

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 VIADUC
DU PK 14+705 AU PK 14+958 SUR
LE CONTOURNEMENT DE LA VILLE DE CHERCHELL,
W.TIPAZA

Présenté par :

IMAD Mohamed Lamine

Encadré par :

Mr.KADDOUR DRIZI Ali

SAETI / Engineering



Promotion 2017 / 2018

© ENSTP-FJ

Remerciements

*Ce travail de fin d'étude est le fruit d'une suite
D'épreuves et d'efforts soutenus durant plusieurs semaines de labeur.*

*En tout premier lieu, je remercie mon dieu, le tout puissant, qui m'a
éclairé le bon chemin et qui m'a aidé à réaliser ce travail dans les
meilleures conditions.*

*Et à cette occasion, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements et ma
profonde gratitude à Monsieur **KADDOUR DRIZI Ali** Ingénieur à
SAETI de m'avoir encadré dans mon projet de fin d'étude.*

Je tiens à remercier ma famille pour son soutien et son sacrifice.

*Je tiens à remercier l'entreprise SAETI ainsi DTP de Tipaza, pour
m'avoir accueilli si chaleureusement durant les trois mois de mon
Projet de Fin d'Etudes également toute l'équipe d'ingénieur, avec qui
j'ai pu échanger et enrichir mes connaissances.*

*Je tiens également à remercier tous mes amis et tous les étudiants de
L'ENSTP.*

*Finalement, je remercie tous ceux qui ont contribué de près au de
Loin à la réalisation de ce travail.*

Dédicaces

Je dédie cet humble travail avec grand amour, sincérité et fierté :

À ma chère **Mère** pour tous les efforts que vous avez faits pour mon éducation et ma formation.

À mon chère frère : Ihab

À Ma grande mère maternelle et à mes tantes Zahra et Khadîdja, sans oublier mes cousins : Nasser, Ghani, Halim, Yahia, Hani, Houari, Jimai et à toutes mes cousines.

Tous mes amis particulièrement : Benamara snake, Zaki, Hamel, Imad, Fateh, Ilyes, Mouloud, Mopi, Merouane, Tarek, Manel, Ayoub, Ali, Sakimi, Halim, Naim, Mounir, Nasri, Reda, Said.

À l'ensemble des étudiants de ma promotion.

À tout le corps administratif de l'école qui m'ont soutenu : Mme Amina, Mme Akila, Mme Nawel, Mme Sabrina, Mme Abla, Mme Djalila, Mostapha, Ayoub, Mourad, Berbach, fichouch.

Sans oublier tous mes enseignants de mon école qui ont contribué à ma formation.

ملخص

في إطار مشروع نهاية الدراسة، تم إنجاز هذه المذكرة التي توجز تصميم ودراسة منشأة فنية الممثلة في جسر متعدد العارضات متماثلة من الخرسانة مسبقة الإجهاد ابتداء من النقطة الكيلو مترية 14+705 الى غاية 14+958 على الطريق الجانبي لمدينة شرشال، ولاية تيبازة.

المنشأة ذات طول 250م مكونة من جسرين، جسر في كل اتجاه، كل جسر مكون من خمسة مقاطع متماثلة من الخرسانة مسبقة الإجهاد طول الواحدة فيها هو 50م وعرضها 13.75 م.
البنية العلوية للجسر موضوعة على سنة ركائز (أربعة أعمدة ودعامتين) مصنوعة من الخرسانة المسلحة.

الجسر تم إنجازه حسب التعليمات المستعملة في الجزائر RCP2008، BPEL91، BAEL91، RPOA2008.

الكلمات المفتاحية: جسر، رافده، خرسانة، الخرسانة مسبقة الإجهاد، عمود، دعامة، كابلات.

Résumé

Dans le cadre du projet de fin d'étude s'inscrit ce présent mémoire qui synthétise la conception et étude d'un viaduc en béton précontraint du pk 14+705 au pk 14+958 sur le contournement de la ville de cherchell, w.tipaza.

L'ouvrage est un viaduc droit d'une longueur de 250 m, il est composé de deux tabliers ; chaque pont est composé de 5 travées identiques en béton précontraint. La longueur de chaque travée est de 50 m. La largeur du pont est de 13.75 m.

Le tablier repose sur 6 appuis (4 piles et 2 culées) en béton armé par l'intermédiaire d'appareils d'appuis.

Cette étude est faite on utilisant les règlements utilisés en Algérie tel que BAEL91, BPEL91, RCP2008, RPOA2008.

Mots clé : Pont, Poutre, Béton, Précontraint post-tension, Pile, culée, câble.

Abstract

As part of the end-of-study project, this present thesis summarizes the design and study of a prestressed concrete viaduct from PK 14 + 705 to PK 14 + 958 on the bypass of the city cherchell, w.tipaza.

The structure is a right bridge with a length of 250 m and it is composed of two bridges, bridge in all direction each bridge is composed of five identical spans made of pre-stressed concrete, each span is 50 m length and 13.75m width.

The superstructure of the bridge is posed on six Pillars (4 columns and 2 abutment) made of reinforced concrete.

This study is made using the regulations used in Algeria such as BAEL91, BPEL91, RCP2008, RPOA2008.

Keywords: Bridge, Beam, Reinforced concrete, Pre-stressed concrete, Abutment, Abutment.

Liste des figures

Figure I. 1 : terminologie des ponts.....	3
Figure I. 2 : les ponts primitifs.	7
Figure I. 3 : pont bois.	8
Figure I. 4 : pont en maçonnerie.....	8
Figure I. 5 : pont métallique Viaduc de Garabit.....	9
Figure I. 6 : pont a poutre (la précontrainte selon la portée).	9
Figure I. 7 : pont suspendus.....	10
Figure I. 8 : pont à haubans.	10
Figure II. 1 :Le tracé du projet.	11
Figure II. 2 : Le tracé de l'ouvrage.	11
Figure II. 3 : Le tracé en plan.	12
Figure II. 4 : Le profil en long.....	12
Figure II. 5 : Profil en travers à mi- travée.....	13
Figure II. 6 : Profil en travers a l'appui.	13
Figure II. 7 : Carte de zonage sismique nationale.	14
Figure III. 1 : Implantation des appuis.	18
Figure III. 2 : Pièce de pont.....	18
Figure III. 3 : Coup transversale de bi-poutre avec pièce de pont sans console.	19
Figure III. 4 : Coupe transversale de la poutre métallique.	20
Figure III. 5 : Les dimensions des poutres.	21
Figure III. 6 : Implantation des appuis.	22
Figure III. 7 : Paramètres du dimensionnement d'un voussoir.....	23
Figure III. 8 : Les dimensions du voussoir.....	24
Figure III. 9 : Implantation des appuis.	25
Figure III. 10 : Les paramètres de dimension des poutres.....	27
Figure III. 11 : Les dimensions des poutres.	28
Figure IV. 1 : courbe contrainte-déformation de l'acier.	33
Figure V. 1 : variation de la section.	35
Figure V. 2 : Système BC.....	36
Figure V. 3 : charge militaire Mc120.	37
Figure V. 4 : convoi D240.....	38
Figure VI. 1 : définition des caractéristiques et les normes.	40
Figure VI. 2 : Modélisation du tablier (Poutres + Entretoises + Dalle).	40
Figure VI. 3 : Exemple Définition des charges (A1).	41
Figure VI. 4 : Définition des combinaisons de charges.	41
Figure VI. 5 : lancement de calcul.	42
Figure VI. 6 : Affichage et édition éventuelle des résultats.	42
Figure VI. 7 : Efforts maximaux à l'ELU obtenu par RSAP.	44
Figure VI. 8 : Efforts maximaux à l'ELS obtenu par RSAP.	44
Figure VI. 9 : Vue Efforts maximaux à l'ELS sur toutes les poutres.....	44
Figure VII. 1 : Tracé des câbles.	49
Figure VII. 2 : Position des câbles.	50

Figure VII. 3 : Zones de concentration des contraintes.....	63
Figure VIII. 1 : modèle numérique d'une travée sur le logiciel	65
Figure VIII. 2 : Ferrailage de la dalle dans le sens X.....	68
Figure VIII. 3 : Ferrailage de la dalle dans le sens Y.....	68
Figure VIII. 4 : Aire de l'appareil d'appuis.....	69
Figure VIII. 5 : Joint de chaussée.....	71
Figure VIII. 6 : garde-corps type S7 selon SETRA.	73
Figure VIII. 7 : Barrière GS 4 du niveau N2 selon SETRA.....	74
Figure IX. 1 : La section de la pile.....	75
Figure IX. 2 : Liaison entre le tablier et la pile.	76
Figure IX. 3 : La coupe longitudinale.	76
Figure IX. 4 : Abaque de Walther.	82

Liste des tableaux

Tableau III. 1 : Pré-dimensionnement de la coupe transversale de la bi-poutre.	19
Tableau III. 2 : Dimensions des sections des poutres métalliques.	20
Tableau IV. 1 : contraintes admissibles à l'ELS.	33
Tableau V. 1 : Caractéristiques du pont.	34
Tableau V. 2 : Poids total de tablier.	35
Tableau V. 3 : Coefficient a_1	36
Tableau V. 4 : Valeur de $A(l)$	36
Tableau V. 5 : coefficient bc	37
Tableau V. 6 : Combinaisons de charges réglementaires.	38
Tableau VI. 1 : Résultats de calcul numérique fait par RSAP 2015.	43
Tableau VI. 2 : Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique.	43
Tableau VI. 3 : La flèche due aux poids propre.	45
Tableau VII. 1 : Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée avec hourdi.	48
Tableau VII. 2 : Les pertes de précontraintes.	51
Tableau VII. 3 : Pertes dues au frottement.	51
Tableau VII. 4 : Pertes dues au recul d'ancrage.	52
Tableau VII. 5 : Perte par raccourcissement élastique de béton.	52
Tableau VII. 6 : Récapitulation des pertes instantanées.	53
Tableau VII. 7 : Pertes dues au retrait du béton.	53
Tableau VII. 8 : Pertes dues au fluage du béton.	54
Tableau VII. 9 : Perte par relaxation.	54
Tableau VII. 10 : récapitulations des pertes différées.	55
Tableau VII. 11 : Pourcentages des pertes.	55
Tableau VII. 12 : Vérification des contraintes normales phase 01 $x=0.25L$	56
Tableau VII. 13 : Vérification des contraintes normales phase 01 $x=0.5L$	57
Tableau VII. 14 : Vérification des contraintes normales phase 02 $x=0.25L$	57
Tableau VII. 15 : Vérification des contraintes normales phase 02 $x=0.5L$	58
Tableau VII. 16 : Vérification des contraintes normales phase 03 $x=0.25L$	58
Tableau VII. 17 : Vérification des contraintes normales phase 03 $x=0.5L$	59
Tableau VII. 18 : Vérification des contraintes normales phase 04 $x=0.25L$	59
Tableau VII. 19 : Vérification des contraintes normales phase 04 $x=0.5L$	60
Tableau VII. 20 : Vérification de contraintes tangentielles.	61
Tableau VIII. 1 : Résultat des moments dans les deux directions.	65
Tableau IX. 1 : Coefficient de site.	79
Tableau IX. 2 : Force horizontale en chaque appui.	80
Tableau IX. 3 : Effort verticaux.	80
Tableau IX. 4 : Efforts totaux.	81
Tableau IX. 5 : Combinaisons d'actions.	81

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I. Recherche bibliographique.....	2
I.1. Introduction :	2
I.2. Définition de pont :	2
I.3. Les composantes essentielles d'un pont :	2
I.3.1. Le tablier :	2
I.3.2. Culée :	2
I.3.3. Pile :	2
I.4. Terminologie :	2
I.4.1. Pile –culée :	2
I.4.2. Entretoise :	3
I.4.3. Le chevêtre :	3
I.4.4. Travée :	3
I.4.5. Arche :	3
I.4.6. Portée :	3
I.4.7. Les gabarits :	4
I.4.8. La brèche :	4
I.4.9. Ouvertures droite :	4
I.5. Les équipements d'un pont :	4
I.5.1. Étanchéité :	4
I.5.2. Joint de dilatation :	4
I.5.3. Dispositifs de retenue pour les ponts	5
I.5.4. Les glissières :	5
I.5.5. Les barrières :	5
I.5.6. Les garde-corps :	6
I.5.7. Les corniches :	6
I.5.8. Appareils d'appui :	6
I.5.9. Évacuation des eaux :	6
I.5.10. Autres équipements :	7
I.6. Classification des ponts :	7
I.7. Evolution des ponts :	7
I.7.1. Pont primitifs.....	7

I.7.2. Pont en bois :	8
I.7.3. Pont maçonnerie :	8
I.7.4. Pont métallique :	8
I.7.5. Pont en béton arme :	9
I.7.6. Pont en béton précontraint :	9
I.7.7. Ponts à câbles :	9
Chapitre II. Présentation de l'ouvrage	11
II.1. introduction	11
II.2. Opportunité du projet :	11
II.3. Présentation de l'ouvrage :	12
II.3.1. Tracé en plan :	12
II.3.2. Profil en long :	12
II.3.3. Profil en travers :	13
II.4. Données géotechnique :	13
II.5. Données sismologiques :	14
II.6. Données climatiques :	15
II.6.1. La température :	15
II.6.2. Le vent :	15
Chapitre III. Conception générale	16
III.1. Introduction :	16
III.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :	16
III.2.1. Critères du choix du type de l'ouvrage :	16
III.2.2. Choix des portées :	16
III.3. Conception de tablier :	16
III.3.1. Variante N°1 : Ouvrage mixte en bipoutres métallique :	17
III.3.2. Variante N°2 : Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif.	22
III.3.3. Variante N°3 : pont a poutres en béton précontraint (post-tension) :	25
III.4. Analyse multicritères :	29
III.5. CONCLUSION :	29
Chapitre IV. Hypothèses de calcul	30
IV.1. Introduction :	30
IV.2. Les règlements :	30
IV.3. Béton :	30
IV.4. Les aciers :	32
IV.4.1. Aciers actifs :	32

IV.4.2. Aciers passifs :	32
Chapitre IV. Charges et surcharges :	34
IV.1. Introduction :	34
V.2. Classe du pont ;	34
V.3. Les charges permanentes :	34
V.4. Calcul des surcharges :	36
V.4.1. Système de charge A(l) :	36
V.4.2. Système de charges Bc :	36
V.4.3. La surcharge militaire Mc 120 : Pour permettre la circulation des convois militaires les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule type suivante :	37
V.4.4. Convoi D240 :	38
V.4.5. Surcharge sur trottoirs	38
V.5. Combinaison d'actions	38
V.6. Conclusion :	38
Chapitre VI. Calcul des sollicitations	39
VI.1. Introduction :	39
VI.2. Introduction au « robot » :	39
VI.2.1. Les caractéristiques principales du logiciel ROBOT	39
VI.2.2. Principe du fonctionnement du logiciel ROBOT	39
VI.3. Calcul des sollicitations	43
VI.4. La flèche sous le poids propre	45
VI.5. Conclusion	45
Chapitre VII. Etude de la précontrainte :	46
VII.1. Introduction :	46
VII.1.1. Calcul de la précontrainte :	46
VII.1.2. Mise en œuvre des câbles et ancrages :	46
VII.1.3. Programme de mise en tension des câbles :	47
VII.1.4. Montage de la précontrainte :	47
VII.1.5. Injection des câbles :	47
VII.2. Dimensionnement de la précontrainte :	48
VII.2.1. Calcul du nombre de câbles :	48
VII.2.2. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte	49
VII.2.3. Tracé des câbles	49
VII.3. Evaluation des pertes	50
VII.3.1. Pertes instantanées :	51

VII.3.2. Pertes différées :.....	53
VII.3.3. Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées et différées) :	55
VII.4. vérification des contraintes :.....	55
VII.4.1. Vérification des contraintes normales :	55
VII.4.2. Vérification des contraintes tangentielles :.....	60
VII.5. Ferrailage de la poutre :.....	61
VII.5.1. Calcul des armatures passives longitudinales :.....	61
VII.5.2. Armatures de peau :	61
VII.5.3. Armature Transversal.....	62
VII.5.4. Cadres de talon	62
VII.5.5. Armatures supérieures de la table de compression	62
VII.5.6. Justification de la zone d'about :.....	62
VII.5.6.1. Zone de surface	63
VII.5.6.2. Zone intermédiaire comprimée	63
VII.5.6.3. Zone d'eclatement.....	63
VII.6. Conclusion	64
Chapitre VIII. Etude de l'hourdis et équipements.....	65
VIII.1. Introduction.....	65
VIII.2. Ferrillages du l'hourdis	66
VIII.2.1. Ferrillages transversal (Suivant X)	66
VIII.2.2. Ferrillages transversal (Suivant Y)	67
VIII.3. Calcul des équipements	68
VIII.3.1. Définition	68
VIII.3.2. Les appareils d'appuis	68
VIII.3.3. Joint de Chaussée.....	70
VIII.3.4. Évacuation des eaux :	72
VIII.3.5. La couche d'étanchéité :	73
VIII.3.6. Garde-corps et dispositif de retenu :	73
VIII.4. Conclusion	74
Chapitre IX. Etude de la pile.....	75
IX.1. Introduction :.....	75
IX.2. La conception des piles :	75
IX.2.1. Le choix du type des piles :.....	75
IX.2.2. Conception :	75
IX.3. Etude sismique de la pile :	76

IX.3.1. Calcul les raideurs des appuis :.....	76
IX.3.2. Appareil d'appui :.....	76
IX.3.3. La rigidité des piles :.....	76
IX.4. Evaluation des efforts sismiques :.....	77
IX.4.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'effort sismique :.....	77
IX.4.2. Méthode de calcul :	77
IX.5. Etude et ferrailage de la pile :.....	80
IX.5.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile :.....	80
IX.6. Détermination du ferrailage de la pile :.....	81
IX.6.1. Condition de non fragilité :	82
IX.6.2. Armatures transversales :	83
Conclusion générale	84
BIBLIOGRAPHIE	83
ANNEXES	83



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique, correspondant à une intensité toujours accrue des échanges, suppose un volume de transport toujours plus considérable. Ce parallélisme des flux de trafic et de la croissance générale a souvent été mis en lumière, notre monde moderne accorde une importance primordiale aux transports d'où la nécessité d'une infrastructure solide et pertinente qui met en évidence l'utilisation et l'exploitation optimale des ressources naturelles en reliant les grands pôles d'activités économiques à travers le pays. Le inonde d'infrastructure se compose de divers réseaux tels que les réseaux routiers et les réseaux ferroviaires, cependant, la réalisation de ces derniers nécessite en premier la construction des ouvrages d'art tels que les projets de ponts.

Un pont est défini comme étant un ouvrage ou une construction en élévation, implanté in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pout route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont—rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont canal).

La considération économique fût souvent la première raison et le motif de construction des ponts. En outre, ils ont aussi un rôle social unificateur amenant les gens à communiquer entre eux. En fait, aux temps où les moyens de communications modernes tels que le téléphone, la radio et la télévision n'existaient pas, les ponts jouaient souvent le rôle privilégié de lien entre les villages, les régions et les pays, ils favorisent les échanges entre les gens et les cultures.

Cependant, l'élaboration d'un projet de pont nécessite une connaissance approfondie du domaine d'emploi des différents types de structures porteuses, des bases de leur dimensionnement et des sujétions d'emploi des différentes méthodes d'exécution.

L'objet de ce travail est l'étude d'un viaduc construit par la technique béton précontraint par post-tension le long de 253 mètres avec une hauteur maximale de 53 mètres, ce projet est inscrit dans le cadre de la réalisation du contournement de la ville de Cherrhell sur 17 Km. cette ville historique connaît depuis quelques années un immense embouteillage causé par l'augmentation du trafic sur la RN 11 reliant le centre à l'ouest du pays et donc, la solution de l'évitement a été fortement recommandée.

Mon projet de fin d'étude a pour vocation la mise en application de l'ensemble de mes connaissances théoriques en matière de ponts et de calcul des structures dans un sujet réel, ceci me permettra de bien intégrer la vie professionnelle en terme de conception architecturale et d'analyse structurale, il m'était donc indispensable d'adopter une démarche d'étude scientifique rigoureuse et méthodique qui s'est basée sur neuf chapitres représentant trois grande parties d'étude de pont dont la conception et les hypothèses de calcul, l'étude de la superstructure et l'étude de l'infrastructure.



CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE



Chapitre I. Recherche bibliographique

I.1. Introduction :

Dans le cadre de l'amélioration de sa vie, l'homme a toujours cherché à enrichir son environnement par des constructions nécessaires pour son quotidien.

Parmi les constructions les plus répandues, on trouve la grande famille des ouvrages d'art dans laquelle les ponts occupent une place indispensable.

I.2. Définition de pont :

D'une façon générale, un pont est un ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon sa fonction on distingue : pont route, pont rail et pont canal.

Cette définition est peu précise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrostatiques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en sites terrestres.

I.3. Les composantes essentielles d'un pont :

Le pont se compose de deux parties principales :

- Infrastructure : elle comporte les piles, les culées, les semelles et les pieux s'ils sont nécessaires.
- Superstructure : elle comporte essentiellement le tablier.

Un pont comprend trois parties distinctes :

I.3.1. Le tablier :

La structure sur laquelle se fait le déplacement à niveau ou avec une pente suffisamment faible pour être admissible par des piétons, des animaux ou des véhicules (automobiles, trains, avions, etc.) entre ses deux extrémités. Le tablier comprend une ou des travées qui sont des parties du pont comprises entre les piles ou entre une pile et une culée. Dans le cas des ponts suspendus et des ponts à haubans, le tablier est soutenu par des suspentes ou des haubans accrochés à des pylônes.

I.3.2. Culée :

Massif d'appui à chaque extrémité du pont, en plus de la charge verticale du tablier, la culée doit résister à des forces horizontales importantes : poussées des terres supportant la voie supérieure de part et d'autre du pont, poussée des voutes dans le cas des ponts en arcs, efforts de farinage ou d'accélération.

I.3.3. Pile :

Massif d'appuis situé entre deux travées voisines. La sollicitation horizontale des piles est moins forte que celle des culées. Elle peut cependant jouer un rôle important.

I.4. Terminologie :

I.4.1. Pile –culée :

Massif d'appui intermédiaire pouvant reprendre une sollicitation horizontale importante. Cette action peut provenir de l'inégalité des poussées de deux voutes d'ouvertures différentes. On place généralement des piles culées dans les viaducs possédant un grand nombre d'arches.

Le but de cette disposition est double :

- permettre l'exécution par phases, avec réutilisation des cintres, la poussée due au poids propre de la dernière voute construite étant reprise par une pile-culée.
- limiter les dégâts dans le cas où une arche se serait effondrée à la suite d'un accident (vice de construction, séisme, sabotage).



Figure I. 1 : terminologie des ponts.

I.4.2. Entretoise :

Une entretoise est une pièce rigide qui relie deux autres et les maintient dans un écartement fixe. Ce type de pièce peut prendre des formes et des dimensions très différentes selon son utilisation. On utilise des entretoises dans de nombreux domaines construction, menuiserie, mécanique, électronique, etc.

I.4.3. Le chevêtre :

Le chevêtre d'un pont est la partie supérieure d'une pile, lorsque le tablier repose sur celle-ci par l'intermédiaire d'un ou plusieurs appareils d'appui. Sa fonction est d'une part d'assurer la diffusion des efforts dans la pile et d'autre part de permettre la mise en place et le positionnement proprement dit des appareils d'appuis.

I.4.4. Travée :

Partie d'un pont compris entre deux appuis successifs. Un pont peut donc avoir une ou plusieurs travées.

I.4.5. Arche :

Travée d'un ouvrage voûté.

I.4.6. Portée :

Distance entre les axes des appareils d'appui d'une travée.

I.4.7. Les gabarits :

On appelle gabarit la hauteur minimale à dégager au-dessus de la voie franchie, mesurée perpendiculairement à cette voie. En ce qui concerne les routes, les hauteurs minimales sont fixées par les textes normatifs qui, dans leur état actuel, prévoient 5.25m pour les autoroutes de liaison et les autoroutes urbaines de statut national.

I.4.8. La brèche :

L'analyse des données conduit à définir la brèche à franchir.

Une brèche est la raison même de l'existence de l'ouvrage. Elle résulte de la topographie du site, de la ligne rouge du projet et des caractéristiques des obstacles à franchir, ce qui conduit à une longueur minimale de l'ouvrage.

Ces obstacles peuvent être issus :

- De contrainte naturelle : un cours d'eau, un thalweg, la présence d'un sol compressible impropre à la construction d'un remblai.
- De contraintes fonctionnelle : un gabarit de voie routière ou ferrée, une sur largeur de visibilité, les données liées au maintien d'une communication adaptée à la faune sauvage,
- De contraintes d'environnement (contraintes d'emprises, contraintes hydraulique,...), architecturales ou d'exploitation (dédoublage routier à terme,...).

I.4.9. Ouvertures droite :

Ouverture mesurée perpendiculairement aux parements des appuis. C'est l'ouverture qui définit la largeur utile de la voie inférieure.

I.5. Les équipements d'un pont :

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, parce qu'ils n'assurent pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont généralement pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions. Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers (qualité de la chaussée, dalles de transition entre les remblais et les culées, bordures de trottoirs et dispositifs de retenue, à savoir garde-corps, glissières et barrières), de protéger la structure et ses abords (étanchéité, évacuation des eaux, protection des talus par des perrés, etc.) tout en favorisant son bon fonctionnement (appareils d'appui, joints de dilatation). Enfin, les corniches ont un rôle principalement esthétique et les écrans acoustiques éventuels améliorent le confort des riverains.

I.5.1. Étanchéité :

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier (eau de pluie...) entraîne des risques graves de corrosion des armatures en acier (passives et actives) et doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé. Pour cela, on fait appel généralement à une chape d'étanchéité (représentant 2 à 3 % du coût de l'ouvrage neuf), disposée sur la dalle de béton, ou à un complexe étanche sur les platelages métalliques (platelages orthotropes).

I.5.2. Joint de dilatation :

Les joints de dilatation sont les dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. De tels joints existent au moins aux extrémités des tabliers, quel que soit leur type.

- Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur, dues à la température ou aux effets différés, dans

le cas des structures en béton (retrait, fluage), et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis.

- La longueur maximale de tablier continu sans joint de dilatation est couramment de l'ordre de 500 à 600 m, mais, en recourant à des joints spéciaux, cette longueur peut être portée à 800 ou 900 m.
- Les joints sont des points faibles, à travers lesquels l'eau peut pénétrer dans la structure. On limite leur nombre autant que possible en préférant des structures continues ou rendues partiellement continues. En particulier, dans le cas des ponts à poutres précontraintes par post-tension, les travées sont systématiquement attelées par groupes de trois ou quatre (continuité de la dalle de couverture), de telle sorte que le nombre des joints de chaussée diminue à un strict minimum.

I.5.3. Dispositifs de retenue pour les ponts

Les dispositifs de retenue sont les équipements, placés sur les bords latéraux des ponts, destinés à retenir des piétons ou des véhicules en perdition. On distingue, selon la fonction, les garde-corps, les glissières et les barrières, c'est au maître d'œuvre qu'il appartient de définir ces équipements en fonction du service que doit rendre le pont ; mais il convient de souligner qu'il n'existe pas de dispositif de retenue entièrement polyvalent :

Par exemple si l'on veut retenir des poids lourds, on adopte un système rigide qui est, certes, très efficace mais aussi très <<agressif>> vis-à-vis des véhicules légers.

I.5.4. Les glissières :

Il existe principalement deux types de glissières ; les glissières rigides et les glissières souples :

I.5.4.1. Les glissières rigides :

De par leur forme profilée et leur hauteur limitée, elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules en ne touchant pratiquement pas la carrosserie.

Elles sont relativement esthétiques et résistantes. Mais leur efficacité est limitée aux seuls véhicules légers et leur rigidité les rend agressives au niveau des roues.

C'est pourquoi leur emploi n'est autorisé qu'en milieu urbain où la vitesse de circulation est limitée à 60 km/h.

I.5.4.2. Les glissières souples :

C'est le modèle le plus couramment employé. La glissière souple standard comporte un élément de glissement, des dispositifs d'éclatement et des dispositifs d'écartement et des supports, normalement espacés de quatre mètres (4m), et fixés au tablier par l'intermédiaire de platines en acier boulonnées sur des contre-platines scellées dans le béton au moyen d'ancrages. Si ce mode de fixation ne peut être mis en œuvre, la glissière est attachée à une longrine en béton armé, liée au tablier par un système bicross. Le principe de son fonctionnement est totalement différent de celui des glissières rigides basses : le véhicule en perdition est repris au niveau de sa carrosserie. En souplesse.

Moyennant une assez forte déformation plastique de l'élément de glissement (formation d'une poche).

I.5.5. Les barrières :

Les barrières sont classées en trois catégories : les barrières légères, les barrières normales et les barrières lourdes.

Les barrières légères doivent retenir un véhicule de 3.5t lancé à 80km/h sous une incidence de 30° ; les barrières normales doivent retenir un véhicule de 12t lancé à 70km/h sous

une incidence 20° et les barrières lourdes doivent retenir un véhicule de 38t lancé à 70km/h sous une incidence de 20° .

Dans la pratique, les barrières légères sont très peu employées car elles ne correspondent pas à un niveau de sécurité bien identifié. Par ailleurs, aucun modèle de barrière n'a actuellement satisfait aux normes d'agrément dans le niveau «barrière lourde» la plupart des barrières employées dans la pratique sont donc des barrières normales, mais certaines ont une capacité de retenue supérieure à celle correspondant à leur norme d'agrément.

I.5.6. Les garde-corps :

En plus de leur fonction de retenue des piétons, les garde-corps ont souvent une fonction esthétique (surtout en milieu urbain), c'est pourquoi, ils sont souvent dessinés et conçus par l'architecte associé à l'élaboration du projet. Leur conception doit respecter les prescriptions du RCPR1.

I.5.7. Les corniches :

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique : situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent donc « la ligne » de l'ouvrage.

Une corniche mal lignée, dont le tracé présente des irrégularités, se remarque très vite à l'œil nu.

En plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse. Enfin, lorsqu'il y a un garde-corps, ce dernier est plus souvent scellé dans la corniche.

Il existe essentiellement trois catégories de corniches :

- La corniche en béton coulée en place.
- Les corniches en béton préfabriquées.
- Les corniches métalliques.

Les corniches en béton coulées en place sont réservées aux petits ouvrages de rase campagne coulée en place. Elles sont plus économiques et plus légères que les corniches préfabriquées, mais leur aspect est généralement moins bon.

I.5.8. Appareils d'appui :

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières ou ferroviaires) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton).

Les appareils d'appui se répartissent en trois familles principales :

- les appareils d'appui en acier spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques, mais dont l'emploi est de plus en plus rare pour des raisons de coût et d'entretien.
- les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et, parfois, pour les grands ponts).
- les appareils d'appui spéciaux ou à pot.

I.5.9. Évacuation des eaux :

L'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée.

- une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles disposées tous les 20 m environ de part et d'autre de la chaussée ou de la plate-forme ferroviaire. L'eau peut être évacuée sans précautions particulières en rase campagne, mais, en site urbain, elle est évacuée à l'aide de chéneaux.

I.5.10. Autres équipements :

On citera tout particulièrement les dalles de transition. Elles ont pour but d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont, en cas de tassement de remblai. Ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage, et par l'autre sur le remblai d'accès.

Font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés. L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieur ou dans le plan du garde-corps et munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

I.6. Classification des ponts :

On peut classer les ponts selon :

- le matériau utilisé (le bois, la maçonnerie, l'acier, béton armé, béton précontraint).
- la nature de la voie portée (pont-route, pont-rail, pont-canal, pont-aqueduc ...etc.).
- la structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts en arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans, ...etc.).
- la forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre).
- La voie portée (passage supérieur ou inférieur).

I.7. Evolution des ponts :

I.7.1. Pont primitifs

Les ponts primitifs ont été construits en 850 av J-C, destiné aux piétons, pour franchir une rivière ou un ravin. Les matériaux utilisés dans leur construction sont généralement des matériaux locaux comme la pierre, bois, liane. Les premiers ponts.

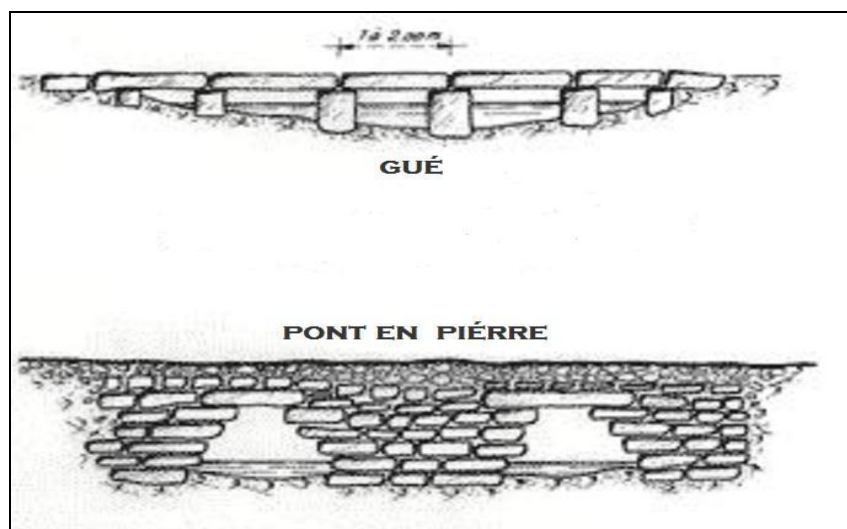


Figure I. 2 : les ponts primitifs.

I.7.2. Pont en bois :

Ce type de pont est né en 55 av J-C par les Romains et cela pour le passage des chariots lourdement chargé, d'où le bois possède une bonne caractéristique mécanique et permet les assemblages. Ce type d'ouvrage est évolué avec le temps jusqu'au XIXème siècle mais leur utilisation reste limité pour les grandes charges et la non résistance aux incendie pendant les guerres.

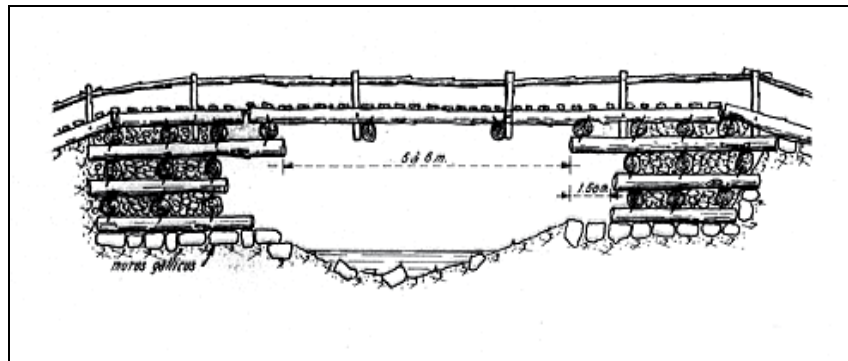


Figure I. 3 : pont bois.

I.7.3. Pont maçonnerie :

La limite d'utilisation des ponts en bois, et la découverte du ciment par les Romains a fait naissance des ponts maçonneries qui sont construit en voûte ou (succession des arches) constitué de pierre taillées et assemblées par ciment, ces pierres sont tout le temps comprimées.

