{12.79}}, \text{ ce qui nous donne : } P=40.75 \text{ MN}$$

Le nombre de câbles :

$$N = \frac{P}{0.75 \times P_0}$$

Donc on prend :

N= 20 câbles

- **Le tableau ci-dessous résume le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée de rive :**

Tab.VII-6-Le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée de rive

Voussoir	X	M _{comb} (KN.m)	M _{fluage} (KN.m)	M _{totale} (KN.m)	P(MN)	N _{calculé}	N _{choisis}
Axe Vc	0	79956.19	18447.12	98403.31	40.75	18.69	20
V9	1	82042.93	18447.12	100490.05	41.61	19.09	20
V8	6	81389.34	19458.72	100848.06	40.48	18.57	20
V7	11	72440.56	20743.59	93184.15	36.87	16.91	18
V6	16	55212.33	22988.37	78200.70	27.97	12.83	14
V5	21	29476.30	26286.21	55762.51	18.30	8.39	10

Ces câbles sont disposés et ancrés de façon à avoir en chaque section un nombre de câbles ‘n’ calculé précédemment, et qui engendrent l’effort de précontrainte suffisant pour reprendre les moments positifs dans ces sections.

5. Détermination du nombre des câbles en travée intermédiaire :

❖ **Exemple de calcul :**

Pour la section située à l’axe de la travée centrale (section à la clé) en charge, on a :

Tab.VII-7-Caractéristiques de section à la clé

S(m ²)	Iy (m ⁴)	V(m)	V’(m)	d’(m)	e’(m)	M _{max} (KN.m)
10.79	12.79	1.04	1.96	0.15	1.81	110854.62

D’où

$$P = \frac{\frac{110854.62 \times 1.96}{12.79}}{\frac{1}{10.79} + \frac{1.81 \times 1.96}{12.79}}$$

Ce qui nous donne :

P = 45.90 MN

Le nombre de câbles :

$$N = \frac{P}{0.75 \times P_0}$$

Donc on prend

N= 22 câbles

- **le tableau ci-dessous résume q le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée centrale :**

Voussoir	X(m)	M _{comb} (KN.m)	M _{fluage} (KN.m)	M _{totale} (KN.m)	P(MN)	N _{calculé}	N _{choisis}
FIN V5	25	24807.08	26286.21	51093.29	16.76	7.69	8
FIN V6	30	52935.08	22988.37	75923.45	27.15	12.46	14
FIN V7	35	73512.61	20743.59	94256.2	37.30	17.11	18
FIN V8	40	86634.93	19458.72	106093.65	42.58	19.53	20
FIN V9	45	92407.50	18447.12	110854.62	45.91	21.06	22
FIN V9	47	92407.50	18447.12	110854.62	45.91	21.06	22
FIN V8	52	87295.52	19458.72	106754.24	42.85	19.66	20
FIN V7	57	74734.69	20743.59	95478.28	37.78	17.33	18
FIN V6	62	54510.66	22988.37	77499.03	27.72	12.71	14
FIN V5	67	26326.73	26286.21	52612.94	17.26	7.92	8

Tab.-8-Le nombre de câbles dans chaque voussoir pour la travée centrale.

III\ **Les pertes de précontraintes :**

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite 'en service' ayant permis de définir la tension nécessaire permanente, dite tension 'de service', l'ingénieur doit alors tenir compte des pertes et des chutes de tension qui vont se produire entre l'instant de la mise en tension et la période de service, afin d'en déduire la tension initiale à réaliser à la mise en tension.

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux, du mode de précontrainte et du procédé de mise en tension.

1. **Les pertes instantanées :**

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles (elles se produisent dans un temps cours) et on distingue :

- Les pertes par frottement
- Les pertes par recul d'ancrage
- Les pertes par raccourcissement du béton

a) **Pertes par frottement :**

La mise en tension des aciers produit un allongement du câble par rapport à sa gaine

Le frottement du câble sur la gaine fait que la tension diminue le long du câble dans le sens opposé à son mouvement.

Selon les règles du BPEL91, la perte de tension, par frottement d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient par la formule suivante :

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

Avec :

- σ_{p0} : la tension à l'origine, tel que $\sigma_{p0} = 1488$ MPa
- e : la base des logarithmes népériens.
- f (**rd-1**) = **0.20**: coefficient de frottement en courbe.
- β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd).
- Φ (**m-1**) = **0.003** : coefficient de frottement en ligne.
- x : la distance de la section considérée (m).

Donc on aura :

$$\Delta\sigma_{p0}(x) = 1488x (1 - e^{-(0.02\beta + 0.003x)})$$

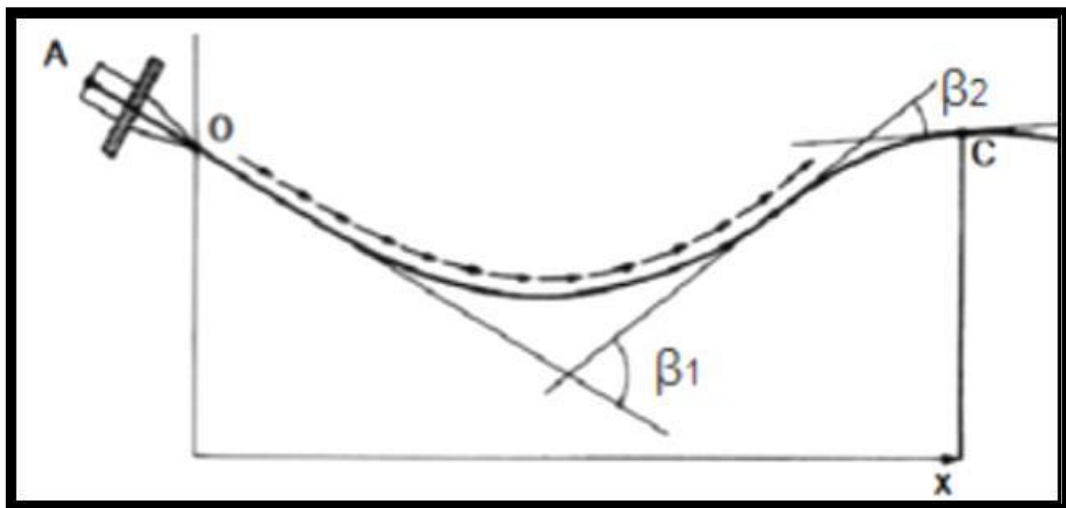


Fig.VII-5- caractéristiques géométriques des pertes de câble par frottement

Si les déviations :

α en élévation et β en plan se succèdent,

La déviation totale est :

$$\theta = \alpha + \beta.$$

Si les déviations ont lieu simultanément,

On aura la formule approchée :

$$\text{Tg } \theta = \sqrt{\text{tg}^2 \alpha + \text{tg}^2 \beta}$$

- Le tableau ci-dessous résume les résultats du calcul des pertes par frottement pour chaque câble

Tab.VII-9- les pertes par frottement pour chaque câble.

N° de câbles	X(m)	α (rad) en élévation	β en plan	θ (rad)	$\Delta\sigma_{p0}(x)$ MPa
1	4	0	0	0	-
2	4	0.079	0	0.079	40.80
3	4	0.127	0	0.127	54.63
4	9	0.127	0.063	0.190	93.65
5	9	0.127	0.063	0.190	93.65
6	9	0.127	0.127	0.254	111.38
7	14	0.127	0.127	0.254	131.87
8	14	0.127	0.189	0.316	148.59
9	14	0.189	0	0.189	114.13
10	19	0.189	0.063	0.252	151.53
11	19	0.189	0.063	0.252	151.53
12	19	0.189	0.127	0.316	168.53
13	24	0.189	0.127	0.316	188.17
14	24	0.189	0.189	0.378	204.19
15	24	0.189	0.189	0.378	204.19
16	29	0.189	0.251	0.440	238.89
17	29	0.251	0	0.251	190.77
18	29	0.251	0.063	0.314	207.01
19	34	0.251	0.063	0.314	226.08
20	34	0.251	0.127	0.378	242.13
21	34	0.251	0.127	0.378	242.13
22	39	0.251	0.189	0.440	275.80
23	39	0.251	0.189	0.440	275.80
24	39	0.251	0.251	0.502	290.74
25	44	0.251	0.251	0.502	308.57
26	44	0.251	0.310	0.561	322.40
27	49	0.251	0.310	0.561	339.76

$$\Sigma\Delta\sigma_{p0}=5026.92 \text{ MPa}$$

b) Pertes dues au recul d'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et celui des clavettes dans les paquets d'ancrages lors de la mise en tension du verraïn et des blocages des clavettes.

Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « **d** », ils sont définis comme suit :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x)$$

Avec

$$k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

Tel que :

- **k** : fonction croissante.
 - **d** : longueur dans laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
 - σ_{p0} : contrainte initiale.
 - **g = 2 mm** : l'intensité du recul d'ancrage.
 - **E_p = 190 000 MPa** : module d'élasticité des aciers.
- **Le tableau ci-dessous résume les résultats du calcul des pertes dues au recul d'ancrage pour chaque câble sont donnés par le tableau**

Tab.VII-10- les pertes dues au recul d'ancrage.

N° de câble	X(m)	α(rad)	K	d(m)	Δσ _{p0} (x) MPa
1	4	0	-	-	0
2	4	0.079	0.025	3.19	287.33
3	4	0.127	0.023	3.33	263.08
4	9	0.127	0.017	3.87	253.98
5	9	0.127	0.017	3.87	253.98
6	9	0.127	0.016	3.99	210.50
7	14	0.127	0.011	4.81	207.59
8	14	0.127	0.012	4.61	214.19
9	14	0.189	0.08	1.78	221.32
10	19	0.189	0.010	5.05	296.90
11	19	0.189	0.06	2.06	239.09
12	19	0.189	0.010	5.05	246.90
13	24	0.189	0.004	2.52	230.50
14	24	0.189	0.008	6.65	221.32
15	24	0.189	0.011	4.81	207.59
16	29	0.189	0.003	9.22	382.32
17	29	0.251	0.005	2.26	336.28
18	29	0.251	0.006	2.06	236.78
19	34	0.251	0.004	2.52	330
20	34	0.251	0.003	9.22	182.32
21	34	0.251	0.003	9.22	182.32
22	39	0.251	0.005	2.26	336.28
23	39	0.251	0.003	9.22	182.32
24	39	0.251	0.005	2.26	336.28
25	44	0.251	0.002	3.57	330.5
26	44	0.251	0.005	2.26	336.28
27	49	0.251	0.005	2.26	336.28

La somme des pertes dues au recul d'ancrage est :

$$\Delta\sigma_g(x)=7528.99 \text{ MPa}$$

c) Pertes dues au raccourcissement élastique du béton :

La construction par encorbellement se distingue par la non-simultanéité de la mise en tension des câbles, traversant aussi des sections d'âges différents au cours du temps.

De ce fait, toute action permanente appliquée après réalisation de l'ancrage d'un câble de précontrainte provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte $\Delta\sigma_{pi}$.

Puisque 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 :

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

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

$$\Delta\sigma_e(\mathbf{x}) = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \times \sigma_b$$

Tel que :

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Avec :

- 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 à la combinaison A1.

Le tableau suivant résume les résultats des calculs des pertes dues au raccourcissement élastique du béton

Tab.VII-11-Les résultats des calculs des pertes dues au raccourcissement élastique du béton

	N° cables	v(m)	dmoy (m)	emoy(m)	I(m4)	S (m2)	Mg(MN.m)	P(MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)
AxeVSP	54	2,70	0,172	2,53	90,73	16,56	456,54	2,48	12,72
FINVSP	48	2,52	0,172	2,35	79,00	16,02	386,38	2,47	11,02
FIN V1	42	2,20	0,178	2,02	59,45	15,01	307,99	2,48	9,59
FIN V2	38	1,91	0,186	1,72	44,34	14,01	239,64	2,47	9,64
FIN V3	32	1,66	0,196	1,46	33,31	13,15	180,75	2,52	8,93
FIN V4	26	1,45	0,210	1,24	25,41	12,39	130,74	2,61	8,48
FIN V5	20	1,29	0,231	1,06	19,77	11,74	89,06	2,60	6,86
FIN V6	14	1,17	0,267	0,90	16,18	11,28	55,22	2,57	5,07
FIN V7	8	1,09	0,338	0,75	14,11	11,00	30,60	2,55	2,75
FIN V8	2	1,04	0,550	0,49	12,79	10,79	2,33	2,53	1,25
FIN V9	0	1,04	0,550	0,49	12,79	10,79	0,00	2,68	0,00

$$\Delta\sigma_e = 72.31 \text{ (MPa)}$$

Pour la même abscisse x , la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_\phi + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{ei} = 5026.92 + 7528.99 + 72.31$$

Donc :

$$\Delta\sigma_i = 12628.22 \text{ MPa}$$

2. **Les pertes de tension différées :**

Ce sont les pertes qui apparaissent progressivement dans le temps, par les effets du retrait et du fluage du béton ainsi que la relaxation des aciers jusqu'à une valeur finale à prendre en compte dans les calculs de l'ouvrage.

a) **Les pertes dues au retrait du béton :**

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

Il en découle une diminution de tension dans les câbles de précontraint. La perte de tension sera :

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

- ϵ_r : est le retrait total du béton. ($\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$ en climat humide selon BPEL)
- E_p : le module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 19 \times 10^4 \text{ MPa}$).

Application :

$$\Delta\sigma_r = 190000 \times 2 \cdot 10^{-4} \text{ on trouve } \Delta\sigma_r = 38 \text{ MPa}$$

b) **les pertes par relaxation :**

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

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimé par $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour des aciers TBR (très basse relaxation)

Le BPEL91 propose pour le calcul de la perte finale par relaxation des aciers actifs la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

- $\sigma_{pi}(x)$: est la contrainte initiale de l'armature, c'est-à-dire après les pertes instantanées.
D'où $\sigma_{pi}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_{ins}$
- f_{prg} : contrainte limite de rupture, elle est égale à 1860 MPa.
- $\sigma_0 = 1488$ MPa
- $\rho_{1000} = 2.5\%$
- $\mu_0 = 0.43$ pour les aciers TBR. (tres basse relaxation)

- **le tableau suivant résume les résultats de calcul pour chaque câble**

Tab.VII-12-Les résultats des calculs des pertes par relaxation pour chaque câble

Abcs	N° cables	Seg pi	Mue	Mue 0	$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)
Axe VSP	54	1366,69	0,735	0,43	62,48
FIN VSP	48	1359,92	0,731	0,43	61,43
FIN V1	42	1368,56	0,736	0,43	62,77
FIN V2	38	1360,30	0,731	0,43	61,49
FIN V3	32	1391,72	0,748	0,43	66,43
FIN V4	26	1442,95	0,776	0,43	74,84
FIN V5	20	1435,43	0,772	0,43	73,58
FIN V6	14	1421,99	0,765	0,43	71,35
FIN V7	8	1411,80	0,759	0,43	69,68
FIN V8	2	1400,00	0,753	0,43	67,76
FIN V9	0	1056,26	0,568	0,43	21,85

$$\Delta\sigma_{rel} = 693.66(\text{MPa})$$

c) Les pertes dues au fluage :

Le fluage dans le béton est une déformation dans le temps qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante. A la différence du retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe pendant la durée d'application de ce dernier.

Les pertes de précontraintes dues au fluage sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_p = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_{bc} + \sigma_{max})$$

Avec :

- E_p : module d'élasticité de l'acier
- E_{ij} : module de déformation instantanée du béton à l'âge j jours.

- σ_{\max} et σ_{bc} sont respectivement la contrainte maximale et la contrainte finale supportées par le béton dans la section considérée, au niveau de centre de gravité des armatures de précontrainte.

Comme $\sigma_{\max} \leq 1.5 \sigma_{bc}$ la relation précédente devient : $\Delta\sigma_p = 2.5 \times \sigma_{bc} \times \frac{E_p}{E_{ij}}$

le tableau suivant résume les résultats de calcul pour chaque câble

Tab.VII-13-Les résultats des calculs des pertes par relaxation pour chaque câble

Abcs	N° câbles	v (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_f$ (MPa)
Axe VSP	54	2,70	0,17	2,53	90,73	16,56	456,54	2,46	61,49
FIN VSP	48	2,52	0,17	2,35	79,00	16,02	386,38	2,45	53,46
FIN V1	42	2,20	0,18	2,02	59,45	15,01	307,99	2,46	46,64
FIN V2	38	1,91	0,19	1,72	44,34	14,01	239,64	2,45	47,01
FIN V3	32	1,66	0,20	1,46	33,31	13,15	180,75	2,51	43,70
FIN V4	26	1,45	0,21	1,24	25,41	12,39	130,74	2,60	41,67
FIN V5	20	1,29	0,23	1,06	19,77	11,74	89,06	2,58	33,82
FIN V6	14	1,17	0,27	0,90	16,18	11,28	55,22	2,56	25,09
FIN V7	8	1,09	0,34	0,75	14,11	11,00	28,83	2,58	15,40
FIN V8	2	1,04	0,55	0,49	12,79	10,79	0,31	2,56	7,38
FIN V9	0	1,04	0,55	0,49	12,79	10,79	0,00	2,68	0,00

$$\Delta\sigma_e = 375.65 \text{MPa}$$

❖ **La somme des pertes différées :**

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 :

$$\Delta\sigma_{\text{deff}} = \Delta\sigma_{\text{fi}} + \Delta\sigma_r + 5/6 \Delta\sigma_p$$

$$\Delta\sigma_{\text{deff}} = 38 + 693.66 + 5/6 \times 375.65 = 1044.70$$

Les pertes totales dues aux pertes instantanées et différées sont égales à :

$$\Delta\sigma_{\text{totale}} = 12628.22 + 1044.70 = 13672.92 \text{ MPa}$$

$$100 \times \left(\frac{13672.92}{54 \times 1488} \right) = 17.02$$

Donc on a un pourcentage de perte égale à **17.02 %**

d) Conclusion générale :

On constate que les pertes totales trouvées sont au-dessous à celle supposées au début (25%)

Mais on doit redimensionner avec des pertes de **17.02 %**

IV\ Vérification des contraintes :

On doit vérifier sous l'ensemble des différentes actions y compris celles de la précontrainte, que les contraintes normales dans chaque section restent inférieures aux valeurs limites admissibles.

Les vérifications se feront pour les deux phases :

- En phase de construction.
- En phase de service.

1. Vérification des contraintes en phase de construction :

En phase de construction, on est amené à vérifier que

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq \sigma_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V'}{I} - \frac{|M|V'}{I} \leq \sigma_{\text{bc}}$$

Avec :

- σ_{sup} : contrainte créée dans la section de la fibre supérieure
- σ_{inf} : contrainte créée dans la section de la fibre inférieure
- P : effort de précontrainte de fléau
- S : section transversale du voussoir
- M : moment généré par application des charges
- V : distance du centre de gravité à la fibre supérieure
- V' : distance du centre de gravité à la fibre inférieure
- σ_{bt} : contrainte admissible de traction
- σ_{bc} : contrainte admissible de compression

tel que

$$\sigma_{bc} : 0.6f_c28=0.6 \times 35=21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt} : 0 \text{ MPa}$$

Car notre ouvrage est calculé en classe II

Donc on doit vérifier que

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{inf} \leq 21 \text{ MPa} \\ \sigma_{sup} \geq 0 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Le tableau ci-dessous résume le calcul des vérifications des contraintes supérieures et des contraintes inférieures pour le demi-fléau (en phase de construction)

Tab.VII-14- vérifications des contraintes supérieures et des contraintes inférieures pour le demi-fléau (en phase de construction)

X(m)	M _{tot} (KN.m)	I(m ⁴)	S(m ²)	V(m)	V'(m)	e(m)	P ₀ (t)	N _{cable}	P (MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
0	456541.84	90.73	16.56	2.7	3.30	2.55	267.84	54	99.70	0.49	13.26
4	386382.18	79.00	16.02	2.52	3.48	2.37	267.84	48	89.30	0.35	13.17
9	307992.70	59.45	15.01	2.2	3.49	2.05	267.84	42	79.99	0.05	13.77
14	239635.82	44.34	14.01	1.91	3.19	1.76	267.84	38	70.13	0.37	13.23
19	180746.70	33.31	13.15	1.66	2.92	1.51	267.84	32	59.54	0.25	12.40
24	130735.82	25.41	12.39	1.45	2.68	1.30	267.84	26	48.16	0.24	10.98
29	89060.93	19.77	11.74	1.29	2.47	1.14	267.84	20	36.42	0.29	8.94
34	55223.97	16.18	11.28	1.17	2.29	1.02	267.84	14	24.59	0.36	6.32
39	28828.69	14.11	11.00	1.09	2.14	0.94	267.84	8	13.62	0.27	3.58
44	321.20	12.79	10.79	1.04	2.05	0.89	267.84	2	0.15	0.61	-0.14
49	0.00	12.79	10.79	1.04	2.05	0.89	267.84	0	0	0	0

NB :

D'après les résultats indiqués dans le tableau ci-dessus, les contraintes supérieures et les contraintes inférieures trouvées (en phase de construction) sont largement inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travail dans la sécurité.

