

*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la
Construction Département de Génie Civil*



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE



*En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option Voies et Ouvrages d'Art (V.O.A)*

THEME

***Etude du tablier d'un pont à poutre multiple en béton précontrainte par
post-tension à destination du trafic ferroviaire***

Cas du viaduc PK 25 de la ligne électrifiée TIZI-OUZOU – THENIA



***Proposé par : L'Agence Nationale d'Etudes et de Suivi de la Réalisation des Investissement
Ferroviaire***



Réalisé par :

Mr : MOUSSOUS Massinissa

Mr : MEZAGUER Rezki

Encadré par :

Mr : ALICHE Amar

Promotion 2016/2017

Sommaire :

Introduction générale.....	1
Chapitre I : généralités	
I. Historique et typologie.....	2
II. Terminologies.....	2
III. Choix de type d'ouvrage.....	3
III.1. Définitions de quatre types des ponts.....	3
III.2. Critères de choix de l'ouvrage.....	4
IV. Conclusion.....	4
Chapitre II : présentation de l'ouvrage	
I. Présentation et description de l'ouvrage :.....	5
I.1. Présentation du projet :.....	5
I.2. Description de l'ouvrage :.....	5
II. Données fonctionnelles :.....	5
II-1. Données relatives à la portée :.....	5
II.1.1 Tracé en plan :.....	5
II.1.2 Profil en long :.....	5
II.1.3 Profil en travers :.....	5
II.1.4 Profile en élévation :.....	6
II.2. Données relative à l'obstacle franchi :.....	8
II-3. Données naturelles :.....	8
II.3.1 Données géologiques (géotechniques) :.....	8
II.3.2 Données topographiques :.....	9
II.3.3 Les données hydrauliques :.....	9
II.3.4 Données sismologiques :.....	9
III. Caractéristiques des matériaux :.....	10
III.1. Le béton :.....	10
III.1.1. La résistance du béton à la compression :.....	10
III.1.2. La résistance du béton à la traction :.....	10
III.1.3. Contraintes admissibles (selon BAEL91rev99):.....	10
III.1.4. Déformation du béton:.....	10
III.1.5. Coefficient de poisson :.....	11
III.2. Les armatures.....	11
III.2.1 Armature de précontraintes :.....	11
III.2.2 Armatures passives :.....	11
Chapitre III : pré dimensionnement et calcul de charges et surcharge :	
I. Pré-dimensionnement :.....	13
I.1. pré dimensionnement de la poutre :.....	13
I.2. Caractéristiques géométrique des poutres :.....	14
I.2.1 Caractéristiques géométriques de la section brute.....	16
I.2.2 Caractéristiques géométriques de la section nette.....	18
II. Evaluation des charges et surcharges.....	19
II.1. types de charges :.....	19
II.1.1 Les charges permanentes (CP) :.....	19
II.1.2 Les charges complémentaires permanentes (CCP) :.....	19
II.1.3 Les surcharges ferroviaires :.....	19
II.2 calcul de charges :.....	19
II.2.1 calcul de charges permanentes (CP):.....	19
II.2.2 les charges complémentaires permanentes (ccp) :.....	21
II.2.3 Calcul de surcharges ferroviaires :.....	22

II.3 Groupes de charges :	25
II.4 combinaison de charges :	26

Chapitre IV : modélisation

I. Etude de la poutre.....	28
I.1 Elancée du théorème de barré (ligne d'influence)	28
I.2 Présentation du logiciel robot	28
I.3 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants	28
I-IV Conclusion	33
II. Etude du platelage.....	33
II.1 Etude de la flexion transversale	33
II.2 Etude de la flexion longitudinale	35
III. Etude à La torsion	36
III.1 Effet de la torsion	36

Chapitre V : Etude de la précontrainte

I. Historique.....	38
II. Dimensionnement de la précontrainte.....	38
II-1 précontrainte minimale.....	38
II.2 calcul du nombre de câble.....	39
II.3. vérification des sections.....	39
II.3.1 Vérification des contraintes à la mise en tension :.....	39
II.3.2 Vérification des contraintes en fibre supérieure :.....	40
II.3.3 Vérification des contraintes en fibre inférieur :.....	40
III. Le tracer des câbles.....	40
III.1 Tracé des câbles moyens fictif.....	40
III.2 Positionnement des câbles.....	40
III.3 Disposition des câbles.....	41
III-4 Câble moyen fictif :.....	44
III.5 Calcul des caractéristiques géométriques des sections nettes :.....	44
III-6 Fuseaux limites :.....	46
III.6.1 Fuseau limite de traction :.....	46
III.6.2 fuseau limite de compression :.....	47
IV. Les pertes de précontrainte :.....	47
IV.1 Les pertes instantanées :.....	47
IV.1.1 Perte par recul d'ancrage :.....	48
IV.1.2 Les pertes par raccourcissement instantané du béton :.....	50
IV.2 Les pertes différées :.....	51
IV.2.1 Pertes dues au retrait du béton « B.P.E.L 91 Art. 3.3.21 » :.....	51
IV.2.2 Pertes dues à la relaxation des câbles « Art 3.3.2.3 B.P.E.L » :.....	52
IV.2.3 Pertes dues au fluage « Art 3.3.2.2 B.P.E.L 91 » :.....	52
V. Conclusion :.....	53

Chapitre VI : calcule justificatifs des poutres

I. Justificatifs des contraintes normales	54
I.1 Justification à l'E.L.S :.....	54
I.1.1 Distance des armatures de précontrainte aux parements :.....	54
I.1.2 Les matériaux :.....	54
I.2 ferrailage passif longitudinal :.....	57
I.2.1 Armatures longitudinales de peau :.....	57
I.2.2 Armatures longitudinales dans les zones tendues :.....	57
I.2.3 Ferrailage passif transversal (Armature de talon) :.....	58
I.3 Justification à l'E.L.U :.....	58
II. Justificatifs des contraintes tangentiels :.....	61
II.1 Justification des contraintes à l'ELS :.....	61
II.1.1 Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant :.....	61

II.2 Justification à l'ELU	63
II.2.1 : Armatures transversales minimales :	63
II.2.2 : Justification des armatures transversales :	63
II.2.3 Justification des bielles de compression du béton :	64
II.2.4 Justification des armatures longitudinales	64
III. Etude de la zone d'about :	65
III.1 Zone d'appui simple d'about :	65
III.1.1 Justification de la bielle d'about :	65
III.1.2 Justification de l'équilibre du coin inférieur	67
III.1.3 Des justifications relatives à l'introduction des forces de précontraintes.	68
III.1.4 Equilibre de la zone de 1ère régularisation :	69
III.1.5 Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation :	69
III.1.6 Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure :	70

Chapitre VII : calcul des déformations

I. Introduction :	76
II. Calcule des flèches :	76
II.1 flèche dus au poids propres de la structure :	76
II.2 flèche dus aux surcharges :	76
II.3 Contre flèche de précontrainte :	76
III. Calcul des rotations :	78
III.1 rotations sous le poids propre:	78
III.2 rotations sous les charges:	78
III.3 rotations sous la précontrainte:	78
III.4 Rotation résultante :	78
IV. Calcul des déplacements d'appuis :	79
IV.1 déplacements dû à la rotation :	79
IV.2 déplacements dû au retrait :	79
IV.3 déplacements dû au fluage :	79
IV.4 déplacements dus à la variation de température :	79
V. Conclusion :	79

Chapitre VIII : étude sismique

I. Introduction	80
II. Critères de classification :	80
II.1 classification du pont :	80
II.2 action sismique :	80
II.2.1 Classification de la zone :	80
II.2.2 Coefficient d'accélération de zone :	80
II.2.3 Classification du site :	80
III. Calcule de la masse totale de la structure :	80
IV. Calcul de la raideur des éléments résistants $K_{culée}$ et K_{pile} K_{aa} :	80
V. Détermination des accélérations (spectre de réponse élastique) :	80
V.1 Composante horizontale : (sens longitudinal) :	80
V.1.1 Calcul du coefficient de correction de l'amortissement η (ξ) :	82
V.1.2 L'accélération :	82
V.2 Composantes verticales :	82
V.3 spectre de dimensionnement :	82
VI. Analyse spectrale monomodale (mode fondamental) :	82
VI.1 séisme longitudinale :	82
VI.1.1 calcule des forces	82
VI.1.2 calcule des déplacements :	82
VI.2 séisme transversale :	82
VI.3 séisme verticale :	82
VII. Combinaisons des réponses modales :	82

VII.1 combinaisons des composantes de l'action sismique :	82
VII.2 la combinaison la plus défavorable :	82
VIII. Conclusion :	82

Chapitre IX : équipements de pont

I. Appareils d'appuis :	88
I.1 Définition :	88
I.2 dimensionnement des appareils d'appuis :	88
I.3 Vérification :	89
I.3.1 Limitations de contraintes de cisaillements :	89
I.3.2 Distorsion :	89
I-3-3 Rotation :	89
I.3.4 conditions de non cheminement :	90
I.3.5 conditions de non glissement :	90
II. Joint Garde Ballast :	91
II.1 introduction :	91
II.2 Conclusion :	91
Conclusion générale	93

Introduction

Le développement économique d'un pays se réalise en réunissant plusieurs paramètres dont l'on trouve l'infrastructure de transport comme l'un des paramètres les plus déterminants car elle assure la liaison entre différents pôles économique et touristiques.

Aujourd'hui, avec la nouvelle stratégie économique de notre pays et vu l'augmentation considérable du nombre de véhicules dans nos réseaux routiers, le développement et élargissement de ce réseau pays et plus que nécessaire.

Dans cette optique, on est amené à en construisant et rénové l'ensemble du réseau national, dont notre projet fait partie.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usager, l'on distingue d'une part les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et d'autre part les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception.

Ce mémoire de fin d'étude, intitulé « **est principalement divisée en (09) chapitres** » :

Chapitre I : généralités

Dans ce chapitre on représente un bref historique des ponts et on cite quelques terminologies. Ensuite on va présenter quelques variantes et des critères de choix.

Chapitre II : présentation de l'ouvrage

Ce chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage en indiquant les données nécessaires pour sa conception.

Chapitre III : pré dimensionnement et calcul de charges et surcharge

Dans ce chapitre on procède à la définition et au calcul des charges et surcharges supportées par le pont.

Chapitre IV : modélisation

Ce chapitre est consacré à déterminer les efforts internes et l'étude du plâtrage.

Chapitre V : Etude de la précontrainte

Dans ce chapitre on exposera l'étude de la précontrainte avec le calcul des pertes de tensions et on termine le chapitre par le ferraillage des sections longitudinalement et transversalement.

Chapitre VI : calcul justificatifs des poutres

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

Chapitre VII : calcul des déformations

Dans ce chapitre on calcule les déformations.

Chapitre VIII : étude sismique

Dans ce chapitre on a fait une étude sismique du pont.

Chapitre IX : équipements de pont

Dans ce chapitre on exprimera le calcul des équipements de pont.

I. Historique et typologie

L'histoire des ponts est directement liée à l'histoire des matériaux et à l'histoire des hommes. Depuis les temps les plus reculés, les hommes ont toujours eu besoin, pour se déplacer, de franchir des obstacles et de traverser des rivières au début par de simples passages à gué, en utilisant des pierres naturelles. Puis, en choisissant et même en disposant intelligemment ces pierres formant linteaux, avant de devenir des poutres réalisées en matériau naturel [le bois]. En passant par les ponts de lianes (ancêtres des ponts à câbles), jusqu'à l'assemblage intelligent des pierres pour former des voûtes préluces aux ponts en arc modernes.

Les récentes évolutions des ponts sont directement liées à (Michel PLACIDI « cours de ponts ») :

- La mise au point de matériaux nouveaux : fer, fonte, acier, béton armé, béton précontraint, (apparition des matériaux composites)
- L'évolution des performances et de la maîtrise de ces matériaux : aciers à haute résilience, BHP, BFUP, ... etc.
- Le développement des méthodes et des moyens de calcul récents logiciels informatiques, calculs aux éléments finis,
- Le développement des méthodes de construction et l'amélioration de la performance des outils

Des formes nouvelles sont apparues et le choix du type de pont à construire est en fonction de :

- La voie de communication portée (pont routier, pont ferroviaire, passerelle, aqueduc, pont canal ou pont avion).
- La conception architecturale générale qui fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts à voûtes, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

II. Terminologies

Le ballast : c'est le lit de roches concassées sur lequel repose les traverses sur lesquelles sont fixés les rails.

Les traverses : servent à maintenir les rails à l'écartement normal et à répartir la charge que les rails reçoivent des essieux sur une surface suffisante de ballast pour ne pas dépasser une contrainte admissible

Rails : est une barre d'acier profilée. Deux files parallèles de rails mis bout à bout forment une voie ferrée. Ils reposent alors généralement sur des traverses pour conserver un écartement constant.

Garde-corps : c'est des dispositifs établis tous le long du tablier du pont ils sont utilisés pour assurer la sécurité des personnes

Caténaire : c'est un système de suspension de fils conducteurs servant à l'alimentation en courant des locomotives électriques.

Les quais : sont des voies aménagées tous le long des deux extrémités du pont pour assurer l'embarquement et le débarquement des passagers.

III. Choix de type d'ouvrage et justification

Quatre types de ponts peuvent être réalisés dans ce projet selon leur structure : le Pont en poutre-caisson en béton précontraint, Pont à poutres multiples en béton précontraint, Pont mixte acier-béton, Pont métallique. Des critères spécifiques conduisent pour chacune de ces types de pont à définir.

III.1. Définitions de quatre types des ponts

a. Pont en poutre-caisson en béton précontraint:

Le pont en poutre-caisson, de façon abrégée (le pont en caisson) est, comme son nom l'indique, un type d'ouvrage dont la rigidité à la torsion est assurée par un tablier constitué d'un ou plusieurs caissons creux. Permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 130 ou 140 m, mais dont le domaine d'emploi s'étend jusqu'à 200 m de portée principale. Le raidisseur en caisson est une structure

en béton précontraint. Sa section droite est rectangulaire ou trapézoïdale. Ce type de pont est couramment utilisé pour les franchissements autoroutiers ainsi que pour l'infrastructure de métro léger. Bien qu'ils soient à l'origine utilisés dans les ponts à poutre, les raidisseurs en caisson sont parfois aussi mis en œuvre dans d'autres types d'ouvrages d'art, comme les ponts à haubans.

Cette méthode consiste à ériger l'ouvrage symétriquement en porte à faux à partir des piles, par tranches successives appelées voussoirs, coulés en place ou préfabriqués, la stabilité étant assurée par la mise en tension successive des câbles de précontrainte, ancrés à l'extrémité de chaque voussoir.

✓ **Avantage :**

Les caissons offrent à section égale une meilleure résistance à la torsion, ce qui en fait une structure de choix pour les ponts courbes. En outre, on peut construire des caissons de taille importante, puisqu'un caisson bicellulaire permet d'utiliser des hourdis plus épais, donc plus résistants, possibilité qui donne par là-même accès à des portées plus importantes.

- le projet peut se réaliser dans la moyenne durée.
- la forme rectangulaire ou trapézoïdale des caissons ajoute un joli regard pour le pont.

✓ **Inconvénients :**

- nécessité de disposer d'un matériel adéquat pour l'exécution.
- Les caissons sont plus coûteux à la fabrication surtout dans les petites portées, et leur maintenance est plus délicate, parce qu'elle nécessite de faire intervenir les équipes d'entretien dans l'espace souvent réduit qu'offre l'intérieur du caisson.

b. Pont à poutres multiple en béton précontraint:

Les ponts à poutres précontraintes par post-tension, permettant de construire des viaducs à travées indépendantes (VIPP) de portées comprises entre 30 et 50 m latéral ou bilatéral. Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constante, qui sont solidarisiées entre elles par des entretoises. Les poutres sont le plus souvent parallèles et équidistantes. Elles comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi réalisées ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes.

✓ **Avantage :**

- Bon maitrise de la fabrication des poutres qui sont réalisées pendant la réalisation des fondations.
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le cout.
- L'axe à ce type d'ouvrage est facile pour l'entretien et la réparation.
- Permettant de faire travailler au mieux la matière.
- Le béton est toujours comprimé.

✓ **Inconvénients :**

- Ce type de pont ne présente pas une bonne esthétique.
- La hauteur importante des poutres et leur poids qui augment au fur et à mesure que leur portée augmente.

c. Pont mixte acier-béton:

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

✓ **Avantage :**

- Rapidité et simplicité de mise en œuvre.
- Possibilité de franchir de grandes portées avec une grande compétitivité.
- Simplicité d'usinage des poutres donc facilités d'exécution.

- Accessible pour faire l'entretien et la réparation.
- Il présente une bonne esthétique.

✓ **Inconvénients :**

- Faire l'entretien à chaque fois que l'acier se corrode donc perdre de l'argent durant toute sa durée de vie ce qui induit à diminuer l'économie.
- comparant au béton, l'acier est plus cher.

d. Pont métallique:

Un pont métallique est un pont dont la structure est réalisée en métal, à savoir en fer, en fonte ou en acier. Sa conception a considérablement évolué grâce à des progrès sidérurgiques, progrès des techniques d'assemblage, de fabrication et de montages, aussi grâce à l'affinement des calculs et la meilleure connaissance de la sécurité des constructions à l'ELS et l'ELU. Ces ouvrages sont appliqués aux grandes portées.

✓ **Avantage :**

- Excellant rapport poids performances.
- Rapidité d'exécutions.
- Précision dimensionnelles.
- Qualité architecturale.
- Il faut des visites périodiques et un entretien courants parce que sa risque la corrosion d'acier.
- Il est plus esthétique que les autres ponts grâce à la facilité de manipulé l'acier et le décoré, mais sans touché aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction).