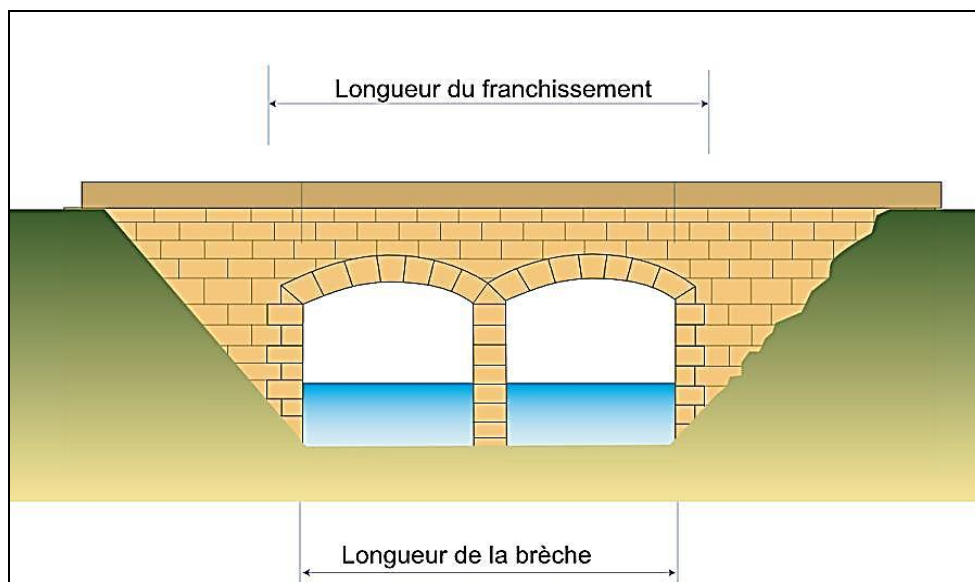


Figure I. 4 : pont en maçonnerie.

I.7.4. Pont métallique :

L'historique des ponts métalliques est liée à l'évolution continu des matériaux employé la fonte, fer laminé, acier qui possède une bonne résistance à la traction ainsi une grande ductilité, le fer a permet la confection des 1er poutre métallique a âme pleine .qui ont été développé en poutre triangulé pour l'économie de la matière.



Figure I. 5 : pont métallique Viaduc de Garabit.

I.7.5. Pont en béton arme :

La découverte du béton armé a donné l'apparition du premier pont avec ce matériau en 1890, il s'agit d'un pont en arc coulé sur des cintres en bois, avec le temps ils ont utilisé les poutres en béton armé qui sont plus économique.

I.7.6. Pont en béton précontraint :

En 1928 EUGENE FREYSSINET à découvert le béton précontraint, le premier pont en béton précontraint est conçu en 1946 avec une portée de 55mètre et fut entièrement préfabriqué à l'aide de voussoir .les ponts a poutre préfabriquées en béton précontrainte constitué une solution intéressante pour les moyens porté d'ordre de 30-50m.

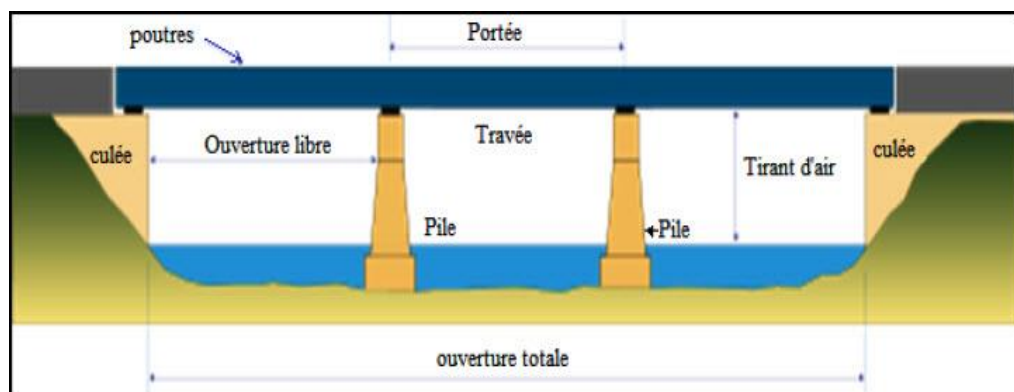


Figure I. 6 : pont a poutre (la précontrainte selon la portée).

I.7.7. Ponts à câbles :

Cette catégorie revient au XIXe siècle, les ingénieurs ont trouvé une solution pour franchir les grandes brèches on diminuant les nombres de pile et on utilisant des câbles pour soutenir le tablier.

On peut distinguer deux types de pont à câbles :

- **Les ponts suspendus** : sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes.

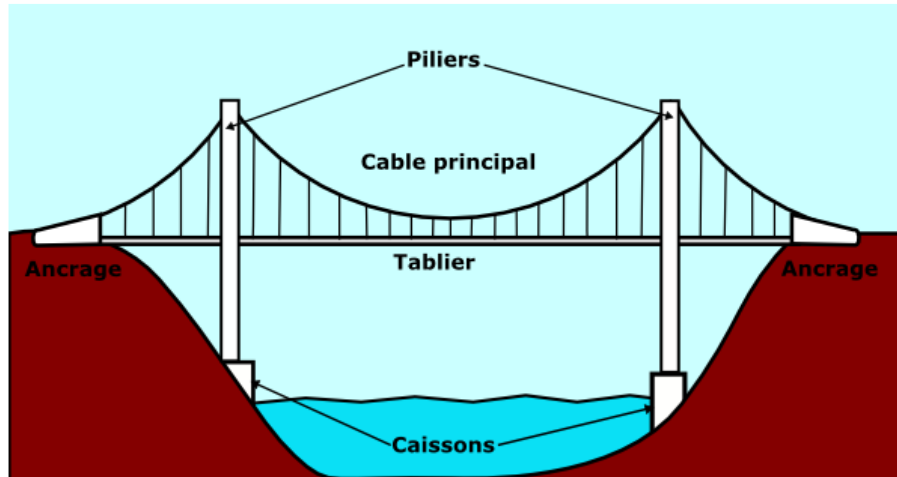


Figure I. 7 : pont suspendus.

- **Les ponts à haubans** : sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans.

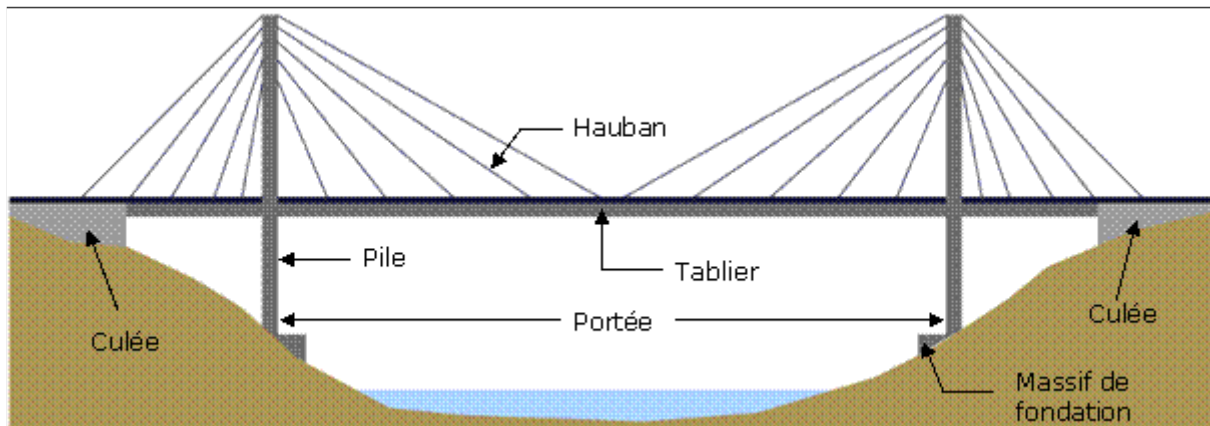


Figure I. 8 : pont à haubans.



CHAPITRE II

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE



Chapitre II. Présentation de l'ouvrage

II.1. introduction

Notre viaduc s'inscrit dans le projet du contournement de la ville de Cherchell sur 17 KM qui représentera le prolongement de l'autoroute reliant la ville de Bou Ismaïl à Cherchell.

Des ouvrages d'art, notamment des échangeurs, des ponts, viaducs et un tunnel, qui occupent une portion significative de la longueur du parcours, ce projet est essentiellement conçu pour le désengorgement de la RN 11 qui assure la liaison entre Alger et Oran en passant par la ville de Cherchell, il porte également une préoccupation environnementale qui permettra la diminution de la pollution au niveau de la ville en question et des agglomérations avoisinantes.

Le projet a été proposé par la Société Algérienne d'Etude d'Infrastructure (S.A.E.T.I), il s'agit d'un viaduc de 253m de longueur qui se trouve entre le PK14+705 et le PK14+958 dans la wilaya de Tipaza.

II.2. Opportunité du projet :

- Atténuer le trafic intense exercé sur la RN 11.
- Eliminer la congestion actuelle au niveau de la ville de Cherchell et de sidi ghiles
- Desservir la zone de l'académie militaire de Cherchell.
- Offrir une connexion à la ville de Cherchell et son port de pêche semi industriel.
- Offrir une continuité au projet de la voie express Bou-Ismaïl Cherchell.

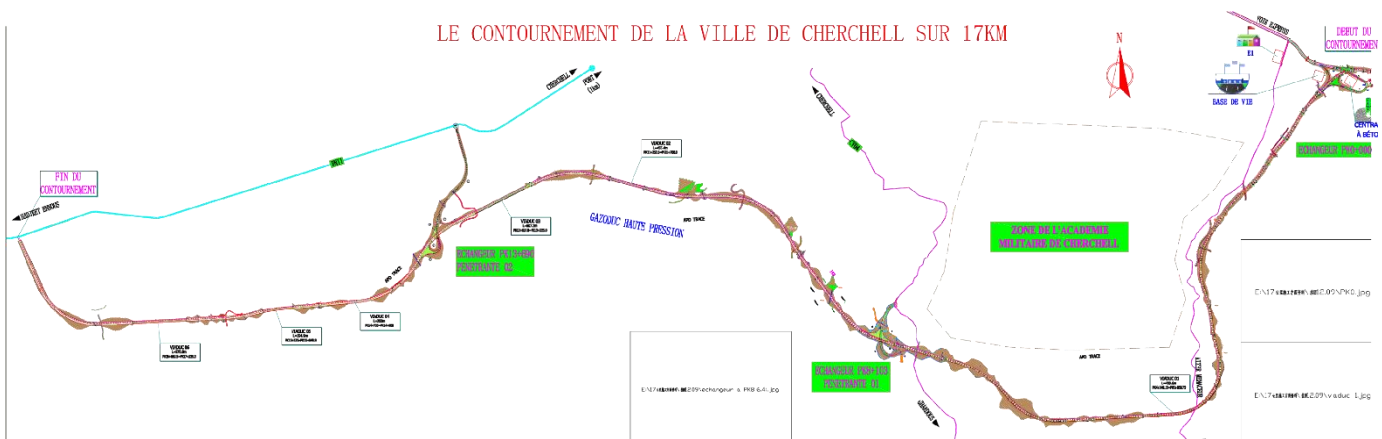


Figure II. 1 :Le tracé du projet.

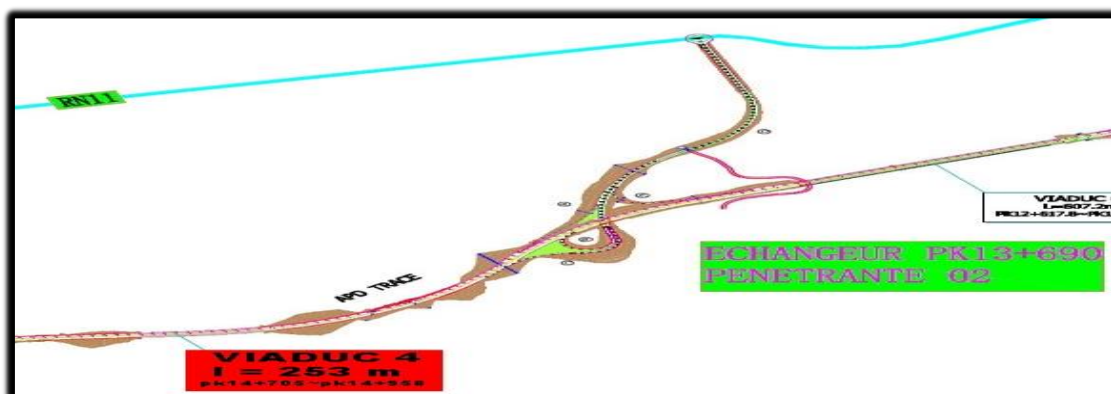


Figure II. 2 : Le tracé de l'ouvrage.

II.3. Présentation de l'ouvrage :

II.3.1. Tracé en plan :

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie. Ce projet présente un alignement parfaitement droit, le tracé est indiqué sur le schéma suivant :

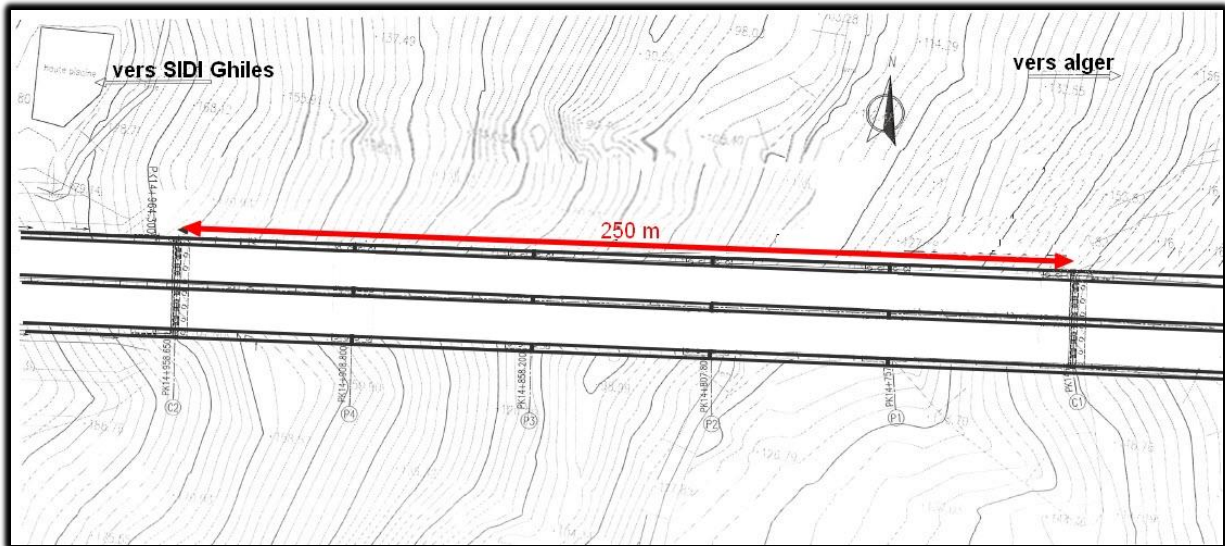


Figure II. 3 : Le tracé en plan.

II.3.2. Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en prenant en compte de nombreux paramètres.

Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 5.7%.

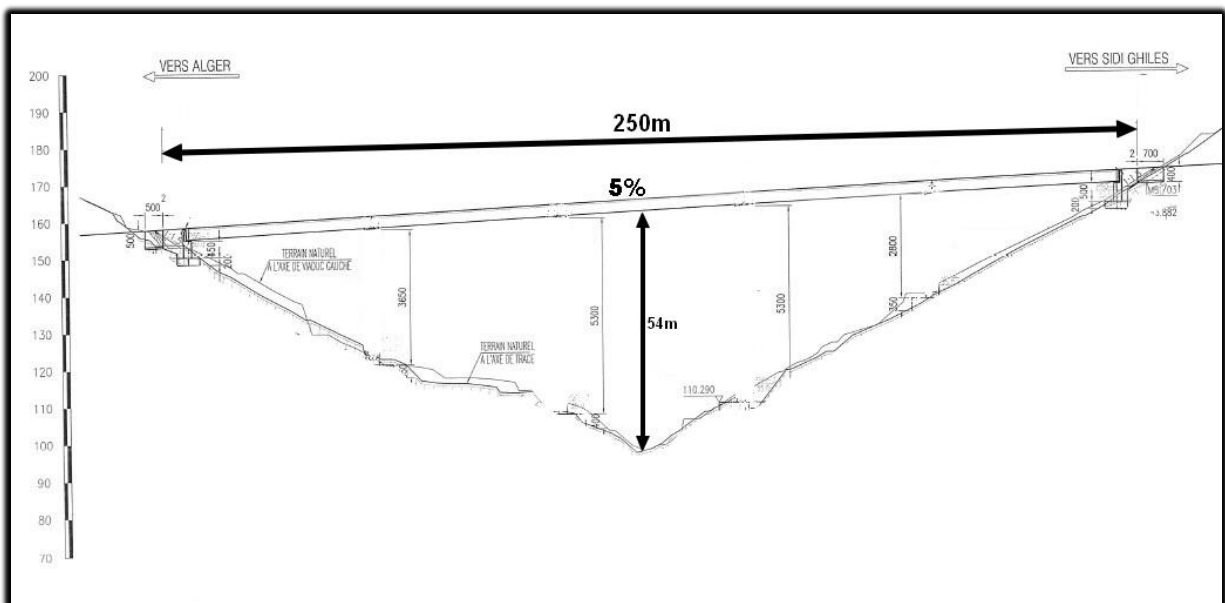


Figure II. 4 : Le profil en long.

II.3.3. Profil en travers :

Dès l'étude d'avant-projet, il est nécessaire de connaître la largeur de la chaussée et la bande d'arrêt d'urgence. Pour la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs (s'ils existent) et la largeur roulable, avant l'établissement de l'avant-projet détaillé. Ce projet contient deux chaussées unidirectionnelles à deux sens opposés, donc il s'agit de l'étude d'un des deux viaducs jumelés mais avec deux tabliers distincts.

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur totale : $LT=13.5$ m.
- Largeur roulable : $Lr = 11.50$ m.
- Largeur chargeable : $Lc = 11$ m.
- Nombre de voies de circulations = 3 voies.
- La pente du versant : une pente de 2.5%.
- Deux trottoirs de 1.50m et 0.5m de largeur.

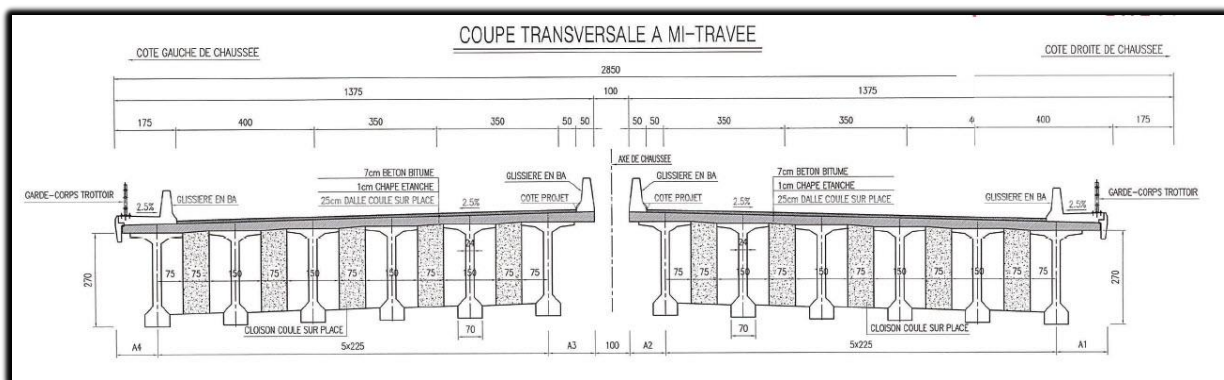


Figure II. 5 : Profil en travers à mi- travée.

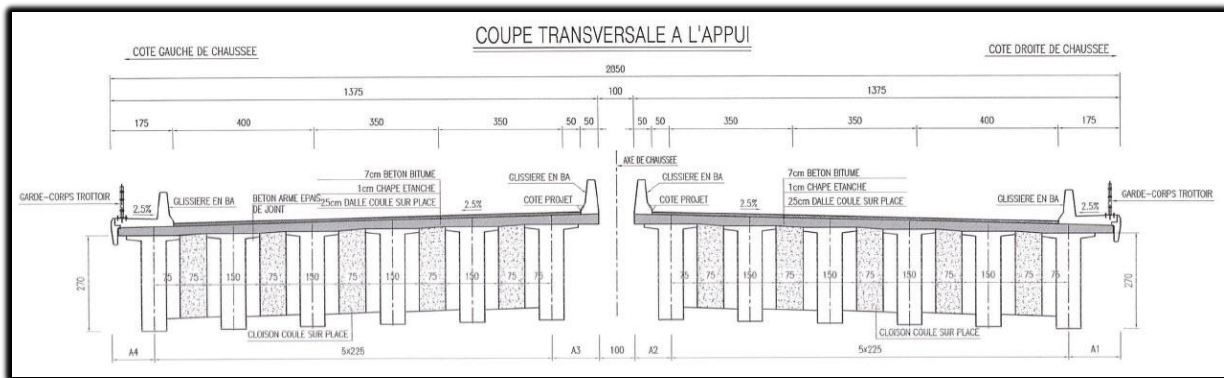


Figure II. 6 : Profil en travers à l'appui.

II.4. Données géotechnique :

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation, elle doit donner également des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tel que :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).

- Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

Pour notre cas : le rapport géotechnique a révélé que le sol de surface est d'une portance insuffisante, il s'agit d'une Argile limoneuse avec des fragments de schiste, d'où la préconisation des pieux pour l'ensemble des appuis (piles et culées).

II.5. Données sismologiques :

Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable.

Zone I : faible.

Zone IIa : moyenne.

Zone IIb : élevée.

Zone III : très élevée.

La figure suivante montre la carte des zones sismiques en Algérie :

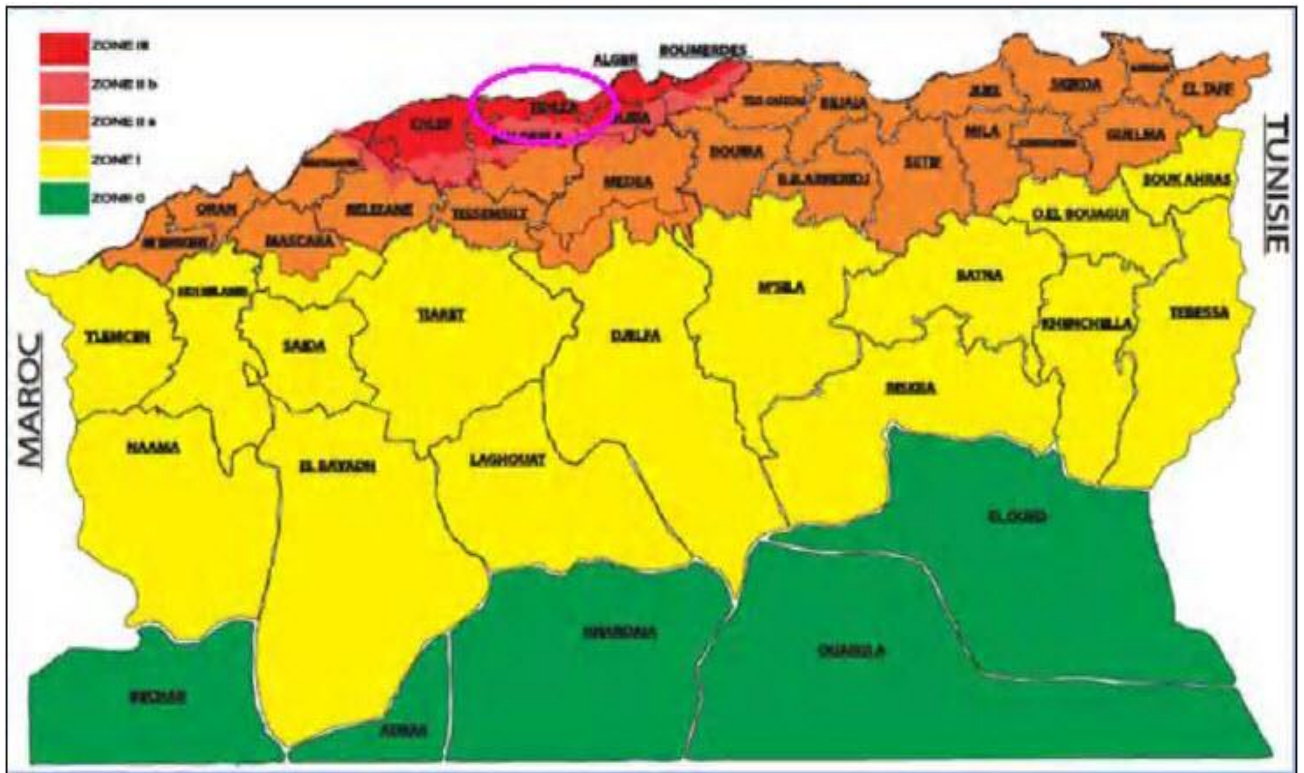


Figure II. 7 : Carte de zonage sismique nationale.

La Wilaya de TIPAZA est classée en zone III d'après le RPOA 2008.

La classification des ponts selon leur importance et du ressort du maître d'ouvrage qui doit la faire figurer dans le cahier de charge.

Pour notre ouvrage on va opter pour un groupe d'usage g2 (pont important : routes express). Donc un Coefficient d'accélération de zone : $A=0.3$ (RPOA2008).

Le tablier de notre ouvrage est fixé sur deux piles, on peut admettre un comportement non linéaire de celles-ci, donc on va utiliser un spectre de dimensionnement pour calculer les efforts sismiques.

II.6. Données climatiques :

II.6.1. La température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui.

À défaut de justification plus précise on adopte les variations de températures suivantes :
Algérie de nord +35°C et -15°C (RCPR).

II.6.2. Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le RCPR. Donc on prend une surcharge du vent répartie de :

- 1.25 KN/m² en cours de réalisation.
- 2 KN/m² pour les ouvrages en service.



CHAPITRE IV

HYPOTHESES DE CALCUL



Chapitre IV. Hypothèses de calcul

IV.1. Introduction :

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

IV.2. Les règlements :

Le calcul des structures sera effectué conformément aux :

- 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.
- Règles R.C.P.R « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ».
- Fascicule 62 titre V pour le pré-dimensionnement des fondations.
- Règles R.P.O.A 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
- Guide SETRA (service d'étude technique des routes et autoroutes).

IV.3. Béton :

Le béton est le mélange dans des proportions convenables, et de façon homogène de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'il soit utilisé sous des contraintes plus élevées.

Ces contraintes sont des contraintes de compression qui servent à équilibrer les contraintes de traction engendrées par les charges.

➤ Dosage :

Le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 kg/m CPA 325 avec un contrôle strict.

➤ La densité :

La masse volumique de béton armé $\gamma = 2.5 \text{ t/m}$.

➤ La résistance à la compression :

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise, et notée f_{c28} . Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

- ✓ Les résistances à la compression à différents âges de j jours ($\neq 28j$).
- ✓ La résistance à la traction à différents âges.
- ✓ Le module de déformation longitudinale du béton.

$$F_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPA pour le béton du tablier.} \\ 30 \text{ MPA pour le béton d'appuis et les fondations.} \end{cases}$$

Pour j jours la résistance caractéristique à la compression sera :

$$F_{cj} = \begin{cases} \frac{J}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{cases}$$

➤ **La résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction.

La résistance à la traction (f_{tj}) est définie à partir de (f_{cj}).

$$F_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(35) = 2.7 \text{ Mpa (Pour la superstructure).}$$

$$F_{ij} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 0.6 + 0.06(27) = 2.2 \text{ Mpa (Pour l'infrastructure).}$$

NB : Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$.

➤ **Contraintes admissibles de compression du béton :**

A L'ELU : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_h}$

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

A L'ELS :

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

$$\sigma_b = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

➤ **Module de déformation longitudinale :**

Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) est donné par la formule suivantes :

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

Pour le béton du tablier $E_{ij} = 35981.72 \text{ MPa}$.

Pour le béton des piles et fondation $E_{ij} = 33000 \text{ MPa}$.

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

Il est donné par la formule suivante : $E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$

Pour le béton du tablier $E_{vj} = 12102.94 \text{ MPa}$.

Pour le béton des piles et fondation $E_{vj} = 11100 \text{ MPa}$.

➤ **Module de Déformation transversale :**

Il est donné par la formule suivante :

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

ν : Coefficient de poisson.

Pour les calculs de béton précontraint on prend :

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (béton fissuré E.L.U).

$\nu = 0.2$; Pour le calcul des déformations (béton non fissuré E.L.S).

IV.4. Les aciers :

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

- ✓ Les aciers actifs : pour la précontrainte.
- ✓ Les aciers passifs : pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

IV.4.1. Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

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

$$P_0 = (0.8f_{prg}, 0.9f_{prg})$$

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles 9T15 classe 1860 TBR car ce type de câbles est réservé aux ouvrages de portées déterminantes supérieures ou égales à 50m.

Les caractéristiques des câbles :

- ✓ Unité de précontrainte : 9 torons.
- ✓ Section de 9T15 = 1350 (mm²).
- ✓ Caractères garantis :
 - f_{peg} : 1600 Mpa
 - f_{prg} : 1860 Mpa
 - f_{peg} : limite élastique conventionnelle à 0,1%.
 - f_{prg} : contrainte de rupture garantie.
- ✓ La valeur max de la tension à l'origine σ doit être :
 - $\sigma_0 = \text{MIN} (0.8f_{prg}, 0.9f_{peg})$
 - $\sigma_0 = \text{MIN} (1488, 1494) = 1440 \text{ Mpa}$

Gaine :

$$\Phi = 80 \text{ mm.}$$

Frottements :

- ✓ déviation parasite 0.003 m⁻¹.
- ✓ coefficient de frottement : 0,2 rad.

IV.4.2. Aciers passifs :

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

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes à haute adhérence de nuance FeE400.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier, appelé 'Module de Young :

$$E_s = 2.10^5 \text{ Mpa}$$

Contrainte limite :

Etat limite ultime(ELU) :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma = 1.15$ combinaison fondamentale.

$\gamma = 1$ combinaison accidentelle.

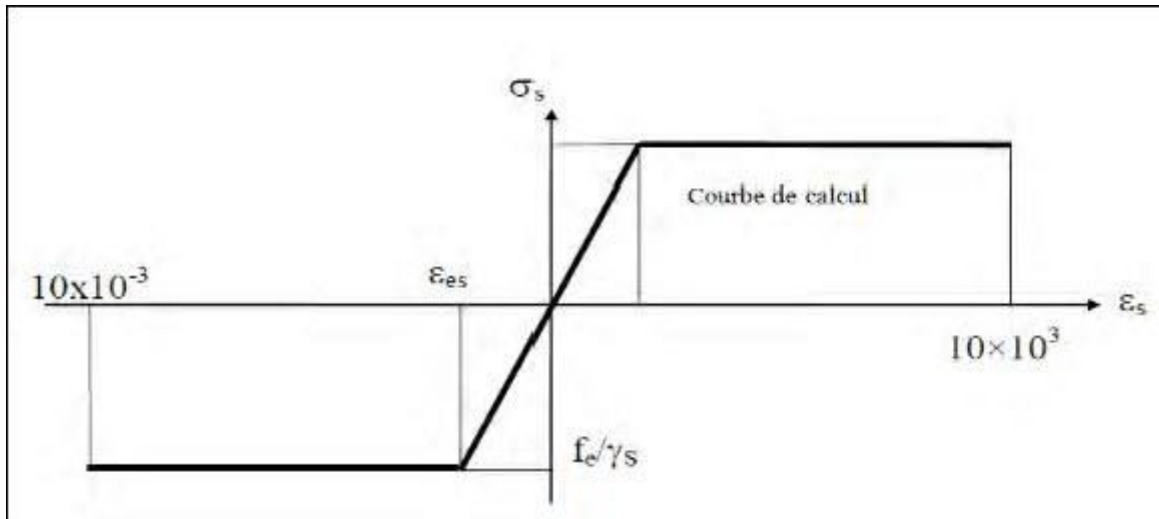


Figure IV. 1 : courbe contrainte-déformation de l'acier.

Etat limite service (ELS) :

Tableau IV. 1 : contraintes admissibles à l'ELS.

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation des contraintes
Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \text{Max}(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ Ou $\eta=1$ pour RL et 1.6 pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \text{Max}(0,4f_e; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$



CHAPITRE III

CONCEPTION GENERALE



Chapitre III. Conception générale

III.1. Introduction :

La conception des ponts est basée sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en plus de ça l'ingénieur projeteur possède une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, de leur pré dimensionnement et leurs modes d'exécution.

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.

III.2. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

III.2.1. Critères du choix du type de l'ouvrage :

Généralement, après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, il convient de rechercher 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 faut bien connaître l'éventail des solutions possibles, avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût.

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes sont mises en évidences, la variante finale sera retenue en se basant sur les critères suivants :

- L'obstacle à franchir, la voie portée : pont (routier, rail,...)
- Matériaux utilisés, disponibilité et qualité.
- Fonction mécanique : isostatique où hyperstatique.
- Disposition en plan : pont droit, en biais où courbé.
- Durée de vie prévue définitive où provisoire.
- Esthétique et architecture.
- Entretien après la mise en service.
- Coût et délai de réalisation.

III.2.2. Choix des portées :

Le choix des portées est conditionné par les possibilités ou non d'implantation des appuis en respectant quelques règles :

- Minimiser l'impact du projet sur l'écoulement dans le lit majeur et dans le lit mineur en minimisant le nombre des appuis dans le cours d'eau.
- Reculer les culées par rapport aux berges afin de protéger les remblais d'accès.
- Si un appui de pont est implanté dans le lit d'oued il faut prendre des précautions particulières contre les phénomènes d'affouillement.
- Descendre le niveau de fondation sous la profondeur d'affouillement.
- Protéger les appuis avec les des rideaux de palplanche.

III.3. Conception de tablier :

Plusieurs types d'ouvrages peuvent être envisagés la position des appuis est fixée de façon précise et obligatoire par les conditions naturelles et les contraintes à respecter on voit dans la récapitulation précédente que pour certaines gammes de portées plusieurs types de ponts peuvent être retenus, par exemple pour des portées de l'ordre de 100m on peut hésiter entre un pont en béton armé béton précontraint et un pont métallique.

Trois variantes sont envisagées :

- Variante N°1 : pont mixte.
- Variante N°2 : pont construit en voussoirs préfabriqués.
- Variante N°3 : pont à poutre en béton précontraint par post-tension.

III.3.1. Variante N°1 : Ouvrage mixte en bipoutres métallique :

III.3.1.1. Introduction :

Un pont mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature.

La conception des ponts mixtes est principalement liée au nombre et à la nature des poutres métalliques. La conception transversale de ces pont est guidée par :

- Le rapport poids du tablier/coût de la charpente métallique
- Le coût de fabrication et de montage de la charpente métallique
- Les critères d'élancement : Les critères de résistance à la torsion

La structure métallique est composée de deux poutres. C'est, actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage. Un tablier mixte est constitué par l'association d'un squelette métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteur empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport au squelette.

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

III.3.1.2. Principe de construction des ponts mixtes bi-poutres ;

Ce type d'ouvrage est décrit succinctement en tant qu'ouvrage courant alors que son domaine d'emploi est bien entendu beaucoup plus vaste (de 30 à 110 mètres).

La poutraison métallique est constituée de deux ou plusieurs poutres maitresses réalisées à partir des poutres reconstituées soudées (PRS) ou de profilés du commerce lorsque les dimensions des poutres, et par conséquent les portées le permettent.

Cette structure porte une dalle, le plus souvent en béton armé, connectée aux poutres métalliques et réalisé en seconde phase. Cette dalle peut être coulée en place ou réalisée à l'aide de dalle ou pré dalle préfabriquée

La répartition des charges entre les poutres est assurée par des entretoises, désolidarisées de la dalle de couverture, ou par des pièces de pont connectées à la dalle. En pratique, la largeur du tablier conditionne le choix du type d'entretoisement et l'espacement des pièces de pont ou entretoises.

