



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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

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

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN PONT
AUTOROUTIER SUR LA VOIE EXPRESSE DE
SIKIDA RELIANT LE PORT A
L'AUTOROUTE EST-OUEST**

Présenté par :

 BOULABEIZ Selma

Encadré par :

M.GUEDAOURA

M.BOUZRED

Promotion 2017 / 2018

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba

Remerciement

Après avoir terminé ce mémoire de fin d'étude, nous réservons ces lignes pour exprimer nos remerciements les plus sincères à dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Je remercie tous ceux qui d'une manière ou d'une autre ont apporté une contribution à ce travail par leurs connaissances et leur disponibilité tant sur le plan scientifique que sur le plan humain.

Gratitude à tous les membres de ma famille pour leur compréhension profonde et leur soutien constant.

A mes parents, pour leur soutien, leurs encouragements, pour tous leurs efforts et sacrifices et pour la réalisation de ces études dans les bonnes conditions.

Je tiens avec un grand plaisir et un grand respect à remercier M. ZELTNI ABDELOUAHAB Sa nature positive, ses conseils précieux, Sa gentillesse et sa patience durant la réalisation de ce travail.

Sans oublier M. GUEDAWRA ABDEREZAK.

Un remerciement spécial pour Docteur-BOUZERD HAMOUDI.

Je tiens ensuite à exprimer ma gratitude aux membres du jury qui ont accepté d'examiner et d'évaluer mon travail.

Je n'omettrai pas de remercier tout le personnel de BCS et en particulier (M.MOURAD- M.RABAH- M.NACER) et de L'ADA et en particulier (M.BOUFENECHÉ- M.BACHAGHA) pour leurs aide et leurs générosité.

Mes remerciements sont adressés à nos enseignants pour leur contribution durant notre cursus scolaire, et à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Dédicaces

Avant tout, je remercie 'Dieu' De m'Avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

A la personne la plus chère dans ma vie, qui m'a soutenue, qui s'est sacrifié pour me voir grandir, à celle que je ne saurais jamais remercier, ma mère.

Au guide de ma vie, qui m'a appris à voler sans craindre personne et qui a toujours cru en moi, à celui qui m'a encouragé durant mes longues années d'études, mon père adoré.

A mes chères sœurs, mon frère et toute ma famille pour leurs soutient et amour inconditionnelle, vous occupez une place particulière dans mon cœur, et vous le savez, je vous dédie ce travail en vous souhaitant un avenir radieux plein de bonheur et de succès.

A mes neveux et nièces.

A toutes mes chères copines et copins, en particulier : khawla, Islem, Amina, Darine, Amina , Housseem, Zohir.

A tous mes collègues de l'ENSTP.

A tous ceux et celles qui m'aiment, dont les noms n'ont pas été mentionnés, mais qui sont toujours présent dans mon cœur.

تصميم و دراسة جسر

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى القيام بتصميم و دراسة جسر في الطريق الرابط بين ميناء سكيكدة والطريق السيار شرق-غرب بولاية سكيكدة.

في التصميم العام، قمنا باقتراح ثلاثة (03) خيارات، و اخترنا الأحسن من بينها استنادا لقيود مختلفة منها طبيعية و اقتصادية؛

ثم انتقلنا إلى التصميم التفصيلي : جسر بالتتابع المتتالي ذو عتالة متغيرة.

بعد ذلك قمنا بتقييم الحمولة و الحمولة الزائدة ، دراسة الإجهاد المسبق ، دراسة مقطعية و أخيرا دراسة البنية التحتية.

- تمت نمذجة الجسر بواسطة البرنامج : CSIBridge
- **الكلمات المفتاحية** : جسر ، التتابع المتتالي ، عتالة متغيرة ، الإجهاد المسبق.

Conception et étude d'un ouvrage d'art

Résumé

L'objet de ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un ouvrage d'art sur la pénétrante, qui relie **le port de Skikda à l'autoroute est-ouest** à la Wilaya de Skikda.

Nous avons entamé notre travail par une conception générale, dont laquelle nous avons proposé trois (03) variantes, puis nous avons choisi la meilleure entre elles en se basant sur différentes contraintes, données naturelles et économiques du projet;

Ensuite par le dimensionnement détaillé : on a opté pour un pont construit par encorbellement successif à inertie variable,

Après, l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte, l'étude transversale, enfin une étude de l'infrastructure.

- La modélisation a été établie par le logiciel CSIBridge.
- **Mots clés**: pont, encorbellement successif, inertie variable, précontrainte.

The design and study of viaduct

Abstract

The object of this work involves the design and study of a bridge on the penetrating, which link **the port of Skikda to the east-west highway**.

We started our work by a general design of which we chose three (03) variants, and then the choice of the variant is based on different constraints, natural and economic data of the project, then by the detailed dimensioning : successive corbel with a variable inertia,

After, the evaluation of loads and overloading, the study of pre stress, the cross-sectional study, finally a study of the infrastructure.

- The modeling has been established by the CSIBridge software.
- **Keywords**: viaduct, successive corbel, preloading.

SOMMAIRE
CHAPITRE I. PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION.....	03
I.2. PRESENTATION DU PROJET.....	03
I.3. DONNEES FONCTIONNELLES.....	03
I.3.1. TRACE EN PLAN	03
I.3.2. PROFIL EN LONG	04
I.3.3. PROFIL EN TRAVERS.....	04
I.4. DONNEES NATURELLES.....	05
I.4.1. DONNEES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES.....	05
I.4.1.1. Géologie générale de la région.....	05
I.4.1.2. Sismicité	05
I.4.1.3. Géomorphologie, géologie et hydrogéologie	06
I.4.1.4. Sondages mécaniques carottés et essais SPT	07
I.4.1.6. Essais au laboratoire.....	07
I.4.2. DONNEES HYDROGEOLOGIQUES ET HYDRAULIQUE.....	07
I.4.2.1. Etude hydrologique	08
I.4.2.2. Etude hydraulique.....	09
I.4.3.1. Température	10
I.4.3. DONNEES CLIMATIQUES.....	10
I.4.3.2. Neige.....	10
I.4.3.3. Vent	10
I.5. CONCLUSION.....	10

CHAPITRE II.
CONCETION GENERALE

II.1. INTRODUCTION.	11
II.2. LES CRITERES DE CHOIX.....	11
II.3. LES PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE.....	11
II.4. PROPOSITION DES VARIANTES.....	11
II.4.1. Variante N°1 : Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension	11
II.4.1.1. Morphologie	11
II.4.1.2. Principe de construction.....	11
II.4.1.3. Domaine d'emploi	12
II.4.1.4. Pré dimensionnement du tablier	12
II.4.1.5. Avantages	13
II.4.1.6. Inconvénients	13

II.4.2. Variante N°1 : Pont caisson en béton précontrainte construit par encorbellement	
Successifs	13
II.4.2.1. Technique du procédé	13
II.4.1.2. Domaine d'emploi	14
II.4.2.3. pré dimensionnement du tablier	14
II.4.2.4. Avantages	15
II.4.2.5. Inconvénients	16
II.4.3. Variante N°1 : Ponts mixtes acier-béton	16
II.4.3.1. Domaine d'emploi	16
II.4.3.2. Pré dimensionnement	16
II.4.3.3. Avantages	17
II.4.3.4. Inconvénients	17
II.4.4. Implantation des appuis	17
II.4.5. Devis estimatif et quantitatif	18
II.4.6. Analyse multicritères	18
II.5.CONCLUSION	19

CHAPITRE III.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.1. INTRODUCTION	20
III.2. BETON	20
III.3. ACIERS	21
III.3.1. Armatures passives.....	21
III.3.2. Armatures actives.....	22
III.4. CONCLUSION	23

CHAPITRE IV.

CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION.	24
IV.2. CARACTERISTIQUES DU PONT	24
IV.3. EVALUATION DES ACTIONS PERMANANTES	24
IV.4. LES SURCHARGES ROUTIERES	25
IV.4.1. Surcharge A(L)	26
IV.4.2. Système de charges B _c	27

IV.4.3. Système de charges B_t	28
IV.4.4. Surcharge militaire M_c 120	28
IV.4.5. Surcharge exceptionnelle D240	29
IV.4.6. Autres charges	29
IV.5. COMBINAISONS DE CHARGES.....	30
IV.6. CONCLUSION.....	30

CHAPITRE V.

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIQUES DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION.....	31
V.2. DECOUPAGE.....	31
V.2. LOIS DE VARIATION DES DIFFERENTS PARAMETRES.....	31
V.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MECANIQUES.....	32
V.4. CONCLUSION.....	34

CHAPITRE VI.

ETUDE DU FLEEAU

VI.1. INTRODUCTION.....	35
VI.2. PRINCIPE DE STABILITE DES FLEAUX.....	35
VI.3. ACTIONS A PRENDRE EN COMPTE EN PHASE DE CONSTRUCTION.....	36
VI.4. COMBINAISON DE CHARGES.....	38
VI.5. PROCEDES PERMETTANT D'ASSURER LA STABILITE DES FLEAUX SUR LEURS PILES.....	39
VI.6. CONCLUSION.....	39

CHAPITRE VII.

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION.....	40
VII.2. LES CABLES DE FLEAU.....	40
VII.2.1. Etude de la précontrainte de fléau	40
VII.2.2. Détermination du nombre de câble de fléau	41
VII.2.3. Tracé des câbles	42
VII.2.4. Calcul des pertes de tension des câbles de précontrainte.....	45
VII.3. LES CABLES DE CONTINUITE.....	50
VII.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	52
VII.4.1. En phase de construction	52

VII.4.2. Phase d'exploitation	53
VII.5. DETERMINATION DE L'EFFORT TRANCHANT DU A LA PRECONTRAINTÉ.....	54
VII.6. CONCLUSION.....	55

CHAPITRE VIII. ARMATURES PASSIVES

VII.1. INTRODUCTION.....	56
VIII.2. DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES	56
VIII.3. DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES.....	57

CHAPITRE IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION.....	59
IX.2. ETUDE DE LA PILE.....	59
IX.3. ETUDE SISMIQUE.....	60
IX.3.1. Vérification des critères d'applicabilité de la méthode	60
IX.3.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique	61
IX.3.3. Spectre de dimensionnement	61
IX.3.4. Effet de séisme longitudinal	61
IX.3.5. Effort horizontal sur la pile	62
IX.4. ETUDE DE LA CULEE.....	64
IX.4.1. Choix de la morphologie.....	64
IX.4.2. Pré dimensionnement.....	65
IX.4.3. Sollicitations	66
IX.4.4. Vérification de la stabilité (non renversement)	69
IX.4.5. Appareils d'appuis.....	70
IX.4.6. Ferrailage	71
IX.4.7. Fondation	74

CHAPITRE X.

METHODE DE CONSTRUCTION DES OUVRAGES CONSTRUISENT PAR ENCORBELLEMENT

X.1. INTRODUCTION.....	76
X.2. HISTORIQUE DE LA CONSTRUCTION DES PONTS EN ENCORBELLEMENT.....	76
X.3. PRINCIPE GENERAL	76
X.4. LES PONTS CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS.....	76
X.4.1. Principe	76
X.4.2. Domaines d'emploi et méthodes de construction	76
X.4.3. Les outils de pose de tabliers	77
X.5. LES EQUIPAGES MOBILES (FORM TRAVELER).....	77
X.5.1. Présentation	77
X.5.2. Domaines d'application.....	78
X.5.3. Avantages et inconvénients.....	78
X.6. CYCLES DE CONSTRUCTION – MAIN D'ŒUVRE	79
X.7. RATIOS DE CONSTRUCTION.....	80
X.8. CONCLUSION	80

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1. Plan de situation du projet.....	03
Figure I.2. Tracé en plan.....	03
Figure I.3. Profil en long.....	04
Figure I.4. Profil en travers	04
Figure I.5. Carte géologique de la région de Skikda.....	05
Figure I.6. Sismicité de la région de Skikda	05
Figure I.7. Carte de zonage sismique d'Algérie (RPOA 2008).....	06
Figure I.8. Bassin versant du Safsaf.....	08
Figure I.9. Vue en élévation et vue en plan de l'OA ($Q_{100} = 1013 \text{ m}^3/\text{s}$).....	08
Figure I.10. Profil en Long de l'Oued Safsaf correspondant au Tronçon 5 de la pénétrante du Port de Skikda l'Autoroute Est-Ouest sur 31 km.....	09

CHAPITRE II

Figure II.1. Section à mi-travée.....	12
Figure II.2. Section en zone d'appui.....	12
Figure II.3. Coupe transversale du pont en post tension (avec un dévers $i = 2.5\%$).....	13
Figure II.4. Voussoir sur pile.....	15
Figure II.5. Voussoir de clavage.....	15
Figure II.6. Section à mi-travée.....	16
Figure II.7. Positionnement des entretoises et pièces de pont.....	17
Figure II.8. Coupe transversale du pont mixte (avec un dévers $i = 2.5\%$).....	17
Figure II.9. Coupe longitudinale du pont (post tension).....	17
Figure II.10. Coupe longitudinale du pont (mixte).....	18
Figure II.11. Coupe longitudinale du pont (encorbellement).....	18

CHAPITRE III

Figure III.1. Diagramme des contraintes/déformations de l'acier.....	22
Figure III.2. Diagramme contraintes-déformations pour les armatures actives.....	23

CHAPITRE IV

Figure IV.1. Les équipements d'un pont.....	25
Figure IV.2. Les différents cas de charges.....	25
Figure IV.3. Le système B_c	27
Figure IV.4. Le système B_t	28
Figure IV.5. Le système M_c120	29
Figure IV.6. Le système D 240.....	29

CHAPITRE V

Figures V.1. Découpage.....	31
Figures V.2. Découpage de la travée de rive.....	32
Figures V.3. Découpage de la travée intermédiaire.....	32
Figures V.4. Voussoir sur pile.....	32
Figures V.5. Voussoir de clavage.....	32
Figure V.6. Schéma explicatif.....	33

CHAPITRE VI

Figure VI.1. Situation temporaire à considérer pour les ouvrages coulés sur place.....	35
Figure VI.2. Situation accidentelle à considérer pour les ouvrages coulés sur place.....	35
Figure VI.3. Charges appliquées pendant la construction.....	37

CHAPITRE VII

Figure VII.1. Dispositions des câbles au niveau du voussoir sur pile.....	42
Figure VII.2. Disposition des câbles de fléau au niveau de l'âme.....	43
Figure VII.3. Allure des câbles de fléau en élévation.....	43
Figure VII.4. Allure des câbles de fléau en plan.....	43
Figure VII.5. Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature.....	46
Figure VII.6. Effet RESAL.....	54

CHAPITRE VIII

Figure VIII.1. Convention des moments et des efforts normaux.....	57
Figure VIII.2. Voussoir sur pile.....	57
Figure VIII.3. Voussoir sur culée.....	57

CHAPITRE IX

Figure IX.1. Coupe transversale des piles P_1 , P_2 , P_3 respectivement	59
Figure IX.2. Coupe transversale de la culée.....	64
Figure IX.3. Dimension de la culée (toutes les dimensions sont en mètre)	66
Figure IX.4 : Schéma d'appareil d'appui adopté.....	71
Figure IX.5. Semelle sous culée.....	75

CHAPITRE X

Figure X.1. Construction du viaduc de Crni Kal (Croatie) à l'aide d'équipages mobiles.....	76
Figure X.2. Equipages mobiles par-dessous à Sungar Aur (Malaisie).....	77
Figure X.3. Installation d'un équipage mobile haubané sur le pont de Térénez (France).....	79

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Photo I.1. Vue panoramique du site de traversée.....	07
Photo I.2. Vue panoramique des alluvions grossières du lit mineur et des alluvions fines du lit majeur.....	07
Photo I.3. Affleurement de grés.....	07
Photo I.4. Détails du contact entre les grés et les argilites.....	07

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE III

Tableau III.1. Contraintes du béton en situation durable / accidentée.....	21
Tableau III.2. Contraintes du béton en service / construction.....	21

CHAPITRE IV

Tableau IV.1. Caractéristiques du pont.....	24
Tableau IV.2. Les charges permanentes (CCP).....	25
Tableau IV.3. Coefficient a_1	26
Tableau IV.4. Valeurs de V_0	26
Tableau IV.5. Tableau de calcul des valeurs de $A_2(L)$ pour les différents cas de charges.....	26
Tableau IV.6. Valeurs de b_c	27
Tableau IV.7. Coefficients de majoration dynamique δ_{bc}	27
Tableau IV.8. Valeurs de b_t	28
Tableau IV.9. Coefficients de majoration dynamique δ_{bt}	28
Tableau IV.10. Coefficients de majoration dynamique δ_{Mc120}	29
Tableau IV.11. Combinaisons de charges (ELS/ELU).....	30

CHAPITRE V

Tableau V.1. Lois de variation des différents paramètres du tablier.....	31
Tableau V.2. Caractéristiques des voussoirs sur piles et des voussoirs de clavages.....	33
Tableau V.3. Caractéristiques des voussoirs courants.....	33

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Les résultats de différentes sollicitations sous les différentes charges.....	38
Tableau VI.2. Les moments dus à la combinaison de la situation durable.....	38
Tableau VI.3. Les moments dus à la combinaison de la situation accidentelle.....	39

CHAPITRE VII

Tableau VII.1. La détermination du nombre des câbles de fléau.....	41
Tableau VII.2. Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir.....	42
Tableau VII.3. Equations des câbles en élévation.....	44
Tableau VII.4. Les paramètres du tracé en plan des câbles de fléau.....	44
Tableau VII.5. Pertes par frottement dans les câbles de fléau.....	45
Tableau VII.6. Pertes de tension dues au recul d'ancrage dans les câbles de fléau.....	46
Tableau VII.7. Pertes dues à la relaxation des aciers dans les câbles de fléau.....	48
Tableau VII.8. Pertes de tension dues au fluage du béton.....	49
Tableau VII.9. Nombre de câbles pour chaque voussoir.....	51
Tableau VII.10. Nombre de câbles pour chaque voussoir.....	52
Tableau VII.11. Tableau des vérifications des contraintes en phase de construction.....	52
Tableau VII.12. Tableau des vérifications des contraintes en phase d'exploitation.....	53
Tableau VII.13. Vérifications des contraintes au niveau de la travée de rive.....	53
Tableau VII.14. Vérification des contraintes de cisaillement.....	55

CHAPITRE VIII

Tableau VIII.1. Armatures longitudinales.....	57
---	----

CHAPITRE IX

Tableau IX.1. Vérification de la stabilité des piles vis-à-vis le flambement.....	60
Tableau IX.2. Valeurs de T1, T2 et S de la composante horizontale.....	61
Tableau IX.3. Valeurs de rigidités des piles.....	62
Tableau IX.4. Valeurs de la force horizontale.....	62
Tableau IX.5. Les efforts verticaux et horizontaux de la pile 2.....	63
Tableau IX.6. Valeurs des paramètres K_{ad} et θ	67
Tableau IX.7. Calcul des moments (renversants/stabilisants).....	68
Tableau IX.8. Calcul des poids de terres.....	68
Tableau IX.9. Calcul des poussées de terres.....	69
Tableau IX.10. Efforts et moments sous différentes charges.....	69
Tableau IX.11. Vérification de non renversement.....	69

CHAPITRE X

Tableau X.1. Classification des outils de pose de tablier.....	77
Tableau X.2. Domaine d'application des équipages mobiles.....	78
Tableau X.3. Avantages et inconvénients d'un équipage mobile.....	78
Tableau X.4. Les deux cycles de constructions possibles pour un équipage mobile.....	79



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale ou paysagère. Cette démarche du concepteur comprend, de façon générale, trois étapes :

- Le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives à l'ouvrage et à l'obstacle franchi ;
- Le choix d'une structure répondant aux exigences techniques, esthétiques et économiques ;
- L'étude de détail de la solution retenue.

En rase campagne, l'implantation d'un ouvrage d'art est souvent fixée par le projet routier qui l'englobe, mais rarement de manière impérative. Si le tracé ne comprend pas d'un ouvrage exceptionnel, le poids financier des ponts est, en principe, faible devant celui des terrassements. Par contre, s'il s'agit de franchir une grande brèche ou un fleuve, l'implantation du pont ou du viaduc doit être examinée avec soin. Une bonne collaboration doit s'instaurer entre le spécialiste de la route et celui des ouvrages d'art. En milieu urbain, les contraintes sont souvent déterminantes pour la conception.

Les caractéristiques géométriques doivent être déterminées avec soin. Elles dépendent essentiellement de la nature de la voie portée, mais peuvent être légèrement modifiées afin de simplifier le projet du pont, améliorer son fonctionnement mécanique ou offrir une plus grande liberté dans le choix de type de l'ouvrage.

Les questions de biais et de courbure doivent être examinées avec attention. En règle générale, les grands ouvrages doivent, dans la mesure du possible, être projetés droits : un biais, même modéré, complique l'exécution et induit un fonctionnement mécanique qui peut s'écarter sensiblement des modèles de calcul de la résistance des matériaux classiques. Cela dit, il arrive souvent que les ouvrages aient un faible biais dont il peut être assez facilement tenu compte dans les calculs.

Enfin, la question de la longueur du pont doit être posée : les progrès accomplis dans l'exécution des terrassements ont bouleversé les données de la comparaison entre le coût d'un pont et celui d'un remblai et, en l'absence de contraintes majeures d'ordre esthétique ou hydraulique, le remblai constitue le plus souvent la solution la moins chère.

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans techniques, économiques et esthétiques, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

D'une manière plus détaillée, dans ce mémoire on va traiter ce qui suit :

- **Le 1^{er} chapitre : présentation du projet**

C'est où on va recueillir toutes les données concernant le projet :

- ✓ Données fonctionnelles : profil en long, profil en travers, tracé en plan ;
- ✓ Données naturelles : géotechniques, hydrauliques.... ;
- ✓ Sismicité : zone sismique, type de site, coefficient d'accélération du site..... ;
- ✓ Données climatiques : neige, vent, température.

- **Le 2^{ème} chapitre : conception générale**

On traite trois variantes (poste tension, mixte et encorbellement successif), après l'analyse multicritère, on a opté pour un ouvrage construit par encorbellement successif à inertie variable.

- **Le 3^{ème} chapitre : matériaux**

Dans ce chapitre, on cite les principales caractéristiques des matériaux utilisés pour construire cet ouvrage.

- **Le 4^{ème} chapitre : charges et surcharges**

Ce chapitre est consacré à l'évaluation des charges et surcharges applicables sur l'ouvrage selon le RCPR fascicule 61 titre II (B_c , B_t , M_{c120} , D_{240}).

- **Le 5^{ème} chapitre : caractéristiques géométriques et mécaniques du tablier**

Pour qu'on puisse entamer le calcul de l'ouvrage, on doit déterminer les différentes caractéristiques du tablier (hauteur, inertie, centre de gravité, surface.....), c'était le but de ce chapitre.

- **Le 6^{ème} chapitre : étude de fléau**

Cette étude est pour but d'assurer la stabilité du fléau sur leur pile avant clavage sous l'effet de son propre poids et les différentes surcharges de chantier (le cas durable) ou sous l'effet d'une chute d'équipage mobile (cas accidentel), les surcharges à prendre en compte sont définies selon le guide SETRA.

- **Le 7^{ème} chapitre : étude de la précontrainte**

C'est le chapitre le plus important, on fait le calcul pour deux types de câblage :

- Les câbles de fléau : dans ce cas, on considère le fléau comme étant une console, et on détermine le nombre des câbles sous le moment max (moment négatifs au niveau de l'encastrement), avec leurs allures, suivi par le calcul des pertes (différées et instantanées) ;
- Les câbles de continuité intérieure : la création du moment positif à mi-travée après clavage nous oblige de mettre des câbles au niveau de l'hourdis inférieur, pour reprendre les effets de ce moment.

Après on a fait des vérifications des contraintes.

- **Le 8^{ème} chapitre : Armatures passives**

Le calcul des armatures passives se fait sous le moment des surcharges routières seulement, l'hourdis inférieur et l'hourdis supérieur sont ferrailés par rapport à la flexion simple, et les âmes sont ferrillées par rapport à la flexion composée (problème de logiciel).

- **Le 9^{ème} chapitre : Etude de l'infrastructure**

Dans ce chapitre on effectue :

- L'étude de la pile ;
- L'étude sismique ;
- L'étude de la culée.

- **Le 10^{ème} chapitre : Méthode de construction des ouvrages construits par encorbellement**

Ce chapitre est pour but de mieux comprendre la méthode de construction de ce type d'ouvrage (coulé en place).

On termine le travail avec une conclusion générale.



CHAPITRE I

PRESENTATION DU

PROJET



CHAPITRE I.

PRESENTATION DU PROJET

I.1. INTRODUCTION.

L'étude d'un pont ne peut être entreprise que lorsque l'on dispose de l'ensemble des données du franchissement (fonctionnelles, naturelles et d'environnement) qui répond aux besoins nécessaires que l'ingénieur doit prendre en compte pour satisfaire toutes les exigences de sécurité et de confort.

Les informations indispensables pour engager cette étude dans de bonnes conditions sont détaillées dans ce chapitre.

I.2. PRESENTATION DU PROJET.

Le présent travail est consacré à la conception et l'étude d'un pont situé entre le **Pk 26+668,3** et le **Pk 26+957,3** d'une longueur de **289 m** de la pénétrante autoroutière reliant le port de Skikda à l'autoroute Est-Ouest sur **31 Km** en **2x2** voies, l'ouvrage d'art fait partie du 5ème tronçon de cette pénétrante. Il assure le franchissement de l'oued Safsaf et d'une piste rurale.

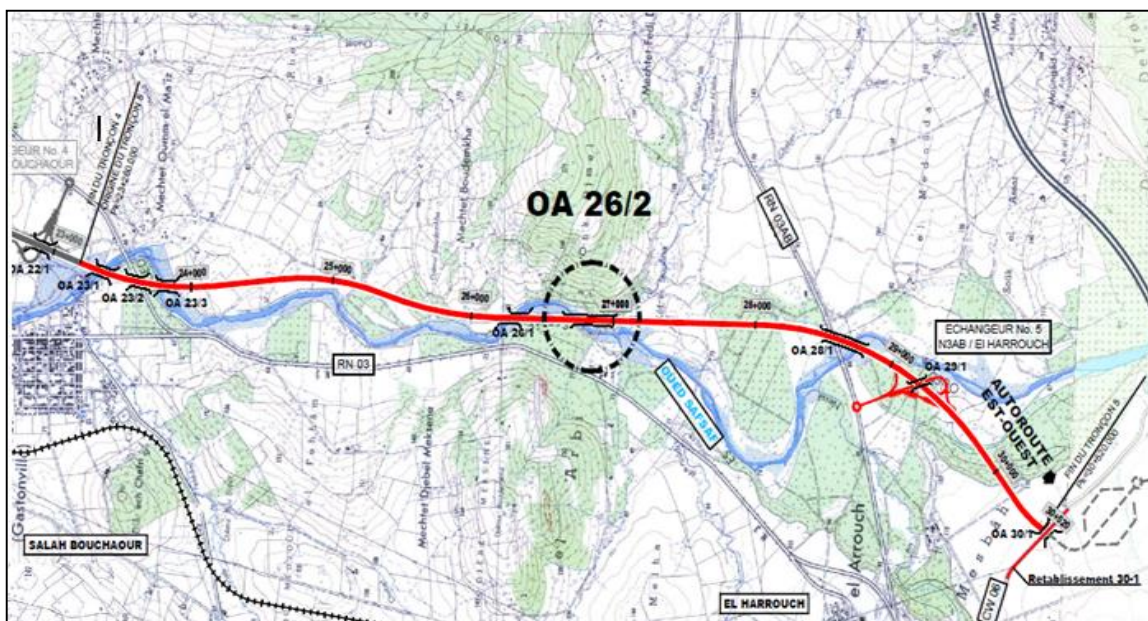


Figure I.1. Plan de situation du projet (OA 26/2)

I.3. DONNEES FONCTIONNELLES.

I.3.1. TRACE EN PLAN

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

L'axe en plan de l'ouvrage est inscrit dans un alignement droit qui représente un biais droit par rapport à l'axe de l'oued.

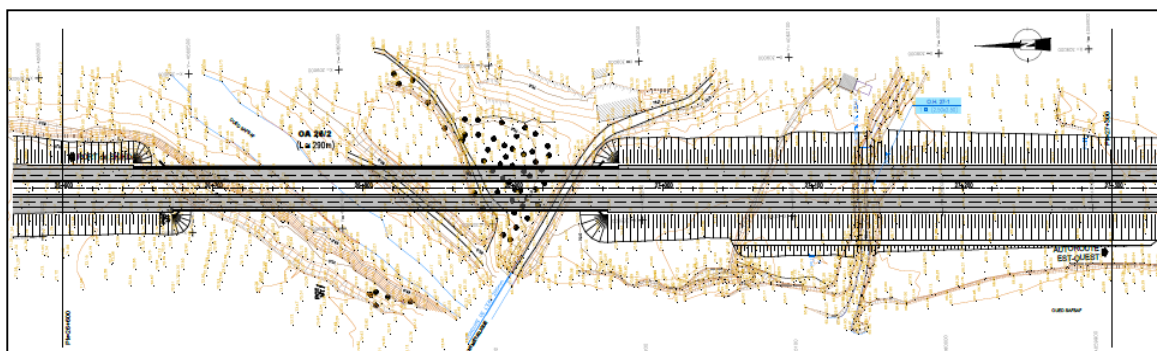


Figure I.2. Tracé en plan

I.3.2. PROFIL EN LONG

Le profil en long définit le tracé en plan en élévation, l'ouvrage s'insère dans une courbe circulaire de rayon 20000 m, $B = -0.723$, $D = 340$.

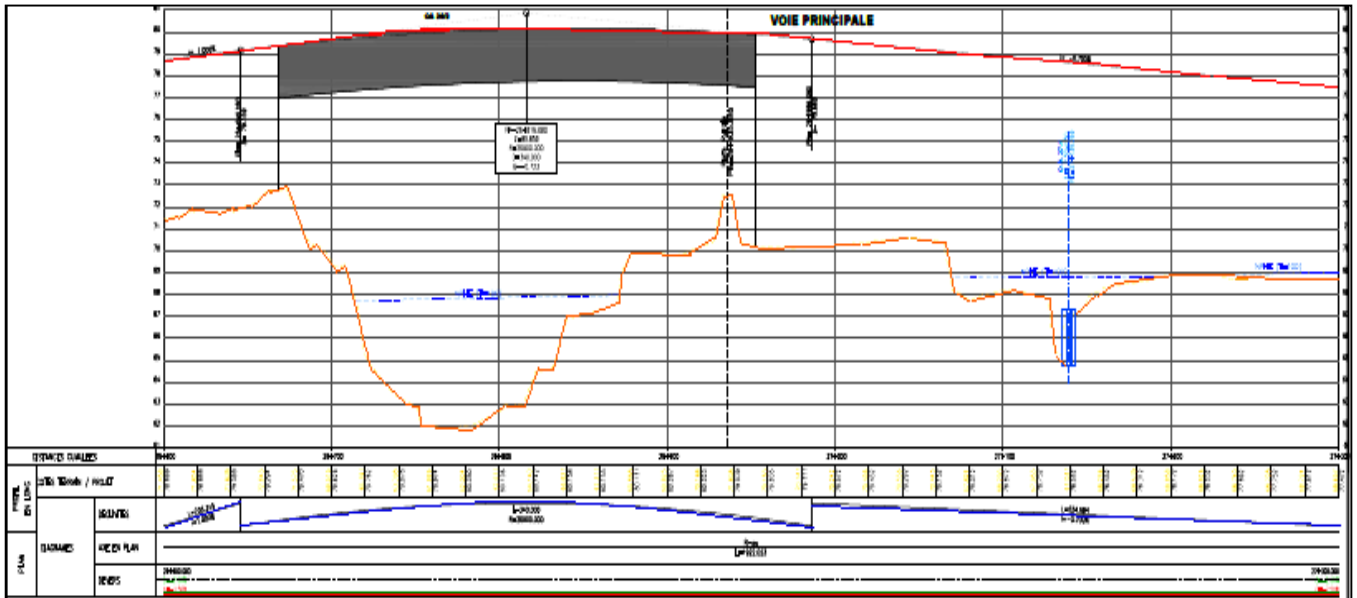


Figure I.3. Profil en long

Les pentes longitudinales varient entre 0% et 0.85% dans la direction de l'autoroute E-O et entre 0% et 1% dans la direction de Skikda.

Le point le plus haut est le Pk 26+831.80.

I.3.3. 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.

Dans notre projet l'ouvrage est préparé pour accommoder une chaussée de 2x2 voies de la pénétrante :

- ✚ Largeur totale du tablier : 23 m, il est constitué de deux tabliers indépendants avec un écartement de 0.5 m entre eux, chacun supportant un sens de circulation de la pénétrante ;
- ✚ Largeur rouable : 9.75 m pour chaque tablier ;
- ✚ Largeur d'une voie : 3.5 m ;
- ✚ Bande dérasée de gauche de 0.5 m, une bande dérasée de droite de 2.25 m
- ✚ Les dévers transversaux : 2.5 % ;

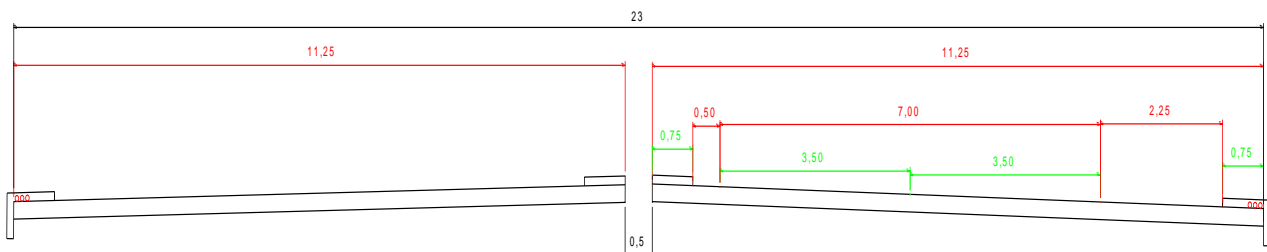


Figure I.4. Profil en travers

I.4. DONNEES NATURELLES.

I.4.1. DONNEES GEOLOGIQUES ET GEOTECHNIQUES

I.4.1.1. Géologie générale de la région :

La région de projet se trouve dans la petite Kabylie qui fait partie de la chaîne alpine des maghrébines.

Le domaine interne est composé de massif cristallophylliens métamorphiques (gneiss, marbres, amphibolites, micaschistes, schistes).

L'édifice structural de la région étudiée est caractérisé par un empilement de nappes de charriage. Structuralement la région de Skikda est très tectonisée surtout dans la partie Est et Ouest.

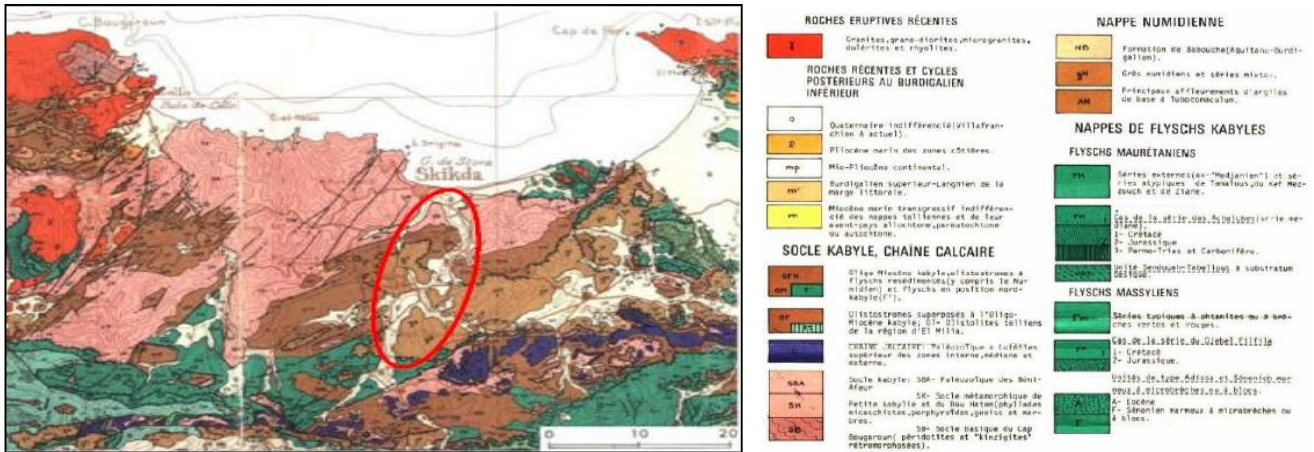


Figure I.5. Carte géologique de la région de Skikda

I.4.1.2. Sismicité :

En ce qui concerne la sismotectonique, la région de Skikda est caractérisée par une grande activité néotectonique. Cette forte activité a vu la réactivation d'anciens accidents et l'apparition de morpho structures dont le matériel provient en grande partie du démantèlement du relief structural, aide en cela par un paléoclimat fort variable.