✓ **Inconvénients :**

- Plus les portées sont petites plus le cout des cette construction augmente.

III.2. Critères de choix de l'ouvrage

Le choix se basera sur des critères techniques quantifiables :

- L'économie.
- L'entretien et la réparation.
- L'exécution des travaux.
- La durée d'exécution.
- Le cout d'étude et la réalisation.
- L'esthétique.

IV. Conclusion

Après toutes comparaisons faites on opte pour le pont à poutres multiples grâce a ces plusieurs avantages qui répond aux critères exigés.

I. Présentation et description de l'ouvrage :

I.1. Présentation du projet:

Ce projet de fin d'étude nous a été proposé par L'ANSERIF (Agence nationale d'études et de suivi de la réalisation des investissements ferroviaires), il consiste à étudier un pont ferroviaire à poutre multiple en béton précontrainte par post-tension. Ce pont se situe à NACIRIA ont relie les coordonnées topographique PK 25+666.230 et PK 25+841.530 afin de permettre le franchissement d'une voie d'accès à la gare et la déviation de l'OUDE CHENDER, ainsi que notre ouvrage fait partie du projet de modernisation de la ligne THENIA- TIZI OUZOU et son électrification jusqu' à OUDE AISSI.

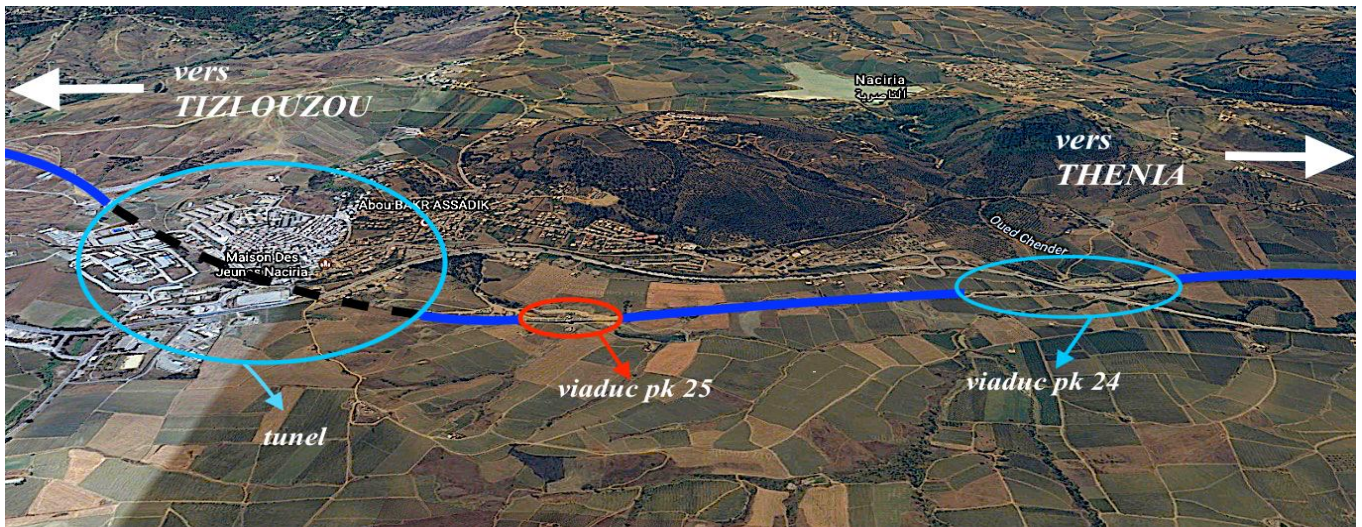


Figure II-1: plan de situation de l'ouvrage.

I.2. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage d'art qui fait l'objet de notre étude est un pont ferroviaire à poutre multiple en béton précontrainte par post-tension. Ce pont comporte 8 travées isostatiques et 9 poutres dans chaque travée dont la portée des poutres est de 22.00m, avec une hauteur des poutres de 1.60m et l'épaisseur de la dalle est de 0.25 m.

II. Données fonctionnelles :

Les données fonctionnelles à collecter pour dimensionner correctement l'ouvrage sont : Données relatives à la portée (le tracé en plan de la voie, le profil en travers, le profil en long, les charges d'exploitation (normales et exceptionnelles)) ; Données relative à l'obstacle franchi.

II.1. Données relatives à la portée :

II.1.1. Tracé en plan :

Le tracé en plan est l'un des éléments qui permet de caractériser la géométrie de l'axe de la voie portée. Il est constitué par la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé de la voie.

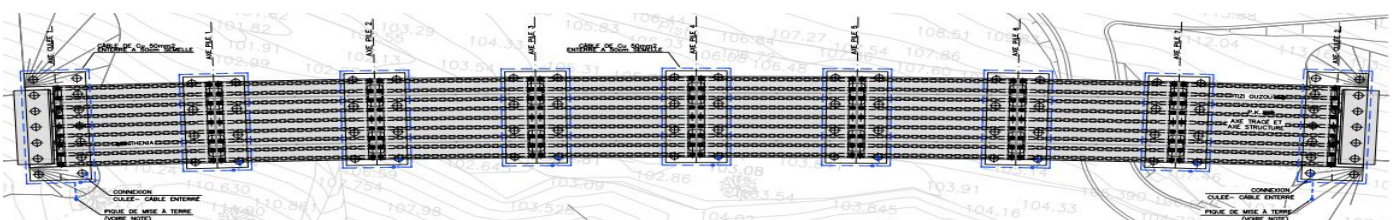


Figure II-2 : tracé en plan du pont.

II.1.2.Profil en long :

Le profil en long est une représentation plane de l'axe de l'ouvrage suivant un plan vertical contenant l'axe du tracé ; il détermine la configuration du terrain au droit de l'axe de l'ouvrage. Il présente une longueur de 176 m avec une pente longitudinale nulle.

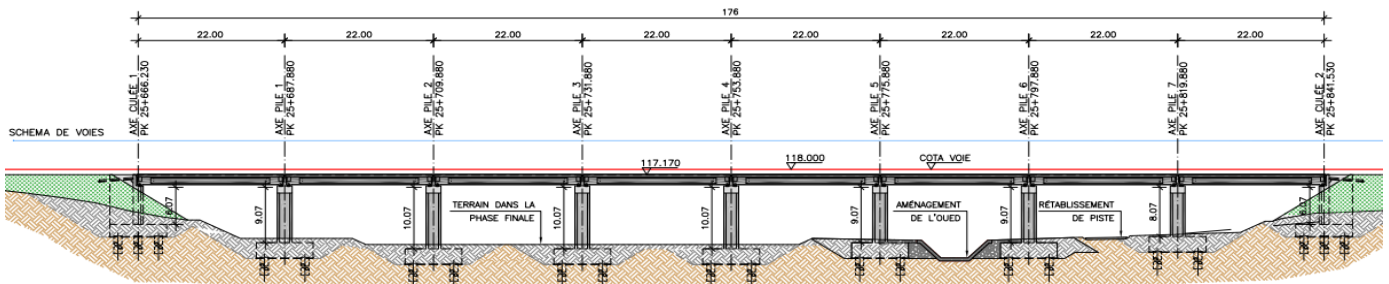


Figure II-3 : coupe longitudinale du pont.

II.1.3.Profil en travers :

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier (ex : l'élargir) si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage. Le profil en travers de notre chemin de fer est défini par :

- ❖ Nombre de voie : 2 voies.
- ❖ Largeur d'une voie : 4.50m.
- ❖ Largeur d'un trottoir : 3.15m.
- ❖ La largeur totale : 15.30m
- ❖ Le divers : 2.22 %

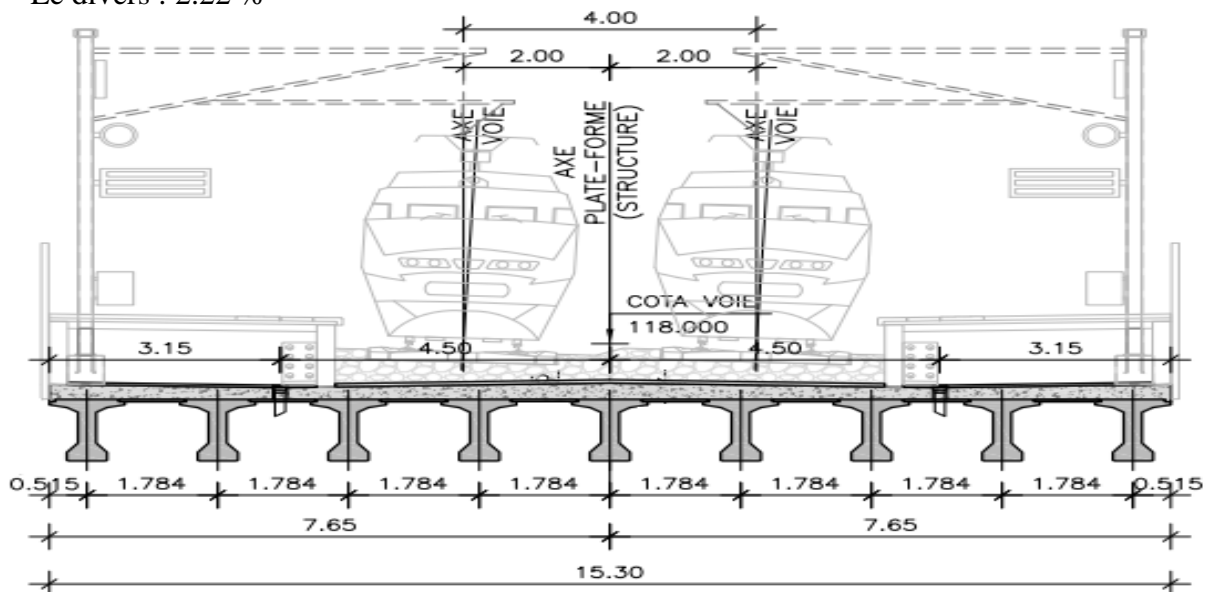


Figure II-4 : coupe transversale du pont.

II.1.4.Profil en élévation :

Le pont dispose de deux culées identiques et sept piles à hauteurs variables (10.09m, 9.09m, 8.09m).

a. La culée :

La définition des culées d'un ouvrage est une des étapes fondamentales dans l'étude d'un projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une vaste synthèse englobant :

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

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

Le rôle principal des culées est d'assurer la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), ils sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception : en cas de comportement défectueux, les remèdes rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnable surabondant et des formes aussi simples que possibles.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Pour notre projet ils ont optés pour une culée à mur de front (Remblai) (figure II.5), Les éléments qui la composent **sont donnés sur la figure II.5:**

1. Mur garde grève.
2. Mur frontal.
3. Semelle.
4. Dûs d'appui
5. Dalle de transition.
6. Corbeau
7. Butée de sécurité
8. Terrain naturel
9. Mur en retour
 - Matériaux de filtration (10)
 - Sol (11)
 - Remblai + Sol (12)
14. pieux.

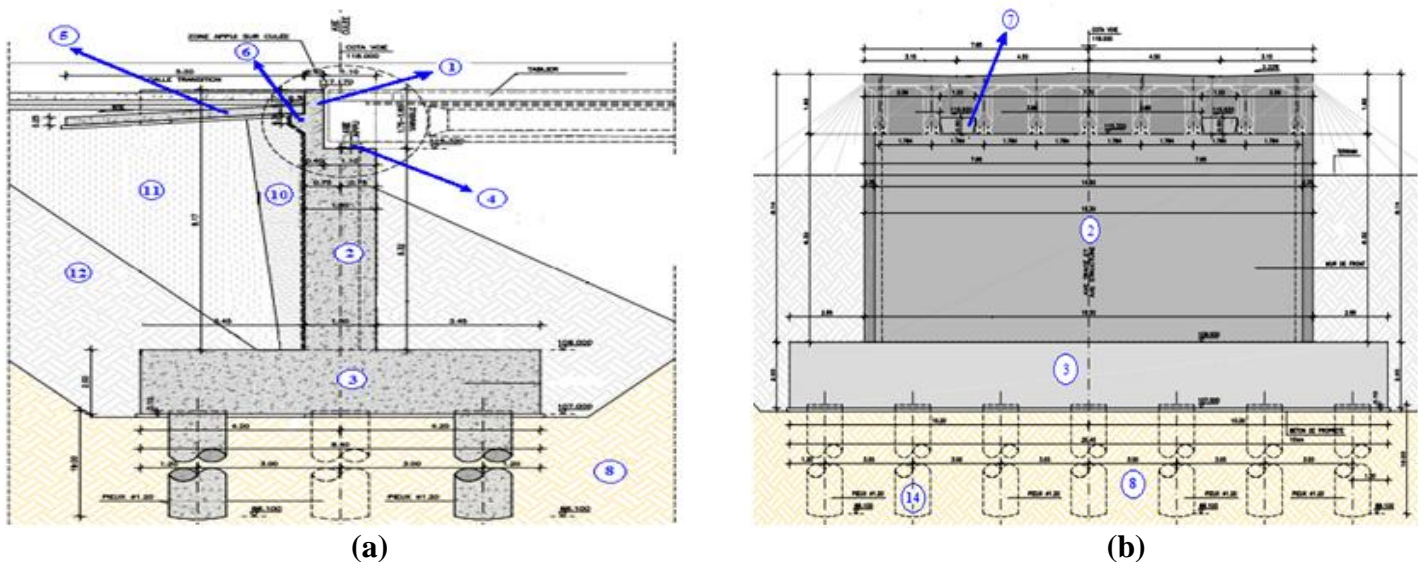


Figure II-5 : Coupe longitudinale (a) et transversale (b) de la culée

b. La pile :

La pile est une partie indissociable d'un pont, son rôle est primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier, selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, partiellement ou entièrement encastré afin de bien transmettre tous les charges revenant du tablier vers le sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux s'ils existent (en cas de fondations profondes).

La conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique ou terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- La nature du site (urbain ou rurale) afin d'assurer un certain esthétisme.
- Hauteur de la pile.
- Mode d'exécution des fondations

Les éléments qui composent la pile sont mentionnés sur figure suivante (figure II.6) :

1. Poutre chevêtre.
2. Les futs.
3. Semelle.
4. Pieux.
5. Butée de sécurité.
6. Dûs d'appuis.
7. Remblai.
8. Terrain naturel.

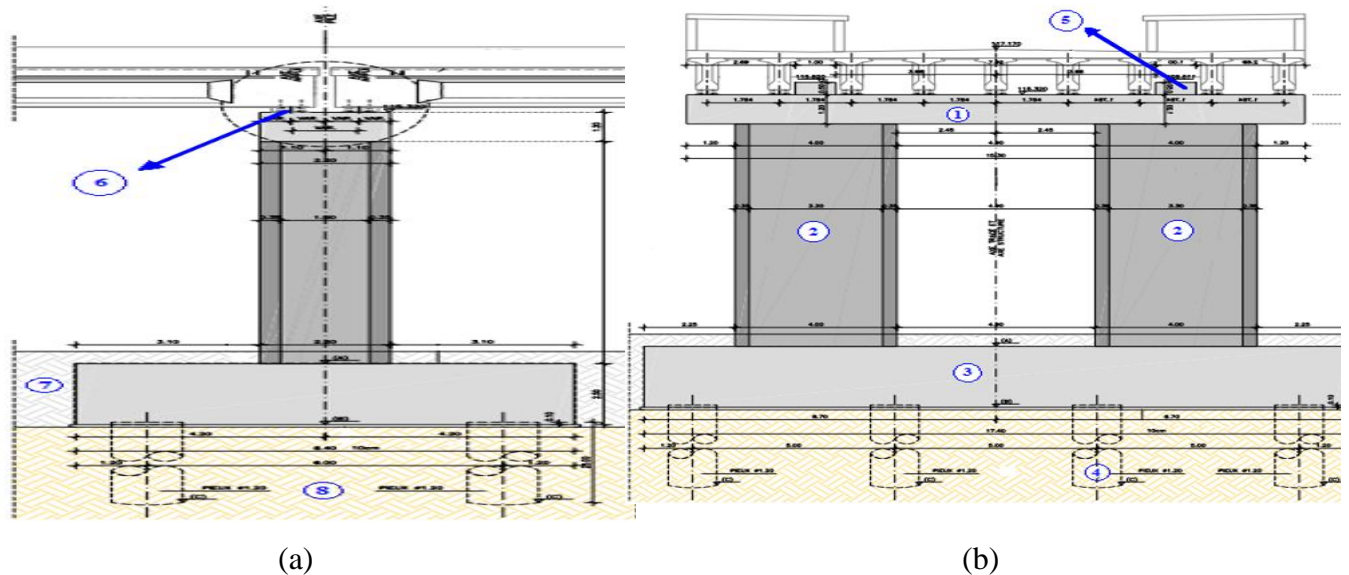


Figure II-6: Coupe longitudinale (a) et transversale (b) de la pile

II.2. Données relative à l'obstacle franchi :

C'est une grandeur associée aux véhicules routiers ou ferroviaires, elle dépend de l'obstacle à franchir. Elle a comme objectifs :

- ❖ Réaliser des appuis résistants.
- ❖ Donner suffisamment de liberté de mouvement au tablier.
- ❖ Prévenir des joints suffisamment ouverts.
- ❖ Réaliser une assise d'appuis suffisamment longue.
- ❖ Dimensionner les piles résistées aux efforts sismiques longitudinaux et transversaux.

Dans notre cas l'ouvrage étudié franchit deux obstacles qui sont :

- ❖ Une voie d'accès à la gare.
- ❖ Une déviation de l'OUDE CHENDER.