Pour les ouvrages relativement étroits (largeur inférieure à 13—14 mètres), les entretoises sont généralement utilisées avec un espacement de 7 à 8 mètres environ. La dalle repose uniquement sur les poutres.

III.3.1.3. Conception longitudinale :

Des facteurs d'ordre naturel et d'ordre fonctionnel interviennent dans la conception générale d'un ouvrage, la longueur totale de l'ouvrage dépend du tracé en plan de la voie portée ainsi que la géométrie en plan des appuis par rapport à l'axe de l'ouvrage et la conception des culées et des abords, sous le double point de vue esthétique et économique.

Le nombre de travées est déterminé par le domaine de la portée du mode de construction envisagé, des valeurs de l'élancement correspondant au rapport optimal des portées de l'ouvrage, les contraintes de gabarit et de profil en long y compris les conditions topographique et géotechniques et enfin le bilan économique qui englobe le coût des ossatures et des appuis, et de l'esthétique

Pour un ouvrage de grande longueur franchissant une brèche naturelle sans contrainte particulière, le rapport optimal entre portée des travées de rive et portée des travées courantes Ψ appelé aussi «l'élancement optimal» est compris entre 0,6 et 0,8.

Pour notre projet, avec une brèche de 253 mètres, on propose un découpage en 3 travées dont la longueur des travées courantes est de 103 mètres, et la longueur des travées de rives est de 75 mètres Le rapport de l'élancement est calculé comme suit :

$$\Psi = \frac{75}{103} = 0.73 \Rightarrow \text{Choix optimal.}$$

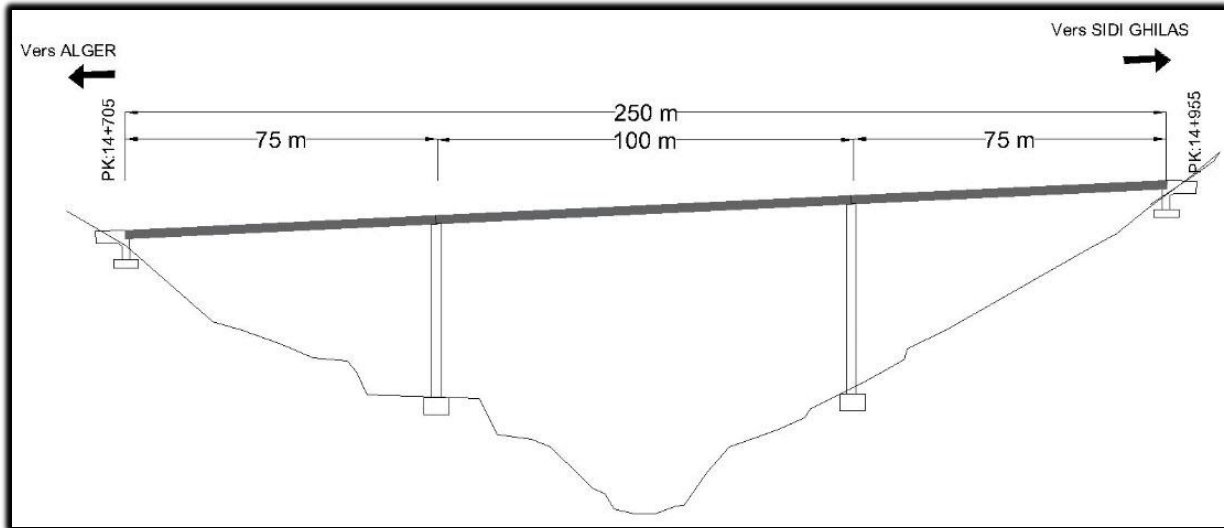


Figure III. 1 : Implantation des appuis.

III.3.1.4. Conception transversale;

Le choix du bi-poutre étant fait, il est à déterminer la nature de la liaison entre les deux poutres:

entretoise ou pièce de pont, et bien sûr la conception de la dalle. Le choix entre pièce de pont et entretoise dépend essentiellement de la largeur totale du tablier, cependant. d'autres facteurs peuvent intervenir dans ce choix, or:

- La position des gargouilles.
- Le poids des superstructures par encorbellement.

L'utilisation des pièces de pont est fortement recommandée lors des ouvrages assez larges (de 13m à 20m environs), ce qui est le cas de notre viaduc dont la largeur est LT 13,5 m Cette solution consiste à appuyer la dalle longitudinalement sur les deux poutres et transversalement sur des entretoises légères rapprochées tous les 4 mètres, ces dernières sont appelées pièces de pont. La dalle a une épaisseur constante de 25 cm environs et connectée aux pièces de pont en appliquant les mêmes règles que pour la connexion aux poutres. La figure ci-dessous montre un bi-poutre avec pièce de pont sans console.

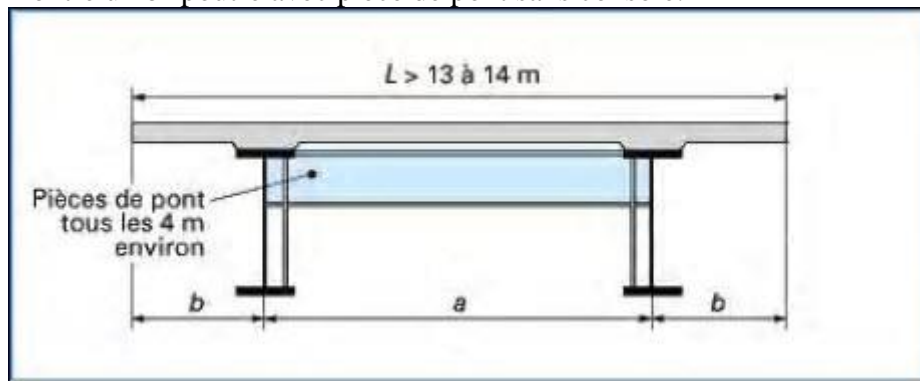


Figure III. 2 : Pièce de pont.

a). Pré-dimensionnement des poutres et des pièces de pont :

L’objet du pré-dimensionnement est de donner des valeurs indicatives des principales dimensions des éléments de la structure, le tableau ci-dessous donne les différents paramètres en respectant la notation sur la figure 11.4 montrant la coupe transversale de la bi-poutre avec pièce de pont sans console.

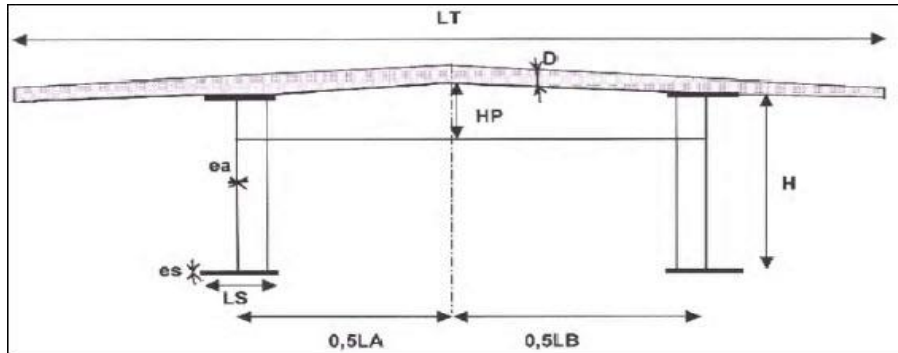


Figure III. 3 : Coup transversale de bi-poutre avec pièce de pont sans console.

On définit le paramètre de calcul X comme suit :

$$X = \frac{2 * lcent + 1.25 * lrive}{3} = 99.92$$

Tableau III. 1 : Pré-dimensionnement de la coupe transversale de la bi-poutre.

Elément	Formule de calcul	Application numérique
Hauteur des poutres H	$\text{Max} \left(\frac{X}{28} * \left(\frac{Lt}{12} \right)^{0.333}, 0.40 + \frac{X}{35} \right)$	3.7m
Entraxe des poutres	LA=environ 0.55Lt LB=Lt-4m	LA=7.425m LB=9.5m
Largeur des semelles inf .Binf	$0.25 + \frac{Lt}{40} + \frac{X}{125}$	1.40m
Largeur des semelles sup Bsup	Binf- 0,2 pour un tablier à quatre voies	1.2m
Hauteur des pièces de pont	HP = environ 1/11ème de LA HP mini = environ 300 mm	HP= 0.675m HP mimi=0.300m
Epaisseur de la dalle	24 à 26 cm	25cm
Ratio de ferrailage de la dalle	Environ 275 kg/m ³	275 kg/m ³

b). Coupe transversale de la poutre :

Définition des paramètres :

b_s : largeur de la semelle supérieure.

t_s : Épaisseur de la semelle supérieure.

b_i : largeur de la semelle inférieure.

t_i : épaisseur de la semelle inférieure.

t_w : épaisseur de l'âme.

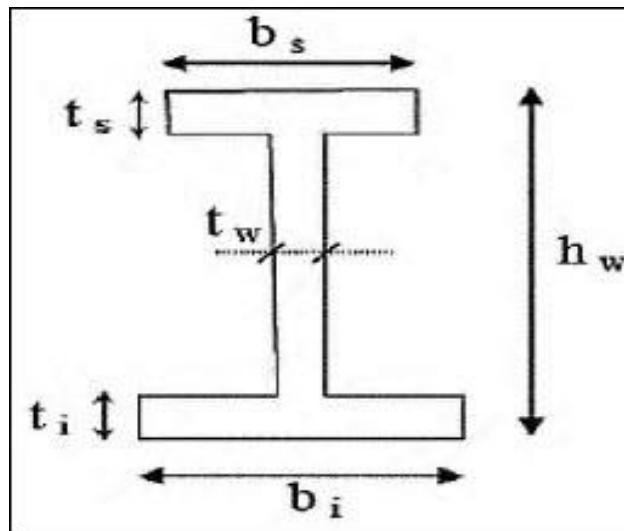


Figure III. 4 : Coupe transversale de la poutre métallique.

c). définition des sections :

Tableau III. 2 : Dimensions des sections des poutres métalliques.

Section	Semelle Sup (mm)		Semelle Inf (mm)		Ame (mm)
	ts	bs	ti	bi	
A mi- travée	40	1200	50	1400	24
Sur appui	45	1200	55	1400	26

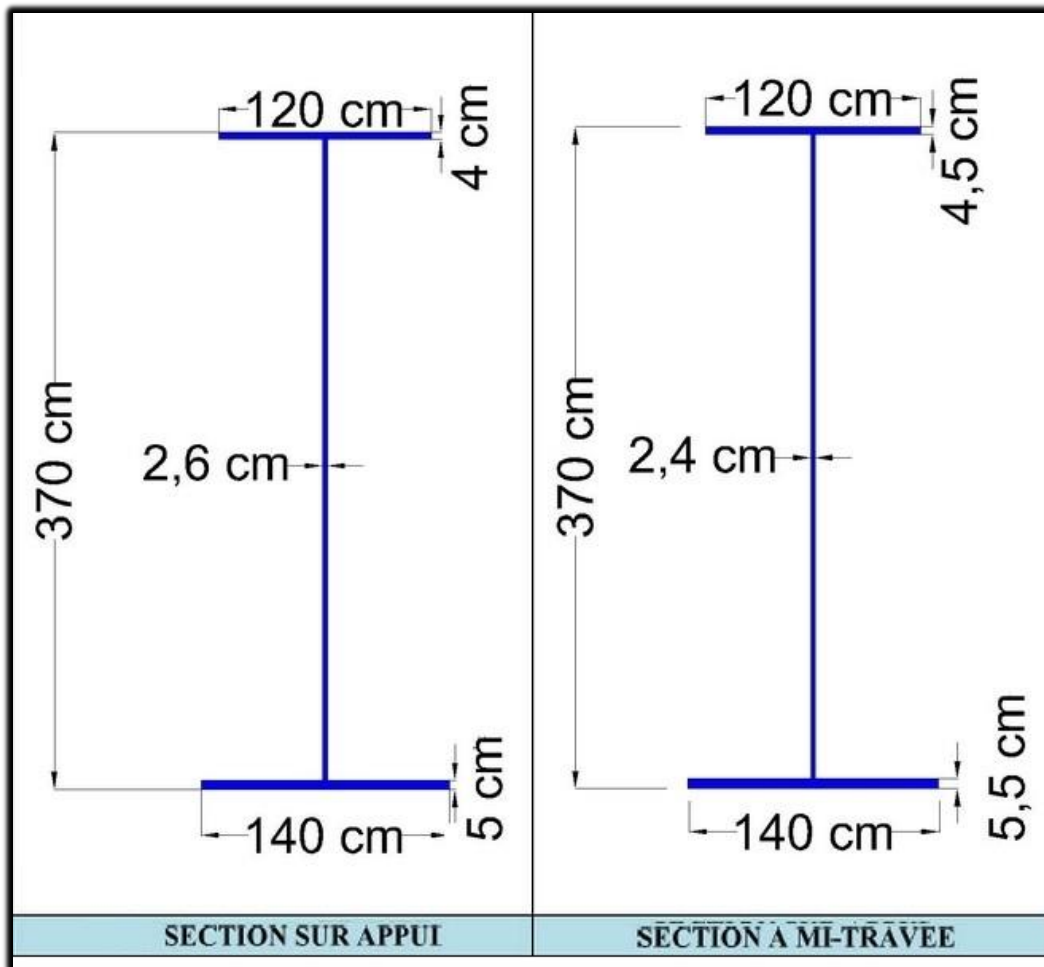


Figure III. 5 : Les dimensions des poutres.

d). Pièce de pout

Les pièces de pont sont le plus souvent des profilés reconstitués soudés.

Entraxe : les pièces de pont doivent être disposées selon un entraxe constant, quitte à déplacer très légèrement certains appuis. Cet entraxe est souvent pris égal à 4 m mais peut être compris entre 3,50 m et 4,50 m. Donc on prend un entraxe constant de 4 m entre chaque pièce de pont.

La hauteur : sensiblement égale au 1/11ème de l'entraxe des poutres principales donc 675 mm et varie linéairement entre la poutre principale et l'extrémité de la dalle pour atteindre une hauteur de 300 mm.

Épaisseur : 12 mm.

III.3.1.5. Les avantages et les inconvénients :

- **Les avantages :**

- La possibilité de franchir les grandes portées.
- La rapidité d'exécution globale.
- La précision dimensionnelle des structures.
- Le gain sur les coûts de construction.
- offrent de multiples possibilités de conception architecturale.
- facilitent l'entretien, car les éléments de la structure sont bien accessibles pour les inspections et la maintenance.

• **Les inconvénients :**

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de la fatigue des assemblages.
- Ce type d'ouvrage demande une main d'œuvre qualifiée (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- Surveillance exigée avec des visites périodiques.

III.3.2. Variante N°2 : Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif.

III.3.2.1. Introduction :

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier d'un pont à l'avancement par tranches successives, en faisant supporter à la partie déjà construite le poids propre de la tranche suivante et le cas échéant, le poids des coffrages ou des appareils permettant son exécution.

Chaque tranche, appelée couramment voussoir, est solidarisée à la précédente, pour atteindre une résistance suffisante.

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

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

III.3.2.2. Implantation des appuis :

Pour cette variante, il y a 3 travées principales de 62 m et 2 travées de rive de 32m.

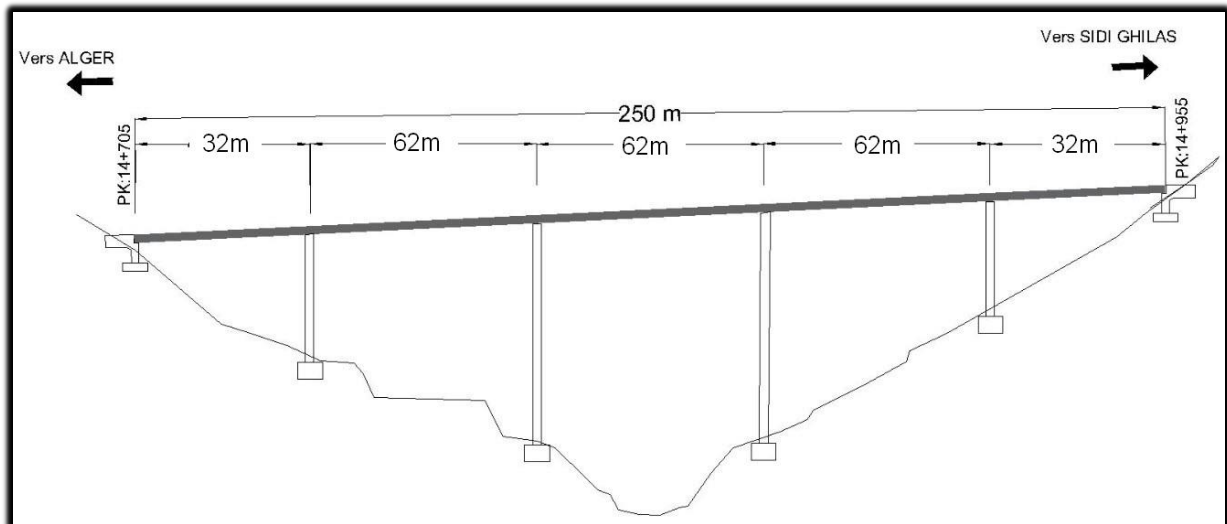


Figure III. 6 : Implantation des appuis.

III.3.2.3. Pré-dimensionnement du voussoir :

Le pré-dimensionnement des caissons se fera à l'aide du document (S.E.T.R.A). Dans les ouvrages de portée principale inférieure à 65m, le tablier le plus économique est en général de hauteur constante ($h_p = h_c$).

Le pré dimensionnement des voussoirs consiste à choisir une section résistante et esthétique.

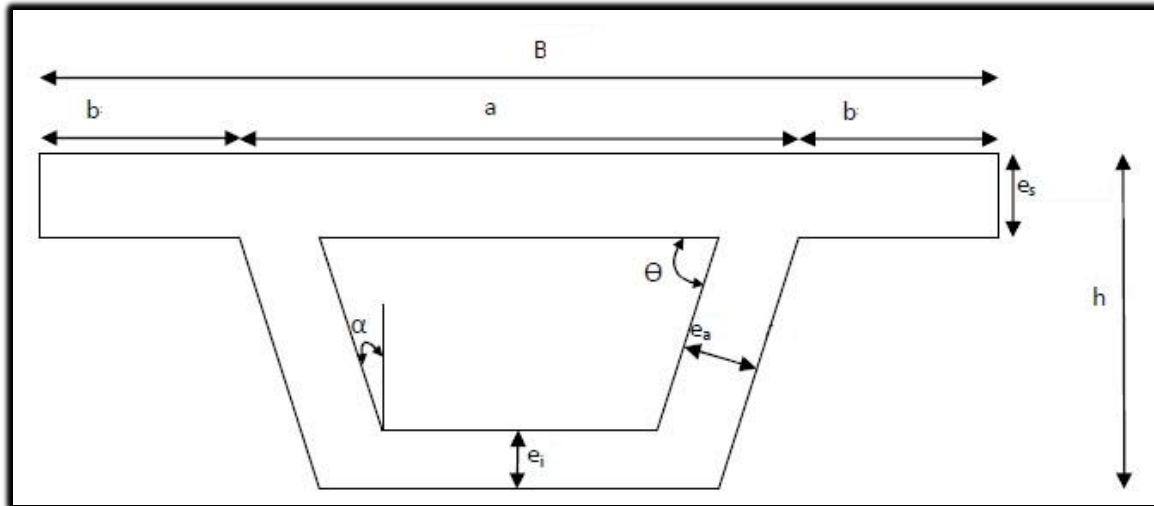


Figure III. 7 : Paramètres du dimensionnement d'un voussoir.

- **La hauteur fixe de voussoir (H=HP=HC) :**

$1/25 < H < 1/20$
 $62/25 < H < 62/20$.
 $2,48 < H < 3.10$
 En prend : H=2,5m.

- **Hourdis supérieur :**

B : la largeur du caisson égal à 14m.
 $b = B/4 = 3.5$ m.
 Donc : $a = B - 2b = 7$ m.
 es dépend du dispositif de retenue choisi, es = 24 cm en cas de barrière normale BN4.
 En prend : es=25cm.

.Épaisseur des âmes :

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées, car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile. L'inclinaison adoptée est comprise entre 10 et 30 %.

Longitudinalement, l'épaisseur des âmes est généralement constante pour les ponts de hauteur variable et variable pour un tablier de hauteur constante.

$$D = L/275 + 1,25 \times B/L - 0,125.$$

L : Portée principal ; B : largeur du hourdis supérieur. (L et B exprimés en mètres).

$$D = 62/275 + 1,25 \times 15.5/62 - 0.125$$

$$D = 0,40\text{m}$$

En prend :

$$e_a = 40\text{cm}$$

$$\theta = 1/20 \text{ à } 1/10 \text{ par rapport à l'horizontale}$$

$$\alpha = 1/2 \text{ par rapport à la verticale}$$

Épaisseur du hourdis inférieur :

L'épaisseur du hourdis inférieur est minimale à la clef et maximale sur pile.

Dans les parties coulées sur cintre, l'épaisseur du hourdis inférieur reste constante.

Cette valeur dépend beaucoup de la portée et des largeurs des hourdis varie de 35 à 80cm.

En prend : $e_i = 40\text{cm}$

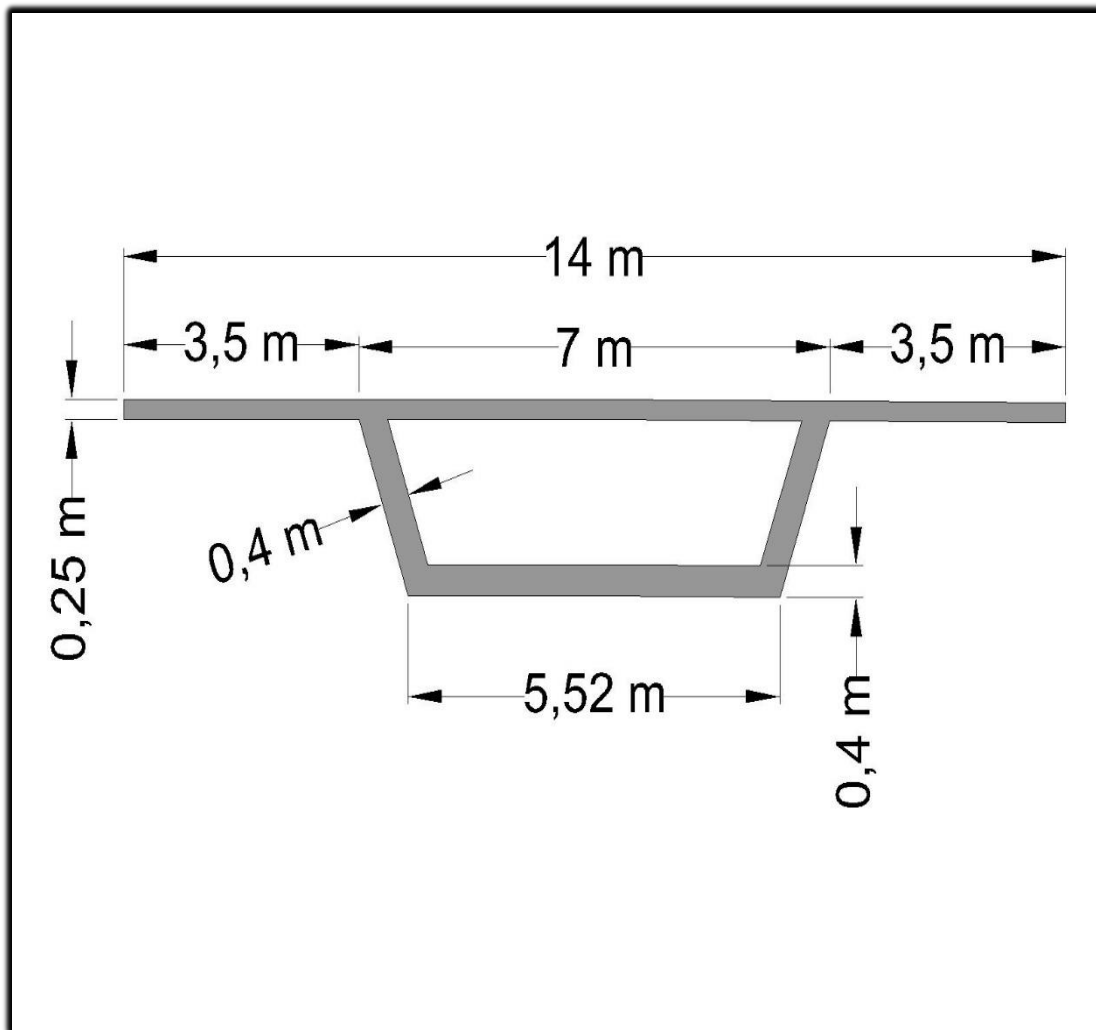


Figure III. 8 : Les dimensions du voussoir.

III.3.2.4. Les avantages et les inconvénients :

- Les avantages :

- L'esthétique de ce type d'ouvrages.
- La suppression des cintres et échafaudages.
- La fabrication des voussoirs a lieu en atelier donc avec une qualité supérieure à celle du chantier, lors de la mise en place des voussoirs, une partie notable du retrait s'est déjà effectuée, et les mises en précontrainte se font sur un béton durci.
- Son coût concurrence avec succès la construction métallique.
- Réduction et meilleure utilisation des coffrages.
- Augmentation du rendement de la main- d'œuvres, dû à la mécanisation.
- des taches 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.

• **Les inconvénients :**

- 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.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à de délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution de sollicitation dans les structures rendues continues.
- L'influence du gradient thermique.

III.3.3. Variante N°3 : pont à poutres en béton précontraint (post-tension) :

Les ponts à poutres en précontrainte de type VIPP font partie de la famille des ponts à poutres sous chaussée en béton. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elle par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Ce type d'ouvrage est adapté au franchissement en viaduc de brèches importantes, en longueur ou en hauteur, et aux sites difficiles d'accès. Ces viaduc comportent alors des appuis d'une certain hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales dégageant les tirants d'air bien proportionnés du point de vue de rapport hauteur/longueur.

III.3.3.1. Implantation des appuis :

Pour l'implantation de cette variante, on propose de réaliser 5 travées identiques de 50m. La longueur totale de pont est de 253 m.

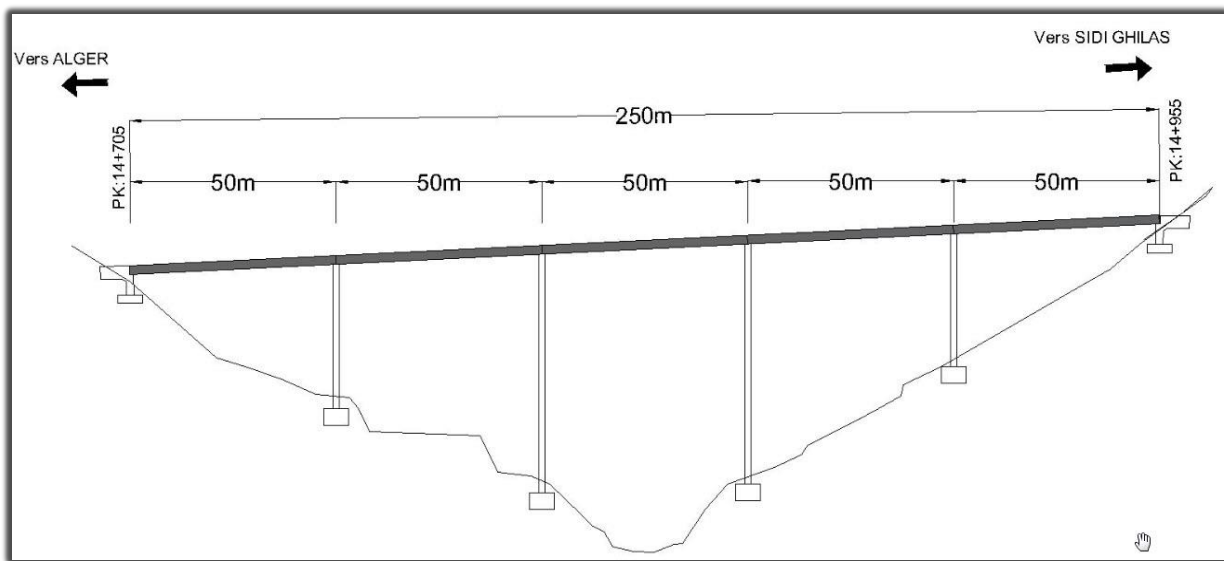


Figure III. 9 : Implantation des appuis.

III.3.3.2. Pré-dimensionnement des poutres :

• **Espacement entre axe des poutres (λ) :**

L'espacement des poutres varie en pratique entre 2,50 et 3,50 mètres, exceptionnellement 4,00 mètres.

Pour notre tablier nous avons choisi un hourdis général coulé par-dessus les poutres, qui implique un espacement plus petit, Donc on prend $\lambda = 2.25$ m.

- **Nombre des poutres :**

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre l'entraxe des poutres d'extrémité et l'espacement :

Donc :

$$N = \frac{La}{\lambda} + 1 \quad \text{Donc :} \quad N = \frac{1125}{225} + 1 = 6$$

La : entraxe entre les poutres des extrémités.

➤ **Les dimensions de la poutre :** Selon les documents SETRA

- **hauteur des poutres :**

Pour la poutre précontrainte préfabriquée par post tension ($L/22 \leq h \leq L/18$). Donc $2.27 \leq h \leq 2.78$

Donc : hp=2.7 m.

- **Largeur de la table de compression (b) :**

$0,6 \text{ hp} \leq b \leq 0,9 \text{ hp}$ donc $1.62 \leq b \leq 2.43$

Donc : b = 1.5m

- **Epaisseur de la table de compression (e) :**

$12 \leq e \leq 15 \text{ cm}$

Donc e = 10 cm.

- **Largeur du talon (Lt) :**

$50 \text{ cm} \leq Lt \leq 80 \text{ cm}$

Lt est fixée pour Lt = 70cm, cette valeur doit être vérifiée par l'étude de la précontrainte.

- **Epaisseur du talon (et) :**

$10 \text{ cm} \leq et \leq 20 \text{ cm}$

On prend et = 35cm.

- **Epaisseur de l'âme :**

-A mi- travée : b0 est donné par : $18 \leq b0 \leq 25$. **On prend : b0 = 24 cm.**

-Intermédiaire : **On fixe : b0= 47 cm.**

-Aux abouts d'appuis : **On fixe : b0= 70 cm.**

- **les goussets :**

- **Gousset de la table de compression :**

La jonction de l'âme et de la table de compression est assurée par un gousset supérieur qui joue un triple rôle :

-il facilite, de par sa forme, la mise en œuvre du béton.

-il assure l'encastrement physique de l'hourdis dans l'âme.

-il permet de loger les ancrages des câbles relevés en travée dans des bonnes conditions.

A mi- travée : $\alpha_1 = 7^\circ$ donc $e_1 = 5 \text{ cm}$.

$\alpha_2 = 33^\circ$ donc $e_2 = 15 \text{ cm}$.

Aux abouts d'appuis : $\alpha_1 = 7^\circ$ donc $e_1 = 5 \text{ cm}$.

-**Gousset du talon :**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'aciers, ainsi pour faciliter la mise en œuvre du béton.

-**A mi- travée :** $\alpha_3 = 23^\circ$ $e_3 = 25 \text{ cm}$.

-A l'appui il n'est y'a pas de gousset.

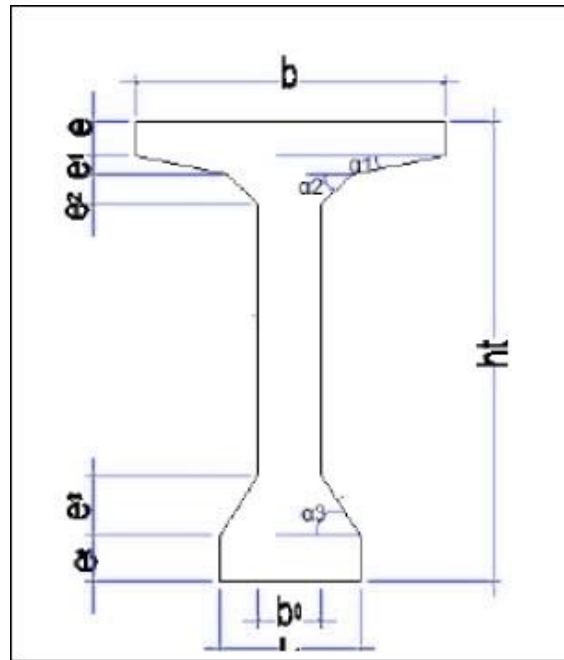


Figure III. 10 : Les paramètres de dimension des poutres.

- **Hourdis (la dalle) :**

En général $30 \geq h_0 \geq 20$

On fixe : $h_0 = 25\text{cm}$

- **La dallette :**

Elle est appelée pré-dalle et joue le rôle d'un coffrage perdu mais on admet qu'elle participe à la reprise des efforts de flexion transversale du tablier. Lorsque la portée libre des coffrages perdus dépasse un mètre.

Il devient indispensable d'utiliser des pédales en béton armé. En pratique, ce type de coffrage est utilisé à partir de 0,80 m de portée libre dans notre cas elle est de 0.55m.

L'épaisseur strictement minimale à lui donner est de l'ordre de 5 cm, de manière à assurer un enrobage satisfaisant de ses armatures.

Les efforts dus au poids du béton encore frais ; leur épaisseur est de l'ordre de 5 cm et leurs enclaves dans les poutres et de 10 cm.

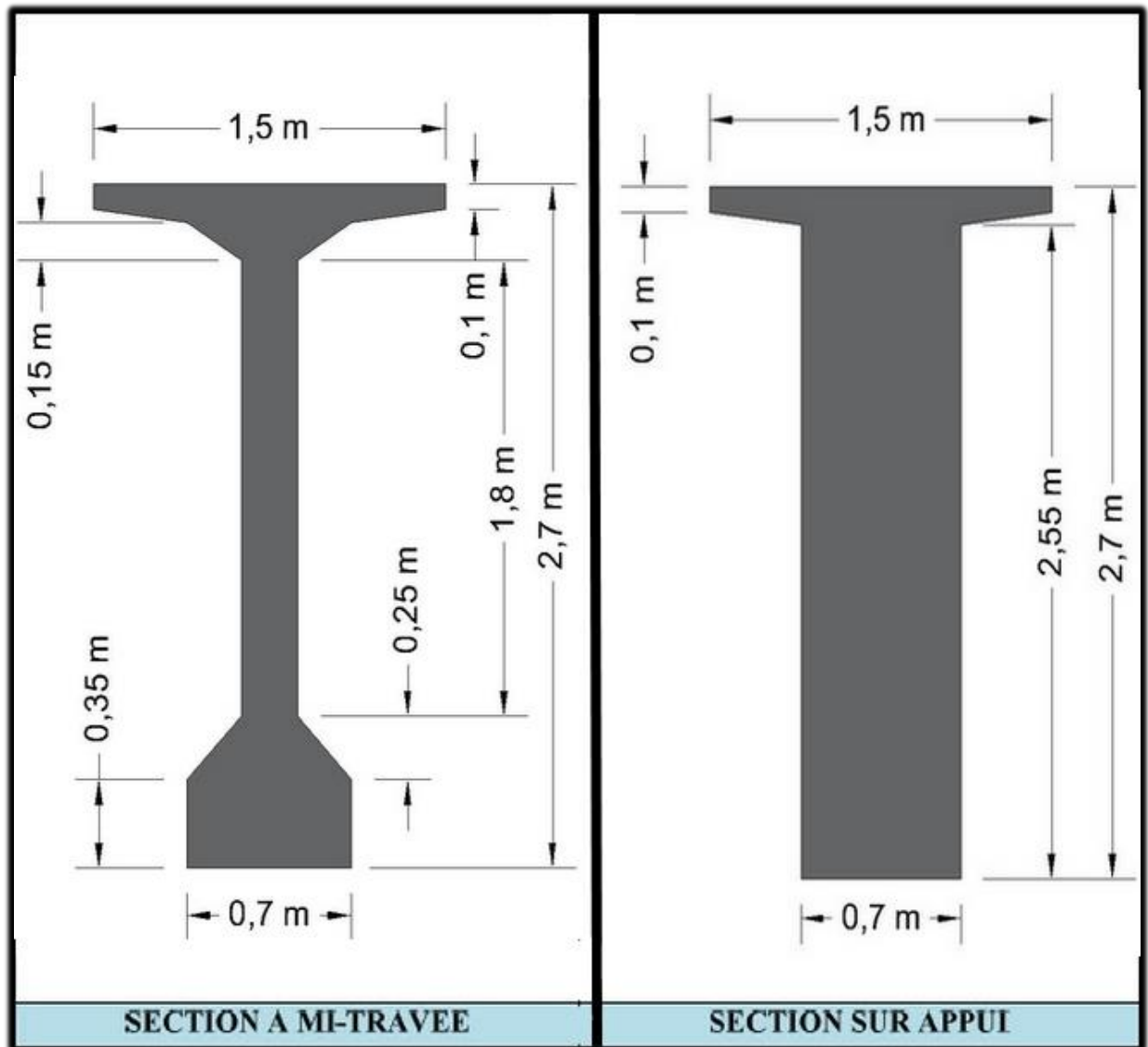


Figure III. 11 : Les dimensions des poutres.