2. Vérification des contraintes en phase de service :

Dans le cadre de l'étude de l'ouvrage en service, il y'a deux cas de vérification :

- **Etat à vide :** on prend en considération juste le poids du tablier.
- **Etat de charge :** on prend en considération le poids du tablier et les surcharges de service.

On doit vérifier les contraintes pour la travée centrale et la travée de rive, à cause de la différence des câbles que contient chaque travée.

a) **Cas à vide :**

En phase de service, et dans le cas à vide, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{|M|V}{I} \geq 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V'}{I} - \frac{|M|V'}{I} \leq 21 \text{ MPa}$$

- **Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes pour la travée centrale :**

Tab.VII-15- Les contraintes pour la travée centrale (Cas à vide)

Voussoir	X(m)	M _{tot} (KN.m)	V'(m)	V(m)	I (m4)	e(m)	S(m ²)	N	P(MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
FIN V5	25	7281.82	2.31	1.45	25.41	2.16	12.39	8	16.76	3.58	-1.11
FIN V6	30	32905.42	2.17	1.29	19.77	2.02	11.74	14	27.15	3.66	-0.04
FIN V7	35	51515.43	2.07	1.17	14.18	1.92	11.28	18	17.11	4.25	0.92
FIN V8	40	68294.36	2.00	1.09	14.11	1.85	11.00	20	19.53	3.67	3.13
FIN V9	45	68227.82	1.96	1.04	12.79	1.81	10.79	22	21.06	4.54	2.68
FIN V9	47	68227.82	1.96	1.04	12.79	1.81	10.79	22	21.06	4.54	2.68
FIN V8	52	63660.76	2.00	1.09	14.11	1.85	11.00	20	19.66	4.03	2.47
FIN V7	57	52198.60	2.07	1.17	14.18	1.92	11.28	18	17.33	4.20	1.02
FIN V6	62	33717.80	2.17	1.29	19.77	2.02	11.74	14	12.71	3.61	0.05
FIN V5	67	7872.34	2.31	1.45	25.41	2.16	12.39	8	7.92	2.67	-1.05

- **Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes pour la travée de rive :**

Tab.VII-16- Les contraintes pour la travée de rive (Cas à vide)

Voussoir	X(m)	M _{tot} (KN.m)	V'(m)	V(m)	I(m4)	e(m)	S(m ²)	N	P(MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
Axe vc	0	56796.00	1.96	1.04	12.79	1.81	10.79	20	40.75	4.56	1.63
V9	1	57779.38	1.96	1.04	12.79	1.81	10.79	20	41.61	4.48	1.79
V8	6	55216.00	2.00	1.09	14.11	1.85	11.00	20	40.48	4.68	1.27
V7	11	45870.64	2.07	1.17	14.18	1.92	11.28	18	36.87	4.72	0.10
V6	16	29512.64	2.17	1.29	19.77	2.02	11.74	14	27.97	3.88	-0.42
V5	21	5790.07	2.31	1.45	25.41	2.16	12.39	10	18.30	3.57	-1.69

D'après les tableaux ci-dessus, on remarque que les contraintes à vide sont vérifiées vis-à-vis de la traction et de la compression, donc notre ouvrage est en sécurité dans l'état à vide.

b) **Cas en charge :**

En phase de service, et dans le cas en charge, on est amené à vérifier que :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V}{I} - \frac{|M|V}{I} \leq 21 \text{ MPa}$$

et

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.V'}{I} - \frac{|M|V'}{I} \geq 0 \text{ MPa}$$

- **Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes pour la travée centrale :**

Tab.VII-17- Les contraintes pour la travée centrale (Cas en charge)

Voussoir	X(m)	M _{tot} (KN.m)	v'(m)	v(m)	I (m ⁴)	e(m)	S(m ²)	N	P(MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
FIN V5	25	51093.29	2.31	1.45	25.41	2.16	12.39	8	16.76	0.21	2.88
FIN V6	30	75923.45	2.17	1.29	19.77	2.02	11.74	14	27.15	0.86	4.68
FIN V7	35	94256.20	2.07	1.17	14.18	1.92	11.28	18	17.11	0.10	6.51
FIN V8	40	106093.65	2.00	1.09	14.11	1.85	11.00	20	19.53	0.48	8.97
FIN V9	45	110854.62	1.96	1.04	12.79	1.81	10.79	22	21.06	0.05	11.15
FIN V9	47	110854.62	1.96	1.04	12.79	1.81	10.79	22	21.06	-0.67	12.51
FIN V8	52	106754.24	2.00	1.09	14.11	1.85	11.00	20	19.66	-1.40	12.43
FIN V7	57	95478.28	2.07	1.17	14.18	1.92	11.28	18	17.33	-1.93	11.86
FIN V6	62	77499.03	2.17	1.29	19.77	2.02	11.74	14	12.71	-1.13	8.02
FIN V5	67	52612.94	2.31	1.45	25.41	2.16	12.39	8	7.92	-0.99	4.78

- **Le tableau suivant résume les valeurs des contraintes pour la travée de rive :**

Tab.VII-18- Les contraintes pour la travée de rive Cas en charge)

Voussoir	X(m)	M _{tot} (t.m)	V'(m)	V(m)	I (m ⁴)	e(m)	S(m ²)	N	P(MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)
Axe vc	0	98403.31	1.96	1.04	12.79	1.81	10.79	20	40.75	6.68	0.272
V9	1	100490.05	1.96	1.04	12.79	1.81	10.79	20	41.61	5.99	0.106
V8	6	100848.06	2.00	1.09	14.11	1.85	11.00	20	40.48	5.44	-0.33
V7	11	93184.15	2.07	1.17	14.18	1.92	11.28	18	36.87	4.16	-0.78
V6	16	78200.70	2.17	1.29	19.77	2.02	11.74	14	27.97	2.52	-0.59
V5	21	55762.51	2.31	1.45	25.41	2.016	12.39	10	18.30	1.30	-2.07

D'après les tableaux ci-dessus, on remarque que les conditions de vérification des contraintes sont vérifiées, donc notre ouvrage est en sécurité en état de charge.

V\ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

1. Vérification de l'effort tranchant a 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.

a) Détermination de l'effort tranchant :

L'effort tranchant donné par la relation suivante :

$$V_{Ser} = V_g + V_q = 9.13MN$$

Tel que :

- V_g : relative au poids propre.
- V_q : relative aux charges variables.

❖ **Effort tranchant dû à la précontrainte :**

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

$$V_p = P \times \sin\alpha = 5.81 \text{ MN}$$

Tel que :

- $\alpha = 0.127 \text{ rad}$
- $P = 45.9 \text{ MN}$

Selon les combinaisons à l'état limite de service, on détermine l'effort tranchant en utilisant la formule suivante :

$$V_{\text{red}} = V_{\text{ser}} - V_p = 3.32 \text{ MN}$$

b) **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\bar{\tau}_1 = 0.4 \times f_{tj} \times [f_{tj} + \sigma_x]$$

$$\bar{\tau}_2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 \times f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x]$$

Tel que :

- σ_x : contrainte normale longitudinale au centre de gravité.
- z : le bras de levier ($z = I/S$), et par simplification :

$$z = \left(\frac{1+p}{2} \right) \times h$$

- p : le rendement mécanique de la section vaut :

$$p = \frac{1}{B \times V \times V'}$$

- b_{ng} : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles qui traversent cette âme :

$$b_{ng} = 2(b_0 - n k \Phi).$$

- b_0 : l'épaisseur brute de l'âme.
- n : nombre de câble.
- $k = 0.5$; injection de coulis de ciment.
- Φ : diamètre de la gaine.

❖ **Application Numérique :**

- $f_{c28} = 40 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 3.0 \text{ MPa}$
- $P = 45.9 \text{ MN}$

- $V_{red} = 3.32 \text{ MN}$;
- $n = 54$ câbles
- $b_{ng} = 0.78 \text{ m}$; $z = 1.921 \text{ m}$
- $\sigma_x = 6.1 \text{ MPa}$
- $\tau_{max} = 0.04 \text{ MPa}$

alors que :

- $\overline{\tau_1^2} = 10.92 \text{ MPa}$
- $\overline{\tau_2^2} = 13.88 \text{ MPa}$

On constate que :

$$\tau_{max} \leq \min(\overline{\tau_1}; \overline{\tau_2}) \text{ Vérifié}$$

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

2. Vérification de l'effort tranchant a l'ELU :

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

La section des armatures transversale A_t , donnée par la formule suivante :

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

Tel que :

- 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.
- β_u : l'angle que forment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, $\beta_u = 45^\circ$ car il y a une reprise de bétonnage.

❖ Application Numérique :

- $V_{max \text{ comb - Elu}} = 11.45 \text{ MN} \longrightarrow \tau_u = 1.76 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$; $b_{ng} = 0.78 \text{ m}$; $\beta_u = 45^\circ$.
- $\frac{A_t}{S_t} \geq 5.38 \text{ cm}^2/\text{m}$

Alors :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} = 51.98 \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg } \beta_u = 12.31 \text{ Vérifié}$$

VI Conclusion :

L'étude de la précontrainte est une étude indispensable dans les ponts voussoirs construits par encorbellement successifs. Les différents types de câbles sont déterminés en fonction des moments à équilibrer. La décroissance des moments négatifs à partir de l'encastrement permet de déterminer le nombre de câbles de fléau dans chaque voussoir, et avec le même principe à partir des moments positifs à mi-travée, on peut déterminer le nombre et la disposition des câbles de continuités, pour terminer avec une vérification de contrainte au niveau des joints de chaque voussoir en phase de construction et service.



CHAPITRE : X

**ETUDE
TRANSVERSALE**



- Le tableau ci-dessous représente L'allure du tracé en plan des câbles de fléau :

Câbles	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	X _i ; X _{i+1} (m)	R (m)	β _i ; β _{i+1} (rad)	Z(x)
C1 - C2 - C3-C9-C17	Rectiligne					
C4-C5-C10-C11-C18-C19	0.16	0.08	2.5	39.06	0.063	0.16 - 0.096x ²
C6-C7-C12-C13-C20-C21	0.32	0.16	2.5	19.53	0.127	0.32 - 0.192 x ²
C8-C14-C15-C22-C23	0.48	0.24	2.5	13.02	0.189	0.48 - 0.288 x ²
C16-C24-C25	0.64	0.32	2.5	9.77	0.251	0.64 - 0.384 x ²
C26-C27	0.8	0.4	2.5	7.81	0.310	0.80 - 0.48 x ²

Tab.-4- L'allure du tracé en plan des câbles de fléau.

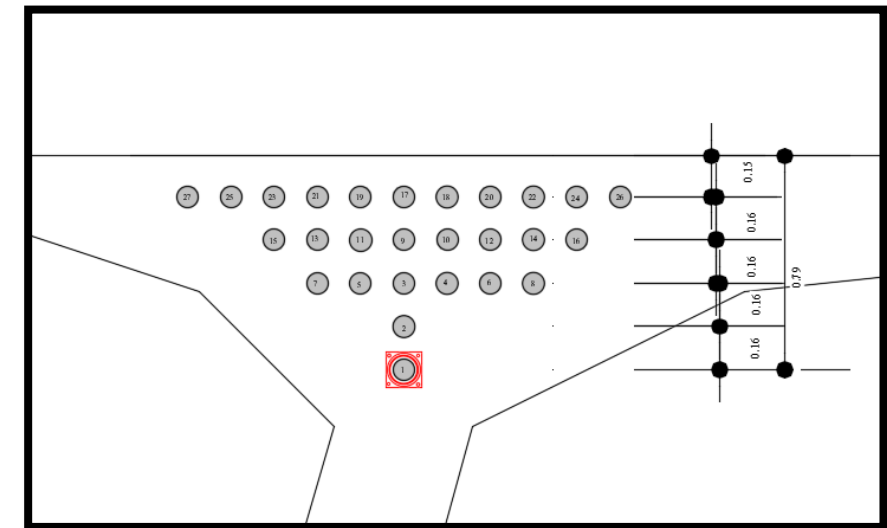


Fig.-3-Disposition des câbles de fléau au niveau du V01

- le tableau ci-dessous présente L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau

Câbles	L _{dév} (m)	d ₀ (m)	d ₁ (m)	R (m)	α (rad)	y(x)
C1	Rectiligne					
C2	4	0.63	0.79	50	0.079	0.63 + 0.01 x ²
C3-C4-C5-C6-C7-C8	5	0.47	0.79	39.06	0.127	0.47 + 0.013 x ²
C9-C10-C11-C12-C13-C14-C15-C16	5	0.31	0.79	26.04	0.189	0.31 + 0.019 x ²
C17-C18-C19-C20-C21-C22-C23-C24-C25-C26-C27	5	0.15	0.79	19.53	0.251	0.15 + 0.026 x ²

Tab.-4- L'allure du tracé en élévation des câbles de fléau.

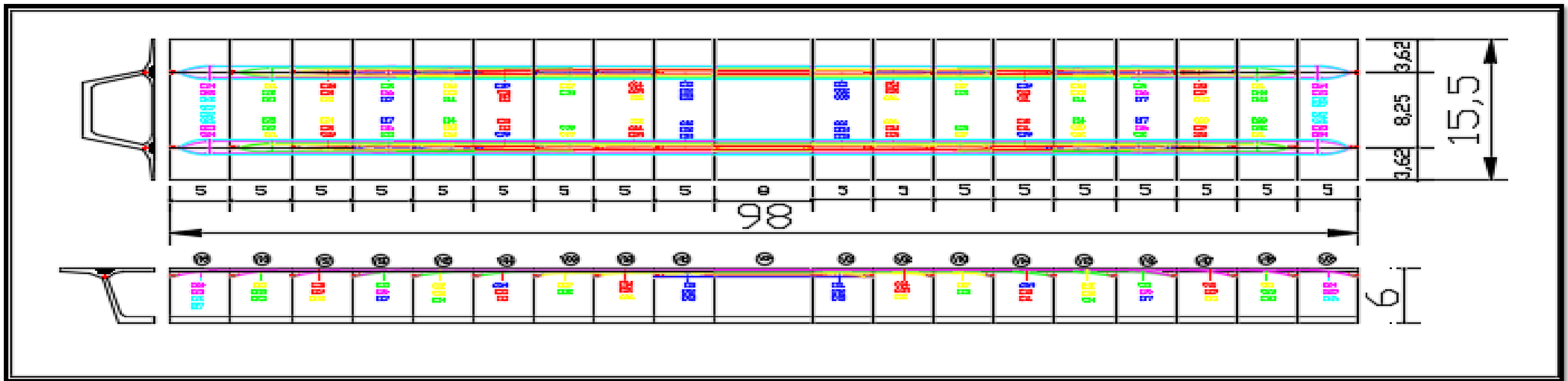



Fig.-4-Tracé en plan et élévation des câbles des fléaux



CHAPITRE : IX

**EQUIPEMENT DE
L'OUVRAGE**



I\ Introduction

Après la détermination des aciers actifs de notre ouvrage restent à déterminer l'armature passive de notre ouvrage, et pour cela l'étude transversale est obligatoire. Dans ce chapitre, nous allons déterminer les armatures passives (transversales et longitudinales) de chaque élément du voussoir.

Les voussoirs sont d'une hauteur variable donc le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Pour cela on a optés pour ferrailage du voussoir sur pile et celui qui est au niveau de la clef.

II\ Modélisation :

La modélisation de la section transversale de notre caisson sur un logiciel à base d'élément finis est faite par un portique fermé (**cadre**) appuyé au niveau des extrémités de la partie inférieure des âmes par deux appuis de type (**simple** et **double**),

NB : Largeur du caisson considérée est égale à 1m.

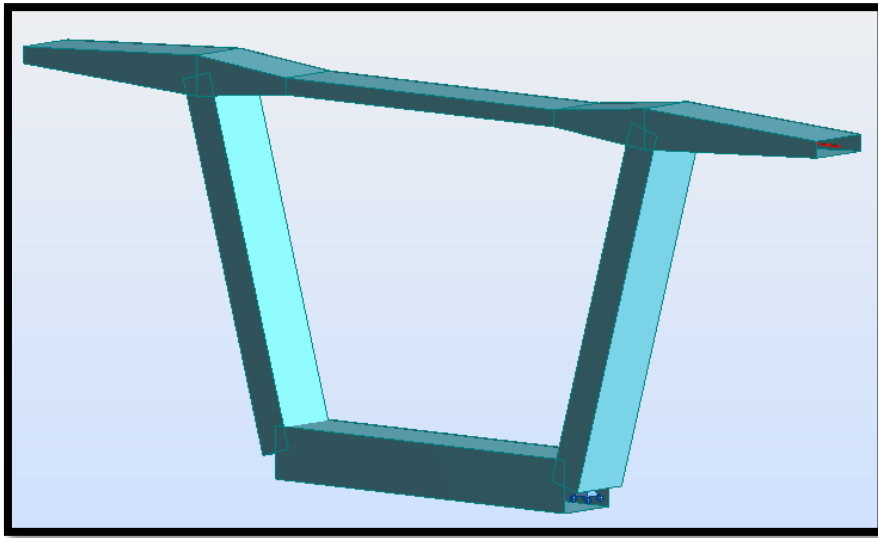


Fig.X-1-Modèle numérique de la section au niveau de la pile.

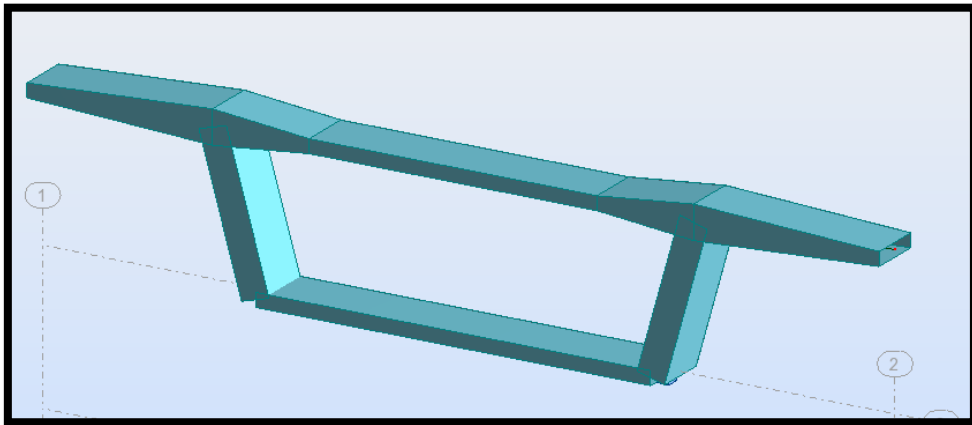


Fig.X-2-Modèle numérique d'un voussoir au niveau de la culée.

III\Évaluation des efforts transversaux :

Les calculs des sollicitations se feront à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, Pour ainsi dimensionner le ferrailage à l'aide du logiciel Robot Expert 2010 en fonction du moment défavorable développé par les différents chargements.