II-3. Données naturelles :

II.3.1. Données géotechniques :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

Elles doivent être forcément respectées et elles ne sont jamais connues de façon parfaite et complète. En particulier, pour connaître le sol de fondation, il faut faire des sondages aux emplacements des appuis.

Lorsque ces emplacements ne sont pas fixes à l'avance, il faut donc faire une hypothèse sur le type d'ouvrage, ce qui suppose que l'on ait déjà une idée des conditions de fondation.



Figure II-7 : les zones de forage

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

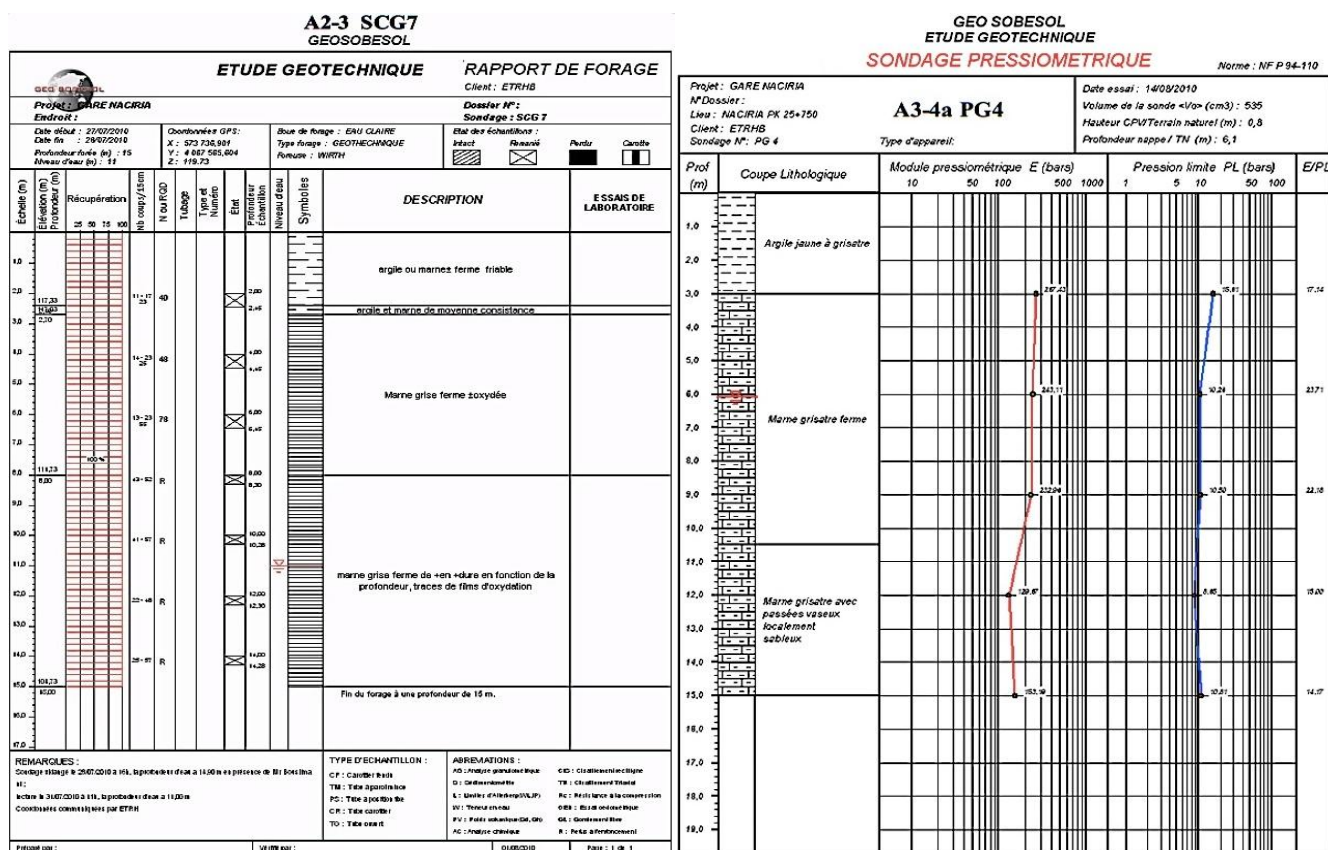


Figure II-8 : rapport de forage et les sondages pressiométriques

II.3.2. Données topographiques :

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

II.3.3. Les données hydrauliques :

Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau ou un canal, un certain nombre de renseignements sont nécessaires. En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace, et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution. Les principaux renseignements sont :

- Les P.H.E (Plus Hautes Eaux).
- Les P.B.E (Plus Basses Eaux).
- Le lit majeur et mineur

II.3.4. Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse en termes de déplacements, vitesses ou d'accélération.

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

La région d'Alger est classée comme une zone à forte sismicité selon le règlement parasismique Algérien.

L'effort sismique est considéré comme une action accidentelle qui peut induire les désordres suivants :

- Chute du tablier.
- Endommagement des appuis.
- Endommagement des joints du tablier.
- Endommagement des piles.

III. Caractéristiques des matériaux :

En matière de génie civil (acier, béton) le choix de matériaux a une importance primordiale, lors de la conception et le calcul d'un pont, on donne ici les caractéristiques des différents matériaux qui ont été utilisés. On distingue trois matériaux de construction dans la construction de l'ouvrage :

- Le béton
- Les armatures.

III.1. Le béton :

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- Il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque
- Il compatible avec d'autres matériaux spécialement l'acier
- Il a une bonne durabilité
- Il a des caractéristiques mécaniques intéressantes

Le béton est par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " f_{c28} " elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " f_{tj} ". Le BPEL et BAEL donne les relations suivantes à prendre dans le calcul :

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4.73 + 0.83j} \times F_{c28} & \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ F_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times F_{c28} & \text{pour } F_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad [\text{MPa}]$$

III.1.1. La résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression en 28 jours d'âge, qui sera noté par le symbole « f_{c28} », donc : Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$. La valeur choisie pour chaque béton est en fonction de la nature et de l'emplacement de l'élément

- $f_{c28} = 45 \text{ MPa}$ pour les poutres
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ pour les dalles du tablier diaphragme piles culées poutre cheville et pieux.

III.1.2. La résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression dans laquelle f_{cj} et f_{tj} sont exprimées en MPa :

$$f_{t28} \begin{cases} 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 45 = 3.3 \text{ MPa} \\ 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 35 = 2.7 \text{ MPa} \end{cases}$$

III.1.3. Contraintes admissibles (selon BAEL91rev99):

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

- **Contrainte admissible à la compression (E.L.U):**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

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

Avec : θ : Coefficient dépendant de la durée d'application de la sollicitation :

- $\theta = 1$ $t \leq 24 \text{ h}$
- $\theta = 0.9$ $1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$
- $\theta = 0.85$ $t \leq 1 \text{ h}$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

- 1.50 Situation durable et transitoire
- 1.15 Situation accidentelle

- **Contrainte admissibles à la compression (E.L.S) :**

- $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{28}$ En construction
- $\bar{\sigma}_b = 0.5 f_{28}$ En service

III.1.4. Déformation du béton:

➤ Déformation longitudinale du béton E :

On définit deux modules de déformation pour le béton donné par les règles **B.P.E.L** comme suit :

- **Module de déformation instantanée E_{ij}** (courte durée < 24h)

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

- **Module de déformation différée (retrait ; fluage) E_{vj}** (longue durée >24h) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]}$$

✓ Déformation transversale du béton G :

Elle est donnée par la formule suivante:

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

III.1.5. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative Longitudinale et transversale.

$$\nu = (\Delta t/t) / (\Delta l/l)$$

Avec :

ν : représente le coefficient de poisson.

a : cote de l'élément considère.

l : longueur de l'élément considère.

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

- $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré. (E.L.S)
- $\nu = 0,00$ pour un béton fissuré. (E.L.U)

III.2. Les armatures

Les armatures utilisées dans les ouvrages en béton précontrainte sont de deux natures différentes :

- Les armatures de précontrainte ou bien les aciers actifs
- Les armatures passives

III.2.1. Armature de précontraintes :

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

- Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans Aucune sollicitation extérieure.

- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

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

$$P_0 = (0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg})$$

Les aciers actifs ont été classés par :

- Catégories : fils barre et toron
- Classe de résistance

L'on utilise des câbles ayant les caractéristiques suivantes :

➤ Caractéristiques géométriques

Nature de l'armature TORONS 7 fils « standard »

Diamètre nominal $\varnothing = 6.7 \text{ mm}$ 0.6 pouce T15

Section nominal $S = 973 \text{ mm}^2$

Poids nominal $P = 1.091 \text{ Kg / m}$

Diamètre de la gaine :

- $\varnothing_{\text{ext}} = 67 \text{ mm}$
- $\varnothing_{\text{Int}} = 60 \text{ mm}$

➤ Caractéristiques mécaniques

Contrainte de rupture garantie : $F_{prg} = 1770 \text{ MPa}$

Contrainte limite élastique garantie : $F_{peg} = 1583 \text{ MPa}$

Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$

Relaxation à 1000h : $\rho_{1000} = 2,5 \%$

Module d'élasticité de l'acier :

- $E_p = 190\,000 \text{ MPa}$ pour les torons
- $E_p = 200\,000 \text{ MPa}$ pour les barres et les fils

III.2.2. Armatures passives :

Les armatures passives par opposition aux armatures actives de précontrainte sont des armatures comparables à celle de béton armé. On retrouve ainsi :

- Des armatures de traction pour la zone tendue de béton en classe II et III.
- Des armatures de peau et de montage

Les armatures utilisées sont de nuance FeE500 avec :

- Sa limite élastique égale à 500 MPa
- Un module d'élasticité longitudinale $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$

➤ Contrainte limite

ELU : la contrainte admissible à la compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_{t2}}{\gamma_s}$$

Avec : γ_s : coefficient de sécurité

ELS : la contrainte admissible de traction est donnée par les expressions suivantes :

Fissuration peu nuisible :

$$\sigma_s \leq \frac{f_{t2}}{\gamma_s}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right)$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{1}{2} f_{te} ; 90 \sqrt{f_{t28}} \right)$$

Avec : n : Coefficient de fissuration qui a pour valeur :

$n = 1,6 \rightarrow$ pour les aciers de haute adhérence

$n = 1 \rightarrow$ pour les aciers ronds lisses

I. Pré-dimensionnement

I.1. Pré dimensionnement de la poutre

- **Hauteur**

La hauteur ht admissible pour la poutre est telle que :

$$\frac{L}{20} - 0.2 \leq ht \leq \frac{L}{20} + 0.5$$

Cette lois est valable pour les ponts a poutres avec $L \geq 20$ m dans notre cas : **L=21.8 m**

$$\frac{21.8}{20} - 0.2 \leq ht \leq \frac{21.8}{20} + 0.5 \rightarrow 0.90 \leq ht \leq 1.60$$

On prend alors **L= 1.60 m**

- **Membrure supérieurs « table de compression »**

La largeur de la membrure supérieure doit vérifier la condition suivante

$$b \geq 0.5ht \rightarrow b \geq 0.5 \times 1.30 = 0.8 \text{ m}$$

On prend **b = 1.13 m**

- **Talon**

Les dimensions du talon sont fonction de nombre de câbles à loger sa largeur doit suffire pour loger tous les câble

- Sa largeur « b_t » est comprise entre 40 et 70 cm. On pend **bt= 65 cm**
- Sa hauteur « ht » est comprise entre 10 et 20 pour permettre un bon bétonnage.

On prend **ht = 18 cm**

- **Epaisseur de l'âme b_0**

Pour la section médiane : l'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et permettre la bonne mise en place du béton. Elle est calculée avec l'équation suivante

$$b_0 \geq \frac{ht}{36} + 6 + \phi_{gaine} (ext)$$

$$\text{Pour } ht = 1.60\text{m } b_0 \geq \frac{160}{36} + 6 + 6.7 = 17.144 \text{ cm}$$

On prend **b₀ = 35 cm**

- **Le gousset de jonction entre le talon et l'âme**

Elle doit avoir une pente suffisante pour assure un bon bétonnage du talon. Cette dernière doit satisfaire l'expression

$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2hg}{bt - b_0} \leq \frac{3}{2}$$

h_g : hauteur de gousset ; $b_t = 60 \text{ cm}$; $b_0 = 35 \text{ cm}$

$$\frac{bt - b_0}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2} \times \frac{bt - b_0}{2} \rightarrow \frac{65 - 35}{2} \leq hg \leq \frac{3}{2} \times \frac{(65 - 35)}{2}$$

$$15 \leq hg \leq 22.51$$

$$\tan \varphi = \frac{h_g}{b_t - b_0} = \frac{2 \times 20}{60 - 18} = 0.952 \leq 1.5$$

On prend **hg = 20cm**

- **Le gousset de jonction entre la table de compression et l'âme**

C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixe entre 45° et 60°: $45^\circ < \alpha < 60^\circ$

$$\alpha_1 = 12.90^\circ \quad e_1 = 5.5 \text{ cm}$$

$$\alpha_2 = 45^\circ \quad e_2 = 10 \text{ cm}$$

• Epaisseur du hourdis:

Dans notre cas, le hourdis est en béton armé, sans entretoises intermédiaires, il jouera donc un rôle d'entretoisement transversal et va servir comme une dalle de couverture dont l'épaisseur est :

$$h \geq \frac{\lambda}{15}$$

Distance entre axe des poutres et égale à 1.784 m $h \geq \frac{178.4}{15} \Leftrightarrow h \geq 11.893 \text{ cm}$

On prend **h = 25 cm**

I.2. Caractéristiques géométrique des poutres

Notation :

(Δ) : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section Considérée par rapport à l'axe (Δ)

I_Δ : Moment d'inertie de la section considérée par rapport à (Δ).

$$I_{\Delta} = I_0 + B \times Z^2$$

I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B}$$

S_Δ : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

$$S_{\Delta} = B \times Z$$

I₀ : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité

- Pour une section triangulaire

$$I_0 = \frac{bh^3}{36}$$

- Pour une section rectangulaire

$$I_0 = \frac{bh^3}{12}$$

V V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre

$$V = h - V' ; V' = \frac{S_{\Delta}}{B} \quad R : \text{Rayon de giration, avec } r^2 = \frac{I_G}{B}$$

ρ : Rendement géométrique de la section, avec :

$$\rho = \frac{I_G}{B \times V \times V'}$$

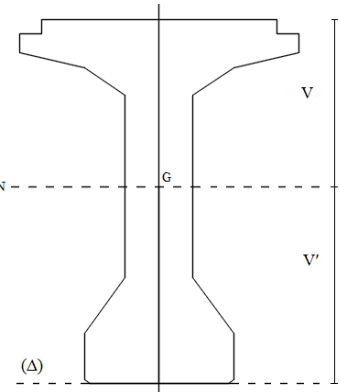


Figure III.1 : Coupe transversal d'une poutre et les notations utilise

- **Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis**

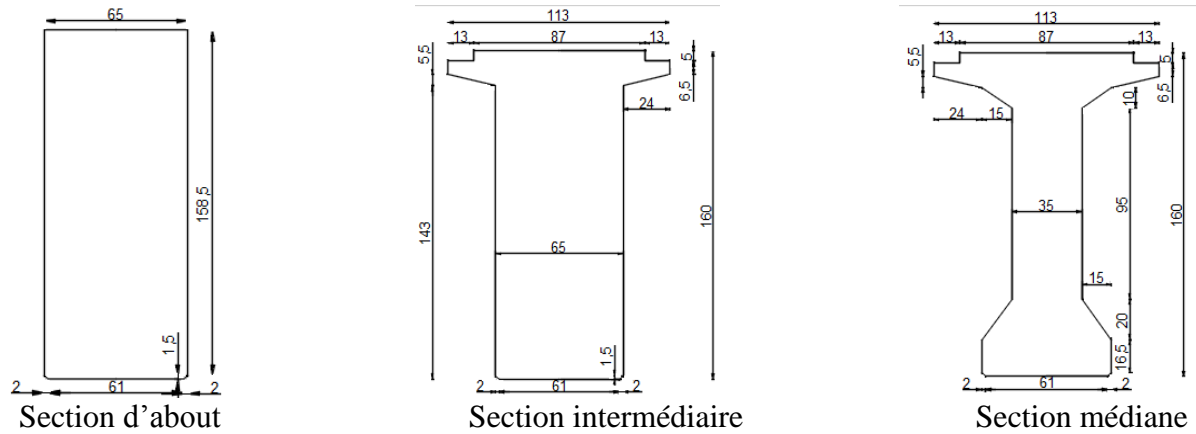


Figure III. 2 : Caractéristiques géométriques de la poutre sans hourdis

- **Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis**

Poutres intermédiaire :