L'analyse de la sismicité (période entre 1860 et 2011), de la région de Skikda montre trois zones actives:

- ✚ La région d'El-Harouche;
- ✚ Le golfe et la plaine de Skikda ;
- ✚ La transversale Skikda-Constantine.

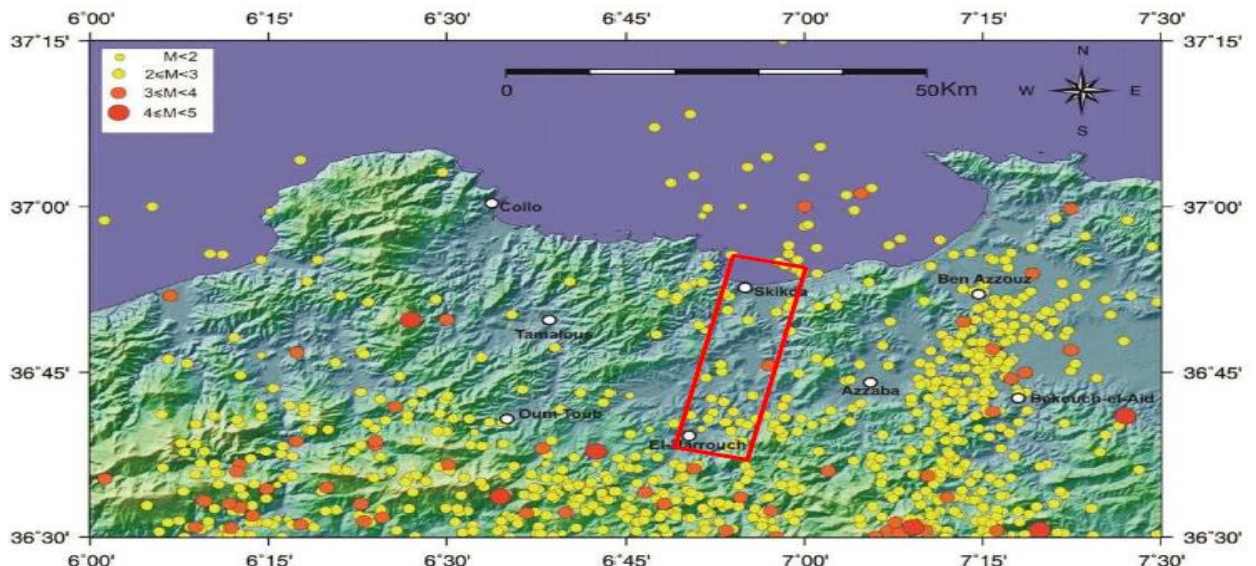


Figure I.6. Sismicité de la région de Skikda

On constate que le site du projet se situe dans la **Zone IIa**, c'est-à-dire, dans une zone de risque sismique moyenne, selon la figure I.7 :

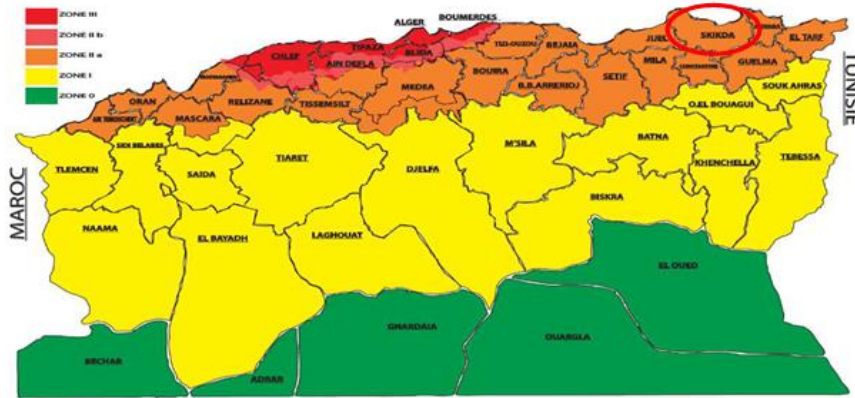


Figure I.7. Carte de zonage sismique d'Algérie (RPOA 2008)

Le présent ouvrage est considéré comme un **ouvrage important (Groupe 2)**, donc le coefficient d'accélération au site à considérer pour les calculs est de **0,20g**,

Le site est de type S2 : La classification globale du **type S2** résulte de la moyenne harmonique de la Pression limite (P_{Lim}) des essais pressiométriques et des essais SPT, obtenus pour chacune des couches de terrain de fondation ; selon le RPOA 2008.

La caractérisation géologique et géotechnique des terrains de fondation du viaduc a porté sur l'exécution des sondages mécaniques exécutés à la rotation avec carottage continu et avec la réalisation des essais de pénétration standard SPT espacés de **1,5 m** lorsque possible.

I.4.1.3. Géomorphologie, géologie et hydrogéologie :

Le viaduc fait la traversée d'une partie de la plaine alluviale de l'Oued Safsaf. La section de traversée est légèrement emboîtée entre digues de faible hauteur, et à des rives pratiquement symétriques et un chenal central aplati de 90 -110 m de largeur environ (Photo I.1).



Photo I.1. Vue panoramique du site de traversée

Sur le plan géologique les reconnaissances réalisées ont rendu compte d'un dispositif géologique constitué par :

- Remplissage alluvionnaire Quaternaire (a) puissant au fond de la vallée, avec une épaisseur maximale de 10 m, constituée par galets, cailloux, graviers et blocs dans une matrice sableuse, parfois sablo-limoneuse au niveau du lit mineur et argiles-sableuse et argiles-limoneuse au niveau du lit majeur (terres arabes).
- Substratum de grès, argiles et argilites appartenant à la Nappe Numidienne, altéré au sommet et avec comportement rocheux tendre en profondeur, sur laquelle reposent les alluvions d'oued Safsaf. Localement, l'argilite se produit principalement dans la partie centrale de la vallée (lit majeur); le gré a été observé dans les deux rives de l'Oued.



Photo I.2. Vue panoramique des alluvions grossières du lit mineur et des terres arables (alluvions fines) du lit majeur, respectivement



Photo I.3. Affleurement de grès



Photo I.4. Détails du contact entre les grès et les argilites

I.4.1.4. Sondages mécaniques carottés et essais SPT :

- Les horizons alluvionnaires fins d'argiles et limons du lit majeur sont généralement très durs ($N_{SPT} = 15-30$); la constitution graveleuse et parfois avec des gros blocs des alluvions de granulométrie grossière présentes au niveau du lit mineur écarte quelque possibilité de les caractériser en termes de son compacité par l'essai SPT; on peut considérer par expérience avec ce type de matériaux granulaires que ce type de sols sont généralement de compacité moyenne ($N_{SPT} = 10-30$);
- Dans chaque essai SPT effectué sur les horizons plus superficiels du massif numidienne, refus de pénétration ont été enregistrés, ce qui témoigne de la grande dureté de ces sols ou roches tendres;

I.4.1.5. Essais pressiométriques :

Des essais pressiométriques de Menard réalisés dans les forages pour définir les modules élastiques du sol et l'angle de frottement interne, définis par Menard (1975),

(1) $E_S = \frac{E_M}{\alpha}$, où α est le coefficient rhéologique de Ménard ayant une valeur comprise entre 0,25 et 1 selon le type de sol;

(2) $P_L = b \times 2^{\frac{\phi' - 24}{4}}$, où b varie entre 1,8 (sables saturés) et 3,5 (sables secs).

(3) $c_U = \frac{P_L - P_0}{5.5}$

I.4.1.6. Essais au laboratoire :

La campagne de reconnaissance a porté aussi sur l'exécution des essais géotechniques au laboratoire sur les échantillons des sondages, notamment:

- ✓ **Analyses granulométriques par tamisage et sédimentation;**
- ✓ **Détermination des limites d'Atterberg;**
- ✓ **Détermination de la masse volumique;**
- ✓ **Essais de compression simple (sur sols).**

I.4.2. DONNEES HYDROGEOLOGIQUES ET HYDRAULIQUE

✓ Objectifs de l'étude :

- **Hydrologique** : elle est pour but de déterminer le débit de crue du projet pour ($T = 100$ ans, $T = 500$ ans) ;
- **Hydraulique** : elle est pour de déterminer les niveaux d'eaux pour la crue centennale ainsi que les affouillements au tour des piles et des culées.

I.4.2.1. Etude hydrologique :

✓ **Les importantes caractéristiques des bassins versants du Safsaf :**

En générale, le bassin versant du Safsaf peut être divisé en deux :

- Le bassin supérieur correspondant à l’Oued Bouadje et Khemakhem jusqu’à leur jonction au barrage des Zardézas ;
- Le bassin inférieur qui coïncide avec l’aval du barrage des Zardézas où sera implantée l’autoroute.



Figure I.8. Bassin versant du Safsaf

Pour notre ouvrage, les caractéristiques du bassin versant sont :

- ✓ **Surface – 570 km² ;**
- ✓ **Périmètre – 111.5 km ;**
- ✓ **Altitude maximale: 1160 m ;**
- ✓ **Altitude minimale: 62.8 m ;**
- ✓ **Altitude moyenne : 611.4 m ;**
- ✓ **Dénivelé spécifique : 1097.2 ;**
- ✓ **Longueur de la cours d’eau principal : 42 km ;**
- ✓ **Pente moyenne : 0.026.**

Le pont projeté sera dimensionné, du point de vue hydraulique, pour la crue de l’Oued Safsaf avec une période de retour de **T = 100 ans**, et vérifié son fonctionnement hydraulique pour la crue avec une période de retour de **T = 500 ans**.



Figure I.9. Vue en plan de l’OA (Q₁₀₀ = 1013 m³/s)

Pour le calcul de la crue du projet, la méthodologie utilisée est d’estimer les débits du bassin versant ou la section du pont est située à partir d’un bassin versant voisin jaugé qui existe dans la proximité, le processus considère le calcul par transfert de débit. La formule utilisée est :

$$Q_{\text{site}} = \left(\frac{S_{\text{bv site}}}{S_{\text{bv jaugé}}} \right)^a \cdot Q_{\text{jaugé}}$$

Tel que $a = 0.9$: paramètre régionale.

Selon la station hydrométrique de khemakhem :

- Surface du bassin versant voisin : 322 km² ;
- Les maximums débits journaliers, selon l'analyse statistique de la station, on a pour :
 - ✓ Pour $T = 100$ ans : $Q_{100} = 434$ m³/s ;
 - ✓ Pour $T = 500$ ans : $Q_{100} = 585$ m³/s ;

Alors :

- ✓ Pour $T = 100$ ans : $Q_{site} = \left(\frac{570}{322}\right)^{0.9} .434 = 725$ m³/s = Q_d ;
- ✓ Pour $T = 500$ ans : $Q_{site} = \left(\frac{570}{322}\right)^{0.9} .585 = 977$ m³/s = Q_d ;

Pour la transformation du débit maximal journalier en débit maximal instantané, on applique la méthodologie développée par Fuller :

$$Q_i = (1 + 2.66.A^{-0.3}) Q_d$$

Q_i : débit maximal instantané;
 A : surface du bassin versant;
 Q_d : debit maximal journalier.

- ✓ Pour $T = 100$ ans : $Q_i = 1013$ m³/s ;
- ✓ Pour $T = 500$ ans : $Q_i = 1365$ m³/s ;

I.4.2.2. Etude hydraulique :

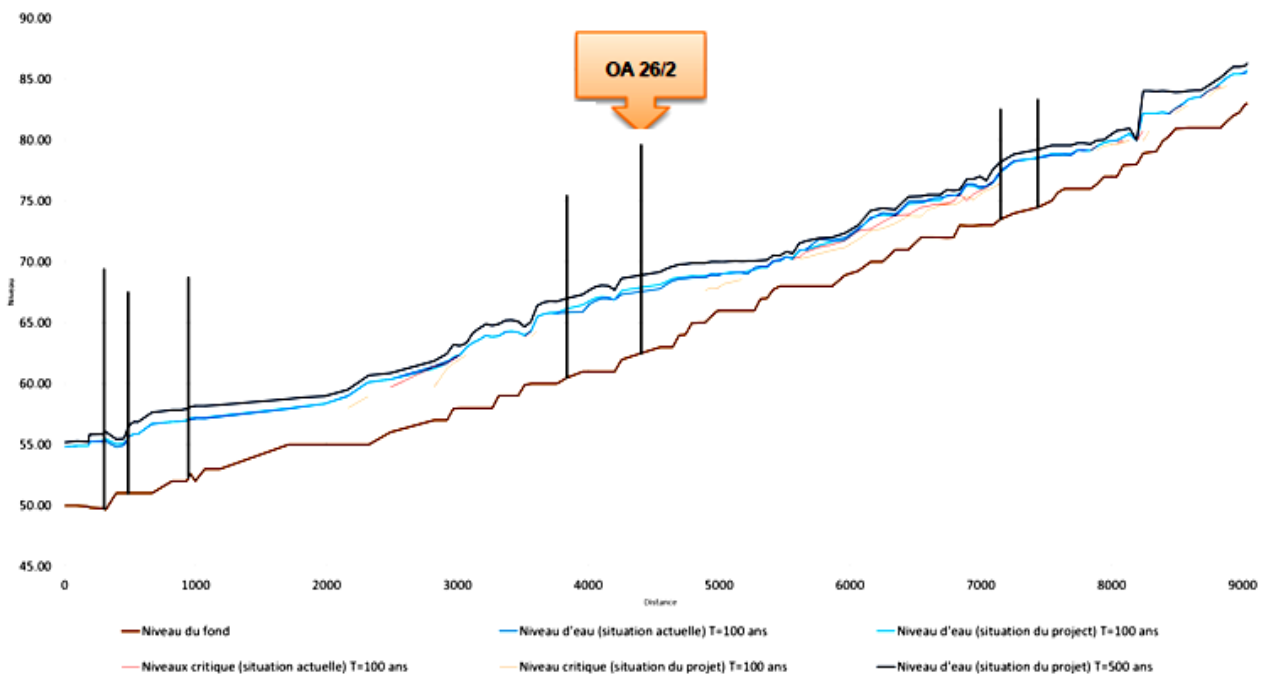


Figure I.10. Profil en Long de l'Oued Safsaf correspondant au Tronçon 5 de la pénétrante du Port de Skikda a l'Autoroute Est-Ouest sur 31 km

I.4.3. DONNEES CLIMATIQUES

I.4.3.1. Température :

La température annuelle de la région est de l'ordre de : 20 C°

Elle intervient dans le calcul au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appuis.

I.4.3.2. Neige :

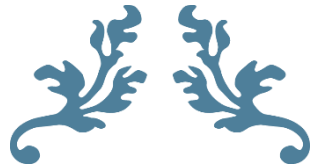
Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (en phase de construction).

I.4.3.3. Vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent sont fixé par le fascicule 61-titre II, on prend une surcharge du vent répartie de 1.25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction, et 2 KN/m² pour les ouvrages en service.

I.5. CONCLUSION

La collecte de ces données présentées dans ce chapitre va nous permettre d'entamer la conception de cet ouvrage, tout en respectant toutes les conditions.



CHAPITRE II CONCEPTION GENERALE



CHAPITRE II.

CONCETION GENERALE

II.1. INTRODUCTION.

Dans le domaine des ouvrages d'art comme dans bien d'autres domaines la solution d'un problème n'est pas unique. Pour franchir une brèche donnée, le concepteur recherche normalement la solution la plus économique tout en respectant les contraintes imposées.

Ce chapitre fait l'objet d'analyser trois solutions possibles avec leurs limites et leurs couts en évaluant les contraintes de chacune pour aboutir au meilleur choix.

II.2. LES CRITERES DE CHOIX.

Le choix de types de l'ouvrage est basé sur plusieurs facteurs:

- ✓ L'obstacle à franchir ;
- ✓ La voie portée : pont (route, rails.....etc.) ;
- ✓ Le matériau principal dont ils sont constitués ;
- ✓ La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique ;
- ✓ La disposition en plan : droits, biais, courbes ;
- ✓ Leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire ;
- ✓ La méthode de construction du tablier.

II.3. LES PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE.

- ✓ Les profils (en long, en travers), le tracé en plan ;
- ✓ Les positions possibles des appuis ;
- ✓ La nature du sol de fondation ;
- ✓ Le gabarit à respecter ;
- ✓ Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

II.4. PROPOSITION DES VARIANTES.

Pour cet ouvrage, on propose trois variantes :

- ❖ **Variante N° 1** : pont à poutres précontraintes par post-tension ;
- ❖ **Variante N° 2** : pont caisson en béton précontraint construit par encorbellement successif ;
- ❖ **Variante N° 3** : pont mixte Acier-Béton.

II.4.1. Variante N°1 : Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension

II.4.1.1. Morphologie :

Les poutres sont solidarisées par la dalle sous chaussée, et par des entretoises situées au droit des linges d'appui. Ces dernières assurent la reprise des moments d'encastrement en torsion des poutres et permettent le relevage du tablier.

La présence des entretoises intermédiaires engendrent dans la dalle sous chaussée des moments fléchissant négatifs, ce qui traduit par un accroissement de la section des armatures, alors il faut mieux les éviter.

II.4.1.2. Principe de construction :

Le dimensionnement de ce type de tablier est étroitement lié à leur mode de construction pour la réalisation d'une travée, on suit les étapes suivantes :

- Préfabrication des poutres sur une aire de stockage ;
- Mise en tension sur les poutres de quelques câbles de précontrainte longitudinales le plus tôt possible, pour permettre de libérer les coffrages ;
- Mise en attente des poutres sur une aire de stockage ;
- Mise en tension d'un complément de précontrainte sur le stock ;

- Mise en place des poutres sur appuis définitifs par des moyens de levage et de manutention adaptés (mise en place des poutres) ;
- Réalisation en place d'entretoises reliant les poutres ;
- Mise en précontrainte éventuelle des entretoises ;
- Coffrage, ferrailage, et bétonnage en place du hourdis ;
- Mise en tension d'une deuxième famille de câbles de précontrainte longitudinale et dans certain cas d'une précontrainte transversale lorsque le hourdis a acquis une résistance suffisante

II.4.1.3. Domaine d'emploi : (30 à 50) m

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès. Il peut être également utilisé pour le franchissement de brèches de moindre importance. Il permet le franchissement :

- D'une rivière ou d'un canal (sa dépend le gabarit) ;
- Une succession d'obstacle de faible portée ;
- Des zones de terrains dégagés pour lesquels des remblais ne sont pas réalisables ou se révèlent non économiques ;
- Des voies de circulation très importantes pour lesquelles on ne veut ni interrompre ni même ralentir notablement la circulation ;
- D'une brèche de grande hauteur ou d'accès difficile.

II.4.1.4. Pré dimensionnement du tablier :

La détermination des caractéristiques géométrique de la poutre se fera en suivant le guide SETRA VIPP :

- L'élanement : $L/22 < h < L/17$

On a **8 travées** égales, La longueur de chaque une des travées est égale à **36.5 m**, avec un biais égal à 38 gr, donc : $1.65 < h < 2.15$

Alors on prend **h = 1.9 m**, avec :

- hauteur des poutres : **h_p = 1.7 m**
- Epaisseur de l'hourdis : **0.2 m**

- **Nombre de poutres :**

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement.

La : est l'entraxe entre les poutres d'extrémité, égale à 10 m

d : entraxe des poutres : $1,5 \leq d \leq 2,5$

On fixe l'espacement à **d = 2 m**

$$N = \frac{L_a}{d} + 1$$

$$N = (10 / 2) + 1 = 6 \text{ poutres} \quad \mathbf{N = 6 \text{ poutres}}$$

- Epaisseur de la table de compression : **e = 0.12 m**
- Largeur de la table de compression :
b > ou = 0.6 h_p > ou = 1.02 m

On prend : **b = 1.1 m**

- Largeur du talon : **L_t = 60 cm**

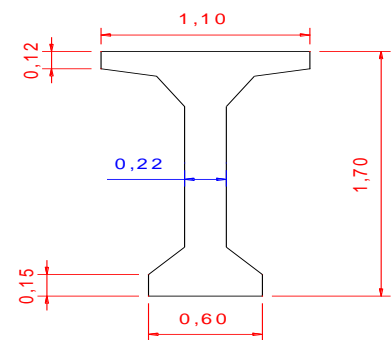


Figure II.1. Section à mi-travée

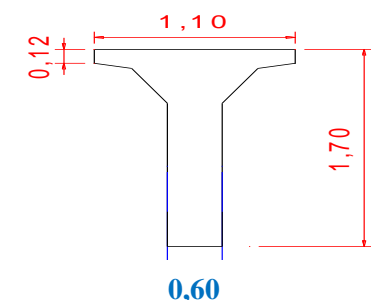


Figure II.2. Section en zone d'appui

Cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte.

- Epaisseur de talon : $e_t = 15\text{cm}$

Epaisseur de l'âme b_0 :

Pour des raisons de coffrage, on prend :

- Au niveau d'about de l'appui : $b_0 = 30\text{ cm}$
- A mi-travée : $b_0 = 22\text{ cm}$

Epaisseur de l'hourdis : $h_0 = 20\text{ cm}$

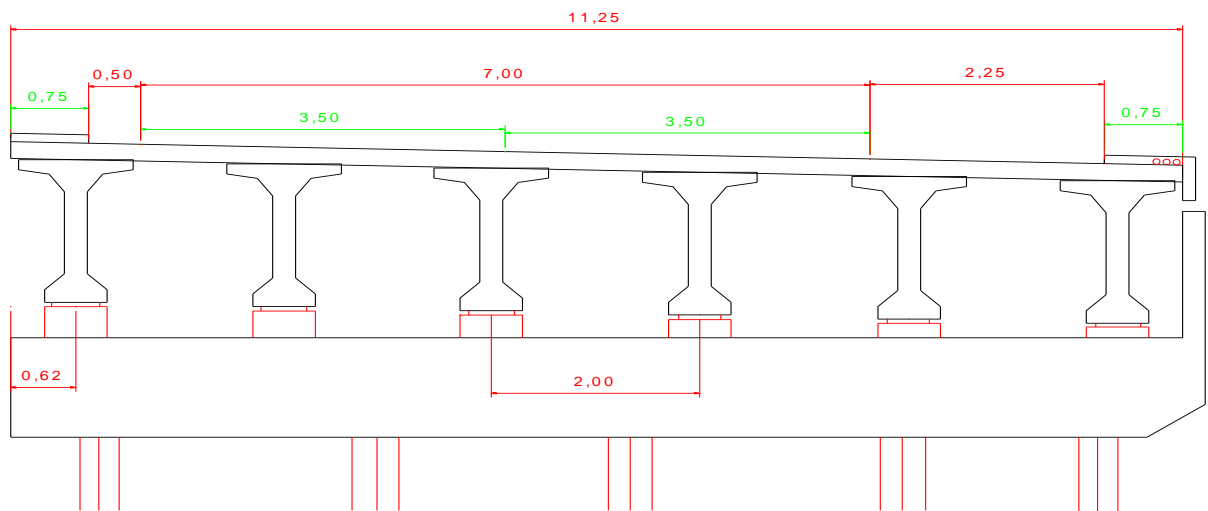


Figure II.3. Coupe transversale du pont en post tension (avec un dévers $i = 2.5\%$)

II.4.1.5. Avantages :

- Limitation des fissures ;
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage ;
- La maîtrise de la méthode d'exécution ;
- Le cout d'entretien relativement faible.

II.4.1.6. Inconvénients :

- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure ;
- Sensibilités au tassement différentiel ;
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer ;
- Le type de cet ouvrage est moins esthétique ;
- S'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbe ;

II.4.2. Variante N°2 : Pont caisson en béton précontrainte construit par encorbellement successifs

La construction par encorbellement successifs qui consiste à exécuté un ouvrage élément par élément, sans contact avec le sol, est une techniques très ancienne.

II.4.2.1. Technique du procédé :

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol, en opérant par tronçon successifs dénommés voussoirs, chacun des ces élément 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 mise 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.

II.4.1.2. Domaine d'emploi : (80 à 150) m

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caisson en béton précontraint construits par encoffrement successifs est celui des portées comprises entre **80 et 150 m**, 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 matières augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

La voie portée peut avoir n'importe quelle géométrie tant en plan qu'en long ;

Entre **60 et 100 m**, le tablier de l'ouvrage peut être de hauteur constante ou variables ;

La méthode peut être mise en œuvre quelles que soient les caractéristiques naturelles de la brèche (profondeur importante, sol de très mauvaise qualité, site maritimes...etc).

II.4.2.3. pré dimensionnement du tablier :

Cette variante comporte deux travées centrales identiques de **90 m** de longueur chacune et deux travées de rives de **55 m** de longueur chacune.

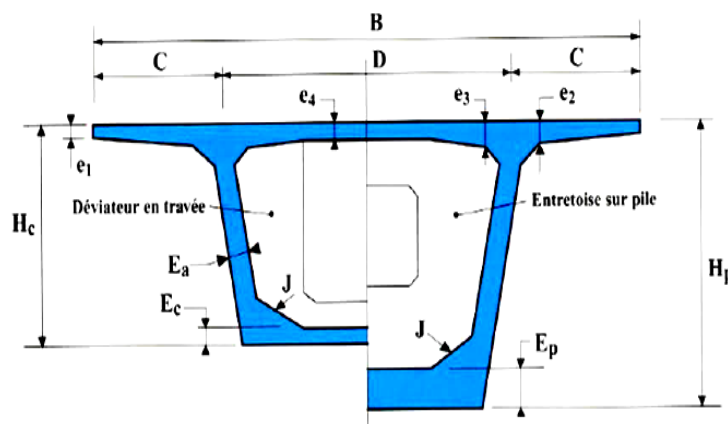
Le tablier est hyperstatique et à hauteur variable.

La détermination des caractéristiques géométriques du caisson de la travée principale se fera en suivant le guide SETRA 2003 : **L = 90 m , B = 11.25 m**

- Si : $L < 65/70 \longrightarrow 1/25 < h < 1/20$ (de préférence **h = constante**) ;
- Si : $L > 65/70 \longrightarrow 1/18 < h_p < 1/16$ (de préférence **h = variable**) ;
 $1/35 < h_c < 1/30$

$$\left. \begin{array}{l} 5.00 < h_p < 5.62 \\ 2.57 < h_c < 3 \end{array} \right\} \begin{array}{l} h_p = 5 \text{ m} \\ h_{clé} = 2.6 \text{ m} \end{array}$$

Avec : **h_{min} = 2.2 m**



- **Epaisseur des âmes :**

$$E_a = \frac{1}{275} + 1.25 \frac{B}{L} - 0.125$$

- **E_a = 0.36 m**

On peut ajouter que la résistance à l'effort tranchant impose de conserver une épaisseur utile d'âme :

- **E_{a min} = 0.26 + L/500 = 0.44 m** (pour des portées variant de **70 à 170 m** et des largeurs inférieures à **15 m**, cette formule donne de meilleurs résultats).
- Alors on prend **E_a = 0.55 m (pour des raisons de construction)** ;

- **Epaisseurs du hourdis supérieur :**

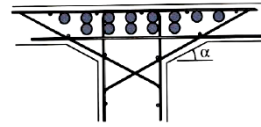
L'hourdis supérieur résiste essentiellement à la flexion transversale, cette épaisseur e1 est déterminée de façon à effectuer le bétonnage correctement et dépend aussi des équipements tels les barrières de sécurité, glissières, gardes corps...etc.

- On prend : **e₁ = 0.25 m** ;
- L'épaisseur **e₃ = 0.10 + D/25 = 0.33**, on prend **e₃ = 0.35 m** ;
- On prend : **e₃ = e₄ = e₂ = 0.35 m**

- **Epaisseur du hourdis inférieur :**
 - Sur pile : $35 \text{ cm} \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$;
On fixe : $E_p = 0.60\text{m}$
 - Sur culée : $E_c \geq \frac{E_a}{3} = 0.15 \text{ m}$;
On prend : $E_c = 0.30 \text{ m}$

- **Gousset supérieur :**

L'angle α est en général compris entre 30° et 45° ;



- **Gousset inférieur :0**

Pour le gousset inférieur l'angle α varie de 40° à 45° .

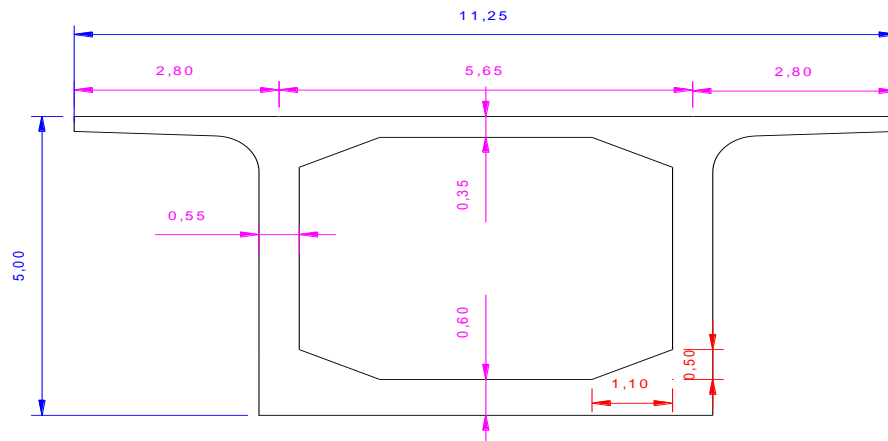
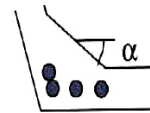


Figure II.4. Voussoir sur pile

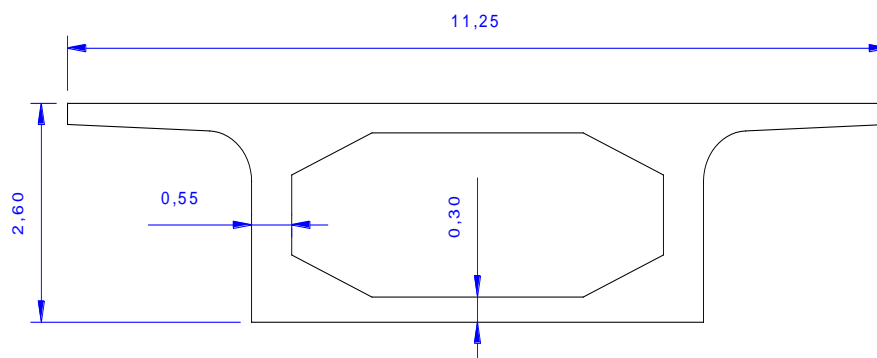


Figure II.5. Voussoir de clavage

II.4.2.4. Avantages :

- Il est adapté aux ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes ;
- L'effort de précontrainte agissant en sens inverse des charges extérieures limite les déformations ;
- Ouvrages élancés ayant une qualité esthétique indéniable (surtout pour une variation longitudinale parabolique) ;
- Nécessité de dégager sur la voie franchie un gabarit de circulation ou de la navigation pendant la construction (suppression des cintres et échafaudages) ;
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages limités (limités à la longueur d'un voussoir) ;
- Augmentation du rendement de la main-d'œuvre, du à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif ;

- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ ;
- Diminution du nombre de pile ce qui implique l'économie sur les fondations.

II.4.2.5. Inconvénients :

- Ouvrages hyperstatiques sensibles aux tassements différentiels ;
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à des délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution des sollicitations dans les structures rendues continues ;
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles ;
- Les ponts construits par encorbellements successifs présentent des difficultés de calcul inhabituel, le volume des calculs nécessaires est bien plus considérable que celui des autres types d'ouvrages.

II.4.3. Variante N°3 : Ponts mixtes acier-béton

II.4.3.1. Domaine d'emploi :

La gamme usuelle des portées pour les ponts mixtes varie de **30 à 110 m** pour les travées continues et de **25 à 90 m** environ pour les travées indépendantes.

II.4.3.2. Pré dimensionnement :

Cette variante comporte **5 travées** identiques de **58 m** de longueur chacune. Le tablier est isostatique, avec un biais égal à 38 gr.

La détermination des caractéristiques géométriques de la poutre principale se fera en suivant le guide SETRA 2010.

- **Poutres:**

- La hauteur : $H_p = \text{Max} \left(\frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0.45} ; 0.4 + \frac{X}{35} \right)$

$H_p = \text{Max} (2 ; 1.66)$, soit :

$$H_p = 2 \text{ m.}$$

- **Entraxe des poutres :**

$$L = 0.55 L_T = 6.18 \text{ m avec : } L_T = 11.25 \text{ m.}$$

Donc : **L = 6 m.**

- Epaisseur de la dalle:

- ✓ Au droit des poutres principales :

$$0.13 + \frac{LT-L}{26} = 0.33 \text{ m}$$

Au centre du tablier :

$$0.12 + \frac{L}{50} = 0.24 \text{ m}$$

- **Semelles :** Selon NF EN 10025, les semelles des poutres principales sont de tôles en acier **S355N**.

- ✓ Semelles inférieures :

- Largeur :

$$B_{\text{inf}} = \left(0.25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0.92 + \frac{LT}{150} \right)$$

$B_{\text{inf}} = 0.99 \text{ m}$; on prend : **$B_{\text{inf}} = 1 \text{ m}$.**

- ✓ Epaisseur :

$$t_{\text{inf}} = 70 \text{ mm.}$$

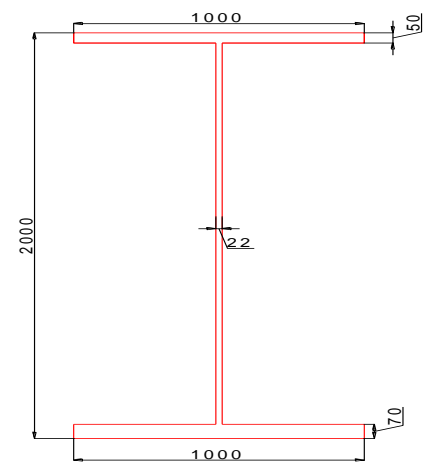


Figure II.6. Section à mi-travée

- ✓ Semelles supérieure :
 - Largeur : Tabliers à deux voies, on prend : $B_{sup} = 1m$.
- ✓ Epaisseur :
 - $t_{sup} = 50mm$.
- Ames :
 - $t_w = 20mm$.
- Entretoises : nous prenons des IPE 625 chaque 7 m.