- Les combinaisons données par le document technique réglementaire RCPR sont les suivants :

Tab.X-1-les combinaisons

E.LU	E.L.S
1.35G+1.6 (A(L) +ST)	G+1.2A(L) +ST
1.35G+1.6 (Bc+ST)	G+1.2Bc+ST
1.35G+1.35MC120	G+MC120
1.35G+1.35D240	G+D240

IV\Résultat diagramme (voussoir sur pile) :

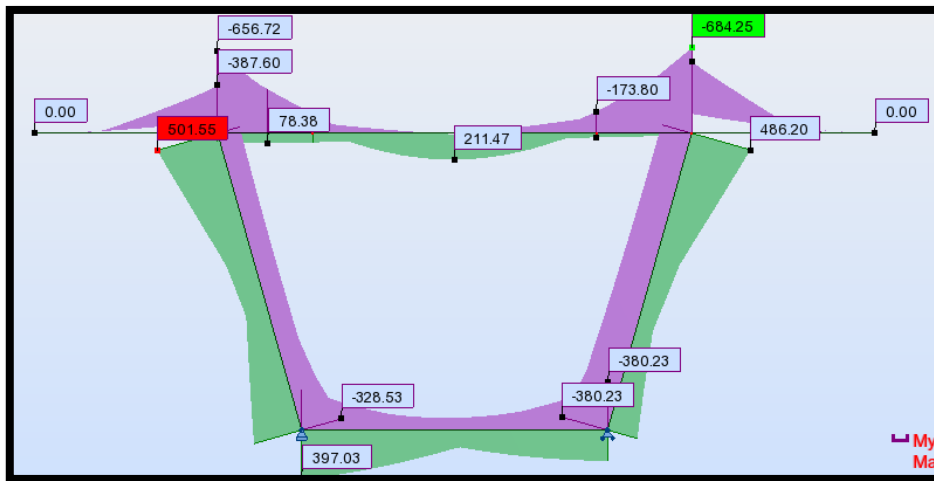


Fig.X-3-diagramme des moments max a L'E.L.U

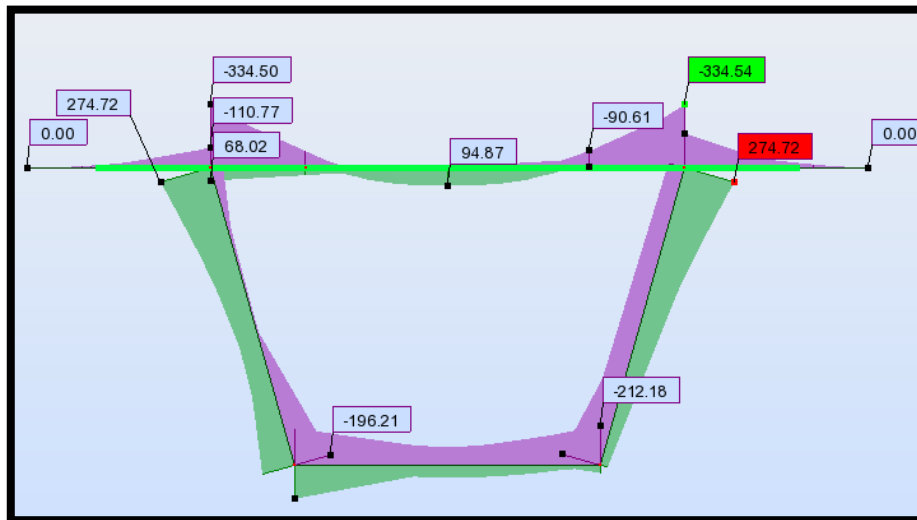


Fig.X-4-diagramme des moments max a L'E.L.S

- Les tableaux ci-dessous résument les résultats trouvés à l'aide de l'outil informatique

Tab.X-2-moment et effort normal dans élément du voussoir sur pile et sur culé

			Mser (kN.m)	Mu (KN.m)	Effort normal (KN)
Vsp	Hourdis supérieur	Nappe inf	158.49	211.47	
		Nappe sup	512.15	684.25	
	Hourdis inférieur	Nappe inf	198.19	397.23	
		Nappe sup	212.18	380.23	
	âme	Nappe int	285.6	380.35	544.20
		Nappe ext	380.2	501.55	590.87
Vc	Hourdis supérieur	Nappe inf	158.49	99.37	
		Nappe sup	512.15	322.91	
	Hourdis inférieur	Nappe inf	75.88	11.23	
		Nappe sup	123.63	29.45	
	âme	Nappe int	199.32	170.75	490.87
		Nappe ext	380.2	203.56	590.87

NB : Les autres diagrammes sont présentés dans l'annexe B

V\ Ferraillage des voussoirs :

❖ Exemple de calcul (Ferraillage des voussoirs sur piles):

Les fissurations sont jugées préjudiciables, de ce fait, le dimensionnement de la section rectangulaire sera à l'ELS.

Pour le ferraillage, 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

a) Ferraillage transversale :

❖ Ferraillage de l'hourdis inférieur :

1. Nappe supérieure

Application Numérique :

- $b = 1,00$ m. (On calcule le ferraillage par mètre linéaire).
- $h = 0,80$ m ; $c = 0,05$ m.
- $d = 0,9h = 0,9 \times 0,80 = 0,72$ m.
- $\sigma_{bc} = 24$ MPa
- $\sigma_s = 241$ MPa
- $M = M$ (appui) = **380.73** KN.m.
- $X = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} \times d = 43.128$ cm
- $Z = d - \frac{X}{3} = 57.872$ cm
- $M_1 = 0.5 \times b \times X \times \sigma_{bc} \times Z = 3001.23$ KN.m

$M_1 > M_{ser}$ (sup) Donc Section sans armatures comprimées (S.S.A.C)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = 12.12 \text{ cm}^2$$

On choisit le type d'armature : **8HA14**

$$A_{smin} = 0.23 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \times b \times d = 3.10 \text{ cm} < A_{ser}$$

Condition de non fragilité est vérifiée.

2. Nappe inférieure :

Application Numérique :

- $M_{ser} = M$ (inf) = 397.23 KN.m.
- $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = 10.1$ cm²

On choisit le type d'armature : **8HA14**

$$A_{smin} = 3.10 \text{ cm} < A_{ser}$$

Condition de non fragilité est vérifiée.

b) Ferraillage longitudinal :

Les câbles de précontrainte utilisés reprennent toutes les charges et les surcharge de l'ouvrage, donc les armatures longitudinales ne sont que des armatures de construction.

1. Nappe supérieure :

$$A_{ser} = \frac{A_{ser} \text{ (nappe sup)}}{3} = 4.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 3.10 \text{ cm} < A_{ser}$$

Condition de non fragilité est vérifiée.

On choisit le type d'armature : **4HA14**

- Le tableau suivant résume le ferraillage (longitudinale et transversale) passif choisit

Tab.X-3-le ferraillage (longitudinal et transversal) passif choisit

			As	As choisie	Armature transversale	Armatures longitudinal
Vsp	Hourdis supérieur	Nappe inf	38.4	39	8HA25	10HA14
		Nappe sup	41.8	44.5	4HA32+4HA20	10HA14
	Hourdis inférieur	Nappe inf	10.1	12.32	8HA14	4HA14
		Nappe sup	12.12	12.32	8HA14	4HA14
	âme	Nappe int	16.8	20.54	4HA20+4HA14	4HA14
		Nappe ext	27.1	32.17	4HA25+4HA20	6HA14
Vc	Hourdis supérieur	Nappe inf	38.4	39	8HA25	10HA14
		Nappe sup	41.8	44.5	4HA32+4HA20	10HA14
	Hourdis inférieur	Nappe inf	17.5	20.61	4HA20+4HA16	4HA14
		Nappe sup	29.4	32.2	4HA25+4HA20	8HA14
	âme	Nappe int	9.3	12.32	8HA14	4HA14
		Nappe ext	27.1	32.17	4HA25+4HA20	6HA14

VI\Effet de torsion

L'un des phénomènes courants dans les ouvrages d'art est le phénomène de la torsion, Dans notre cas ce dernier est négligé car ses conséquences sont négligeables et surtout acceptable.

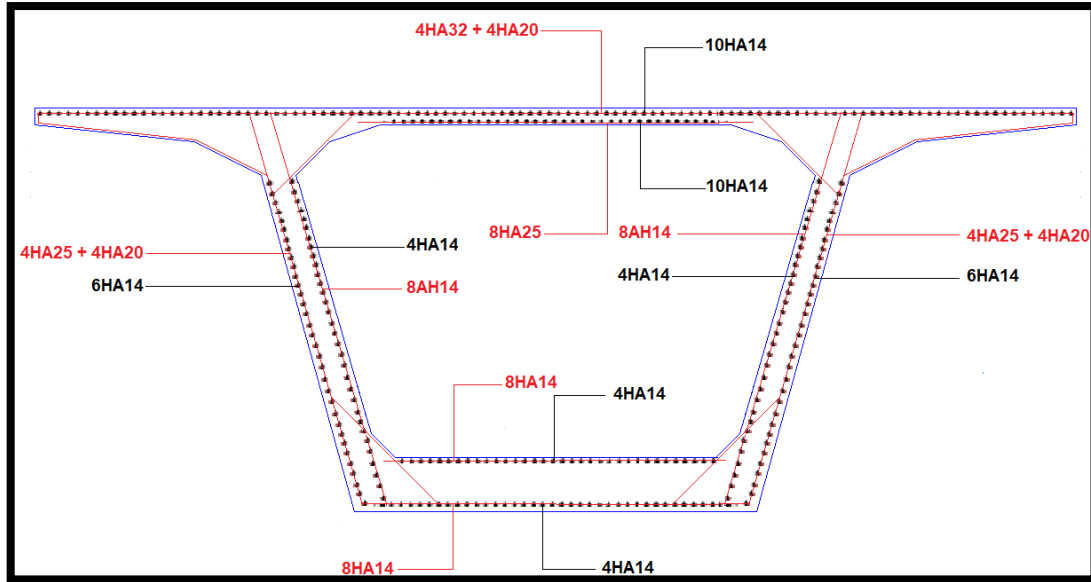


Fig.X-5-Schéma du ferrailage passif du voussoir sur pile.

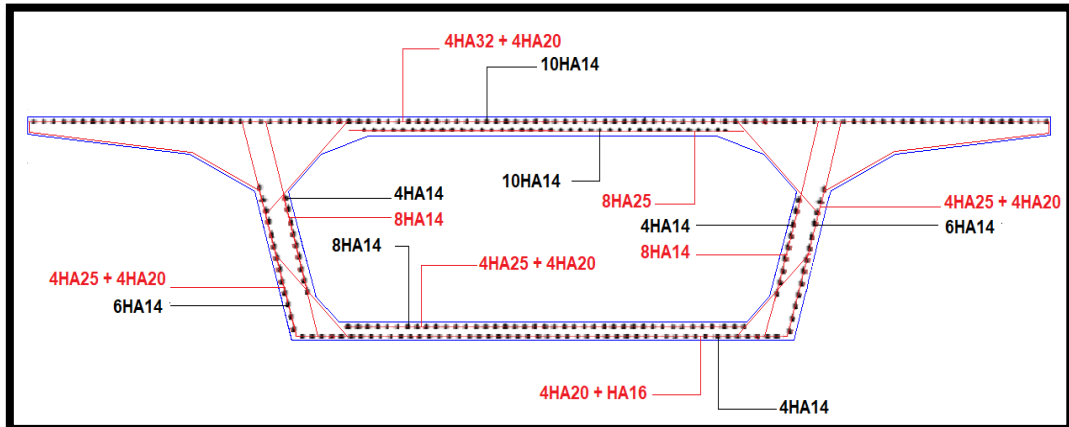


Fig.X-6-Schéma du ferrailage passif du voussoir à la clef.

VII\ Conclusion :

Ce chapitre traité a été consacré à l'étude transversale du tablier, à savoir le VSP et le VC, afin de déterminer les différentes sollicitations agissant sur les voussoirs.

A l'aide du Logiciel de calcul ROBOT 2015, on a pu déterminer les moments fléchissant sollicitées dans chaque voussoir, et cela nous ont permis par la suite de déterminer leur ferrailages à l'aide du logiciel de calcul de section d'armature robot expert

Le but de ce ferrailage est de rigidifier la section transversale du caisson, nous permettant ainsi d'assurer la transmission des charges verticales aux appuis.



CHAPITRE : X

**INFRASTRUCTURE DE
L'OUVRAGE**



I\ Introduction :

On désigne par équipement l'ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, ce dernier repose sur les piles et culées par l'intermédiaire d' au moins un appareil d'appui qui jouera le rôle de transmetteur d'efforts (verticaux/ horizontaux), éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles et d'absorber, par rotation et distorsion, les déformations et translation de la structure.

Pour tout pont, existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

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

Les équipements du pont jouent un rôle fondamental dans le niveau de service d'un ouvrage, ils permettent d'assurer le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durabilité dans le temps.

II\ les appareille d'appuis :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles, Ils Transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure

III\ Choix du type d'appareil d'appui :

Pour notre ouvrage nous allons opter pour des appareils d'appui en élastomère fretté suite à leur constitution sous forme de feuillets d'élastomère (du néoprène en général) empilée avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes.



Fig.IX-1- Appui en élastomère fretté

Le type d'appareils d'appui préalablement choisi, est le plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton en raison des avantages qu'ils présentent :

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

IV\Dimensionnement de l'appareil d'appui

Le dimensionnement des appareils est basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil.

La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée sur la figure suivante tel que :

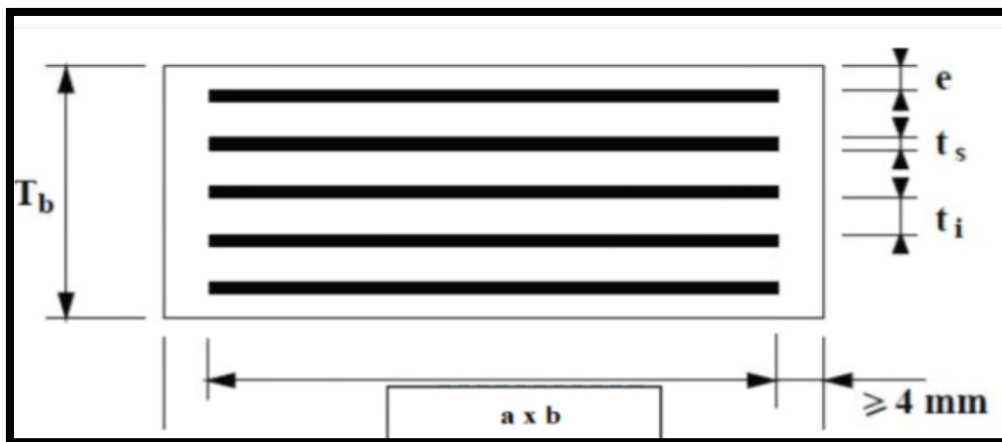


Fig.IX-2- Définition géométrique de l'appareil d'appui.

Avec :

- T** : épaisseur totale de l'élastomère.
- T_b** : épaisseur totale de l'appareil.
- n** : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.
- t_i** : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.
- t_s** : épaisseur d'une frette élémentaire.
- e** : enrobage.

1. L'aire des appareils d'appuis :

La contrainte de compression moyenne est comprise entre 20 et 25 MPa sur la surface « A » de l'appareil d'appui.

$$\frac{N_{\max}}{a' \times b'} \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa} ; \text{ avec } N_{\max} = \frac{R_{\max}}{n_{\text{bre}} \text{ d'appareils d'appui}}$$

❖ Application Numérique :

Pour culées : (n=2)

$$R_{\max} = 7417.17 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 3708.59 \text{ KN}$$

Donc :

$$a' \times b' \geq 1854.5 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$a' \times b' = 500 \times 500 \text{ mm}^2$$

Pour piles :

Les piles de notre ouvrage sont totalement encastrées dans le tablier vu leur élancement afin d'augmenter leur rigidité et d'assurer leur stabilité

On notera l'absence des appareils d'appuis au niveau des piles de notre ouvrage

2. Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui T :

Condition de non flambement :

$$a/10 \leq T \leq a/5 \quad 50 \leq T \leq 100$$

3. Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s > \frac{a \times \sigma_m}{\beta \times \sigma_e} ; \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a \times b} ; \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} ; \sigma_e = 241 \text{ Kg/mm}^2 ; G = 0.8 \text{ MPa} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Résultats

$$\sigma_m = 14.83 \text{ Mpa} \quad \beta = 13.9 \quad \text{donc} \quad t_s > 2.21 \text{ mm on prend} \quad t_s = 3 \text{ mm}$$

Alors :

- 6 Feuilles d'élastomère : $t_i = 10 \text{ mm}$
- 7 Frettes métalliques de : $t_s = 3 \text{ mm}$
- Enrobage des chants : 4 mm
- Enrobage extérieur : 3 mm

Donc les dimensions des appareils d'appuis sur les culées sont:

$$500 \times 500 \times 87 \text{ mm}^3$$

4. Evaluation des déplacements horizontaux

❖ **Déplacements dus aux actions statiques :**

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule suivante :

$$H_{sta} = \frac{\Delta_x \times G \times a \times b}{T}$$

Tel que :

- **G** : Module de déformation transversale d'appareil d'appui, **G = 0.8 MPa**.
- Δ_x : déformation due à la force considérée.
- **a × b** : Dimensions de l'appareil d'appuis.
- **T** : épaisseur des feuillets d'élastomère.

a) Action due au retrait dans chaque appareil appui :

$$H_r = \frac{\Delta_r \times G \times a \times b}{T}$$

Avec :

$$\Delta_r = \epsilon_r \times \frac{L}{n}$$

Tel que :

- **L** : longueur totale de l'ouvrage = 240 m
- **n** : nombre totale de appareils d'appuis dans l'ouvrage = 4 (2 sur chaque culé)
- $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$ coefficient de retrait.

Application numérique :

$$\Delta_r = 2 \times 10^{-4} \times \frac{240}{4} = 0.012 \text{ m}$$

Donc :

$$H_r = 0.0276 \text{ MN}$$

b) Action due à la variation de la température :

$$H_T = \frac{\Delta_T \times G \times a \times b}{T}$$

Avec :

$$\Delta_T = \epsilon_T \times \frac{L}{n}$$

Tel que :

- **L** : longueur totale de l'ouvrage = 240 m
- **n** : nombre totale de appareils d'appuis dans l'ouvrage = 4 (2 sur chaque culé)
- $\epsilon_T = \begin{cases} 2 \times 10^{-4} & \text{longe durée} \\ 3 \times 10^{-4} & \text{courte durée} \end{cases}$

Application numérique :

$$\Delta_T = \begin{cases} 0.012 \text{ m} & (\text{longe durée}) \\ 0.018 \text{ m} & (\text{courte durée}) \end{cases}$$

Donc :

$$H_T = \begin{cases} 0.0275 \text{ MN} & (\text{longe durée}) \\ 0.0414 \text{ MN} & (\text{courte durée}) \end{cases}$$

c) Action due au fluage :

$$H_{fl} = \frac{\Delta_{fl} \times G \times a \times b}{T};$$

Avec :

$$\Delta L = \frac{L}{n} \times \varepsilon_{fl}$$

Tel que :

- L : longueur totale de l'ouvrage = 240 m
- n: nombre totale de appareils d'appuis dans l'ouvrage = 4 (2 sur chaque culé)
- $\varepsilon_{fl} = K_{fl} \times 10^{-4}$ avec K_{fl} : coefficient du fluage $\in [2,3]$

Application numérique (pour $K_{fl} = 2.5$)

$$\Delta L = 0.015 \text{ m}$$

$$H_{fl} = 0.031 \text{ MN}$$

5. Vérifications du dimensionnement

Suivant la RPOA, quatre types de vérification à l'ELA doivent être vérifiés pour les appareils d'appuis en élastomère fretté :

a) Résistance à la compression

❖ Cas de la culée :

$$\sigma_{ap} = \frac{N_{max}}{a \times b} = \frac{3.70859}{0.50 \times 0.50} = 14.83 \text{ MPa} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée. } \checkmark$$

b) Sécurité au flambement :

On doit vérifier : $\gamma_s \times Pu \leq Pc$

Tel que :

- $\gamma_s = 3$: le coefficient de sécurité.
- Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
- Pc : la charge critique de flambement, $Pc = 4 \times G \times B \times S^2 \times d/h$.
- B : l'aire nominale de l'appui.
- d : la somme d'une épaisseur de frettes et d'une épaisseur de caoutchouc.
- h : la hauteur totale de l'appareil d'appui.
- S : le facteur de forme, $S = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)}$.