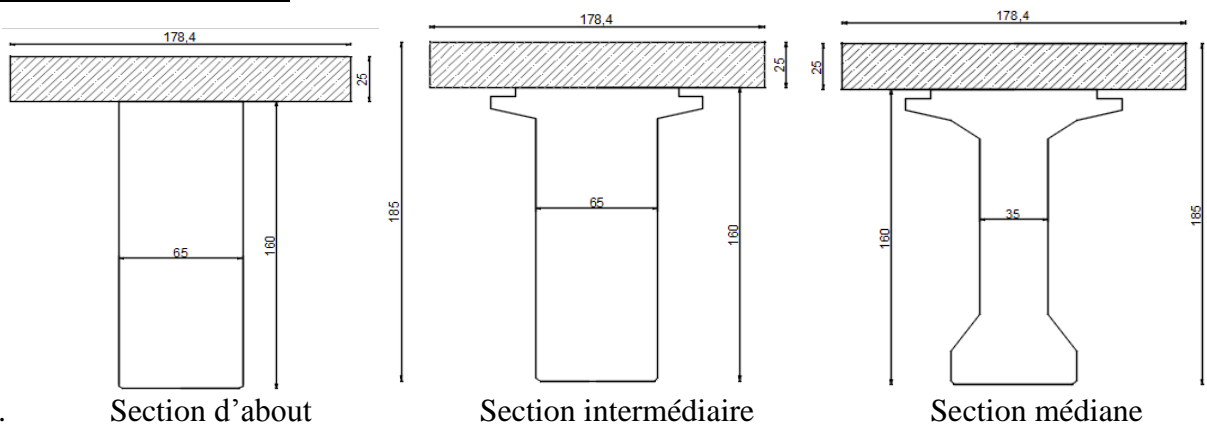


Figure III.3 : Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis

Poutres de rive :

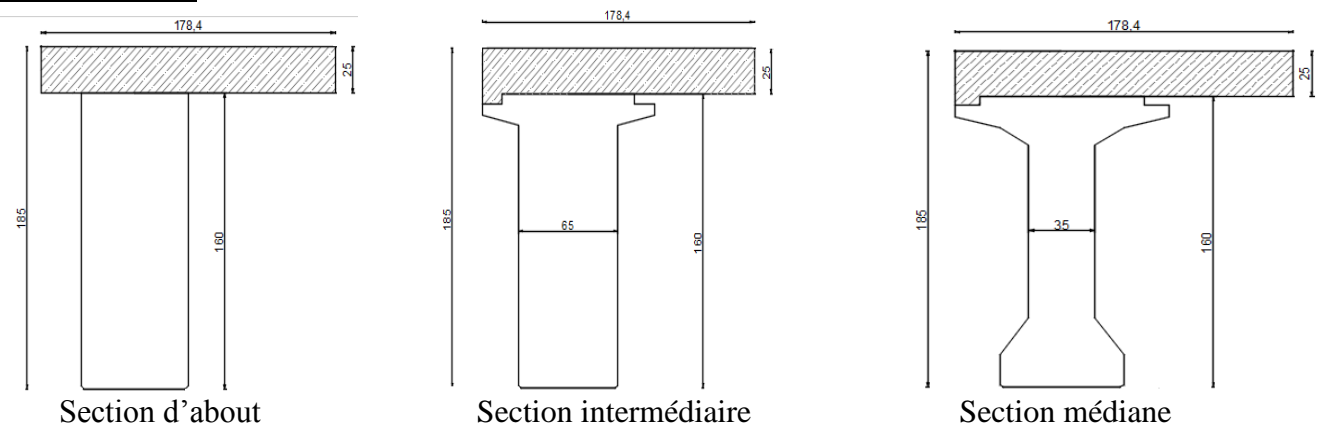


Figure III.4 :Caractéristiques géométriques de la poutre de rive avec hourdis

I.2.1.Caractéristiques géométriques de la section brute

a. Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis

Section d'about :

	b (cm)	h (cm)	A (cm ²)	Z (cm)	I (cm ⁴)	S _A (cm ³)	Z' (cm)	I _A (cm ⁴)
(1) x 1	65	158,5	10302,5	80,75	21568498,39	831926,875	106,676	88746594
(2) x 1	61	1,5	91,5	0,75	17,15625	68,625	1	68,625
(3) x 2	2	1,5	3	1	0,375	3	1,125	3,375
Σ	/	/	10397	/	21568515,92	831998,5	/	88746666
I_G(cm⁴)		V(cm)		V2(cm)		r²(cm²)		P(%)
22167700,07		80,03		79,97		2132,1247		33

Tableau III.1 : Calcule des caractéristiques de la section d'about

Section intermédiaire :

	b (cm)	h(cm)	A(cm ²)	Z(cm)	I ₀ (cm ⁴)	S _A (cm ³)	Z'(cm)	I _A (cm ⁴)
(1) x 1	87	5	435	157,5	906,25	68512,5	157,513	10791625
(2) x 1	113	6,5	734,5	151,75	2587,052	111460,375	151,773	16916698
(3) x 1	65	147	9555	75	66610172,25	716625	99,01	70953041
(4) x 1	61	1,5	91,5	0,75	17,156	68,625	1	68,625
(5) x 2	24	5,5	132	146,667	221,833	19360,044	114,687	2839701,4
(6) x 2	2	1,5	3	1	0,375	3	1,125	3,375
Σ	/	/	10951	/	17209897,92	916029,544	/	101501138
I_G(cm⁴)		V'(cm)		V(cm)		r²(cm²)		ρ(%)
24877073,56		83,648		76,352		2271,6714		35

Tableau III.2 : Calcule des caractéristiques de la section intermédiaire

Section médiane :

	b (cm)	h (cm)	A(cm2)	Z(cm)	I ₀ (cm ⁴)	S _A (cm ³)	Z'(cm)	I _A (cm ⁴)
(1) x 1	87	5	435	157,5	906,25	68512,5	157,513	10791625
(2) x 1	113	6,5	734,5	151,75	2586,052	111460,375	151,773	16916698
(3) x 1	65	5,5	357,5	145,75	901,198	52105,625	145,767	7595296
(4) x 1	35	125	4375	80,5	5696614,583	352187,5	96,675	34047708
(5) x 1	65	16,5	1072,5	9,75	24332,344	10456,875	12,076	126286,88
(6) x 1	61	1,5	91,5	0,75	17,159	68,625	1	68,625
(7) x 2	24	5,5	132	146,667	5989,5	19360,044	146,684	2839812,3
(8) x 2	15	10	150	139,667	833,333	20950,05	139,726	2927280,6
(9) x 2	15	20	300	24,667	6666,667	7400,1	26,018	192538,27
(10) x 2	2	1,5	3	1	0,375	3	1,1875	3,5625
Σ	/	/	7651	/	5738847,458	642904,694	/	75437318
I_G(cm)		V'(cm)		V(cm)		r²(cm)		ρ(%) (cm)
21481980,83		73,976		76,023		2807,735		44

Tableau III.3 : Calcule des caractéristiques de la section médiane

b. Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis

Poutre intermédiaires

	Désignation	Dimension	A(cm ²)	Z(cm)	S _A (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
section d'about	poutre	/	10397	/	831998,5	21568516	88746666
	hourdi	178,4 x 25	4460	172,5	769350	232291,67	132945167
	poutre + hourdit	/	14857	/	1601348.5	21800808	179926564
section intermédiaire	poutre	/	10951	/	916029,54	17209898	101501138
	hourdi	178,4 x 25	4460	172,5	769350	232291,67	91179898
	poutre + hourdit	/	15411	/	1685379,5	17442190	192681036
section médiane	poutre	/	7651	/	642504,69	5738847,5	75437318
	hourdi	178,4 x 25	4460	172,5	769350	232291,67	91179898
	poutre + hourdit	/	12111	/	1279392,7	5971139,1	166617216

	I _G (cm ⁴)	V'(cm)	V(cm)	r ² (cm ²)	ρ(%)
Section d'about	49091911.77	107.78	77.22	3304.29	40
Section intermédiaire	50129633.93	109.36	75.64	3252.84	39
Section médiane	43793789.99	103.64	81.36	3616.03	43

Tableau III.4 : Calcule des caractéristiques de la poutre intermédiaire avec hourdi

Poutres de rives :

	Désignation	Dimension	A(cm ²)	Z(cm)	S _A (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _A (cm ⁴)
Section d'about	Poutres	/	10397	/	831998,5	21568516	88746666
	Hourdis	178.4x25	4460	172.5	769350	232291,67	91179898
	Poutre + Hourdis	/	14857	/	1601348.5	21800808	179926564
Section intermédiaire	Poutres	/	10951	/	916029,54	17209898	101501138
	Hourdis	178.4x25	4460	172.5	769350	232291,67	91179898
		13x5	65	157,5	10237.5	135.416	1612541.66
	Poutre + Hourdis	/	15467	/	1695617.04	17442325.09	194293577.7
Section médiane	Poutres	/	7651	/	642504,69	5738847,5	75437318
	Hourdis	178.4x25	4460	172.5	769350	232291,67	91179898
		13x5	65	157,5	10237.5	135.416	1612541.66
	Poutre + Hourdis	/	12177	/	1422092.19	5971274.586	168229757.7

	I _G (cm ⁴)	V'(cm)	V(cm)	r ² (cm ²)	ρ(%)
Section d'about	40718207.51	89.735	95.265	2740.582	32
Section intermédiaire	34316357.84	98.037	86.963	2365.258	28
Section médiane	30205522.98	102.269	82.731	2688.879	32

Tableau III.5 : calcule des caractéristiques de la poutre de rive avec hourdis

I.2.2.Caractéristiques géométriques de la section nette

La section nette s'obtient en déduisant la section des câbles de la section brute, elle est calculée forfaitairement en déduisant les valeurs suivantes :

- $B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 5\% B \text{ (brute)} = 95\% B \text{ (brute)}$
- $S\Delta \text{ (nette)} = S\Delta \text{ (brute)} - 8\% S/\Delta \text{ (brute)} = 92\% S\Delta \text{ (brute)}$
- $I\Delta \text{ (nette)} = I\Delta \text{ (brute)} - 10\% I/\Delta \text{ (brute)} = 90\% I\Delta \text{ (brute)}$

			A(cm ²)	S _Δ (cm ³)	I _Δ (cm ⁴)	IG(cm ⁴)	V'(cm)	V(cm)	r ² (cm ²)	ρ(%)
Poutres seul	De rives et intermédiaires	Médiane	7268.45	591104.32	67893586	19822220.53	81.33	78.67	2727.159	42
		Intermédiaire	10403.45	842747.18	91351025	23083015.62	81	79	2218.7847	35
		About	9877.15	765438,62	79871999	20553645	77,49	82.51	2080,928	32
Poutres +hourdis	Intermédiaire	Médiane	11505.45	1298906.3	187544236	40904371.81	100.76	84.34	3555.217	39
		Intermédiaire	14640.45	1550549.2	211001674	46785221.45	105.90	79.09	3195.614	28
		About	14114.15	1473240.6	199522649	45745204.08	104.38	80.62	3241.088	41
	De rives	Médiane	11568.15	1308324.82	151406781.9	24389707.44	103.09	81.91	2108.348	25
		Intermédiaire	14693.63	1559967.67	194293577.7	28677652.20	106.16	78.84	1951.706	23
		About	14114.15	1473240.6	199522649	45745204.08	104.38	80.62	3241.088	32

Tableau III.6 : Caractéristiques géométrique des sections nettes

II. Evaluation des charges et surcharges

Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables. Dans ce chapitre on procède au calcul des charges et surcharges que le tablier doit supporter car il a une fonction porteuse

II.1. Types de charges

Les charges et les surcharges agissants sur le pont sont classées en trois catégories suivantes :

- Les charges permanentes (CP)
- Les charges complémentaires permanentes (CCP)
- Les surcharges ferroviaires.

II.1.1. Les charges permanentes (CP)

Elles concernent toutes les charges qui restent invariables durant toute la vie de l'ouvrage, elles sont constituées :

- Des éléments porteurs : poids propre de tablier (poutres, entretoises, amorces, hourdis).
- Des éléments non porteurs: la superstructure qui est constituer à son tour de (trottoirs, garde-corps, glissières, revêtement, étanchéité et Caténaire).

II.1.2. Les charges complémentaires permanentes (CCP)

Ces charges contiennent :

- Le ballastage.
- Les voies (rail) et traverses.
- Structures quais.
- Etanchéité.
- Les garde-corps.
- Caténaire.

II.1.3 Les surcharges ferroviaires

- Effet statique
- Effet dynamique

II.2. Calcul des charges

- Masse volumique du béton :

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3.$$

II.2.1 calcul des charges permanentes (CP)

a. Les poutres

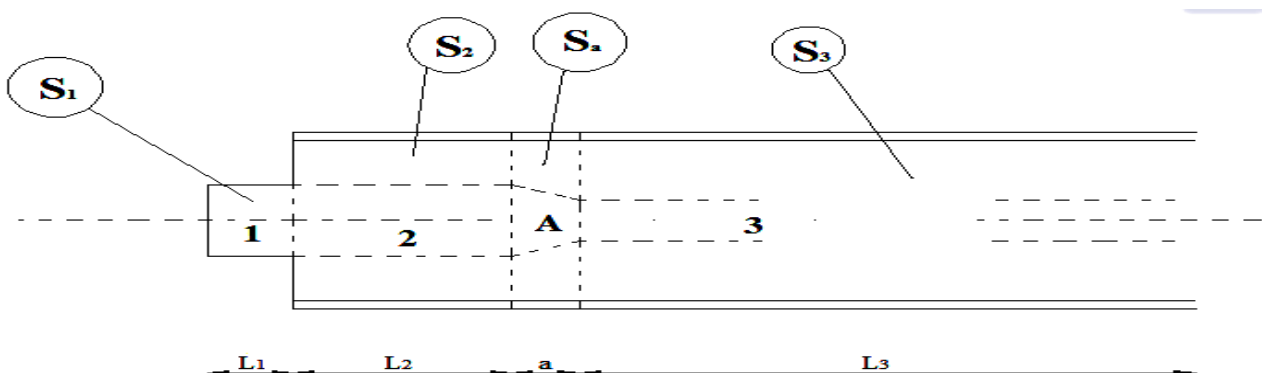


Figure III-5 : Vue en plan d'une poutre et ses sections.

• **Le poids propre total de la poutre :**

$$P_{\text{totale}} = P_{\text{about}} * 2 + P_{\text{intermédiaire}} * 2 + P_{\text{partie A}} * 2 + P_{\text{médiante}}$$

Avec :

$$S_a = \frac{S_2 + S_3}{2}$$

$$P_i = S_i * L_i * \gamma_b$$

les parties	partie 1	partie 2	partie A	partie 3	poutre complète (t)
Si (m ²)	1,0397	1,0951	0,9301	0,7651	/
Li (m)	0,675	1,4375	0,4	16,775	21,8
Pi (t)	1,49456875	3,661740625	0,9301	32,08638125	44,2592
Pi (t/ml)	/	/	/	/	2,068186916

Tableau III-7 : Le poids des différentes parties de la poutre.

b. Dalle, pré-dalle et clés de cisaillement :

Nous avons 7 dalles identiques et sur chaque dalle y a deux clés de cisaillement qui sont des dispositifs assurant le non déplacement transversale des dalles en cas de séisme. Et aussi on a des pré-dalles entre les poutres qui assurent le non déplacement des poutres.

Les caractéristiques de ses éléments sont :

$L_d = 21.80\text{m}$; longueur de la dalle.

$l_d = 15.30\text{m}$; largeur de la dalle.

$d_1 = 1.784\text{ m}$; largeur de la dalle qui revient à chacune des poutres 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8.

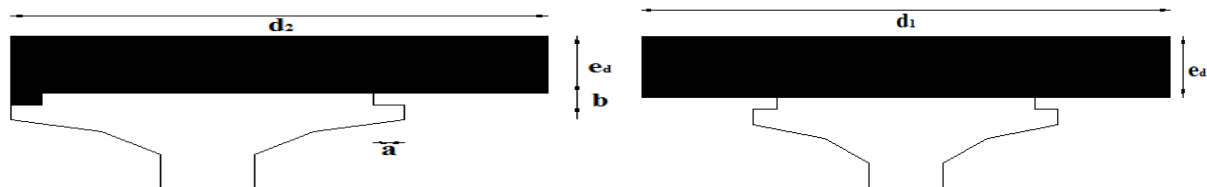
$d_2 = 1.407\text{ m}$; largeur de la dalle qui revient à chacune des poutres 1 et 9.

$e_d = 0.25\text{ m}$; épaisseur de la dalle.

$L_{\text{pré}} = 0.914\text{m}$; longueur des pré-dalles.

$e_{\text{pré}} = 0.05\text{m}$; épaisseur de la pré-dalle.

$a = 0.13\text{m}$; $b = 0.05\text{m}$.



Poutre centrale.

Poutre de rive.

Figure III-6 : Dimension de la dalle revenant aux poutres.

Avec :

$$P_i = V_i * \gamma_b$$

V_i : le volume.

Eléments	longueur (m)	largeur (m)	épaisseur(m)	le poids(t)	Le poids t/ml
poutres de rive.	21,8	1,407	0,25	19,170375	0.879375
poutres médiane	21,8	1,784	0,25	24,307	1.115

Tableau III-8 : Poids propres de la dalle qui revient aux poutres de rives et intermédiaires.

éléments	longueur(m)	largeur (m)	épaisseurs (m)	le poids (t)	le poids (t/ml)
la dalle	21,8	15,3	0,25	208,4625	9.5625
les pré-dalles	20.25	0.914	0,05	2.3135625	0.11425
culé de cisaillement	2,42	2,1	0,59	7,49595	0.343850917

Tableau III -9 : les poids propres des composantes du tablier

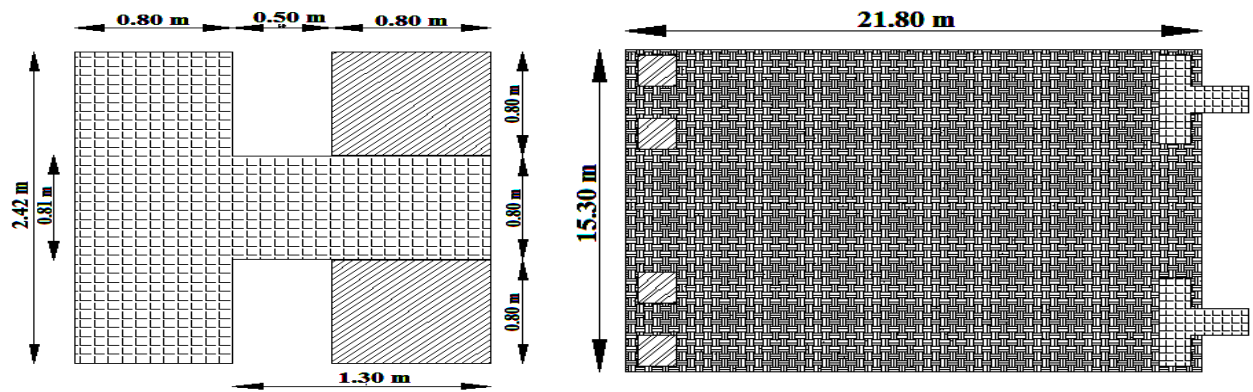


Figure III-7 : La dalle et la clé de cisaillement.