III.3.3.3. Les avantages et Les inconvénients :

➤ Les avantages :

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont moins chère à force égale que les aciers du béton armé.
- Les ponts à poutres ne nécessitent pas beaucoup d'entretien.
- bonne protection des armatures et des aciers.

➤ Les inconvénients :

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décintrer ou décoffrer.
- La nécessite d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- le poids propre très important (très lourds).
- La hauteur importante des poutres et leurs poids.

III.4. Analyse multicritères :

Après avoir présenté les trois variantes, on entame une étude multicritères comparative en introduisant les différents paramètres du choix de la meilleure conception en termes de données fonctionnelles du site, d'exécution, d'économie, d'entretien périodique et d'esthétique.

Après l'analyse multicritère on trouve que le choix entre les deux dernières variantes (voussoir et a poutre) est très compliqué, Alors vue que notre viaduc est inscrit dans le contournement de la ville de Cherchell et que l'entreprise CGCE de réalisation n'a pas les moyens pour réaliser pont en voussoir.

Alor on opte la 3eme variante qui est viaduc en béton précontraint par post-tension

III.5. CONCLUSION :

Après la comparaison entre les trois variantes selon les critères de choix cités précédemment on a choisi la variante «Pont à poutres en béton précontraint par post-tension à travées indépendantes » car elle répond mieux aux critères de choix et elle est compatible aux conditions naturelles imposées par le site.



CHAPITRE V

CHARGES ET SURCHARGES



Chapitre IV. Charges et surcharges :

IV.1. Introduction :

Pour garantir la bonne fonction du pont, ce dernier doit assurer la résistance, avec de 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 en phase de construction et après la mise en service. Dans ce chapitre, on va présenter les différentes actions, charges et surcharges qui rentrent dans le calcul de notre pont à l'aide du règlement algérien définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts route DTR RCPR.

D'après le fascicule 61 titres II, on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées :

- Les charges permanentes et complément des charges permanentes : G.
- La charge routière type A (I).
- La charge routière type : B (Bc, Bt, Br).
- La charge militaire Mc120.
- Convoi exceptionnel : D240.
- Surcharges sur trottoirs : ST.

V.2. Classe du pont ;

Les ponts routiers sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable et de leur destination, avec $L_r = L_{totale} - L_{trottoir}$

- $L_r \geq 7.00 \text{ m}$ = Pont de 1^{ère} classe.
- $5.50 \text{ m} \leq L_r \leq 7.00 \text{ m}$ => Pont de 2^{ème} classe.
- $L_r \leq 5.50 \text{ m}$ => Pont de 3^{ème} classe.

La largeur roulable de notre pont est de 11.50 m, et donc c'est un pont de 1^{ère} classe.

Les autres caractéristiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V. 1 : Caractéristiques du pont.

	Définition	Calcul
La largeur chargeable Lc	$L_c = L_r - 0.50$	11.00m
Nombre de voies de Circulation Nv	$N_v = L_r / 3$	3voies
Largeur d'une voie Lv	$L_v = L_c / N_v$	$L_v = 3.67 \Rightarrow$ (2voie de 3.5m et une voie de 4m réserve au poids lourd)

V.3. Les charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre des éléments porteurs (CP) tels que les poutres et la dalle et les entretoises, et le poids des équipements fixes non porteurs de toute nature tel que les corniches et les garde-corps et Le revêtement et l'étanchéité et Le trottoir et Glissière de sécurité (CCP).

- **Les poutres** : sachant que le tablier comporte 6 poutres symétriques à section variable

$$P_{\text{poutre}} = \rho_{\text{béton armé}} * \sum L_i * S_i$$

$$P_{\text{poutre}} = 2.5 * 2 * (2.9 * 1.99 + 3.6 * 1.51 + 18.5 * 1.07)$$

$$P_{\text{poutre}} = 155 \text{ t}$$

$$P_{\text{total}} = 158 * 6 = 930 \text{ t}$$

- La dalle : la dalle a une épaisseur constante $e = 25 \text{ cm}$

$$P_{dalle} = \rho_{\text{béton armé}} * e * \text{Largeur}$$

$$P_{dalle} = 2.5 * 0.25 * 13.75$$

$$P_{dalle} = 8.59 \text{ t/m.}$$

- Entretoise : 2 entretoises avec une surface de 3.5 m² chacune plus 4 entretoise avec une surface de 4.46 m² chacune et une épaisseur de 35 cm donc :

$$P_{\text{entretoise}} = \rho_{\text{béton armé}} * e * \text{Surface} = 2.5 * 0.35 * (2 * 3.5 + 4 * 4.46) * 6 = 130.44 \text{ t.}$$

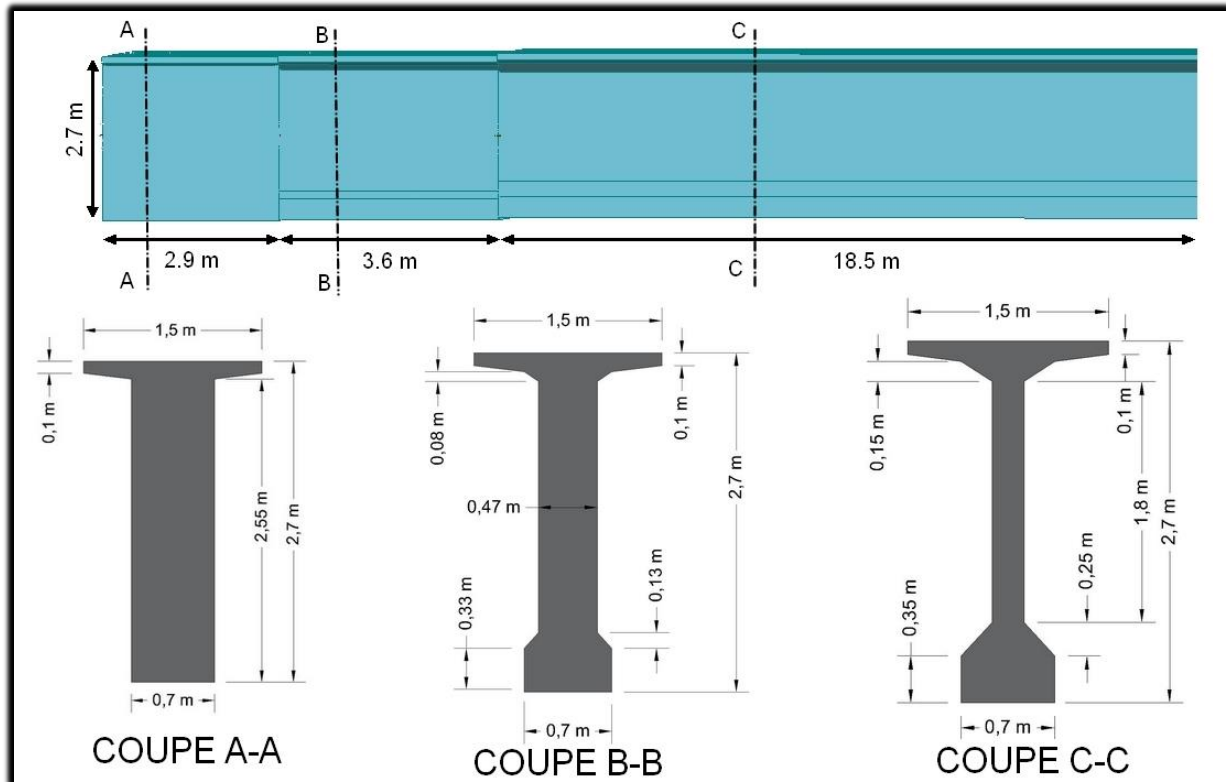


Figure V. 1 : variation de la section.

Les éléments non porteurs :

Le revêtement : $0.08 * 11.5 * 2.5 = 2.3 \text{ t/ml}$

Les Garde-corps : estimé selon DTR à 0.1 t/ml

Les Glissières : 0.06 t/ml

Les corniches : $0,3 \text{ t/ml}$

Les Trottoirs : $0.375 * 2.5 = 0.9375 \text{ t/ml}$

CCP = 3.7 t/ml

Tableau V. 2 : Poids total de tablier.

	éléments	Poids (t)
Charges Permanentes	Poutre	930
	Dalle	429.5
	Entretoise	130.5
Complément des charges permanentes	Revêtement	115
	Garde-corps	5
	Glissières	3
	Corniche	15
	Trottoir	47
pois totale de tablier		2300

V.4. Calcul des surcharges :

V.4.1. Système de charge A(l) :

La charge A(l) est donnée par le D.T.R par la formule suivante :

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{L+12} \quad (t/m^2).$$

Avec L = 50m on a

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

Tableau V. 3 : Coefficient a1.

Nombre de voie	1	2	3	4
Classe de pont Première	1	1	0.9	0.75

$$a_2 = V_0 / V$$

$$V_0 = 3.5 \text{ m (Pont 1}^{ere} \text{ classe)}$$

$$V = 3.83.$$

$$a_2 = 0.91$$

Tableau V. 4 : Valeur de A(l).

Nombre de voie	a1	a2	A(l)	Largeur des voies	A(l) (t/m)
1	1	0.91	0.81	3.50	2.58
2	1	0.91	0.81	7	5.16
3	0.9	0.91	0.81	11.5	7.63

V.4.2. Système de charges Bc :

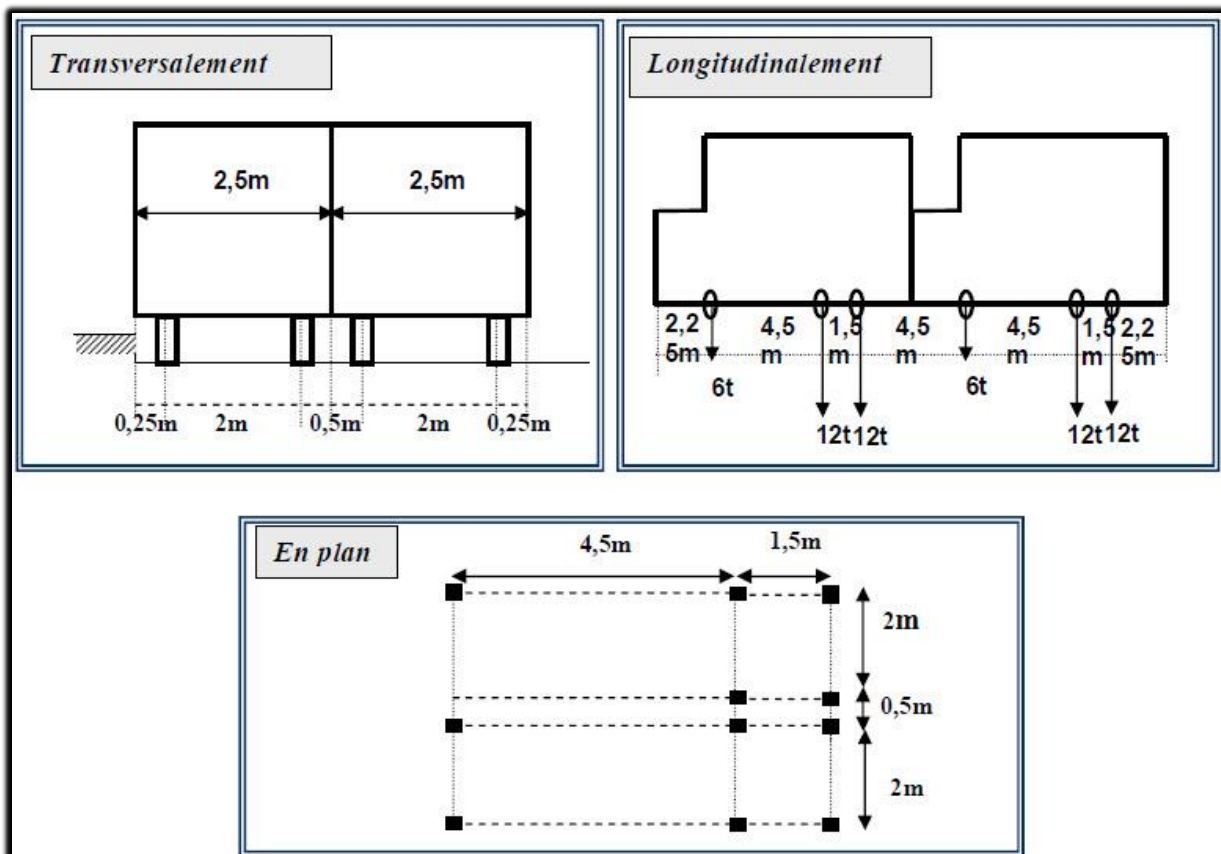


Figure V. 2 : Système BC.

Coefficient de majoration dynamique :

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

L : représente la longueur de l'élément, L=50m.

G : poids totale de l'élément, G = 1566.24.

S : la charge maximale de b(S=B x b_c).

Coefficient b_c :

En fonction de nombre de voie et de la classe de pont et du nombre de files considérées, les valeurs des charges du système B_c prise en compte sont multipliées par les coefficients b_c du tableau suivant :

Tableau V. 5 : coefficient b_c.

Nombre de files		1	2	3	4
Classe de pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8

Une voie chargée : $\delta_{1bc} = 1.043$

Deux voies chargées : $\delta_{2bc} = 1.049$

Trois voies chargées $\delta_{3bc} = 1.052$.

V.4.3. La surcharge militaire Mc 120 :

Pour permettre la circulation des convois militaires les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule type suivante :

-Convoi Mc120 : appartient aux véhicules type à chenilles.

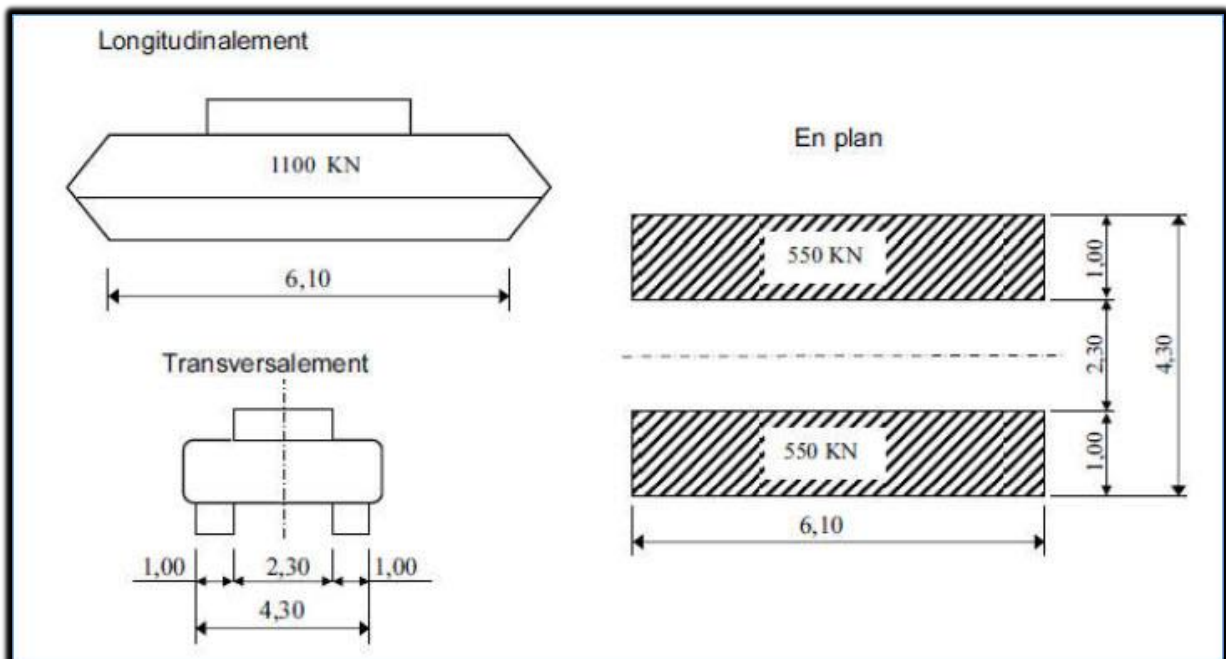


Figure V. 3 : charge militaire Mc120.

Les charges militaires sont frappées d'un coefficient de majoration dynamique δ :

$$\delta = 1 + (0,4 / (1 + 0,2L)) + 0,6 / (1 + 4 (G/S))$$

$$L = 50m, G = 1566.24 t, S = 110 t.$$

$$\delta = 1.047$$

V.4.4. Convoi D240 :

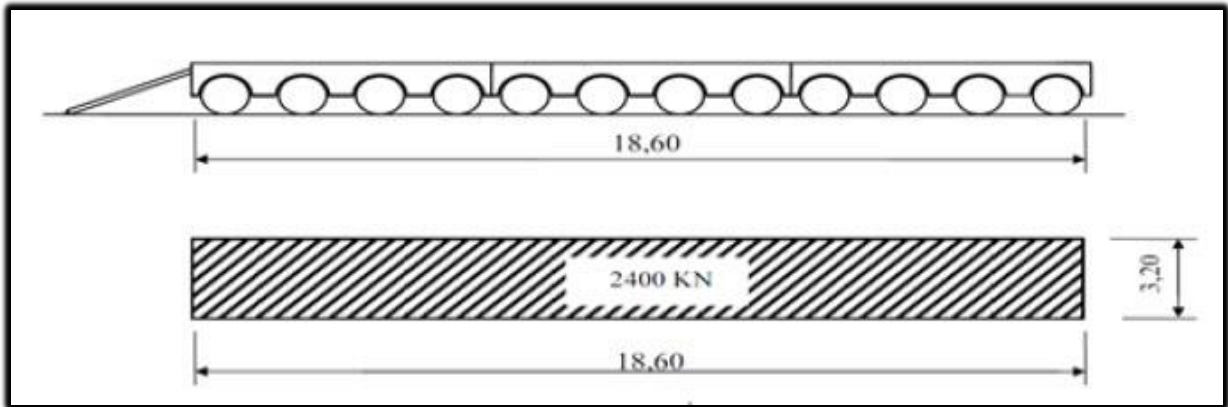


Figure V. 4 : convoi D240.

V.4.5. Surcharge sur trottoirs

La surcharge sur trottoirs est définie par le RCPR comme une charge uniforme de 1,50 KN/m² de façon à produire l'effet maximal envisagé.

V.5. Combinaison d'actions

Pour le calcul des ouvrages routiers, les combinaisons des sollicitations aux états limites s'effectuent en multipliant les sollicitations par des coefficients de pondérations qui sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau V. 6 : Combinaisons de charges réglementaires.

Etat limite	Combinaison
A L'ELU	1.35G+1.6 (Al+St)
	1.35G+1.6 (Bc+St)
	1.35 (G+Mc120)
	1.35 (G+D240)
A L'ELS	G+1.2 (Al+St)
	G+1.2 {Bc+St}
	G+Mc120
	G+D240

V.6. Conclusion :

Le poids propre du tablier et les coefficients correcteurs et de majoration dynamique seront utilisés pour pondérer les efforts de moment et effort tranchant selon les dispositifs exigés par le RCPR.



CHAPITRE VI

CALCUL DES SOLLICITATIONS



Chapitre VI. Calcul des sollicitations

VI.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est d'étudier les efforts et leurs répartitions, pour ce faire on dispose de méthodes manuels et de méthodes numériques qui se basent sur la méthode des éléments finis. Pour cette étude, on a opté pour la méthode numérique en utilisant ROBOT Structural Analysis Professional 2014.

VI.2. Introduction au « robot » :

Dans le cadre de ce projet, on va utiliser le logiciel Auto Desk ROBOT pour la modélisation de l'ouvrage, afin de déterminer les sollicitations de façon graphique, numérique ou combinée.

Le robot est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil.

Il permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

VI.2.1. Les caractéristiques principales du logiciel ROBOT

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique conçue à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calculs (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes...etc.)
- Possibilité de calculer une structure et d'en étudier simultanément une autre.
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité d'affecter et/ou modifier le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant la simulation de calcul.
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copier des objets vers d'autres logiciels)
- Possibilité d'application des modules métier qui permettent la définition des métiers et des plans d'atelier.

•

VI.2.2. Principe du fonctionnement du logiciel ROBOT

Comme tout logiciel de calcul de structure, ROBOT utilise la méthode des éléments finis, les méthodes énergétiques et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N, T) et les déformées des éléments de structure.

1ere étape : la définition des caractéristiques suivantes :

- ✓ La langue de travail.
- ✓ Caractéristiques des matériaux.
- ✓ Unités et systèmes métriques utilisés.
- ✓ Normes et règlements.

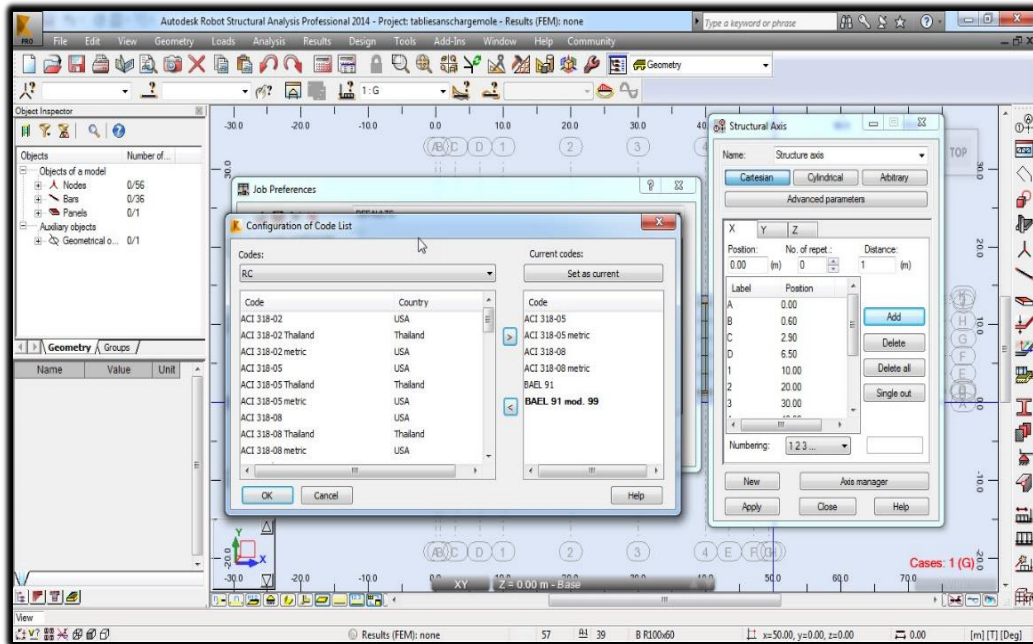


Figure VI. 1 : définition des caractéristiques et les normes.

2eme étape : définition de la structure

- ✓ Définition de la grille du système d'axes.
- ✓ Définition des éléments verticaux de contreventement.
- ✓ Définition des éléments horizontaux.
- ✓ Définition des points singuliers.
- ✓ Définition des conditions d'appuis.

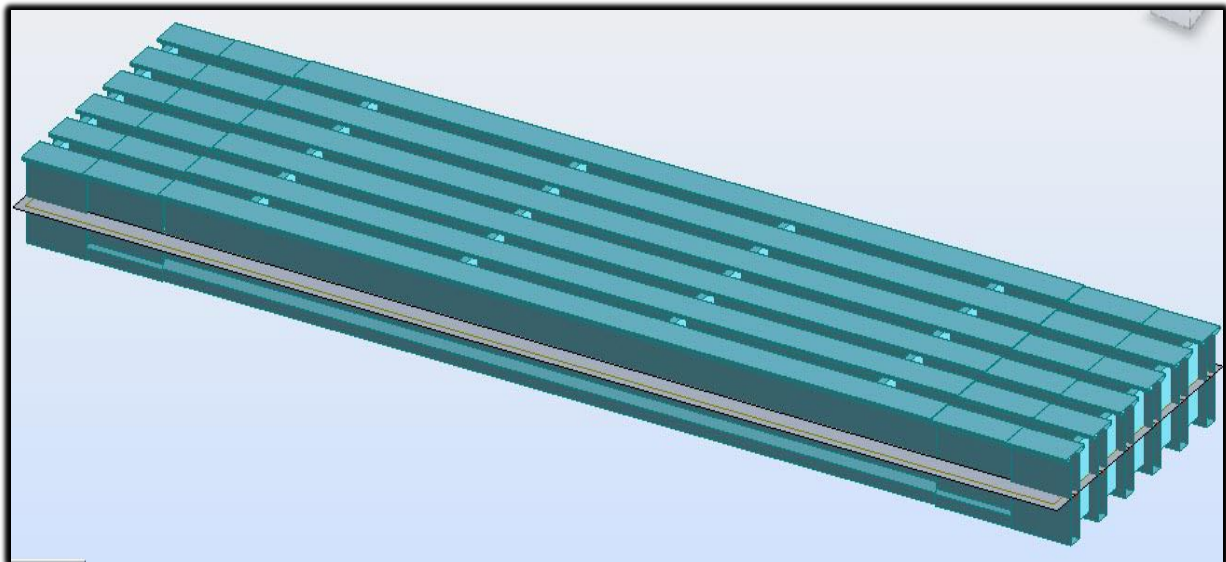


Figure VI. 2 : Modélisation du tablier (Poutres + Entretoises + Dalle).

3eme étape : définition et application des chargements de la structure

- ✓ Le logiciel génère automatiquement le poids propre des éléments de structure notés comme des charges permanentes (pp).
- ✓ Définition des charges permanentes additionnelles (poids des éléments secondaires ccp).
- ✓ Définition des charges d'exploitation (trafic).
- ✓ Définition des charges éventuelles.

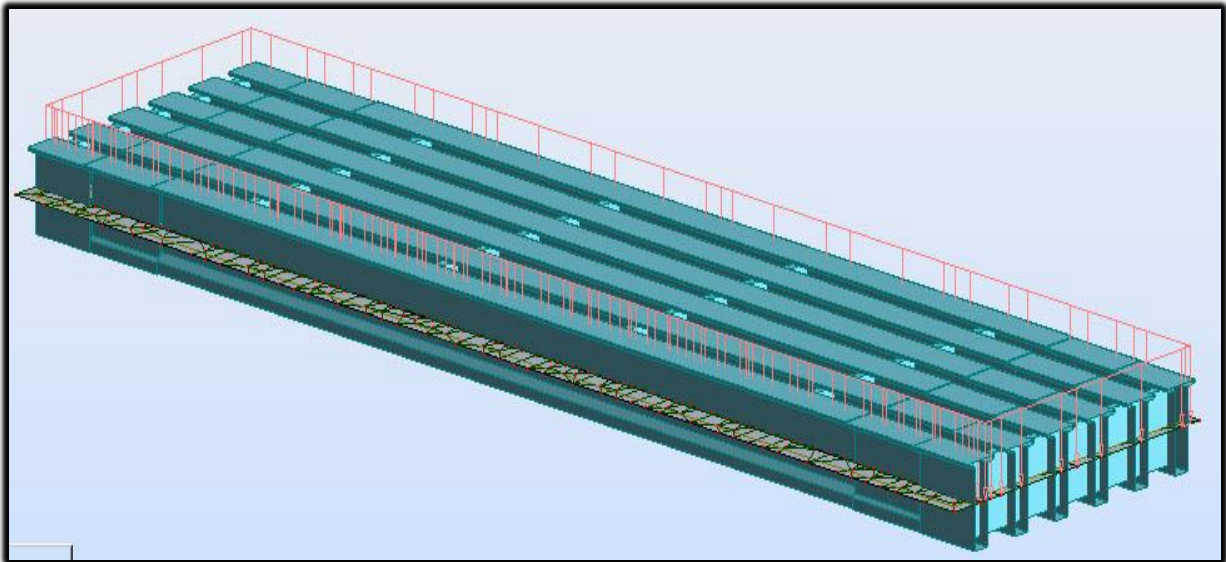


Figure VI. 3 : Exemple Définition des charges (AI).

4eme étape : choix du type d'analyse de la structure

- ✓ Analyse sous charges permanentes.
- ✓ Analyse sous les surcharges d'exploitation.
- ✓ Analyse modale.
- ✓ Analyse sismique.

5eme étape : définition des combinaisons de charges

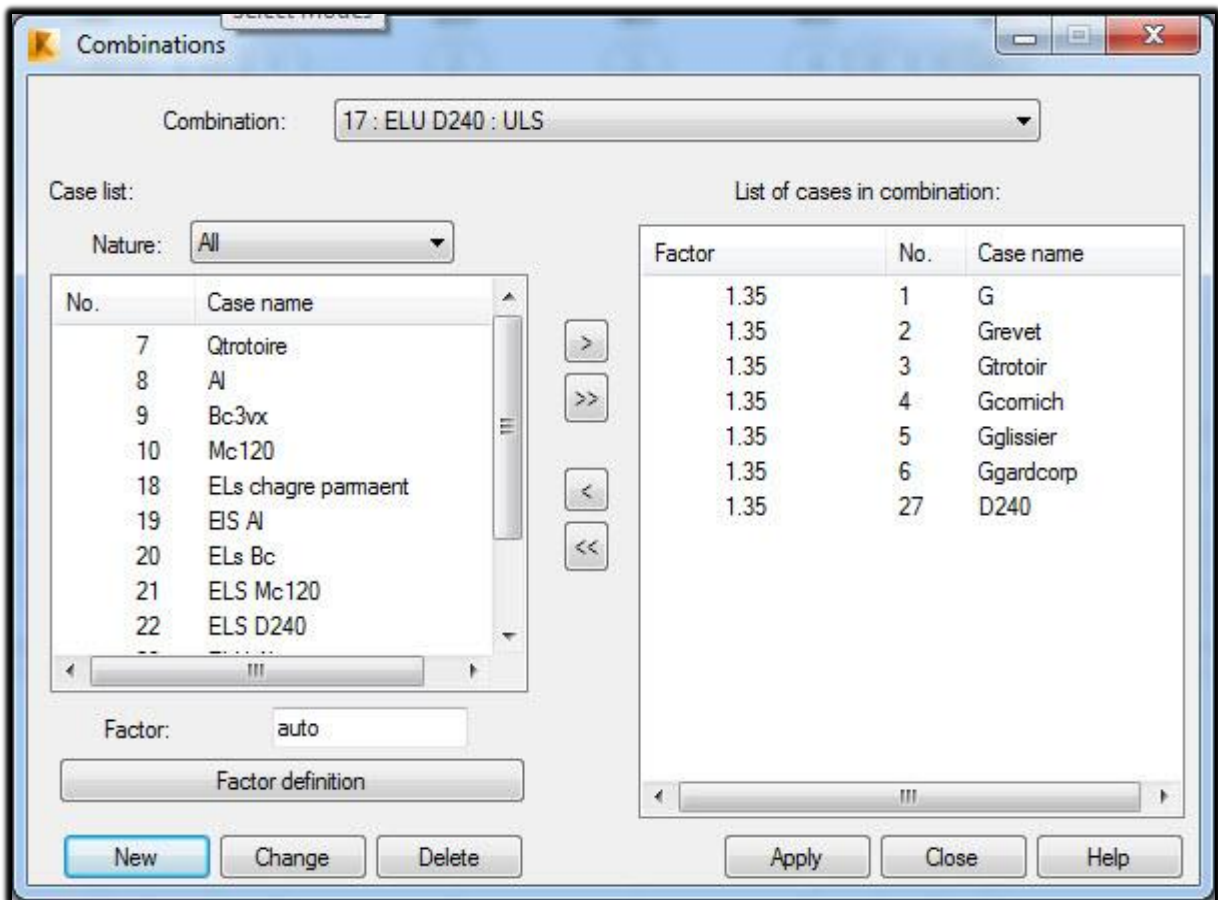


Figure VI. 4 : Définition des combinaisons de charges.

6eme étape : lancement de calcul

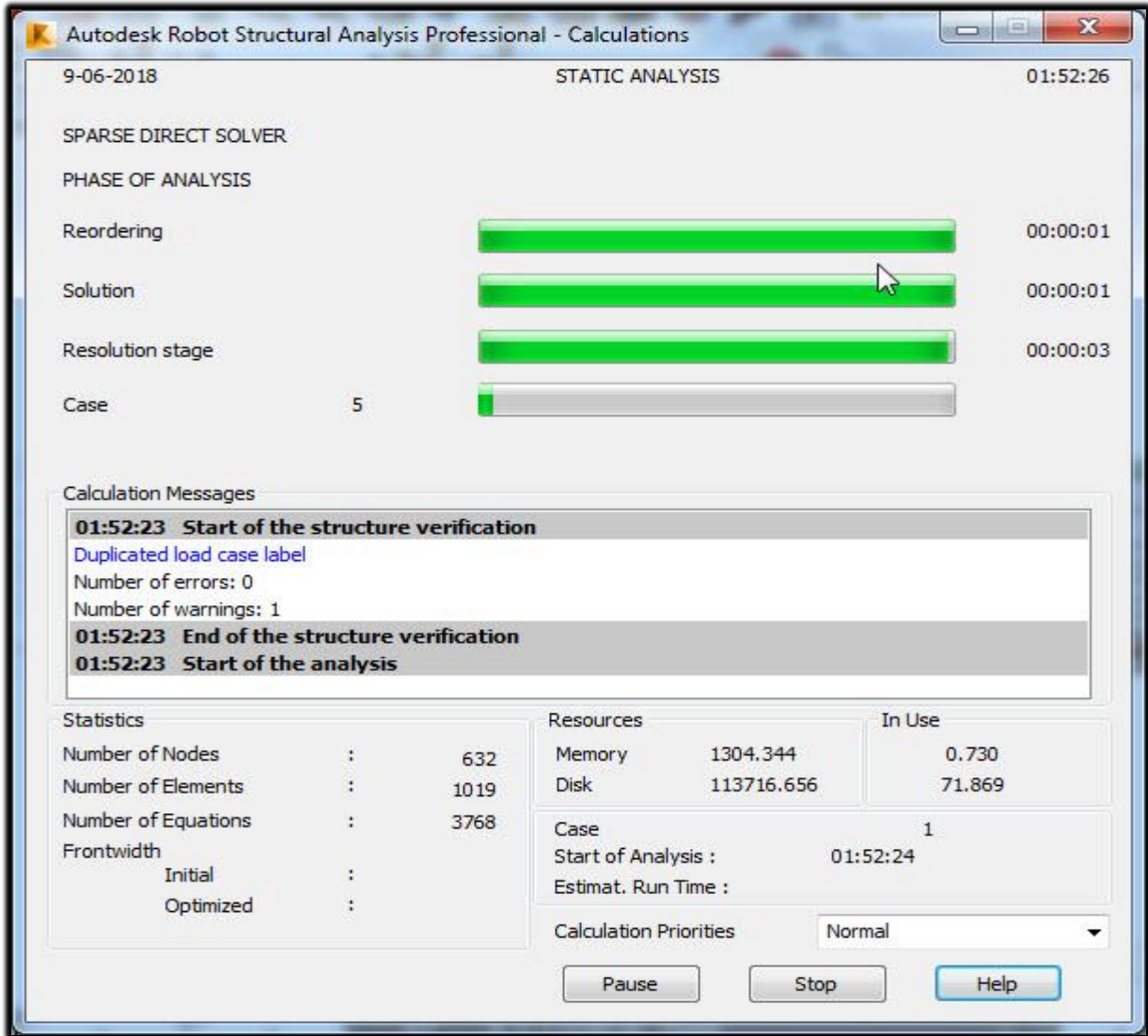


Figure VI. 5 : lancement de calcul.