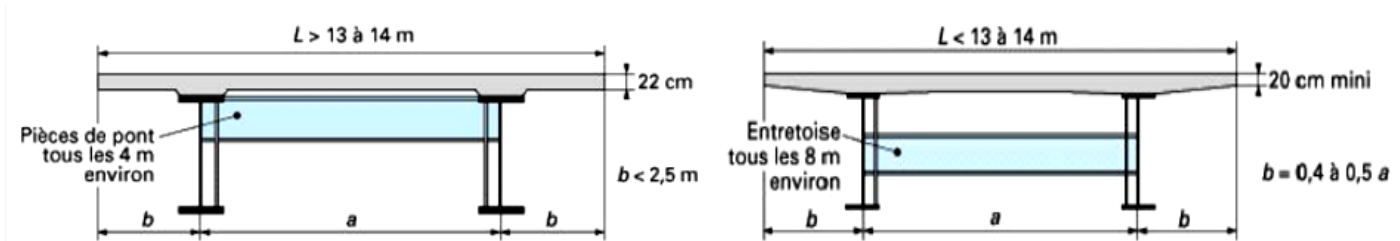


Figure II.7. Positionnement des entretoises et pièces de pont

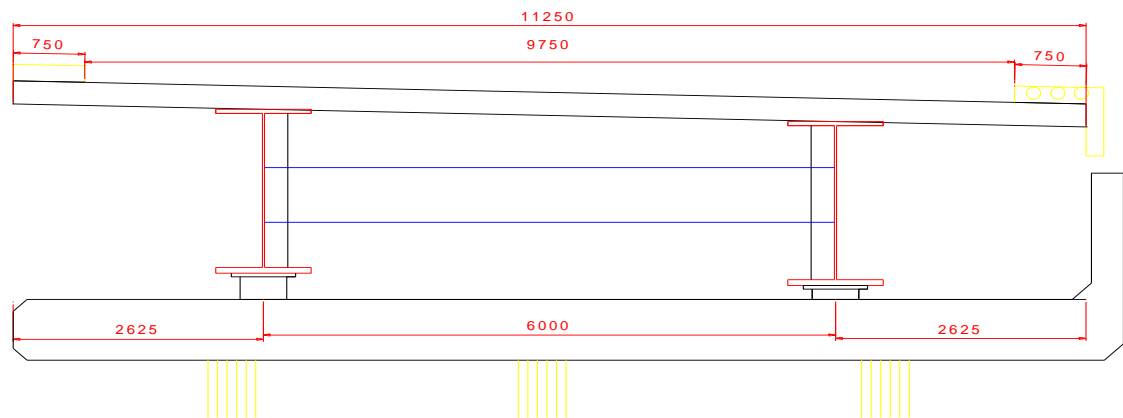


Figure II.8. Coupe transversale du pont mixte (avec un dévers $i = 2.5\%$)

II.4.3.3. Avantages :

- Milieu rural ou urbain ;
- Portée principale de 30 à 130m ;
- Ouvrage standard très économique, leur construction est facile, rapide et fiable ;
- Maîtrise par l'entreprise. (Rapidité de l'exécution) ;
- Favorable dans les régions sèches ou le gradient thermique est élevé.

II.4.3.4. Inconvénients :

- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs) ;
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques ;
- Nécessité d'entretien régulièrement.

II.4.4. Implantation des appuis :

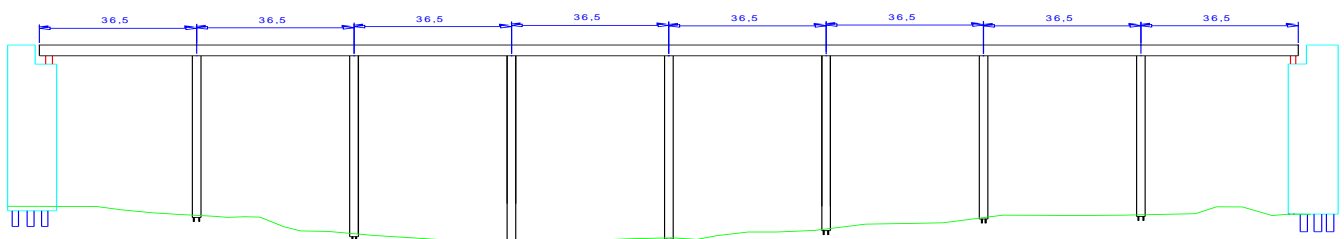


Figure II.9. Coupe longitudinale du pont (post tension)

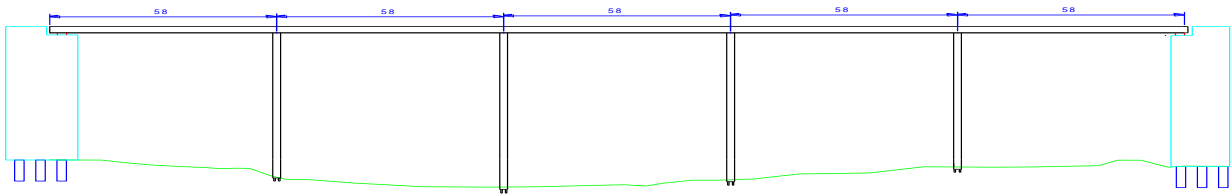


Figure II.10. Coupe longitudinale du pont (mixte)

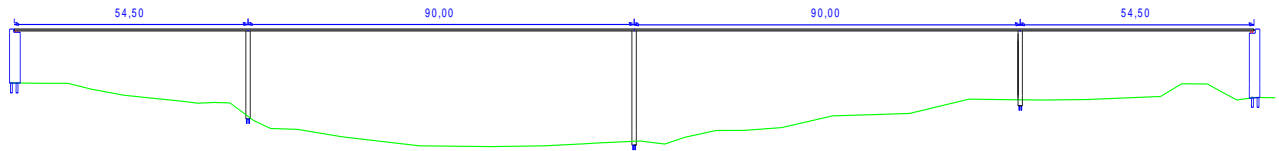


Figure II.11. Coupe longitudinale du pont (encorbellement)

II.4.5. Devis estimatif et quantitatif :

Types de ponts	prix unitaire (DA)/m ²	Nombre de travées	Longueur d'une travée (m)	prix totale (DA)
post tension	250000	8	36,5	73000000
mixte	300000	5	58,0	87000000
encorbellement	300000	2 travées principales	90,0	86700000
		2 travées de rives	54,5	

II.4.6. Analyse multicritères :

L'analyse multicritères consiste en premier lieu à choisir une série de critères permettant de rendre compte des avantages et inconvénients de chaque variante.

Les critères de notre analyse sera basée sur :

- ✚ L'économie ;
- ✚ L'entretien ;
- ✚ L'exécution ;
- ✚ L'esthétique.

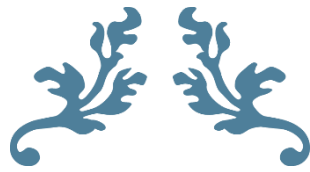
Post-tension	
L'exécution	<ul style="list-style-type: none"> • En générale, ce type de ponts ne demande pas des grands moyens ; • La préfabrication des poutres pose un problème majeur de transport surtout pour les grandes portées ; • Parfois l'indisponibilité des moules pour les portées considérées dans les études.
L'entretien	<ul style="list-style-type: none"> • L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf dans le cas de chocs des camions aux poutres qui nécessitent parfois de la mise en place de la précontrainte extérieure ou le remplacement direct des poutres endommagées.

L'esthétique	<ul style="list-style-type: none"> • Pour le coté esthétique, ces ponts ne sont pas bons.
L'économie	<ul style="list-style-type: none"> • Ne coute pas chère.
Mixte	
L'exécution	<ul style="list-style-type: none"> • Rapidité d'exécution de ce type ; • Possibilité de franchir des grandes portées (30 - 100 m) ; • Précision d'usinage des poutres.
L'entretien	<ul style="list-style-type: none"> • Les ponts mixtes nécessitent une entretient périodique ; • La zone de Skikda est une zone humide, et ça pose un problème pour ce genre des ponts ; • Ne sont pas bons du point de vue durabilité.
L'esthétique	<ul style="list-style-type: none"> • N'est pas bon du point de vue esthétique.
L'économie	<ul style="list-style-type: none"> • Coute chère.
Encorbellement successif	
L'exécution	<ul style="list-style-type: none"> • La construction de ce pont se passe par plusieurs étapes et de manière très compliqué, • Elle demande une main d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique ; • La mise en tension des câbles de précontraintes qui demande des techniques bien soignée.
L'entretien	<ul style="list-style-type: none"> • Ce mode des ponts ne demande aucun entretien périodique ; • Bonne durabilité.
L'esthétique	<ul style="list-style-type: none"> • Du point de vue esthétique, le pont caisson s'adapte mieux à l'environnement.
L'économie	<ul style="list-style-type: none"> • Coute chère.

II.5.CONCLUSION.

D'après l'analyse multicritère, la variante retenue est celle construite en encorbellements successifs pour :

- son intérêt esthétique, et statique.
- Du point de vue durabilité, ce type d'ouvrage est durable.
- coût (minimisation du nombre d'appuis la non nécessité d'entretien périodique).



CHAPITRE III

MATERIAUX



CHAPITRE III.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.1. INTRODUCTION.

Le calcul d'un pont, comme de toutes autres constructions a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère le niveau initial de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et de niveau de contrôle prévu lors de son exécution.

Les matériaux essentiels pour la réalisation d'un pont en béton précontraint construit par encorbellement successifs sont : le béton, les armatures de précontrainte et les armatures passives.

Dans ce chapitre on donne une définition et qualité sommaire, ainsi que les caractéristiques de chaque matériau. Selon les règlements suivants :

- **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.2. BETON :

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), ciment et eau. Sable et graviers constituent le squelette granulaire (phase dispersée). L'hydratation du ciment par l'eau conduit à la matrice liante. Le dosage Eau/Ciment doit être bien précis.

Dans les cas courants, pour l'établissement des projets, le béton est défini par une valeur de sa résistance minimale à la compression à 28 jours " f_{c28} ". Elle est choisie à priori compte tenu du dosage et de la qualité du ciment et des règles de contrôle qui permettront de vérifier ultérieurement qu'elle a été atteinte.

✓ Caractéristiques du béton :

- **Résistance à la compression :**
 - **Pour la superstructure (tablier) :**
 $f_{c28} = 40$ MPA.
 - **Pour l'infrastructure :**
 - **Piles:** $f_{c28} = 35$ MPA ;
 - **Culées:** $f_{c28} = 30$ MPA ;
 - **Fondations:** $f_{c28} = 30$ MPA ;

Pour un béton âgé de moins de 28 jours, nous pouvons utiliser la formule suivante :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} & \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} & \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPA} \end{cases}$$

- **Résistance à la traction :**

Elle se déduit conventionnellement de la résistance caractéristique à la compression:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

- **Poids volumique :**

$$P = 2.5 \text{ t/m}^3$$

✓ **Calcul des contraintes :**

- **A P'ELU :**

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

- $\gamma_b = 1.5$ en situations durables.
- $\gamma_b = 1.15$ en situations accidentelles.

Le coefficient θ dépend de la durée d'application de la combinaison de charge :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si } t > 24\text{h} ; \\ 0.9 & \text{Si } 1\text{h} < t < 24\text{h} ; \\ 0.85 & \text{Si } t < 1\text{h}. \end{cases}$$

Tableau III.1. Contraintes du béton en situation durable / accidentée

	$\gamma_b = 1.5$	$\gamma_b = 1.15$
Tablier (MPa)	22.67	29.56
Piles (MPa)	19.83	25.87
Culées et fondations (MPa)	17.00	22.17

- **A P'ELS :**

La contrainte de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{En service ;} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction.} \end{cases}$$

Tableau III.2. Contraintes du béton en service / construction

	En service	En construction
Tablier (MPa)	20.0	24.0
Piles (MPa)	17.5	21.0
Culées et fondations (MPa)	15.0	18.0

✓ **Module d'élasticité longitudinale E :**

- module instantané (MPa) : $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$;
- module différé (MPa) : $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$.

✓ **Module d'élasticité transversale:**

Selon la loi de HOOK :

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

✓ **Coefficient de poisson :**

- $\nu = 0,2$ zone non fissurée ;
- $\nu = 0$ zone fissurée.

III.3. ACIERS :

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

- **Les aciers actifs** (maintiennent la précontrainte sur le béton) ;
- **Les aciers passifs** (nécessaires pour reprendre l'effort tranchant afin de limiter les fissurations).

III.3.1. Armatures passives:

Les armatures passives sont tendues sous les sollicitations extérieures et la limite élastique de ces aciers est de **400 à 500 MPa**. Nous utilisons des barres **HA** de nuance **FeE500** (type 1) ;

✚ **La limite élastique :**

✓ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

La contrainte admissible à la traction est donnée par la formule suivante : $\sigma_s = \frac{F_s}{\gamma_s}$

et γ_s : coefficient de pondération est égal à:

- $\gamma_s = 1.5$ en situation durable ; $\sigma_s = 333.33 \text{ MPa}$;
- $\gamma_s = 1.15$ en situation accidentelle ; $\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$.

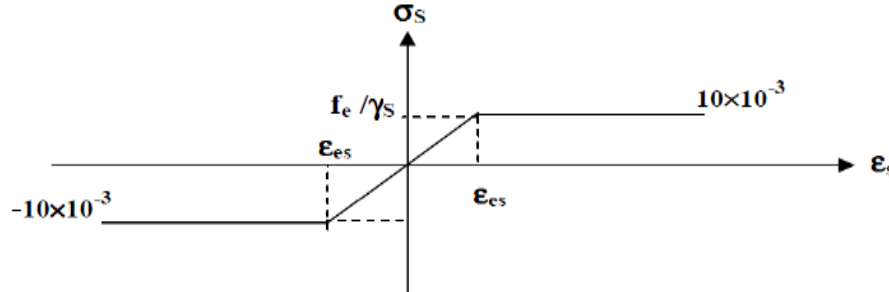


Figure III.1. Diagramme des contraintes/déformations de l'acier

La déformation élastique d'un acier passif est donnée par : $\epsilon_s = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s}$

✓ **Etat limite de service (E.L.S) :**

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 :

- En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$
- En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$
- En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec :

- $\eta = 1$ Pour treilles soudées et les ronds lisses ;
- $\eta = 1.6$ Pour les aciers à haute adhérence.

✚ **Module d'élasticité longitudinale des aciers :**

- $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

III.3.2. Armatures actives :

Les armatures actives sont des câbles à très haute résistance, leur fabrication nécessite différents traitements thermomécaniques, ainsi qu'une augmentation du taux de carbone par rapport aux aciers classiques.

L'acier de précontrainte est fabriqué sous forme de fils, torons ou barres. Les fils les plus utilisés sont des fils lisses à section circulaire ayant un diamètre de **7 ou 8 mm**.

Les torons les plus courants sont constitués de **sept fils** circulaires à **petits diamètres 2 à 5 mm**.

Un câble est un **groupement de fils parallèles** ou de **torons parallèles torsadés**. En général, un câble est identifié par la lettre "**T**", pour les câbles constitués de torons.

Les armatures de précontraintes sont plus sensibles à la fatigue que les armatures de béton armé car :

- Elles travaillent à des taux de contraintes élevées, de l'ordre de **60% de leur résistance** et de **70% de leur limite élastique**, aussi bien sous moment max que min, c'est-à-dire de façon permanente.
- Elles sont **soumises à des surtensions sous charges variables** qui sont d'autant plus répétées lorsque l'ouvrage est un pont routier ou un pont rail situé sur une voie à grand trafic.

- La **contrainte de calcul** est donnée par le règlement relatif au béton précontraint le **BPEL**.

Nous avons adopté des câbles à **18 torons super** pour le câblage du tablier.

- Torons de type super : section nominale d'un toron est égale à **150mm²**.
- Section nominale d'un **câble à 18 torons** : **2700mm²**.

L'acier des torons a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- **f_{prg} = 1860 MPA.**
- **f_{peg} = 1600 MPA.**
- **E = 190.000 MPA.**

Pour ce qui concerne la relaxation, nous considérons un acier TBR (très basse relaxation).

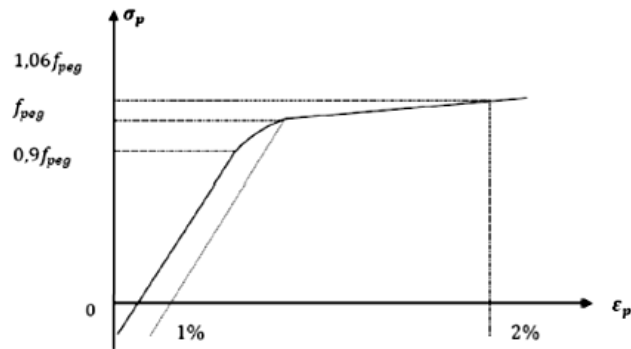
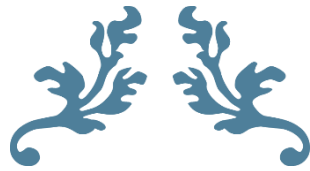


Figure III.2. Diagramme contraintes-déformations pour les armatures actives.

III.4. CONCLUSION.

La détermination des caractéristiques des matériaux utilisés (résistance à la compression, résistance à la traction...etc), va nous servir à déterminer le câblage (les câbles de fléau, les câbles de continuité) nécessaire pour notre système ainsi que les armatures passives tout en restant en sécurité, et ça sera dans les chapitres suivants.



CHAPITRE IV

CHARGES ET

SURCHARGES



CHAPITRE IV.

CHARGES ET SURCHARGES

IV.1. INTRODUCTION.

Pour assurer la fonction d'un pont, il doit d'être capable de résister avec les marges appropriées non seulement aux efforts engendrés par son poids propre mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui seront appliquées.

Le présent chapitre décrit les principales actions applicables au pont. Selon le RCPR (Fascicule n°61 titre II).

IV.2. CARACTERISTIQUES DU PONT.

- **Largeur roulable** : elle est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenus ou bordures.
- **Largeur chargeable** : elle déduit de la largeur roulable (largeur roulable moins 0.5 m pour chaque dispositif de retenue).
- **Bande dérasée** : bande revêtue, situé le long d'une voie de circulation réelle (2 m de large au plus).

Tableau IV.1. Caractéristiques du pont

Largeur roulable (m)	9.75
Largeur chargeable (m)	7.00
Largeur d'une voie (2 x 2) (m)	3.50
Bande dérasée de gauche (m)	2.25
Bande dérasée de droite (m)	0.50
Trottoirs (m)	0.75

- **Classe du pont** :
 - ✓ **La première classe comprend** :
 - Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7m.
 - Tous les ponts supportant des bretelles d'accès à de telles chaussées.
 - Les ponts de largeur roulable inférieure à 7m, qui sont désignés par le C.P.S (Cahier des Prescriptions Spéciales).
 - ✓ **La deuxième classe comprend** :
 - Autres que ceux énumérés ci-dessus, les ponts supportant des chaussées à deux voies de largeur roulable comprise entre 5.50m et 7m (valeurs limites exclues).
 - ✓ **La troisième classe comprend** :
 - Autres que ceux énumérés ci-dessus, les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5.50m.

Dans notre cas on a une largeur supérieure à 7 m, ce que implique que notre pont est de **classe 1**.

IV.3. EVALUATION DES ACTIONS PERMANANTES.

✚ Poids propre G :

$$G = CP + CPP$$

✚ Les charges permanentes (CP) : $CP = \gamma_{BA} \times S \times l$

Leurs poids sont calculés comme suit :

$$P_{tot} = 3 * P_{vsp} + 6 * P(x) + P'(x) + 2 * P_{vclvg}$$

Tel que:

- $P_{vsp} = 6.9 * S_p * \gamma_b = 6.9 \times 13.1 \times 2.5 = 226 \text{ t.}$

- $P_{vclvg} = 2.5 * S_{vclvg} * \gamma_b = 2.5 * 8.93 * 2.5 = 55.81 \text{ t.}$
- $P(x) = \gamma_b \int_0^L S(x) dx$

Tel que :

$$s(x) = s_p - 2(s_p - s_c)(x/L) + (s_p - s_c)(x/L)^2$$

$$P(x) = 619.61 \text{ t.}$$

- $P'(x) = 21.5 * S_c * \gamma_b$
- $P'(x) = 480 \text{ t.}$

Ce qui donne :

$$P_{tot} = 4987.28 \text{ t}$$

✚ Les charges permanentes (CCP) (les éléments non porteurs):

C'est le poids des trottoirs, corniches, glissières de sécurité, garde-corps et du revêtement.

Tableau IV.2. Les charges permanentes (CCP)

	Surface (m ²)	Poids volumique γ_b (t/m ³)	Poids (t/ml)
Les trottoirs	0.56	2.5	1.41
La corniche	0.18	2.5	0.45
Les glissières de sécurité	/	/	0.20
Le garde-corps	/	/	0.10
Le revêtement	0.78	2.4	1.87
		Total	4.03

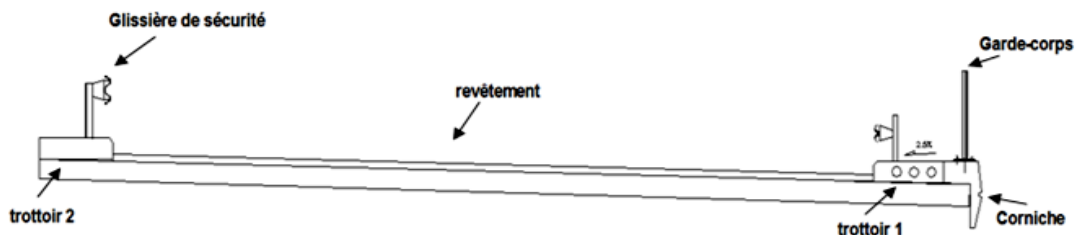


Figure IV.1. Les équipements d'un pont

$$G = CP + CCP = 4987.28 + 1164.67 = 6151.95 \text{ t}$$

IV.4. LES SURCHARGES ROUTIERES.

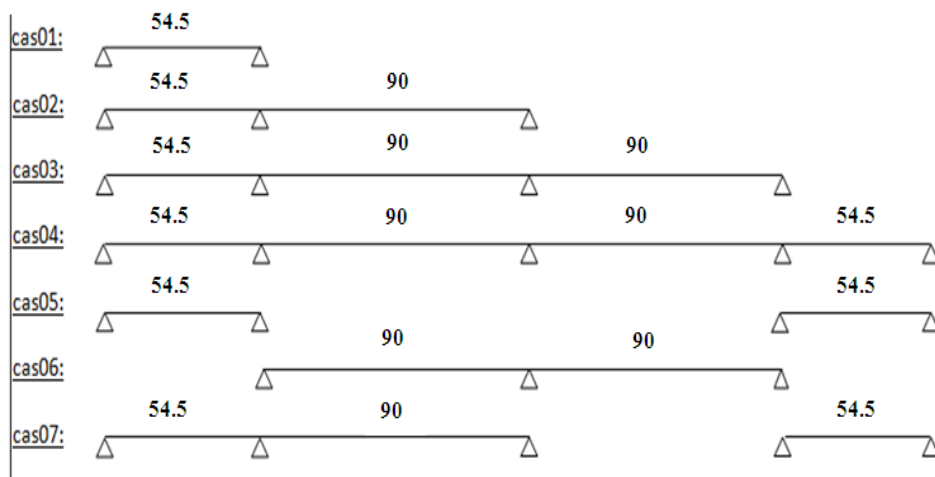


Figure IV.2. Les différents cas de charges

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes:

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

IV.4.1. Surcharge A(L) :

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

- $A (L) = 2.30 + 360 / (L + 12)$ $L \leq 200 \text{ m}$;
- $A (L) = 400 - 0,2 L$ $L > 200 \text{ m}$;

L : longueur chargeable (longueur de portée).

- $A (L) = a_1 \times a_2 \times A (L)$;

a₁ : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.

Tableau IV.3. Coefficient a₁

Nombre de voies	1	2	3	4	> 5	
Classe de pont	I	1	1	0.9	0.75	0.7
	II	1	0.9	-	-	-
	III	0.9	0.8	-	-	-

La charge A₁ est obtenue par :

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 \cdot A(L) \\ 4 - 0.002 \cdot L \end{array} \right.$$

La charge A₁ obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = \frac{v_0}{v}$

v étant la largeur d'une voie et v₀ ayant les valeurs données par le tableau suivant :

Tableau IV.4. Valeurs de V₀

Classe de pont	V ₀
Première classe	3.50 m
Deuxième classe	3.00 m
Troisième classe	2.75 m

- $A_2 = A_1 \times a_2$.

Tableau IV.5. Tableau de calcul des valeurs de A₂(L) pour les différents cas de charges

Cas	travées chargées	L (m)	A (L) (Kn/m ²)	a ₁	a ₁ *A(L) (Kn/m ²)	4-0,002*L (Kn/m ²)	a ₂	A ₂ (L) pour 1 voie chargée (Kn/m ²)	A ₂ (L) pour 2 voies chargées (Kn/m ²)
1	1	54,5	7,71	1	7,71	3,89	1	7,71	15,43
2	2	144,5	4,60	1	4,60	3,71	1	4,60	9,20
3	3	234,5	3,76	1	3,76	3,53	1	3,76	7,52
4	4	289	3,50	1	3,50	3,42	1	3,50	6,99
5	2	109	5,28	1	5,28	3,78	1	5,28	10,55
6	2	180	4,18	1	4,18	3,64	1	4,18	8,35
7	3	199	4,01	1	4,01	3,60	1	4,01	8,01
8	1	90	5,83	1	5,83	3,82	1	5,83	11,66

IV.4.2. Système de charges B_c :

Le système B représente tous catégorie de camion. Un camion B_c comporte trois essieux de 12t /12t/ 6t.

- Dans le sens transversal : le nombre de camions à charger transversalement dépend du nombre de voies de circulation de ce pont.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de camion par file est limité à deux. La distance entre les deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.

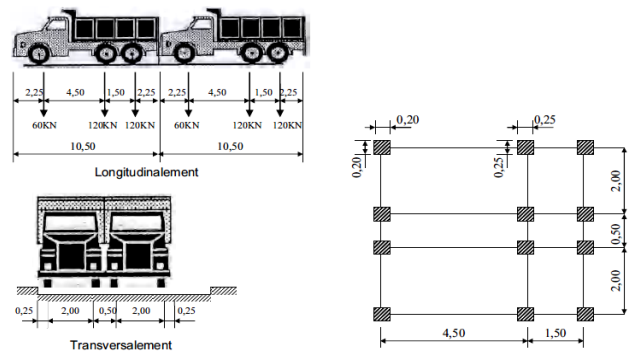


Figure IV.3. Le système B_c

- Les surcharges B_c sont multipliées par un coefficient b_c donné par le tableau suivant :

Tableau IV.6. Valeurs de b_c

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.80	-	-	-

✓ Calcul des coefficients dynamiques :

Les surcharges du système B_c sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Tel que :

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

La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c.

Tableau IV.7. Coefficients de majoration dynamique δ_{bc}

Cas	travées chargées	L (m)	G (t)	b _c pour 1 voie chargée	b _c pour 2 voies chargées	S pour 1 voie chargée (t)	S pour 2 voies chargées (t)	δ _{bc} (1voie)	δ _{bc} (2voies)
1	1	54,5	1192,24	1,2	1,1	72	132	1,043	1,050
2	2	144,5	3075,97	1,2	1,1	72	132	1,017	1,020
3	3	234,5	4959,70	1,2	1,1	72	132	1,011	1,012
4	4	289	6151,94	1,2	1,1	72	132	1,009	1,010
5	2	109	2384,48	1,2	1,1	72	132	1,022	1,026
6	2	180	3767,46	1,2	1,1	72	132	1,014	1,016
7	3	199	4268,13	1,2	1,1	72	132	1,012	1,014
8	1	90	1883,73	1,2	1,1	72	132	1,027	1,031

IV.4.3. Système de charges B_t :

Un tandem de système B_t comporte deux essieux, tous les deux à roues simples et répondent aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chaque essieu : **16t.**
- Distance entre les deux essieux : **1.35 m.**
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu: **2 m**

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t prises en compte sont multipliées par les coefficients b_t suivants :

Tableau IV.8. Valeurs de b_t

Classe de pont	b_t
Première classe	1.2
Deuxième classe	1

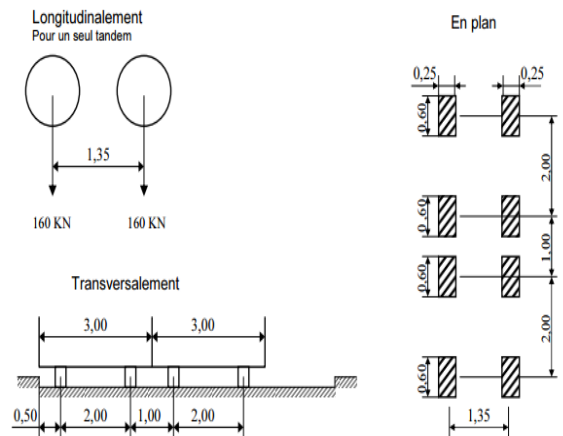


Figure IV.4. Le système B_t

Les surcharges du système B_t sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la même formule que celle du B_c .

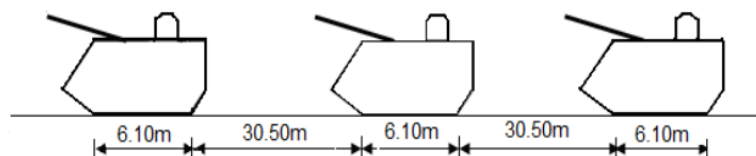
Tableau IV.9. Coefficients de majoration dynamique δ_{bt} .

Cas	travées chargées	L (m)	G (t)	b_t	S pour 1 voie chargée (t)	S pour 2 voies chargées (t)	δ_t (1voie)	δ_t (2voies)
1	1	54,5	1192,24	1,2	38,4	76,8	1,038	1,043
2	2	144,5	3075,97	1,2	38,4	76,8	1,015	1,017
3	3	234,5	4959,7	1,2	38,4	76,8	1,010	1,011
4	4	289	6151,94	1,2	38,4	76,8	1,008	1,009
5	2	109	2384,48	1,2	38,4	76,8	1,020	1,022
6	2	180	3767,46	1,2	38,4	76,8	1,012	1,014
7	3	199	4268,13	1,2	38,4	76,8	1,011	1,012
8	1	90	1883,73	1,2	38,4	76,8	1,024	1,027

IV.4.4. Surcharge militaire $M_c 120$:

Le système M représente les charges de caractère militaires. Le système M_c se compose de véhicules type à chenille.

Les véhicules M_c120 peuvent circuler en convois ; dans le sens transversal un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30.5m.



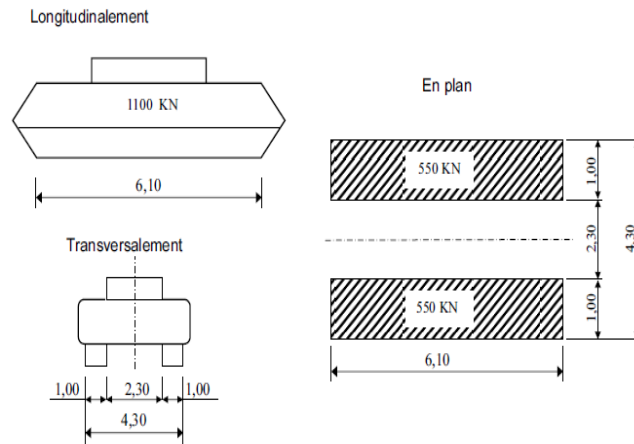


Figure IV.5. Le système M_c120

Tableau IV.10. Coefficients de majoration dynamique δ_{Mc120}

Cas	travées chargées	L (m)	G (t)	nombre de convoi	S (t)	δ_{Mc120}
1	1	54,5	1186,25	1	110	1,047
2	2	144,5	3060,08	4	440	1,034
3	3	234,5	4933,91	7	770	1,031
4	4	289	6120,16	9	990	1,030
5	2	109	2372,5	3	330	1,038
6	2	180	3747,66	5	550	1,032
7	3	199	4246,33	6	660	1,032
8	1	90	1873,83	2	220	1,038

IV.4.5. Surcharge exceptionnelle D240 :

Le convoi D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3.2 m de large et de 18.6 m de long.

Le convoi exceptionnel est supposé circuler seul sur tout le pont et au milieu de la voie chargeable.

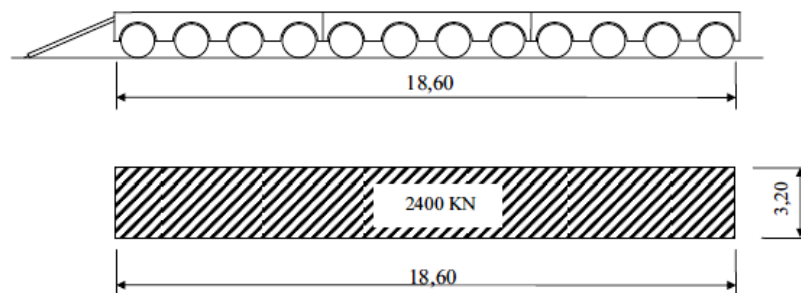


Figure IV.6. Le système D 240

Note : Le D 240 n'est pas majoré.

IV.4.6. Autres charges :

Surcharges sur les trottoirs :

On applique sur les trottoirs une charge uniforme de 0.15 t/m² réservés à la circulation des piétons de façon à produire l'effet maximale envisagé :

- Premier trottoir chargé : $P = 0.15 \cdot 0.75 = 0.0225 \text{ t/ml}$.
- Deuxième trottoir chargé : $P = 0.15 \cdot 0.75 = 0.0225 \text{ t/ml}$.

Les deux trottoirs chargés :

$$P_{\text{tot}} = 0.045 \text{ t/ml}$$

✚ Effort de freinage

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

✓ Effort de freinage correspondant à la charge A (L):

$$F_A = \frac{S}{20 + 0.0035 \cdot S} * A(l)$$

A(l) : chargement A(l)_{2 voies} = 11.66 Kn/m².

S : surface chargée en m² (S= 7*90= 630 m²).

$$F_A = 330.82 \text{ KN}$$

✓ Effort de freinage correspond au système de charge B_c :

Les forces de freinages produites par le système de charge B_c seront appliquées au niveau de la chaussée. Un camion est supposé freiner, l'effort de freinage développé par ce camion sur le pont est égal à son poids **30t** multipliée par le coefficient b_c mais sans majoration.

$$\text{Donc : } F = 30 \times 1.2 = 36 \text{ t} = 360 \text{ KN}$$

✚ Le séisme :

Notre ouvrage est considéré comme un ouvrage important (Groupe 2), (zone IIa), donc le coefficient d'accélération au site à considérer pour les calculs est de **0,20g**.

IV.5. COMBINAISONS DE CHARGES.

IV.11. Combinaisons de charges (ELS/ELU)

ELS	ELU
<ul style="list-style-type: none"> ▪ G + 1.2 (A(L) + S_t) ▪ G + 1.2 (B_c + S_t) ▪ G + M_{c120} ▪ G + D240 ▪ G + 1.2 (A(L) + S_t) + 0.5 ΔT ▪ G + 1.2 (B_c + S_t) + 0.5 ΔT ▪ G + M_{c120} + 0.5 ΔT ▪ G + D240 + 0.5 ΔT 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ 1.35G + 1.6 (A(L) + S_t) ▪ 1.35G + 1.6 (B_c + S_t) ▪ 1.35G + 1.35 M_{c120} ▪ 1.35G + 1.35 D240.

Avec :

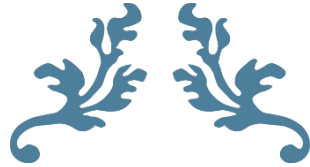
- G : charge permanente.
- ΔT : gradient thermique.

IV.5. CONCLUSION.

L'évaluation des charges et surcharges va nous permettre de déterminer la combinaison qui donne le moment maximal pour qu'on puisse déterminer le ferrailage passif des voussoirs sous l'effet de ce dernier.



CHAPITRE V
CRACTERISTIQUES
GEOMETRIQUES DU
TABLIER



CHAPITRE V
CARACTERISTIQUES
GEOMETRIQUES ET
MECANIQUES DU
TABLIER



CHAPITRE V.

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

V.1. INTRODUCTION.

Nous allons voir dans ce chapitre, comment sont en général fixées les longueurs des différents types de voussoirs. Ainsi que les différentes caractéristiques géométriques pour chaque voussoir constituant le tablier.