Eléments	poutre	dalle	Pré-dalle	clé de cisaillement	$\Sigma(CP)$
nombre	9	1	8	2	/
le poids total (t/ml)	18.61368224	9,5625	0,914	0,687701835	<u>29.77788408</u>

Tableau III-10 : les charges permanentes.

II.2.2. Les charges complémentaires permanentes (ccp)

On a :

- **Le ballaste :**

Il a pour rôle de transmettre les efforts engendrés par le passage des trains au sol naturel et amortir les vibrations, sans que celui-ci ne se déforme par tassement. Le rôle du ballast est aussi d'enclâsser les traverses afin d'assurer une résistance aux déformations longitudinales.

L'épaisseur minimal du lit du ballaste est de 30 cm.

- **Les traverses :**

Sur une ligne de chemin de fer, la distance entre deux files de rails parallèles, mesurée entre les bords intérieurs des champignons des rails. Elle est, en générale, en Algérie et dans de nombreux pays européens, de 1.435 m ainsi que la longueur varie entre 2.24m à 2.5m et le poids de 245kg à 280kg.

Il existe 2 types de traverses :

- Traverses monobloc
- Traverses bi-bloque

Dans notre cas on a utilisé des traverses bi-bloque :

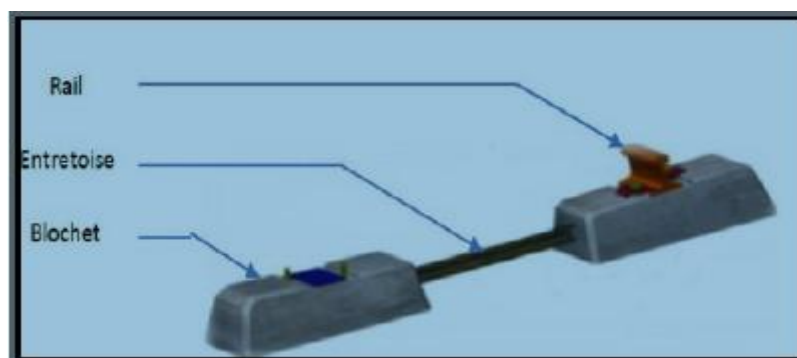


Figure III-8 : Traverse a bi-bloque.

- **Les rails :**

La voie est constituée de longs rails Vignole soudés de type UIC 54

Caractéristiques géométriques du rail **UIC 54**:

- Hauteur $H = 159\text{mm}$
- Largeur de table de roulement $l = 70\text{mm}$

- Epaisseur de l'âme $E=16\text{mm}$
- Largeur du patin $L=140\text{mm}$
- Poids métrique $P=54.430\text{kg}$
- Section $F=69.34\text{ cm}^2$
- Moment d'inertie par rapport à l'axe neutre (horizontale) $I_x = 2346\text{cm}^4$
- Moment d'inertie par rapport à l'axe vertical $I_y = 417.5\text{cm}^4$
- Moment de résistance par rapport :
- Au champignon : $W_{xk} = 279.3\text{cm}^3$
- Au patin $W_{xf} = 312.8\text{ cm}^3$
- A l'axe vertical y-y : $W_y = 59.6\text{ cm}^3$

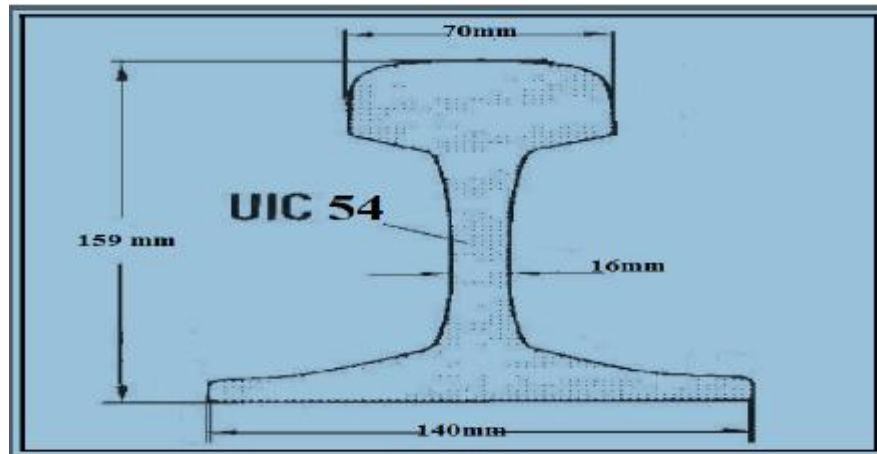


Figure III-9 :Rail Vignole type UIC54.

$e_{\text{couche bitume}} = 0.01\text{m}$;

$e_{\text{béton}} = 0.06\text{m}$;

$\gamma_{\text{bitume}} = 2.2\text{ t/m}^3$;

$\gamma_{\text{ballaste}} = 1.8\text{ t/m}^3$;

$l_d=15.30\text{m}$;

Avec :

$Q_i = V_i * \gamma_i$

V_i : le volume.

Epaisseur de la couche protectrice en enrobé bitumineux sous ballaste.

Epaisseur de la couche du béton de protection d'imperméabilisation.

masse volumique du bitume.

masse volumique du ballaste.

largeur de tablier.

Eléments	largeur d'application (m)	Epaisseur (m)	$Q(\text{t/m}^2)$	$Q(\text{t/ml})$	charges sur tous le pont (t/ml)
le ballaste	1.784	0.3	1	1.784	1.784
les voies (rail) et traverses	2.5	/	0,24	0.6	0.6
structures quais	1.407	/	0,2334	0.3283938	0.6567276
Etanchéités	1.784	/	0,172	0.306848	0.306848
garde-corps	/	/	/	0,15	0,3
caténaires	/	/	/	0,24	0,48
$\Sigma(\text{ccp})$	/	/	/	/	<u>6.1644232</u>

Tableau III-11 : Charges complémentaires permanentes (CCP).

II.2.3. Calcule des surcharges ferroviaires

1- Effets statiques :

On définit d'après le **livret 2.01** du cahier des prescriptions communs (CPC), quatre schémas de charge :

UIC71, SW/0, SW/2, train à vide.

a. Modèle de charge UIC71 :

Il est composé de quatre charges ponctuelles de 250KN et de charges réparties de 80 KN/ml appliqué verticalement sur la voie ; il représente l'effet statique d'un trafic ferroviaire normal.

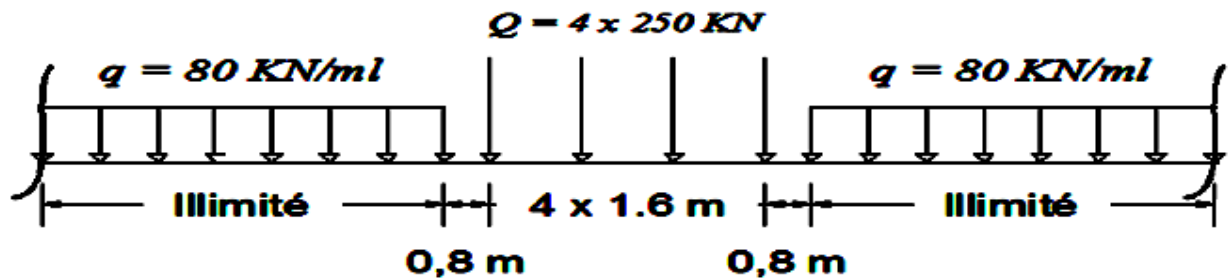


Figure III-10 : Schéma de charge UIC71 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticales.

a) Modèle de charge SW :

Le schéma SW représente l'effet statique des circulations ferroviaires lourdes.

La disposition des charges correspond au schéma de la figure IV-4, les valeurs caractéristiques des charges verticales étant celles qui figurent dans le tableau IV-6.

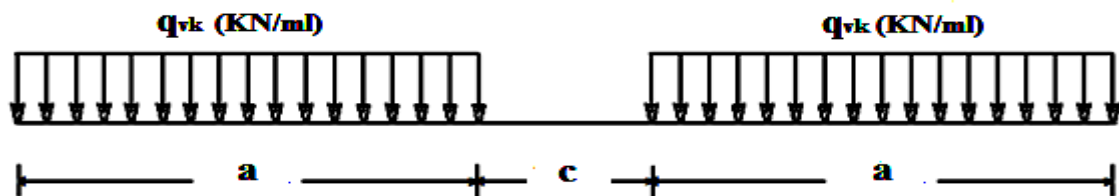


Figure III-11 : Schéma de charge SW.

Classe de charge	q_{vk} (KN/ml)	a(m)	c(m)
Charge SW/0	133	15.0	5.3
Charge SW/2	150	25.0	7.0

Tableau III-12 : Valeurs des charges SW.

b) Modèle de charge train à vide :

Le schéma train à vide consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12.5KN/ml, et appliqué sur toute la longueur de l'ouvrage.



Figure III-12 : Schéma de charge train à vide.

- **Chargement verticaux :** Les chargements verticaux à prendre en compte sont :
 - ✓ UIC71 + SW/0
 - ✓ SW/2
 - ✓ Train à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte.

Remarque : UIC71+SW/0 : signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets UIC71 et de SW/0.

2- Effets dynamiques :

Les sollicitations et déformations statiques d'un pont dues aux circulations sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- la mise en charge rapide provoquée par la vitesse des circulations franchissant la structure, et les forces d'inertie de la structure, qui ne sont pas prises en compte dans les calculs statiques.
- les variations des charges de roue dues aux défauts aléatoire des roues et de la voie.
- le passage d'une succession de charges espacées de façon plus ou moins régulière, ce qui peut exciter la structure, et dans certains cas, conduire à sa mise en résonance.

Selon le livret 2.01 du cahier des prescriptions communes de la SNCF, ces effets dynamiques sont pris en compte, au moyen des coefficients φ_2 ou φ_3 , si les deux conditions correspondantes sur la flèche sous poids permanent et la vitesse sont toutes deux vérifiées.

- Les coefficients φ_2 et φ_3 :

Condition 1 :

Ces coefficients dynamiques sont valables que pour des vitesses $V < 220$ Km/h.

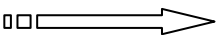
On a la vitesse de notre train est de $V = 160 \text{ Km/h} < V = 220 \text{ Km/h}$.

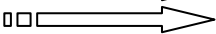
- ✓ Condition 1 est vérifiée.

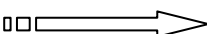
Condition 2 :

Si la flèche se situe entre deux limites (supérieur et inférieur).

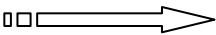
- a) Limite supérieur de la flèche δ_s :

Si : $4\text{m} \leq L \leq 20\text{m}$  $\delta_s = 0.049 L^2 \text{ mm.}$

Si : $20\text{m} \leq L \leq 100\text{m}$  $\delta_s = 0.564 L^{1.184} \text{ mm.}$

On a : $20\text{m} \leq L = 21.8\text{m} \leq 100\text{m}$.  $\delta_s = 0.564 L^{1.184} \text{ mm.}$
 $\delta_s = 0.564 * 21.4^{1.184} = 21.20 \text{ mm.}$

- b) Limite inférieure de la flèche δ_i :

Si : $4\text{m} \leq L \leq 20\text{m}$  $\delta_i = 0.035 L^{1.5} \text{ mm.}$

Si : $L > 25\text{m}$  Pas de limitation inférieure.

Ce coefficient dynamique, multiplicateur des sollicitations et déformations statiques sous les schémas de charges **UIC71 et SW** (et donc sous les deux chargements **UIC71+SW/0** et **SW/2**) est :

On a un élément dalle en béton et selon le tableau I.3 du Chapitre 1 du livret 2.01.

$L_\Phi = 3 * L_D = 3 * 21.8 = 65.4\text{m.}$

$\varphi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.82 = \frac{1.44}{\sqrt{65.4 - 0.2}} + 0.82 = 1$ **Avec :** $1,00 < \Phi_2 < 1,67$ pour un entretien de la voie soigné. **Donc :** $1,00 < \Phi_2 = 1.0025 < 1,67$ est vérifier.

$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.73 = \frac{2.16}{\sqrt{65.4 - 0.2}} + 0.73 = 1$ **Avec :** $1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$ pour un entretien de la voie courant. **Donc :** $1,00 \leq \Phi_3 = 1.0038 \leq 2,00$ est vérifier.

L_Φ : longueur caractéristique en m définie au tableau I.3. (Chapitre 1, livret 2.01).

- **Chargements horizontales :**

- ✓ **Effort de lacet :**

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aux cas des voies en alignement et des voies en courbe. La valeur caractéristique de l'effort de lacet est prise égale à $Q_{SK} = 100 \text{ KN}$.

- ✓ **Effort dus au freinage et au démarrage :**

Efforts sur la voie : Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

- Force de démarrage :

$$Q_{lak} = (33\text{KN/m}) \times L(\text{m}) \leq 1000\text{KN}$$

$$Q_{lak} = (33\text{KN/m}) \times L_{\text{total}}(\text{m}) = 33 \times 21.8 = 719.4 \text{ KN.}$$

$$Q_{lak} = 719.4 \text{ KN} \leq 1000 \text{ KN. (Vérifier).}$$

Pour les schémas de charges **UIC71** et les Schémas de charge **SW** et donc pour les chargements : **(UIC71+SW/0 et SW/2**

- Force de freinage :

- Pour les schémas **UIC71** et les schémas **SW/0** :

$$Q_{lb} = 20(\text{KN/m}) \times L_{\text{chargé}}(\text{m}) = 20 \times 21.8 = 436 \text{ KN.}$$

$$Q_{lb} = 436 \text{ KN} \leq 6000\text{KN. (Vérifier).}$$

- Pour les schémas de charge **SW/2** :

$$Q_{lbk} = 35(\text{KN/m}) \times L_{\text{chargé}}(\text{m}) = 35 \times 14.4 = 504 \text{ KN.}$$

Avec :L : longueur de la partie d'ouvrage chargé.

✓ Effet du vent :

a. Vent compatible avec la circulation W_1 :

- la pression normale à la surface en contact = 1.5KN/m^2 .

- La hauteur du masque = la hauteur du tablier + $3\text{m} = 2.15 + 3 = 5.15 \text{ m.}$

Le vent avec circulation aura pour effet de charger une poutre.

- l'effort qui s'exerce sur le masque : $q_t = 5.15 \times 1.5 = 7.725 \text{ KN/ml.}$

- l'effort qui s'exerce sur la surface partiellement masquée :

$$C_x = 7.725 \times 5.15/2 = 19.8919 \text{ KN. m/ml.}$$

- la charge subit par poutre est : $W_1 = C_x / \text{l'entre axe des poutres} = 19.8919/1.784$

$$W_1 = +/- 11.15 \text{ KN/ml} = +/- 1.115 \text{ t/ml.}$$

b. Vent compatible sans circulation W_0 :

- la pression normale à la surface en contact = 2 KN/m^2 .

- La hauteur du masque = la hauteur du tablier = 2.15m.

- l'effort qui s'exerce sur le masque : $q_t = 2.15 \times 2 = 4.30 \text{ KN/ml.}$

- l'effort qui s'exerce sur la surface partiellement masquée :

$$C_x = 4.3 \times 2.15/2 = 4.6225 \text{ KN. m/ml.}$$

- la charge subit par poutre est : $W_0 = C_x / \text{l'entre axe des poutres} = 4.6225/1.784$

$$W_0 = +/- 2.591 \text{ KN/ml} = +/- 0.2591 \text{ t/ml.}$$

II.3. Groupes de charges

Nombres de voies	Groupe		UIC71+SW/0	SW/2	Train à vide	Freinage + démarrage	Effet de lacet
1V (une voie)	1		1	0	0	1	0
	2		1	0	0	0.5	0
	3		1	0	0	1	1
	4		0	1	0	1	0
	5		0	0	1	0	0
2V (deux voies)	11	V1	1	0	0	1	0
		V2	1	0	0	1	0
	12	V1	1	0	0	0.5	0
		V2	1	0	0	0.5	0
	13	V1	1	0	0	1	1
		V2	1	0	0	1	1
	14	V1	1	0	0	0.75	0
		V2	0	1	0	0.75	0

Tableau III-13 : Groupes de charges.

II.4. Combinaison de charges

Les combinaisons de charges prise en compte sont prises conformément à l'article 1.7 du livret 2.01 de la SNCF.