7eme étape : affichage et édition éventuelle des résultats

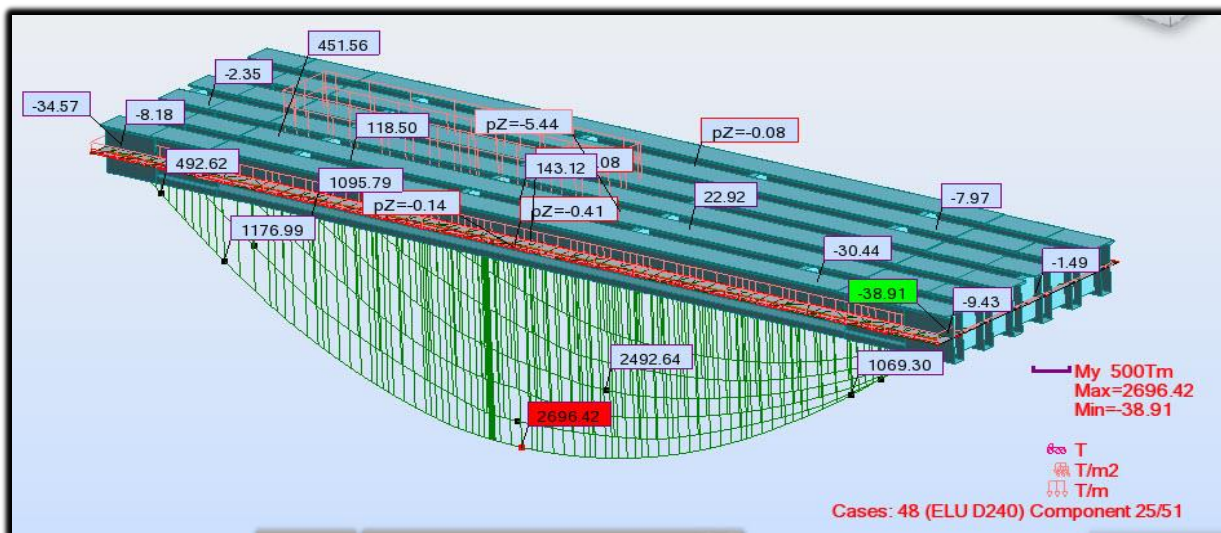


Figure VI. 6 : Affichage et édition éventuelle des résultats.

VI.3. Calcul des sollicitations

Après avoir fait la modélisation de ce pont à l'aide du logiciel « ROBOT », on a pu tirer les résultats suivants :

Tableau VI. 1 : Résultats de calcul numérique fait par RSAP 2014.

Chargement	Moment (t.m) Par poutre	Effort Tranchant (t) Par poutre
Poids propre	1378.52	118.57
CCp	286.24	23.30
Charge permanente	1664.76	141.87
St	24.49	2.03
Al (3voie chargées)	407.75	32.15
Bc (3voie chargées)	290	21.14
Mc120	232.14	25.60
D240	628.57	54.08

Après toute combinaison faite :

Tableau VI. 2 : Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique.

Combinaison	Moment (t.m)	Effort tranchant (t)
ELU : 1.35G + 1.6 (Al + St)	2828.75	236.82
ELU : 1.35G+1.6 (Bc + St)	2756.83	231.20
ELU : 1.35 (G+Mc120)	2508.40	211.99
ELU : 1.35 (G+D240)	3059.30	254.05
ELS : G + 1.2 Al + St	2100.75	175.84
ELS : G + 1.2 Bc + St	2046.81	171.76
ELS : G + Mc120	1858.08	157.03
ELS : G + D240	2266.15	188.18

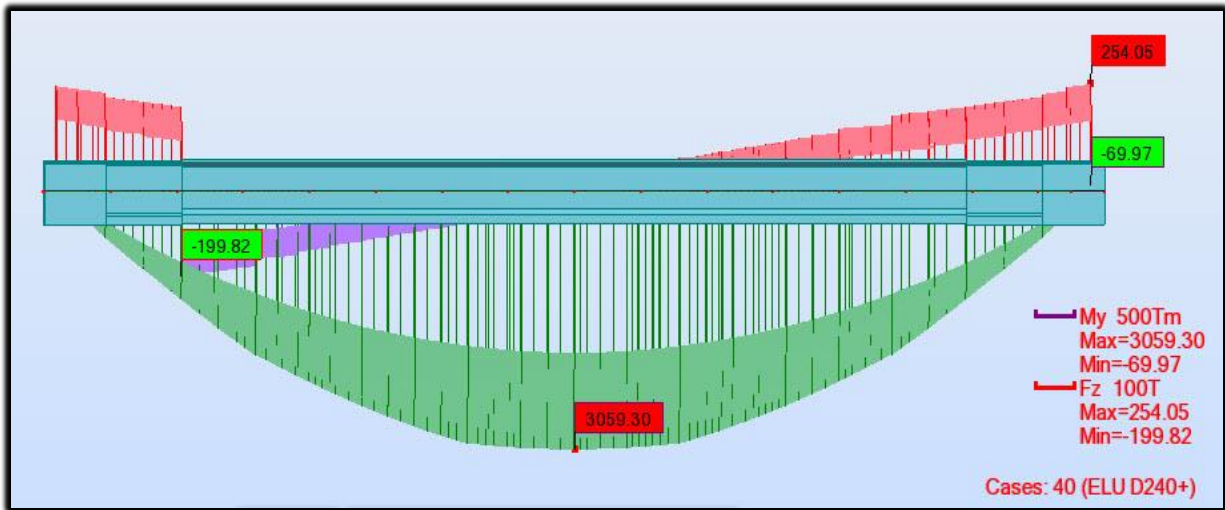


Figure VI. 7 : Efforts maximaux à l'ELU obtenu par RSAP.

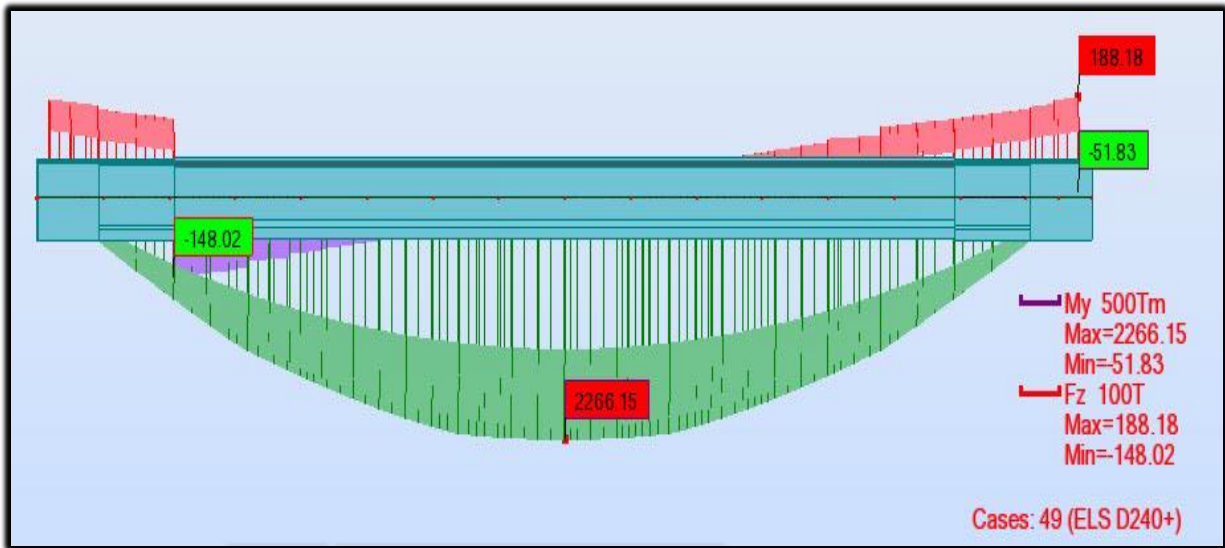


Figure VI. 8 : Efforts maximaux à l'ELS obtenu par RSAP.



Figure VI. 9 : Vue Efforts maximaux à l'ELS sur toutes les poutres.

VI.4. La flèche sous le poids propre

La flèche due au poids propre est calculée à l'aide du logiciel **Robot** :

Tableau VI. 3 : La flèche due aux poids propre.

	UX (cm)	UY (cm)	UZ (cm)
MAX	0.0000	0.0000	0.0235
Bar	30	8	33
Case	18 (C)	18 (C)	18 (C)
MIN	-0.0000	-0.0000	-7.0819
Bar	31	10	5
Case	18 (C)	18 (C)	18 (C)

VI.5. Conclusion

Après avoir défini les efforts maximaux, on va entamer le chapitre suivant qui portera sur l'étude de la précontrainte.



CHAPITRE VII

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE



Chapitre VII. Etude de la précontrainte :

VII.1. Introduction :

En 1928, Eugène Freyssinet à utiliser les câbles pour introduire une force de compression dans les poutres en béton éliminant ainsi toutes forces de traction que peut subir la poutre.

Comme le béton est doté d'une grande résistance à la compression, l'ouvrage est plus sûr à l'usage et sa durée de vie est remarquablement rallongée. Cette catégorie de béton s'appelle béton précontraint.

Le procédé utilisé pour la mise en tension des câbles est la « post- tension ». Ce type de précontrainte consiste à la mise en tension dans les câbles déjà enfilés dans des gaines après le coulage et le durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton, une fois que la tension voulue est atteinte, les câble ainsi tendus sont bloqués avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion et assurer l'adhérence entre les câble et le béton.

VII.1.1. Calcul de la précontrainte :

La détermination de la force de précontrainte exercée en permanence par un câble doit tenir compte de deux phases successives :

➤ Phase de mise en tension :

Le calcul de la contrainte de traction de l'acier du câble sur toute sa longueur permet de déterminer la valeur à obtenir pour les allongements à la mise en tension ; complétée par la prise en compte des rentrées de clavettes aux ancrages et le raccourcissement instantané du béton, il fournit la valeur initiale de la force de précontrainte le long du câble.

➤ Variation dans le temps de la tension dans le câble :

Le calcul de la valeur finale de cette tension doit tenir compte des raccourcissements différés du béton dus au retrait et au fluage ainsi que de la relaxation d'acier. Cette valeur est à introduire dans le calcul de l'ouvrage.

VII.1.2. Mise en œuvre des câbles et ancrages :

Les cloches d'ancrage et les trompettes avec le frettage sont fixés au coffrage au moyen de deux vis de la plaque d'about préfabriquée. L'utilisation des plaques d'ancrages préfabriquées a pour rôle d'assurer la diffusion de la précontrainte. Les pièces sont exécutées avec un béton de haute qualité. La zone d'ancrage des câbles de précontrainte doit être spécialement conçue pour que les forces de précontrainte soient transmises à l'ouvrage en toute sécurité, et pour que les mises en tension puissent se faire facilement.

Les fiches sur les ancrages et celles sur les dispositions constructives contiennent les informations et recommandations valables pour chaque type et notamment : la distance minimale admissible entre axes des ancrages et entre ces axes et le parement le plus proche, ainsi que les dégagements à prévoir derrière l'ancrage pour la mise en place du vérin de mise en tension.

Le tracé du câble doit répondre aux indications du calcul et aux exigences d'une bonne exécution.

Il faut éviter des variations brusques de courbures. Pour le respect de ses limites, on procède à la fixation de la gaine car il est important de la maintenir sur des supports à intervalles suffisamment rapprochés pour que le tracé reste régulier malgré les sollicitations exercées sur la gaine par le bétonnage.

VII.1.3. Programme de mise en tension des câbles :

Un câble de précontrainte est mis en tension en exerçant, à l'aide d'un vérin une force donnée, à chaque extrémité (deux ancrages actifs) ou à une seule extrémité seulement (un ancrage actif et un autre passif). Cette force est généralement choisie égale au maximum admissible en fonction des prescriptions du fournisseur et de la section d'acier.

L'ordre de mise en tension des câbles fait partie de l'étude. Il doit être mis au point après vérification des phases provisoires de construction. Une attention particulière sera portée aux résistances du béton nécessaires, en fonction des sections les plus sollicitées de l'ouvrage et des zones d'ancrage des câbles. Lors de la mise en tension à 100%, le béton sous les plaques d'ancrage doit avoir une résistance min de $0,9 f_{c28 \text{ min}}$.

VII.1.4. Montage de la précontrainte :

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- Pose de gaines.
- Montage des ancrages.
- Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage).
- Pré blocage des ancrages fixés.
- Bétonnage.
- Mise en tension des câbles.
- Coupe des sur longueurs.
- Injection.
- Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe. Le vérin prend appui sur la « plaque d'about ». Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte. Pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble.

Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but d'assurer une adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion.

L'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

VII.1.5. Injection des câbles :

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes, ainsi qu'une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection.

Les câbles sont lavés et soufflés à l'air comprimé pour :

- Laver la gaine, débarrasser éventuellement les fils de l'huile souvent employée pour diminuer les frottements.
- Mouiller la gaine et les fils pour éviter le bourrage du mortier d'injection et faciliter son écoulement à l'avancement.
- Vérifier qu'aucun obstacle ne rend difficile l'injection du coulis.

VII.2. Dimensionnement de la précontrainte :

VII.2.1. Calcul du nombre de câbles :

Le calcul se fait à l’ELS sur la poutre la plus sollicitée, et il sera mené au niveau de la section la plus dangereuse, donc nous tenons compte dans le calcul les caractéristiques géométriques de la section médiane (qui a une inertie petite relativement à celle de la section d’about).

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi- travée :

Tableau VII. 1 : Caractéristiques géométriques de la poutre à mi travée avec hourdi.

V (m)	1.09
V' (m)	1.86
IG brute (m⁴)	1.776
IG nette (m⁴)	1.598
B brute (m²)	1.621
B nette (m²)	1.54
ρ	0.51

a). La valeur minimale de précontrainte :

$$P_{MIN} = \max (PI, PII)$$

Avec :

$$PI = \frac{M_{max} - M_{min} + \sigma_{bt} * \frac{I_g}{V}}{\rho * h} \quad \text{Section sous-critique}$$

$$PII = \frac{M_{max} + \frac{I_g}{V'} * \sigma_{bt}}{\rho * V + V' - D'} \quad \text{Section sur-critique}$$

- σ_{bt} : Contrainte de traction du béton en négative.
- M_{max} : moment maximum dus au poids propre plus la charge extérieure la plus importante.
- M_{min} : moment maximum dus au poids propre.
- I_g : l’inertie nette de la section.
- B_{nette} : Section nette.
- $D' = 1.5\Phi \text{ gaine} = 1.5 \times 0.08 = 0.12 \text{ m}$.
- ρ : Rendement mécanique de la section.
- $\sigma_{bt} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7 \text{ Mpa}$.
- $M_{max} = 22.66 \text{ MN.m}$.
- $M_{min} = 16.65 \text{ MN.m}$.

Application numérique :

$$PI = 1.36 \text{ MN}$$

$$PII = 8.86 \text{ MN}$$

$$\text{Donc : } P_{MIN} = \sup (PI, PII) = 8.86 \text{ MN}$$

Donc la section est sur critique.

b). Détermination du nombre de câbles à mi- travée :

Les câbles utilisés sont des câbles **9T15S** standard ayant les caractéristiques suivant :

- La section de 9T15S est de 1350 mm²
- Le diamètre du toron est de 15,7 mm
- Diamètre des gaine $\phi = 80\text{mm}$
- Contrainte limite de rupture garantie $f_{prg} = 1860\text{ MPa}$
- Contrainte limite d'élasticité garantie $f_{peg} = 1600\text{ MPa}$
- Coefficient de frottement angulaire $f = 0,18\text{rad}^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire $\nu = 2 \times 10^{-3}\text{ m}^{-1}$.
- Recul d'ancrage $g = 6\text{mm}$.
- Relaxation à 1000 heures $\rho_{1000} = 2,5\%$ TBR « très basse relaxation ».
- Module d'élasticité de l'acier de précontrainte : $E_p = 2 \cdot 10^5\text{ MPA}$.
- Contrainte à l'origine $p_0 \text{ min } (0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg})$
- $\sigma_{p0} = \text{min } (1488 ; 1440) = 1440\text{ MPa}$

La force exercée sur un seul câble P0 est comme suit :

$$-P_0 = \text{min } [(0,8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0,9 \times f_{peg} \times A_p)]$$

$$-A_p = 1350\text{ mm}^2$$

$$P_0 = \text{min } [2,01 ; 1,94]$$

$$P_0 = 1,94\text{ MN}$$

Pour déterminer le nombre de câble on doit vérifier la valeur de la précontrainte à long terme par une estimation des pertes de 25% ce qui donne :

$$n \geq \frac{P}{0,75 \cdot P_{\text{min}}} = 6,1$$

Donc on a 8 câbles de 9T15s.

VII.2.2. Vérification de la borne supérieure de la précontrainte

On estime les pertes à 25% de P0, donc : $P_{\text{min}} = P_0 - \Delta P = 0,75 P_0$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ En construction.}$$

$$P_{\text{min}} \times n \leq \sigma_{bc} \times B_n - \Delta M / \rho_h$$

$$1,94 \cdot 8 \leq 21 \cdot 1,54 - 6,01 / 0,51 \cdot 2,95$$

$$15,52 \leq 28,35 \rightarrow \text{vérifie.}$$

VII.2.3. Tracé des câbles

Le tracé des câbles de précontrainte comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal. Le tracé vertical d'un câble est généralement constitué d'une partie rectiligne dans la zone médiane, suivie d'une déviation verticale, souvent parabolique, dans l'âme de la poutre. Un alignement droit d'un mètre environ précède l'ancrage. La figure ci-après montre le tracé des câbles et la disposition de l'ancrage :

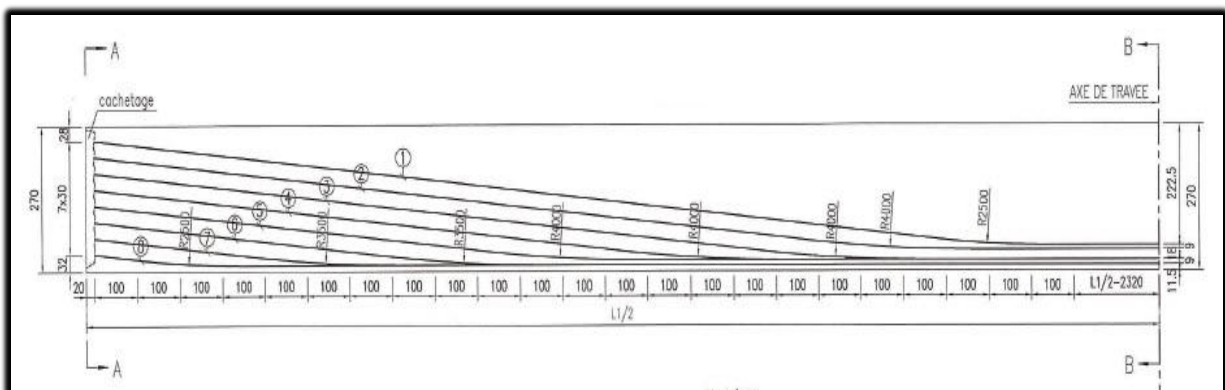


Figure VII. 1 : Tracé des câbles.

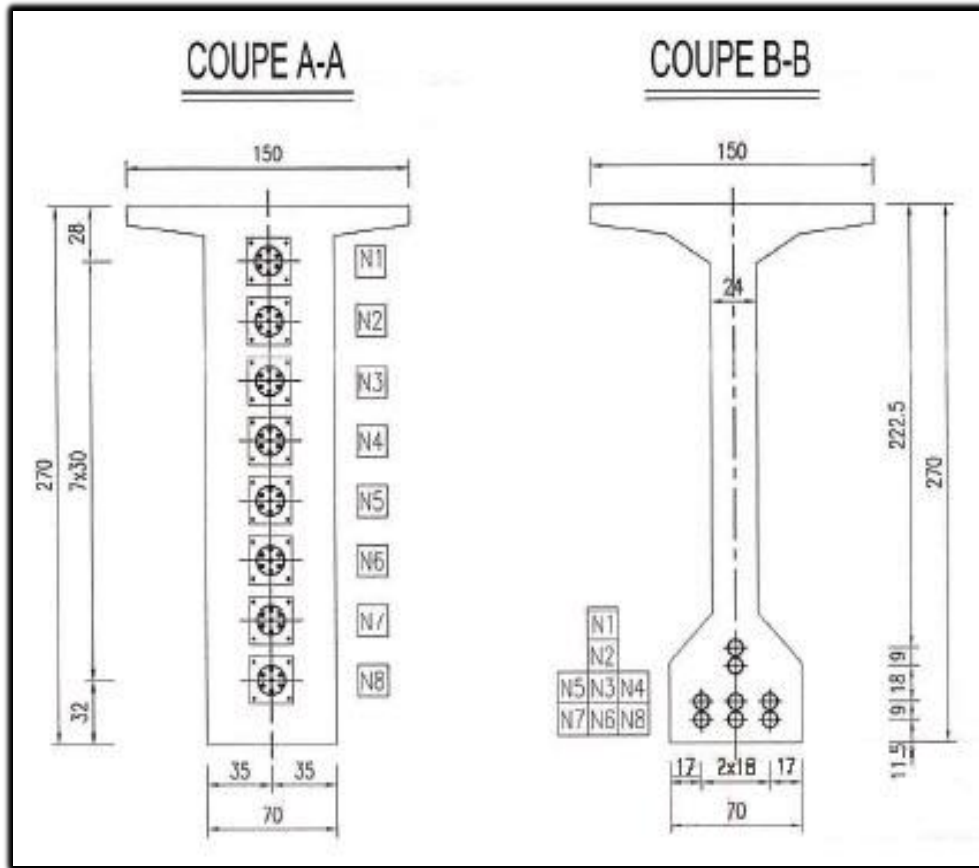


Figure VII. 2 : Position des câbles.

VII.3. Evaluation des pertes

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories :

→ Les pertes instantanées :

- Pertes dues au frottement
- Pertes dues au recule d'ancrage
- Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

→ Les pertes différées

- Pertes dues au retrait du béton
- Pertes dues au fluage
- Pertes dues à la relaxation des aciers

Le tableau ci-dessous regroupe les expressions des différentes pertes instantanées et différées :

Tableau VII. 2 : Les pertes de précontraintes.

Pertes		Expression
Instantanées	Frottement	$\Delta\sigma_{frott} = \sigma_{p0} \times (1 - e^{(-f\alpha-\varphi x)})$
	recule d'ancrage	$\Delta\sigma_{rec} = 2 \times \sigma_0 \times \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi\right) \times (\lambda - x)$ <i>avec</i> : $\lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_0 \times \psi}}$
	raccourcissement instantané du béton	$\Delta\sigma_{pi} = \frac{1}{2} \times E_p \times \frac{\sigma_b(x)}{E_{bi}}$
Déférées	retrait	$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times E_a$
	fluage	$\Delta\sigma_{fl} = 2 \times E_a \times \frac{\sigma_{bc}}{E_{bi}}$
	relaxation des aciers	$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma_{pi}$

VII.3.1. Pertes instantanées :

VII.3.1.1. Pertes dues au frottement :

$\sigma_{p0}(x)$ est donnée par l'expression :

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

- α : L'angle de relevage du câble en rad. $A=\theta(x)-\theta(0)$
- f : Coefficient de frottement en courbe, $f= 0.18$ rad (BPEL)
- φ : Coefficient de frottement en ligne, $\varphi =0,002$ /m. (BPEL)
- σ_{p0} : Contrainte de tension à l'origine. $\sigma_{p0} =1440$ Mpa
- l : la longueur du câble calculée à l'aide du logiciel AUTOCAD.

Tableau VII. 3 : Pertes dues au frottement.

Section	câble	x	α	$\Delta\sigma_{frot}$	%
0L	moyen	0	0.0000	0	0
0.25L	moyen	12.5	0.1456	73.749	5.1214577
0.5L	moyen	25	0.2853	145.961	10.136206

VII.3.1.2. Pertes dues au recul à l'ancrage :

Lors du blocage des armatures des précontraintes par le système d'ancrage (clavette), il se produit toujours un léger raccourcissement des armatures entrainant une chute de tensions, celle-ci est fonction du u système d'ancrage.

Ce mouvement qui a lieu en sens inverse de celui qui a été créé par la mise en tension, provoque un frottement de signe opposé au précédent. La chute de tension ΔP s'amortie graduellement et rapidement sur une longueur de glissement notée L_g .

$$\Delta\sigma_{rec} = 2 \times \sigma_0 \times \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi\right) \times (\lambda - x)$$

$$avec : \lambda = \sqrt{\frac{g \times E_p}{\sigma_0 \times \psi}}$$

Avec ;

- G : valeur de glissement g =6 mm
- Ea : module d'élasticité de l'acier Ea = 2 .10⁵ Mpa
- L : longueur du câble.

Tableau VII. 4 : Pertes dues au recul d'ancrage.

x	g	Es =Ep	Ψ (m ⁻¹)	λ (m)	Δσ	%
0	0.006	190000	0.002	19.8955606	114.5984	7.958224
12.5					42.59843	2.958224
25					0	0

VII.3.1.3. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

$$\Delta\sigma_b = \frac{E_a}{2 \cdot E_{ij}} \cdot \Delta\sigma'_{bij}$$

- Δσ_{bij}: variation de la contrainte du béton adjacent à la famille d'armature étudiée dans la section considérée sous l'effet des charges permanentes appliquées au jour j.
- Ea : module de Young de l'acier=2.10⁵MPa
- Eij : module de Young longitudinale instantané du béton au jour j.
- Eij = 11000³√f_{cj}
- A 7 jours :
 - Ei = 3.13104MPa. Δσ=3.19 σ'b j
 - Ea = 2 10⁵MPa.
- A 28 jours :
 - Ei = 3.6 104MPa Δσ = 2.78σ'b j
 - Ea = 2 105 MPa.
 - σ'bij = $\frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} + \frac{M_p e}{I}$
 - P=n x Apx (Δσp0-Δσfrot)
 - P = 4 x 0.0018(1350 - Δσfrott).
 - Mp : moment de la poutre seule.
 - e = V' - y : excentrement des câbles de précontrainte dans la section considérer.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 5 : Perte par raccourcissement élastique de béton.

x	I	B (m ²)	Mp (KN.m)	e (m)	P (MN)	σb	Δσp	%	
0	about	1.306	1.99	0	0.02	15.552	7.818201	20.64184	1.433461
12.5				16.72	-1.113	14.75551	12.57824	33.20942	2.30621
25	médiane	0.99	1.07	22.66	-1.12	13.97562	5.133864	13.55458	0.94129

Tableau VII. 6 : Récapitulation des pertes instantanées.

Les sections \ Les pertes	0,00L	0,25L	0,5L
Frottement $\Delta\sigma_{\text{frot}}$	0	73.7489908	145.961
Recul d'ancrage $\Delta\sigma_{\text{recul}}$	114.598	42.598	0
Racc du béton $\Delta\sigma_{28j}$	20.64184056	33.2094205	13.5546
$\Sigma \Delta\sigma$ (t/m²)	135.240	149.557	159.516

VII.3.2. Pertes différées :

Elles se produisent pendant un temps plus ou moins long, lorsque les poutres sont soumises à des actions permanentes, Ces pertes sont dues au changement des caractéristiques des matériaux dans le temps.

VII.3.2.1. Pertes par retrait du béton :

Les retrait du béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, provoqué par le départ de l'eau lors de son durcissement. L'expression des pertes par retrait est donnée par le BPEL :

$$\Delta\sigma_{\text{ret}} = \varepsilon_r (1 - r(j)) E_p$$

ε_r : Le retrait total du béton $\varepsilon_r = 0.0003$ (BPEL article 2.1, 51)

$r(j)$: Fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps $r(j) = \frac{j}{j + 9 r(m)}$

j : L'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte

r_m : Rayon moyen de la poutre définie par $r_m = \frac{B_n}{P_{er}}$

B_n : La section nette (cm²)

P_{er} : Le périmètre de la section (cm)

Tableau VII. 7 : Pertes dues au retrait du béton.

ε_r	$\Delta\sigma$	%
0.00015	28.5	1.979166667

VII.3.2.2. Pertes dues au fluage :

Le fluage du béton est une déformation, due essentiellement à une contrainte constante et permanente. Étant donné que les câbles sont ancrés dans le béton, ils vont subir la même déformation.

La valeur de pertes est donnée par la formule du BPEL (article 3.3.22) :

$$\Delta\sigma_{flu} = (\sigma_b + \sigma_M) \frac{E_a}{E_{ij}}$$

σ_b : Contrainte finale après toutes les pertes dans le béton au niveau du câble moyen sous les charges de longue durée d'application.

σ_M : Contrainte maximal dans le béton au niveau de câble moyen à la mise en tension.

E_a : Module d'élasticité de l'acier $E_a = 200000$ Mpa,

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Sachant que les câbles sont tirés à 7 jours :

$$\sigma_b + \sigma_M = \sigma'_{bj} \times K_{fluag}$$

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I} + \frac{M_P \times e}{I}$$

$$P = n \times A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{instan}) K_{fluag} = \frac{E_i - E_v}{E_v} = \frac{3E_v - E_v}{E_v} = 2 \quad (\text{BAEL 91})$$

Après 7 jours on a une dissipation de 15 % du fluage du béton donc :

$$K_{fluag} = (1 - 0.15) \times 2 = 1.7, \quad E_{i7} = 11000 \sqrt[3]{f_{c7}} = 11000 \sqrt[3]{23.18} = 31363.93 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{flu} = \sigma'_{bj} \times K_{fluag} \times \frac{E_a}{E_{ij}} = 10.84 \times \sigma'_{bj}$$

Tableau VII. 8 : Pertes dues au fluage du béton.

x	I		B (m2)	Mp(MN.m)	e (m)	P (MN)	σ_b	$\Delta\sigma_p$	%
0	about	1.306	1.99	0	0.02	13.78361	6.929205	77.03026	5.349324
12.5				16.72	-1.113	13.62899	10.99958	122.2796	8.491641
25	médiane	0.99	1.07	22.66	-1.12	13.52143	4.133898	45.95552	3.191356

VII.3.2.3. Pertes par relaxation des câbles :

Le phénomène de relaxation consiste en la diminution dans le temps de la tension des armatures sous une longueur constante. La relaxation ne se manifeste de façon sensible que si la tension initiale est relativement élevée.

$$\Delta\sigma_{relax} = 0.06 \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

$$\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}(x)$$

$\sigma_{p0} = 1440$ Mpa, $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers à TBR, $\mu_0 = 0.43$ pour les armatures à très basse relaxation TBR, $f_{prg} = 1770$ Mpa

Tableau VII. 9 : Perte par relaxation.

x	fprg	ρ_{1000}	μ_0	σ_p	μ	$\Delta\sigma$	%
0	1860	2.5	0.43	1304.760	0.701484	53.13315	3.689802
12.5				1290.443	0.693787	51.06025	3.545851
25				1280.484	0.688432	49.63776	3.447067

La valeur totale des pertes différée est déterminée par la formule suivante (BPEL article 3.3.24)

$$\Delta\sigma_{diferé} = \Delta\sigma_{ret} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{relax} + \Delta\sigma_{flu}$$

Tableau VII. 10 : récapitulations des pertes différées.

	0,00L	0,25L	0,5L
$\Delta\sigma$ retrait	28.5	28.5	28.5
$\Delta\sigma$ fluage	77.03026	122.2796247	45.95552
$\Delta\sigma$ relax	53.13315	51.0602507	49.63776
$\Delta\sigma$ différée	149.8079	193.3298336	115.8203

VII.3.3. Calcul du pourcentage des pertes totales (instantanées et déferées) :

% des pertes total= $(\Delta \text{ total} / \sigma p0) \times 100$ avec $\sigma p0= 1440\text{Mpa}$

Tableau VII. 11 : Pourcentages des pertes.

	0,00L	0,25L	0,50L
perte instantané	135.240	149.557	159.516
perte différée	149.8079	193.3298	115.8203
perte totale	285.048	342.887	275.336
%perte	19.79501	23.81157	19.12057

L'estimation des pertes à 25% est bien vérifiée après les calculs, et le choix de 8 câbles de 9T15s est le meilleur pour notre cas.

VII.4. vérification des contraintes :

La vérification des contraintes revient à montrer qu'en tout point de la poutre les contraintes totales ne dépassent pas les limites admissibles :

$$\sigma_{min} \leq \sigma \leq \sigma_{max}$$

VII.4.1. Vérification des contraintes normales :

- Phase 1 : (7eme jours)
 - La poutre est sur le banc de préfabrication.
 - Les câbles sont tirés à 50% de précontrainte.
 - Les câbles ont consommées toutes les pertes instantanées.
 - La section résistante est la section nette de la poutre seule.
 - Le moment du au poids propre de la poutre seule.

- Phase 2 : (28eme jours)
 - La poutre est toujours sur le banc de préfabrication.
 - Les câbles sont tirés à 100% de précontrainte.
 - Les câbles ont consommées 100% des pertes instantanées, et 20% des pertes différées.
 - La section résistante est toujours celle de la poutre seule.

- Phase 3 :
 - La poutre est posée sur les appuis et la dalle est coulée.
 - Les câbles consomment en plus des pertes instantanées, 60% des pertes différées.
 - La résistance a considéré est celle de la poutre seul car la dalle vient d’être coulée.
 - Le moment à prendre en compte est celui de la poutre + hourdis.
- Phase 4 :
 - Mise en place des éléments qui constitue le tablier, donc le moment à prendre est celui du poids propres du tablier entiers.
 - On estime que les câbles ont consommé en plus des pertes instantanées 80% des pertes différées.
- Phase 5 : (en service)
 - On suppose que les câbles ont consommés toutes les pertes.
 - Vérification de l’ouvrage en service sous charges d’exploitations.

Calcul des valeurs caractéristiques de la précontraintes :

$$P1 = n \times A_p \times (1,02\sigma_{p0} - 0,8\Delta\sigma) \text{ phase de construction}$$

$$P2 = n \times A_p \times (0,98 \sigma_{p0} - 1,2\Delta\sigma) \text{ phase d'exploitation}$$

Tableau VII. 12 : Vérification des contraintes normales phase 01 x=0.25L

Type de charge/ contraintes normales		X = 0.25xL		
		Fibre supérieure	Fibre inférieure	
Mpoutre (MN)		6.09	6.09	
Charge précontrainte (MN)	P1	7.60	7.60	
	P2	7.12	7.12	
σ poutre (MPa)		8.50	-8.63	
σ Préc	P1	-4.33	19.45	
	P2	-4.06	18.23	
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ de combinaison (MPa)	max	4.17	10.82
		min	4.44	9.60
	σ de compression admissible (MPa)		13.91	13.91
	Observation		C.V	C.V
	σ de traction admissible		-2.99	-1.39
	Observation		C.V	C.V

Tableau VII. 13 : Vérification des contraintes normales phase 01 $x=0.5L$.