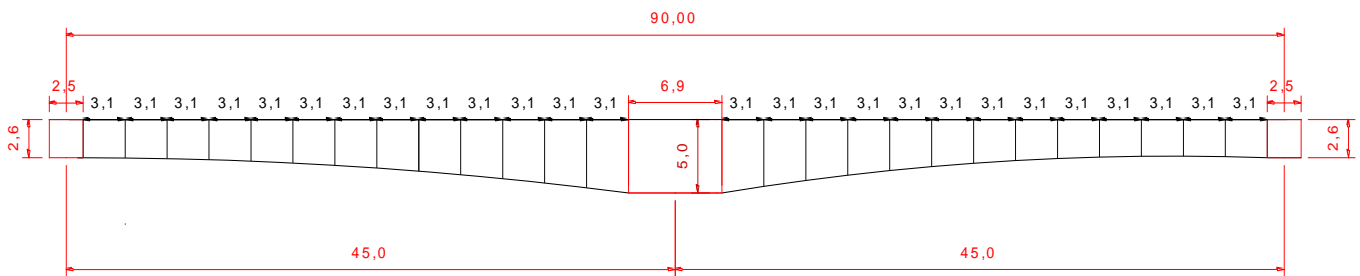
V.2. DECOUPAGE.

Voussoir sur pile : pour les ouvrages coulés sur place, il mesure généralement au moins 8 m, de façon à supporter les deux équipages mobiles en position d'exécuter la première paire de voussoirs, il faut lui donner une longueur égale à deux fois celle des voussoirs courants augmentées de 50 cm à 1 m.

Voussoir courant : la longueur des voussoirs courants est constante, elle varie de 2.5 m à 4 m, on a deux critères de choix pour les voussoirs coulés sur place : le temps et la réduction du nombre de voussoirs.

Voussoir de clavage : pour le même cas (voussoirs coulés sur place), le voussoir de clavage a une longueur légèrement inférieure à celle des voussoirs courants, car l'un des équipages mobiles est généralement utilisé pour leur exécution.

Pour notre ouvrage, on a opté pour ce découpage :



Figures V.1. Découpage

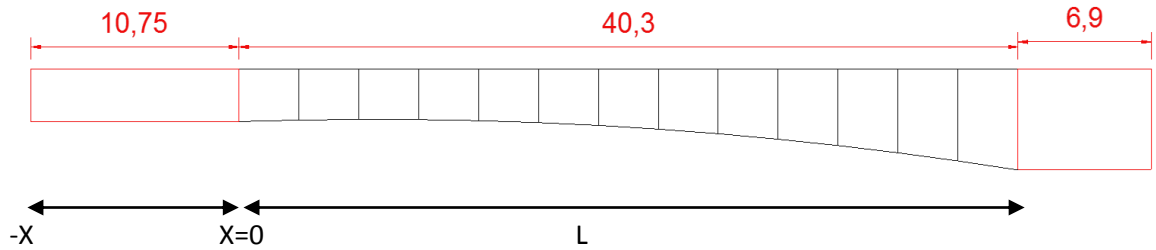
V.2. LOIS DE VARIATION DES DIFFERENTS PARAMETRES.

Tableau V.1. Lois de variation des différents paramètres du tablier

Variation	X (m)	Travée de rive	Travée intermédiaire
la hauteur (m)	$-x_0 \leq x \leq 0$ $0 \leq x \leq L$	$h(x) = h_c$ $h(x) = h_c + (h_p - h_c)(x/L)^2$	$h(x) = h_p - 2(h_p - h_c)(x/L) + (h_p - h_c)(x/L)^2$
l'épaisseur (m)	$-x_0 \leq x \leq 0$ $0 \leq x \leq L$	$e(x) = e_c$ $e(x) = e_c + (e_p - e_c)(x/L)^2$	$e(x) = e_p - 2(e_p - e_c)(x/L) + (e_p - e_c)(x/L)^2$
la surface (m ²)	$-x_0 \leq x \leq 0$ $0 \leq x \leq L$	$s(x) = s_c$ $s(x) = s_c + (s_p - s_c)(x/L)^2$	$s(x) = s_p - 2(s_p - s_c)(x/L) + (s_p - s_c)(x/L)^2$
centre de gravité (m)	$-x_0 \leq x \leq 0$ $0 \leq x \leq L$	$Y_G(x) = Y_{GC}$ $Y_G(x) = Y_{GC} + (Y_{GP} - Y_{GC})(x/L)^2$	$Y_G(x) = Y_{GP} - 2(Y_{GP} - Y_{GC})(x/L) + (Y_{GP} - Y_{GC})(x/L)^2$
l'inertie (m ⁴)	$-x_0 \leq x \leq 0$ $0 \leq x \leq L$	$I(x) = I_c$ $I(x) = I_c [1 + k \left(\frac{x - \alpha L}{L - \alpha L}\right)^2]^{5/2}$ avec: $k = \left(\frac{I_p}{I_c}\right)^{0.4} - 1$	$I(x) = I_c [1 + k \left(1 - \frac{2x}{L}\right)^2]^{5/2}$, avec: $k = \left(\frac{I_p}{I_c}\right)^{0.4} - 1$

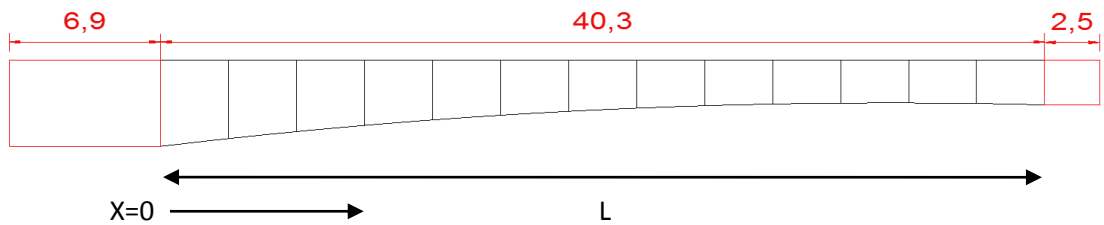
- h_c : hauteur de la poutre à la clé.
- h_p : hauteur de la poutre sur pile.
- e_c : épaisseur du hourdi inférieur à la clé.
- e_p : épaisseur du hourdi inférieur sur pile.
- s_c : section du voussoir à la clé.
- s_p : section du voussoir sur pile.

✓ Travée de rive :



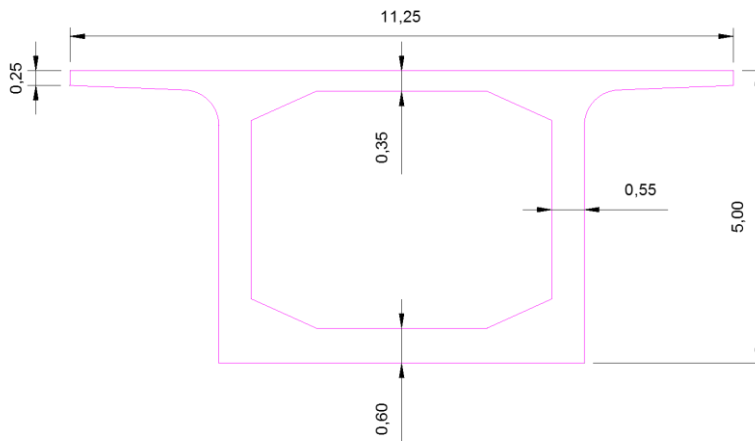
Figures V.2. Découpage de la travée de rive

✓ Travée intermédiaire :

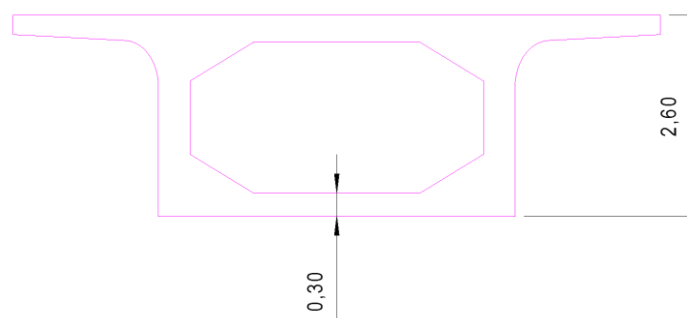


Figures V.3. Découpage de la travée intermédiaire

V.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES.



Figures V.4. Voussoir sur pile



Figures V.5. Voussoir de clavage

Tableau V.2. Caractéristiques des voussoirs sur piles et des voussoirs de clavages

	x	h(x)	e(x)	s(x)	V sup	V' inf	I _x	I _y	Ep	ρ	C	C'
Vclavage	2,50	2,60	0,30	8,93	1,07	1,53	8,28	65,58	0,60	0,566	0,606	0,867
VSP	6,90	5,00	0,60	13,10	2,39	2,61	48,66	90,03	0,60	0,595	1,423	1,554

Tableau V.3. Caractéristiques des voussoirs courants

Vcourant	x	h(x)	e(x)	s(x)	V sup	V' inf	I _x	I _y	Ea	ρ	C	C'
01	3,10	2,61	0,30	8,95	1,07	1,54	8,36	65,67	0,60	0,567	0,606	0,873
02	6,20	2,66	0,31	9,03	1,1	1,56	8,84	66,22	0,60	0,571	0,628	0,890
03	9,30	2,73	0,32	9,15	1,14	1,59	9,5	66,94	0,60	0,573	0,653	0,911
04	12,40	2,83	0,33	9,32	1,19	1,64	10,47	67,94	0,60	0,575	0,685	0,944
05	15,50	2,96	0,34	9,55	1,25	1,71	11,79	69,19	0,60	0,578	0,722	0,988
06	18,60	3,11	0,36	9,82	1,33	1,78	13,51	70,73	0,60	0,581	0,773	1,035
07	21,70	3,30	0,39	10,14	1,43	1,87	15,95	72,74	0,60	0,588	0,841	1,100
08	24,80	3,51	0,41	10,51	1,54	1,97	18,78	74,81	0,60	0,589	0,907	1,160
09	27,90	3,75	0,44	10,93	1,68	2,07	22,46	77,25	0,60	0,591	0,993	1,223
10	31,00	4,02	0,48	11,40	1,83	2,19	27,18	80,07	0,60	0,595	1,089	1,303
11	34,10	4,32	0,51	11,92	2,00	2,32	32,85	83,05	0,60	0,594	1,188	1,378
12	37,20	4,64	0,56	12,48	2,19	2,45	39,95	86,42	0,60	0,596	1,306	1,461
13	40,30	5,00	0,60	13,10	2,39	2,61	48,66	90,03	0,60	0,595	1,423	1,554

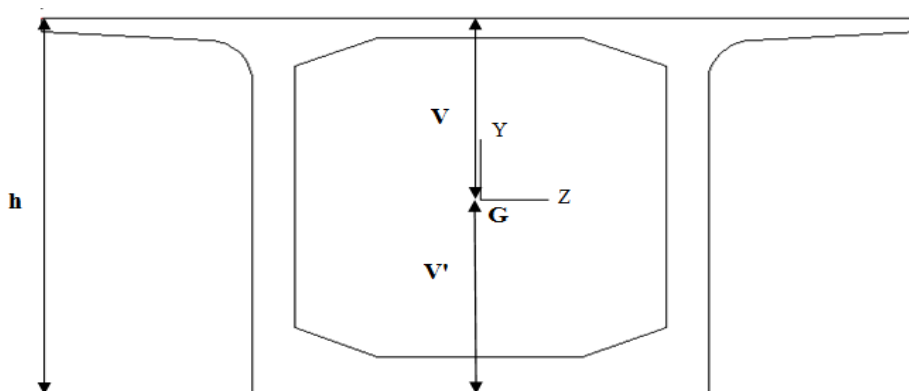
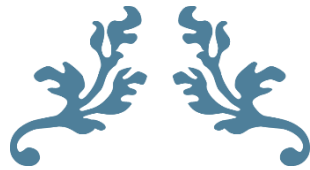


Figure V.6. Schéma explicatif

- **G** : le centre de gravité de la section ;
- **V** : la distance de G à la fibre supérieur ;
- **V'** : la distance de G à la fibre inférieure ;
- **H = V + V'** : la hauteur totale de la section ;
- **S**: l'aire de la section ;
- **I_x** : son moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par G) ;
- **I_y** : son moment d'inertie (par rapport à un axe vertical passant par G) ;
- **ρ** : Le rendement géométrique de la section:
 - $$\rho = \frac{I_y}{S.V.V'}$$
- **C** : ordonnée (par rapport à G) du point le plus haut du noyau central ;
- **C'** : ordonnée (par rapport à G) du point le plus bas du noyau central ;
- **Ea** : épaisseur de l'âme.

V.4. CONCLUSION.

Les caractéristiques géométriques des voussoirs ainsi que le découpage des voussoirs servent à entamer l'étude de la précontrainte.



CHAPITRE VI

ETUDE DU FLEEAU



CHAPITRE VI.

ETUDE DU FLEEAU

VI.1. INTRODUCTION

Pendant la construction des ponts par encorbellement successif, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leurs piles avant le clavage (avec le fléau voisin ou avec la partie coulé sur cintre, en travée de rive près des culées).

La justification de cette stabilité doit être effectuée vis-à-vis :

- **L'état limite ultime d'équilibre statique** : ou l'on vise à assurer la stabilité des fléaux sur leur pile ;
- **L'état limite ultime de résistance** : pour les différents organes mis en place spécifiquement pour assurer la stabilité ainsi que pour les éléments sollicités au cours de construction, en particulier les piles et têtes de pile et leurs fondations.

Dans ce chapitre, on va étudier cette stabilité pour ses deux états limites, en passant par les combinaisons en situation temporaires de construction ainsi que en situation accidentelle.

VI.2. PRINCIPE DE STABILITE DES FLEAUX.

Pendant la construction, il faut éviter le problème de basculement de fléau sur le chevron de la pile, on a deux situations créant des déséquilibres sont à envisager :

- **Situation temporaire** :
 - Sous l'effet du poids propre (exp : voussoir posé sans son symétrie) ;
 - Charges de chantier non symétriques ;
 - Un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi-fléaux.
- **Situation accidentelle** :
 - Chute d'un équipement mobile ;
 - Chute d'un voussoir préfabriqué.

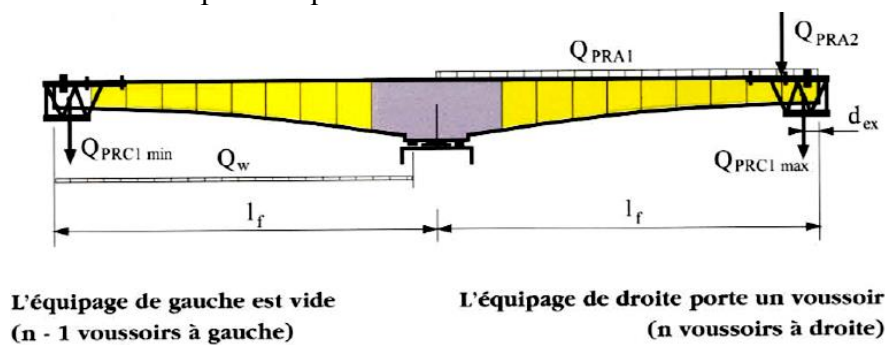


Figure VI.1. Situation temporaire à considérer pour les ouvrages coulés sur place

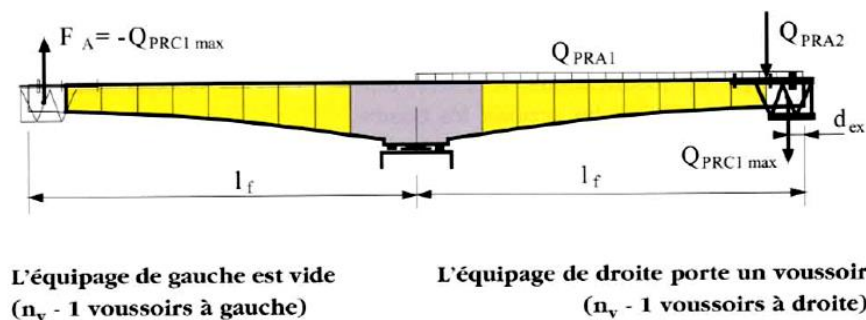


Figure VI.2. Situation accidentelle à considérer pour les ouvrages coulés sur place

VI.3. ACTIONS A PRENDRE EN COMPTE EN PHASE DE CONSTRUCTION :

Les charges appliquées à la console en cette phase (selon le BPEL) :

✓ **Poids propre des caissons :**

Les équations des sollicitations sont données par :

Pour $0 \leq x \leq 3.45$ m : ($\frac{1}{2}$ VSP)

$\frac{1}{2}$ VSP (t/ml)	VSC (t/ml)
32.75	15.37

$$\begin{cases} V(x) = -q_{vsp} \cdot x + V_0 = -32.75 \cdot x + 732.4 ; \\ M(x) = -\frac{1}{2} q_{vsp} \cdot x^2 + V_0 \cdot x - M_0 = 16.37 \cdot x^2 + 732.4 \cdot x - 14813 ; \end{cases}$$

Pour $3.45 \leq x \leq 43.75$ m : ($\frac{1}{2}$ VSP + VSC)

$$\begin{cases} V(x) = -3.45 \cdot q_{vsp} - (x-3.45) \cdot q_{vsc} + V_0 = -112.99 - 15.37 (x - 3.45) + 732.4 \\ M(x) = V_0 \cdot x - M_0 - 3.45 \cdot q_{vsp} (x - 3.45/2) - q_{vsc} ((x - 3.45)^2/2) = 732.4 \cdot x - 112.99 (x-1.725) - 15.37 ((x - 3.45)^2/2) \end{cases}$$

Tel que : $V_0 = 732.4$ t

Tel que : $M_0 = 14813$ t.m

✓ **Les surcharges de chantier (Q_{pra}):**

- **Surcharges réparties (Q_{pra1}) :**

On considère une surcharge de chantier répartie de $50\text{Kg/m}^2 = 0,05 \text{ t/m}^2$ soit :

$$Q_{pra1} = 0,05 \times 11.25 = 0,563 \text{ t/ml.}$$

Les équations des sollicitations sont données par :

$$\begin{cases} V(x) = -Q_{PRA1} \cdot x + V_0 = -0.563 \cdot x + 24.63 \\ M(x) = -1/2 Q_{PRA1} \cdot x^2 + V_0 \cdot x - M_0 = -0.282 \cdot x^2 + 24.63 \cdot x - 538.8 \end{cases}$$

Tel que : $V_0 = 24.63$ t

Tel que : $M_0 = 538.8$ t.m

- **Surcharges concentrées (Q_{PRA2}) :**

Une surcharge concentrée donnée par la relation $50 + 5b$ en KN appliquée au bout de la console, b étant la largeur du tablier, on aura donc :

$$Q_{PRA2} = (5 + 0,5 \times 11.25) = 10,625 \text{ t (à l'extrémité de la console).}$$

✓ **Equipage mobile (Q_{prc}) :**

On prend le poids de l'équipage mobile égal à 50 tonnes concentré au bout de dernier voussoir déjà mis en tension, sauf le dernier voussoir de clavage on n'a pas besoin de l'équipage mobile ;

Alors pour les charges concentrées, on le poids de l'équipage mobile ainsi que les surcharges de chantier Q_{pra2} , donc :

$$Q_{tot} = Q_{prc} + Q_{pra2} = 50 + 10.625 = 60.625 \text{ t}$$

Les équations des sollicitations sont données par :

$$\begin{cases} V(x) = V_0 = 60.625\text{t} \\ M(x) = V_0 \cdot x - M_0 = 60.625 \cdot x - 2652.34 \end{cases}$$

Tel que : $\begin{cases} V_0 = 60.625 \text{ t} \\ M_0 = 2652.34 \text{ t.m} \end{cases}$

✓ **Actions variables (le vent) :**

Le fascicule 61 Titre II prescrit une charge de 100 Kg/m² si la phase de construction n'excède pas un mois, sinon 125Kg/m² soit donc pour notre projet 125Kg/m² = 0.125t/m².

$$Q_v = 11.25 \times 0,125 = 1,41 \text{ t/ml.}$$

Les équations des sollicitations sont données par :

$$\begin{cases} V(x) = Q_{\text{PRA1}} \cdot x - V_0 = 1.41 \cdot x - 61.69 \\ M(x) = 1/2 Q_{\text{PRA1}} \cdot x^2 - V_0 \cdot x + M_0 = 0.705 \cdot x^2 - 61.69 \cdot x + 1349.41 \end{cases}$$

Tel que : $\begin{cases} V_0 = - 61.69 \text{ t} \\ M_0 = 1349.41 \text{ t.m} \end{cases}$

NOTE :

Pour les ouvrages dont la portée est inférieure à 120 m, on ne prend pas l'effet du vent en considération.

✓ **Actions accidentelle (Fa) :**

Des incidents peuvent survenir en cours d'exécution, tels, par exemple, la chute d'un équipement mobile, et doivent être pris en compte.

On considère la chute d'un équipement comme une force verticale déstabilisante notée Fa, tel que:

Fa : action accidentelle de la chute d'un voussoir = - Q_{prc}.

- Soit donc :

$$F_a = 60 \text{ t.}$$

On considérera la situation illustrée dans la figure ci-dessous afin de calculer la stabilité de l'encastrement provisoire :

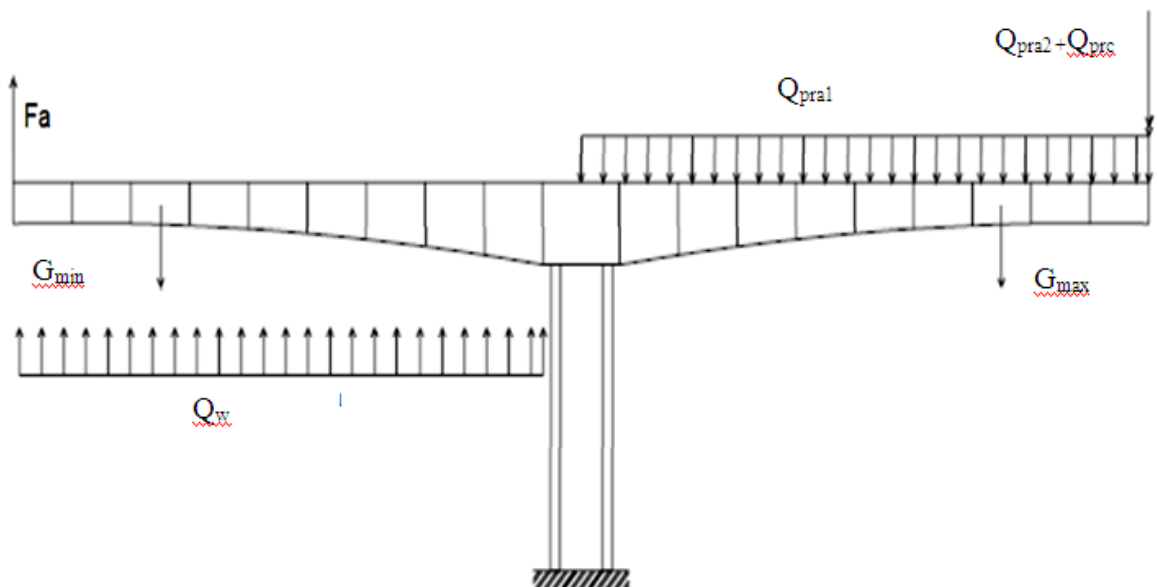


Figure VI.3. Charges appliquées pendant la construction

Le tableau ci-dessous illustre les résultats des efforts des différentes charges à considérer :

Tableau VI.1. Les résultats de différentes sollicitations sous les différentes charges

	x	poids propre		Q _{pra1}		Q _{pra2} + Q _{prc}		Q _w		F _a	
		V(x) (t)	M(x) (tm)	V(x) (t)	M(x) (tm)	V(x) (t)	M(x) (tm)	V(x) (t)	M(x) (tm)	V(x) (t)	M(x) (tm)
1/2 vsp	0	732,40	-14813,00	24,63	-538,81	60,63	-2652,34	-61,69	1349,41	-60	2625
	3,45	619,41	-12481,13	22,69	-457,18	60,63	-2443,18	-56,82	1144,98	-60	2418
1	6,55	571,76	-10634,81	20,94	-389,55	60,63	-2255,25	-52,45	975,61	-60	2232
2	9,65	524,12	-8936,20	19,20	-327,33	60,63	-2067,31	-48,08	819,78	-60	2046
3	12,75	476,47	-7385,29	17,45	-270,52	60,63	-1879,37	-43,71	677,50	-60	1860
4	15,85	428,82	-5982,08	15,71	-219,12	60,63	-1691,43	-39,34	548,78	-60	1674
5	18,95	381,18	-4726,58	13,96	-173,13	60,63	-1503,50	-34,97	433,60	-60	1488
6	22,05	333,53	-3618,79	12,22	-132,56	60,63	-1315,56	-30,60	331,98	-60	1302
7	25,15	285,88	-2658,70	10,47	-97,39	60,63	-1127,62	-26,23	243,90	-60	1116
8	28,25	238,23	-1846,32	8,73	-67,63	60,63	-939,68	-21,86	169,38	-60	930
9	31,35	190,59	-1181,65	6,98	-43,28	60,63	-751,75	-17,48	108,40	-60	744
10	34,45	142,94	-664,68	5,23	-24,35	60,63	-563,81	-13,11	60,98	-60	558
11	37,55	95,29	295,41	3,49	-10,82	60,63	-375,87	-8,74	27,10	-60	372
12	40,65	47,65	-73,85	1,74	-2,71	60,63	-187,93	-4,37	6,77	-60	186
13	43,75	0,00	0,00	0,00	0,00	60,63	0,00	0,00	0,00	-60	0,00

VI.4. COMBINAISON DE CHARGES.

- **Combinaison fondamentale** : on vérifie que le fléau ne décolle pas de ses appuis provisoires :

$$1,1(G_{\max}+G_{\min}) + 1,25 (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}}+Q_{\text{prc}})$$

- **Combinaison accidentelle** : un léger décollement est toléré avec une surtension limitée des armatures actives assurant le clouage du fléau sur sa pile :

$$1,1(G_{\max}+G_{\min}) + F_a + (Q_{\text{pra1}} + Q_{\text{pra2}}+Q_{\text{prc}})+Q_v$$

- G_{max} : poids propre d'un demi-fléau majoré par **1,02**.
- G_{min} : poids propre d'un demi-fléau majoré par **0,98**.

a- Situation durable :

Tableau VI.2. Les moments dus à la combinaison de la situation durable

N°	X	poids propre	surcharges de chantier	charges concentrés	comb durable
		M (x) (tm)	M (x) (tm)	M (x) (tm)	M (x) (tm)
1/2 vsp	0	-14813,00	-538,81	-2652,34	-36577,54
	3,45	-12481,13	-457,18	-2443,18	-31083,95
1	6,55	-10634,81	-389,55	-2255,25	-26702,58
2	9,65	-8936,20	-327,33	-2067,31	-22652,93
3	12,75	-7385,29	-270,52	-1879,37	-18934,99
4	15,85	-5982,08	-219,12	-1691,43	-15548,77
5	18,95	-4726,58	-173,13	-1503,50	-12494,27
6	22,05	-3618,79	-132,56	-1315,56	-9771,48
7	25,15	-2658,70	-97,39	-1127,62	-7380,41
8	28,25	-1846,32	-67,63	-939,68	-5321,05
9	31,35	-1181,65	-43,28	-751,75	-3593,41

10	34,45	-664,68	-24,35	-563,81	-2197,48
11	37,55	-295,41	-10,82	-375,87	-1133,27
12	40,65	-73,85	-2,71	-187,93	-400,78
13	43,75	0,00	0,00	0,00	0,00

b- Situation accidentelle :

Tableau VI.3. Les moments dus à la combinaison de la situation accidentelle

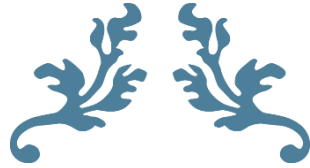
		poids propre	surcharges de chantier	charges concentrés	surcharges du vent	surcharges accidentelles	comb accidt
N°	X	M (x) (tm)	M (x) (tm)	M (x) (tm)	M (x) (tm)	M (x) (tm)	M (x) (tm)
1/2 vsp	0	-14813,00	-538,81	-2652,34	-1349,41	2625,00	-34504,16
	3,45	-12481,13	-457,18	-2443,18	-1144,98	2418,00	-29085,84
1	6,55	-10634,81	-389,55	-2255,25	-975,61	2232,00	-24784,99
2	9,65	-8936,20	-327,33	-2067,31	-819,78	2046,00	-20828,05
3	12,75	-7385,29	-270,52	-1879,37	-677,50	1860,00	-17215,03
4	15,85	-5982,08	-219,12	-1691,43	-548,78	1674,00	-13945,91
5	18,95	-4726,58	-173,13	-1503,50	-433,60	1488,00	-11020,72
6	22,05	-3618,79	-132,56	-1315,56	-331,98	1302,00	-8439,43
7	25,15	-2658,70	-97,39	-1127,62	-243,90	1116,00	-6202,06
8	28,25	-1846,32	-67,63	-939,68	-169,38	930,00	-4308,60
9	31,35	-1181,65	-43,28	-751,75	-108,40	744,00	-2759,05
10	34,45	-664,68	-24,35	-563,81	-60,98	558,00	-1553,42
11	37,55	-295,41	-10,82	-375,87	-27,10	372,00	-691,70
12	40,65	-73,85	-2,71	-187,93	-6,77	186,00	-173,89
13	43,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

VI.4. PROCÉDES PERMETTANT D'ASSURER LA STABILITE DES FLEAUX SUR LEURS PILES.

- Clouage par précontrainte ;
- Palées provisoires ;
- Câbles extérieurs ou haubanage provisoire ;
- Clavage de la travée arrière ;
- Encastrement sur pile provisoire.

VI.5. CONCLUSION.

C'est très important d'assurer la stabilité des féaux dans les différents cas de charges, dans le chapitre qui se suit on va déterminer le câblage nécessaire par voussoir pour assurer cette stabilité sous l'effet du moment maximal déterminé dans ce chapitre.



CHAPITRE VII

ETUDE DE LA

PRECONTRAINTE



CHAPITRE VII.

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

VII.1. INTRODUCTION.

Les câbles de fléaux s'exerçant en phase isostatique ne peuvent pas donner des moments hyperstatiques (le moment est maximal au niveau de l'encastrement) ;

Seuls les câbles de continuité s'appliquant sur une structure hyperstatique développent des moments hyperstatiques (moment positif à mi-travée et négatif aux extrémités).

Dans ce chapitre, on va calculer le système de câblage pour chaque phase de construction avec toutes les vérifications nécessaires.

VII.2. LES CABLES DE FLEAU.

Les câbles sont mis en œuvre à la construction pour tenir les voussoirs à l'extrémité desquels sont ancrés (symétriquement). La décroissance des moments à partir de l'encastrement permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir. Ses câbles ont pour but :

- **D'assurer la résistance aux moments négatifs dus aux poids propre des voussoirs et les surcharges de chantier.**
- **D'assurer la stabilité des fléaux.**

La première condition fixe la force de la précontrainte nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

VII.2.1. Etude de la précontrainte de fléau :

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

- **Sur la fibre supérieure : $\sigma_{sup} = - \frac{|M|}{I} \times v$ (contrainte de traction).**
- **Sur la fibre inférieure : $\sigma_{inf} = \frac{|M|}{I} \times v'$ (contrainte de compression).**

On doit déterminer l'effort de la précontrainte qui sert à annuler les contraintes de traction en fibre supérieure en créant des contraintes de compression sans que les fibres inférieure se mettent en traction ; Les contraintes engendrées par l'effet de la précontrainte sont :

$$\sigma_{p\ sup} = \frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} : \text{sur les fibres supérieures (compression)} ;$$

$$\sigma_{p\ inf} = \frac{P}{S} - \frac{P e v'}{I} : \text{sur les fibres inférieures (traction)}.$$

- $\sigma_{p\ sup}$: contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieure par l'application de l'effort de précontrainte.
- $\sigma_{p\ inf}$: contrainte de traction au niveau des fibres inférieure générée par l'application de l'effort de précontrainte.

Pour déterminer l'effort de précontrainte P, il suffit d'équilibrer les contraintes dues aux surcharges avec celles dues à la précontraintes :

$$\frac{P}{S} + \frac{P e v}{I} - \frac{M v}{I} = 0 \dots\dots \text{En fibre supérieure} ;$$

$$\frac{P}{S} - \frac{P e v'}{I} + \frac{M v'}{I} = 0 \dots\dots \text{En fibre inférieure}.$$

- ✓ **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 longitudinal de la section ;
- ✓ **e** : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité ;
- ✓ **M** : Moment maximal dû aux poids propre et surcharges ;
- ✓ **S** : la section du voussoir.

On obtient :
$$P = \frac{M \times V/I}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

Sur la section de l'encastrement on a:

- $M_{max} = 36577.54 \text{ t.m.}$
- $S = 13.10 \text{ m}^2.$
- $I = 48.66 \text{ m}^4.$
- $V = 2.39 \text{ m.}$
- $e = v - d$

Nous prenons : $d = 0.15\text{m} \Rightarrow e = 2.39 - 0.15 = 2.24 \text{ m.}$

d : distance entre le centre de gravité de l'ensemble des câbles et la fibre supérieure.

$$P = \frac{36577.54 * 2.39/48.66}{\frac{1}{13.10} + \frac{2.24*2.39}{48.66}} = 9640.42\text{t.}$$

VII.2.2. Détermination du nombre de câble de fléau :

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante : $N (P_0 - \Delta P) \geq P$
 ΔP : étant les pertes de tension .Supposant que $\Delta P = 25 \%$.

L'équation devient :
$$N \geq \frac{P}{0.75 * P_0}$$

• **Détermination de P_0 (la force d'un câble) :**

Un câble de 18T15s peut créer :

- $f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$ pour un câble de 1 T15 s
- $f_{peg} = 1600 \text{ MPa}$ pour un câble de 1 T15 s

On prend la tension d'origine :

- $\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg} , 0.9 f_{peg}) = \text{Min} (1488 , 1440) ;$ donc : $\sigma_{p0} = 1440 \text{ MPa} ;$

On se propose d'utilisé le câble 18T 15 s (2700 mm²)

$\sigma_{p0} = \frac{P_0}{S} \Rightarrow P_0 = S \times \sigma_{p0} ;$
 $P_0 = 2700 \times 10^{-6} \times 1440 \times 10^2 = 389 \text{ t} ;$

Donc, sur la section de l'encastrement on trouve :

• $N \geq \frac{9640.419}{291.75} = 33.04 \text{ câbles} ;$

On prend 34 câbles de 18T15 répartis à 17 câbles par âme.