V\ **Des d'appuis :**

Le rôle des dés d'appui est de transmettre les charges localisées provenant directement du tablier qui peuvent provoquer des fissures dans l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

1. **Dimensionnement des dés d'appuis :**

Les dimensions (a₁, b₁, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$\begin{aligned} A &= b + 200; \\ B &= a + 200; \\ H &\geq 2 B_0 / P_0; \end{aligned}$$

Tel que :

- B₀ = A × B.
- P₀ = 2 (A + B) .

❖ **Application Numérique :**

$$\begin{aligned} A &= 500 + 200 \rightarrow A = 700 \text{ mm.} & ; & & B &= 500 + 200 \rightarrow B = 700 \text{ mm.} \\ B_0 &= A \times B = 0.49 \text{ m}^2 & ; & & P_0 &= 2 (A + B) = 2.8 \text{ m.} \\ & & & & H &\geq 0.35 \text{ m.} \end{aligned}$$

On prend:

$$H = 0.5 \text{ m.}$$

2. **Ferraillage des dés d'appuis :**

Les sections d'armatures des dés d'appuis sont choisies suivant le guide SETRA.

a) **Armatures de chaînage :**

On peut déterminer les sections d'armatures de chaînage on utilisant des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 11.98524}{434.78} \times 10^4 = 68.02 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature choisie :**

$$14\text{HA}25 \qquad A_s = 68.72 \text{ cm}^2$$

b) Armatures horizontale :

Le rôle des armatures horizontales placées sous le chaînage est de limiter la propagation des fissures et reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 11.98524}{434.78} \times 10^4 = 34.46 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature choisie :**

8HA25 $A_s = 39.26 \text{ cm}^2$

c) Frette supérieure :

Aussi appelées armatures croisées, ces armatures sont placées au plus près possible de la face supérieure de l'appui,

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 11.98524}{434.78} \times 10^4 = 11.03 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature choisie :**

8HA14 $A_s = 12.31 \text{ cm}^2$

d) 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.

$$A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 11.98524}{434.78} \times 10^4 = 27.57 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature choisie :**

6HA25 $A_s = 29.45 \text{ cm}^2$

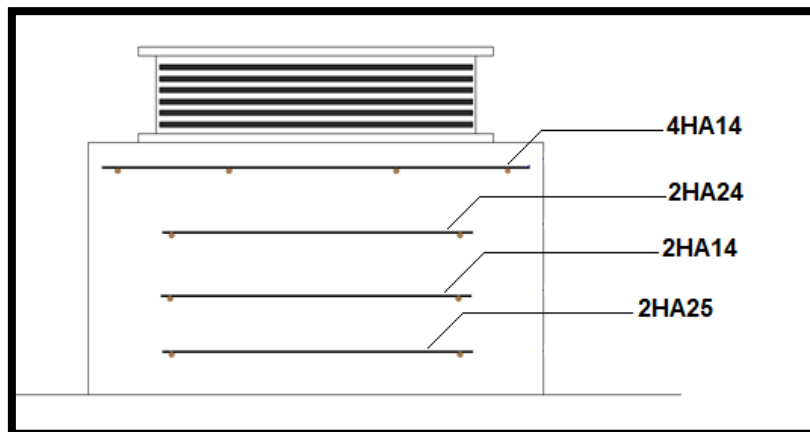


Fig.IX-3- Ferrailage du dé d'appui au niveau de la culée.

VI\ Joint de chaussée :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités.

1. Dimensionnement :

Conformément aux règlements, les actions à prendre en compte sont : la température et les déformations différées du béton (retrait, fluage).

$$W = W_D + 0.3W_T + \frac{W_S}{3}$$

Tel que :

- 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 :**

$$W_S = \frac{T \times H_s}{G_{dyn} \times a \times b}$$

Tel que :

- $H_s=0.33984$ MN (résultat calcul par logiciel)
- G_{dyn} : Module de déformation transversale dynamique = 1.6 MPa

Donc :

$$W_s = 9.32 \text{ cm.}$$

Alors :

$$W = (1.2+1.5)+0.3 \times 1.8 + 9.32/3 = 6.34 \text{ cm}$$

2. Type de joint :

D'après le règlement **DT6647** du **S.E.T.R.A** le joint de chaussée choisie pour un souffle de 63.4 mm est de la famille « **joint a plaque appuyé** »

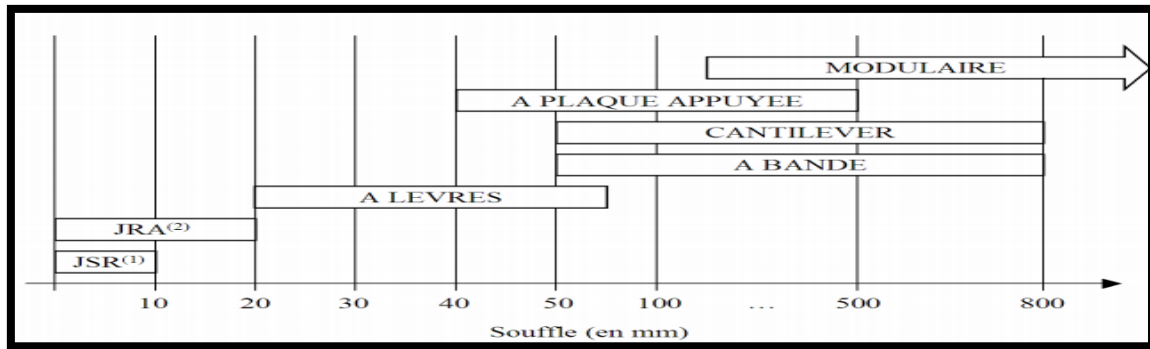


Fig.IX-4-Domaine d'emploi des différentes familles de joint

IV\ Garde-corps et dispositif de retenu

Les trottoirs choisis pour notre l'ouvrage sont destinés au passage de service et il est donc obligatoire d'installer les garde-corps pour la sécurité des passagers. Vu que la dimension de garde-corps est un élément important dans l'aspect architectural de l'ouvrage, le type approprié est adopté afin de ne pas masquer la vue aux passagers et aux conducteurs.

Le dispositif de retenu pour les véhicules permet de retenir et de contrôler la trajectoire du véhicule en cas de choc.

X\ Drainage de l'ouvrage

Le tablier doit être équipé des dispositifs de drainages appropriés tels que les avaloirs, les caniveaux et des tuyaux de drainage pour assurer l'assainissement des eaux superficielles.

XI\ Étanchéité du tablier

L'étanchéité des tabliers a pour but d'augmenter la durabilité de l'hourdis par intermédiaire de la prévention contre la corrosion des armatures et de la détérioration du béton causée par l'infiltration des eaux pluviales.

Pour l'étanchéité des tabliers, on pourrait faire appel à différentes techniques telles que l'étanchéité à base d'asphalte coulé, l'étanchéité par filme mince adhérent et l'étanchéité en feuille préfabriquée. Pour le présent projet, l'étanchéité par filme mince est choisie, ce qui est plus efficace et économique.

XII\ Conclusion :

A travers ce chapitre on a pu apprécier le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages ainsi que la durabilité de l'ouvrage.

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.

I\ Introduction:

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le mauvais dimensionnement de l'infrastructure. Cette dernière doit transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales.

L'infrastructure est caractérisée par des caractéristiques géométriques et mécaniques qui doivent répondre à plusieurs critères mécaniques, économiques et esthétiques. Il existe plusieurs types d'infrastructure et elles sont constituées d'une manière générale, de deux parties

- La superstructure
- La fondation

II\ Etude de la pile :

Les piles servent d'appuis intermédiaires au tablier : leurs rôles est de reprendre 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 (charges et surcharges) et horizontaux (les efforts sismiques, de freinage et du vent).

1. Conception de la pile :

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

Nous avons opté pour la solution d'une pile avec une section rectangulaire évidée (pile caissons) car elle pose moins de problème pour sa mise en œuvre (simple pour l'exécution du coffrage et ferrailage) et pour économiser le maximum de matière, nos voiles ont une épaisseur de 1 m constante sur toute la hauteur dans le sens transversal Avec un talon de 1 m de largeur et de 0.5 m et une épaisseur de 0.6 m dans le sens longitudinal.

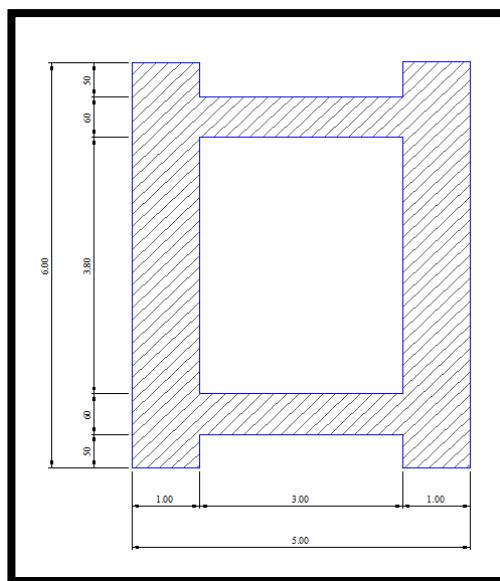


Fig.X-1-Vue en plan de la pile.

- Le tableau suivant représente la position et la hauteur de chaque pile de notre ouvrage

Tab.X-1-Implantation et hauteurs des piles.

N° de la pile	1	2
Hauteur de la pile (m)	26	22
Position de la pile	57+762.73	57+862.73

2. Evaluation de la raideur totale (K) :

Les raideurs des déférents appuis de notre ouvrage se calculent comme suit :

$$K_{pile} = \frac{12 \times E \times I_{(transversale/longitudinale)}}{h^3}$$

Avec :

E: module d'élasticité, I: moment d'inertie, h: hauteur de la pile (voile) considéré

- Le tableau suivant résume les résultats du calcul des raideurs des piles de notre ouvrage

Tab.X-2-résultats du calcul des raideurs des piles

N° de la pile	1	2
Raideur de la pile transversale	12.61	20.81
Raideur de la pile longitudinale	11.65	19.23

3. Etude sismique

a) Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique

D'après le RPOA 2008 notre ouvrage se caractérise comme suit :

- Est du groupe N°2.
- Avec un site de catégorie S2.
- classé en zone III.
- Une accélération de zone : A= 0.3.

b) Méthode de calcul

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être faite tout en s'assurant que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

De manière générale, l'analyse d'un pont peut se faire par deux méthodes, la méthode spectrale monomodale et la méthode du spectre de réponse

❖ **La méthode spectrale monomodale**

Pour que la méthode spectrale monomodale soit applicable, elle doit satisfaire certaines conditions comme :

- La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) doit être inférieure à 30 grades.

Dans notre cas le pont se présente comme une parfaite ligne droite donc la Condition est totalement vérifiée. Alors on utilise « la méthode du spectre de réponse ». **Vérifier**

- La masse totale de l'appui (pile) soit inférieure ou égale à 43% de la masse totale du tablier

Dans notre cas la pile la plus massive de toutes les piles de notre ouvrage est d'une hauteur de 26m et d'une section d'une section de **7.6 m²**

Donc

- la masse totale de la pile 1 est de $m_{pile1} = 494 \text{ t} = 4843.14 \text{ KN}$
- Masse totale du tablier $m_{43\%tablier} = 87003.347 \times 43\% = 37411.43 \text{ KN}$

$$m_{pile1} < m_{43\%tablier} \text{ Vérifier}$$

- Une symétrie transversale correcte

Notre ouvrage présente une symétrie transversale parfaite **Vérifier**

❖ **La méthode du spectre de réponse :**

On réutilisera le modèle numérique utilisé précédemment (**model longitudinal de service**) afin d'effectuer le calcul multimodal sur logiciel de calcul **ROBOT EXPERT**.

a) Les spectres de réponses

Spectre de réponse horizontal :

Pour les deux directions longitudinale et transversale on utilise le spectre montré dans la figure :

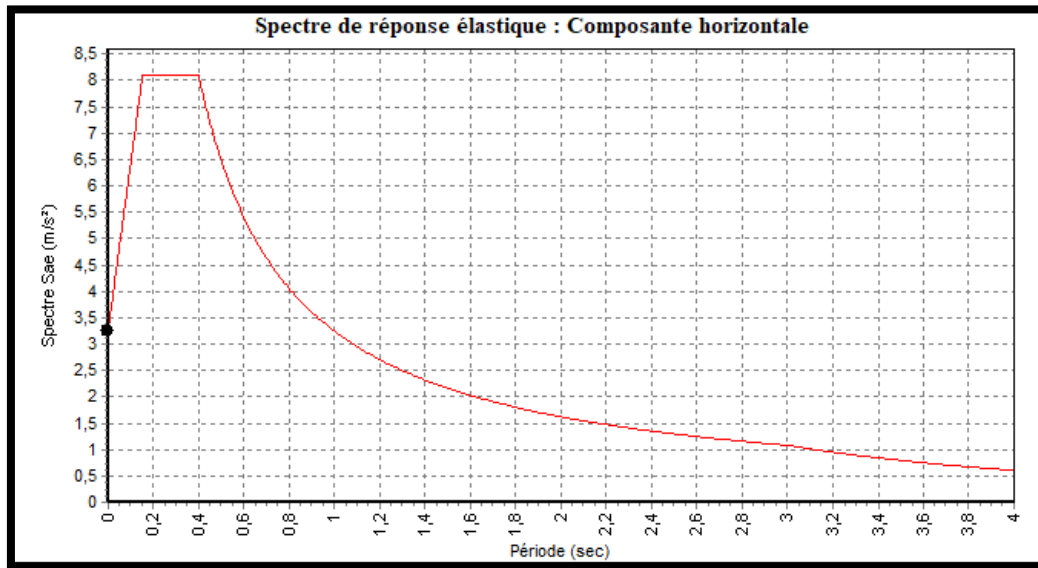


Fig.X-2-Spectre de réponse horizontal.

Spectre de réponse vertical :

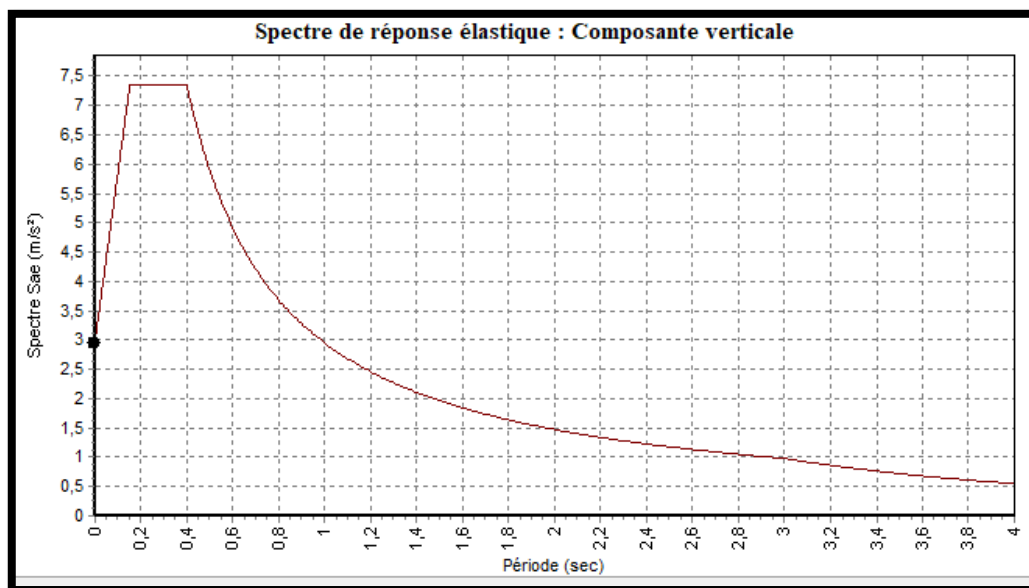


Fig.X-3-Spectre de réponse vertical.

b) Evaluation des efforts sismiques :

❖ **Evaluation de l'effort sismique longitudinal Ex :**

L'évaluation de l'effort sismique longitudinal c'est effectué à l'aide d'un logiciel de calcul d'élément finit

- Le tableau ci-dessous résume les résultats du calcul numérique par logiciel :

Tab.X-3- Distribution de forces longitudinales sur chaque appui.

	C1	P1	P2	C2
F_l (KN)	43.11	1520.68	2219.41	42.02

Avec un déplacement maximal du tablier égal à 6.1 cm

❖ **Evaluation de l'effort sismique transversale E_y :**

L'évaluation de l'effort sismique transversale c'est effectué à l'aide d'un logiciel de calcul d'élément finit

- Le tableau ci-dessous résume les résultats du calcul numérique par logiciel :

Tab.X-4- Distribution de forces transversale sur chaque appui.

	C1	P1	P2	C2
F_l (KN)	519.45	3032.09	3388.02	378.6

Avec un déplacement maximal du tablier égal à 13.7 cm

❖ **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, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 1

- Le tableau suivant résume L'effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble**

Tab.X-5-L'effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble

Direction des efforts	Ex	Ey	Ez	Effort séismiques Sur le pile 1 (KN)
Ex (longitudinal)	1	0.3	0.3	1771.24
Ey (Transversal)	0.3	1	0.3	901.27

- a) **Evaluation des efforts de la pile la plus sollicitée :**

Tab.X-6-l'évaluation des efforts de la pile N°1

designation	N(KN)	H(KN)	Moment
Voile	9949.37	/	/
Gtablier	32782.67	/	/
A(L)	3264.93	/	/
Bc	1946.04	/	/
MC120	2912.19		
D240	2403.56	/	/
St	297.53	/	/
Freinage A(L)	/	31.5	819
Freinage Bc	/	18.08	470.08
Seisme longitudinal	/	1590.44	30803.51
Seisme transversale	/	3004.23	78109.98

NB :

Le calcul des efforts a été faite par rapport au point A situé en Bas de la pile

D'après le R.P.O.A, la combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme, on s'intéresse à celle-ci appliqué sur la pile 2 :

$$E1 = E_x + 0.2E_y = 1951.494$$

$$E2 = E_y + 0.2E_x = 1255.554$$

b) Combinaison des efforts :

- **Le tableau ci-dessous résume les combinaisons prises en considération**

Tab.X-7-Combinaison des efforts a ELU et a l'ELS

Cas	Combinaisons
ELS	G + 1.2 (A(l) + St)
	G + D240
	G + 1.2 Bc+ St
	G + Mc 120
ELU	1.35G + 1.6Al +1.6St
	1.35 G + 1.35 D240
	1.35 G + 1.6 Bc +1.6St
	1.35 G + 1.35 Mc 120

Tab.X-8-Combinaison des efforts a ELA

Cas	Combinaisons
ELA	Ex + 0.3Ey
	Ex -0.3Ey
	Ey-0.3Ex

a) Ferraillage de la pile :

Tab.X-9-les sollicitations les plus défavorables sur la pile1

Etat	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)	N (kN/ml)	M (kN.m/ml)
ELU	59700.53	180.84	42238.38	2296.17	1624.55
ELS	44238.41	133.21	31357.68	1701.47	1206.06
ELA	2218.26	1771 .18	10971.96	85.32	68.12

❖ **Résultats :**

On utilisant une section de pile équivalente afin de pouvoir utiliser le logiciel ROBOT la section de ferrailage obtenu est de

$$A_s = 176.87 \text{ cm}^2$$

Selon B.A.E.L la section de ferrailage A_s doit être au minimum égale à 50% de la section a ferraille c'est à dire la section transversale de la pile

$S_{\text{pile}} = 15.6 \text{ m}^2 \rightarrow 50\% S_{\text{pile}} = 7.8 \text{ m}^2 = \text{section totale du ferailage}$

Donc : 390 cm² au niveau de chaque extrémités

Alors le ferrailage se présente comme suit :

49HA32 avec $A_s = 393.75 \text{ cm}^2$

$A_{s,\min} \geq 0.23 h \times b \times f_{tj}/f_e \rightarrow A_{s,\min} = 20.42 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ HA20/ml}$ repartie en deux napes avec un espacement de 15cm

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

- $V_u = P_{\text{horizontal}} \text{ (ELU)} = 37.88 \text{ kN}$
- $\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.03788}{1.42} = 0.0267 \text{ MPa.}$
- $\tau_u' = \inf \{ 4 \text{ MPa} ; 0.1 f_{c28} \} = 4 \text{ MPa.}$ (Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u' \geq \tau_u \rightarrow \text{Vérifié}$$

On opte pour des cadres horizontales de **HA14** avec $St = 20 \text{ cm.}$

❖ **Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis de flambement :**

Les caractéristiques géométriques de la Pile 1 :

$$I_x = 55.98 \text{ m}^4, I_y = 51.7 \text{ m}^4, S = 15.6 \text{ m}^2, h = 26 \text{ m.}$$

On doit vérifier:

$$\lambda = l_f/i \leq 70$$

Avec :

- l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute :
 $l_f = 2 \times h = 52 \text{ m.}$
- i : rayon de giration.