Type de charge/ contraintes normales		X = 0.25xL		
		Fibre supérieure	Fibre inférieure	
Mpoutre (MN)		8.18	8.18	
Charge précontrainte (MN)	P1	7.58	7.58	
	P2	7.10	7.10	
σ poutre (MPa)		11.42	-11.59	
σ Préc	P1	-4.40	19.49	
	P2	-4.12	18.24	
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ de combinaison (MPa)	max	7.02	7.90
		min	7.30	6.65
	σ de compression admissible (MPa)		13.91	13.91
	Observation		C.V	C.V
	σ de traction admissible		-2.99	-1.39
Observation		C.V	C.V	

Tableau VII. 14 : Vérification des contraintes normales phase 02 $x=0.25L$.

Type de charge/ contraintes normales		X = 0.25xL		
		Fibre supérieure	Fibre inférieure	
Mpoutre (MN)		6.09	6.09	
Charge précontrainte (MN)	P1	7.26	7.26	
	P2	6.62	6.62	
σ poutre (MPa)		8.50	-8.63	
σ Préc	P1	-4.14	18.60	
	P2	-3.77	16.95	
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ de combinaison (MPa)	max	4.36	9.97
		min	4.73	8.32
	σ de compression admissible (MPa)		13.91	13.91
	Observation		C.V	C.V
	σ de traction admissible		-2.99	-1.39
Observation		C.V	C.V	

Tableau VII. 15 : Vérification des contraintes normales phase 02 $x=0.5L$.

Type de charge/ contraintes normales		X = 0.25xL		
		Fibre supérieure	Fibre inférieure	
Mpoutre (MN)		8.18	8.18	
Charge précontrainte (MN)	P1	7.26	7.26	
	P2	6.62	6.62	
σ poutre (MPa)		11.42	-11.59	
σ Préc	P1	-4.21	18.67	
	P2	-3.84	17.01	
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ de combinaison (MPa)	max	7.20	7.08
		min	7.58	5.42
	σ de compression admissible (MPa)		13.91	13.91
	Observation		C.V	C.V
	σ de traction admissible		-2.99	-1.39
	Observation		C.V	C.V

Tableau VII. 16 : Vérification des contraintes normales phase 03 $x=0.25L$.

Type de charge/ contraintes normales		X = 0.25xL		
		Fibre supérieure	Fibre inférieure	
MComb-Els (MN)		9.11	9.11	
Charge précontrainte (MN)	P1	13.29	13.29	
	P2	11.40	11.40	
σ Comb-Els (MPa)		6.15	-10.65	
σ Préc	P1	-1.41	25.86	
	P2	-1.21	22.18	
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ de combinaison (MPa)	max	4.74	15.21
		min	4.94	11.54
	σ de compression admissible (MPa)		21.00	21.00
	Observation		C.V	C.V
	σ de traction admissible		-4.05	-1.89
	Observation		C.V	C.V

Tableau VII. 17 : Vérification des contraintes normales phase 03 $x=0.5L$.

Type de charge/ contraintes normales		X = 0.25xL		
		Fibre supérieure	Fibre inférieure	
MComb-Els (MN)		12.28	12.28	
Charge précontrainte (MN)	P1	13.71	13.71	
	P2	12.02	12.02	
σ Comb-Els (MPa)		8.29	-14.35	
σ Préc	P1	-1.52	26.78	
	P2	-1.33	23.49	
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ de combinaison (MPa)	max	6.77	12.43
		min	6.96	9.14
	σ de compression admissible (MPa)		21.00	21.00
	Observation		C.V	C.V
	σ de traction admissible		-4.05	-1.89
	Observation		C.V	C.V

Tableau VII. 18 : Vérification des contraintes normales phase 04 $x=0.25L$.

Type de charge/ contraintes normales		X = 0.25xL		
		Fibre supérieure	Fibre inférieure	
MComb-Els (MN)		16.72	16.72	
Charge précontrainte (MN)	P1	12.87	12.87	
	P2	10.78	10.78	
σ Comb-Els (MPa)		11.29	-19.54	
σ Préc	P1	-2.30	26.66	
	P2	-1.92	22.32	
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ de combinaison (MPa)	max	8.99	7.12
		min	9.36	2.77
	σ de compression admissible (MPa)		21.00	21.00
	Observation		C.V	C.V
	σ de traction admissible		-4.05	-2.70
	Observation		C.V	C.V

Tableau VII. 19 : Vérification des contraintes normales phase 04 x=0.5L.

Type de charge/ contraintes normales		X = 0.25xL		
		Fibre supérieure	Fibre inférieure	
MComb-Els (MN)		22.66	22.66	
Charge précontrainte (MN)	P1	13.46	13.46	
	P2	11.65	11.65	
σComb-Els (MPa)		15.30	-26.48	
σ Préc	P1	2.32	19.69	
	P2	2.01	17.05	
ELS	Formule de combinaison		G + P	
	σ de combinaison (MPa)	max	17.62	-6.79
		min	17.31	-9.44
	σ de compression admissible (MPa)		21.00	21.00
	Observation		C.V	C.V
	σ de traction admissible		-4.05	-2.70
Observation		C.V	C.V	

VII.4.2. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification des contraintes tangentielles s’effectue phase par phase (les phases sont les mêmes que celles considérées pour la vérification des contraintes normales). La contrainte tangente au niveau d’une section est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{red} = \frac{V_{red} S}{b_n I}$$

τ_{red} : La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant réduit.

V_{red} : Effort tranchant réduit $V_{red} = V_{ser} - \sum P \sin \alpha_i$.

$$P = \% \text{ mise en tension} \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma) \times A_p \times (\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2)$$

S : moment statique de la section hachurée par rapport à l’axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l’axe neutre (pour les étapes 1, 2, 3 on prend le moment statique de a poutre seule a l’about, et pour la 4ème, 5ème étapes on prend celle de la poutre +hourdis a l’about).

$$b_n: \text{Épaisseur nette de l'âme } b_n = b - n \frac{\phi}{2} = 0.44 - 1 \times \frac{0.08}{2} = 0.40 \text{ m} .$$

I : moment d’inertie de la section considérée.

Étape 1 : Inertie poutre seule, $\Delta\sigma_i$ pertes instantanées à l’about.

Étape 2 : Inertie poutre seule, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + 30\% \Delta\sigma_d$ avec : $\Delta\sigma_d$ pertes différées à l’about.

Étape 3 : Inertie poutre et le charge (poutre+ hourdis), $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Étape 4 : Inertie (poutre+ hourdis) et le charge G, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

Étape 5 : Inertie (poutre+ hourdis) et le charge G+D240, $\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d$

$$\tau_{lim}^2 = 0.4f_{tj}(f_{tj} + 2\frac{\sigma}{3})$$

τ_{lim}^2 : Contrainte limite de cisaillement

f_{tj} : La résistance de la traction du béton à l'âge (j) en (Mpa)

σ : La contrainte de la précontrainte appliquée $\sigma = \frac{P}{B} = \frac{\sum P_i \cos \alpha_i}{B}$ en (Mpa)

On doit vérifier la condition $\tau^2 < \tau_{lim}^2$

$$\tau^2 = \tau_{red}^2 \quad \text{Avec } \tau_{red} \text{ en (Mpa)}$$

Tableau VII. 20 : Vérification de contraintes tangentielles.

	Vser (MN)	Vred (MN)	τ red (MPa)	τ adm (MPa)	vérification
Phase 1	0.75	0.698758	0.668576	1.502121	vérifier
Phase 2	1.08	1.03155	0.986994	1.956579	vérifier
Phase 3	1.08	0.990186	0.840144	1.904552	vérifier
Phase 4	1.88	1.79235	1.520757	1.904552	vérifier

Les contraintes tangentielles sont largement respectées en toutes phases d'exécutions.

VII.5. Ferrailage de la poutre :

Les sections d'aciers passifs à mettre en œuvre résultent des prescriptions des règles BPEL 91. Il peut s'agir soit de sections forfaitaires de ferrailage minimal, soit de sections relevant de conditions mécaniques.

VII.5.1. Calcul des armatures passives longitudinales :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{BT}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{bt}} \quad (\text{Article 6.1.32 BPEL})$$

B_t : représente la section de béton tendu.

N_{BT} : la résultante de traction du béton tendu.

f_e : La limite élastique de l'acier passif utilisée.

f_{tj} : La contrainte de traction de béton.

σ_{bt} : La valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

ht : correspond au lieu où la contrainte est nulle.

$$A_s = \frac{0.515}{1000} + \frac{0.515 \times 944}{40000} \times \frac{270}{944} = 39.91 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend 10 HA25 (As=49.09 cm}^2\text{)}$$

VII.5.2. Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer, La section des armatures de peau est disposée parallèlement dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

$$A_{\min} \geq \max\{3 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre} ; 0.1\%B \text{ de la section de poutre}\}$$

$$A_{\min} \geq \{26.1 ; 10.7\} \Rightarrow A_{\min} \geq 26.1 \text{ cm}^2$$

On choisit une armature de 30 HA12 avec une section $A_s=33.93 \text{ cm}^2$.

VII.5.3. Armature Transversal

La section de ces armatures doit être telle qu'il y'ait au moins cm^2 d'acier (soit 1cadreHA10) par mètre de parement ; ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

VII.5.4. Cadres de talon

Ces cadres sont destinés à assurer la couture du talon sur l'âme et doivent être efficaces, donc ancrées, au niveau de la jonction âme-talon ce qui peut être obtenu en croisant les aciers dans l'âme. On choisit un cadre HA10 et un étrier chaque les 20 cm.

Des adaptations du façonnage des cadres sont nécessaires pour empêcher les déviations en plan des câbles de précontrainte.

VII.5.5. Armatures supérieures de la table de compression

L'aile de la poutre est sollicitée par les efforts suivants :

Le poids propre : $q_1 = 0.2125 \text{ t/ml}$

Le béton frais hourdis : $q_2 = 0.458 \text{ t/ml}$

Une surcharge de 0.450 t/m provoquée par la présence des ouvriers et du matériel de travaux lors de construction.

$q_3 = 0.27 \text{ t/ml}$.

$q = q_1 + q_2 + q_3 = 0.9405 \text{ t/ml}$.

L'aile de la poutre est donc supposée comme une console.

$$M = \frac{q \times L^2}{2} = \frac{0.9405 \times 0.5^2}{2} = 0.1145 \text{ t.m/ml}$$

$$D'où : A_s = \frac{M}{Z\sigma_s} \quad Z = 0.9d = 0.9 \times 0.12 = 0.108 \text{ m} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$A_s = 0,30 \text{ cm}^2$. On prend 1 HA12 tous les 1 m.

VII.5.6. Justification de la zone d'about :

La zone d'about est une pièce très sollicitée où sont concentrées un grand nombre d'armatures passives.

À l'arrière de l'about sont placées les armatures participant à la reprise des efforts de diffusion des forces de précontrainte.

Les études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones dangereuses à l'aval des systèmes d'ancrage, c'est ce qu'on appelle la 1ère zone de régularisation.

- Une zone de surface : tendue.
- Une zone intermédiaire : comprimée.
- Une zone d'éclatement : tendue.

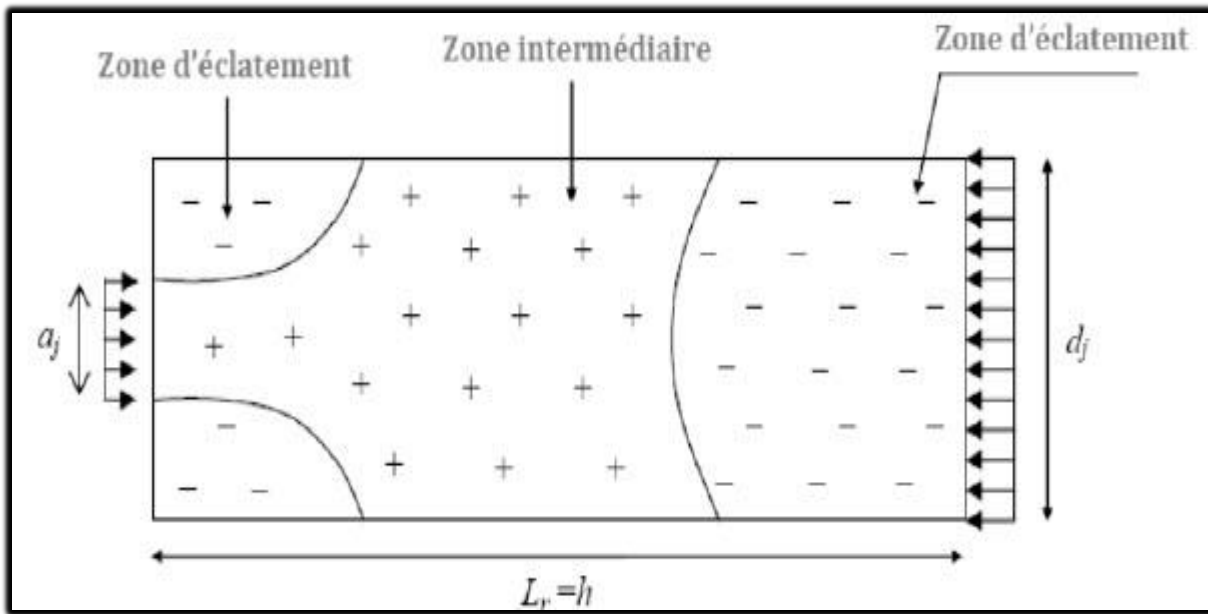


Figure VII. 3 : Zones de concentration des contraintes.

VII.5.6.1. Zone de surface

On doit disposer un ferrailage de surface A_s ; donnée par la formule

$$A_s = 0.04 \frac{\max P_{j0}}{\sigma_{S \text{ lim}}} \quad (\text{Annexe 4 1.2.1 B.P.E.L})$$

$$\sigma_{S \text{ lim}} = \frac{2}{3} f_e = 26666.7 \text{ t/m}^2 \quad ; P_{j0} = \text{force maximale} = \sigma_{p0} \times A_p = 195,26 \text{ t/m}^2.$$

$$A_s = 0.04 \frac{195,26}{26666} = 2.93 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit 4 cadres de HA12 } (A_s = 4.52 \text{ cm}^2).$$

VII.5.6.2. Zone intermédiaire comprimée

On doit s'assurer que la contrainte moyenne de compression longitudinale ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression $\sigma_{mj} = \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$

$$\text{Au 7}^{\text{ème}} \text{ jour : les câbles sont tirés à 50\%, avec } f_{c7} = 2318.1 \text{ t/m}^2. \quad \sigma_{mj} = \frac{0,5 \times 195,26}{0,70 \times 0,50} = 278.94 \text{ t/m}^2$$

$$278.94 \text{ t/m}^2 \leq 1545.2 \text{ t/m}^2. \quad \text{vérifiée.}$$

$$\text{Au 28}^{\text{ème}} \text{ jour : les câbles sont tirés à 100\%, avec } f_{c28} = 3500 \text{ t/m}^2. \quad \sigma_{mj} = \frac{195,26}{0,70 \times 0,50} = 557.89 \text{ t/m}^2$$

$$557.89 \text{ t/m}^2 \leq 2333.3 \text{ t/m}^2. \quad \text{Vérifiée}$$

VII.5.6.3. Zone d'éclatement

Vérification des contraintes d'éclatement :

La contrainte de traction du béton σ_{tej} doit vérifier

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{P_{j0}}{b \times d_j} \leq 1.25 f_{tj} \quad \sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{0.16}{0.50} \right) \times \frac{195,26}{0.7 \times 0.5} = 189.68 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Au 7}^{\text{ème}} \text{ jour : } \sigma_{tej} = 0.5 \times 189.68 = 94.84 \text{ t/m}^2 \quad f_{t7} = 199.1 \text{ t/m}^2 \rightarrow 1.25 f_{tj} = 248.7 \text{ t/m}^2$$

$$94.84 \text{ t/m}^2 < 248.7 \text{ t/m}^2 \text{ vérifiée}$$

$$\text{Au 28}^{\text{ème}} \text{ jour : } \sigma_{tej} = 189.68 \text{ t/m}^2 \quad f_{t28} = 270 \text{ t/m}^2 \rightarrow 1.25 f_{tj} = 337.5 \text{ t/m}^2$$

$$189.68 \text{ t/m}^2 < 337.5 \text{ t/m}^2 \text{ vérifiée}$$

VII.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé le nombre des câbles en fonction du type de câble choisi, les sollicitations (moment fléchissant) et les caractéristiques géométriques de la poutre.

On a vérifié les contraintes pendant les différentes phases de construction et en phase de service.

Les conditions aux limites nous amènent à choisir une allure parabolique des câbles qui permettra de déterminer les nouvelles caractéristiques géométriques dans les différentes sections de la poutre ces caractéristiques seront utilisé ensuite pour le calcul des différentes pertes de précontrainte, les pertes calculées sont inférieurs et très proches de celles estimées.



CHAPITRE VIII

ETUDE DE L'HOURLDIS ET EQUIPEMENTS



Chapitre VIII. Etude de l'hourdis et équipements

VIII.1. Introduction

L'hourdis représente une couverture en béton armée Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité), et à transmettre les transmettre aux poutres.

Le calcul des sollicitations M_{xx} et M_{yy} dans la dalle a été effectué par le logiciel ROBOT AUTODESK 2014 avec un modèle complet dii tablier afin de dimensionner les armatures.

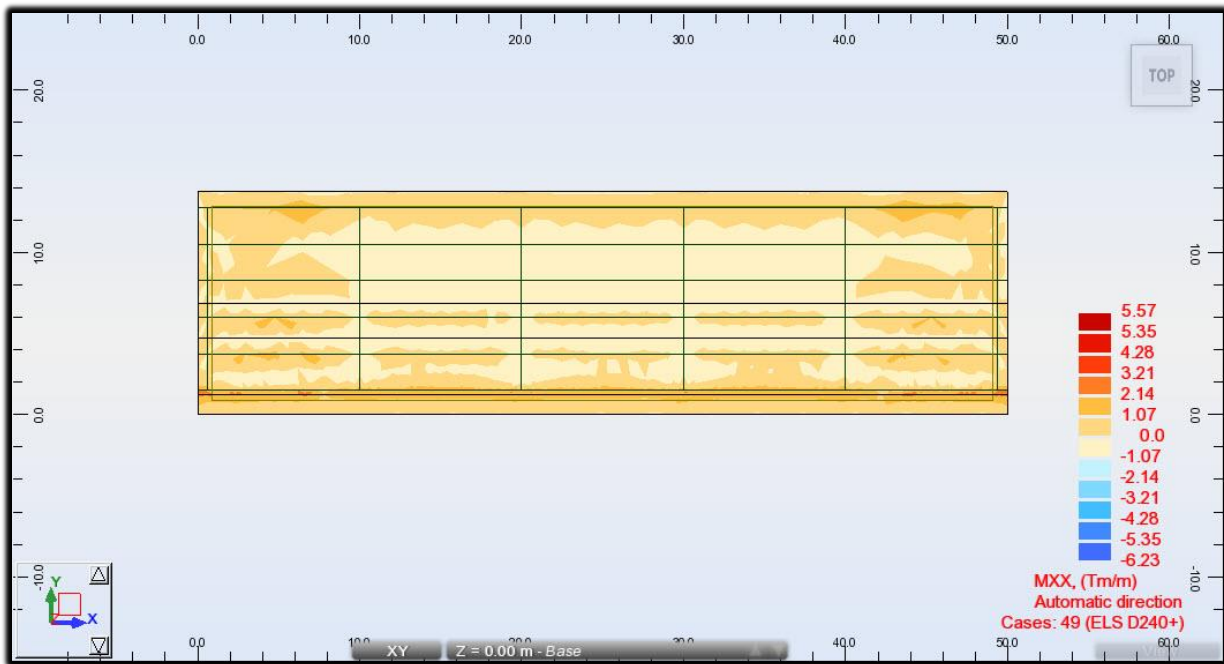


Figure VIII. 1 : modèle numérique d'une travée sur le logiciel

Après avoir analysé les résultats obtenus pour les différents cas de chargements, la combinaison la plus défavorable parmi les combinaisons à l'ELU appliquée à notre structure celle qui donne les moments fléchissant max :

Tableau VIII. 1 : Résultat des moments dans les deux directions.

ELS		M_{xx} (KN.m/m)	M_{yy} (KN.m/m)
G+ D240	Max	55.7	22.3
	Min	62.3	44.6

VIII.2. Ferrailages du l'hourdis

Le calcul de section se fait en flexion simple dans le sens X ainsi dans le sens Y pour pouvoir déterminer le grillage de ferrailles à utiliser.

VIII.2.1. Ferrailages transversal (Suivant X)

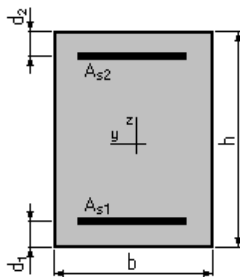
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 400.0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	22.30	44.60
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 11.0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s_{min}} = 3.9 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0.55 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{min} = 0.20 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{max} = 22.30 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = 44.60 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 6.6 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 17.8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 7.6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21.0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 228.6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 228.6 \text{ (MPa)}$$

D'où :

Nappe inférieure 6 HA16/ml St=15cm

Nappe supérieure 6 HA16/ml St=15cm

Section réelle $A_{s1} = 12.06 \text{ (cm}^2\text{)}$

VIII.2.2. Ferrailages transversal (Suivant Y)

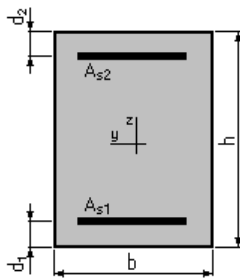
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 35.0 \text{ (MPa)}$

Acier : $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	55.70	62.30
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0.00	0.00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)
Section théorique	15.6	0.0
Section minimum	3.9	
Théorique	$\rho = 0.78 \text{ (\%)}$	
Minimum	$\rho_{\min} = 0.20 \text{ (\%)}$	

Analyse par Cas :

Cas ELS $M_{\max} = 55.70 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 62.30 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00

Position de l'axe neutre : $y = 7.6 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 17.5 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 9.4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21.0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 228.6 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier :
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 228.6 \text{ (MPa)}$

D'où :

Nappe inférieure 6 HA16/ml St=15cm

Nappe supérieure 6 HA16/ml St=15cm

Section réelle $A_{s1} = 12.06 \text{ (cm}^2\text{)}$

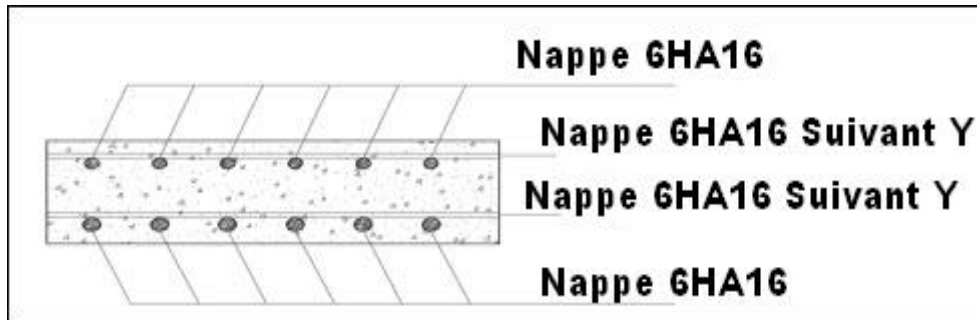


Figure VIII. 2 : Ferrailage de la dalle dans le sens X.

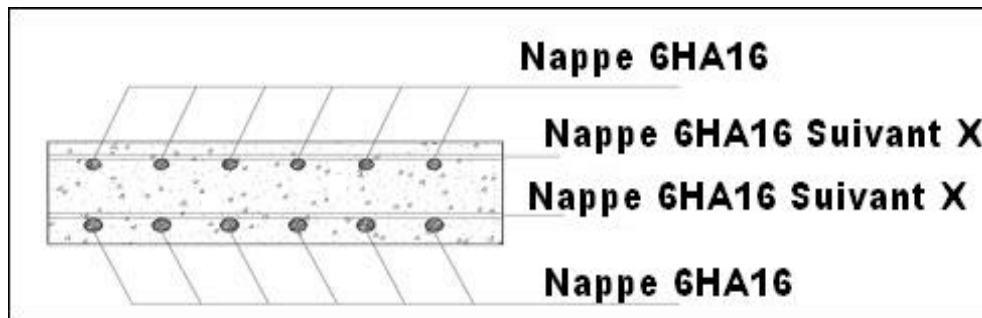


Figure VIII. 3 : Ferrailage de la dalle dans le sens Y.

VIII.3. Calcul des équipements

VIII.3.1. Définition

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, par ce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont pas généralement liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonction.

Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers, de protéger la structure et ses abords tout en favorisant son bon fonctionnement

VIII.3.2. Les appareils d'appuis

Les appareils d'appuis sont des éléments qui jouent un rôle de jonction entre le tablier et leurs appuis (pile et culée), sont conçus pour transmettre les efforts verticaux et horizontaux, de plus ils absorbent les déplacements et les rotations.

Notre choix c'est porté sur appareil d'appui en élastomère fretté. Il est constitué par un empilage de feuilles d'élastomère (en général, du Néoprène), et de tôles d'acier jouant le rôle de

fretter, la liaison entre les tôles et le Néoprène étant obtenue par cette adhérisation au moment de la vulcanisation. L'intérêt de ces appareils d'appui, réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent (effort vertical, horizontal, rotation) mais ces déformations sont accompagnées par des contraintes de cisaillements qu'il faut les limiter pour éviter leurs dégradations.

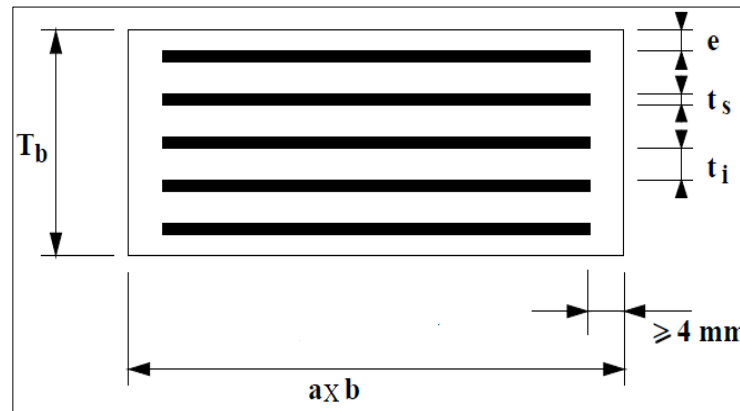


Figure VIII. 4 : Aire de l'appareil d'appuis.

VIII.3.2.1. Aire de l'appareil d'appui :

$$2 \text{ Mpa} \leq \sigma_m = \frac{R_{\max}}{a \times b} \leq 15 \text{ Mpa}$$

a : côte parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage. (On considère que $a < b$).

σ_m : La contrainte moyenne de compression due à l'effort R_{\max}

R_{\max} : Réaction d'appui max a ELS $R_{\max} = R_G + R_{D240} = 168.8 \text{ t}$.

2MPa : Condition de non cheminement. 15MPa : Condition de non écrasement

$$1125.33 \text{ cm}^2 \leq a \times b \leq 8440 \text{ cm}^2$$

On prend $a = 50 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$ ce qui donne $a \times b = 2500 \text{ cm}^2$

VIII.3.2.2. Hauteur T de l'élastomère

Il faut respecter la condition de non flambement suivante : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$ tel que « a » le grand coté de l'élastomère.

Ce qui donne : $50 \text{ mm} \leq T (\text{mm}) \leq 100 \text{ mm}$ on prend : $T = 100 \text{ mm}$, $t_i = 10 \text{ mm}$ et $e = t_i / 2 = 5 \text{ mm}$.

VIII.3.2.3. Dimensionnement des frettes

On doit vérifier les conditions suivantes selon l'RPOA :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a \times \sigma_m}{5 \times \sigma_e} \rightarrow t_s \geq \frac{50 \times 3.26}{12.50 \times 350} = 0,037 \text{ cm} = 0,37 \text{ mm} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right.$$

σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes : $\sigma_e = 350 \text{ MPa}$.

On prendra : $t_s = 2.5 \text{ mm}$ \rightarrow 8 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 2.5 \text{ mm}$

Donc l'appareil d'appui sous la poutre est : $500 \times 500 \times 8 \cdot (10 + 2.5)$

VIII.3.2.4. Vérification des appuis

a) Résistance à la compression

$$\sigma_{ap} = \sigma_m = \frac{N_{max}}{a \cdot b} = \frac{1.688}{0,5 \times 0,5} = 6.752 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \text{Vérifiée!!}$$

b) Sécurité au flambement

$$\gamma_s \cdot Pu \leq Pc \quad \text{Avec } \gamma_s=3 \text{ sécurité ;} \quad Pc = 4 \cdot G \cdot B \cdot S^2 \cdot d / h \Rightarrow 3.89 \text{ MPa} \leq 24.38 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée!!}$$

Pu : la valeur maximale des charges verticales à l'ELA. Egale à 1178.55 kN

$S =$	12,50	Facteur de forme	$S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot ti \cdot (a + b)}$
$d =$	0,0125 m	ti+ts	
$h =$	0,1 m	épaisseur de l'appareil d'appui	
$B =$	0,25 m ²	surface a*b	
$Pc =$	24,38 MN	la charge critique de flambement	
$Pu =$	1.30 MN	valeur maximale des charges verticales à l'ELA.	

c) Limitation de la distorsion δ

On doit vérifier : $\delta < \delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p)$ pour $p = \frac{Pu}{Pc} < 0.25$

Tel que : $\delta_0 = c / hc, \text{ borné par } [0.7 < \delta_0 < 2]$

AN : $\delta_0 = 5 \Rightarrow \text{on prend } \delta_0 = 2 \Rightarrow \text{Déplacement Max: } \delta_c = 1.723$

$$\delta = \frac{3.54 \text{ cm} - 0.28 \text{ cm}}{10} = 0.326 < \delta_c \dots \text{Vérifiée !!}$$

VIII.3.3. Joint de Chaussée

Le tablier de pont subit des variations dimensionnelles longitudinales dues à la température, au retrait et au fluage. Par ailleurs, les charges d'exploitation engendrent également des déplacements ou des déformations. Pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés il convient de rendre les tabliers librement dilatables en ménageant des « jeux » à chaque coupure entre deux parties ainsi qu'à une ou aux deux extrémités.

On dispose un joint de chaussée, qui peut se réduire à un simple renforcement local, dont le rôle est de permettre aux véhicules de les franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité.

En ce qui concerne les effets thermiques, on admet que les effets de la température se traduisent par des dilatations relatives de : $+3 \times 10^{-4}$ et -4×10^{-4} .

Le choix d'un joint de chaussée adapté à un ouvrage donné et à son environnement dépend de nombreux paramètres.

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

Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules, les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules et les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules. Pour notre ouvrage, le joint de chaussée utilisé sera un joint de chaussée lourd.



Figure VIII. 5 : Joint de chaussée.

VIII.3.3.1. Calcul du souffle du joint :

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

VIII.3.3.2. Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal, $\Delta l \times \tan \alpha$, on admet pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de **7.5 cm**.

VIII.3.3.3. Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans notre cas

$$\text{un raccourcissement relatif : } \frac{\Delta l}{0,5l} = 3.10^{-4}$$

l : la longueur totale du tablier.

$$\text{Pour notre cas } l/2 = 160\text{m} \Rightarrow \Delta l = 4.8 \text{ cm}$$

VIII.3.3.4. Retrait :

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On l'évalue à :

$$\frac{\Delta L}{L/2} = 2 \times 10^{-4} (L=160 \text{ m}) \text{ donc : } \Delta L_r = 3.2 \text{ cm}$$

VIII.3.3.5. Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées, on pourra prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta L}{L/2} = K_{fl} \times 10^{-4}$$

Avec :

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ (au moment où il subit la contrainte σ_b) et il vaut 2 à 3.

$$\text{Donc : } \Delta L_f = 160 \times 2.5 \times 10^{-4} = 4 \text{ cm}$$

Souffle sismique :

Le déplacement du tablier lors d'un séisme se calculera comme suit :

$$x = \frac{F}{K}$$

F : la force sismique,

K : la rigidité des appuis du tablier,

x : le déplacement.

$$x = \frac{4523,50}{323896,7} = 13 \text{ cm}$$

VIII.3.3.6. Conclusion :

Le type de joint à utiliser est CIPEC.

Le souffle total égal à la somme des trois termes $\Delta L_{total} = (\Delta L_r + \Delta L_f) + 0.4\Delta L_T + \frac{1}{3}\Delta L_S$

$$\text{Alors : } \Delta L_{total} = 13,21 \text{ cm}$$

On vérifie la condition suivante afin d'éviter le risque de cisaillement de l'appareil :

$$\Delta L_{total} < h_{\text{appareil d'appui}} = 15 \text{ cm} \text{ Ok!}$$

VIII.3.4. Évacuation des eaux :

VIII.3.4.1. Objectif du système :

Un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, a pour objectif d'assurer :

- Une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;
- Une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

VIII.3.4.2. La mise en œuvre du système :

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles disposées tous les 20 m environ de part et d'autre de la chaussée. Elles recueillent l'eau de surface d'une chaussée qui est le plus souvent profilée en forme de toit (pour une chaussée bidirectionnelle) avec deux versants à 2,5 % ou avec une pente unique (pour une chaussée unidirectionnelle ou bidirectionnelle) de même valeur. L'eau peut être évacuée sans

précautions particulières en rase campagne, mais, en site urbain, elle est évacuée à l'aide de chéneaux ou de corniches caniveaux.

VIII.3.5. La couche d'étanchéité :

Le béton, même bien comprimé, n'est jamais parfaitement étanche du fait de l'existence d'inévitables petites de ségrégations locales. Un système d'étanchéité des tabliers a pour objectif de protéger la structure en béton des diverses agressions générées par les eaux pluviales (contenant des produits agressifs) circulant sur l'ouvrage et des cycles éventuels de gel-dégel. Il permet d'éviter la pénétration d'agents chimiques agressifs et la corrosion des armatures du béton du tablier et donc de garantir la durée du service de l'ouvrage, il est mis en place sur la totalité de la surface horizontale du tablier.

VIII.3.6. Garde-corps et dispositif de retenu :

Les trottoirs prévus sur l'ouvrage sont destinés au passage de service et il est donc envisagé d'installer les garde-corps pour la sécurité des passagers. Puisque la dimension de garde-corps est un élément important dans l'aspect architectural de l'ouvrage, le type approprié est adopté afin de ne pas masquer la vue.

La hauteur du garde-corps est fixée à 1m en mettant en œuvre « GARDE CORP TYPE S7 » suivant le guide technique de SETRA.