Le tableau suivant présente le nombre des câbles pour chaque voussoir:

Tableau VII.1. La détermination du nombre des câbles de fléau.

x (m)	s(x) (m2)	V sup (m)	e = v-d (m)	Ix (m4)	M (x) (tm)	p (t)	N° câbles calculé	N° câbles retenu
0	13,10	2,39	2,24	48,66	36577,54	9640,42	33,04	34
3,45	13,10	2,39	2,24	48,66	31083,95	8192,52	28,08	30
6,55	12,48	2,19	2,04	39,95	26702,58	7625,61	26,14	28
9,65	11,92	2,00	1,85	32,85	22652,93	7017,77	24,05	26
12,75	11,40	1,83	1,68	27,18	18934,99	6347,96	21,76	22
15,85	10,93	1,68	1,53	22,46	15548,77	5647,63	19,36	20
18,95	10,51	1,54	1,39	18,78	12494,27	4899,13	16,79	18
22,05	10,14	1,43	1,28	15,95	9771,48	4105,69	14,07	16
25,15	9,82	1,33	1,18	13,51	7380,41	3332,90	11,42	12

28,25	9,55	1,25	1,10	11,79	5321,05	2548,83	8,74	10
31,35	9,32	1,19	1,04	10,47	3593,41	1811,17	6,21	8
34,45	9,15	1,14	0,99	9,50	2197,48	1156,12	3,96	6
37,55	9,03	1,10	0,95	8,84	1133,27	615,92	2,11	4
40,65	8,95	1,07	0,92	8,36	400,78	223,58	0,77	2
43,75	8,93	1,07	0,92	8,28	0,00	0,00	0,00	0

Tableau VII.2. Nombre de câbles arrêtés dans chaque voussoir

x (m)	N° câbles par âme	N° câbles arrêté par âme
0	17	0
3,45	15	2
6,55	14	1
9,65	13	1
12,75	11	2
15,85	10	1
18,95	9	1
22,05	8	1
25,15	6	2
28,25	5	1
31,35	4	1
34,45	3	1
37,55	2	1
40,65	1	1
43,75	0	1

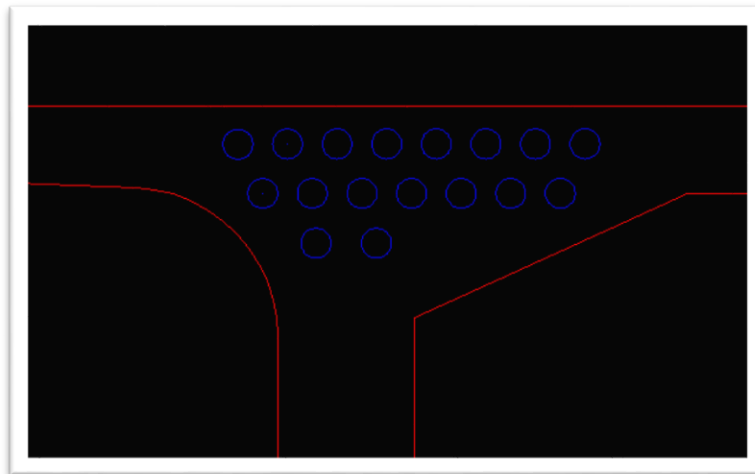


Figure VII.1. Dispositions des câbles au niveau du voussoir sur pile

VII.2.3. Tracé des câbles :

Pour reprendre l'effort tranchant, les câbles du fléau doivent subir des déviations en plan et en élévation.

- **Tracé en élévation :**

Il est conseillé de faire descendre une partie des câbles de fléau dans les âmes, pour réduire les contraintes de cisaillement, sachant que leurs points de départ étant les goussets supérieurs, et leurs ancrages sont souvent situés sur la tranche des voussoirs, aux nœuds entre les âmes et le hourdis supérieur.

Lorsqu'on arrête un seul câble au niveau de l'âme, son ancrage se fera au niveau du centre de gravité de la section. S'il s'agit d'arrêter deux câbles par âme, ceux-ci seront ancrés à 0.25m de part et d'autre du centre de gravité de la section (la demi-longueur de la plaque d'ancrage).

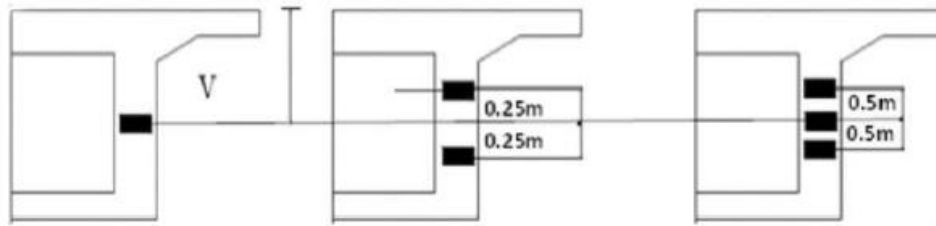


Figure VII.2. Disposition des câbles de fléau au niveau de l'âme

Les câbles suivent une allure rectiligne jusqu'au dernier voussoir avant leur ancrage ou le tracé devient parabolique dont son équation est :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) (x^2/l^2)$$

Ainsi que l'équation du rayon de courbure est :

$$R = x^2/2y$$

Pour les câbles 18T15 on a : $R_{min} = 6 \text{ m}$

L'inclinaison des câbles par rapport à l'horizontal:

$$\text{tg } \alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{2y}{x}$$

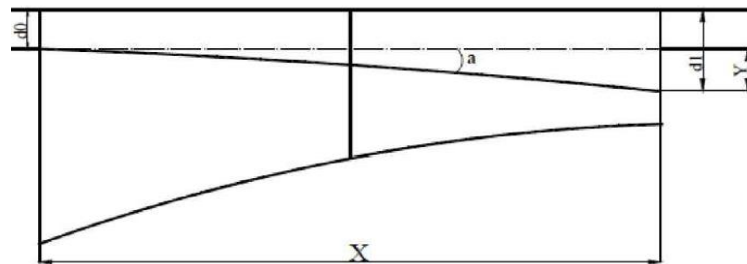


Figure VII.3. Allure des câbles de fléau en élévation

- **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 câbles en élévation, après, ils reprennent un tracé rectiligne jusqu'à leur ancrage dans l'âme.

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

Le rayon de courbure soit supérieur à $R_{min} = 2 \text{ m}$.

Le tracé du câble en plan suit une équation parabolique de la forme : $Z(x) = ax^2 + bx + c$.

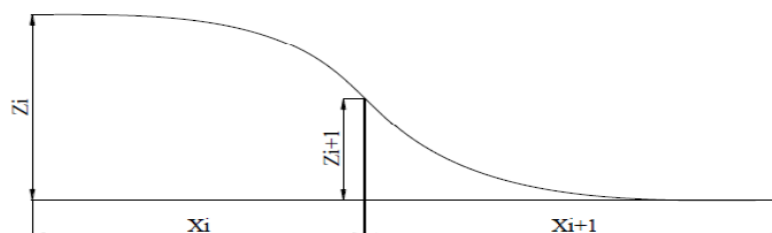


Figure VII.4. Allure des câbles de fléau en plan

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

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} + Z_i) \left(\frac{x^2}{L^2} \right)$$

Les rayons de courbure sont :

$$R_i = \frac{xi^2}{Z_i - Z_{i+1}} \text{ et } R_{i+1} = \frac{x_{i+1}^2}{Z_{i+1}}$$

Les angles d'inclinaisons des tangentes sont :

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

Les tableaux suivants récapitulent les résultats obtenus :

Tableau VII.3. Equations des câbles en élévation

voussoir	L (m)	N° de câbles	V (m)	d0 (m)	d1 (m)	y	y corrigé	R (m)	R corrigé(m)	α (rad)	Equation de courbure
VSP	3,45	1	2,39	0,55	2,64	2,09	0,700	2,85	8,50	0,406	0,55+0,261 X ²
	3,45	2	2,39	0,55	2,14	1,59	0,700	3,74	8,50	0,406	0,55+0,261 X ²
V1	3,1	3	2,19	0,37	2,19	1,82	0,600	2,64	8,01	0,387	0,37+0,258 X ²
V2	3,1	4	2,00	0,37	2,00	1,63	0,550	2,95	8,74	0,355	0,37+0,226 X ²
V3	3,1	5	1,83	0,37	2,08	1,71	0,650	2,81	7,39	0,419	0,37+0,242 X ²
	3,1	6	1,83	0,37	1,58	1,21	0,650	3,97	7,39	0,419	0,37+0,242 X ²
V4	3,1	7	1,68	0,37	1,68	1,31	0,730	3,67	6,58	0,471	0,37+0,235 X ²
V5	3,1	8	1,54	0,37	1,54	1,17	0,720	4,11	6,67	0,465	0,37+0,232 X ²
V6	3,1	9	1,43	0,37	1,43	1,06	0,700	4,53	6,86	0,452	0,37+0,226 X ²
V7	3,1	10	1,33	0,19	1,58	1,39	0,750	3,46	6,41	0,484	0,19+0,258 X ²
	3,1	11	1,33	0,19	1,08	0,89	0,750	5,40	6,41	0,484	0,19+0,258 X ²
V8	3,1	12	1,25	0,19	1,25	1,06	0,650	4,53	7,39	0,419	0,19+0,242 X ²
V9	3,1	13	1,19	0,19	1,19	1,00	0,630	4,81	7,63	0,406	0,19+0,235 X ²
V10	3,1	14	1,14	0,19	1,14	0,95	0,620	5,06	7,75	0,400	0,19+0,232 X ²
V11	3,1	15	1,10	0,19	1,10	0,91	0,690	5,28	6,96	0,445	0,19+0,255 X ²
V12	3,1	16	1,07	0,19	1,07	0,88	0,680	5,46	7,07	0,439	0,19+0,252 X ²
V13	3,1	17	1,07	0,19	1,07	0,88	0,650	5,46	7,39	0,419	0,19+0,242 X ²

Tableau VII.4. Les paramètres du tracé en plan des câbles de fléau

Voussoir	L (m)	N° de câbles	Zi (m)	Zi+1 (m)	Xi (m)	Xi+1 (m)	Ri (m)	Ri+1 (m)	βi (rad)	βi+1 (rad)
VSP	3,45	1	0	0	1,725	1,725	0	0	0	0
	3,45	2	0	0	1,725	1,725	0	0	0	0
V1	3,1	3	0,09	0,045	1,55	1,55	53,39	53,39	0,058	0,058
V2	3,1	4	-0,09	-0,045	1,55	1,55	-53,39	-53,39	-0,058	-0,058
V3	3,1	5	0,06	0,03	1,55	1,55	80,08	80,08	0,039	0,039
	3,1	6	-0,06	-0,03	1,55	1,55	-80,08	-80,08	-0,039	-0,039
V4	3,1	7	0,08	0,04	1,55	1,55	60,06	60,06	0,052	0,052
V5	3,1	8	-0,08	-0,04	1,55	1,55	-60,06	-60,06	-0,052	-0,052
V6	3,1	9	0	0	1,55	1,55	0,00	0,00	0,000	0,000
V7	3,1	10	0,05	0,025	1,55	1,55	96,10	96,10	0,032	0,032
	3,1	11	-0,05	-0,025	1,55	1,55	-96,10	-96,10	-0,032	-0,032
V8	3,1	12	0,06	0,03	1,55	1,55	80,08	80,08	0,039	0,039

V9	3,1	13	-0,06	-0,03	1,55	1,55	-80,08	-80,08	-0,039	-0,039
V10	3,1	14	0,08	0,04	1,55	1,55	60,06	60,06	0,052	0,052
V11	3,1	15	-0,08	-0,04	1,55	1,55	-60,06	-60,06	-0,052	-0,052
V12	3,1	16	0,09	0,045	1,55	1,55	53,39	53,39	0,058	0,058
V13	3,1	17	-0,09	-0,045	1,55	1,55	-53,39	-53,39	-0,058	-0,058

VI.2.4. Calcul des pertes de tension des câbles de précontrainte:

La mise en tension des câbles de précontrainte s’effectue grâce à l’action des vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, on évitera d’atteindre une valeur trop proche de la rupture de l’acier, c’est pourquoi on a fixé réglementairement une traction maximale de mise en tension appelée tension à l’origine et notée σ_{p0} .

Dans le cas de post-tension ou de prés-tension, σ_{p0} prend la valeur suivante :

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 f_{prg} ; 0.9 f_{peg})$$

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

f_{peg} : limite conventionnelle d’élasticité.

On distingue deux types de pertes de précontraintes, les pertes instantanées et les pertes différées :

a- Les pertes instantanées:

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension (elles se produisent dans un temps court) ; elles sont de trois sortes :

- ✓ Pertes dues au frottement de l’acier dans la gaine ;
- ✓ Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages ;
- ✓ Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

1- Les pertes dues au frottement de l’acier dans la gaine :

Elles se produisent par frottement du câble sur la gaine lors de la mise en tension de celui-ci dans les zones où il y’a contact entre ces éléments c.à.d. dans les parties courbes et aux points où le tracé présente des irrégularités, la formule de calcul est la suivante:

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

Dans laquelle :

- x : la distance de la section considérée (m) ;
- e : est la base des logarithmes népériens ;
- θ : somme arithmétique des déviations angulaires du câble sur la distance x , (rad) ;
- f (rad^{-1}) = **0.2**: coefficient de frottement en courbe selon (selon BPEL) ;
- φ (m^{-1}) = **0.003**: coefficient de perte de tension par unité de longueur (selon BPEL) ;
- σ_{p0} : tension à l’origine.

Tableau VII.5. Pertes par frottement dans les câbles de fléau

voussoir	L (m)	N° de câbles	α (rad)	β (rad)	θ (rad) = $\alpha + \beta$	σ_{p0}	f (rd^{-1})	φ (m^{-1})	$e^{-(f\theta + \varphi X)}$	$\sigma_{p0} * (1 - e^{-(f\theta + \varphi X)})$ (MPa)
VSP	3,45	1	0,406	0	0,406	1440	0,2	0,003	0,913	125,98
	3,45	2	0,406	0	0,406	1440	0,2	0,003	0,913	125,98
V1	6,55	3	0,387	0,058	0,445	1440	0,2	0,003	0,897	148,26
V2	9,65	4	0,355	-0,058	0,297	1440	0,2	0,003	0,915	121,77
V3	12,75	5	0,419	0,039	0,458	1440	0,2	0,003	0,878	175,35
	12,75	6	0,419	-0,039	0,38	1440	0,2	0,003	0,892	155,47
V4	15,85	7	0,471	0,052	0,523	1440	0,2	0,003	0,859	203,24
V5	18,95	8	0,465	-0,052	0,413	1440	0,2	0,003	0,870	187,44
V6	22,05	9	0,452	0	0,452	1440	0,2	0,003	0,855	208,67

V7	25,15	10	0,484	0,032	0,516	1440	0,2	0,003	0,836	235,59
	25,15	11	0,484	-0,032	0,452	1440	0,2	0,003	0,847	220,07
V8	28,25	12	0,419	0,039	0,458	1440	0,2	0,003	0,838	232,81
V9	31,35	13	0,406	-0,039	0,367	1440	0,2	0,003	0,846	222,02
V10	34,45	14	0,4	0,052	0,452	1440	0,2	0,003	0,824	253,64
V11	37,55	15	0,445	-0,052	0,393	1440	0,2	0,003	0,826	250,67
V12	40,65	16	0,439	0,058	0,497	1440	0,2	0,003	0,801	285,93
V13	43,75	17	0,419	-0,058	0,361	1440	0,2	0,003	0,816	265,09
										3417,96

2- Pertes de tension dues au recul d'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes.

La figure ci-dessous représente le diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature, effet de rentrée d'ancrage :

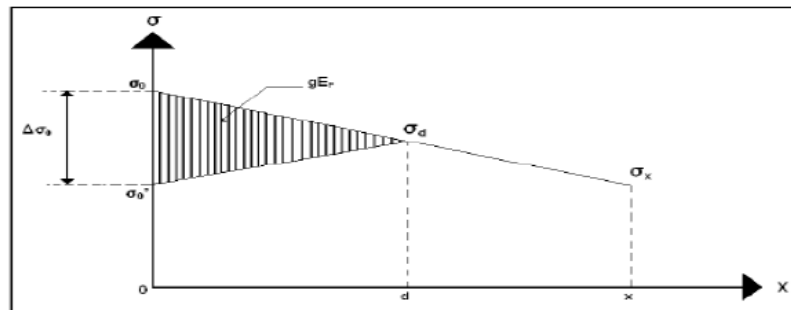


Figure VII.5. Diagramme des tensions avant et après ancrage de l'armature.

Ces pertes sont données par la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{anc} = 2\psi\lambda\sigma_0$$

Avec :

- λ : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage :

$$\lambda = \sqrt{\frac{gE_p}{\psi\sigma_0}} ; \begin{cases} \lambda < x \text{ les pertes existent} \\ \lambda > x \text{ les pertes sont nulles} \end{cases}$$

- g : l'intensité du recul d'ancrage :

$$g = \frac{1}{E_p} \int \Delta\sigma \, dx ; g = 6 \text{ mm.}$$

- $E_p = 190000 \text{ MPA}$: module d'élasticité des aciers (selon BPEL 91).

- $\sigma_0 = 1440 \text{ MPA}$: contrainte initiale.

- $\psi = f \cdot \frac{\theta}{l} + \varphi$

Tableau VII.6. Pertes de tension dues au recul d'ancrage dans les câbles de fléau

voussoir	L (m)	N° de câbles	θ (rad) = $\alpha + \beta$	σ_0	f (rd ⁻¹)	φ (m ⁻¹)	ψ	λ	$\Delta\sigma_{anc}$ (MPa)
VSP	3,45	1	0,406	1440	0,2	0,003	0,027	5,462	417,43
	3,45	2	0,406	1440	0,2	0,003	0,027	5,462	417,43
V1	6,55	3	0,445	1440	0,2	0,003	0,017	6,908	330,03
V2	9,65	4	0,297	1440	0,2	0,003	0,009	9,299	245,19
V3	12,75	5	0,458	1440	0,2	0,003	0,010	8,817	258,60

	12,75	6	0,380	1440	0,2	0,003	0,009	9,399	242,57
V4	15,85	7	0,523	1440	0,2	0,003	0,010	9,081	251,06
V5	18,95	8	0,413	1440	0,2	0,003	0,007	10,372	219,82
V6	22,05	9	0,452	1440	0,2	0,003	0,007	10,560	215,92
V7	25,15	10	0,516	1440	0,2	0,003	0,007	10,557	215,97
	25,15	11	0,452	1440	0,2	0,003	0,007	10,957	208,09
V8	28,25	12	0,458	1440	0,2	0,003	0,006	11,261	202,46
V9	31,35	13	0,367	1440	0,2	0,003	0,005	12,174	187,28
V10	34,45	14	0,452	1440	0,2	0,003	0,006	11,864	192,17
V11	37,55	15	0,393	1440	0,2	0,003	0,005	12,467	182,88
V12	40,65	16	0,497	1440	0,2	0,003	0,005	12,058	189,09
V13	43,75	17	0,361	1440	0,2	0,003	0,005	13,048	174,74
									4150,74

3- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton :

La construction par encorbellement se distingue par la non simultanée de la mise en tension des câbles, traversant aussi des sections d'âges différentes et donc de modules d'élasticités différentes au cours du temps.

De ce fait, il y a lieu de tenir compte :

- D'une part de la perte de tension dans le câble par raccourcissement instantané du béton lors de sa mise en tension dans chaque section déjà coulée.
- D'autre part de son influence sur chaque câble tiré auparavant et ce dans chaque section.

Dans la pratique, on n'admet que la perte de tension qui résulte du raccourcissement élastique du béton ($\Delta\sigma_{nsim}$) dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions Permanentes à chaque abscisse (x) est égale à :

$$\Delta\sigma_{nsim} = \frac{n-1}{2n} \sigma_b \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Avec généralement : $\frac{E_p}{E_{ij}} = 6$

- E_{ij} : module instantané du béton ;
- E_p : module d'Young des aciers de précontrainte ;
- σ_b : contrainte de compression dans le béton égale à 40 MPA ;
- n : nombre de câbles ;

On a : 34 câbles donc:

$$\Delta\sigma_{nsim} = \frac{33}{2*34} * 40 * 6 = 116.47 \text{ MPa}$$

Les pertes instantanées sont égales à :

$$3417,96 + 4150,74 + 116.47 = 7585,18 \text{ MPa}$$

b- Les pertes différées :

Ce sont les pertes qui apparaissent dans le temps, tel que la force de précontrainte dans le câble se réduit progressivement 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 le calcul de l'ouvrage. Dans ce type de perte distingue :

- ✓ Pertes dues au retrait du béton ;
- ✓ Pertes dues au fluage du béton ;
- ✓ Pertes dues à la Relaxation des aciers.

1- Perte de tension due 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.

La perte finale de tension due au retrait de béton est égale à :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r * E_a$$

Avec :

- $\varepsilon_r = 2.10^{-4}$: étant le retrait total du béton en climat humide (BPEL 91)
- $E_a = 2.10^5$ MPA.

Ce qui implique : $\Delta\sigma_r = 40$ MPA.

2- Pertes par relaxation des aciers :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\Delta\sigma_p (x) = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * (\mu - \mu_0) * \sigma_{pi} (x)$$

Avec :

- $\mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$;
- $\mu_0 = 0.43$ (pour les armatures TBR (très basse relaxation)) ;
- $\sigma_{pi}(x) = \sigma_0 - \Sigma\sigma_{inst}$;
- ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h qui vaut 2.5% ;
- $\sigma_{pi}(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x ;
- $\sigma_0 = 1440$ MPA ;
- $\Sigma\sigma_{inst}$: somme des pertes instantanées ;
- $f_{prg} = 1860$ MPA : contrainte de rupture garantie qui vaut 1860 MPA ;

Le tableau suivant donne les résultats de calcul :

Tableau VII.7. Pertes dues à la relaxation des aciers dans les câbles de fléau.

voussoir	L (m)	N° de câbles	$\Sigma\sigma_{inst}$	σ_{pi}	$\Delta\sigma_p$ (MPa)
VSP	3,45	1	543,41	896,59	7,00
	3,45	2	543,41	896,59	7,00
V1	6,55	3	478,29	961,71	12,56
V2	9,65	4	366,96	1073,04	23,64
V3	12,75	5	433,95	1006,05	16,73
	12,75	6	398,04	1041,96	20,35
V4	15,85	7	454,30	985,70	14,78
V5	18,95	8	407,26	1032,74	19,40
V6	22,05	9	324,59	1115,41	28,39
V7	25,15	10	451,56	988,44	15,04

	25,15	11	428,16	1011,84	17,30
V8	28,25	12	435,27	1004,73	16,60
V9	31,35	13	409,30	1030,70	19,19
V10	34,45	14	445,81	994,19	15,59
V11	37,55	15	433,55	1006,45	16,77
V12	40,65	16	475,02	964,98	12,85
V13	43,75	17	439,83	1000,17	16,16
					279,36

Il faut tenir compte de l'interaction de tous les phénomènes précédents. Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relaxation par le coefficient $\frac{5}{6}$.

3- Pertes par fluage :

La déformation due au fluage correspond à un raccourcissement différé du béton, dans le cas général, sous l'effet des contraintes de compression. Selon le BPEL la perte finale de tension due au fluage est définie par :

$$\Delta\sigma_{fl} = \varepsilon_{fl} * E_a = \frac{E_p}{E_{ij}} * (\sigma_m + \sigma_{max})$$

Avec :

- E_p : module d'élasticité de l'acier ;
- E_{ij} : module de déformation instantané du béton à l'âge j jours ;
- σ_{max} et σ_m étant, 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 ;
- On a : $\sigma_{max} < 1.5 \sigma_m$ et $\frac{E_p}{E_{ij}} = 6$
- Donc : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5 * \sigma_m * \frac{E_p}{E_{ij}}$
- Avec : $\sigma_m = \frac{P}{S} + \frac{P e^2}{I} - \frac{M e}{I}$

Le tableau suivant donne les résultats de calcul :

Tableau VII.8. Pertes de tension dues au fluage du béton

L (m)	N° de câbles	p	Iy	S	e	M	σ_m	E_p/E_{ij}	$\Delta\sigma_{fl}$
0	1	9640,42	48,66	13,10	2,24	14813,00	30,25	6	453,75
0	2	9640,42	48,66	13,10	2,24	14813,00	30,25	6	453,75
3,45	3	8192,52	48,66	13,10	2,24	12481,07	28,62	6	429,30
6,55	4	7625,61	39,95	12,48	2,04	10634,81	25,45	6	381,75
9,65	5	7017,77	32,85	11,92	1,85	8936,20	22,82	6	342,30
9,65	6	7017,77	32,85	11,92	1,85	8936,20	22,82	6	342,30
12,75	7	6347,96	27,18	11,40	1,68	7385,29	19,65	6	294,75
15,85	8	5647,63	22,46	10,93	1,53	5982,08	15,74	6	236,10
18,95	9	4899,13	18,78	10,51	1,39	4726,58	13,54	6	203,10
22,05	10	4105,69	15,95	10,14	1,28	3618,79	10,46	6	156,90
22,05	11	4105,69	15,95	10,14	1,28	3618,79	10,46	6	156,90
25,15	12	3332,9	13,51	9,82	1,18	2658,70	8,15	6	122,25
28,25	13	2548,83	11,79	9,55	1,1	1846,32	6,32	6	94,80
31,35	14	1811,17	10,47	9,32	1,04	1181,65	3,54	6	53,10
34,45	15	1156,12	9,5	9,15	0,99	664,68	2,64	6	39,60

37,55	16	615,92	8,84	9,03	0,95	73,85	1,22	6	18,30
40,65	17	223,58	8,36	8,95	0,92	0,00	0,48	6	7,20
									3786,15

Les pertes différées finales deviennent :

$$\Delta\sigma_{dif} = \frac{5}{6} \Delta\sigma_p + \Delta\sigma_{fl} + \Delta\sigma_r = \frac{5}{6} * 279,36 + 3786,15 + 40 = 4058,95 \text{ MPa}$$

Conclusion :

La perte totale due aux pertes instantanées et aux pertes différées est:

$$7585,18 + 4058,95 = 11644,13 \text{ MPa}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à: $100 * \frac{11644,13}{34 * 1440} = 23,78 \% < 25\%$.

Donc, on maintient le nombre de câbles précédents 36 câbles 18T15.

VII.3. LES CABLES DE CONTINUITÉ.

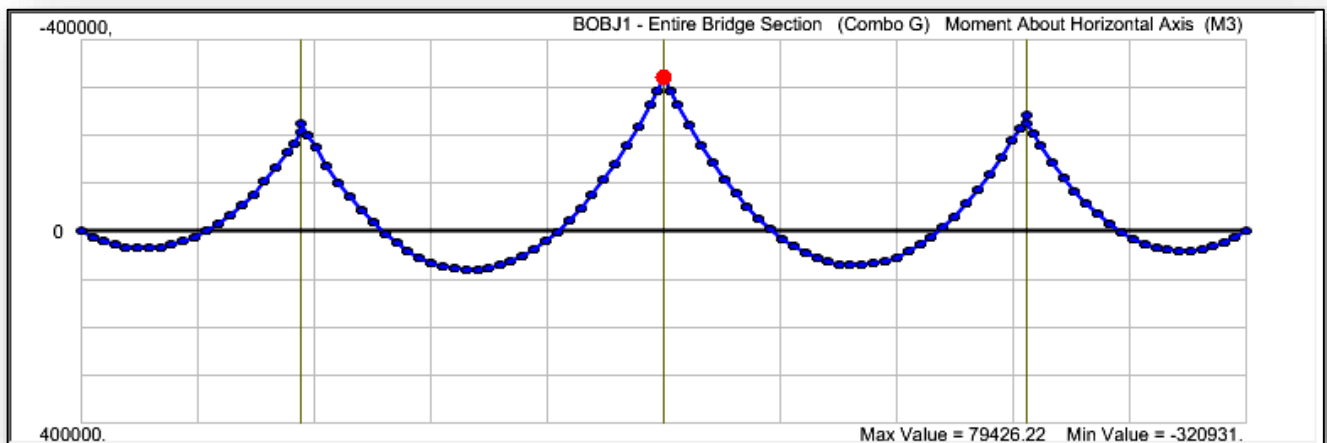
De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre les actions complémentaires appliquées à la structure après réalisation des fléaux.

Ces câbles sont divisés en deux groupes :

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

Toute la charge permanente sera reprise par la précontrainte, et les surcharges par les armatures passives.

N.B : le moment sur pile en service est inférieur à celui en phase de construction donc nous n'avons pas besoin de câbles de continuité sur pile.



Le moment du système hyperstatique (après clavage)

La détermination de l'effort de précontrainte se fera à l'aide de la formule suivante :

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

➤ Travée intermédiaire :

$$P = \frac{7942.22 * 1.53 / 8.28}{\frac{1}{8.93} + \frac{1.38 * 1.53}{8.28}} = 2999,06 \text{ t} \quad N \geq \frac{2985.47}{291.75} = 13,71 \text{ câbles ;}$$

➤ Travée de rive :

$$P = \frac{3492.77 * 1.56 / 8.84}{\frac{1}{9.03} + \frac{1.41 * 1.56}{8.84}} = 1713,83 \text{ t} \quad N \geq \frac{1592.95}{291.75} = 5,87 \text{ câbles ;}$$

Cette formule est une égalité entre la contrainte due à l'effort de précontrainte et la contrainte due au moment fléchissant, aux fibres inférieures :

$$\sigma_{p \text{ inf}} = \frac{P}{S} + \frac{P e V'}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M}{I} * v'$$

Tel que :

- **P** : effort de la précontrainte ;
- **M** : le moment fléchissant dû au poids propre ;
- **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.

Les tableaux suivants présentent le nombre de câbles pour chaque voussoir :

✓ Des travées centrales:

Tableau VII.9. Nombre de câbles des travées centrales

X (m)	M (t.m)	S (x)	V' inf	e (m)	Ix	P (t)	N° câbles calculé	N° câbles retenus	N° câbles par âme
76,55	434,24	9,82	1,78	1,63	13,51	180,71	0,62	2	1
79,65	2364,21	9,55	1,61	1,46	11,79	1061,59	3,64	4	2
82,75	5300,9	9,32	1,64	1,49	10,47	2437,60	8,36	10	5
85,85	6420,56	9,15	1,59	1,44	9,5	3067,87	10,52	12	6
88,95	7220,02	9,03	1,56	1,41	8,84	3543,34	12,15	14	7
92,05	7712,66	8,95	1,54	1,39	8,36	3863,62	13,24	14	7
95,15	7942,62	8,93	1,53	1,38	8,28	3999,26	13,71	14	7
98,25	7895,82	8,93	1,53	1,38	8,28	3975,70	13,63	14	7
100,75	7629,83	8,95	1,54	1,39	8,36	3822,12	13,10	14	7
103,85	7064,41	9,03	1,56	1,41	8,84	3466,98	11,88	12	6
106,95	6221,62	9,15	1,59	1,44	9,5	2972,81	10,19	12	6
110,05	5105,53	9,32	1,64	1,49	10,47	2347,76	8,05	10	5
113,15	3700,4	9,55	1,71	1,56	11,79	1621,42	5,56	6	3
116,25	2022,35	9,82	1,78	1,63	13,51	841,58	2,88	4	2
119,35	58,74	10,14	1,87	1,72	15,95	22,93	0,08	2	1

✓ Des travées de rives:

Tableau VII.10. Nombre de câbles des travées de rives

X(m)	M (t,m)	s(x)	V' inf	e (m)	Ix	P (t)	N° câbles calculé	N° câbles retenus	N° câbles par âme
5,375	2030,10	8,93	1,53	1,38	8,28	1022,19	3,50	4	2
10,75	3198,29	8,93	1,53	1,38	8,28	1610,40	5,52	6	3
13,85	3469,34	8,95	1,54	1,39	8,36	1737,95	5,96	6	3
16,95	3492,77	9,03	1,56	1,41	8,84	1714,13	5,88	6	3
20,05	3267,73	9,15	1,59	1,44	9,5	1561,39	5,35	6	3
23,15	2792,83	9,32	1,64	1,49	10,47	1284,27	4,40	6	3
26,25	2066,10	9,55	1,71	1,56	11,79	905,31	3,10	4	2
29,35	1085,90	9,82	1,78	1,63	13,51	451,89	1,55	2	1

VII.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES.

VII.3.2. En phase de construction :

On doit vérifier :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P e V}{I} - \frac{M V}{I} < \sigma_{bt}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P e V'}{I} + \frac{M V'}{I} < \sigma_{bc}$$

Avec :

- σ_{sup} : contrainte créée dans la fibre supérieure de la section par application de l'effort de précontrainte ;
- σ_{inf} : contrainte créée dans la fibre inférieure de la section par application de l'effort de précontrainte ;
- P : effort de précontrainte ;
- S : section transversale du voussoir ;
- M : moment dû au poids propre ;
- V : distance du centre de gravité à la fibre supérieure ;
- V' : distance du centre de gravité à la fibre inférieure ;
- $\sigma_{bt} = 0 \text{ MPa}$: contrainte admissible de traction (classe I) ;
- $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$: contrainte admissible de compression.

Tableau VII.11. Tableau des vérifications des contraintes en phase de construction

x (m)	s (m ²)	V (m)	V' (m)	e (m)	Ix (m ⁴)	M (x) (t.m)	p (t)	σ_{sup}	σ_{inf}
0	13,10	2,39	2,61	2,24	48,66	36577,54	9640,42	0	15,40
3,45	13,10	2,39	2,61	2,24	48,66	31083,95	8192,52	0	13,08
6,55	12,48	2,19	2,45	2,04	39,95	26702,58	7625,61	0	12,95
9,65	11,92	2	2,32	1,85	32,85	22652,93	7017,77	0	12,72
12,75	11,40	1,83	2,19	1,68	27,18	18934,99	6347,96	0	12,23
15,85	10,93	1,68	2,07	1,53	22,46	15548,77	5647,63	0	11,53
18,95	10,51	1,54	1,97	1,39	18,78	12494,27	4899,13	0	10,62
22,05	10,14	1,43	1,87	1,28	15,95	9771,48	4105,69	0	9,34
25,15	9,82	1,33	1,78	1,18	13,51	7380,41	3332,90	0	7,94
28,25	9,55	1,25	1,71	1,1	11,79	5321,05	2548,83	0	6,32
31,35	9,32	1,19	1,64	1,04	10,47	3593,41	1811,17	0	4,62

34,45	9,15	1,14	1,59	0,99	9,5	2197,48	1156,12	0	3,03
37,55	9,03	1,10	1,56	0,95	8,84	1133,27	615,92	0	1,65
40,65	8,95	1,07	1,54	0,92	8,36	400,78	223,58	0	0,61
43,75	8,93	1,07	1,53	0,92	8,28	0,00	0,00	0	0,00

VII.3.2. Phase d'exploitation :

Dans cette phase on doit vérifier :

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} - \frac{P e V}{I} + \frac{M V}{I} < \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} + \frac{P e V'}{I} - \frac{M V'}{I} < \sigma_{bt}$$

Donc on doit vérifier que:

$$\sigma_{sup} < 24 \text{ MPa et } \sigma_{inf} < 0 \text{ MPa}$$

✓ Travées centrales :

Tableau VII.12. Tableau des vérifications des contraintes de la travée centrale

X (m)	M (t.m)	S (x)	V _{sup}	e _{sup} (m)	V' _{inf}	e _{inf} (m)	I _x	P (t)	σ _{sup}	σ _{inf}
76,55	434,24	9,82	1,33	1,18	1,78	1,63	13,51	180,71	0,40	0
79,65	2364,21	9,55	1,25	1,10	1,61	1,46	11,79	1061,59	2,38	0
82,75	5300,9	9,32	1,19	1,04	1,64	1,49	10,47	2437,60	5,76	0
85,85	6420,56	9,15	1,14	0,99	1,59	1,44	9,5	3067,87	7,41	0
88,95	7220,02	9,03	1,10	0,95	1,56	1,41	8,84	3543,34	8,72	0
92,05	7712,66	8,95	1,07	0,92	1,54	1,39	8,36	3863,62	9,64	0
95,15	7942,62	8,93	1,07	0,92	1,53	1,38	8,28	3999,26	9,99	0
98,25	7895,82	8,93	1,07	0,92	1,53	1,38	8,28	3975,70	9,93	0
100,75	7629,83	8,95	1,07	0,92	1,54	1,39	8,36	3822,12	9,53	0
103,85	7064,41	9,03	1,1	0,95	1,56	1,41	8,84	3466,98	8,53	0
106,95	6221,62	9,15	1,14	0,99	1,59	1,44	9,5	2972,81	7,18	0
110,05	5105,53	9,32	1,19	1,04	1,64	1,49	10,47	2347,76	5,55	0
113,15	3700,4	9,55	1,25	1,10	1,71	1,56	11,79	1621,42	3,73	0
116,25	2022,35	9,82	1,33	1,18	1,78	1,63	13,51	841,58	1,87	0
119,35	58,74	10,14	1,43	1,28	1,87	1,72	15,95	22,93	0,05	0

✓ Travée de rive :

Tableau VII.13. Vérifications des contraintes au niveau de la travée de rive

X (m)	M (t.m)	S (x)	V' _{inf}	V _{sup}	e _{sup}	e _{inf} (m)	I _x	P (t)	σ _{sup}	σ _{inf}
5,375	2030,10	8,93	1,53	1,07	0,92	1,38	8,28	1022,19	2,55	0
10,75	3198,29	8,93	1,53	1,07	0,92	1,38	8,28	1610,40	4,02	0
13,85	3469,34	8,95	1,54	1,07	0,92	1,39	8,36	1737,95	4,33	0
16,95	3492,77	9,03	1,56	1,1	0,95	1,41	8,84	1714,13	4,22	0
20,05	3267,73	9,15	1,59	1,14	0,99	1,44	9,5	1561,39	3,77	0
23,15	2792,83	9,32	1,64	1,19	1,04	1,49	10,47	1284,27	3,03	0
26,25	2066,10	9,55	1,71	1,25	1,1	1,56	11,79	905,31	2,08	0
29,35	1085,90	9,82	1,78	1,33	1,18	1,63	13,51	451,89	1,00	0

VII.4. DETERMINATION DE L'EFFORT TRANCHANT DU A LA PRECONTRAINTE.