Application numérique :

- $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 1.82\text{m}$

Donc :

$$\lambda = 28.56 < 70 \text{ Vérifiée } \checkmark$$

et

- $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{S}} = 1.89 \text{ m}$

Donc :

$$\lambda = 27.45 < 70. \text{ Vérifiée } \checkmark$$

III\Etude de la semelle des piles :

Le dimensionnement de la semelle est de $(B \times A) = (15.70 \times 9.20) \text{ m}^2$, cette dernière est sollicitée par un moment M et un effort normal N.

1. Ferrailage de la fondation :

La méthode utilisée est la méthode des bielles

Les conditions à satisfaire sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right.$$

Tel que :

- **L** : entraxe entre les pieux.
- **b** : épaisseur de la pile.

D'après le document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la formule suivante :

$$A_S = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

- Le tableau ci-dessous résume le calcul des vérifications des conditions de la méthode des bielles –pile.

Tab.X-10-La vérification des conditions de la méthode des bielles –pile.

L (m)	b (m)	h (m)	$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	$\alpha = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right)$ (°)
3.6	2.2	2.5	1.25	63.43° (Conditions Vérifiées)

$$N_{\max} = 31.36 \text{ MN.m}$$

$$\bar{\sigma}_a = 333.33 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_s = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = 47.22 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales inférieures :**

$$A_s = A_s / 3.1 = 15.17 \text{ cm}^2/\text{ml} ;$$

Donc: 10HA14 avec un espacement de **25** cm.

- **Armatures transversales supérieures :**

$$A_{s2} = A_s / 3 = 15.36 \text{ cm}^2 ;$$

Donc: 10HA16 avec un espacement de **25** cm.

- **Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_{s2} = A_s / 3 = 15.36 \text{ cm}^2 ;$$

Donc: 10HA16 avec un espacement de **25** cm.

- **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{s3} = A_s / 4 = 11.76 \text{ cm}^2 ;$$

Donc: 10HA14 avec un espacement de **25** cm.

- **Armatures latérales :**

$$A_{s4} = A_s / 10 = 4.7 \text{ cm}^2/\text{ml} ;$$

2. Donc: 10HA8 avec un espacement de **25** cm.

3. Nombre de pieux :

Le nombre de pieux est calculé en fonction de la capacité portante de ce dernier (**résultat du rapport géotechnique**) et l'effort verticale du au tablier.

Le nombre de pieux est calculé avec la formule suivante :

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

Tel que :

- N_{\max} : l'effort normal maximal à l'ELS.
- Q_p : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

❖ **Application numérique**

$$N_{\max-ELS} = 44238.41 \text{ kN}$$

$$Q_p = 3707.6 \text{ kN}$$

Donc :

$$n_p = 11.93$$

alors :

On prend 20 pieux de 20 m m de profondeur

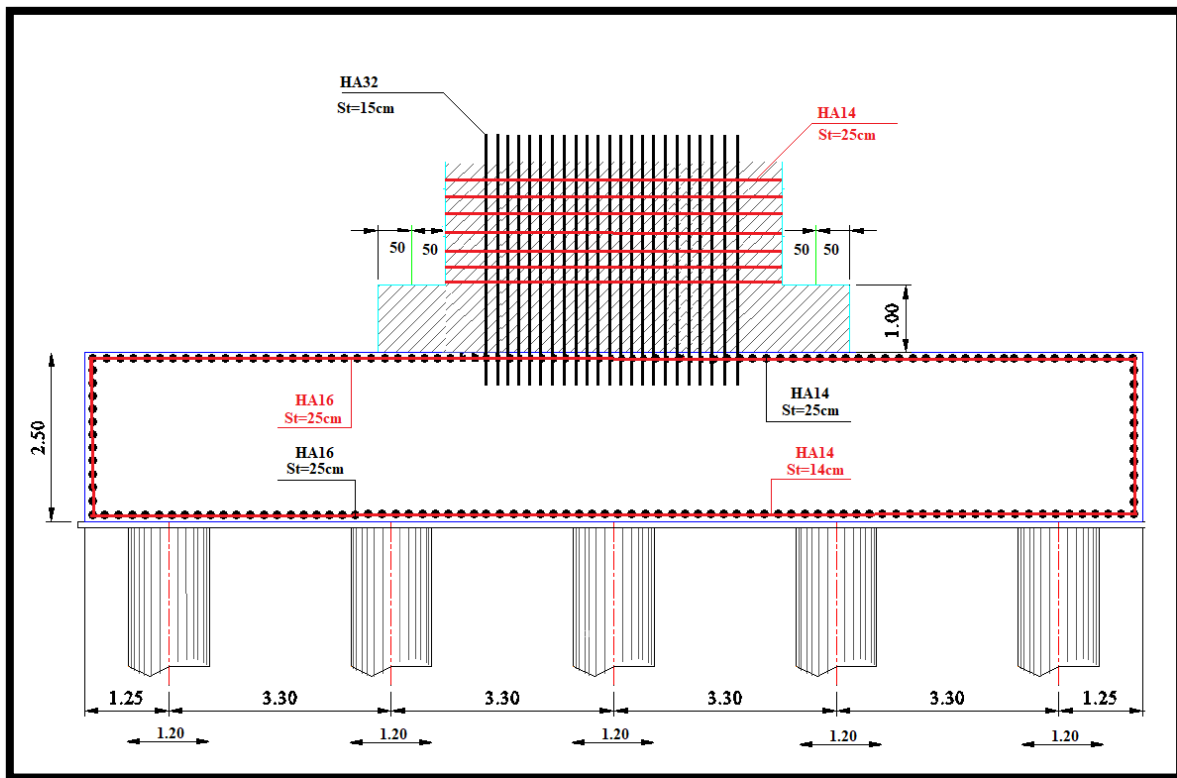


Fig.X-4-Ferrailage de la pile P2 et sa semelle.

IV\Etude de la culée :

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.

1. Choix de type de culée :

Vu aux données naturelles du site, on opte pour une culée remblayée.

Culée remblayées constituées par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (appui et soutien des remblais).

2. Choix de la morphologie :

Les données géotechniques ont révélé que le sol de surface est de mauvaise qualité. Raison pour laquelle on a opté pour une culée fondée sur pieux. Les pieux en question sont exécutés à travers le remblai. La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un sommier d'appuis sur lequel repose le tablier. Ce sommier étant la semelle elle-même.
- Un mur de garde-grève qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.
- Deux murs en retour : qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève.
- La dalle de transition : elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers, ainsi qu'elle diminue les tassements à l'entrée de l'ouvrage.
- Le corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Mur de frontal : Transmission des charges verticales et soutien des remblais.
- Mur cache : Protection des appareils d'appuis.
- Semelle : Supportant le poids propre de la culée et la charge venante du tablier.

3. Pré dimensionnement de la culée :

Le pré dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.CAIGARO ; intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants »

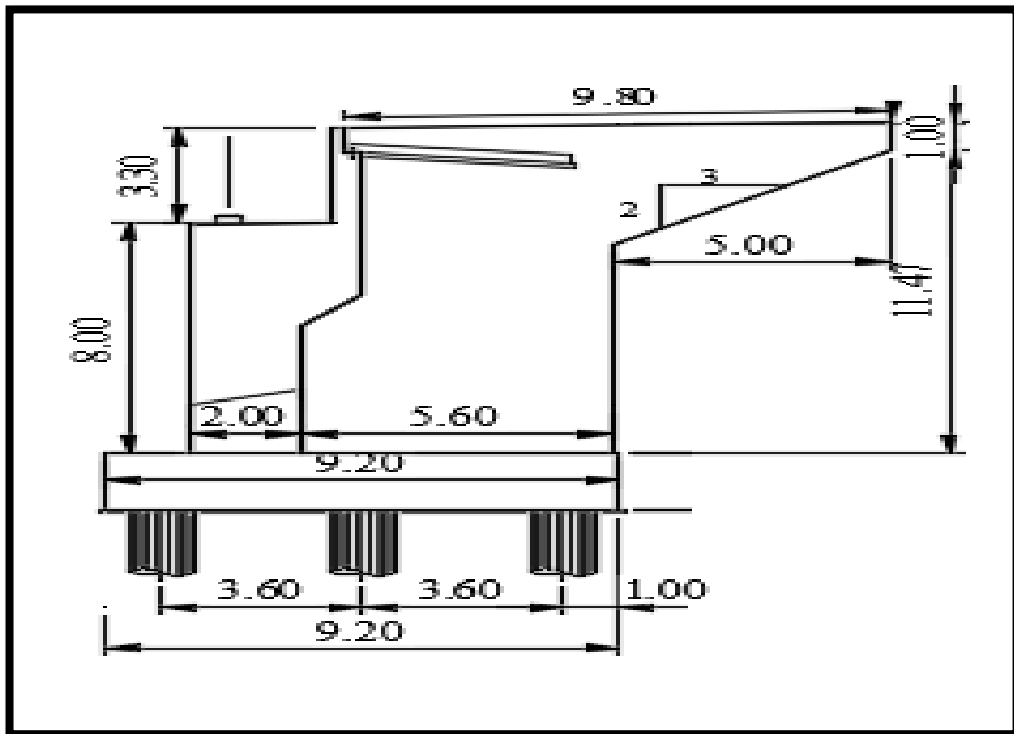


Fig.X-5-Les dimensions des éléments de la culée.

- **Le tableau ci-dessous résume les dimensions des éléments de la culée.**

Tab.X-11-les dimensions des éléments de la culée

Mur frontal	Mur de garde grève	Mur en retour	Dalle de transition	La semelle
Longueur:15.5 m Epaisseur : 2 m Hauteur : 8 m	Longueur:15.5 m Epaisseur : 2 m Hauteur : 3.30 m	$L_{sup}=9.8m$ $L_{inf}=5.6m$ Epaisseur : 0.8 m $\delta = 30^\circ$	Longueur : 4 m Epaisseur : 0.3 m Largeur : 13.9 m	Longueur:15.7 m Epaisseur : 2 m Largeur : 9.20 m

V\ Conclusion :

La conception, le dimensionnement et le ferrailage de l'infrastructure d'un pont est en fonction de l'effet sismique ce qui fait de lui une étape très important afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage a long terme surtout dans le cas où l'ouvrage se situe dans une zone de sismicité élevée.

Conclusion Générale :

Malgré la crise sanitaire liée au COVID-19 qui a touché le monde entier, notre stage de fin d'étude qui vient finaliser la formation faite au sein de l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, était une réussite totale

Ce mémoire intitulé Conception et Étude d'un pont sur Oued EL ABDANIA "Wilaya de TENES" au PK57+692.73, est une thèse d'une construction en encorbellements successifs à hauteur variable coulés sur place, nous a permis d'appliquer toute la formation enseignée par les professeurs, les assistants de travaux dirigés et les assistants de travaux pratiques de l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, en utilisant les logiciels de calculs afin comprendre encore mieux ce que nous avons pu acquérir théoriquement.

Dans l'élaboration de cette thèse , nous avons pu comprendre que dans une étude et dans une réalisation d'un ouvrage d'art et malgré la connaissance exacte des matériaux de construction ainsi que les différentes dispositions de ces derniers qui jouent un rôle majeure pour assurer une durée de vie maximale de la construction, la recherche dans plusieurs branches reste très importante pour atteindre le meilleur des résultats.

Enfin, l'achèvement de ce stage représente la finalisation du cursus académique proposé par l'Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, mais le début et l'entrée dans la vie professionnelle et la vie active du travail.

BIBLIOGRAPHIE

Livres et règlements :

- **J.A. CALGARO**. Conception des ponts.
- Conception de pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs SETRA.
- **J.A. CALGARO**, Projet et construction des ponts.
- HENRY. THONIER, le béton précontraint aux états limite.
- Appuis des tabliers, PP73 **SETRA**
- Henry. Thonier .Le béton précontraint aux états limites
- **BAEL91mod 99**.
- Règlement parasismique des ouvrages d'art (**RPOA**).
- Appareils d'appui en élastomère fretté. (**Document SETRA**)
- Catalogue FREYSSINET
- Règle des charges des ponts routes (**RCPR**).

Cours :

- Cours béton précontraint, 4ème année, Mr. BELAOURA (2019/2020) **ENSTP**.
- Cours béton armé 3^{ème} année Mr. BELAOURA (2018/2019) **ENSTP**.
- Cours résistances des matériaux. 3ème année Mr GASSIS (2018/2019) **ENSTP**.

Thèses :

Thèses ouvrage d'art (**ENSTP**)

- Conception et Étude d'un pont à voussoirs construit par encorbellements Successifs sur Oued Seybousse "Wilaya de Annaba" de **KHALED Mohamed /KHEDIDJA Salah Eddine**
- ÉTUDE D'UN PONT VOUSOIR CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT SUCCESSIF SUR RN73 (TIZI OUZOU) **MELAHI Lylia / SIGUEL Lydia**

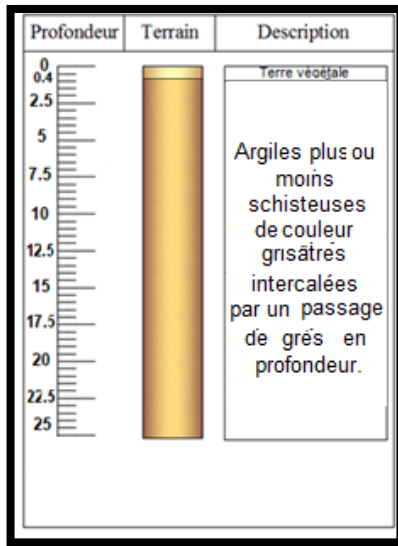


ANNEX : A

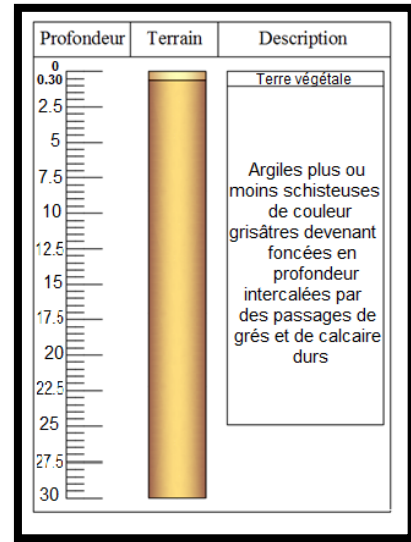
**IMPLANTATION DU PROJET et
GEOTECHNIQUE DU SITE**



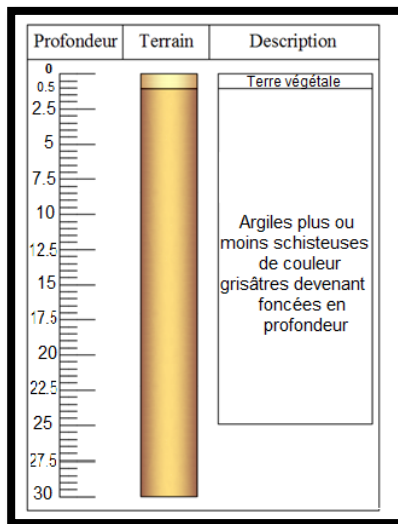
ANNEXE A : IMPLANTATION DU PROJET et GEOTECHNIQUE DU SITE



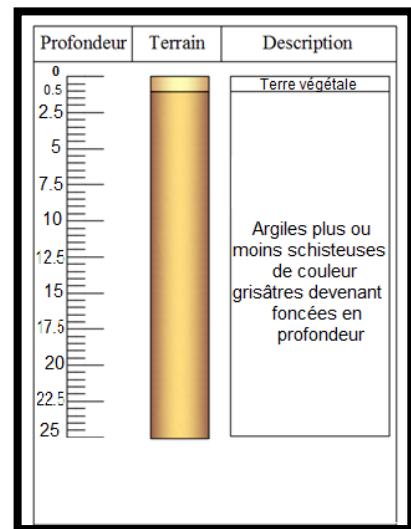
Courbe lithologique du sondage SP18



coupe lithologique du sondage SP19



Courbe lithologique du sondage SP20



Courbe lithologique du sondage SP21

ANNEXE A : IMPLANTATION DU PROJET et GEOTECHNIQUE DU SITE

Essais effectué en date du 06/03/2019

Sondage	Prof (m)	PI (bars)	PI* (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/PI	Horizons	État de serrage
SP.18	2,00	37,4	37,2	37,4	4756,2	127,2	Argiles plus ou moins schisteuses de couleur grisâtres intercalées par un passage de grés en profondeur.	Sur consolidé
	4,00	37,5	37,1	37,5	8690,6	231,9		Sur consolidé
	6,00	37,7	37,2	37,7	6068,9	160,9		Sur consolidé
	8,00	36,9	36,2	36,9	4728,8	128,0		Sur consolidé
	10,00	37,5	36,6	27,6	2604,1	69,5		Sur consolidé
	13,00	38,5	37,3	38,5	8657,6	224,8		Sur consolidé
	16,00	38,9	37,5	38,9	7758,2	199,3		Sur consolidé
	19,00	38,8	37,1	38,8	4849,1	124,9		Sur consolidé
	22,00	39,0	37,0	39,0	5722,3	146,9		Sur consolidé
	25,00	45,3	43,0	40,5	2936,5	64,8		Sur consolidé

Résultats de l'Essais préssiométriques au Sondage SP.18 :

Sondage	Prof (m)	PI (bars)	PI* (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/PI	Horizons	État de serrage
SP.19	2,00	37,3	37,1	26,4	7774,0	208,4	Argiles plus ou moins schisteuses, de couleur grisâtres devenant foncées en profondeur, intercalées par des passages de grés et de calcaire durs.	Sur consolidé
	4,00	36,5	36,2	36,5	6959,3	190,6		Sur consolidé
	6,00	37,4	36,8	37,4	7993,4	213,8		Sur consolidé
	10,00	37,6	36,7	37,6	8757,6	232,7		Sur consolidé
	13,00	38,4	37,2	38,4	2331,7	60,8		Sur consolidé
	16,00	38,8	37,4	38,8	7747,5	199,6		Sur consolidé
	19,00	39,2	37,5	39,2	8626,4	220,1		Sur consolidé
	22,00	39,3	37,3	39,3	5601,1	142,5		Sur consolidé
	25,00	39,7	37,5	39,7	4329,5	109,0		Sur consolidé
	28,00	39,7	37,2	39,7	3113,3	78,4		Sur consolidé

Résultats de l'Essais préssiométriques au Sondage SP.18 :

Sondage	Prof (m)	PI (bars)	PI* (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/PI	Horizons	État de serrage
SP.20	2,00	25,4	25,2	17,9	655,0	25,8	Argiles plus ou moins schisteuses, de couleur grisâtres devenant foncées en profondeur.	Sur consolidé
	4,00	25,2	24,8	17,6	1139,3	45,2		Sur consolidé
	6,00	28,9	28,4	14,9	891,6	30,9		Sur consolidé
	8,00	38,2	37,4	8,5	3927,8	102,9		Sur consolidé
	10,00	37,9	37,0	22,1	1363,6	36,0		Sur consolidé
	13,00	38,6	37,4	26,9	1476,1	38,3		Sur consolidé
	16,00	37,9	36,4	23,0	563,2	14,9		N/ consolidé
	19,00	33,3	31,6	19,6	627,0	18,8		Sur consolidé
	22,00	33,5	31,5	27,1	1375,5	41,1		Sur consolidé
	25,00	41,1	38,9	41,1	3070,4	74,7		Sur consolidé
28,00	40,4	37,9	40,4	5262,5	130,3	Sur consolidé		

Résultats de l'Essais préssiométriques au Sondage SP.20 :