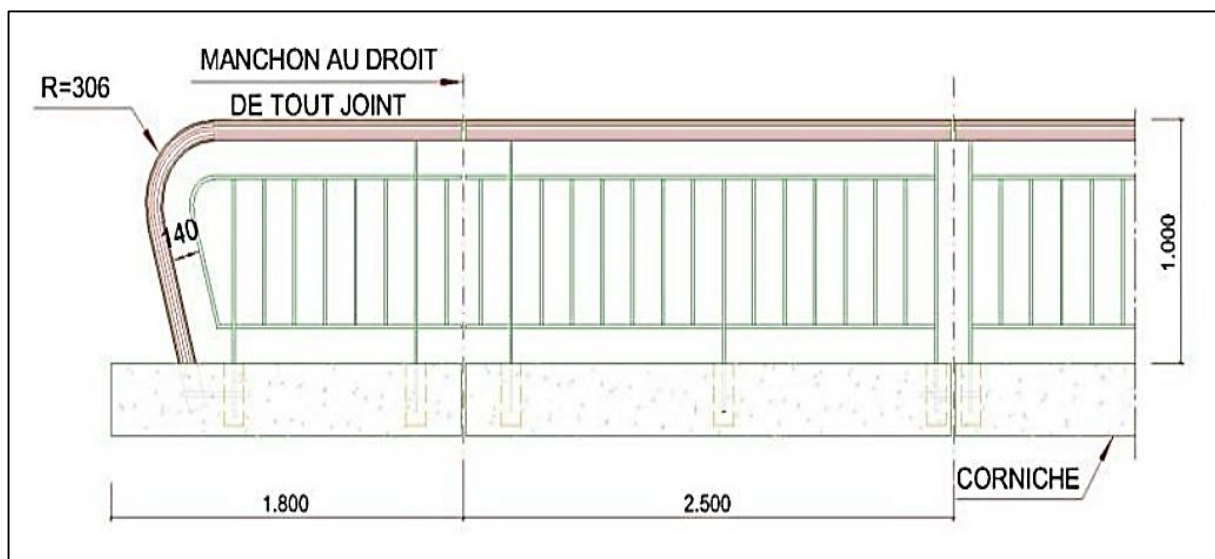


Figure VIII. 6 : garde-corps type S7 selon SETRA.

Le dispositif de retenu permet de retenir les véhicules et de contrôler leurs trajectoire après le choc notamment pour prévenir l'accident surgit.

La barrière de type GS 4 du niveau N2 est envisagée suivant le guide de SETRA.

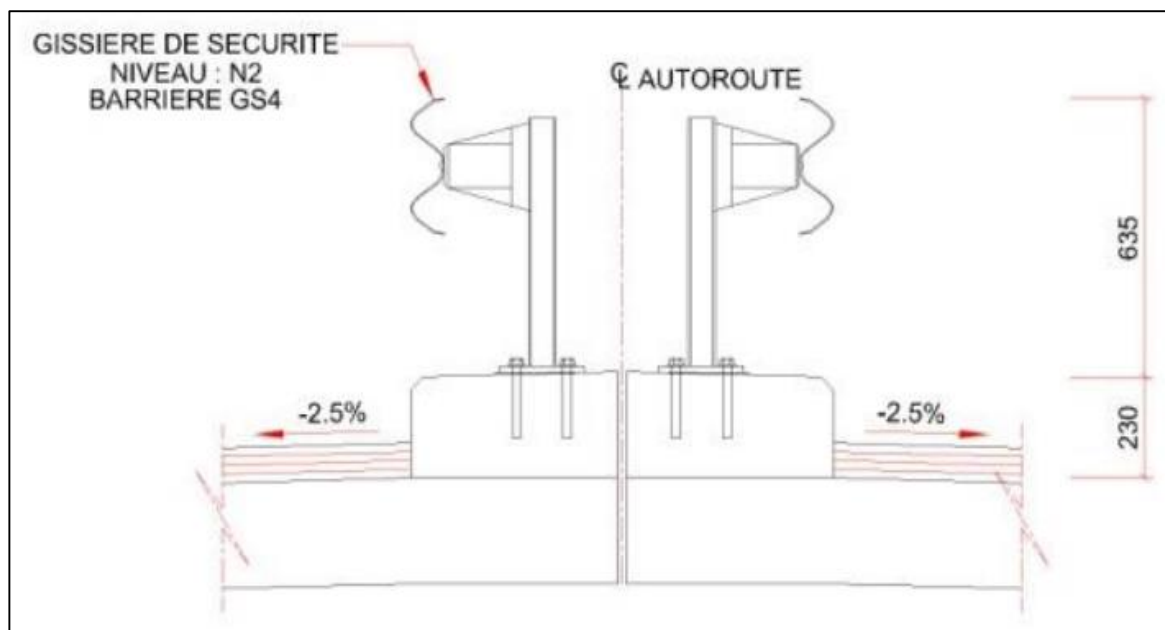


Figure VIII. 7 : Barrière GS 4 du niveau N2 selon SETRA.

VIII.4. Conclusion

Après avoir déterminé les différentes sollicitations sur notre dalle on a adopté le ferrailage transversal et longitudinal des fibres inférieures et supérieures de la dalle. On a dimensionné les appareils d'appuis pour avoir une isolation parfaite du tablier vis-à-vis des efforts horizontaux et verticaux (séisme, efforts de freinage).



CHAPITRE IX

ETUDE DE LA PILE



Chapitre IX. Etude de la pile

IX.1. Introduction :

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction de plusieurs paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de ce dernier.

IX.2. La conception des piles :

La conception des piles, plus encore que celle des culées, est tributaire du type et du mode de construction du tablier, du type et du mode d'exécution des fondations, et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site.

IX.2.1. Le choix du type des piles :

Dans le cas de notre viaduc construit en béton précontraintes, les piles doivent être à la fois souples en flexion dans le plan de l'ouvrage et rigide en torsion, donc on va opter pour une section évidée (rectangulaire creuse), qui paraît plus efficace et plus économique.

IX.2.2. Conception :

En général, la prise en compte du risque sismique ne modifie pas la géométrie des piles. Seules les piles creuses conçues pour un comportement ductile doivent respecter le ratio $e > b/8$ dans les zones de rotule plastique potentielle.

La section choisie est présentée ci-dessous :

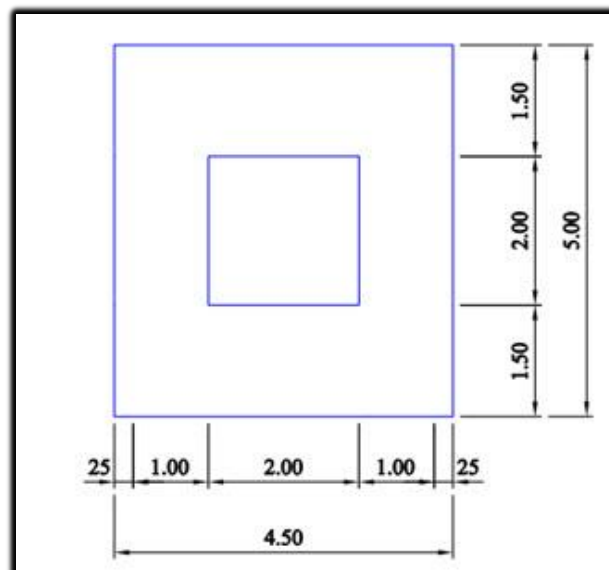


Figure IX. 1 : La section de la pile.

IX.3. Etude sismique de la pile :

IX.3.1. Calcul les raideurs des appuis :

La rigidité équivalente est donnée par la formule (Selon le RPOA 2008) :

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{Appareil}} + \frac{1}{K_{Pile}}}$$

IX.3.2. Appareil d'appui :

Etant donné que les piles utilisées pour notre ouvrage soient encastées dans le tablier, d'où l'absence des appareils d'appuis, la rigidité de ces derniers peut être supposée infinie. On s'intéresse au calcul de la rigidité des appareils d'appui sur culées uniquement :

$$K_{culée} = 2 \frac{G \times a \times b}{T} = 1800 \text{ t/m}$$

IX.3.3. La rigidité des piles :

La rigidité des piles dépend toutefois de la liaison entre le tablier et la pile en question, dont on distingue deux types de liaisons illustrées dans la figure :

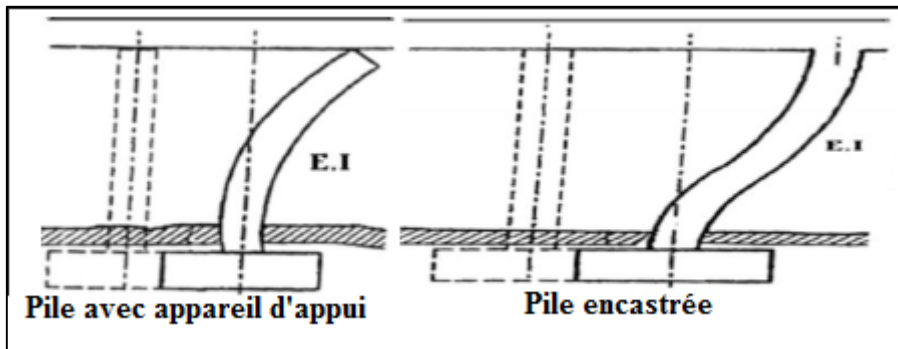


Figure IX. 2 : Liaison entre le tablier et la pile.

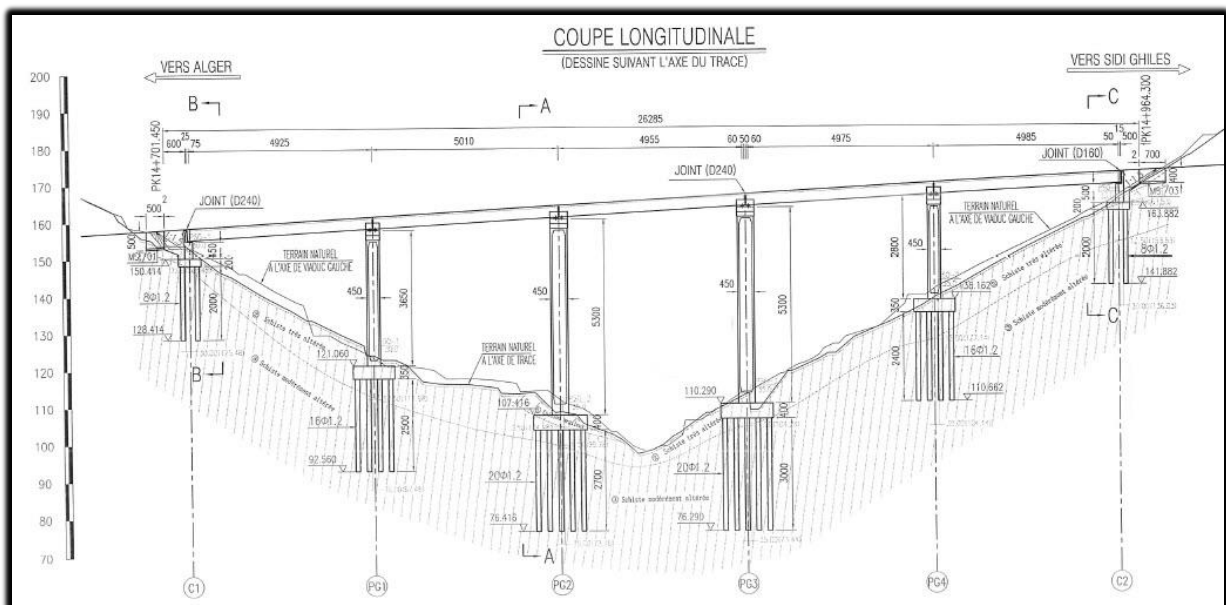


Figure IX. 3 : La coupe longitudinale.

Pour notre cas, piles avec appareil d'appui, la rigidité K_{pile} est donnée par la formule suivante :

$$K_{pile} = \frac{3EI}{h^3}$$

Calcul de K_{pile1} et K_{pile2} et K_{pile3} et K_{pile4} :

$$I_A = 45.5 \text{ m}^4$$

$$E = 35981.73 \text{ MPa}$$

$$h_1 = 36.5 \text{ m}, h_2 = 53 \text{ m}, h_3 = 53 \text{ m}, h_4 = 28 \text{ m}$$

$$K_{pile1} = \frac{3 \times 45.5 \times 3598173}{36.5^3} = 10100.34 \text{ t/m}$$

$$K_{pile2} = \frac{3 \times 45.5 \times 3598173}{53^3} = 3299.04 \text{ t/m}$$

$$K_{pile3} = \frac{3 \times 45.5 \times 3598173}{53^3} = 3299.04 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$K_{pile4} = \frac{3 \times 45.5 \times 3598173}{28^3} = 22373.84 \text{ t/m}$$

Calcul de K_{appui1} et K_{appui2} et K_{appui3} et K_{appui4} et K_{totale} :

$$K_{appui1} = 1527.74 \text{ t/m.}$$

$$K_{appui2} = 1164.59 \text{ t/m.}$$

$$K_{appui3} = 1164.59 \text{ t/m.}$$

$$K_{appui4} = 1665.97 \text{ t/m.}$$

$$K_{total} = 5522.89 \text{ t/m.}$$

IX.4. Evaluation des efforts sismiques :

IX.4.1. Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'effort sismique :

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

1. Groupe : 2 (ponts importants)
2. Zone : III (sismicité élevée)
3. A : le coefficient d'accélération de la zone : 0.30
4. Le site considéré : S₂ (site ferme)
5. Le taux d'amortissement critique : 5.0 %

IX.4.2. Méthode de calcul :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

L'utilisation d'autres méthodes (spectre de puissance, analyse temporelle linéaire ou non linéaire) doit faire l'objet de justifications scientifiquement validées.

Pour notre cas on applique la méthode spectrale monomodale.

IX.4.2.1. Analyse spectrale monomodale :

➤ **Principe :**

Pour les ponts réguliers, les effets du mouvement d'ensemble sont déterminés par un calcul spectral monomodal. Les déplacements différentiels sont pris en compte de façon statique. Les caractéristiques du mode fondamental dans chaque direction sont déterminées soit à l'aide d'une analyse modale dans la direction considéré à condition de remplacer, pour le calcul des efforts, la masse du mode fondamental par la masse totale du modèle soit en appliquant la méthode approchée exposée ci-après.

➤ **Domaine d'application :**

Cette méthode ne s'applique pas aux ponts spéciaux : arcs, pont à béquilles, pont à câbles (de suspension ou de haubanage), ponts cantilever.

Elle s'applique aux ponts remplissant les critères suivants simultanément :

1. 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).

Cette condition est vérifiée pour le séisme longitudinal (dans le cas où le tablier est isolé de toutes les piles par des appareils en élastomère fretté ou glissants) si :

$$M_p \leq 0,7M_T$$

$$M_p = 7885.625 t \leq 0,7 \times 11500 = 8050 t \text{ OK!}$$

2. 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.

Pour notre cas : $\Phi = 100 > 70 \text{ grad}$

3. La courbure (angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinale et transversale totale des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

Pour notre cas : l'ouvrage est bien géométriquement que mécaniquement symétrique, théoriquement l'excentricité est nulle.

4. Les raideurs des appuis dans le sens longitudinal et transversal ne doit pas varier plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Les quatre conditions précédentes sont vérifier dans le cas de notre ouvrage, donc on peut appliquer la méthode monomodale.

➤ **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 :

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

- η : Facteur de correction d'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$)
- g : Accélération de la pesanteur ($=9.81 \text{ m/s}^2$)

- T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site
- S : Coefficient de site
- A : Coefficient d'accélération

Tableau IX. 1 : Coefficient de site.

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

➤ **Effet du 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 donnée par l'expression :

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

La période fondamentale T a pour expression :

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

M : est la masse effective totale de la structure, égale à la masse du tablier augmentée de la masse de la moitié supérieure des piles liées au tablier.

K : rigidité longitudinale de la structure.

On a, selon RPOA 2008 :

$$M = 11500 \text{ t}$$

La raideur de la structure dans le sens longitudinal c'est la somme des raideurs totales des appuis plus la raideur des appareils d'appui au niveau des culées.

$$K = 9122.89 \text{ t/m.}$$

La période de système est donc :

$$T = 2\pi \sqrt{M/K} = 2\pi \sqrt{\frac{11500}{9122.89}} \Rightarrow T = 2,2 \text{ s}$$

➤ **Calcul du spectre :**

$$T_1 = 0.15 ; T_2 = 0.4 \text{ donc } : T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$Sad(T, \xi) = 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5 \times 1 \times 0.3 \times 9.81 \times 1.1 \left(\frac{0.4}{2.2}\right)^{2/3} = 2.6 \text{ m/s}^2$$

➤ **Calcul de la force horizontale statique équivalente :**

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

$$F_l = M \cdot Sad(T, \xi) \\ \Rightarrow F_l = 11500 \times 2.6 = 29900 \text{ t}$$

La force horizontale se répartit sur chaque appui (i) : $F_i = \frac{K_i}{K} \times F$

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

Tableau IX. 2 : Force horizontale en chaque appui.

Effort total = 29900 t				
Effort par élément porteur : $F_i = \frac{K_i}{K} \times F$				
Force sur culée (t)	Force sur Pile 1 (t)	Force sur Pile 2 (t)	Force sur Pile 3 (t)	Force sur Pile 4 (t)
5899.45 t	5007.12 t	3816.90 t	3816.90 t	5460.17 t

IX.5. Etude et ferrailage de la pile :

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal. Pour estimer les efforts de dimensionnement des piles, des semelles et des pieux, nous avons pris la pile 2 de hauteur H = 53 m qui est la pile la plus élancée.

IX.5.1. Evaluation des efforts agissant sur la pile :

IX.5.1.1. Efforts verticaux :

Tableau IX. 3 : Effort verticaux.

les charges (t)	PILE 2
G	1686.34
A(l)	379.5
B _c	31.76
M _{c120}	196.86
D ₂₄₀	276.68
ST	9.38

IX.5.1.2. Efforts horizontaux :

Les charges de chaussée des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage (horizontal), efforts s'exerçant à la surface de la chaussée, dans l'un ou l'autre sens de circulation. Ces efforts ont été déjà calculés au chapitre précédent.

- Effort de freinage A(l) : $F_{A(l)} = 24,14$ t

- Effort de freinage B_c : $F_{Bc} = 12,12$ t
- Charge du vent : $W = 0,2$ t/m² (soit $W_{pile} = 0,9$ t/ml) pour les ouvrages en services. (RPOA 2008)

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

Tableau IX. 4 : Efforts totaux.

les charges	PILE 1		
	$F_V(t)$	$F_H(t)$	$M(t.m)$
G_{tab}	1686.34	0	0
A(l)	379.5	24.14	1279.42
Bc	31.76	12,12	642.36
M_{c120}	196.86	0	0
D_{240}	276.68	0	0
St	9.38	0	0
W	0	3,6	190.8
S	0	3816.90	202295.7

Les combinaisons donnant les efforts maximaux sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau IX. 5 : Combinaisons d'actions.

	Combinaison	F_v (t)	F_h (t)	M (t.m)
ELU	1.35G+1.6 (D240+St)	2734.26	0	0
	G+S	1686.34	3816.90	202295.7
ELS	G+1.2 (D240+St)	2029.6	0	0

IX.5.1.3. Conclusion :

Les efforts utilisés pour le ferrailage de la pile sont :

$$N_{max} = 2734.26 \text{ t}$$

$$M_{max} = 202295.7 \text{ t.m}$$

IX.6. Détermination du ferrailage de la pile :

Pour le calcul des armatures à la flexion composée, on utilise l'abaque pour le dimensionnement des sections évidées en béton armé de RENE WALTER

$$\frac{M_r}{bH^2\beta_\omega} = \frac{2023}{4.5 \times 5^2 \times 30} = 0,59$$

$$\frac{N_r}{bH\beta_\omega} = \frac{27.34}{4.5 \times 5 \times 30} = 0,04$$

Avec :

M_r, N_r : effort intérieur relatif (sans dimension).

b : longueur de la pile dans le sens transversal du tablier = 4,5 m

h : longueur de la pile dans le sens longitudinal du tablier = 5 m

$\beta_\omega = 30 \text{ MPa}$: Résistance du béton sur cube à 28 jours.

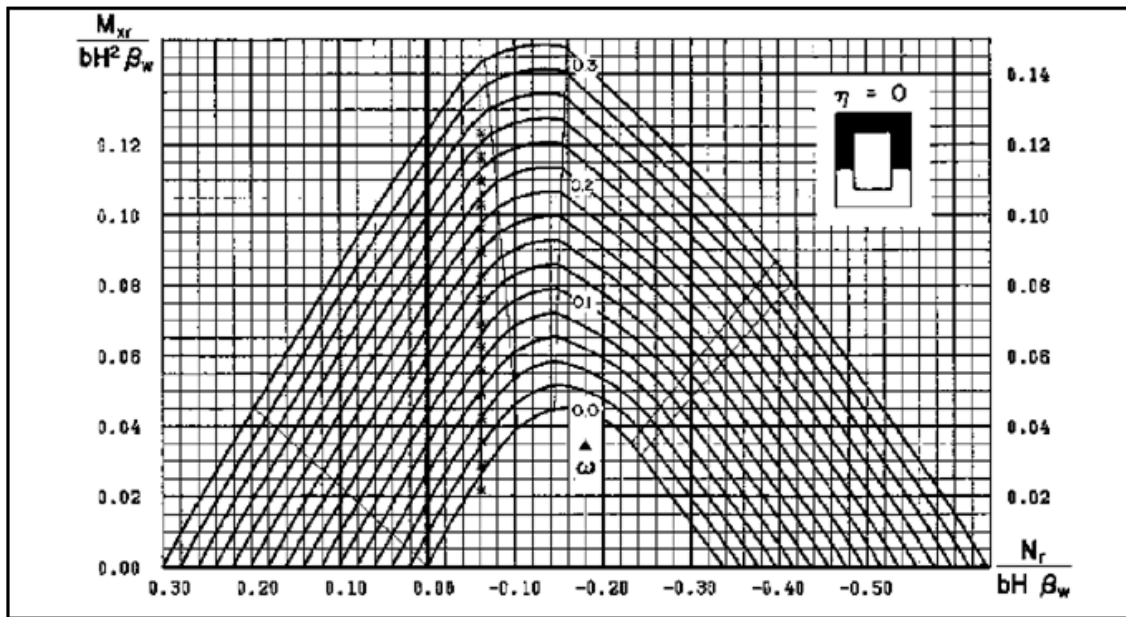


Figure IX. 4 : Abaque de Walther.

On tire ω de l'abaque :

$$\omega = 0,3 \text{ pour } \sigma_f = 460 \text{ MPa}$$

$$\omega = \frac{0,3 \times 460}{500} = 0,276 \text{ Pour } \sigma_f = 500 \text{ MPa}$$

$$\omega = \frac{2Fa \times \sigma_f}{bH\beta_w} = 0,276$$

$$Fa = \frac{\omega bH\beta_w}{2\sigma_f} = \frac{0,276 \times 5 \times 4,5 \times 30}{2 \times 500} = 1863 \text{ cm}^2$$

$$0,25 Fa = 465,75 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \text{ nappes } 29\text{HA}32.$$

IX.6.1. Condition de non fragilité :

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$A_{smin} \geq 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 5 = 4.5 \text{ m.}$$

$$F_{tj}=0.6+0.06\times f_{c28}=2.7 \text{ MPa.}$$

$$A_{smin}=0.23\times 5\times 4.5\times 2.27/500=251 \text{ cm}^2. 0.25F_a > A_{smin} \text{ OK.}$$

IX.6.2. Armatures transversales :

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée par le RPOA :

Espacement des armatures transversales :

$$\text{Espace maximal} = \text{Min} [12\phi_1 ; 0.5b ; 20\text{cm}] \Rightarrow S_t=20 \text{ cm.}$$

Sections minimales des armatures d'effort tranchant :

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_l , doit satisfaire la relation suivante :

$$A_t \geq \frac{A_l f_{el} S_t}{16 f_{et} 100} = 43,66 \text{ cm}^2$$

S_t : représente l'espacement des armatures transversales en mm

A_l : est la section totale des armatures longitudinales.

f_{el} , f_{et} : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

$$A_t = 44.64 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{29HA14.}$$



CONCLUSION GENERALE



Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'élève ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de démontrer en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation. Dans notre projet de fin d'étude, nous avons fait connaissance des différentes étapes de calcul d'un pont à poutres, l'étude nous a permis de connaître la construction par post-tension, ainsi que la précontrainte où on a vu diverses procédures de réalisation et de vérification, elle nous a permis également d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Ayant l'ambition de se spécialiser en ouvrage d'art dans le futur de ma carrière professionnelle, j'ai traité un thème de conception et d'étude d'un viaduc en adoptant le choix technique de la réalisation du tablier par poutres multiples et en béton précontraint par post-tension.

Pour cette étude, j'ai opté pour une recherche bibliographique élargie pour bien contourner le sujet de conception architecturale et fonctionnelle et celui de l'analyse structurale. Malgré la complexité des calculs, le choix de la construction par poutres multiples et en béton précontraint par post-tension m'a paru le plus adéquat et le plus convenable pour la gamme de portée du site à franchir ; la définition des divers paramètres constituant la structure a été faite à l'aide des références fiables et bien répandus dans le domaine des travaux publics, ce qui a permis un passage sûr à la modélisation numérique de l'ouvrage.

La modélisation de l'ouvrage a été réalisée à l'aide du logiciel ROBOT Structural Analysis professional 2014, c'est un outil de calcul par élément finis, souple et riche en fonctionnalités, il a permis de donner les divers efforts de charges et surcharges supposées agir sur le viaduc pour le calcul de sa superstructure et son infrastructure. Les résultats obtenus ont été bel et bien vérifiés, conformément aux règlements locaux et étrangers déterminant les conditions générales de construction des ponts routiers.

Cependant, il m'était un peu difficile d'interpréter certaines règles techniques de calcul et de vérification, mais ceci a été clarifié durant mon stage pratique en fréquentant des gens expérimentés qui m'étaient généreux de savoir.

A La fin, et comme bilan personnel, ce PFE m'a permis de bien acquérir les techniques d'assimilation des phénomènes physiques y compris les actions statiques et dynamiques (Séismes, charges mobiles... etc.) Et la bonne maîtrise de l'outil informatique en matière de DAO et de CAO. Il est à noter de même que mon PFE est l'objet d'une excellente synthèse de tout ce que j'ai appris le long de mon cursus à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics et aussi, une occasion d'initier le milieu professionnel de construction.



BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

- ARNAUD DELAPLACE «Aide-mémoire mécanique des structures» 2008.
- Document SETRA « Appareils d'appui en élastomère fretté ». juillet 2007.
- Document SETRA « Pont-route à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence (PRAD) (guide de conception) » 1996.
- Document SETRA « Ponts mixtes acier-béton (guide de conception) » août 2009.
- Document SETRA « PP73 (appuis des tabliers) » 1977.
- Document SETRA « VIPP73 (guide de conception) » 1996.
- H. THONIER, Le béton précontraint aux états-limites 1992.
- J.A. CALGARO- A.BERNARD GELY « Conception des ponts » Presses de l'école nationale des ponts et chaussées 1994.
- M.J.BERTHELLEMY- M.T.KRETZ. « Ponts mixte acier béton bipoutre » SETRA1990.
- Règle BAEL91 révisé. 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, CSTB 2000.
- Règles des charge et surcharge applicable au Pont-route « RCPR » 2008.
- Règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art « RPOA » 2008.
- ROBERT CHAUSSIN « béton précontraint aux états limites »1990.
- Thèses d'option ouvrage d'art (ENSTP).
-

WEBOGRAPHIE

- <http://entp.edu.dz/benstp>.
- <http://help.autodesk.com>.
- <https://scholar.google.com>.

LOGICIELS

- AutoCAD 2010.
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.
- Microsoft office 2013.
- Robot expert BA 2010.



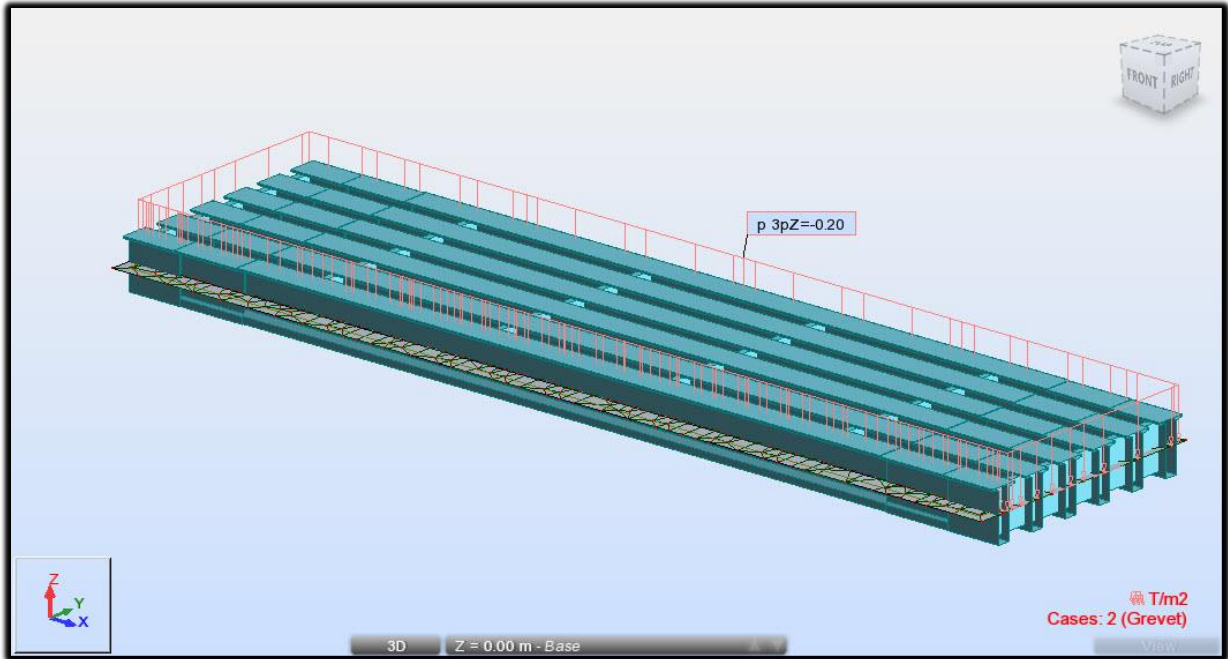
ANNEXES



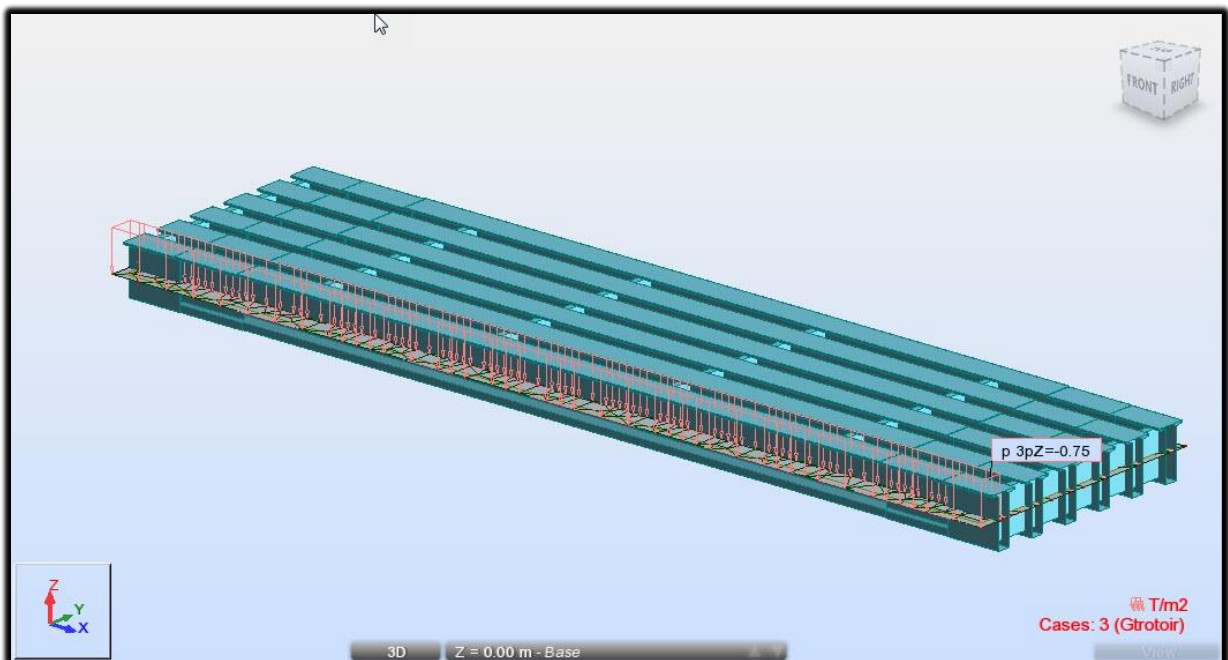
ANNEXES

Modélisation Numérique : CHARGEMENT :

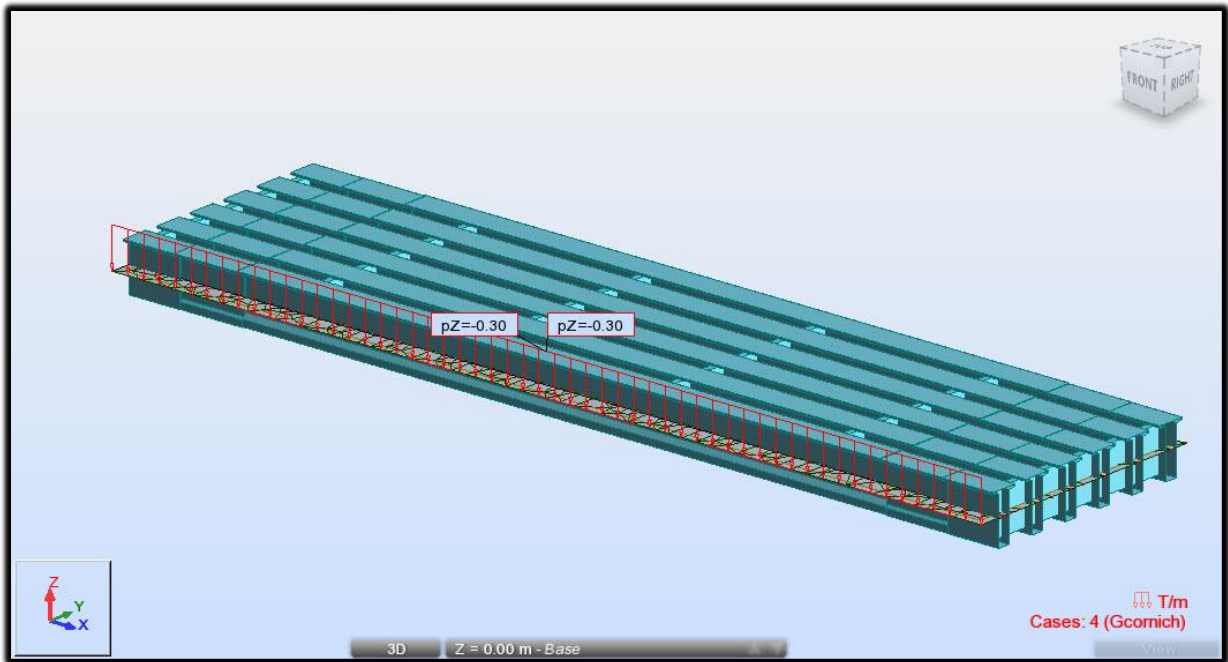
Revêtement :