L'âme est la partie résistante à l'effort tranchant dans une poutre caisson contrairement aux membrures supérieures et inférieures qui résistent à la flexion.

Nous distinguons trois effets à prendre en compte :

1- Effet isostatique :

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

- Un effort tranchant V positif.
- Une composante verticale de précontrainte $V = P \cdot \sin\alpha$ qui vient de retrancher à l'effort tranchant.

2- Effet hyperstatique :

A cette action, on doit ajouter l'effort tranchant dû au moment hyperstatique de précontrainte, s'il existe. Il est égal à la dérivée de ce moment :

$$V = \frac{dM}{dx}$$

3- Effet RESAL :

La hauteur de la poutre caisson est variable avec l'abscisse, plus haut sur appui qu'en travée.

En respectant un extradados horizontal, l'intrados est donc incliné de pente : dh/dx , près des appuis l'intrados est comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant dû aux forces extérieures part suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut :

$$V_{\text{résal}} = M \frac{dh}{Zdx}$$

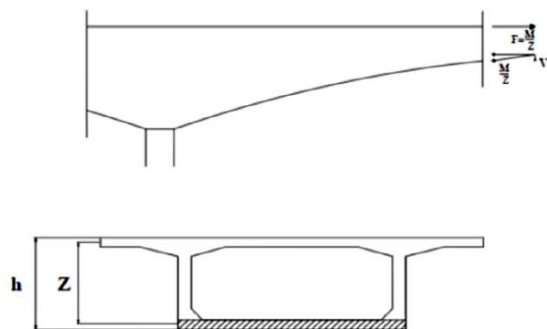


Figure VII.6. Effet RESAL

• Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est obtenu à partir la formule suivante :

$$V_r = V_G + V_q - P \cdot \sin\alpha - V_{\text{RESAL}}$$

Selon le BPEL, le cisaillement en un point de cote y, est donné par la formule suivante:

$$\tau = \frac{V_r}{Z \cdot b_n}$$

Ou :

- V_r : représente l'effort tranchant.
- b_n : épaisseur nette de l'âme, elle est égale à la différence entre l'épaisseur totale de l'âme et les diamètres des câbles traversant cette âme.
- Z : bras de levier.

Selon le BPEL, pour une forme quelconque, on pourra prendre pour Z la valeur approchée suivante :

$$Z = (1 + \rho) \cdot \frac{h}{2}$$

Avec :

- $\rho = 0.595$: rendement de la section ;
 - $h = 5 \text{ m}$: hauteur de la section ;
- A l'ELS La vérification à faire est :

$$\tau < \tau_{lim}$$

- $\tau = V_r / Z \cdot 2b_n$
- Le cisaillement admissible vaut : $\tau_{lim} = \min(\tau_1; \tau_2)$
 - Tel que: (justification en classe I, $\sigma_t = 0$)

$$\tau^2_1 = 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \text{ et } \sigma_x = P/S$$

$$\tau^2_2 = (2f_{tj} / f_{cj}) (0.6f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x)$$

Le but de cette justification est de montrer que les efforts d'un effort tranchant cumulés aux efforts du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

Nous procédons à la vérification uniquement pour le voussoir sur pile, là où la valeur de l'effort tranchant est au maximum.

Section	M _{EELS} (MN.m)	V _{EELS} (MN)	V _{RESAL} (MN)	V _r (MN)	τ_1 (MPa)	τ_2 (MPa)	τ_{lim} (MPa)	τ (MPa)	observation
VSP	365.8	17.1	0	17.1	3,96	11,72	3,96	3,94	vérifiée

VII.5. CONCLUSION.

L'étude de la précontrainte est la phase la plus importante dans l'étude d'un ouvrage d'art construit par encorbellement successif, elle est nécessaire pour reprendre les effets des charges permanentes, en phase de construction ainsi qu'en phase d'exploitation. Toutes les vérifications nous permettent d'entamer les autres calculs.



CHAPITRE VIII

ARMATURES PASSIVES



CHAPITRE VIII.

ARMATURES PASSIVES

VII.1. INTRODUCTION

Dans les ouvrages construits par encorbellement successifs, la précontrainte reprend les charges permanentes tant dis que les surcharges tel que le vent, la température,

Mais les surcharges d'exploitation routières sont reprises par les armatures passives.

VIII.2. DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES :

- **La section d'armature :**

$$A_s = \frac{M^*}{\sigma_{st} \cdot Z_s}$$

Tel que :

- $M^* = M_c - M_p$: moment due aux surcharges d'exploitation :
 - M_c : moment max due à la charge permanente + les surcharges d'exploitation ;
 - M_p : moment max due à la charge permanente.
- $Z_s = 0.9d = 0.9$ (hauteur du caisson- enrobage- Φ étriers- $1/2 \Phi$ des armatures passives)
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \min [2/3 f_e ; \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj})]$$

f_e : limite d'élasticité égale à **500 MPa**.

D'où: $\sigma_{st} = 333.33$ MPa

- **Armature minimale :**

Une section minimale doit être assurée afin d'éviter la fissuration due à la flexion

$$A_{s, \min} / A_b = 0.25\%$$

- $A_{s, \min}$: section minimale de l'armature passive.
- A_b : section du béton.

1- Sur appuis :

$$M_c = 54636,0 \text{ t.m}$$

$$M_p = 32093,1 \text{ t.m}$$

$$M^* = 54636,0 - 32093,1 = 22542,9 \text{ t.m}$$

$$Z_s = 0.9d = 4,067 \text{ m.}$$

D'où:

$$A_s = \frac{22542,9}{333,33 \times 4,067} * 10^{-2} * 10^4 = 1662,9 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s, \min} = 0.25 \% A_b$$

$$A_b = 13,1 \text{ m}^2 \Rightarrow A_{s, \min} = 327,5 \text{ cm}^2.$$

2- à mi-travée :

$$M_c = 15134,3 \text{ t.m}$$

$$M_p = 7942,6 \text{ t.m}$$

$$M^* = 15134,3 - 7942,6 = 7191,7 \text{ t.m}$$

$$Z_s = 0.9d = 1,967 \text{ m.}$$

D'où :

$$A_s = \frac{7191.7}{333.33 \times 1.967} * 10^{-2} * 10^4 = 1096.86 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s, \min} = 0.25\% A_b$$

$$A_b = 8.95 \text{ m}^2 \Rightarrow A_{s, \min} = 223 \text{ cm}^2.$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.1. Armatures longitudinales

Désignation	M* (t.m)	A _s (cm ²)	Nombre de barres/ml
Sur appuis	22542,9	1662,90	16HA32
A mi-travée	7191,7	1096,86	12HA32

VIII.3. DIMENSIONNEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES.

Pour calculer les armatures transversales, on doit déterminer les moments défavorables engendrés sous l'effet de différentes surcharges appliquées à chaque élément constitutif du voussoir.

A cause de la variation de la hauteur des caissons, le ferrailage diffère d'un voussoir à l'autre. Raison pour laquelle on se contente de ferrailer uniquement le voussoir sur pile et le voussoir sur culée.

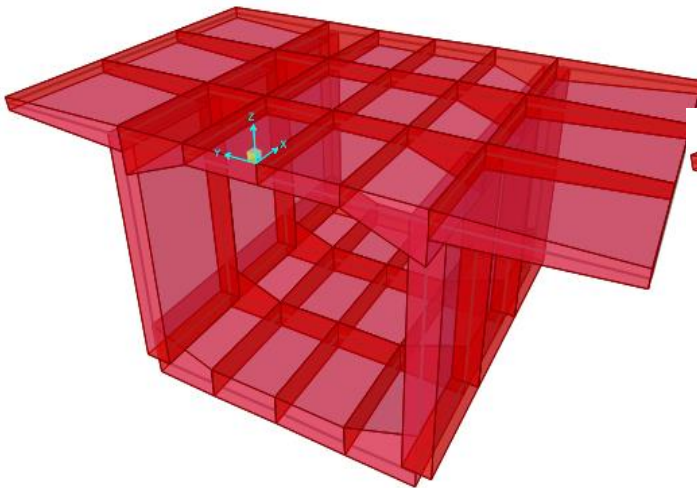


Figure VIII.2. Voussoir sur pile

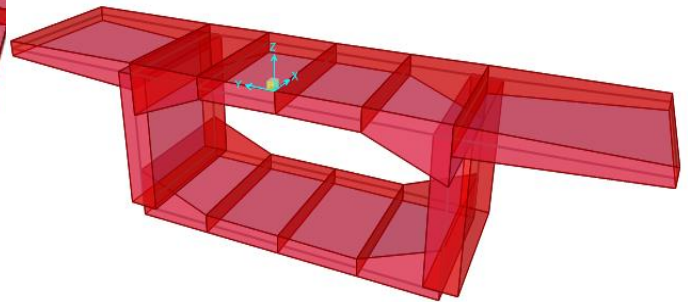


Figure VIII.3. Voussoir sur culée

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

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



CHAPITRE IX

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE



CHAPITRE IX.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1. INTRODUCTION.

Dans le cadre de ce chapitre, on traite l'infrastructure de notre ouvrage :

- L'étude de la pile ;
- L'étude sismique ;
- L'étude de la culée.

IX.2. ETUDE DE LA PILE.

La conception des piles est tributaire :

- Du type et du mode de construction du tablier ;
- Du type et du mode d'exécution des fondations ;
- Des certaines contraintes naturelles et fonctionnelles.

Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier (simplement appuyé, ou bien partiellement ou totalement encasté).

Dans le cas de l'encastrement total, pour un ouvrage construit par encorbellement successif, on a deux types de piles :

- Pile caisson : dans le cas des piles très élancé (pour être souple) ;
- Pile poteau : dans le cas des hauteurs modérées.

Pour notre projet, on a des hauteurs modérées, alors la meilleure solution est d'encastrent le tablier sur des piles constituées de deux voiles souples et parallèles d'une section de (6.20 x 0.50) m pour P₁ et P₃. La pile P₂ à une section de (6.20 x 0.80) m

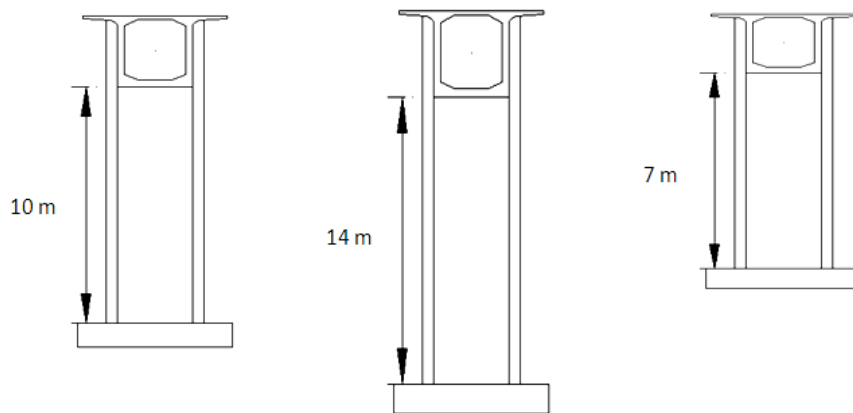


Figure IX.1. Coupe transversale des piles P₁, P₂, P₃ respectivement

✚ Vérification de la stabilité au flambement de la pile :

- On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 70$

$$\lambda = L_f / i$$

- ✓ L_f : la longueur de flambement.
- ✓ i : le rayon de giration.

- On a les caractéristiques géométriques des piles suivantes :

- ✓ $I_{x2} = 15,89 \text{ m}^4$; $I_{x1} = I_{x3} = 9,930 \text{ m}^4$;
- ✓ $I_{y2} = 0,264 \text{ m}^4$; $I_{y1} = I_{y3} = 0,064 \text{ m}^4$;
- ✓ $S_2 = 4,96 \text{ m}^2$; $S_1 = S_3 = 3,20 \text{ m}^2$;
- ✓ $L_f = 0,5H$ (piles encastées dans les deux bords).

- **Flambement suivant x :**
 - $i_2 = \sqrt{I_y/S} = \sqrt{(0,264/4,96)} = 0.23 \text{ m}$
 - $i_1 = i_3 = \sqrt{I_y/S} = \sqrt{(0,064/3,10)} = 0.144 \text{ m}$
 - **Flambement suivant y :**
 - $i_2 = \sqrt{I_x/S} = \sqrt{(15,89/4,96)} = 1,79 \text{ m}$
 - $i_1 = i_3 = \sqrt{I_x/S} = \sqrt{(9,93/3,10)} = 1,79 \text{ m}$
- Les résultats sont récapitulés dans ce tableau:

Tableau IX.1. Vérification de la stabilité des piles vis-à-vis le flambement

	H (m)	L_f (m)	λ suivant x	λ suivant y
Pile 1	10,0	5,0	34,72	2,79
Pile 2	14,0	7,0	30,43	3,91
Pile 3	7,0	3,5	24,30	1,95

On déduit que le flambement est vérifié dans les deux sens $\lambda \leq 70$.

IX.3. ETUDE SISMIQUE.

L'action sismique résulte des mouvements du sol qui sont pris en compte deux aspects :

- Une translation d'ensemble (tous les points du sol se déplacent en phase) dans chacune des trois directions dans l'espace ;
- Un déplacement différentiel entre points du sol dans chacune des trois directions.

Pour l'étude de notre pont on va utiliser l'analyse spectrale monomodale (mode fondamentale), les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique, cette méthode est applicable si et seulement si les quatre critères cités ci-dessous sont simultanément vérifiés selon le RPOA :

- **La masse modale** (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à **70%** de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fût et chevêtre).
- **Le biais** (angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est **supérieur à 70 grades** et les raideurs longitudinale et transversale totales des appuis) ne variant pas plus de **10%** par rapport aux valeurs calculées sans biais.
- **La courbure** (angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est **inférieure à 30 grades** et les raideurs longitudinales et transversales totale des appuis ne variant pas de plus de **10%** par rapport aux valeurs calculées sans courbure.
- **La symétrie transversale** c'est-à-dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas **5%** de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

IX.3.1. Vérification des critères d'applicabilité de la méthode :

- 1- La 1^{ère} condition est vérifiée si la masse des piles est inférieure à 0,43 de la masse totale du tablier :

$$M_{\text{tablier}} = M_{\text{de l'ouvrage}} + \alpha \text{ surcharges (pont non urbain } \rightarrow \alpha = 0) ;$$

$$M_{\text{piles}} = 480,50 \text{ t}$$

$$\text{Alors : } M_{\text{tablier}} = 6392.20 \text{ t}$$

$$480,5 \text{ t} < 0,43 \times 6392,20 = 2748,6 \text{ t (condition vérifiée).}$$

- 2- Pont droit, biais = 100 gr > 70 gr (condition vérifiée).
- 3- Notre pont est non courbe, la courbure = 0 < 30 gr (condition vérifiée).
- 4- Pont symétrique alors l'excentricité est nulle (le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis sont confondu) ; (condition vérifiée).

IX.3.2. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

D'après RPOA 2008 les caractéristiques relatives à notre ouvrage sont comme suit :

- ✓ Groupe : 2 (ponts importants) ;
- ✓ Zone : IIa (sismicité moyenne) ;
- ✓ A: le coefficient d'accélération de la zone : 0.20 (zone IIa ; groupe 2) ;
- ✓ Le site considéré : S2 (site ferme) ;
- ✓ Le taux d'amortissement critique : 5.0 % (Béton armé).

IX.3.3. Spectre de dimensionnement :

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche de comportement inélastique par un calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donné par :

$$S_{ad}(T, \xi) = \begin{cases} 2.5\eta AgS & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- η : Facteur de correction d'amortissement ($\sqrt{7/2 + \xi}$) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;
- T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site ;
- S : Coefficient de site ;
- A : Coefficient d'accélération.

D'après le RPOA :

Tableau IX.2. Valeurs de T1, T2 et S de la composante horizontale

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.20	0.20
T ₂	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1.00	1.10	1.20	1.30

IX.3.4. Effet de séisme longitudinal :

Dans la direction des ponts sensiblement rectilignes à tablier continue, la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles sous l'effet de l'action sismique.

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F :

$$F = M \cdot S_a(T, \xi)$$

La période fondamentale T est donnée par l'expression suivante :

$$T = 2\pi\sqrt{(M/K)}$$

• Calcul de la raideur K :

La raideur du système, égale à la somme des raideurs des éléments résistants dans le sens de séisme.

- $I_2 = 0,264 \text{ m}^4, I_1 = I_3 = 0,064 \text{ m}^4$
- $E = 11000 \sqrt[3]{f_c} 28 = 11000 \times \sqrt[3]{35} = 35982 \text{ MPa}$ (pour piles) ;
- $E = 11000 \sqrt[3]{f_c} 28 = 11000 \times \sqrt[3]{30} = 34180 \text{ MPa}$ (pour culées) ;

a- Raideur de la culée :

Elle est nulle car :

- La culée est infiniment rigide ;
- Les appareils d'appuis sont glissantes (elles ne reprennent que les forces verticales).

b- Raideur des piles :

$$k_{fut} = 12 \times E.I/h^3 \text{ (le tablier est encastré)}$$

$$K_{\text{système}} = \sum K_{\text{pile } i}$$

Tableau IX.3. Valeurs de rigidités des piles

	H (m)	K (MN/m)
Pile 1	10	55,26
Pile 2	14	83,00
Pile 3	07	161,13

$$K_{\text{système}} = 299,39 \text{ (MN/m)}$$

• **Calcul la période de système : (T)**

$$T = 2\pi.\sqrt{(M/K)} = 0,92 \text{ s}$$

• **Calcul le spectre : (Sad(T, ξ))**

On a dans le tableau IX.2: T2 = 0.4 donc : 0.4 ≤ T ≤ 3s

$$Sad(T, \xi) = 2.5\eta AgS(T_2/T)^{2/3} = 3,1 \text{ m/s}^2 \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

Avec :

- η = 1 ;
- A = 0.2 ;
- S = 1.1.

• **Calcul la force horizontale statique équivalente : (Fi)**

On applique au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée par l'expression :

$$F_l = M. Sa. (T, \xi)$$

$$F_l = 63.92 \times 3,1 = 198,152 \text{ MN}$$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) :

$$F_i = k_i/k \times F$$

Donc on résume les résultats, la force horizontale se répartit sur chaque appui (i) dans le tableau suivant :

Tableau IX.4. Valeurs de la force horizontale

	ki (MN/m)	Fi (MN)
Pile 1	55,26	36,57
Pile 2	83,00	25,52
Pile 3	161,13	109,64

IX.3.5. Effort horizontal sur la pile :

✚ **Effort de freinage A(L) :**

- **Pile 1 :**

$$F_A = \frac{S}{20+0.0035*S} * A(l).$$

A(l) : chargement A(l) = 7,00 Kn/m²

S : surface chargée en m² (S = 9,75 * (27,25 + 45) = 704,44 m²)

$$F_A = 219,50 \text{ KN}$$

- **Pile 2 :**

S : surface chargée en m² ($S = 9,75 * (45 + 45) = 877,5 \text{ m}^2$)

$$F_A = 266,24 \text{ KN}$$

✚ **Effort de freinage Bc :**

- **Pile 1 :**

$$F1 = 300 / 289 * (27,25+45) = 75 \text{ KN}$$

- **Pile 2 :**

$$F2 = 300 / 289 * (45+45) = 93,4 \text{ KN}$$

D'après le RCPR 2008 les efforts du vent sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut :

$$W = 2.00 \text{ KN/m}^2 \text{ pour les ouvrages en services.}$$

- $W_p = 2 \times S$

Tel que **S** : est la surface exposée aux surcharges du vent ;

Donc on résume tous les efforts verticaux et horizontaux dans le tableau suivant :

Tableau IX.5. Les efforts verticaux et horizontaux de la pile 2

Cas	Combinaison	Pile 2		
		F _v (KN)	F _h (KN)	M (KN.m)
ELU	1.35G+1.6A(I)	1119,12	420,56	5887,84
	1.35G + 1.6BC	358,26	152,65	2137,10
	1.35G + 1.35Mc120	490,10	0,00	0,00
	1.35G + 1.35D240	491,23	0,00	0,00
ELS	G + 1.2A(I)	839,11	316,48	4430,72
	G + 1.2BC	268,64	110,12	1541,68
	G + Mc120	363,04	0,00	0,00
	G + D240	364,52	0,00	0,00
ELA	G + F + 0.2A(I)	245,69	376,43	5582,73
	G + F + 0.2Bc	120,45	365,29	1756,78
	G + F + 0.2Mc120	152,56	367,17	1591,95
	G + F + 0.2D240	154,65	368,65	1598,93

✚ **Ferraillage de la pile : pile 2 (la plus élancé)**

- **Armatures longitudinales :**

On a : Sous la combinaison (ELU) : 1.35G +1,6A(L)

$$N_{\max} = 3520,5 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 2943,92 \text{ KN.m}$$

En utilisant la caleulette robot 2010, pour b = 1 m et h = 1 m :

As = 56,2 cm², on prend 7HA32 pour 56,3 cm².

- **Armatures latérales :**

$$N_{\max} = 6013,5 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 6615,7 \text{ KN.m}$$

En utilisant la caleulette robot 2010, pour b = 1 m et h = 1 m :

As = 110 cm², on prend 14HA32 pour 112,6 cm².

IX.4. ETUDE DE LA CULEE.

La culée est l'un des éléments primordiaux de l'ouvrage, elle raccorde l'ouvrage au terrain naturel et assure la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

IX.4.1. Choix de la morphologie :

On a opté pour une culée remblayée (culée ayant un aspect extérieur sous la forme d'un mur de front encastré sur une semelle, surmonté par un mur de garde-grève et prolongé par des murs en retours ou en ailes (murs latéraux)).

Elle est composée de l'ensemble des éléments suivants :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont.
- Un mur de garde grève destiné à isoler le tablier de contact de remblai.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.
- Dalle de transition : pour éviter le problème de tassement, sa largeur varie entre 3 à 6 m selon la hauteur de remblai.
- Une fondation : semelle reposant sur des pieux.

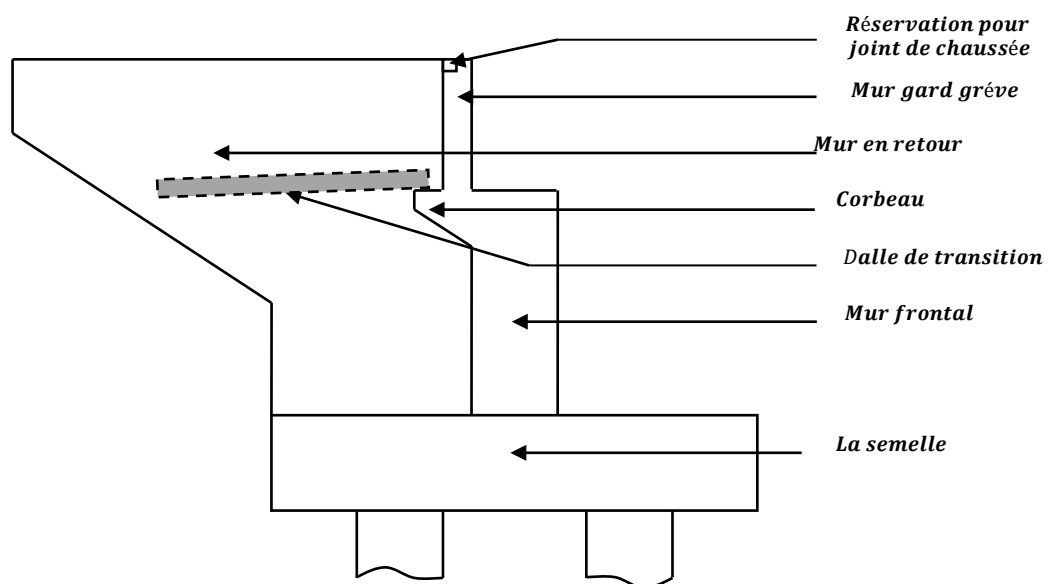


Figure IX.2. Coupe transversale de la culée

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, soit mécanique, soit technique.

• La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux (tassements) ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

• **La fonction technique :**

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

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

IX.4.2. Pré dimensionnement :

Ce pré dimensionnement a été fait selon le livre « projet et construction des ponts » - J.A.Calgaro.

✓ **Mur de garde grève :**

- La hauteur du mur garde grève h :

$$h = h_{vc} + h_{app.app} + h_{d.app}$$

Avec :

- ✓ h_{vc} : hauteur du voussoir sur culée ;
- ✓ $h_{app.app}$: hauteur de l'appareil d'appui ;
- ✓ $h_{d.app}$: hauteur du dé d'appui.

$$h = (2,6 + 0,08 + 0,4) \Rightarrow h = 3.1 \text{ m}$$

- L'épaisseur du mur garde grève e :

$$e = \max(0.3 \text{ m} ; h/8) = \max(0.3 ; 0.387) \Rightarrow e = 0.4 \text{ m}$$

- La longueur du mur garde grève L :

$$L = \text{la largeur du tablier} \Rightarrow L = 11.25 \text{ m}$$

✓ **Le mur frontal :**

- La hauteur :

$$H = h_{culée} - h_{garde\ de\ grève} = 10 - 3.1 \Rightarrow h = 6,9 \text{ m}$$

- Epaisseur : $e = 2 \text{ m}$
- Longueur : $L = 11,25 \text{ m}$

✓ **Dalle de transition :**

- La longueur de la dalle est dimensionnée par la formule suivante :

$$L = \min [6\text{m}; \max (3\text{m}; 0.6H)]$$

Avec :

H : étant la hauteur du remblai = 10 m

Donc : $L = \min [6\text{m}; \max (3\text{m}; 6\text{m})] \Rightarrow L = 6 \text{ m}$

- Épaisseur : Généralement $e = 0.3 \text{ m}$

✓ **Mur en retour :**

Il sert surtout à retenir les terres à l'arrière. Son épaisseur varie entre 30 et 45, alors on prend $e = 0.6 \text{ m}$.

La longueur de la partie libre ne doit pas dépasser 7 à 8 m, alors : $L_{sup} = 8 \text{ m}$.

On prend la Longueur inférieure égale à : $L_{inf} = 4 \text{ m}$.

$Tg \delta = 2/3$ pour les remblais courants (δ est l'angle d'inclinaison de mur en retour avec celle du remblai, donc on prend $\delta = 30^\circ$).

✓ **Corbeau :**

La partie sur laquelle repose la dalle de transition, il a une forme de trapèze :

- Sa grande base est de **100 cm** ;

- La petite base est de **50 cm** ;
- Une hauteur de **40 cm**.

✓ **Sommier d'appui :**

- La longueur de sommier d'appui : $L = \text{largeur du pont} = \mathbf{11.25 \text{ m}}$;
- La largeur de sommier d'appui : $l = \mathbf{2 \text{ m}}$.

✓ **La semelle de fondation :**

- L'épaisseur de la semelle : $E_s = 1.2 \times \varnothing \Rightarrow \mathbf{E_s = 2 \text{ m}}$;
- La largeur de la semelle peut être prise $B \geq 5 \varnothing$, alors $\mathbf{B = 9,6 \text{ m}}$;
- La longueur de la semelle, $\mathbf{L = 13,2 \text{ m}}$.

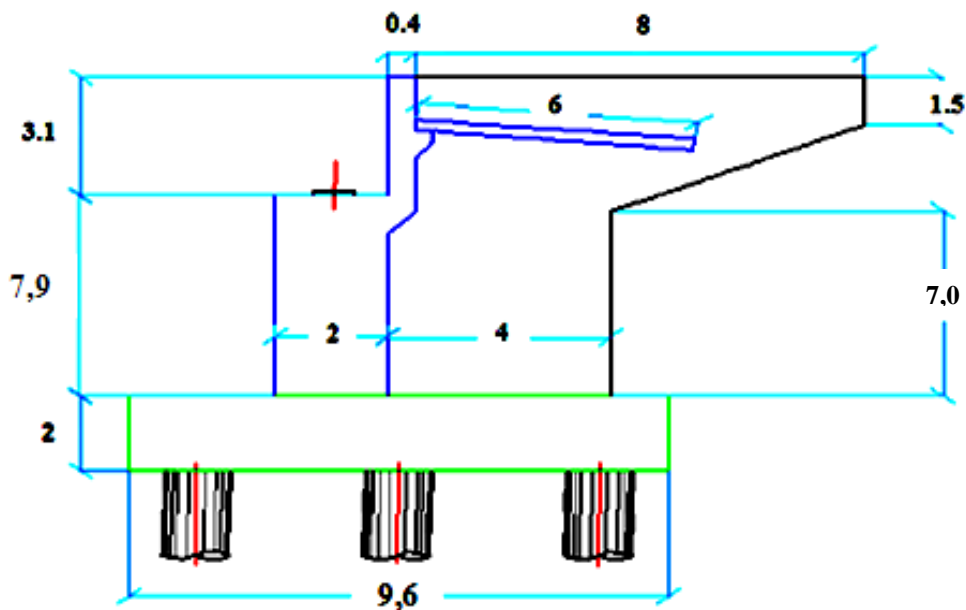


Figure IX.3. Dimension de la culée (toutes les dimensions sont en mètre)

IX.4.3. Sollicitations :

✓ **Sollicitation sur culée :**

- Poids propre de la culée ;
- Réactions d'appuis du tablier dues à sa charge permanente ;
- Poids des terres.

✓ **Sollicitation horizontales :**

- Effet de freinage ;
- Poussée des terres sous séisme :

$$P = 0,5 \cdot K_{ah} \cdot \gamma_r \cdot H^2 \cdot L$$

Selon le rapport géotechnique : $\gamma_r = 2 \text{ t/m}^3$: densité de remblai.

• **Selon RPOA 2008 :**

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques K_h , K_v :

- $\mathbf{K_h = 0.20}$: Accélération sismique dans le sens horizontale (Zone IIa ; groupe 2) ;
- $\mathbf{K_v = 0.3 \cdot K_h = 0.06}$: Accélération sismique dans le sens verticale.

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L est donnée comme suit :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) \cdot H^2 \cdot K_{ad}$$

Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE-OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \cdot \cos\theta}} \right]^2}$$

Données du sol :

- Angle de frottement interne du remblai sans cohésion : $\psi = 35^\circ$;
- Angle de la surface du remblai sur l'horizontal : $\beta = 0^\circ$;
- Angle de frottement sur le mur : $\delta = 0^\circ$;
- Angle entre la direction du séisme et la verticale θ :

$$\text{tg}\theta = \frac{K_h}{1 \pm K_v}$$

Le coefficient de poussée des terres varie d'un cas de chargement à l'autre, soit en conditions sismiques ou normales.

Nous avons fait les calculs sur quatre cas défavorables de séismes correspondant à :

- **1^{er} cas** : cas normale sans séisme : $K_h = K_v = 0$.
- **2^{ème} cas** : cas de séisme (horizontal + verticale vers le bas) : $K_h = 0.20$; $K_v = 0.06$
- **3^{ème} cas** : cas de séisme (horizontal) : $K_h = 0.20$; $K_v = 0.00$
- **4^{ème} cas** : cas de séisme (horizontal + verticale vers le haut) : $K_h = 0.20$; $K_v = - 0.06$

Tableau IX.6. Valeurs des paramètres K_{ad} et θ :

Action du séisme	Notation	K_H	K_V	θ°	K_{ad}
Condition normale	Cas n°1	0,00	0,00	0,00	0,270
Vertical+horizontal	Cas n°2	0,20	0,06	10,70	0,387
Horizontal	Cas n°3	0,20	0,00	11,31	0,395
Vertical+horizontal	Cas n°4	0,20	- 0,06	12,00	0,405

✓ **Détermination des différents cas de charge :**

- **Sollicitation dues aux poids propre de la culée :**

Le poids propre de chaque élément est donné par la formule suivante :

$$P = \gamma_b \cdot h \cdot B \cdot L$$

Avec : $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$.

Ainsi la force d'inertie se calcule comme suit :

- L'effort sismique horizontal : $F_h = K_H \times G$;
- L'effort sismique vertical : $F_v = (1 + K_v) \times G$.

Le tableau ci-dessous récapitule l'ensemble des moments et des efforts dus aux différents éléments de la culée, dans le cas normal et le cas sismique (le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A : (au centre de la semelle), tel que :

Tableau IX.7. Calcul des moments (renversants/stabilisants)

Sollicitation Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux $F_h = K_h * P$ (t)	Efforts verticaux $F_v = (1 \pm K_v) * P$ (t)	Bras de levier H (m)	Bras de levier V (m)	Moment renversant $F_h * V$ (t.m)	Moment stabilisant $F_v * H$ (t.m)
Mur garde grève	cas n°1	34,87	0,00	34,87	0,20	10,45	0,00	6,97
	cas n°2		6,97	36,96			72,84	7,39
	cas n°3		6,97	34,87			72,84	6,97
	cas n°4		6,97	32,78			72,84	6,55
Corbeau	cas n°1	8,44	0,00	8,44	0,80	9,95	0,00	6,75
	cas n°2		1,69	8,95			16,81	7,16
	cas n°3		1,69	8,44			16,81	6,75
	cas n°4		1,69	7,93			16,81	6,34
Mur frontal	cas n°1	444,37	0,00	444,37	-1,00	4,95	0,00	-444,37
	cas n°2		88,87	471,03			439,91	-471,03
	cas n°3		88,87	444,37			439,91	-444,37
	cas n°4		88,87	417,71			439,91	-417,71
Mur en retour 1	cas n°1	58,00	0,00	58,00	2,00	6,50	0,00	116,00
	cas n°2		11,60	61,48			75,4	122,88
	cas n°3		11,60	58,00			75,4	116,00
	cas n°4		11,60	54,52			75,4	109,09
Mur en retour 2	cas n°1	9,00	0,00	9,00	6,00	11,25	0,00	54,00
	cas n°2		1,80	9,54			20,25	57,24
	cas n°3		1,80	9,00			20,25	54,00
	cas n°4		1,80	8,46			20,25	50,76
Mur en retour 3	cas n°1	7,50	0,00	7,50	5,33	9,66	0,00	39,97
	cas n°2		1,50	7,95			14,49	42,37
	cas n°3		1,50	7,50			14,49	39,97
	cas n°4		1,50	7,05			14,49	37,57
Semelle	cas n°1	633,60	0,00	633,60	0,00	0,00	0,00	0,00
	cas n°2		210,60	671,62			0,00	0,00
	cas n°3		210,60	633,60			0,00	0,00
	cas n°4		210,60	595,58			0,00	0,00
Dalle de transition	cas n°1	50,62	0,00	50,62	3,20	10,35	0,00	161,97
	cas n°2		16,88	53,66			174,71	171,71
	cas n°3		16,88	50,62			174,71	161,97
	cas n°4		16,88	47,58			174,71	152,26

Tableau IX.8. Calcul des poids de terres

Désignation	Condition	P (t)	F_h (t)	F_v (t)	H (m)	V (m)	M_r (t.m)	M_s (t.m)
Poids des terres sur la dalle de	cas n°1	202,50	0,00	202,50	3,40	11,25	0,00	688,50
	cas n°2		40,50	214,65			455,62	729,81
	cas n°3		40,50	202,50			455,62	688,56

transition	cas n°4		40,50	190,35			455,62	647,19
Poids des terres sur la semelle	cas n°1	955,36	0,00	955,36	2,40	5,75	0,00	2292,86
	cas n°2		191,07	1012,68			1098,65	2430,43
	cas n°3		191,07	955,36			1098,65	2292,86
	cas n°4		191,07	898,03			1098,65	2155,27
Poids des terres au dessus du patin	cas n°1	75,60	0,00	75,60	3,40	1,5	0,00	257,04
	cas n°2		15,12	80,14			22,68	272,47
	cas n°3		15,12	75,60			22,68	257,04
	cas n°4		15,12	71,06			22,86	241,60
Surcharges sur remblai (poids 1t/m ² majoré de 20%)	cas n°1	108,00	0,00	108,00	4,00	11	0,00	432,00
	cas n°2		21,60	114,48			237,60	457,92
	cas n°3		21,60	108,00			237,60	432,00
	cas n°4		21,60	101,52			237,60	406,08

✚ Poussées dues aux poids des terres :

$$P = (1/2). K_{ah}. \gamma_b .H^2.L$$

Tableau IX.9. Calcul des poussées de terres

Désignation	Condition	P (t)	V (m)	Mr (t.m)
Poussée des terres sur le mur frontale + mur garde grève	cas n°1	459,42	4,67	2145,49
	cas n°2	658,50		3075,19
	cas n°3	672,12		3140,57
	cas n°4	689,13		3218,24
Poussée des terres sur la semelle	cas n°1	17,82	-0,66	-11,76
	cas n°2	25,54		-16,86
	cas n°3	26,07		-17,62
	cas n°4	26,73		-17,64

Tableau IX.10. Efforts et moments sous différentes charges.