On distingue par :

- $G = CP + CCP$: Action permanentes.
- $G_{max} = CP$: l'ensemble des actions permanentes défavorable.
- $G_{min} = CCP$: l'ensemble des actions permanentes favorable.
- $G_1 = G/2$: l'ensemble des parties des actions permanentes, y compris les parties du poids propre ; qui ont un effet stabilisateur.
- $G_2 = G/2$: l'ensemble des parties des actions permanentes, y compris les parties du poids propre ; qui ont un effet déstabilisateur.
- Q : actions variables.
- Q_1 : actions de base.
- Q_i : action d'accompagnement.
- W_0 : action du vent sans circulation ferroviaire.
- W_1 : action du vent avec circulation ferroviaire.
- Ψ : coefficient pour les actions variables (ELU, ELS).
- γ : coefficient pour les actions a l'ELU.

Les valeurs des coefficients et sont données dans les tableaux 1.9 et 1.10 du livret 2.01 de la SNCF.

E.L.U. d'équilibre statique :

Forme générale : $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1,5 \psi_{0i} \cdot Q_i$

Avec : $\gamma_{G1} = 0,9$; $\gamma_{G2} = 1,1$ [pour le ballast : $1,1 \times 1,3$]

0 voie chargée :

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + 1,5 W_0$$

1 voie chargée :

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + 1,45 Gr_2 \text{ (ou Gr 3) } + 0,9 W_1.$$

$$\text{Max [1,45 Gr 1, 1,35 Gr 4]}$$

$$1,5 W_i + 1,00 Gr_5$$

2 voies chargées :

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + 1,45 Gr_{12} \text{ (ou Gr 13) } + 0,9 W_1.$$

$$\text{Max [1,45 Gr 11, 1,35 Gr 14].}$$

Les groupes 3 et 13 n'interviennent que pour les longerons.

E.L.U. fondamental (résistance) :

Forme générale :

$$y_p \cdot P_k + 1,35 G_{max} + G_{min} + y_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1,5 \psi_{0i} \cdot Q_i \text{ (pour le ballaste: 1.35.1.3)}$$

$$y_p = 1,00 \text{ dans le cas usuel.}$$

0 voie chargée :

$$y_p \cdot P_k + 1,35 G_{max} + G_{min} + 1,5 W_0$$

1 voie chargée :

$$y_p \cdot P_k + 1,35 G_{max} + G_{min} + 1,45 Gr_2 \text{ (Gr3) } + 0,9 W_1$$

$$\text{Max [1,45 Gr 1; 1,35 Gr 4]}$$

$$1,5 W, + 1,00 Gr_5$$

2 voies chargées :

$$y_p \cdot P_k + 1,35 G_{max} + G_{min} + 1,45 Gr_{12} \text{ (Gr13) } + 0,9 W_1$$

$$\text{Max [1,45 Gr 11; 1,35 Gr 14]}$$

Les groupes 3 et 13 n'interviennent que pour les longerons.

Les E.L.U. d'équilibre statique et fondamental ne diffèrent que par les actions permanentes, la partie de combinaison relative aux actions variables est identique.

E.L.U. accidentels (résistance, équilibre statique) :

Forme générale : $P_k * G_{max} + G_{min} + \psi_{ii} * Q_{ki}$

($P_k = 0$ pour l'équilibre statique)

0 voie chargée :

$$P_k * G_{max} + G_{min}$$

1 voie chargée :

$$P_k * G_{max} + G_{min} + 0.8 (Gr3 \text{ ou } Gr4)$$

2 voies chargées :

$$P_k * G_{max} + G_{min} + 0.6 (Gr13 \text{ ou } Gr14)$$

Les groupes 3 et 13 n'interviennent que pour les longerons.

P_k n'est pas à considérer et G_{max} et G_{min} , sont à remplacer par $G1$ et $G2$ pour l'équilibre statique.

E.L.S. rares :

Forme générale : $P_k * G_{max} + G_{min} + Q_{ki} + \sum \psi_{si} * Q_{ki}$

0 voie chargée :

$$P_k * G_{max} + G_{min} + W_0$$

1 voie chargée :

$$P_k * G_{max} + G_{min} + Gr2 \text{ ou } Gr3 + 0.6W_1$$

NOTA : Il faut également considérer les actions relatives aux vérifications de 1.8.1 c'est-à-dire :

Les actions de circulations réelles,

Les actions de circulations spécifiques basées sur l'UIC 71. Et s'il y a lieu, les combinaisons formées avec elles.

2 voies chargées :

$$P_k * G_{max} + G_{min} + Gr12 \text{ ou } Gr13 + 0.6W_1$$

Les groupes 3 et 13 n'interviennent que pour les longerons.

E.L.S. fréquents :

Forme générale : $P_k * G_{max} + G_{min} + Q_{ki} + \sum \psi_{si} * Q_{ki}$

0 voie chargée :

$$P_k * G_{max} + G_{min}$$

1 voie chargée :

$$P_k * G_{max} + G_{min} + 0.8 * (Gr2 \text{ ou } Gr3 \text{ ou } Gr4)$$

2 voies chargées :

$$P_k * G_{max} + G_{min} + 0.6 * (Gr12 \text{ ou } Gr13 \text{ ou } Gr14)$$

I. Etude de la poutre

La section dangereuse dans une poutre d'un pont routier ou ferroviaire est déterminée par le théorème de barré (ligne d'influences) du fait qu'on est en présence de charge roulante.

I.1.Elancée du théorème de barré (ligne d'influence)

Le moment fléchissant est max au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale des charges du convoi occupe des positions symétriques par rapport au milieu de la poutre. Généralement, le max absolu a lieu au droit de l'un des essieux les plus voisins de la résultante R.

Pour faciliter les calculs on a modélisé le tablier du pont enoptant pour le calcul numérique en utilisant le programme auxéléments finis ROBOTStructural Analysis Professional 2016.

I.2.Présentation du logiciel robot

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les Structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type:

Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

I.3.Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

Notre pont étant isostatique on doit donc déterminer l'effort tranchant et les momentsfléchissant positifs et négatifs max pour chaque cas de charges. Donc pour déterminer dans lesdifférentes sections choisies ; on doit positionner le chargement(les surcharges envisagées)dans la position qui donne l'effet le plus défavorable et cela à partir de la ligne d'influence.

On étudiera successivement les cas de charges suivantes :

- Poids propre
- UIC 71
- SW0
- SW2

a. Poids propre

✓ Moment fléchissant

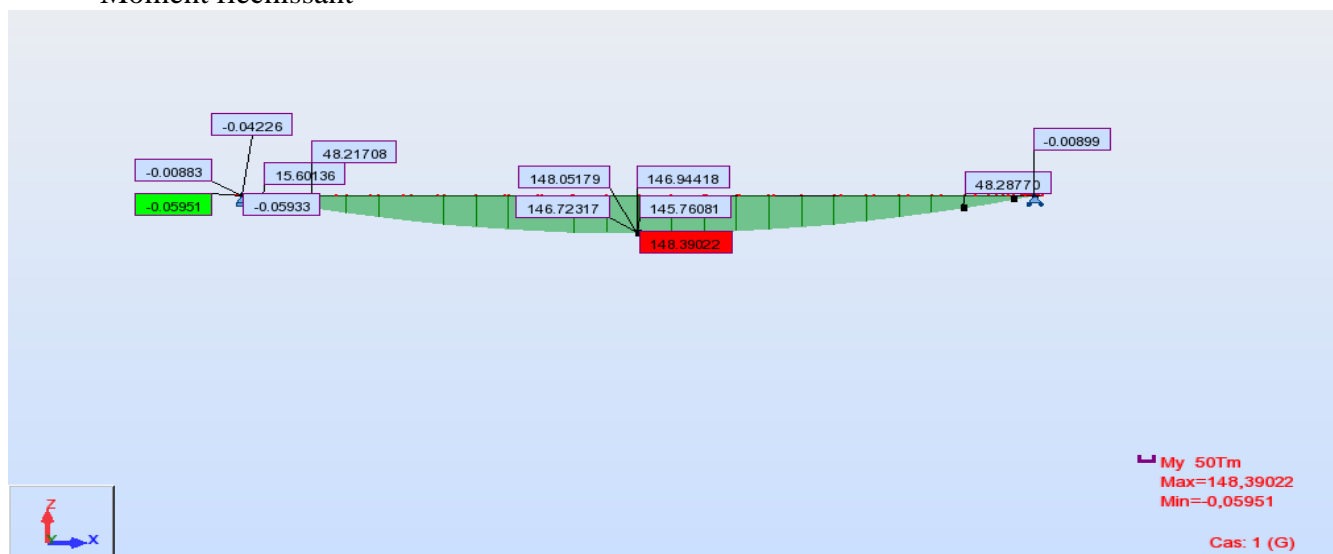


Figure IV-1 :Variation du moment fléchissant sous G

✓ Effort tranchant

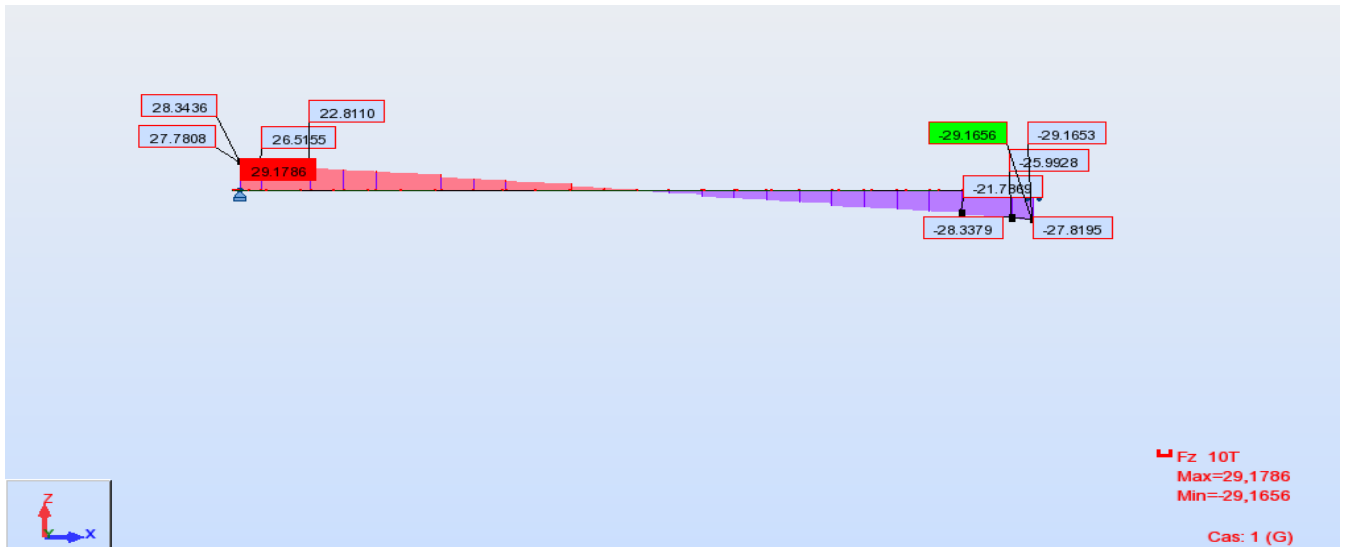


Figure IV-2 : Variation de l'effort tranchant sous G

b. UIC 71 :

b.1. Deux voie chargée :

✓ Moment fléchissant :

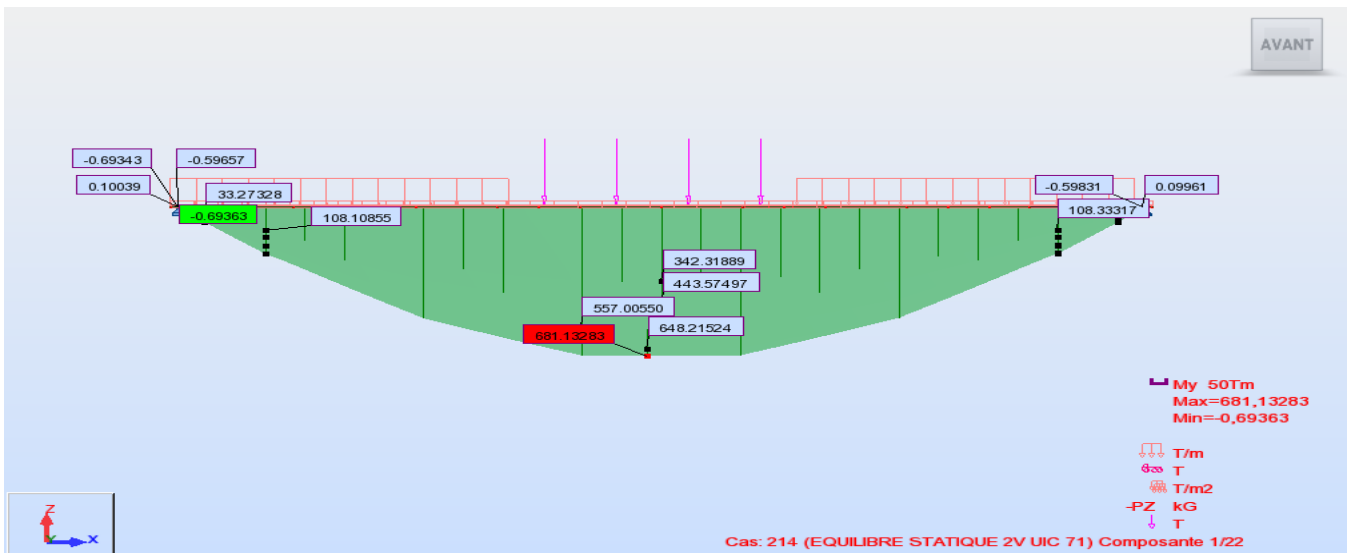


Figure IV-3 : Variation du moment fléchissant sous UIC71 (ELU)

✓ Effort tranchant :

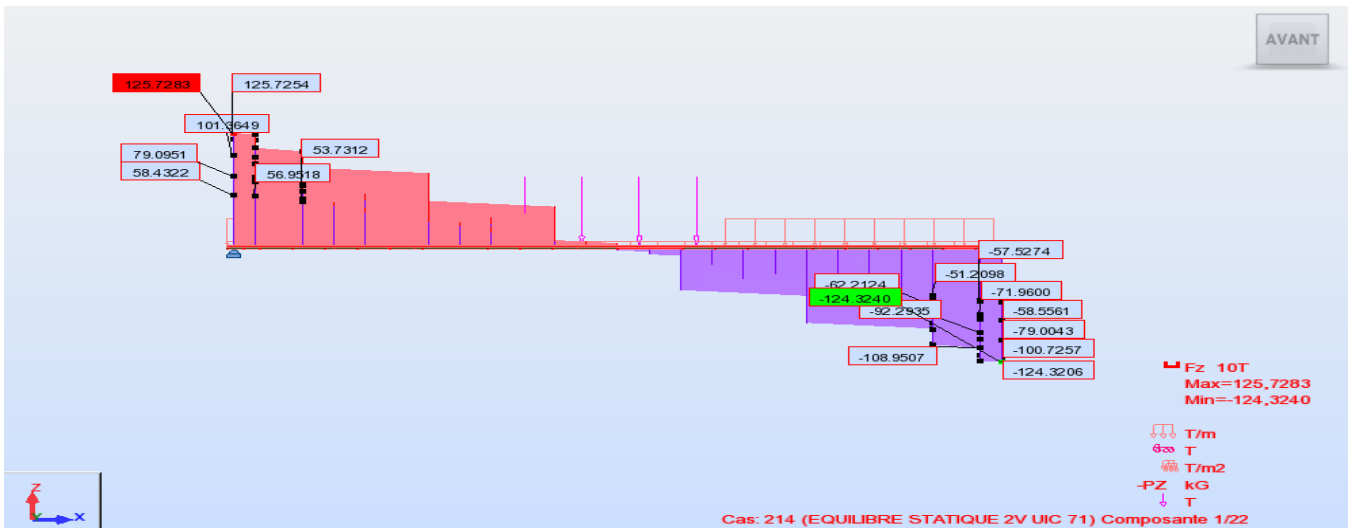
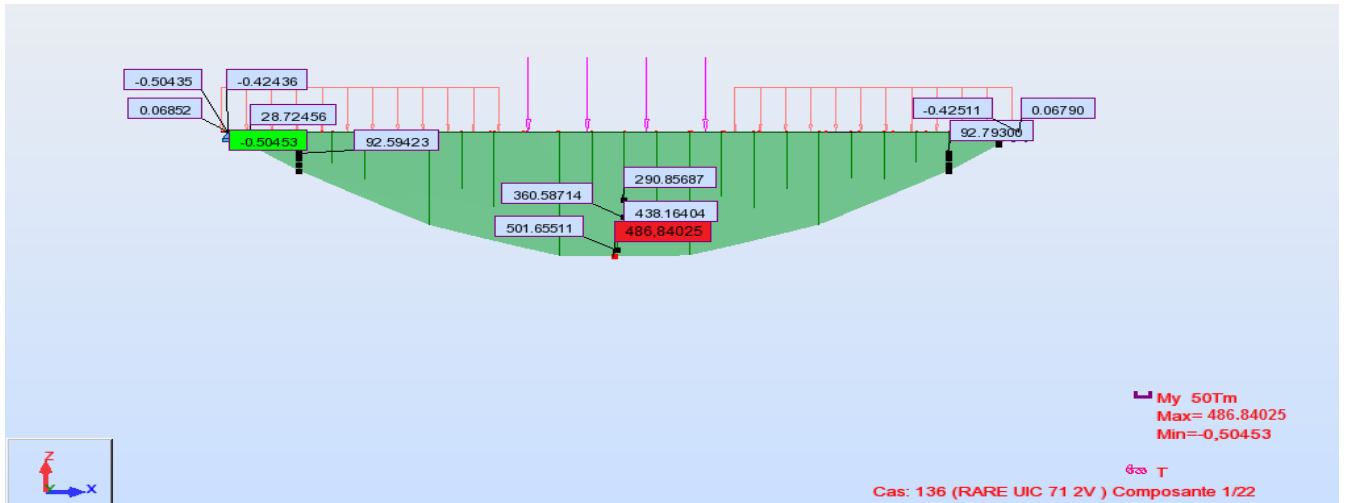