ANNEXE A : IMPLANTATION DU PROJET et GEOTECHNIQUE DU SITE

Sondage	Prof (m)	PI (bars)	PI* (bars)	Pf (bars)	E (bars)	E/PI	Horizons	État de serrage
SP.21	2,00	7,2	7,0	3,8	157,8	21,9	Argiles plus ou moins schisteuses, de couleur grisâtres devenant foncées en profondeur.	Sur consolidé
	4,00	23,3	23,0	9,9	346,2	14,8		N/ consolidé
	6,00	18,5	18,0	8,1	198,6	10,7		N/ consolidé
	8,00	25,7	25,0	21,9	540,3	21,0		Sur consolidé
	10,00	16,0	15,1	3,5	133,8	8,4		Sous consolidé
	13,00	30,3	29,2	18,7	1041,3	34,3		Sur consolidé
	16,00	38,8	37,4	23,0	1715,3	44,2		Sur consolidé
	19,00	39,2	37,5	35,3	5567,2	141,9		Sur consolidé
	22,00	39,5	37,6	39,5	4554,8	115,2		Sur consolidé
	25,00	39,6	37,4	35,7	2897,5	73,1		Sur consolidé

Résultats de l'Essais préssiométriques au Sondage SP.21 :

Essais	Sondages	SP.18		SP.19			SP.21			
	Profondeur (m)	3.75/3.9	15.7/15.9	8.55/8.7	11.0/11.2	15.1/15.3	3.45/3.75	5.5/5.75	9.6/9.8	
PHYSIQUES	γ_s (T / m ³)	2.65	2.58	2.70	2.68	2.60	2.68	2.65	2.68	
	γ_h (T / m ³)	2.14	2.27	2.02	2.28	2.16	2.09	2.19	-	
	γ_d (T / m ³)	1.91	2.03	1.98	2.05	1.98	1.78	1.99	-	
	W (%)	11.7	11.6	10.6	11.2	8.7	17.2	10.0	-	
	Ws (%)	15.3	12.3	13.5	11.7	13.5	19.2	13.2	-	
	Sr (%)	76	94	78	95	66	90	76	-	
	WL (%)	47.64	44.06	46.65	48.95	39.54	55.65	45.25	45.85	
	WP (%)	25.60	21.05	25.19	27.01	19.23	28.40	18.49	23.61	
	IP (%)	22.04	23.01	21.46	21.94	20.31	27.25	26.76	22.25	
	VBS	-	-	-	-	-	-	-	-	
	E.S (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	
	CaCO ₃ (%)	05	05	09	11	07	23	47	42	
	Passant à (%)	5 mm	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
		1 mm	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
0.2mm		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
0.1 mm		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
20 μ		58%	72%	51%	47%	65%	81%	52%	51%	
2 μ		9%	-	-	-	-	26%	-	-	

Les caractéristiques physiques des sondages SP.18 /SP.19 et SP.21

ANNEXE A : IMPLANTATION DU PROJET et GEOTECHNIQUE DU SITE

Essais	Sondages	SP.18		SP.19			SP.21		
	Profondeur (m)	3.75/3.90	15.70/15.90	8.55/ 8.70	11.00/11.20	15.10/15.30	3.45/3.75	5.50/ 5.75	9.60/ 9.80
MÉCANIQUE	Pc (bars)	2.019	-	-	-	-	-	-	-
	Ct	0.110	-	-	-	-	-	-	-
	Cg	0.050	-	-	-	-	-	-	-
	γd (T/m³)	1.79	-	-	-	-	-	-	-
	W init (%)	11.27	-	-	-	-	-	-	-
	W fin (%)	18.88	-	-	-	-	-	-	-
	K à 1.025 bar (cm³/s)	-	-	-	-	-	-	-	-
	Rc (bars)	-	11.21	-	5.66	7.69	1.29	-	-
	γd (T/m³)	-	2.53	-	1.78	2.31	1.78	-	-
	W (%)	-	11.6	-	11.2	8.7	17.2	-	-
	Cuu (bars)	-	-	-	-	-	-	-	-
	ϕ_{uu} (degré)	-	-	-	-	-	-	-	-
	W init (%)	-	-	-	-	-	-	-	-
	W fin (%)	-	-	-	-	-	-	-	-
	C_{CD} (bars)	-	-	-	-	-	-	-	-
	ϕ_{CD} (degré)	-	-	-	-	-	-	-	-
W init (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	

Les caractéristiques mécaniques des sondages SP.18 /SP.19 et SP.21

ANNEXE A : IMPLANTATION DU PROJET et GEOTECHNIQUE DU SITE

Essais	Sondages	SP.20				SC.23				
	Profondeur (m)	2.40/2.75	8.20/8.55	13.50/13.80	22.50/22.90	3.70/3.90	6.45/6.85	12.60/12.90	14.70/15.00	
PHYSIQUES	γ_s (T / m ³)	2.65	2.68	2.70	2.68	2.60	2.67	2.65	2.63	
	γ_h (T / m ³)	2.14	2.07	2.08	2.13	2.11	2.14	2.20	2.07	
	γ_d (T / m ³)	1.89	1.82	1.65	1.86	1.82	1.91	1.94	1.67	
	W (%)	13.0	13.5	21.3	14.5	16.1	11.9	13.6	23.6	
	W _s (%)	15.9	17.9	23.6	16.8	17.9	15.4	14.5	11.3	
	Sr (%)	82	75	90	86	90	77	94	100	
	WL (%)	52.43	42.85	46.04	45.94	49.36	45.16	46.77	50.15	
	WP (%)	27.85	22.47	22.95	23.90	27.03	22.09	23.97	21.50	
	IP (%)	24.58	20.38	23.09	22.05	22.33	23.07	22.80	28.65	
	VBS	-	-	-	-	-	-	-	-	
	E.S (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	
	CaCO ₃ (%)	09	17	14	19	19	19	20	17	
	Passant à (%)	5 mm	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
		1 mm	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
		0.2 mm	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%
0.1 mm		100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	100%	
20 μ		86%	82%	81%	91%	52%	60%	76%	76%	
2 μ		36%	33%	39%	46%			09%	20%	

Les caractéristiques physiques des sondages SP.20 et SC.23

ANNEXE A : IMPLANTATION DU PROJET et GEOTECHNIQUE DU SITE

Essais	Sondages	SP.20				SC.23			
	Profondeur (m)	2.40/2.75	8.20/8.55	13.5/13.8	22.5/22.9	3.70/3.90	6.45/6.85	12.60/12.90	14.70/15.00
MÉCANIQUE	Pc (bars)	-	1.567	2.080	-	2.066	2.038	-	-
	Ct	-	0.122	0.1630	-	0.085	0.115	-	-
	Cg	-	0.023	0.1272	-	0.018	0.093	-	-
	γd (T/m ³)	-	1.75	1.23	-	1.68	1.75	-	-
	W init (%)	-	13.12	17.43	-	16.30	19.57	-	-
	W fin (%)	-	17.58	17.46	-	20.22	2.87	-	-
	K à 1.025 bar(cm ³ /s)	-	-	-	-	-	-	-	-
	Rc (bars)	-	-	-	-	-	-	-	-
	γd (T/m ³)	-	-	-	-	-	-	-	-
	W (%)	-	-	-	-	-	-	-	-
	Cuu (bars)	4.315	-	2.021	3.870	-	3.491	2.793	1.000
	ϕ_{uu} (degré)	28.34	-	27.60	10.20	-	35.84	16.89	38.46
	W init (%)	13.63	-	15.23	15.90	-	12.83	14.55	23.10
	W fin (%)	-	-	-	-	-	-	-	-
	C _{CD} (bars)	-	-	-	-	-	-	-	-
	ϕ_{CD} (degré)	-	-	-	-	-	-	-	-
W init(%)	-	-	-	-	-	-	-	-	

Les caractéristiques des sondages SP.20 et SC.23

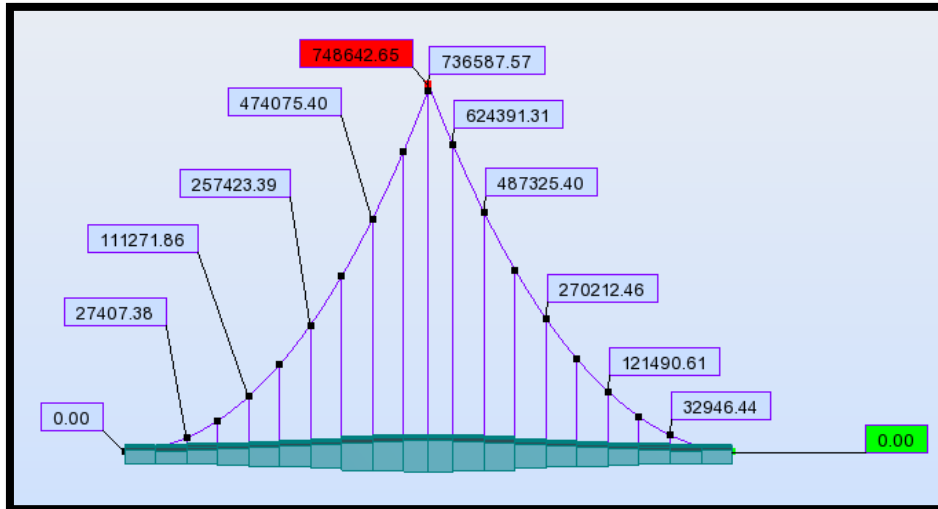


ANNEX : B

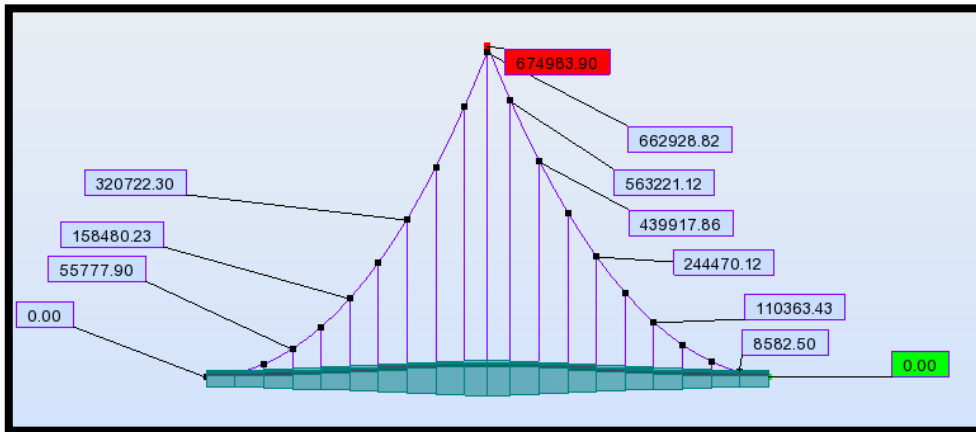
**RESULTATS SUR
LOGICIEL DE CALCULE
ROBOT**



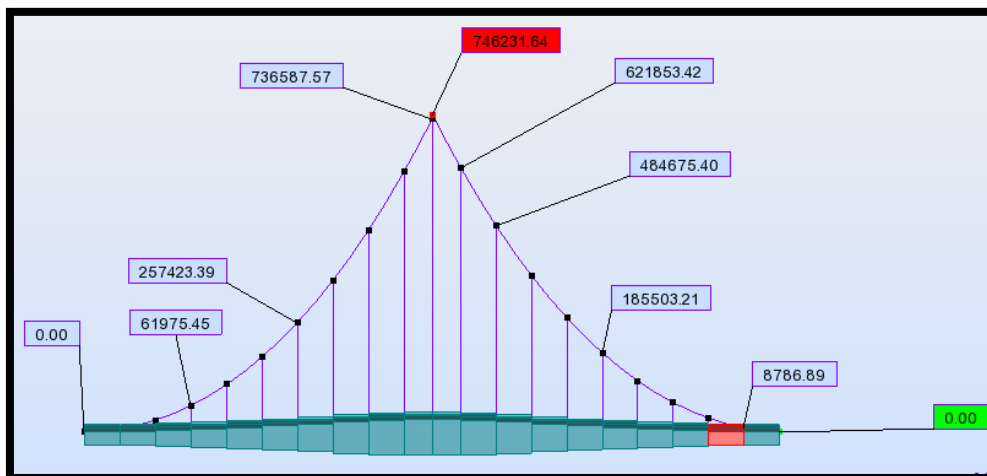
ANNEX B : RESULTATS SUR LOGICIEL DE CALCULE ROBOT



Annexe B.1- Moment fléchissant longitudinale sous combinaison A1

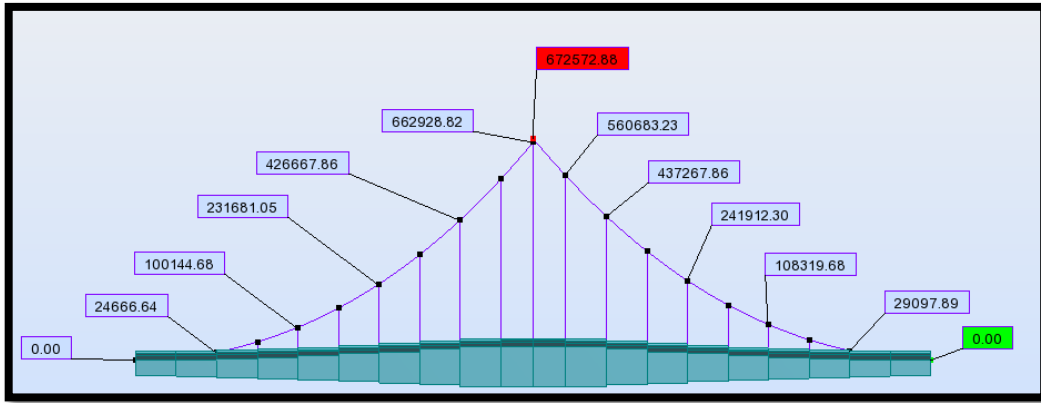


Annexe B.2- Moment fléchissant longitudinale sous combinaison A2

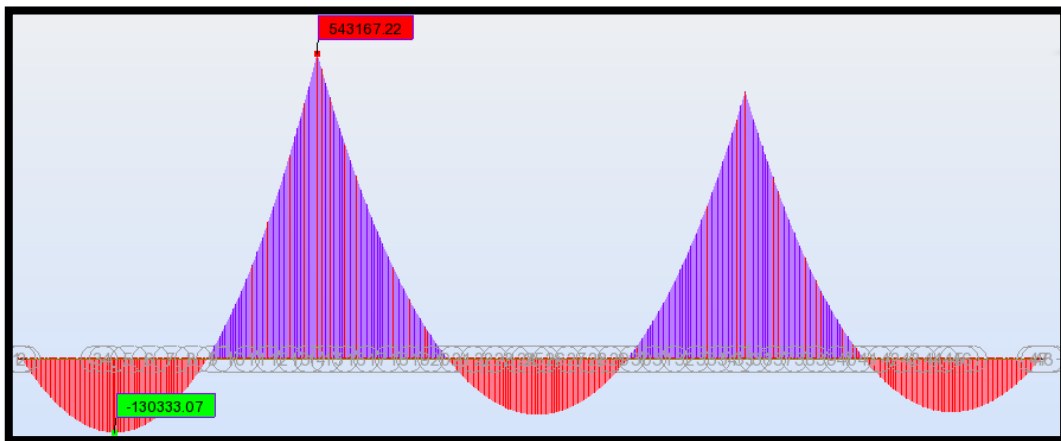


Annexe B.3- Moment fléchissant longitudinale sous combinaison B1

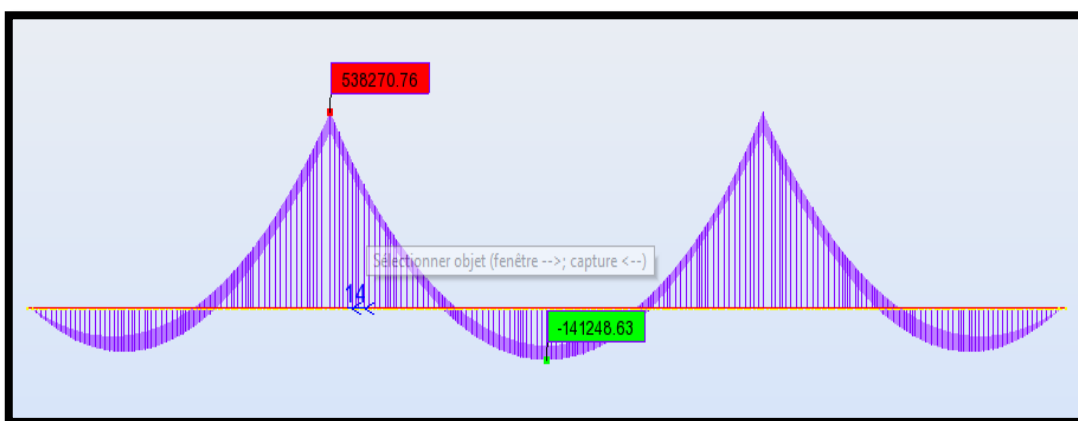
ANNEX B : RESULTATS SUR LOGICIEL DE CALCULE ROBOT



Annexe B.4- Moment fléchissant longitudinale sous combinaison B2

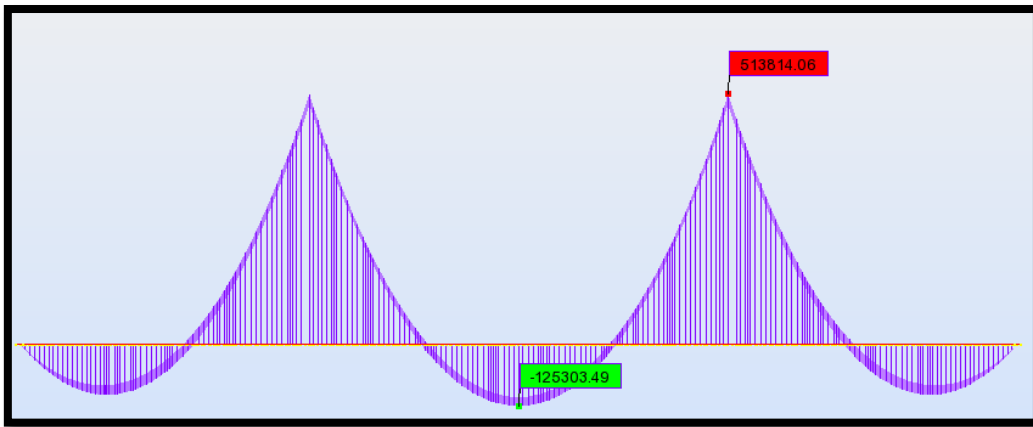


Annexe B.5 Moment fléchissant longitudinal sous combinaison 1.35G+1.6AL+1.6St

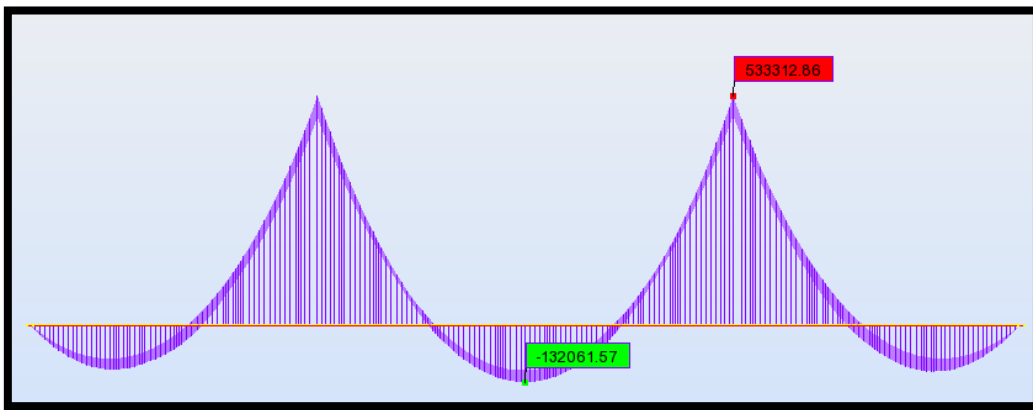


Annexe B.6- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison 1.35G+1.6Bc+1.6St