Désignation	Condition	P (t)	F _h (t)	F _v (t)	H (m)	V (m)	Mr (t.m)	M _s (t.m)
Réaction du tablier	cas n°1	585,49	0,00	585,49	0,50	9,50	0,00	292,75
	cas n°2		117,10	620,62			1112,45	310,31
	cas n°3		117,10	585,49			1112,45	292,75
	cas n°4		117,10	550,36			1112,45	275,18
A(L) + St	150,23		/	150,23	0,50	9,5	/	75,12
Freinage Bc	19,60					9,50	186,2	0,00

IX.4.4. Vérification de la stabilité (non renversement) :

✓ Vérification de non renversement :

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,50 \dots \dots \dots \text{condition normale}$$

$$\lambda = \frac{M_s}{M_r} \geq 1,00 \dots \dots \dots \text{condition sismique}$$

M_s: moment stabilisant du à F_v .

M_r: moment renversant du à F_h .

✓ Etapes d'exécution de la culée :

- 1^{ère} étape: culée à vide ;

- 2^{ème} étape: culée à vide + Tablier ;
- 3^{ème} étape: culée à vide + Tablier + Remblais ;
- 4^{ème} étape: culée à vide + Tablier + Remblais + Surcharge.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.10. Vérification de non renversement

1^{ère} Etape : culée à vide :

Désignation	$M_r(t.m)$	$M_s(t.m)$	λ
CN	00	830,03	∞
CS	814,4	880,0	1,08

2^{ème} Etape : culée à vide + Tablier :

Désignation	$M_r(t.m)$	$M_s(t.m)$	λ
CN	00	830,03	∞
CS	1112,45	2050,99	1,84

3^{ème} Etape : culée à vide + Tablier + Remblais :

Désignation	$M_r(t.m)$	$M_s(t.m)$	λ
CN	00	4500,4	∞
CS	2927	4770,63	1,63

4^{ème} Etape: culée à vide + Tablier + Remblais + surcharges :

Désignation	$M_r(t.m)$	$M_s(t.m)$	λ
CN	1298,65	4575,52	3,52
CS	1298,65	4845,75	3,73

Conclusion : La stabilité de la culée vis-à-vis le renversement est assuré.

IX.4.5. Appareils d'appuis :

✚ Réaction max due aux combinaisons du poids propre et surcharges sur la culée :

D'après le logiciel CSIbridge :

Réaction max = 707,46 t sur la culée → **Rmax** = 235,82 t pour chaque appareil (trois appareils d'appuis sur culée) ;

✚ Aire de l'appareil d'appuis :

$$\sigma_m = N_{max}/(a \times b)$$

On désigne par (a x b) l'aire de l'appareil d'appui où :

- **a** : Côté parallèle à l'axe horizontal de l'ouvrage ;
- **b** : Côté perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante (il doit vérifier les contraintes de compression) :

$$3\text{MPa} \leq \sigma_m = N_{\max}/(a \times b) \leq 15\text{MPa}$$

Avec :

- N_{\max} : Réaction maximale de chaque appareil d'appui. ($N_{\max} = 235,82 \text{ t}$).
- σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort normal.
- **3 MPa** : La condition de non soulèvement.
- **15 MPa** : La condition de non écrasement.

Donc :

$$0,157 \text{ m}^2 \leq a \times b \leq 0,786 \text{ m}^2$$

Alors on prend : $(a \times b) = (600 \times 600) = 0,36 \text{ m}^2$.

D'après le guide SETRA (Note technique sur l'application nationale de la norme NF EN 1337 (appareils d'appui structuraux)).

$$a = 600\text{mm}$$

$$b = 600\text{mm}$$

✚ La hauteur des appareils d'appuis :

D'après le document SETRA BT N°4/1974, la condition à vérifier est :

✓ **La condition de non flambement :**

$$(a/10) \leq T \leq (a/5) \quad \longrightarrow \quad 60 \leq T \leq 120$$

On prend : $T = 80 \text{ mm}$.

✚ Dimensionnement du dé d'appui :

$$A = 80+10 = 90 \text{ cm};$$

$$B = 80+10 = 90 \text{ cm};$$

$$H \geq 2.a.b / 2(a+b) \quad \longrightarrow \quad H \geq 2 \times 80 \times 80 / 2(80+80) = 40 \text{ cm (hauteur du dé d'appui)}.$$

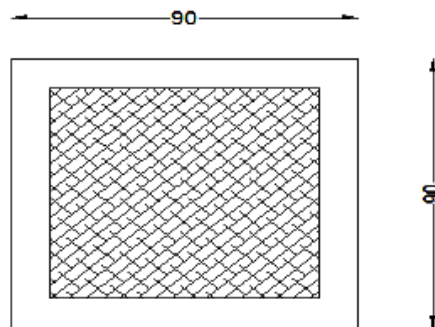


Figure IX.4 : Schéma d'appareil d'appui adopté

IX.4.6. Ferrailage :

✓ **La dalle de transition : (selon le cours calcul d'ouvrage) :**

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

- **Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2,5 \times 0,3 \times 1 = 0,75 \text{ t/ml}$;**
- **Poids du remblai : $g_2 = 1,5 \times 1 \times 1 = 1,5 \text{ t/ml}$;**
- **Poids propre du revêtement : $g_3 = 2,4 \times 0,08 \times 1 = 0,192 \text{ t/ml}$.**

Alors : Poids total: $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 2,442 \text{ t/ml}$;

Surcharges : $Q = 1 \times 1,4 = 1,4 \text{ t/ml}$

Le ferrailage se fait en flexion simple :

$$\alpha = L_X / L_Y = 0.53$$

$0.4 \leq \alpha \leq 1$, donc la dalle travaille dans les deux sens.

✓ **Vérification de la hauteur :**

$$L_x/50 \leq h \leq l_x/35$$

$$0,12 \leq h \leq 0,17$$

$h = 0,3$ m, la condition est largement vérifiée.

✓ **Actions :**

$$P_u = 1.35G_t + 1.6Q = 5,54 \text{ t/m}$$

$$P_{ser} = G_t + 1,2Q = 4,12 \text{ t/m}$$

$$M_u = \frac{P_u \cdot l_x^2}{8} = 24,93 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \cdot l_x^2}{8} = 17,28 \text{ t.m/ml}$$

Fissuration préjudiciable ($n = 1,6$)

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{24,93}{17,28} = 1,44$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

✚ Dans le sens x :

E.L.U :

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24,93 \times 10^{-2}}{1,00 \times 0,27^2 \times 17} = 0,201$$

$$\mu_{bu} = 0,201 < \mu_{lu} = 0,336 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,283$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,239$$

$$\epsilon_s = 3,5 \times 10^{-3} (1/\alpha - 1) = 8,87 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_{es} = f_e / E_s \times \gamma_s = 500 / (2 \times 10^5 \times 1.15) = 2.17 \times 10^{-3}$$

$$\epsilon_s > \epsilon_{es} \text{ , D'où : } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{M_U}{z \cdot f_{su}} \Rightarrow A_{su} = 23,99 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections nominales, on prend **8HA20** pour **25,14 cm²**.

✓ **Les armatures de construction :**

$$A_c \geq A_s/3 = 25,14/3 = 8,38 \text{ cm}^2 \text{ ; On prend : } \mathbf{8HA12} \text{ pour } \mathbf{A_c = 9,04 \text{ cm}^2}.$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Selon le B.A.E.L : $A_s \geq A_{min}$ (CNF).

$$A_{min} = 0.23 \times (f_{ij}/f_e) \times b \times d = 0.23 \times (2.4/500) \times 100 \times 30 = 3.31 \text{ cm}^2$$

$A_s = 29,14 \text{ cm}^2 \geq 3,31 \text{ cm}^2$; Donc la condition est bien vérifiée.

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq 0.07f_{c28}$$

$\tau_u = V_u / b.d$, V_u : c'est l'effort tranchant à l'ELU, tel que : $V_u = 0.28$ MPa

Donc : $\tau_u = (0.28) / (0.27 \times 1) = 1.04$ MPa.

$0.07f_{c28} = 2,1$ MPa

On a: $\tau_u = 1,04$ MPa $\leq 2,1$ MPa , la condition est vérifiée.

✚ **Même chose de le sens y.**

✓ **Le mur garde grève :**

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève :

- **Poussée des terres :**

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$M_t = 1/3.P_t .h$; avec : $P_t = 1/2.K_{ad} .\gamma. h^2.L$

- K_{ad} : Coefficient de poussée des terres.
- $\gamma = 20$ KN /m³ : Poids volumique des terres.
- $h = 3.1$ m : la hauteur du mur garde grève
- $L = 1$ m, Le ferrailage se fait par mètre linéaire.

$$K_{ad} = 0,27$$

$$P_t = 3,09 \text{ t/ml}$$

$$M_t = 3,20 \text{ t/ml}$$

- **Moment due à la force de freinage Bc :**

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivante des directions à 45%.

$$M_f = (2 \times P \times h)/(0.25+2h)$$

Avec :

$P = 6$ t : effort d'une roue Bc ,

$$M_f = (2 \times 6 \times 3.1)/(0.25+2 \times 3.1) = 5.77 \text{ t.m/ml}$$

- **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :**

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12t de deux camions accolés, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève.

Les rectangles sont de dimension 0.25 x 0.75 m².

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface Φ donnée par :

$$\Phi = 12/ (0.75 \times 0.25) = 64\text{t/m}^2$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale :

$$M_p = \frac{12K}{0.75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Avec :

- ✓ $K = K_{ad} \times b_c \times \delta = 0,297$;
- ✓ $\delta = 1$ coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai) ;
- ✓ $b_c = 1,1$ pour deux voies chargées.

$$M_p = 3,01 \text{ t.m/ml}$$

$$M_p/k = 10,13$$

✚ **Le moment total à l'encastrement:**

- $M_{ELU} = 1,35 M_t + 1,6 (M_p + M_f) = 1,35 \times 3,2 + 1,6 (3,01 + 5,77) = 18,368 \text{ t.m/ml.}$
- $M_{ELS} = M_t + 1,2 (M_p + M_f) = 3,2 + 1,2 (3,01 + 5,77) = 13,736 \text{ t.m/ml.}$

On considère des bandes d'un mètre de largeur.

Le mur garde grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

- **Le calcul se fait à l'ELS :**

$$\begin{aligned} X &= 20,68 \text{ cm} \\ Z &= 20,1 \text{ cm} \\ M_1 &= 37,80 \text{ t.m/ml} \\ M_{ser} &= 13,74 \text{ t.m/ml} \end{aligned}$$

$M_1 > M_{ser}$: section sans acier comprimés (SSAC)

Alors : $A_s = M_{ser} / \bar{Z} \cdot \sigma_{st} = 34,35 \text{ cm}^2$

D'après le tableau des sections nominales, on prend **7HA25** pour $A_{st} = 34,36 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

- **Pour l'armateur de construction, on prend :**

$A_s' = A_s/3 = 11,45 \text{ cm}^2$; Soit : **7HA16** pour $A's = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

- **Condition de non fragilité :**

Il faut que : $A_s > A_{s \text{ min}} = 0,23 (f_{tj} \times b \times d) / f_e$

$A_{s \text{ min}} = 0,23 (2,4 \times 100 \times 36) / 500 = 3,97 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).

IX.4.7. Fondation :

✓ **Choix du type de fondation :**

On choisit le même type de pieux que ceux qu'on a adopté dans les fondations de la pile.

✓ **Détermination du nombre des pieux :**

D'après l'outil informatique CSIbridge, la réaction la plus défavorable est sous la combinaison de charge ELU A : $1,35G + 1,6 A(l)$

$$R_a = 4949,30 \text{ t.}$$

Le nombre des pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \text{Effort maximal} / \text{Capacité portante d'un pieu} = 4949,3 / 455 = 10,87$$

On peut prendre un nombre de pieux égal à : 12 Pieux

✓ **L'effet d'un groupe de pieux :**

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

✓ **Dimensionnement de La semelle :**

- **Longueur : $L_s = (N-1) \times l + 2\Phi = 13,2 \text{ m.}$**

Tel que :

- ✓ N : nombre des files des pieux (4).
- ✓ l : la distance entre deux files ($l = 3 \Phi$).
- ✓ Φ : diamètre des pieux (1,2m).

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

N : nombre des files des pieux (3).

- La hauteur :

$$h \geq l / 2,5 = 3,6 / 2,5 = 1,44 \text{ m} \Rightarrow h = 2 \text{ m.}$$

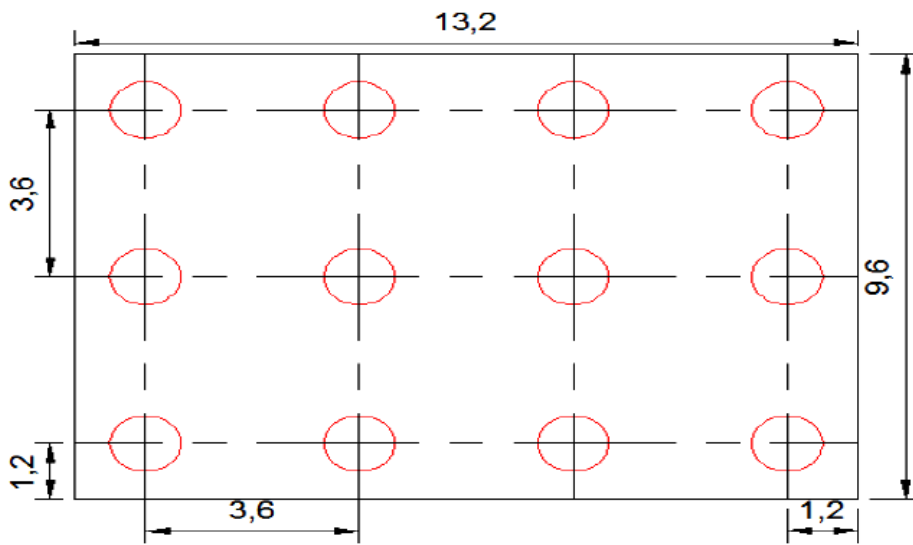
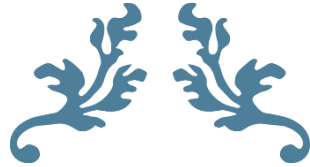


Figure X.5. Semelle sous culée



**CHAPITRE X.
METHODE DE
CONSTRUCTION DES
OUVRAGES
CONSTRUISENT PAR
ENCORBELLEMENT**



CHAPITRE X.

METHODE DE CONSTRUCTION DES OUVRAGES CONSTRUISENT PAR ENCORBELLEMENT

X.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est pour but de mieux comprendre la méthode de construction de ce type d'ouvrage (coulé en place) ;

X.2. HISTORIQUE DE LA CONSTRUCTION DES PONTS EN ENCORBELLEMENT

Le tout premier ouvrage était construit en 1950 en France en B.A, à partir de 1955 en B.P coulés en place en équipages mobiles, à partir de 1965 ouvrages en voussoirs préfabriqués, aujourd'hui un extraordinaire développement de cette technique dans le monde entier.

X.3. PRINCIPE GENERAL

Le principe est basé sur la Construction de l'ouvrage fléau par fléau, de façon indépendante, puis les raccorder entre eux pour constituer l'ouvrage final, chaque fléau étant réalisé en partant de la pile et en progressant de façon symétrique de part et d'autre de celle-ci par voussoirs successifs.

X.4. LES PONTS CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

X.4.1. Principe :

Pour les ponts construits par encorbellements successifs, l'essentiel de la construction se fait sans cintre ni échafaudage au sol. Le principe est d'opérer par tronçons appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au précédent. Des câbles de précontraintes permettent de plaquer ces éléments contre le précédent et donc de constituer une console autoporteuse (cantilever).

La construction s'effectue de manière symétrique de part et d'autre d'une pile. Cela permet de minimiser les efforts de renversement au niveau de la pile. Parfois on se clave d'un côté et on poursuit la construction de l'autre, on parle alors de construction en sur encorbellement. Certains tronçons, au niveau des culées, peuvent être coulés sur cintre pour minimiser les coûts de construction.

X.4.2. Domaines d'emploi et méthodes de construction

Les portées sont comprises entre 60 et 200 m voire 300 m. Au-delà les quantités de matières augmentent rapidement ce qui limite la compétitivité de cette méthode. Cette méthode permet de construire des ouvrages sans aucun contact avec le sol, et s'adapte à des géométries diverses.

La construction par voussoirs coulés en place : les voussoirs courant sont réalisés à l'aide d'équipages mobiles conçus spécialement pour le projet ou provenant d'un autre pont et réadapté. Il est nécessaire de prendre en compte le poids des équipages mobiles dès le début des études, notamment pour la vérification de la flexion longitudinale et transversale mais également pour le tracé des câbles de fléaux et des câbles éclisses. En effet, ils ne doivent pas interférer avec la position des barres de précontraintes traversant le hourdis et soutenant la partie inférieure du coffrage.



Figure X.1. Construction du viaduc de Crni Kal (Croatie) à l'aide d'équipages mobiles

X.4.3. Les outils de pose de tabliers :

Tableau X.1. Classification des outils de pose de tablier

Type de pont	Béton	Acier et mixte
	Coulé en place	
Pont construit par encoirbellement successifs Travées continue-voussoirs en caisson	Equipage mobile (par-dessus, par-dessous ou câblé)	chèvre de levage

X.5. LES EQUIPAGES MOBILES (FORM TRAVELER)

X.5.1. Présentation

Un équipage mobile permet de couler le tablier par éléments successifs. Cette méthode consiste à construire une grande partie du tablier sans aucuns échafaudages ou tours d'étaie au niveau du sol, en avançant par éléments consécutifs appelés voussoirs. La progression de l'équipage mobile suit donc l'avancement de la construction du tablier. La construction se fait symétriquement de part et d'autre de la pile afin d'équilibrer le fléau. Il est donc nécessaire de disposer au minimum de 2 équipages mobiles par chantier.



Figure X.2. Equipages mobiles par-dessous à Sungar Aur (Malaisie)

L'équipage mobile peut ainsi être divisé en trois parties distinctes :

- La partie « coffrage » qui doit s'adapter à la forme de la structure (épaisseur variable, etc.). Il est composé du coffrage extérieur et du coffrage intérieur qui se déplace indépendamment du reste de l'équipage mobile.
- La partie « structure porteuse » qui supporte le coffrage et doit être mobile de façon à progresser au fur et à mesure de la construction.
- La partie « plateforme de travail » qui doit permettre au personnel de travailler en sécurité.

Le fonctionnement de cet outil passe donc par deux phases différentes :

- Une phase statique pendant laquelle les coffrages sont positionnés et le béton coulé.
- Une phase mobile où l'ensemble de la structure doit avancer pour permettre le coffrage de l'élément suivant.

Enfin on peut distinguer trois types d'équipages mobiles selon la position de la structure porteuse par rapport au tablier :

- Les équipages mobiles dont la structure porteuse est située au-dessus du niveau du tablier.
- Les équipages mobiles dont la structure porteuse est située en-dessous du niveau du tablier.
- Les équipages mobiles supportés par des câbles dans le cas particulier des ponts en béton haubanés.

X.5.2. Domaines d’application :

Le domaine d’application de cette méthode est d’abord celui des ponts construits par encorbellements successifs. C’est-à-dire des grandes portées de 50 à 200 m voir 300 m dans certains cas particuliers. Au-delà de 200 m. De plus, les épaisseurs de tablier peuvent être constantes quand la portée est inférieure 70 m, il est économiquement préférable d’opter pour des épaisseurs variables au-delà de cette limite.

De manière générale, on utilise des équipages mobiles si la portée maximale de l’ouvrage est supérieure à 120 m. La hauteur du voussoir sur pile et des voussoirs voisins est alors trop importante pour utiliser des éléments préfabriqués. On peut également citer comme critère d’application le nombre de voussoirs total à réaliser.

Tableau X.2. Domaine d'application des équipages mobiles

Critère	Economique	Possible
Domaine de portée (m)	120 – 200	50 – 300
Nombre de travées	< 10	10 – 25
Nombre de voussoirs	< 350	350 – 450

X.5.3. Avantages et inconvénients

Tableau X.3. Avantages et inconvénients d'un équipage mobile

Avantages	Inconvénients
Portées relativement importantes (par rapport aux autres ouvrages en bétons)	Tablier relativement épais (par rapport aux ouvrages métalliques)
Construction du tablier sans contacts avec le sol (pas de cintre ni d’échafaudages)	Importance des tâches à réaliser in situ (peut provoquer des problèmes de sécurité)
S’adapte à des géométries diverses (hauteur de tablier non constantes, ouvrages courbes, etc.)	Ouvrages lourds (préjudiciable si le sol n’est pas de bonne qualité)
Bonne optimisation des cycles de constructions	-
Ne nécessite pas d’aire de préfabrication coûteuse en surface de terrain occupé	-
Ne nécessite pas de structure en treillis coûteuses et lourdes	-
Construction flexible (plusieurs travées peuvent être construites en même temps)	-

En ce qui concerne les types d’équipages mobiles, on peut citer comme principal avantage des équipages mobiles situés en-dessous du tablier, l’accès total au coffrage pour la pose de cages d’armatures entièrement préfabriquées ou le bétonnage. Les cycles de constructions sont donc fortement améliorés. En contre partie, ces structures sont souvent plus coûteuses. Les équipages mobiles supportés par des câbles sont réservés aux structures haubanées. Ces derniers sont souvent plus légers mais aussi plus difficiles à utiliser que les équipages mobiles « classiques ».



Figure X.3. Installation d'un équipage mobile haubané sur le pont de Térénez (France)

X.6. CYCLES DE CONSTRUCTION – MAIN D'ŒUVRE

Le premier élément à réaliser est le voussoir sur pile. Il est construit à l'aide de coffrages spécifiques posés sur un plancher de travail fixé au sommet de la pile. Il est réalisé en deux phases : hourdis inférieur et âmes puis le hourdis supérieur ainsi que l'entretoise (ou diaphragme) sur pile. On peut compter 4 semaines pour la réalisation totale de ce voussoir particulier. Une fois cette étape réalisée, il est nécessaire d'installer l'équipage mobile. Cela peut prendre entre une et deux semaines selon le degré de préfabrication. Parfois, ce temps peut être réduit à une seule journée si l'équipage est assemblé entièrement au sol. Ensuite, le bétonnage des deux premiers éléments (de part et d'autre de la pile) peut prendre encore 2 à 3 semaines. Une fois que l'équipe est habituée à la manœuvre, les cycles typiques pour un élément sont de 1 semaine (cycle long) ou de 3 jours (cycle court). Le Tableau X.4. détaille ces cycles :

Tableau X.4. Les deux cycles de constructions possibles pour un équipage mobile

Jour	Cycle long	Cycle court
1	Mise en tension des câbles de fléau du voussoir n et déplacement de l'équipage mobile.	Mise en tension du voussoir n. Déplacement de l'équipage mobile et mise en place des armatures passives et actives du voussoir n+1.
2	Mise en place des armatures passives et active dans le voussoir n+1. Déplacement du coffrage interne.	Mise en place des armatures passives et actives du voussoir n+1. Bétonnage de la partie inférieure du voussoir
3		Bétonnage de la partie supérieure du voussoir n+2.
4	Bétonnage de la partie inférieure du voussoir.	-
5	Bétonnage de la partie supérieure	-
6 – 7	Prise du béton du voussoir n+1	-

La construction des bouts des travées de rive (proche des culées), est souvent réalisée par un coffrage sur échafaudages de manière à ne pas déstabiliser le fléau (les travées de rives sont en général de portée égale à 0,6 fois les travées principales). Si cela n'est pas possible, on parle de construction en sur encorbellement. Le voussoir de clavage est habituellement coulé à l'aide d'un seul équipage mobile. Lors de cette étape, un coffrage interne spécial est mis en place. Il est entièrement démontable en petits éléments afin de pouvoir le sortir du caisson une fois le voussoir réalisé.

Comme c'est souvent le cas, le nombre d'ouvriers travaillant sur le chantier dépend du coût de la main d'œuvre dans le pays du projet. Généralement, les opérations de lancement de l'équipage mobile nécessitent un superviseur et une équipe de 5 à 6 ouvriers. Pendant les étapes clés (voussoir sur pile, clavage, etc.) les équipes sont renforcées.

X.7. RATIOS DE CONSTRUCTION

Pour les équipages mobiles il est pertinent de comparer le poids de l'équipage complet (structure, coffrage et plateforme) à celui du voussoir le plus lourd (hors voussoir sur pile). On définit donc le ratio suivant :

$$RFT = \frac{P \text{ équipage}}{P \text{ voussoir}}$$

A partir des données d'une vingtaine de projet de Freyssinet et bien qu'il n'apparaisse pas de tendance forte concernant ce ratio, une étude statistique permet de dégager une fourchette vraisemblable. Ainsi, la moyenne de cette étude est de 0,57 avec une majorité de projets compris entre **0,4** et **0,6**. En première approche, le poids nécessaire pour un équipage mobile est donc à peu près égal à la moitié du voussoir le plus lourd à réaliser.

En poussant l'étude un peu plus loin, il est intéressant de remarquer que les équipages mobiles par-dessous sont souvent moins lourds que les équipages mobiles par-dessus. Ainsi, la moyenne des équipages par-dessus est de 0,66 alors qu'elle n'est que de 0,48 pour les équipages mobiles par-dessous. Concernant les équipages mobiles supportés par des câbles, le nombre de projets n'est pas suffisant pour en tirer une moyenne pertinente.

X.8. CONCLUSION

Le dimensionnement et l'utilisation des outils de pose de tablier rassemblent l'ensemble des défis auxquels un ingénieur peut être amené à faire face. En effet, ils doivent prendre en compte les éléments purement techniques et réglementaires de non dépassement des contraintes admissibles. Mais ils doivent aussi être conçus de manière à optimiser leur utilisation sur chantier tout en respectant les contraintes économiques du projet. De plus la sécurité des ouvriers doit être intégrée dès les premières étapes de la conception afin de leur permettre de travailler dans de bonnes conditions. En somme, ils doivent regrouper trois principes essentiels : l'efficacité de leur conception, la simplicité de leur assemblage et la sécurité lors de leur utilisation.

CHAPITRE X.

METHODE DE CONSTRUCTION DES OUVRAGES CONSTRUISENT PAR ENCORBELLEMENT

X.1. INTRODUCTION

Ce chapitre est pour but de mieux comprendre la méthode de construction de ce type d'ouvrage (coulé en place) ;

X.2. HISTORIQUE DE LA CONSTRUCTION DES PONTS EN ENCORBELLEMENT

Le tout premier ouvrage était construit en 1950 en France en B.A, à partir de 1955 en B.P coulés en place en équipages mobiles, à partir de 1965 ouvrages en voussoirs préfabriqués, aujourd'hui un extraordinaire développement de cette technique dans le monde entier.

X.3. PRINCIPE GENERAL

Le principe est basé sur la Construction de l'ouvrage fléau par fléau, de façon indépendante, puis les raccorder entre eux pour constituer l'ouvrage final, chaque fléau étant réalisé en partant de la pile et en progressant de façon symétrique de part et d'autre de celle-ci par voussoirs successifs.

X.4. LES PONTS CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

X.4.1. Principe :

Pour les ponts construits par encorbellements successifs, l'essentiel de la construction se fait sans cintre ni échafaudage au sol. Le principe est d'opérer par tronçons appelés voussoirs. Chaque voussoir est construit en encorbellement par rapport au précédent. Des câbles de précontraintes permettent de plaquer ces éléments contre le précédent et donc de constituer une console autoporteuse (cantilever).

La construction s'effectue de manière symétrique de part et d'autre d'une pile. Cela permet de minimiser les efforts de renversement au niveau de la pile. Parfois on se clave d'un côté et on poursuit la construction de l'autre, on parle alors de construction en surencorbellement. Certains tronçons, au niveau des culées, peuvent être coulés sur cintre pour minimiser les coûts de construction.

X.4.2. Domaines d'emploi et méthodes de construction

Les portées sont comprises entre 60 et 200 m voire 300 m. Au-delà les quantités de matières augmentent rapidement ce qui limite la compétitivité de cette méthode. Cette méthode permet de construire des ouvrages sans aucun contact avec le sol, et s'adapte à des géométries diverses.

La construction par voussoirs coulés en place : les voussoirs courant sont réalisés à l'aide d'équipages mobiles conçus spécialement pour le projet ou provenant d'un autre pont et réadapté. Il est nécessaire de prendre en compte le poids des équipages mobiles dès le début des études, notamment pour la vérification de la flexion longitudinale et transversale mais également pour le tracé des câbles de fléaux et des câbles éclisses. En effet, ils ne doivent pas interférer avec la position des barres de précontraintes traversant le hourdis et soutenant la partie inférieure du coffrage.



Figure X.1. Construction du viaduc de Crni Kal (Croatie) à l'aide d'équipages mobiles

X.4.3. Les outils de pose de tabliers :

Tableau X.1. Classification des outils de pose de tablier

Type de pont	Béton	Acier et mixte
	Coulé en place	
Pont construit par encoirbellement successifs Travées continue-voussoirs en caisson	Equipage mobile (par-dessus, par-dessous ou câblé)	chèvre de levage

X.5. LES EQUIPAGES MOBILES (FORM TRAVELER)

X.5.1. Présentation

Un équipage mobile permet de couler le tablier par éléments successifs. Cette méthode consiste à construire une grande partie du tablier sans aucuns échafaudages ou tours d'étalement au niveau du sol, en avançant par éléments consécutifs appelés voussoirs. La progression de l'équipage mobile suit donc l'avancement de la construction du tablier. La construction se fait symétriquement de part et d'autre de la pile afin d'équilibrer le fléau. Il est donc nécessaire de disposer au minimum de 2 équipages mobiles par chantier.



Figure X.2. Equipages mobiles par-dessous à Sungar Aur (Malaisie)

L'équipage mobile peut ainsi être divisé en trois parties distinctes :

- La partie « coffrage » qui doit s'adapter à la forme de la structure (épaisseur variable, etc.). Il est composé du coffrage extérieur et du coffrage intérieur qui se déplace indépendamment du reste de l'équipage mobile.
- La partie « structure porteuse » qui supporte le coffrage et doit être mobile de façon à progresser au fur et à mesure de la construction.
- La partie « plateforme de travail » qui doit permettre au personnel de travailler en sécurité.

Le fonctionnement de cet outil passe donc par deux phases différentes :

- Une phase statique pendant laquelle les coffrages sont positionnés et le béton coulé.
- Une phase mobile où l'ensemble de la structure doit avancer pour permettre le coffrage de l'élément suivant.

Enfin on peut distinguer trois types d'équipages mobiles selon la position de la structure porteuse par rapport au tablier :

- Les équipages mobiles dont la structure porteuse est située au-dessus du niveau du tablier.
- Les équipages mobiles dont la structure porteuse est située en-dessous du niveau du tablier.
- Les équipages mobiles supportés par des câbles dans le cas particulier des ponts en béton haubanés.

X.5.2. Domaines d'application :

Le domaine d'application de cette méthode est d'abord celui des ponts construits par encorbellements successifs. C'est-à-dire des grandes portées de 50 à 200 m voir 300 m dans certains cas particuliers. Au-delà de 200 m. De plus, les épaisseurs de tablier peuvent être constantes quand la portée est inférieure 70 m, il est économiquement préférable d'opter pour des épaisseurs variables au-delà de cette limite.

De manière générale, on utilise des équipages mobiles si la portée maximale de l'ouvrage est supérieure à 120 m. La hauteur du voussoir sur pile et des voussoirs voisins est alors trop importante pour utiliser des éléments préfabriqués. On peut également citer comme critère d'application le nombre de voussoirs total à réaliser.

Tableau X.2. Domaine d'application des équipages mobiles

Critère	Economique	Possible
Domaine de portée (m)	120 – 200	50 – 300
Nombre de travées	< 10	10 – 25
Nombre de voussoirs	< 350	350 – 450

X.5.3. Avantages et inconvénients

Tableau X.3. Avantages et inconvénients d'un équipage mobile

Avantages	Inconvénients
Portées relativement importantes (par rapport aux autres ouvrages en bétons)	Tablier relativement épais (par rapport aux ouvrages métalliques)
Construction du tablier sans contacts avec le sol (pas de cintre ni d'échafaudages)	Importance des tâches à réaliser in situ (peut provoquer des problèmes de sécurité)
S'adapte à des géométries diverses (hauteur de tablier non constantes, ouvrages courbes, etc.)	Ouvrages lourds (préjudiciable si le sol n'est pas de bonne qualité)
Bonne optimisation des cycles de constructions	-
Ne nécessite pas d'aire de préfabrication coûteuse en surface de terrain occupé	-
Ne nécessite pas de structure en treillis coûteuses et lourdes	-
Construction flexible (plusieurs travées peuvent être construites en même temps)	-

En ce qui concerne les types d'équipages mobiles, on peut citer comme principal avantage des équipages mobiles situés en-dessous du tablier, l'accès total au coffrage pour la pose de cages d'armatures entièrement préfabriquées ou le bétonnage. Les cycles de constructions sont donc fortement améliorés. En contre partie, ces structures sont souvent plus coûteuses. Les équipages mobiles supportés par des câbles sont réservés aux structures haubanées. Ces derniers sont souvent plus légers mais aussi plus difficiles à utiliser que les équipages mobiles « classiques ».