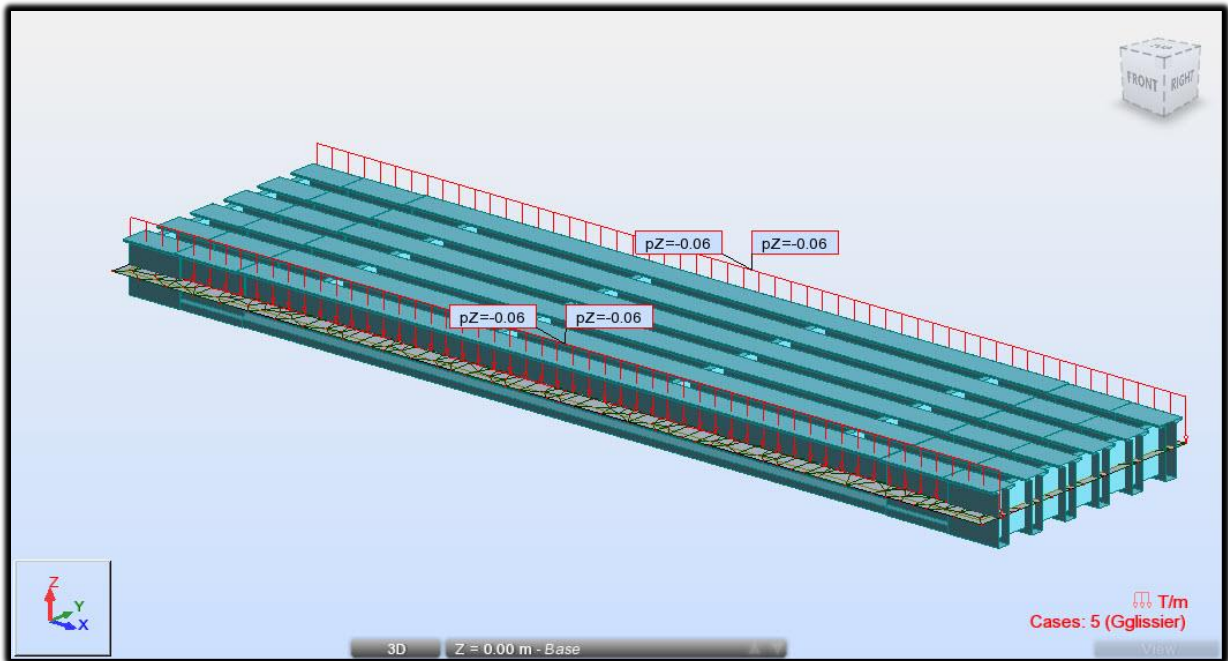
G-trottoir :



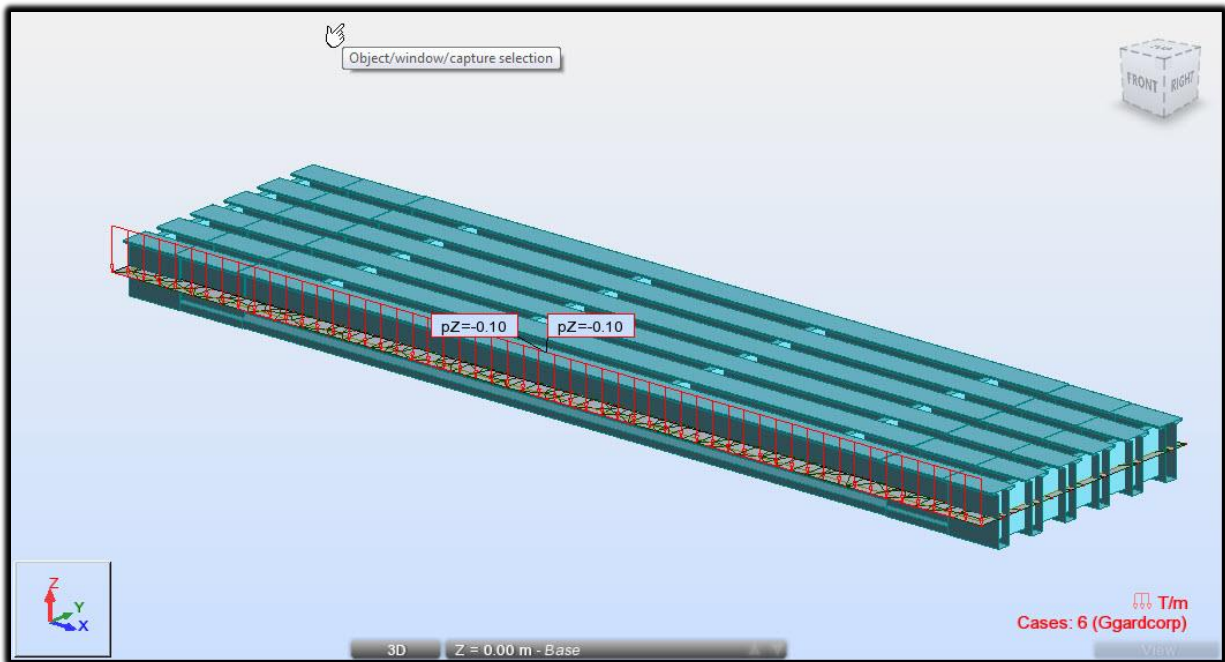
Corniche :



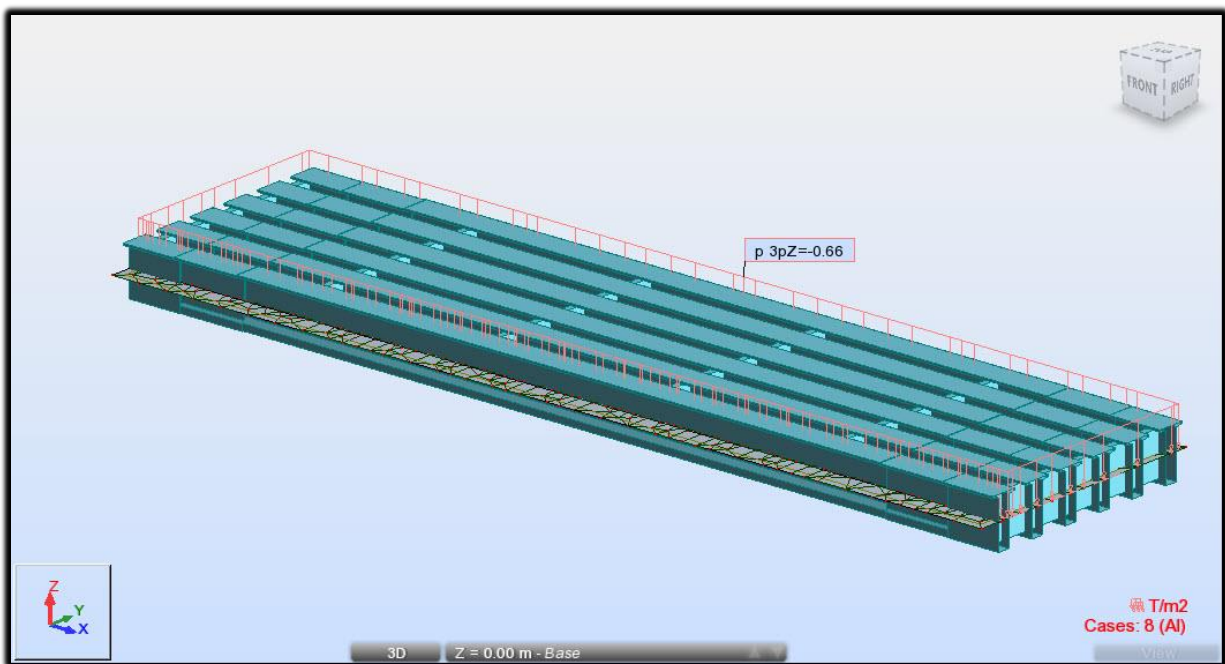
Glissières :



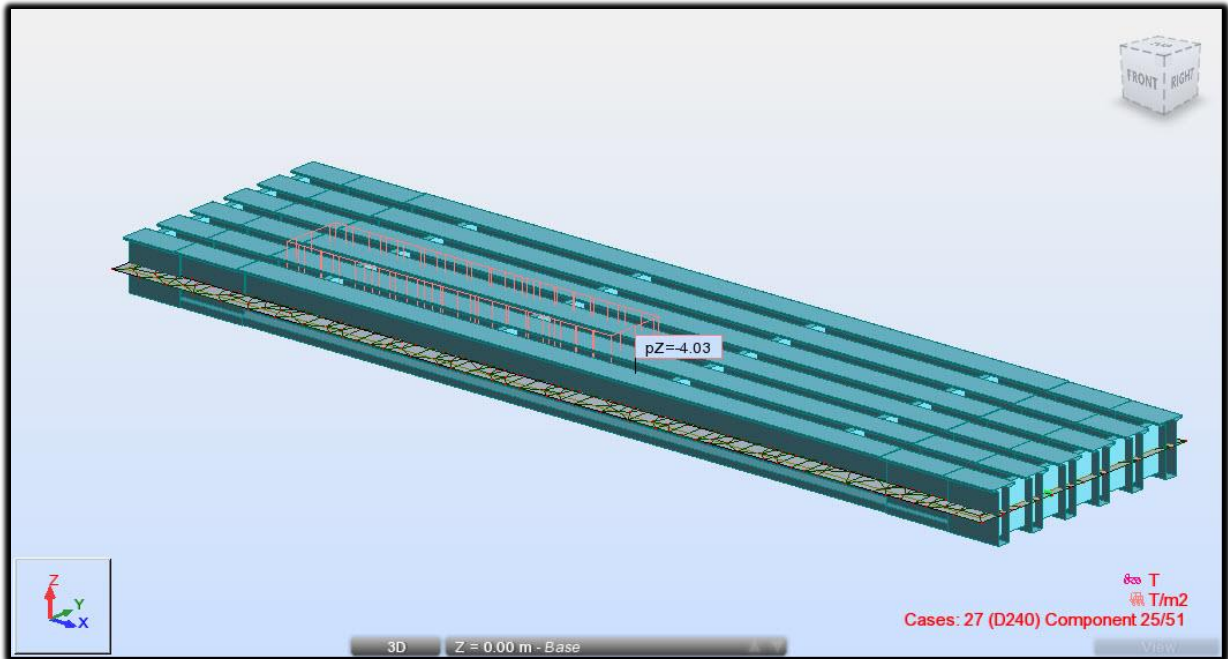
Garde-corps :



AI :



D240 :



Mc120 :

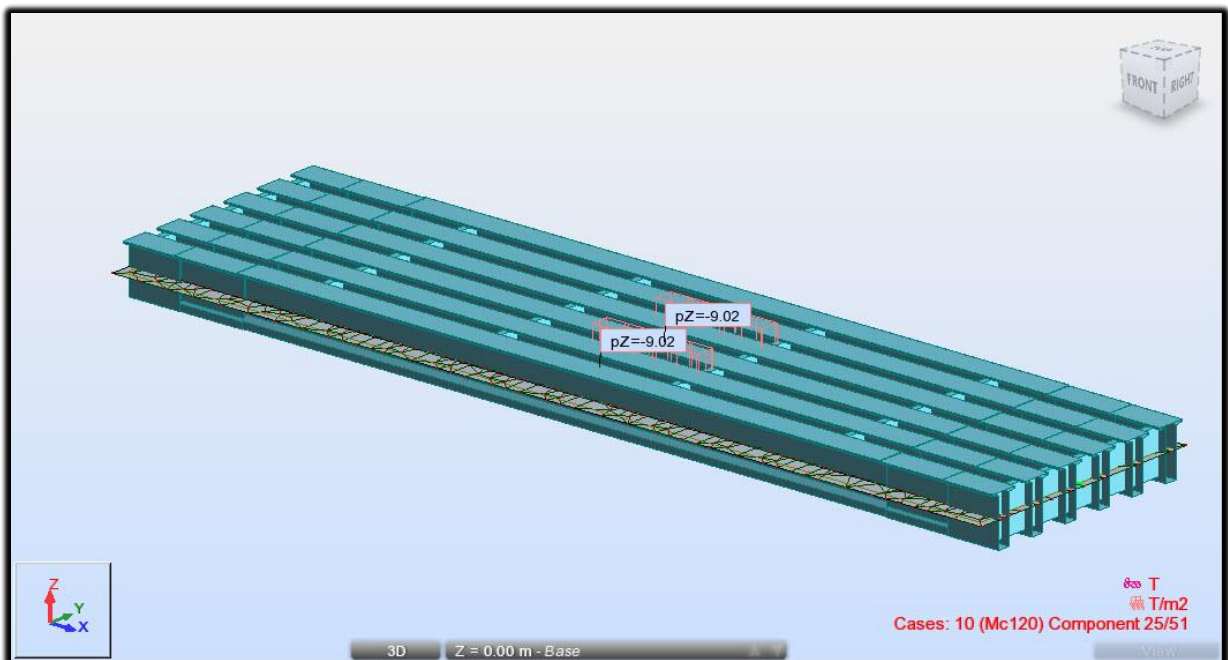
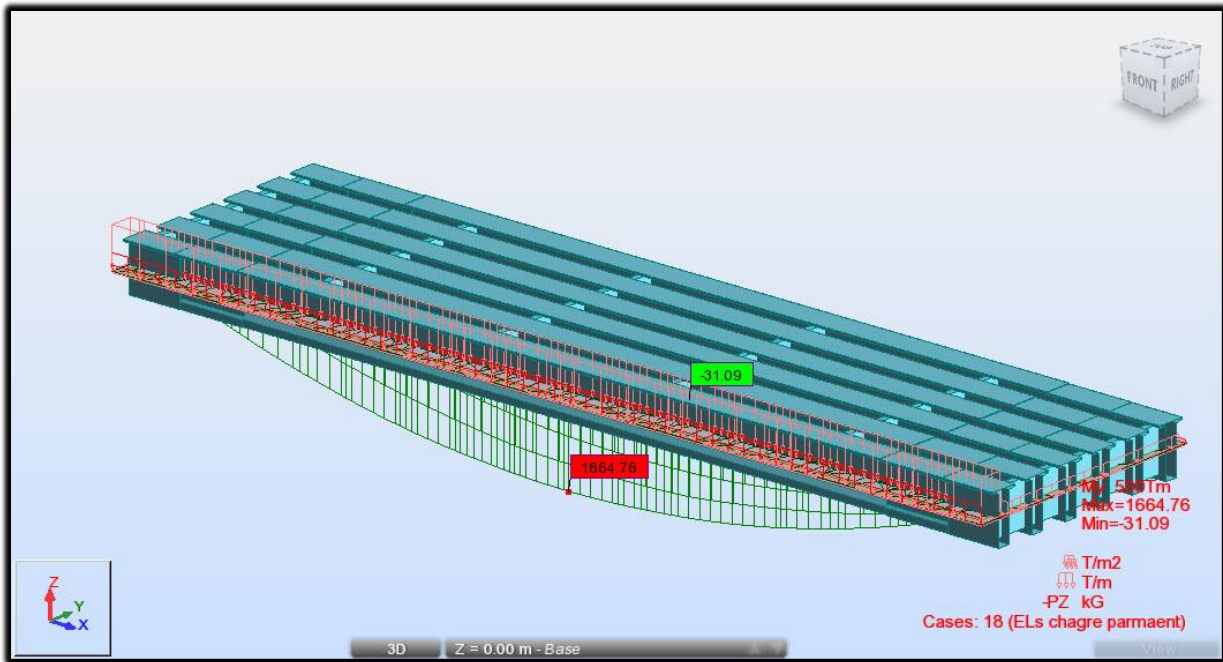
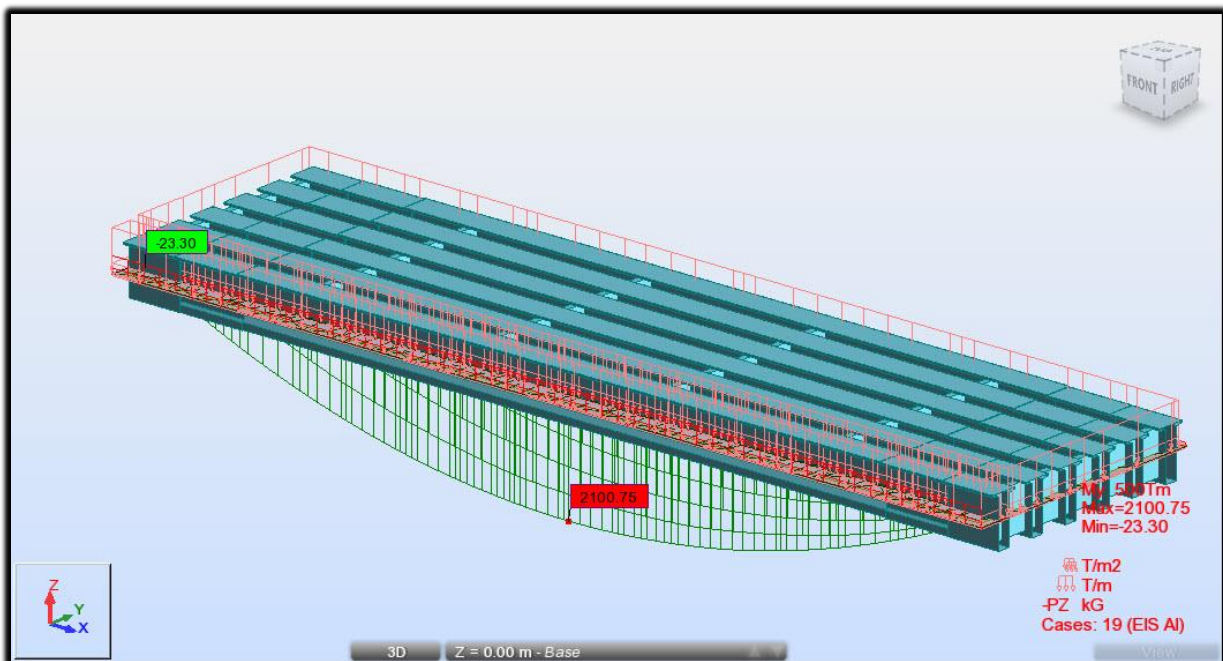


Diagramme des moments :

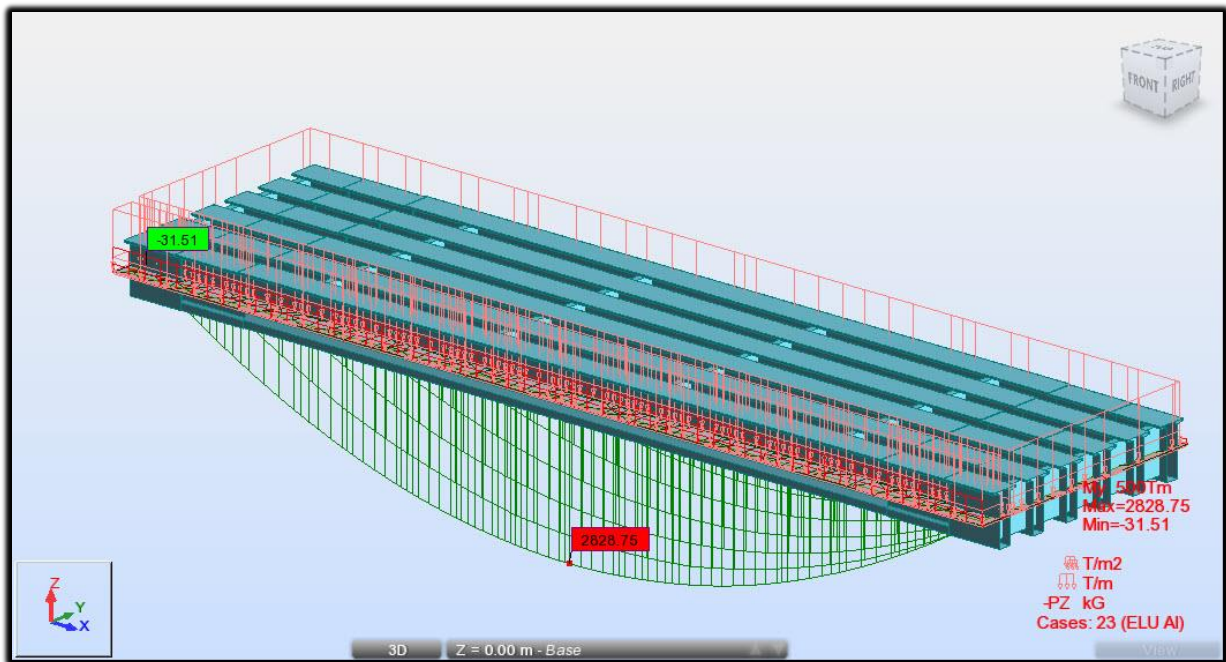
Charge permanent :



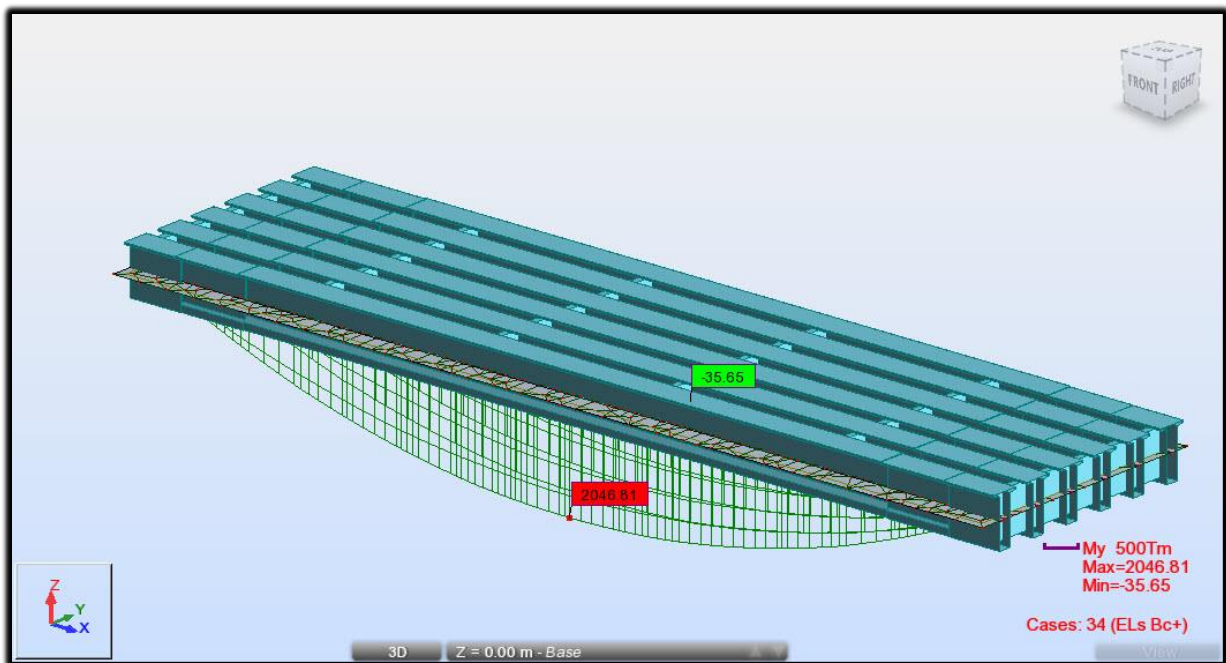
ELS AL :



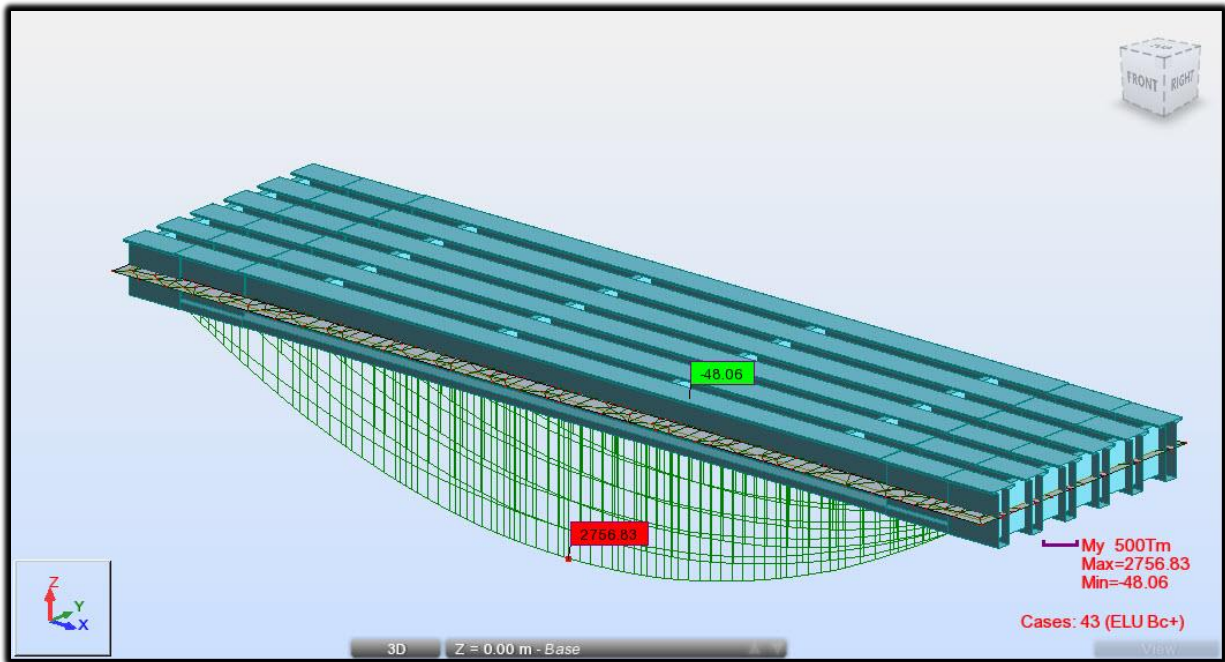
ELU AL :



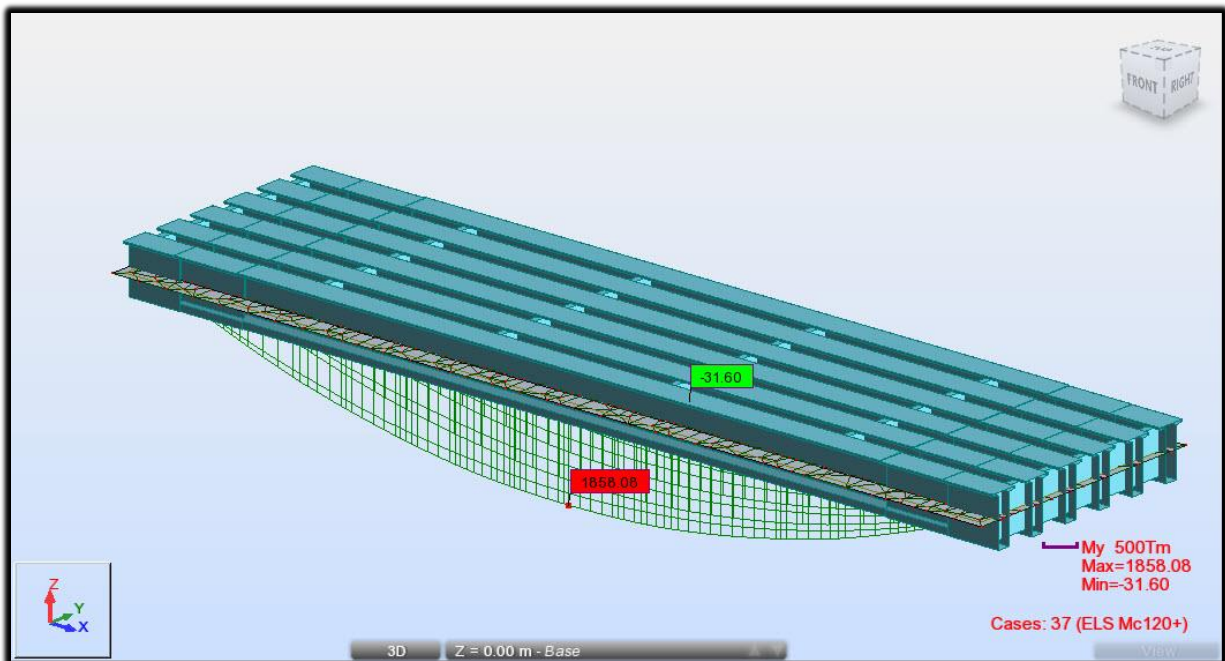
ELS Bc :



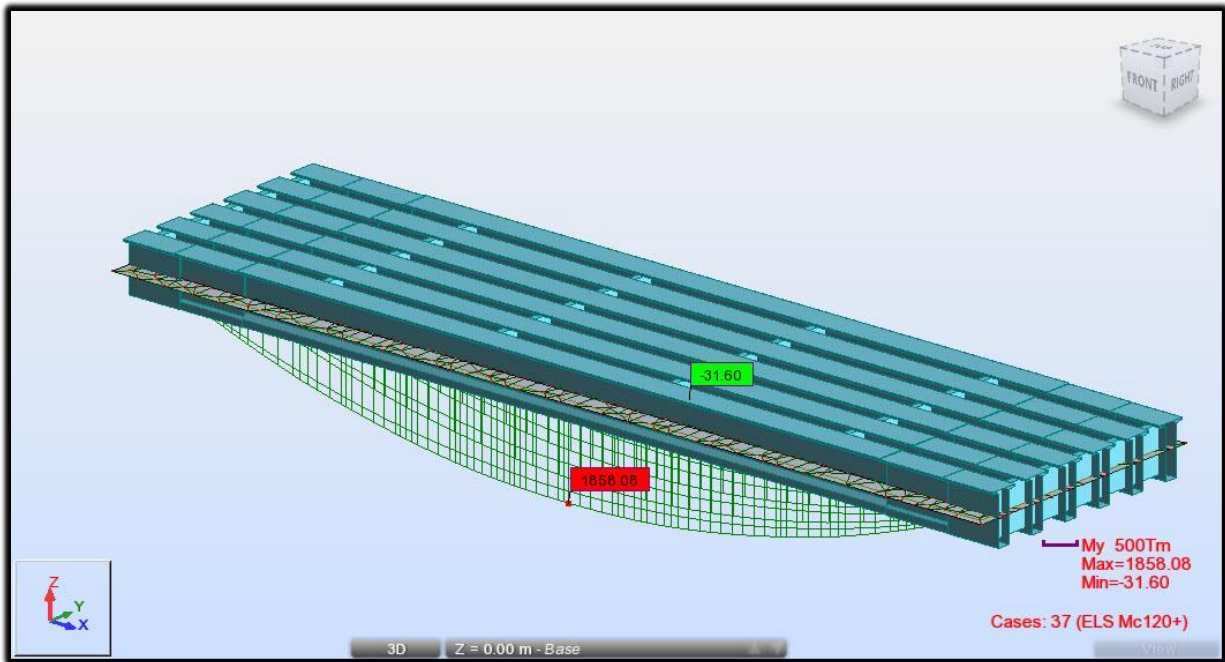
ELU Bc :



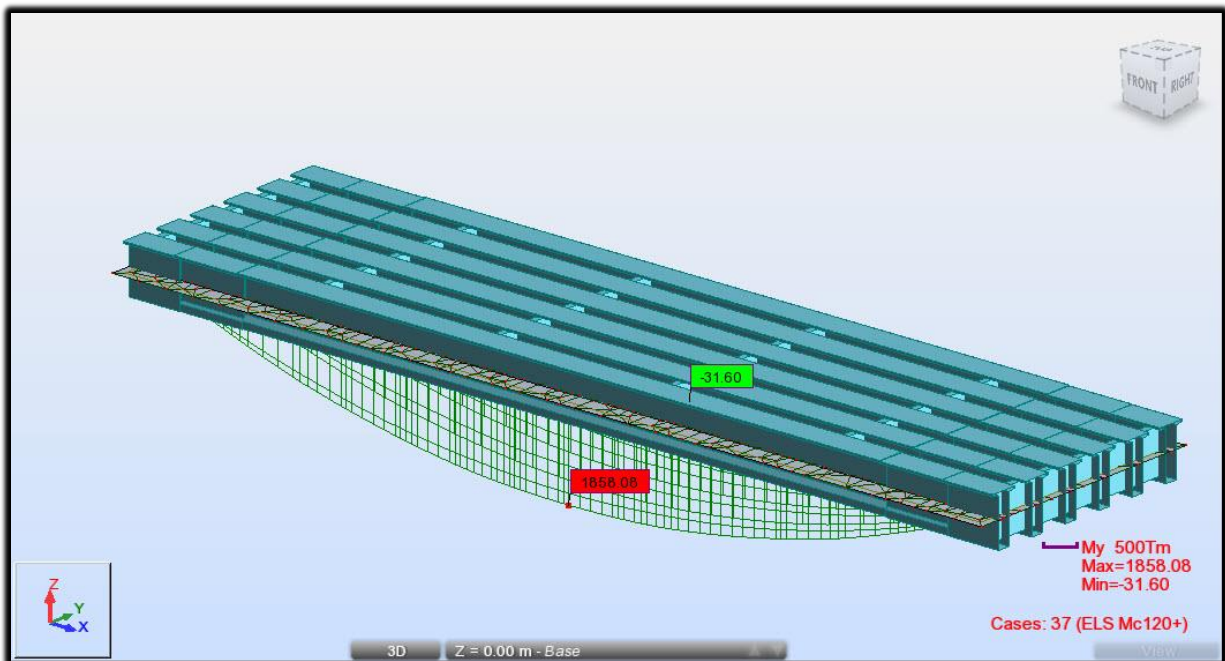
ELS Mc120 :



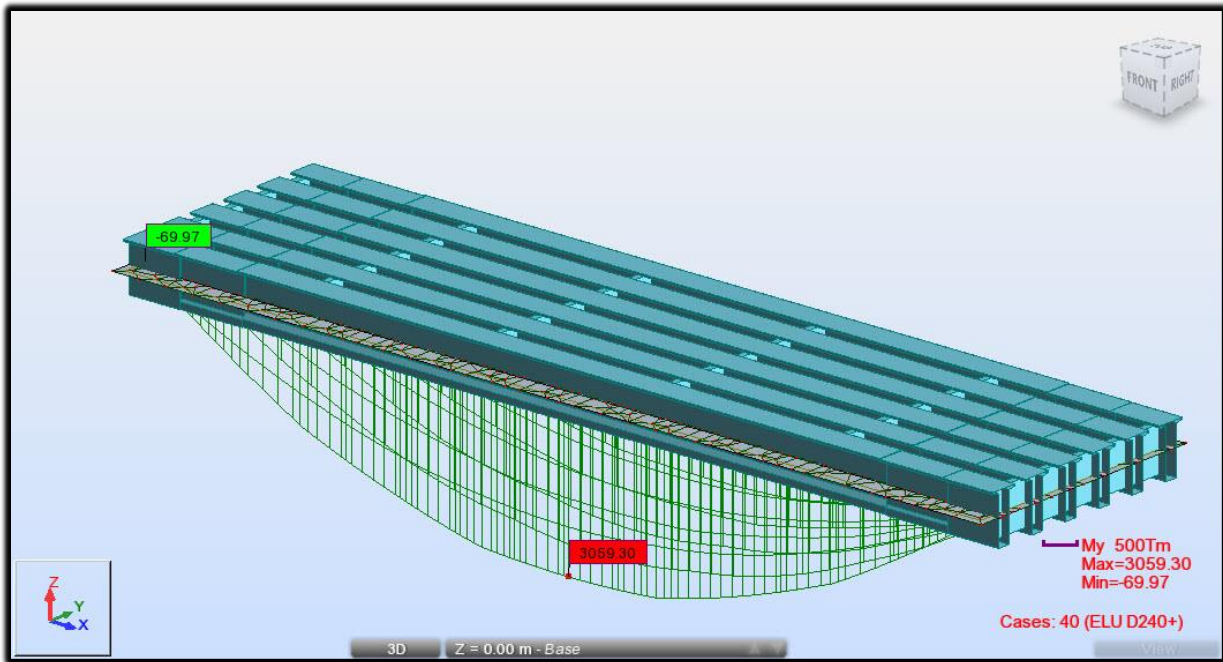
ELU Mc120 :



ELS D240 :



ELU D240 :



Abaques de WALTHER :