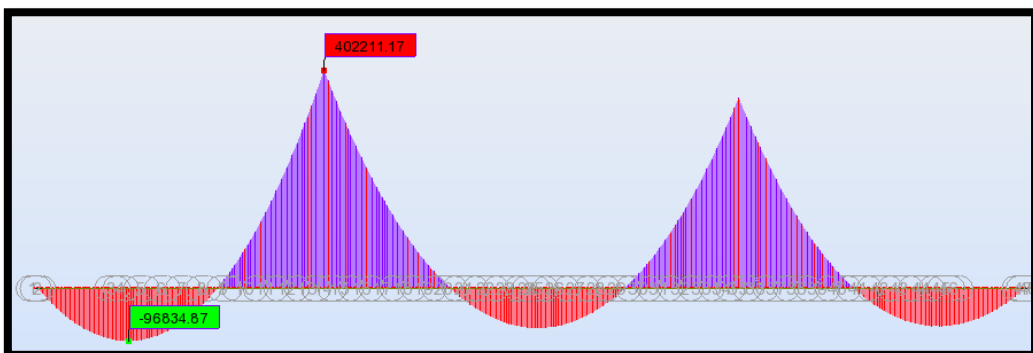
ANNEX B : RESULTATS SUR LOGICIEL DE CALCULE ROBOT



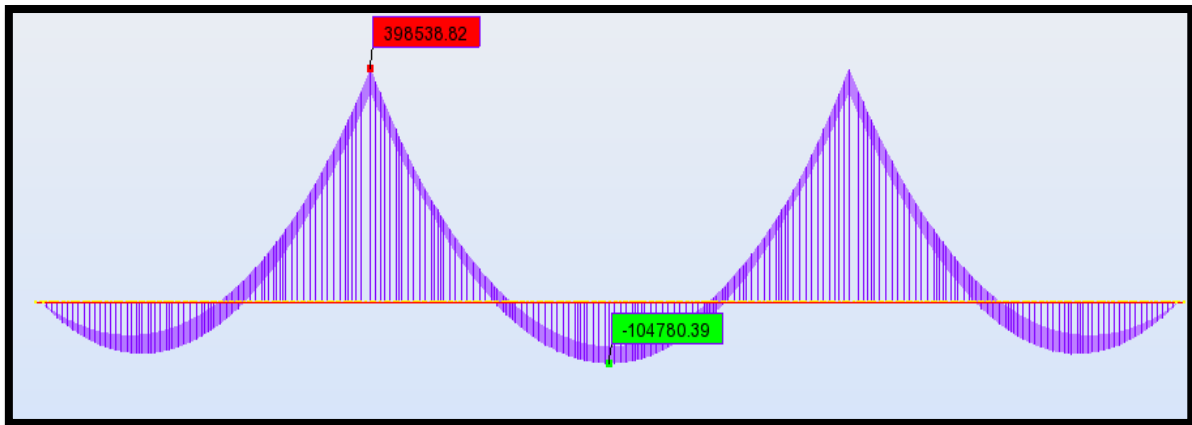
Annexe B.7- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison $1.35G+1.6Bt+1.6St$



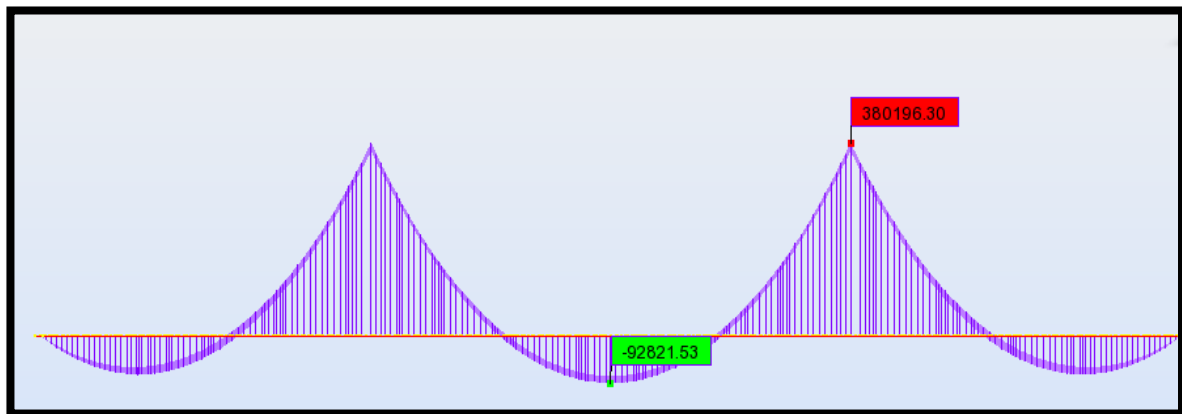
Annexe B.8- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison $1.35G+1.35Mc120$



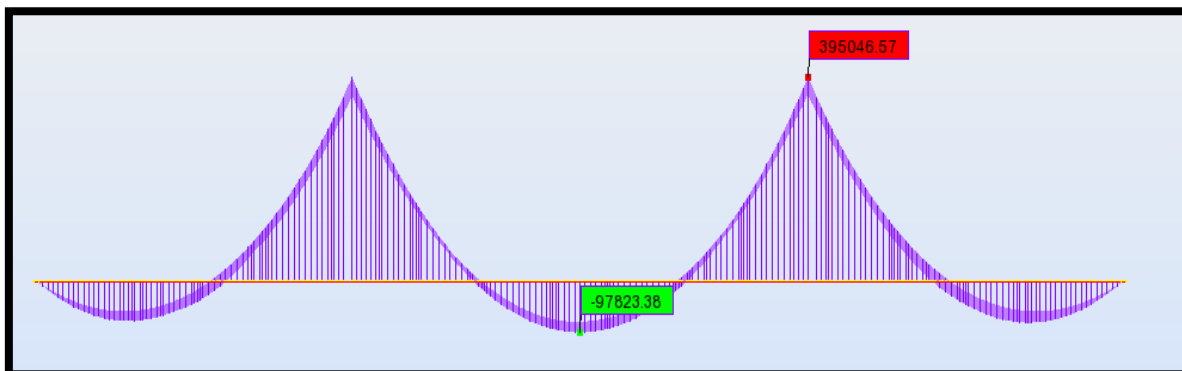
Annexe B.9- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison $G+1.2AL+ST$



Annexe B.10- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison G+1.2Bc+ST

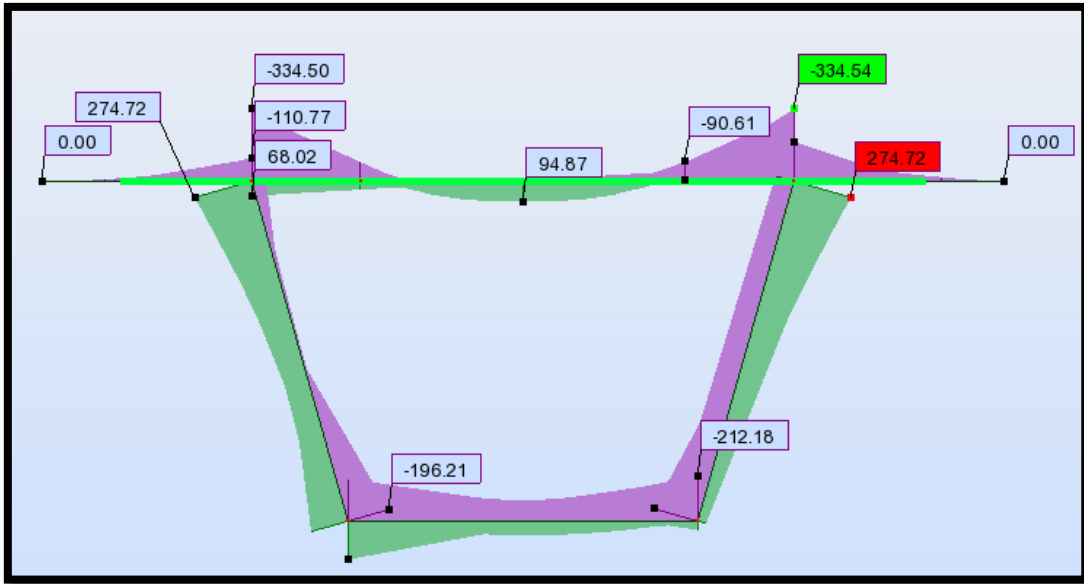


Annexe B.11- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison G+1.2Bt+ST

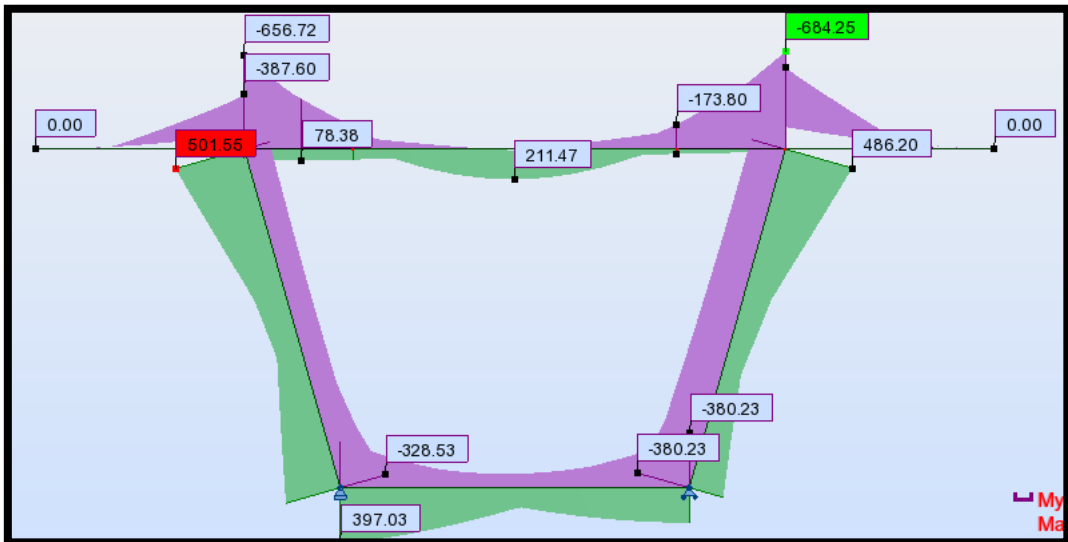


Annexe B.12- Moment fléchissant longitudinal sous combinaison G+Mc120

ANNEX B : RESULTATS SUR LOGICIEL DE CALCULE ROBOT

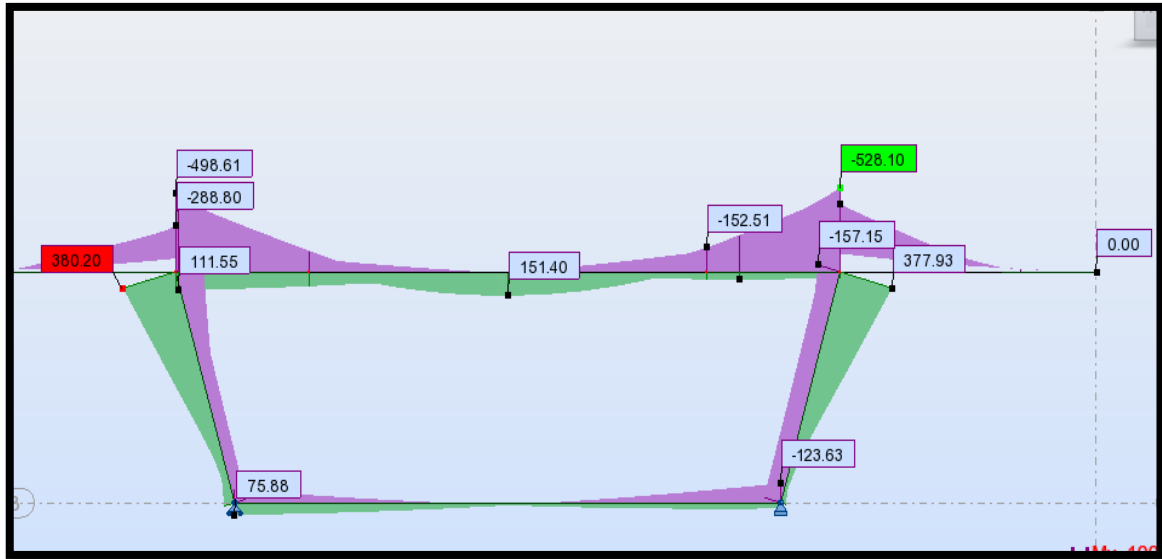


Annexe B.13.Moment fléchissant Max et Min dans le voussoir sur pile à ELS.

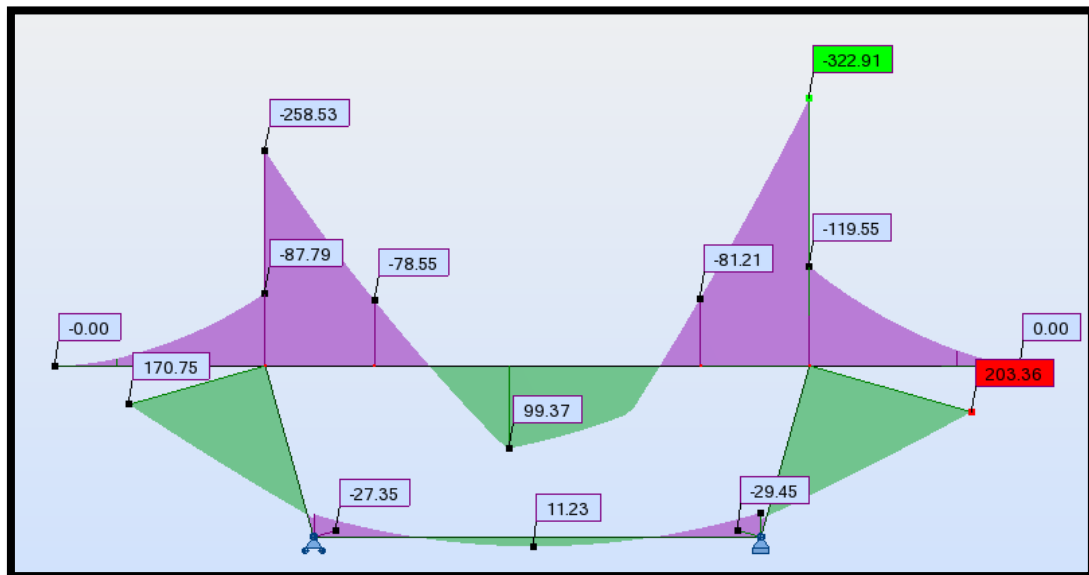


Annexe B.14.Moment fléchissant Max et Min dans le voussoir sur pile à ELU.

ANNEX B : RESULTATS SUR LOGICIEL DE CALCULE ROBOT



Annexe B.15. Moment fléchissant Max et Min dans le voussoir à la clé à ELS.



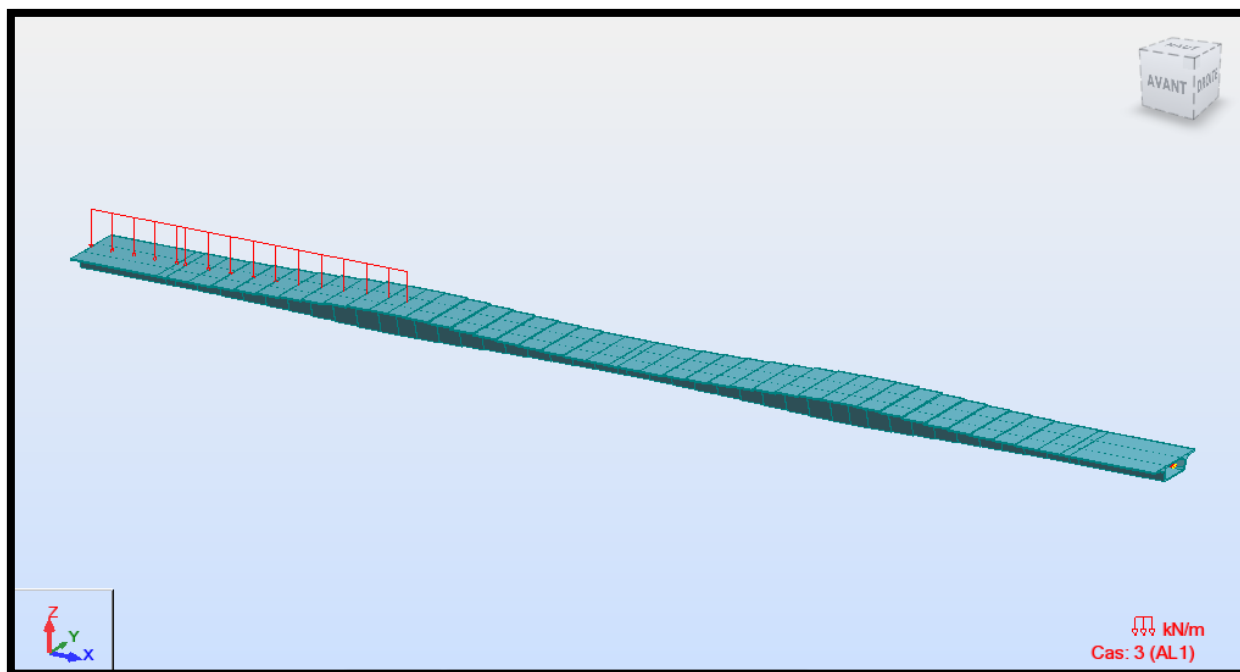
Annexe B.16. Moment fléchissant Max et Min dans le voussoir à la clé à ELU.