Figure X.3. Installation d'un équipage mobile haubané sur le pont de Térénez (France)

X.6. CYCLES DE CONSTRUCTION – MAIN D'ŒUVRE

Le premier élément à réaliser est le voussoir sur pile. Il est construit à l'aide de coffrages spécifiques posés sur un plancher de travail fixé au sommet de la pile. Il est réalisé en deux phases : hourdis inférieur et âmes puis le hourdis supérieur ainsi que l'entretoise (ou diaphragme) sur pile. On peut compter 4 semaines pour la réalisation totale de ce voussoir particulier. Une fois cette étape réalisée, il est nécessaire d'installer l'équipage mobile. Cela peut prendre entre une et deux semaines selon le degré de préfabrication. Parfois, ce temps peut être réduit à une seule journée si l'équipage est assemblé entièrement au sol. Ensuite, le bétonnage des deux premiers éléments (de part et d'autre de la pile) peut prendre encore 2 à 3 semaines. Une fois que l'équipe est habituée à la manœuvre, les cycles typiques pour un élément sont de 1 semaine (cycle long) ou de 3 jours (cycle court). Le Tableau X.4.détaille ces cycles :

Tableau X.4. Les deux cycles de constructions possibles pour un équipage mobile

Jour	Cycle long	Cycle court
1	Mise en tension des câbles de fléau du voussoir n et déplacement de l'équipage mobile.	Mise en tension du voussoir n. Déplacement de l'équipage mobile et mise en place des armatures passives et actives du voussoir n+1.
2	Mise en place des armatures passives et active dans le voussoir n+1. Déplacement du coffrage interne.	Mise en place des armatures passives et actives du voussoir n+1. Bétonnage de la partie inférieure du voussoir
3		Bétonnage de la partie supérieure du voussoir n+2.
4	Bétonnage de la partie inférieure du voussoir.	-
5	Bétonnage de la partie supérieure	-
6 – 7	Prise du béton du voussoir n+1	-

La construction des bouts des travées de rive (proche des culées), est souvent réalisée par un coffrage sur échafaudages de manière à ne pas déstabiliser le fléau (les travées de rives sont en général de portée égale à 0,6 fois les travées principales). Si cela n'est pas possible, on parle de construction en surencorbellement. Le voussoir de clavage est habituellement coulé à l'aide d'un seul équipage mobile. Lors de cette étape, un coffrage interne spécial est mis en place. Il est entièrement démontable en petits éléments afin de pouvoir le sortir du caisson une fois le voussoir réalisé.

Comme c'est souvent le cas, le nombre d'ouvriers travaillant sur le chantier dépend du coût de la main d'œuvre dans le pays du projet. Généralement, les opérations de lancement de l'équipage mobile nécessitent un superviseur et une équipe de 5 à 6 ouvriers. Pendant les étapes clés (voussoir sur pile, clavage, etc.) les équipes sont renforcées.

X.7. RATIOS DE CONSTRUCTION

Pour les équipages mobiles il est pertinent de comparer le poids de l'équipage complet (structure, coffrage et plateforme) à celui du voussoir le plus lourd (hors voussoir sur pile). On définit donc le ratio suivant :

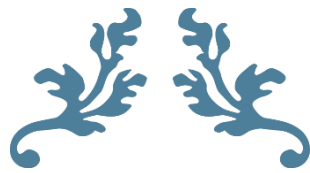
$$RFT = \frac{P \text{ équipage}}{P \text{ voussoir}}$$

A partir des données d'une vingtaine de projet de Freyssinet et bien qu'il n'apparaisse pas de tendance forte concernant ce ratio, une étude statistique permet de dégager une fourchette vraisemblable. Ainsi, la moyenne de cette étude est de 0,57 avec une majorité de projets compris entre **0,4** et **0,6**. En première approche, le poids nécessaire pour un équipage mobile est donc à peu près égal à la moitié du voussoir le plus lourd à réaliser.

En poussant l'étude un peu plus loin, il est intéressant de remarquer que les équipages mobiles par-dessous sont souvent moins lourds que les équipages mobiles par-dessus. Ainsi, la moyenne des équipages par-dessus est de 0,66 alors qu'elle n'est que de 0,48 pour les équipages mobiles par-dessous. Concernant les équipages mobiles supportés par des câbles, le nombre de projets n'est pas suffisant pour en tirer une moyenne pertinente.

X.8. CONCLUSION

Le dimensionnement et l'utilisation des outils de pose de tablier rassemblent l'ensemble des défis auxquels un ingénieur peut être amené à faire face. En effet, ils doivent prendre en compte les éléments purement techniques et réglementaires de non dépassement des contraintes admissibles. Mais ils doivent aussi être conçus de manière à optimiser leur utilisation sur chantier tout en respectant les contraintes économiques du projet. De plus la sécurité des ouvriers doit être intégrée dès les premières étapes de la conception afin de leur permettre de travailler dans de bonnes conditions. En somme, ils doivent regrouper trois principes essentiels : l'efficacité de leur conception, la simplicité de leur assemblage et la sécurité lors de leur utilisation.



CONCLUSION



CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude est l'aboutissement de la formation d'un ingénieur en travaux publics, ce projet m'a permis de mettre en application mes connaissances acquises pendant mes trois années de formation au sein de l'ENSTP, sous la direction des honorables professeurs qui nous ont guidés dans notre apprentissage.

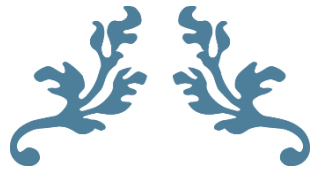
J'ai essayé par le biais de ce travail de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisante vis-à-vis les facteurs déterminants dans l'inscription du pont dans son environnement.

Aussi que dans ce modeste travail j'ai touché aux principales phases de l'étude d'un pont, j'ai constaté que celle-ci est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur à savoir la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, le béton précontraint, le béton armé, ...etc.

Par ailleurs, ce projet m'a permis de visualiser les différentes étapes essentielles à suivre pour l'étude d'un ouvrage d'art suivant la réglementation en vigueur.

Il m'a permis aussi de maîtriser les techniques de modélisation et l'initiation aux logiciels (Autocad, CSIbridge), de comprendre que le choix du pont caisson est la solution appropriée à des contraintes précises.

Enfin, j'espère que mes connaissances personnelles et celles que j'ai acquise tout au long de ce projet me permet à l'avenir d'affronter la vie active avec plus d'assurance.



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

DONNEES DU PROJET

- Etude géologique et géotechnique du projet ;
- Etude hydrologique et hydraulique du projet.

OUVRAGES ET REGLEMENTS

- Appareils d'appui en élastomère fretté. (Document SETRA) ;
- BAEL91mod 99 : béton armé aux états limite ;
- BPEL : béton précontrainte aux états limite ;
- Jean Armand Calgaro et Anne Bernard Gely. Conception des ponts. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, 1994 ;
- Jean Armand Calgaro et Virlogeux. Projet et construction des ponts. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, 1994 ;
- Groupe technique spécialiste. RPOA. Règles parasismique applicables au domaine des ouvrages d'art. Ministère des travaux publics, Alger, 2008 ;
- SETRA. Guide de conception Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs. Ministère de l'équipement, Bagnex, 2003 ;
- SETRA. Guide de conception Ponts mixtes acier-béton. Ministère de l'équipement, Bagnex, 2010 ;
- SETRA. Guide de conception Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par-post tension. Ministère de l'équipement, Bagnex, 1996 ;

AUTRES

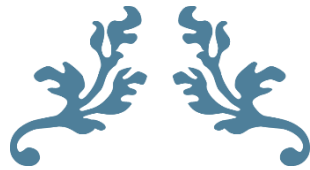
- Cours béton armé 4^{ème} année à l'ENSTP ;
- Cours béton précontraint 4^{ème} année à l'ENSTP ;
- Cours d'ouvrage d'art 4^{ème} et 5^{ème} année à l'ENSTP ;
- Cours de RPOA 4^{ème} année à l'ENSTP ;
- Mémoires de PFE ;
- Mémoire de Projet de Fin d'Etude. Outils de pose de tablier – Analyse comparative.

LOGICIELS

- CSIbridge 2017 ;
- AutoCAD 2010;
- Microsoft Excel 2007;
- Microsoft Word 2007;
- Application: RPOA 2008.

WEBOGRAPHIE

- [http\\:www.google.fr](http://www.google.fr).



ANNEXES



ANNEXE 1
PHOTOS DE SITE DE L'OUVRAGE



Site de l'ouvrage



Coté aval



Coté amont



Tracé de l'ouvrage



Position de l'oued et de la piste rurale



Position de la culée 1



Position de la culée 2



site de l'ouvrage



مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

* L.H.C.EST * EPE / SPA au Capital de 1 000 000 D

Projet : Investigation géotechnique complémentaire de la pénétrante Autoroutière Reliant le Port de Skikda à l'Autoroute Est-Ouest sur 31Kms

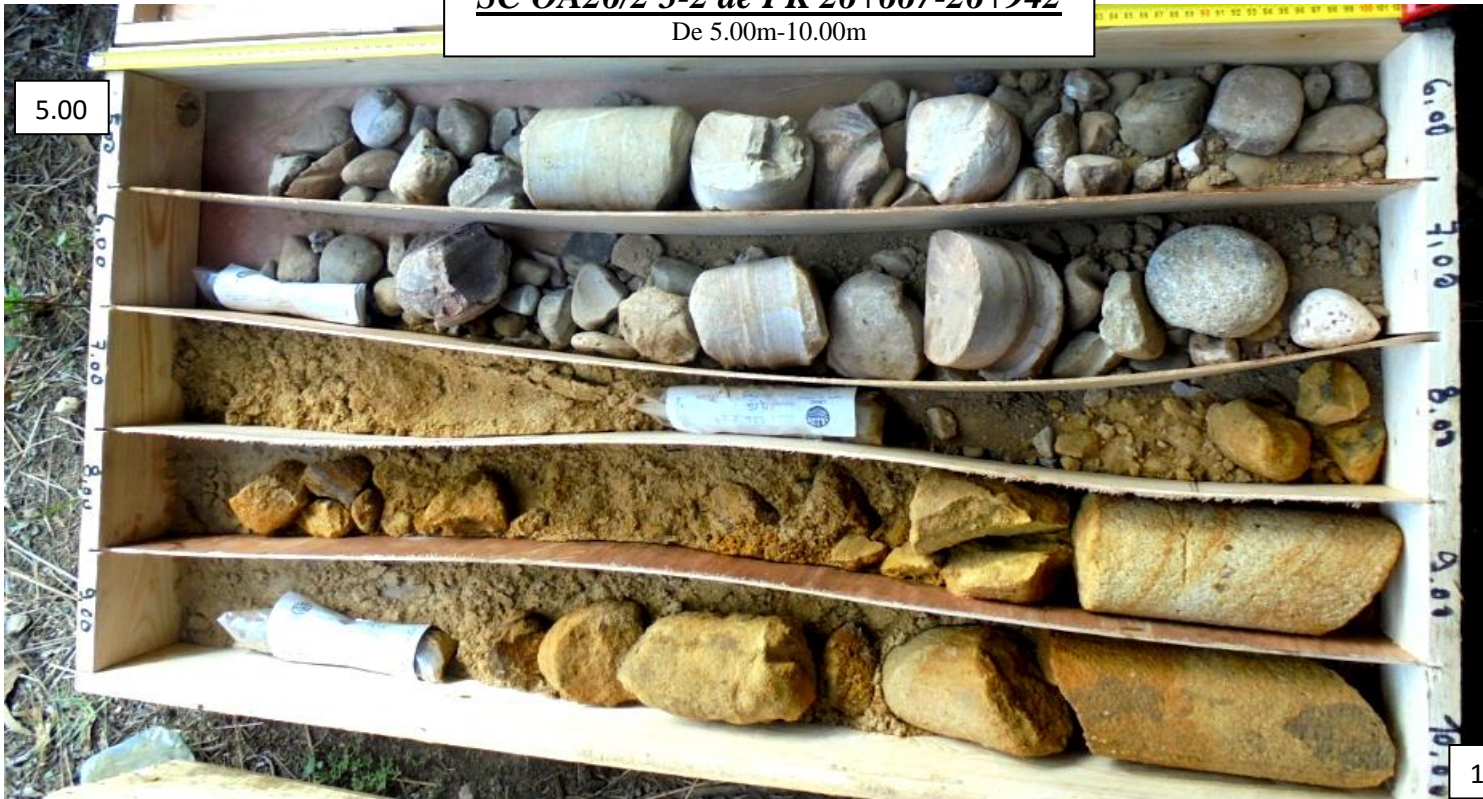
SC OA26/2 3-2 de PK 26+667-26+942

De 0.00m-5.00m



SC OA26/2 3-2 de PK 26+667-26+942

De 5.00m-10.00m





filiale du groupe
L.N.H.C

SOCIETE DE GESTION DES PARTICIPATIONS ÉTUDES ET ENGINEERING «GENEST»

مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

* L.H.C.EST * EPE / SPA au Capital de 1 000 000 D

Projet : Investigation géotechnique complémentaire de la pénétrante Autoroutière Reliant le Port de Skikda à l'Autoroute Est-Ouest sur 31Kms

SC OA26/2 3-2de PK 26+667-26+942

De 10.00m-15.00m



15.0

SC OA26/2 3-2 de PK 26+667-26+942

De 15.00m-20.00m



Ouvrage d'art N° 26/2 3-2



مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

* L.H.C.EST * EPE / SPA au Capital de 1 000 000 D

Projet : Investigation géotechnique complémentaire de la pénétrante Autoroutière Reliant le Port de Skikda à l'Autoroute Est-Ouest sur 31Kms

SC OA26/2 3-2 de PK 26+667-26+942

De 20.00m-25.00m



SC OA26/2 3-2 de PK 26+667-26+942

De 25.00m-27.00m





filiale du groupe
L.N.H.C

مخبر السكن والبناء للشرق

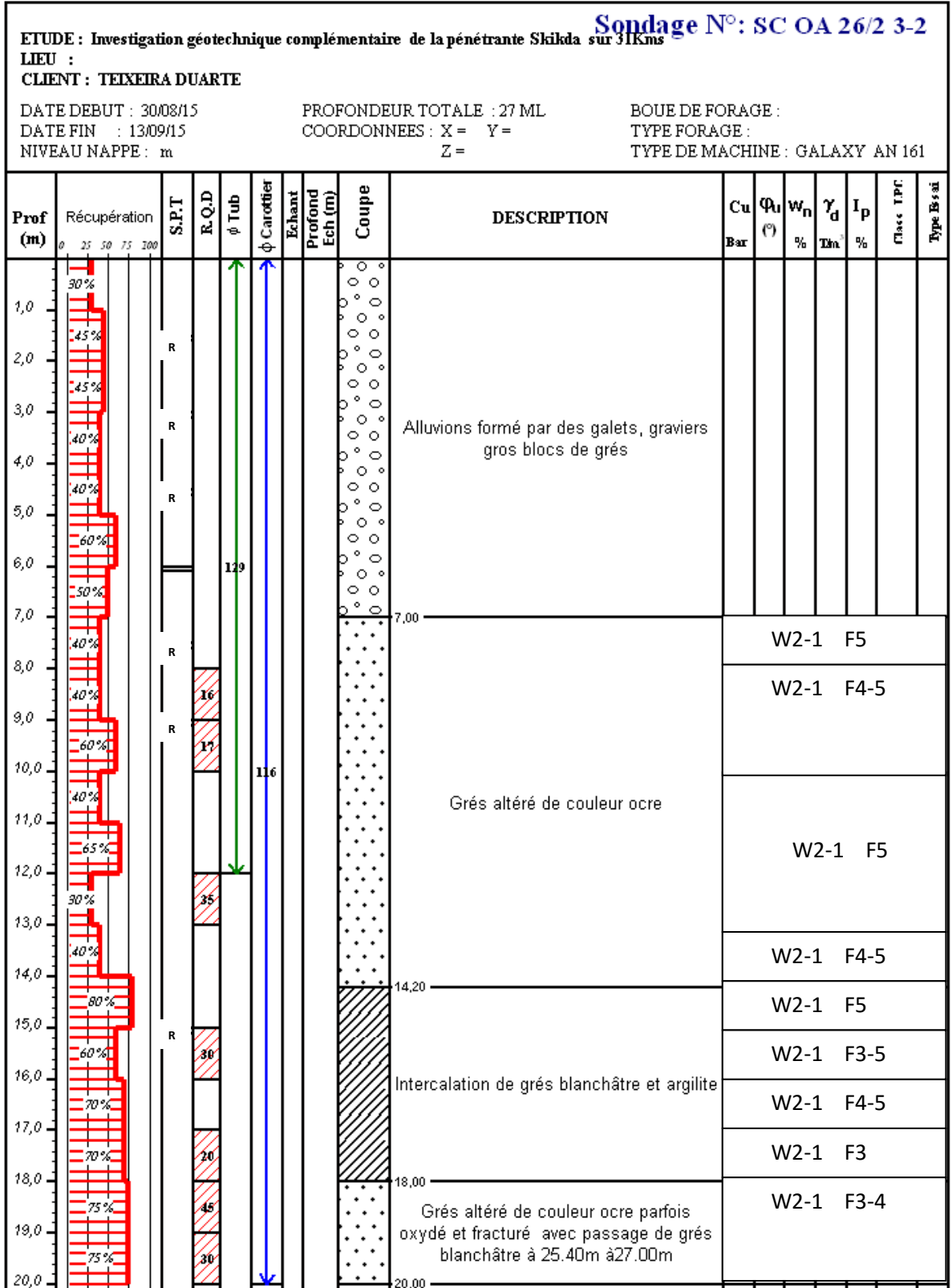
LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

* L.H.C.EST * EPE / SPA au Capital de 1 000 000 D

Projet : Investigation géotechnique complémentaire de la pénétrante Autoroutière Reliant le Port de Skikda à l'Autoroute Est-Ouest sur 31Kms

Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

Unité Oued Smar - TEL/FAX : 021.51.61.53 - TEL: 021.51.62.62 - 021.51.33.30





مخبر السكن والبناء للشرق

LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION DE L'EST

* L.H.C.EST * EPE / SPA au Capital de 1 000 000 D

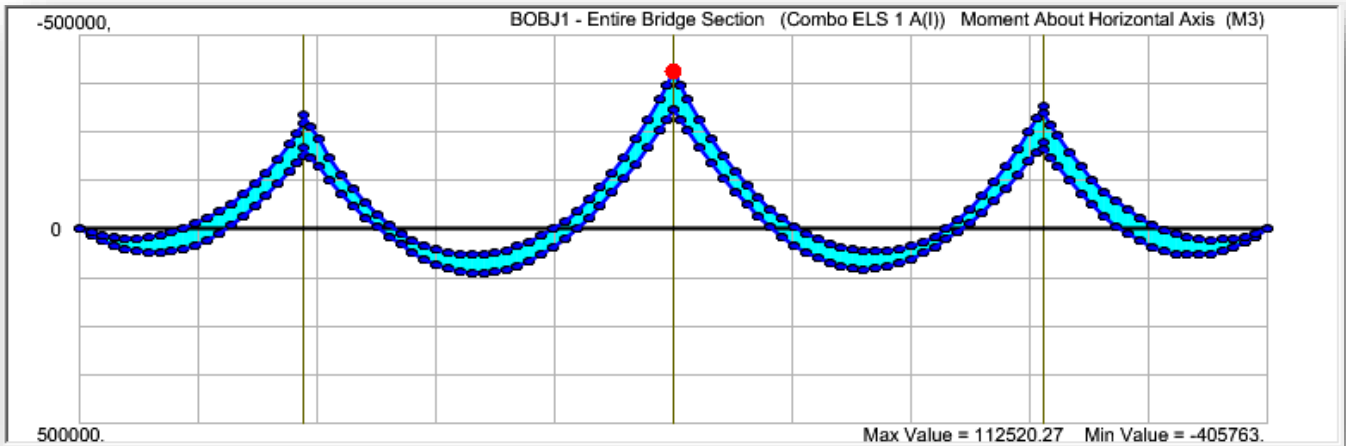
Projet : Investigation géotechnique complémentaire de la pénétrante Autoroutière Reliant le Port de Skikda à l'Autoroute Est-Ouest sur 31Kms

Résultats des Essai de pénétration standard « SPT » : (XP P94-116) :

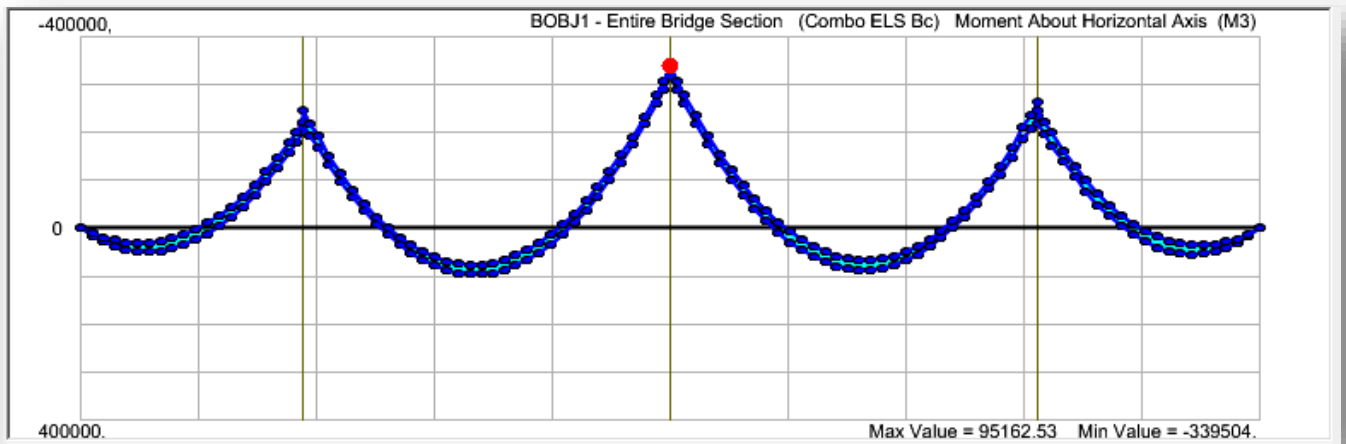
N° Sondages	PK	Profondeur (m)	N0	N1	N2	N=N1+N2
26/2 3-2	Du 26+667 au PK 26+942	1.50-1.60	>50	-	-	Refus
		3.00-3.10	>50	-	-	Refus
		4.50-4.60	>50	-	-	Refus
		6.00-6.10	>50	-	-	Refus
		7.50-7.60	>50	-	-	Refus
		9.00-9.10	>50	-	-	Refus
		15.00-15.10	>50	-	-	Refus

ANNEXE 3

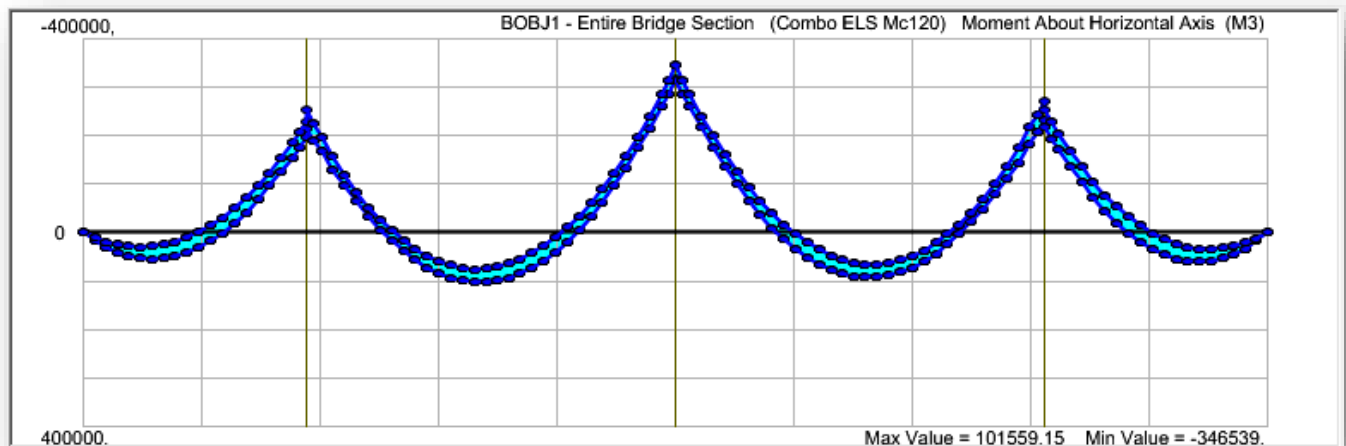
LES MOMENTS SOUS LES DIFFERENTES COMBINAISONS A L'ELS ET A L'ELU



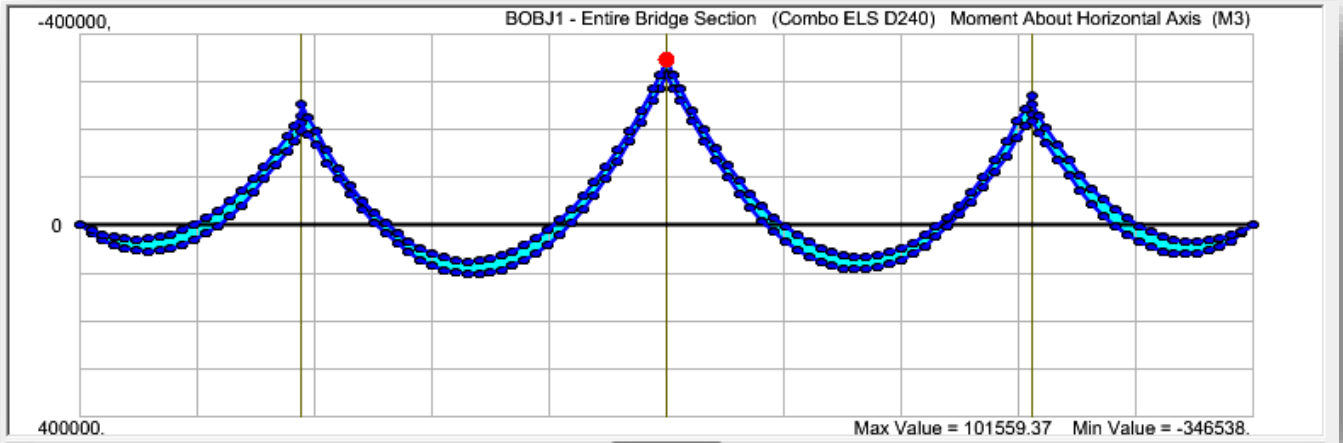
G + 1,2 (A(L) + St)



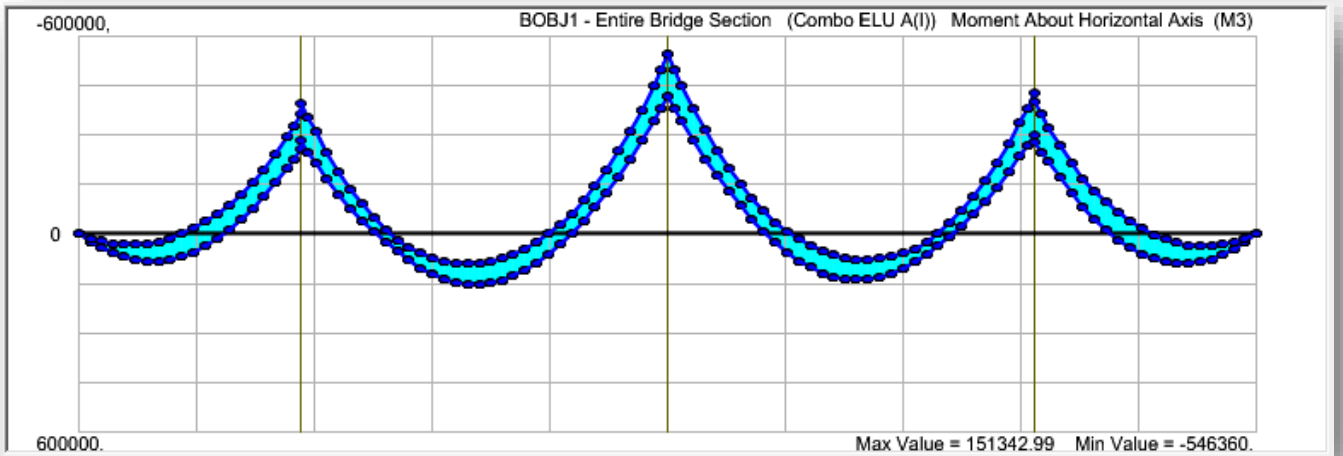
G + 1,2 (Bc + St)



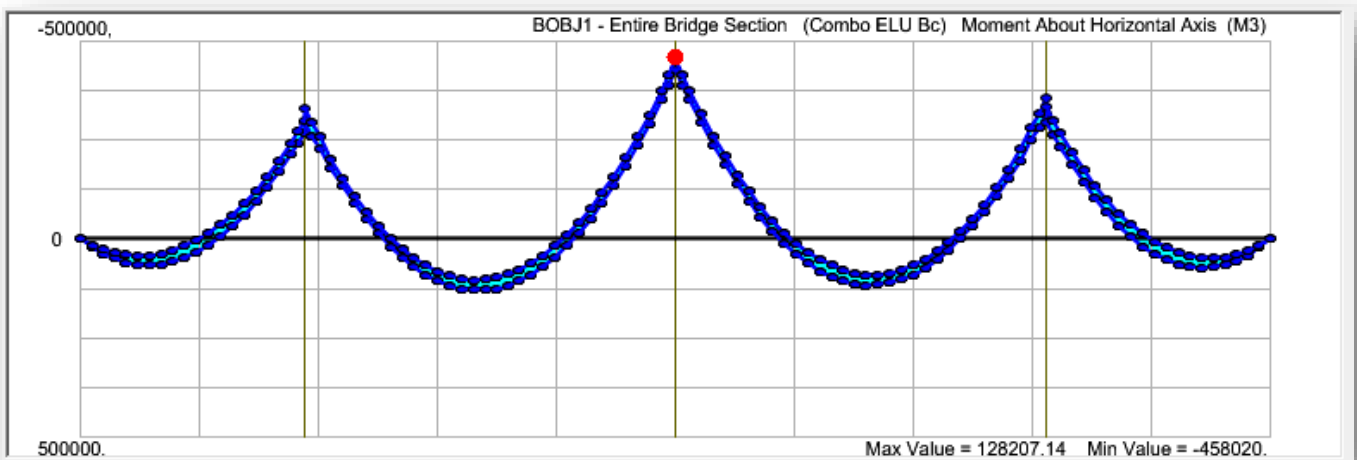
G + Mc120



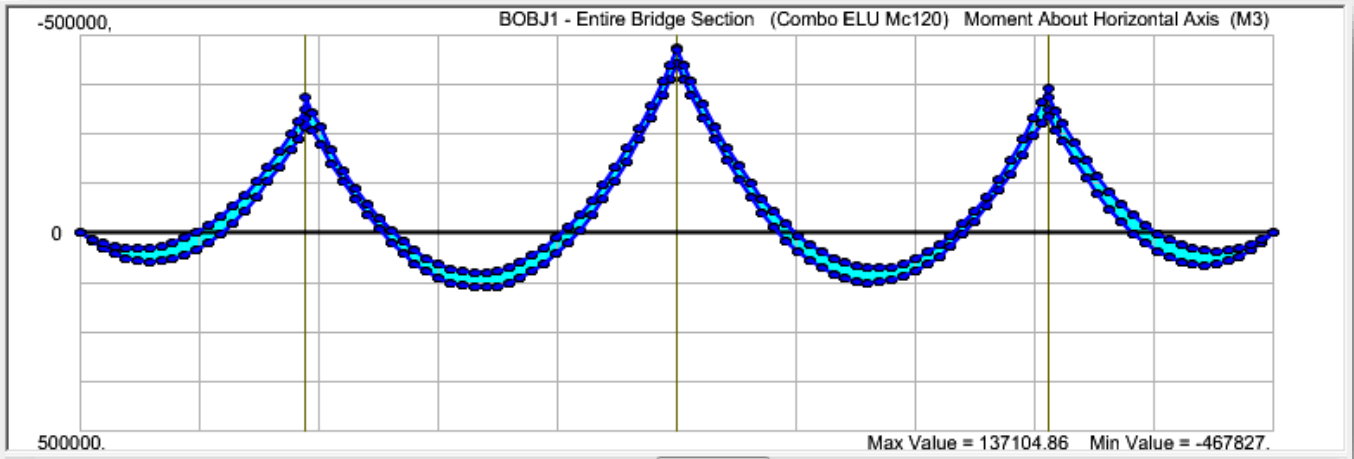
G + D240



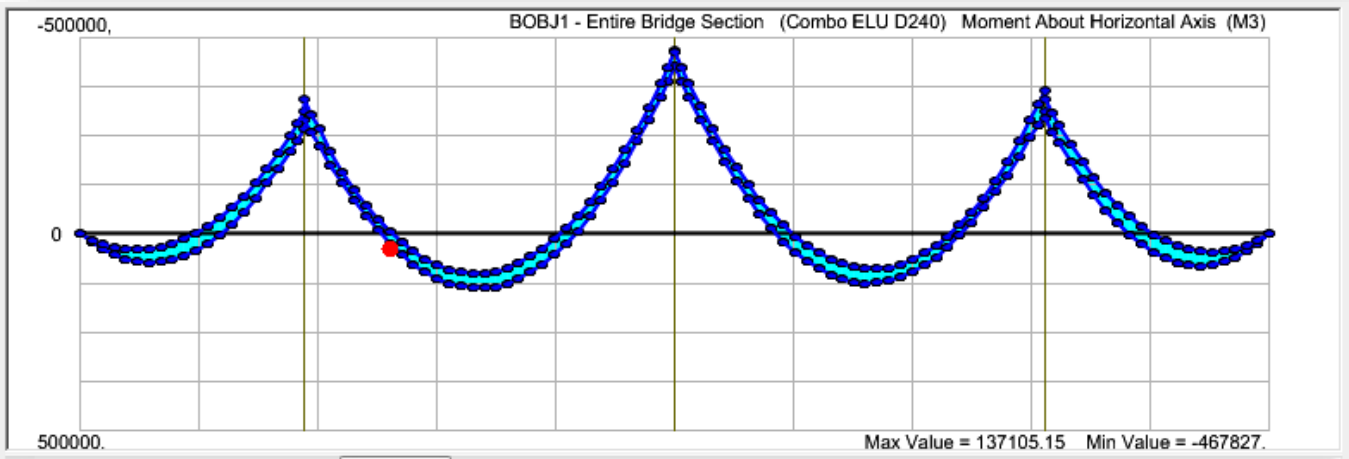
1,35 G + 1,6 (A(L) + St)



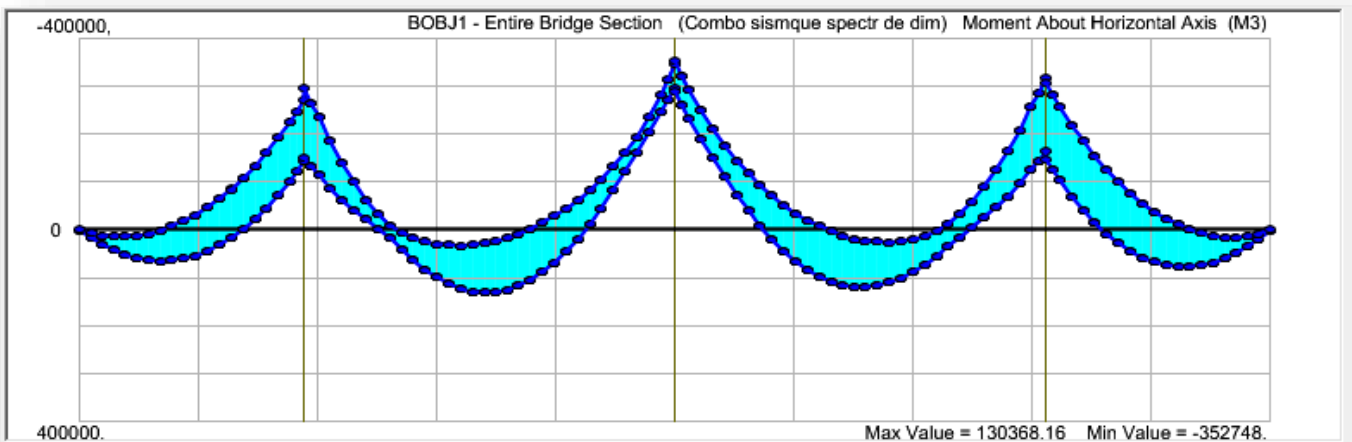
1,35 G + 1,6 (Bc + St)



1,35 G + 1,35 Mc120



1,35 G + 1,35 D240



Combinaison sismique

MODELISATION DE L'OUVRAGE D'ART PAR LE LOGICIEL « CSIBridge »