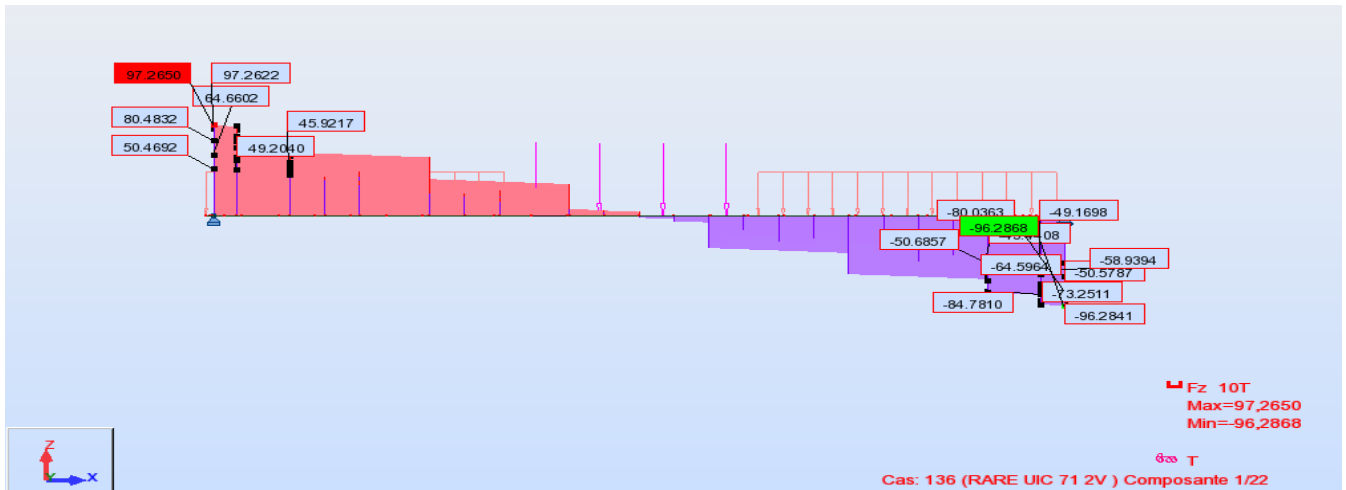
Figure IV-4 : Variation de l'effort tranchant sous UIC71 (ELU)

b.2. Deux voies chargées :

- ✓ Moment fléchissant :



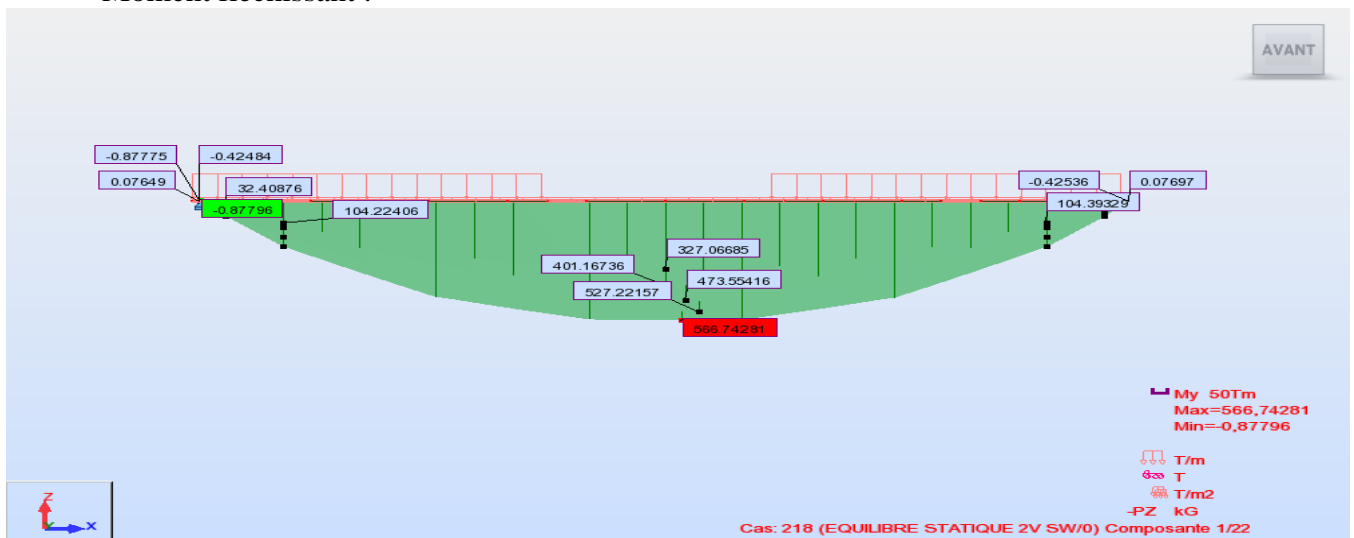
- ✓ Effort tranchant :



c. SW/0 :

c.1. Deux voie chargé :

- ✓ Moment fléchissant :



✓ Effort tranchant :

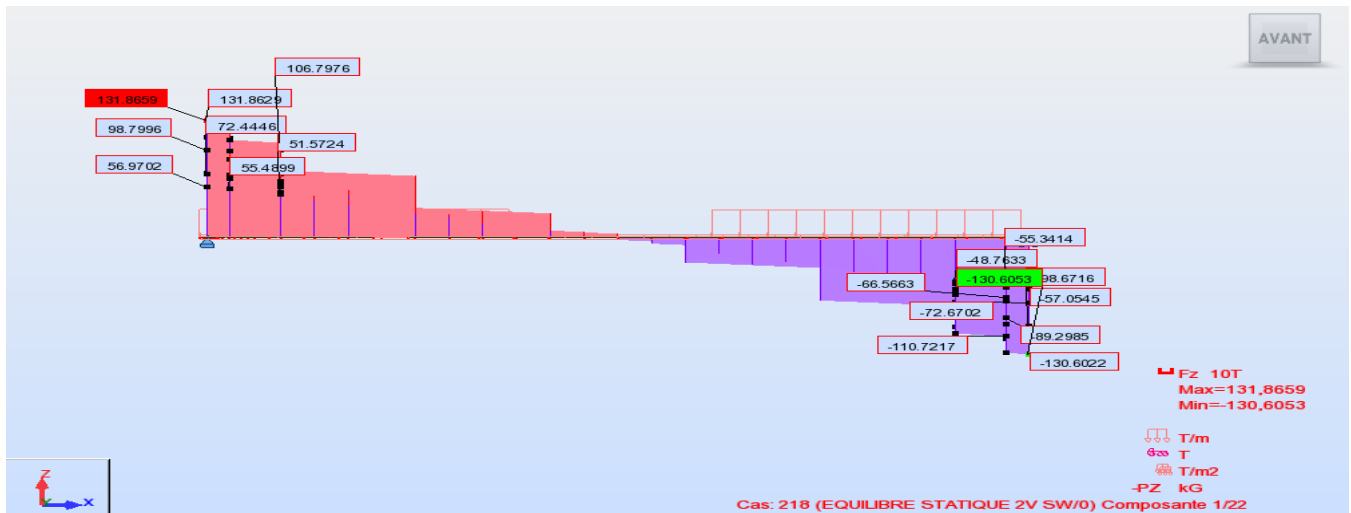


Figure IV-8 :Variation de l'effort tranchant sous SW/0 (ELU)

c.2. Deux voieschargées :

✓ Moment fléchissant :

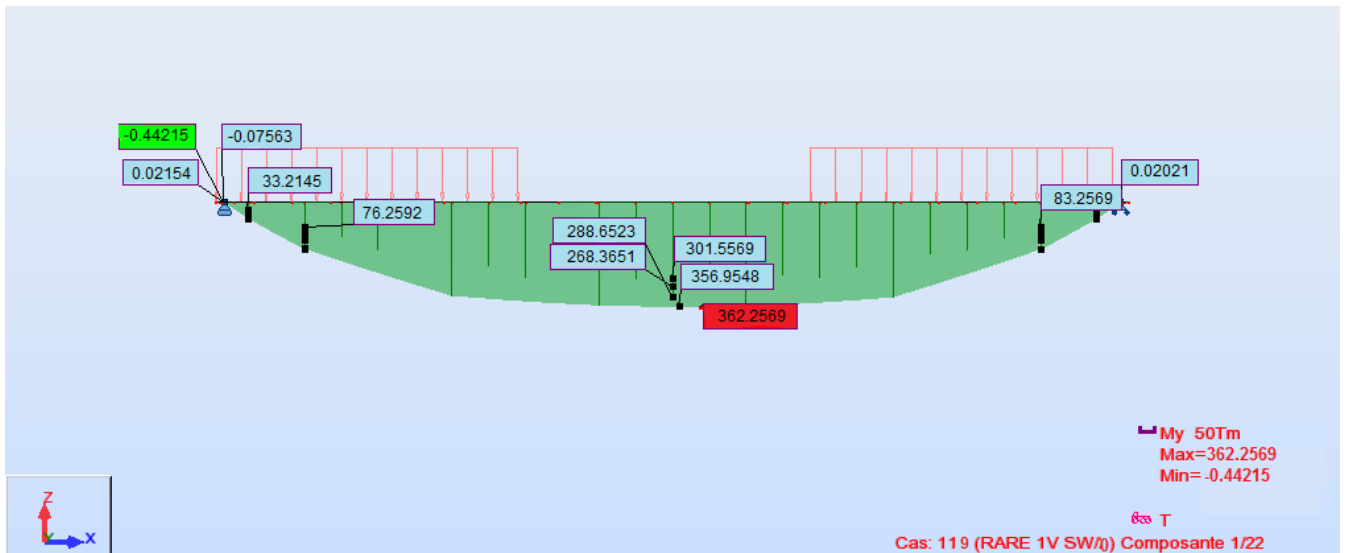


Figure IV-9 :Variation du moment fléchissant sous SW/0 (ELS)

✓ Effort tranchant :

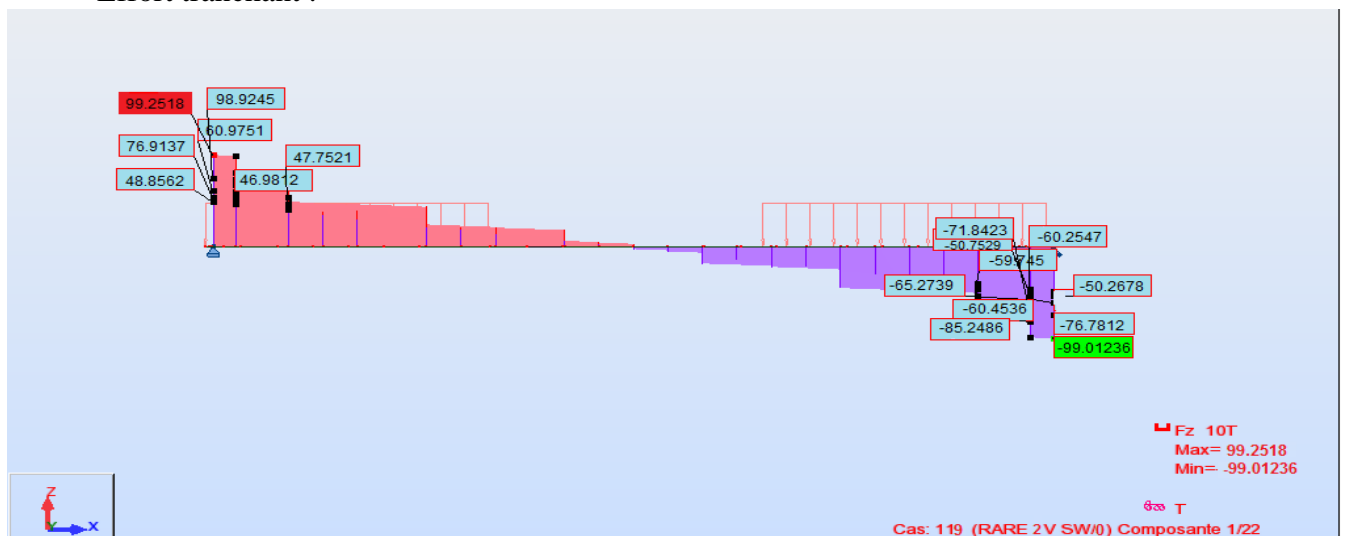


Figure IV-10 :Variation de l'effort tranchant sous SW/0 (ELS)

d. SW/2 :

d.1. Deux voie chargée :

- ✓ Moment fléchissant :

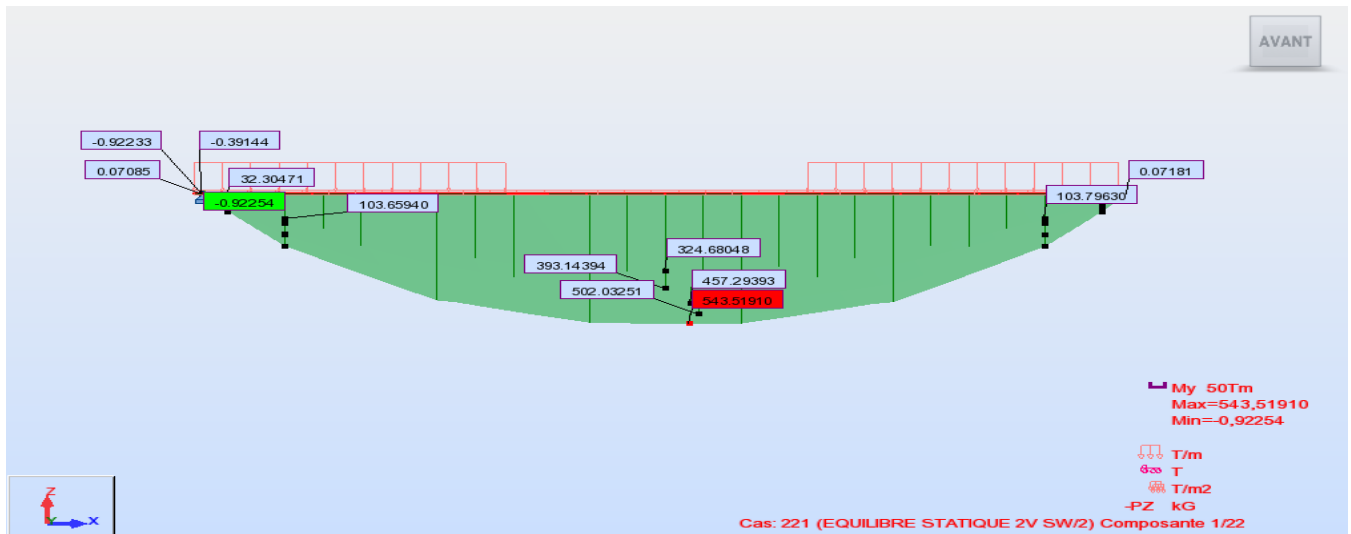


Figure IV-11 : Variation du moment fléchissant sous SW/2 (ELU)

- ✓ Effort tranchant :

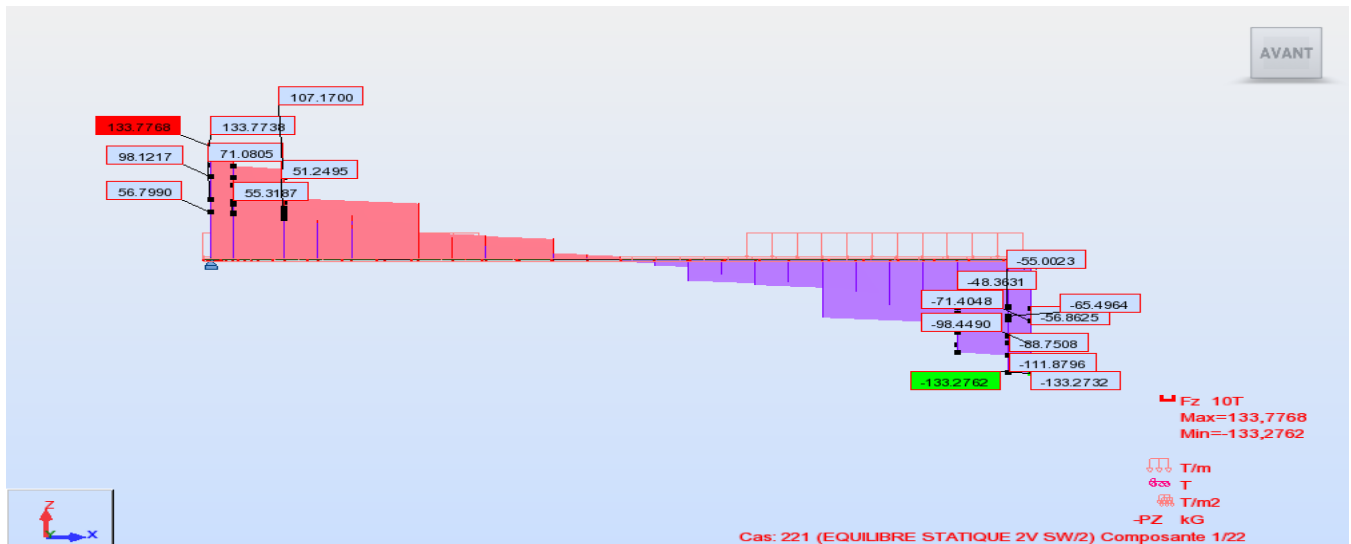


Figure IV-12 : Variation de l'effort tranchant sous SW/2 (ELU)

d.2. Deux voies chargées :