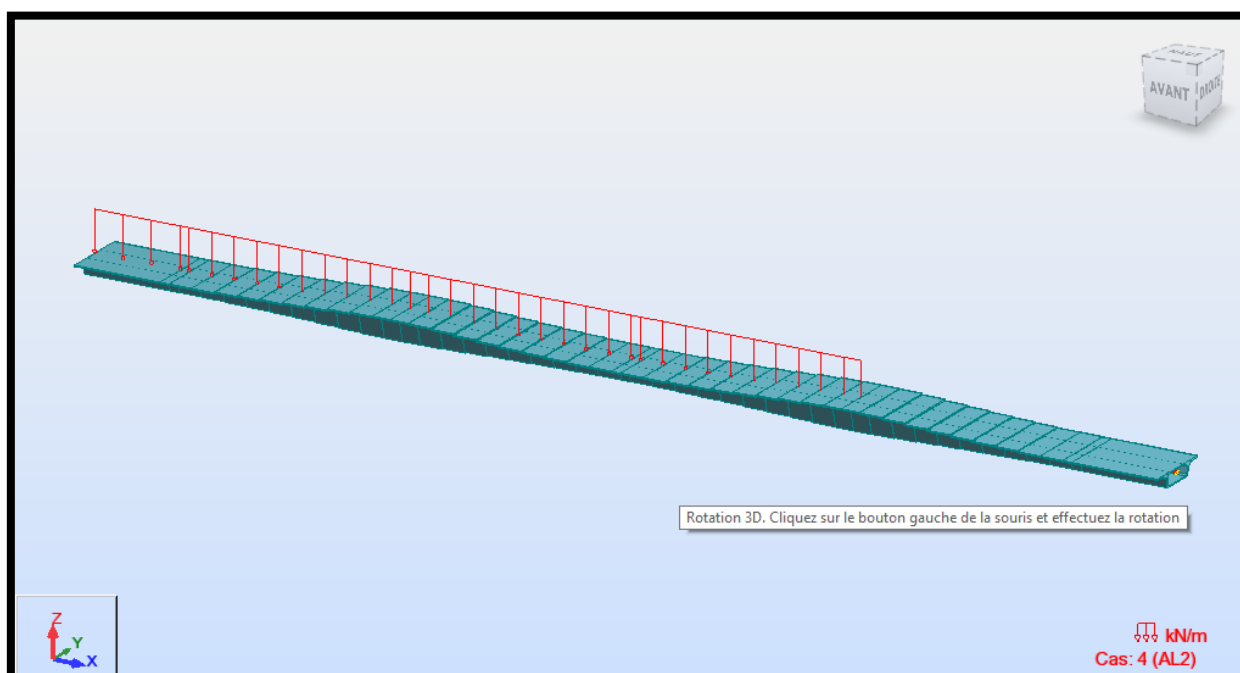
ANNEX : C

**LES CAS DE CHARGES
SUR LE LOGICIEL DE
CALCULE ROBOT**

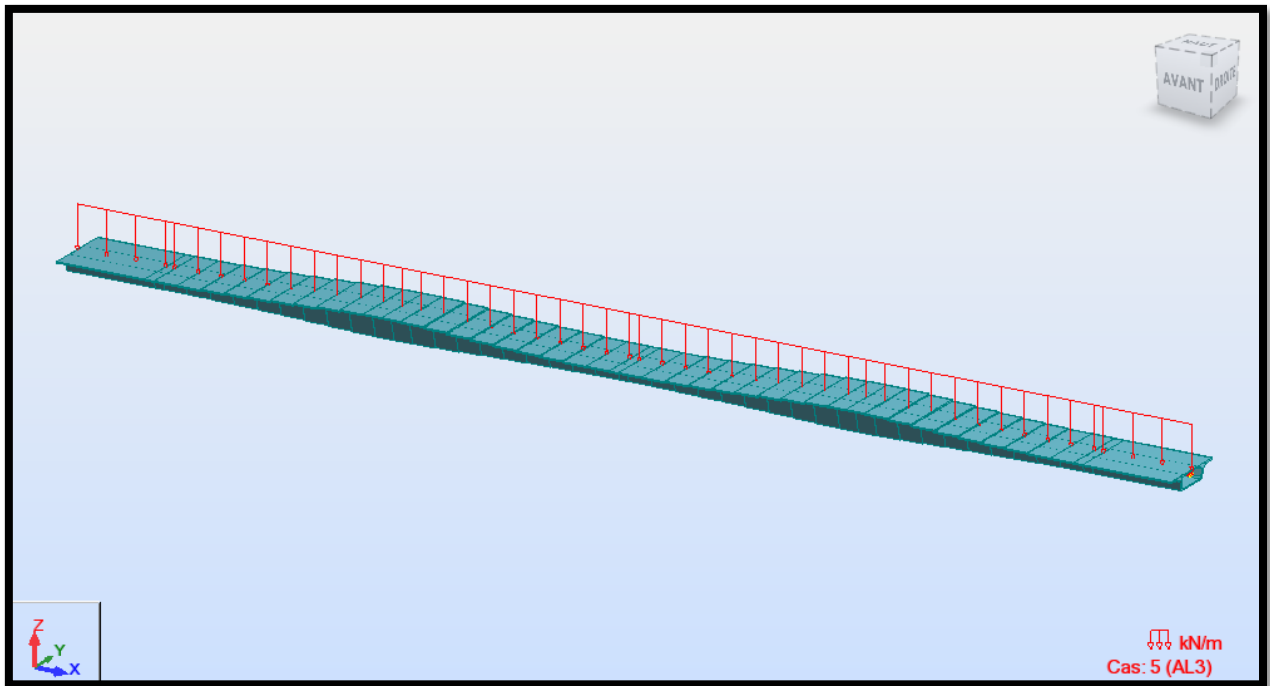




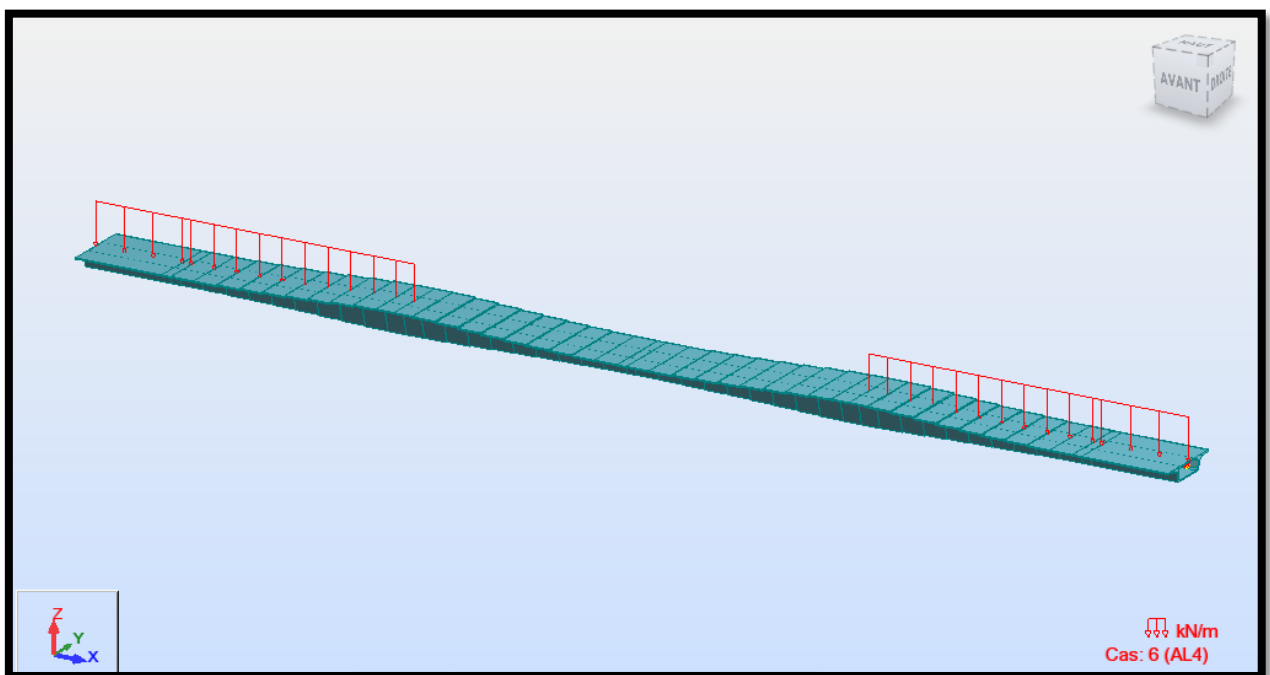
Annexe C.1.Cas de charge A(L)₁.



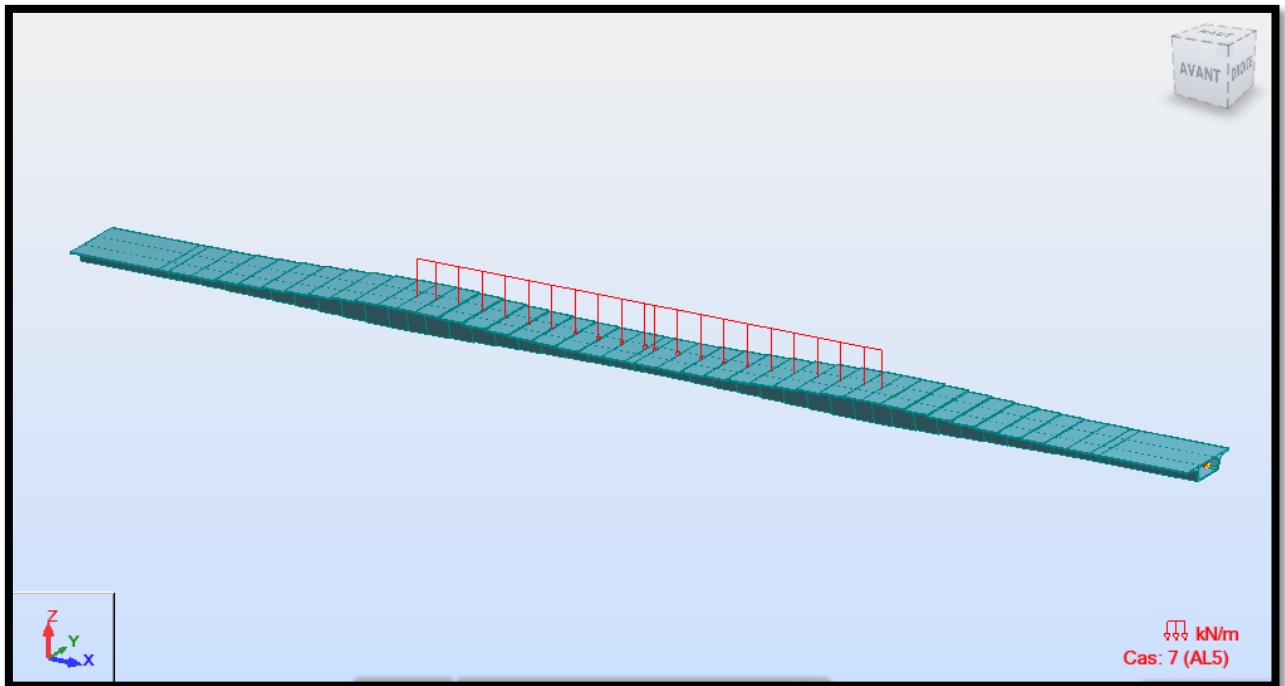
Annexe C.2.Cas de charge A(L)₂.



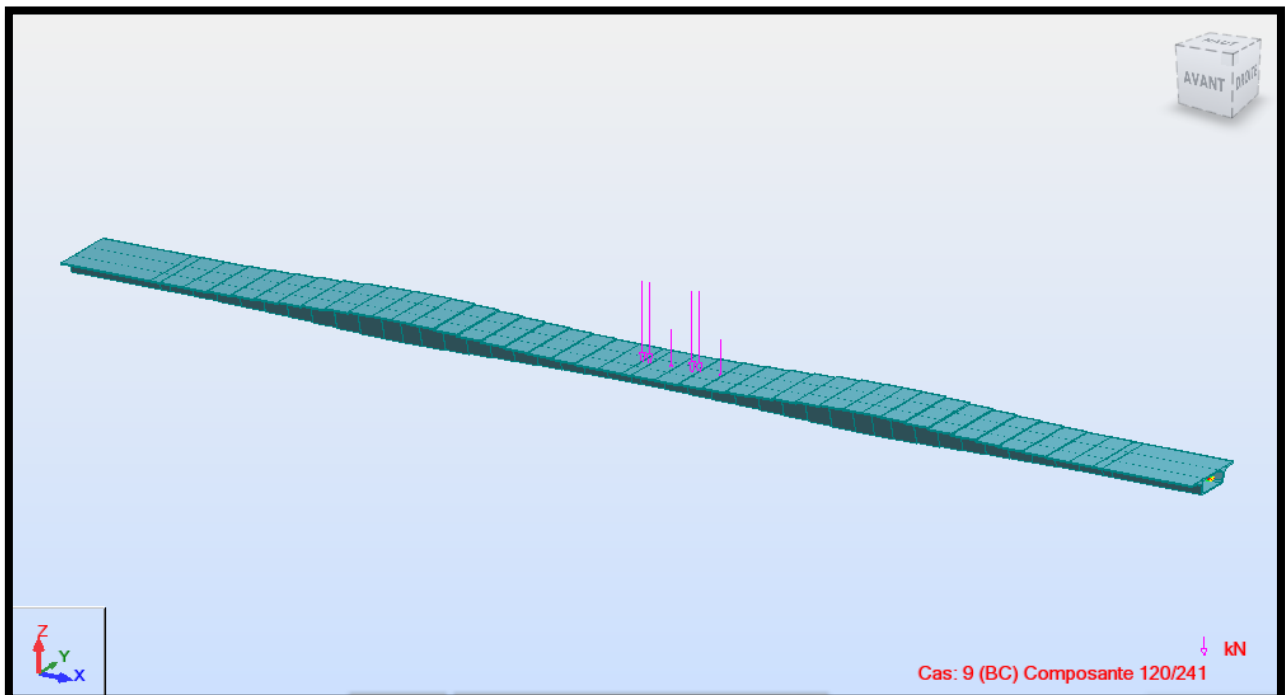
Annexe C.3.Cas de charge A(L)₃.



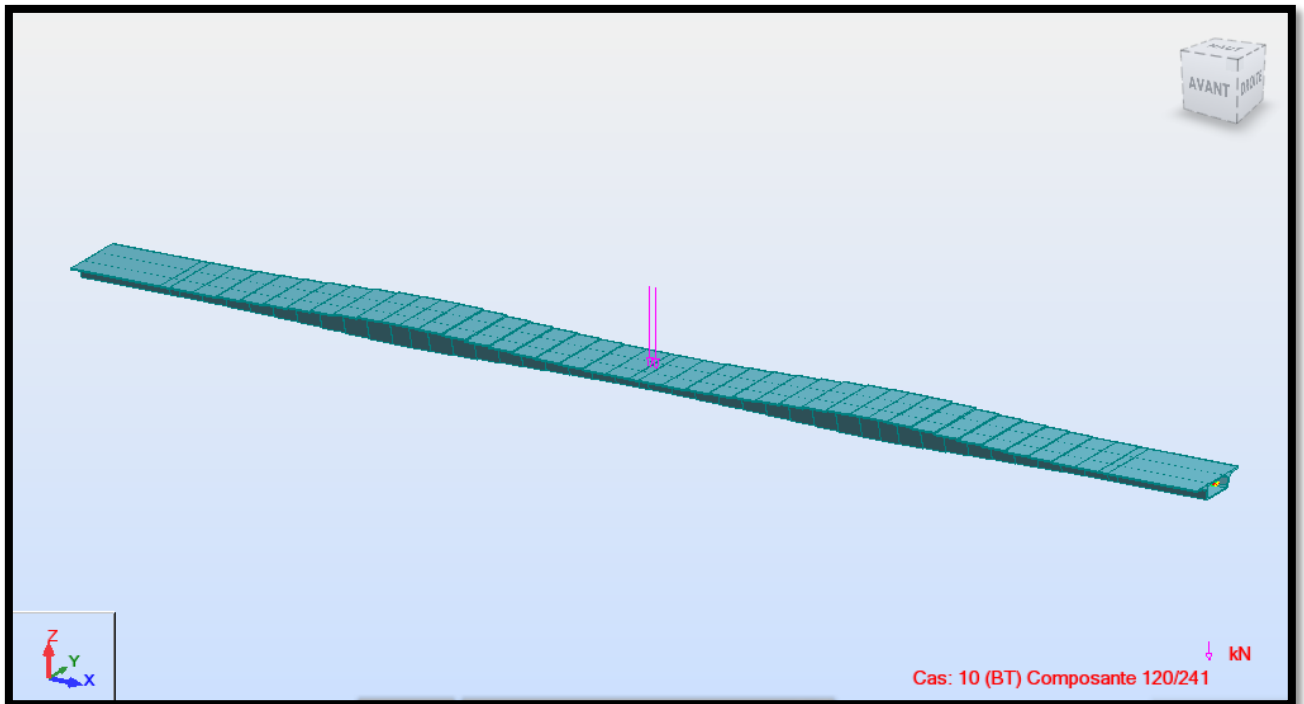
Annexe C.4.Cas de charge A(L)₄.



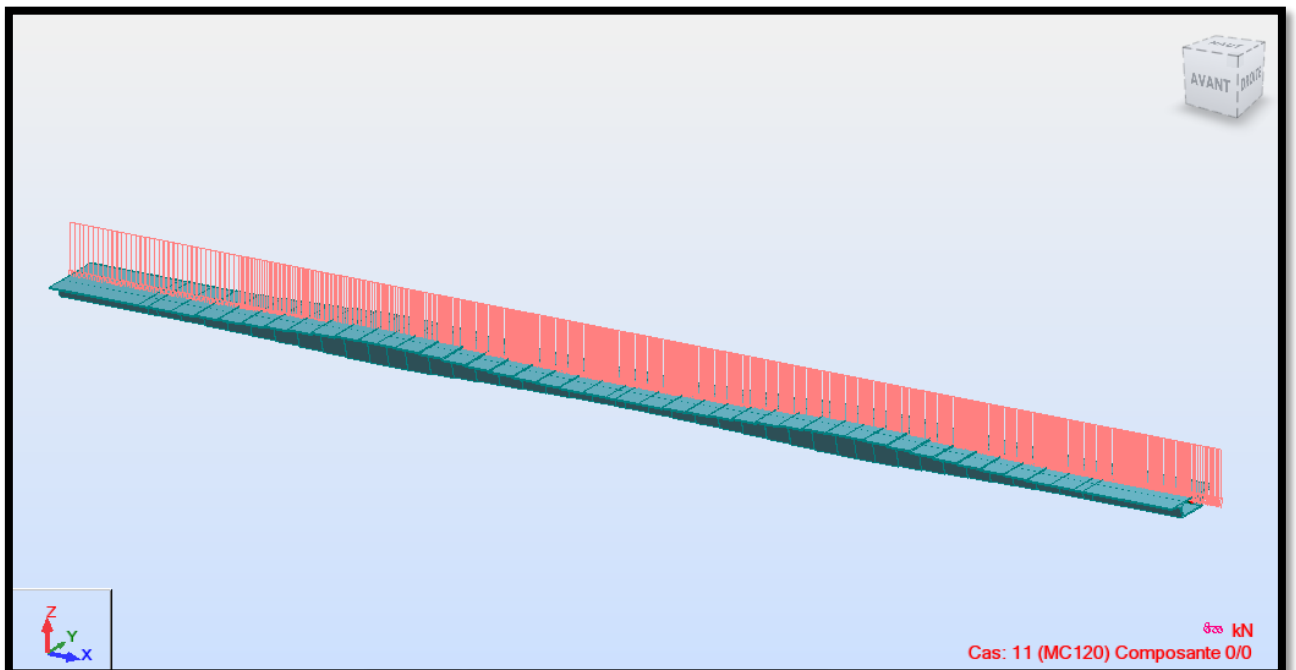
Annexe C.5.Cas de charge A(L)₅.



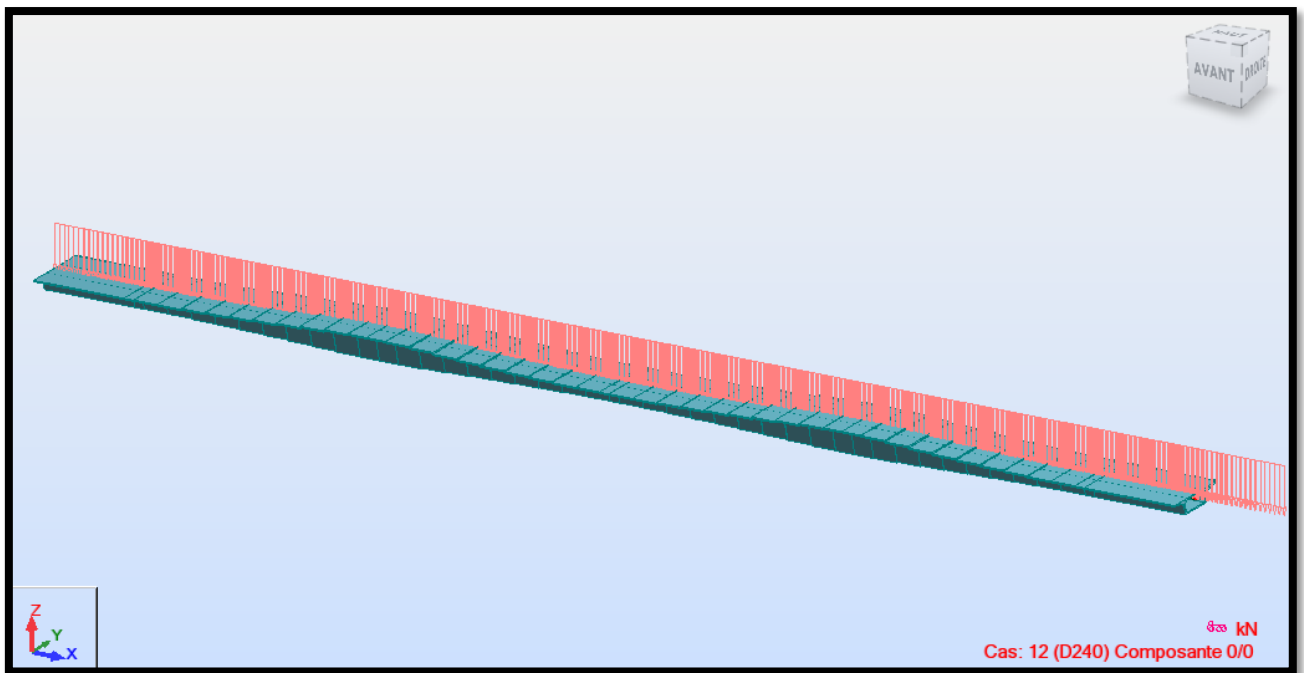
Annexe C.6.Cas de charge B_c.



Annexe C.7.Cas de charge B_t.



Annexe C.8.Cas de charge mobile MC120.



Annexe C.9.Cas de charge mobile D240.