- ✓ Moment fléchissant :

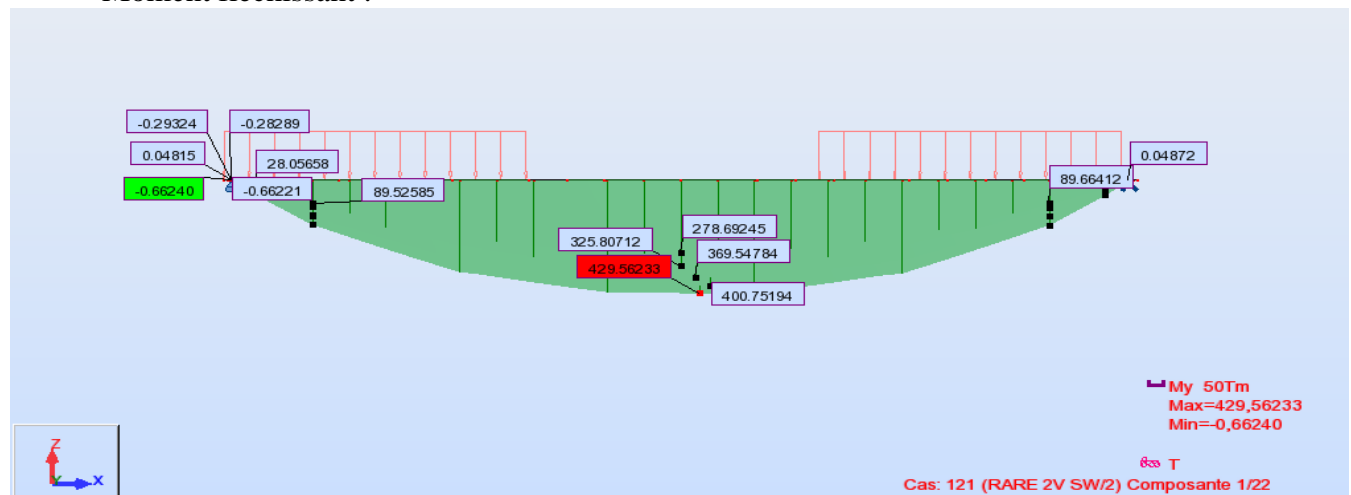


Figure IV-13 : Variation du moment fléchissant sous SW/2 (ELS)

✓ Effort tranchant :

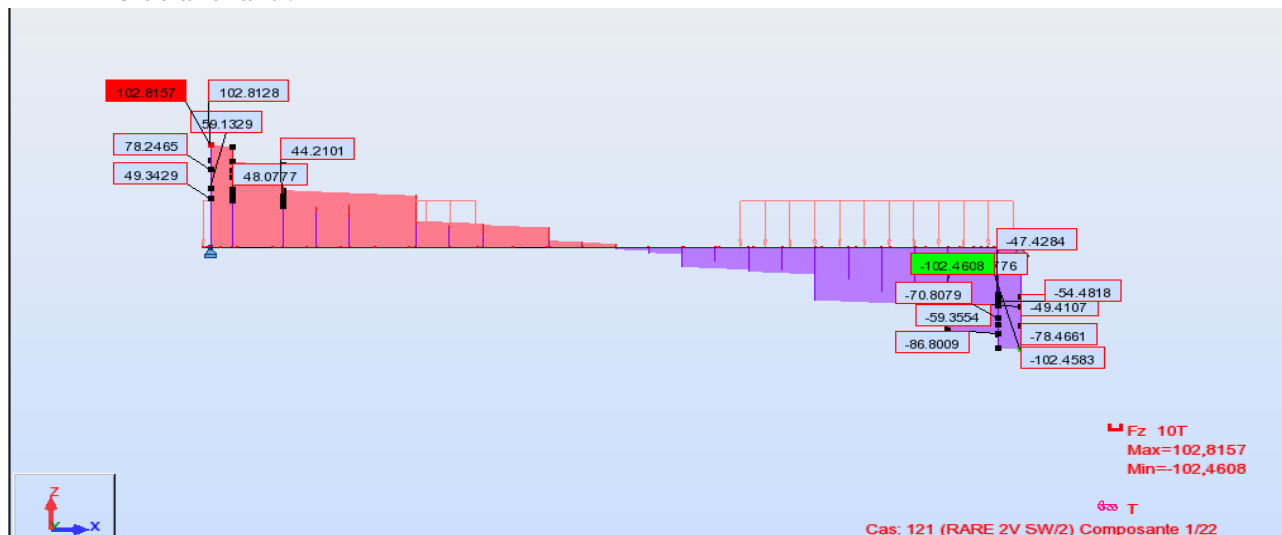


Figure IV-14 :Variation de l'effort tranchant sous SW/2 (ELS)

On résume tous ces efforts dans le tableau suivant :

Cas de charge	Efforts	G	UIC71	SW/0	SW/2
Une voie chargée	M_{max} (t. m)	148.39022	411.90025	230.2169	354.62241
	M_{min} (t. m)	-0.05951	-0.41528	-0.47251	-0.68083
	T_{max} (t)	29.1786	67.2582	96.2561	98.0108
	T_{min} (t)	-29.1656	-66.1547	-94.7369	-97.6157
Deux voies chargées	M_{max} (t. m)	/	486.84025	230.2169	429.56233
	M_{min} (t. m)		-0.50453	-0.47251	-0.66240
	T_{max} (t)		97.2650	99.2518	102.8157
	T_{min} (t)		96.2868	-99.01236	-102.4608

Tableau IV-1 : Tableau récapitulatif des efforts

I.4.Conclusion

On conclut que le moment fléchissant maximum est déterminé sous le chargement UIC71 avec une valeur de 486.84 t. m et l'effort tranchants est déterminer sous SW/0 avec une valeur de 102.8157 t.

II. Etude du platelage

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Cette couche est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges pour les transmettre aux poutres. L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts. En suppose que le pont est rigidement entretoisé ça veut dire que dans une section transversale, les poutres restent dans un même plan et les moments correspondants seront données par l'effort local (flexion locale).

II.1.Etude de la flexion transversale

Ferraillage :

a. Nappe supérieure :

On aura à ferrailer l'hourdis en flexion simple avec les règles du B.A.E.L. Mais pour cela il faut d'abord déterminer les moments maximums à l'aide du logiciel robot structurale.

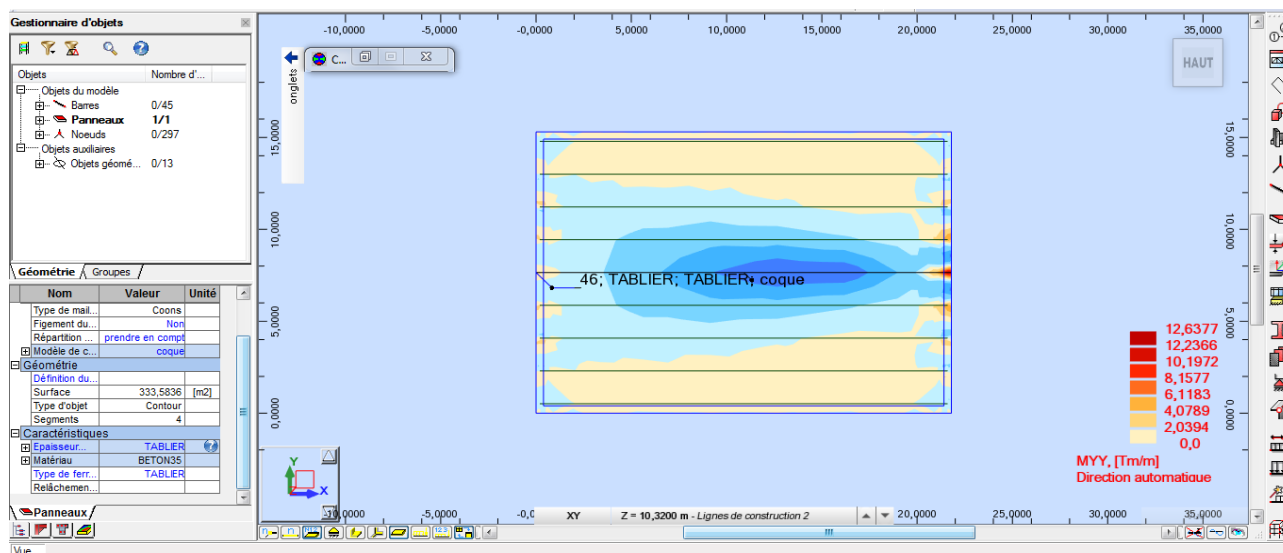


Figure IV-15 : Variation du moment fléchissant dans le sens transversal.

$M_{ELU} = 12.6377 \text{ t.m}$

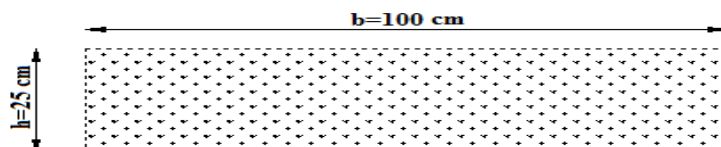


Figure IV-16 : Dimensions de la dalle.

$$v = \frac{M_{ELU}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

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

$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1.5\theta = 1$

$d = 0.9h = 0.9 \times 0.25 = 0.225 \text{ m}$.

$b = 1 \text{ m}$

Donc :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 35}{1.5 \times 1} = 19.833 \text{ Mpa}$$

$$v = \frac{12.6377 \times 10}{1 \times 0.225^2 \times 19.833 \times 10^3} = 0.126$$

D'où :

$$v = 0.126 \square v_l = 0.392$$

Donc la section est simplement armée (SSA).

$$v = 0.126 ; \alpha = 0.1689 ; \beta = 0.932$$

$$A_{st} = \frac{M_{ELU}}{Z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$Z = d \times \beta = 0.225 \times 0.932 = 0.2097 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{12.6377 \times 10^3}{0.2097 \times 10^2 \times 347.82 \times 10^{-1}} = 17.326 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend : **6HA20 = 18.85 cm²** .Avec un espacement de 18 cm.

➤ Vérification de conditions de non fragilité du béton :

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.7}{400} \times 100 \times 22.5 = 3.493 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{\min} \cdot \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

➤ Vérification a l'effort tranchant :

$$V_{ELU} = 37.1218 \text{ T/m}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ELU}}{b * d} < \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement de l'hourdit.

$$\tau_u = \frac{V_{ELU}}{b * d} = \frac{37.1218}{1 \times 0.225} \times 10^{-2} = 1.649 \text{ MPa}$$

$$\min\left\{0.15 \frac{35}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right\} = \min\{3.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\} = 3.5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 1.649 \text{ MPa} < 3.5 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

b. Nappe inférieure :

$$\frac{A_{st}}{3} = \frac{17.326}{3} = 5.775 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend : **6HA12 = 6.79 cm²** .Avec un espacement de 18 cm.

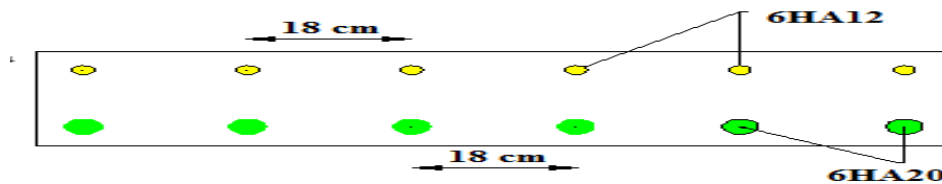


Figure IV-17 : Ferrailage dans le sens transversal.

II.2.Etude de la flexion longitudinale

Ferrailage :

a. Nappe supérieure :

Le moment dans le sens longitudinal est déterminé de la même manière donc on aura :

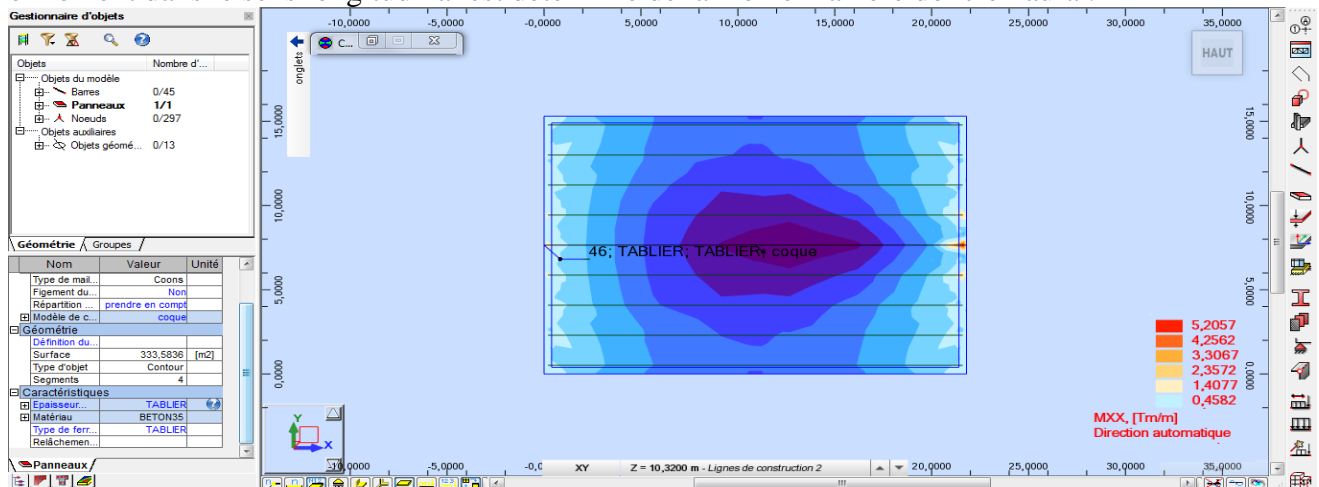


Figure IV-18 : Variation du moment fléchissant dans le sens longitudinal.

$$M_{ELU} = 5.2057 \text{ t. m}$$

$$v = \frac{M_{ELU}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.2057 \times 10}{1 \times 0.225^2 \times 19.833 \times 10^3} = 0.052$$

D'où :

$$v = 0.052 \Rightarrow v_l = 0.392. \text{ (SSA)}$$

$$v = 0.052 ; \alpha = 0.0667 ; \beta = 0.973$$

$$Z = d * \beta = 0.225 * 0.973 = 0.2189 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ELU}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{5.2057 \times 10^3}{0.2189 \times 10^2 \times 347.82 \times 10^{-1}} = 6.837 \text{ cm}^2$$

Ainsi, d'après le B.A.E.L on prend : **5HA14 = 7.70 cm²**. avec un espacement de 22.5 cm

➤ Vérification de conditions de non fragilité du béton :

$$A_{st} = 6.837 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.493 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification a l'effort tranchant :

$$V_{ELU} = 29.9510 \text{ T/m}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ELU}}{b * d} = \frac{29.9510}{1 \times 0.225} \times 10^{-2} = 1.332 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.649 \text{ MPa} < \min\{3.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}\} = 3.5 \text{ MPa}. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Nappe inférieure :

$$\frac{A_{st}}{3} = \frac{6.837}{3} = 2.279 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L on prend : **4HA10 = 3.14 cm²**. Avec un espacement de 30 cm.

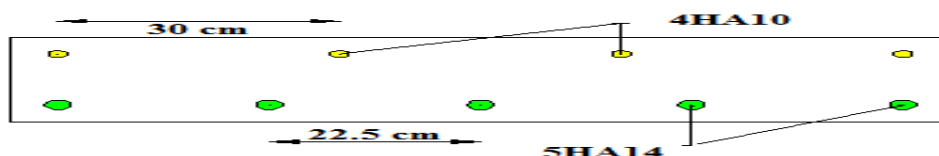


Figure IV-19 : Ferrailage dans le sens longitudinal.

III. Etude à La torsion

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiment ou d'ouvrages d'art, elle est la plupart du temps négligeable car difficile à appréhender.

Le béton est un matériau peu résistant à la traction donc au cisaillement très vite il se fissure, ce qu'entraîne automatiquement une diminution très importante de sa rigidité de torsion.

III.1.Effet de la torsion

Le moment de torsion sera reparti à l'âme et aux semelles de la poutre suivant leur inertie de torsion « τ » qui est donnée, pour une section rectangulaire de dimensions a et b ($a > b$) ; par la formule : $\Gamma = K.b.a^3$

La valeur de k dépend du rapport : $R=b/a$ est donnée par la formule empirique suivante :

$$K = \frac{1}{3} - \left(0.051 + \frac{0.168}{R}\right)e^{-0.13R}$$

La partie du hourdis associée à la poutre est prise en compte dans le calcul de l'inertie et de torsion « τ ».

Pour les raisons de simplification, nous allons apporter deux corrections :

- L'âme de la poutre est calculée pour une hauteur double de la hauteur réelle
- Pour le hourdis, la valeur à retenir ne représente que la moitié de celle donnée par la formule précédente.

éléments	a(m)	b (m)	R	K	$\tau * 10^{-4}$
1	0,25	1,784	7,136	0,303854	84,699292
2	0,05	0,87	17,4	0,3270166	0,3556305
3	0,065	1,13	17,384615	0,327003	1,0147763
4	0,055	0,65	11,818182	0,3193015	0,3453046
5	0,35	2,5	7,1428571	0,3038892	325,73119
6	0,165	0,65	3,9393939	0,2772184	8,0944478
7	0,015	0,61	40,666667	0,3330544	0,0068568
8*2	0,055	0,24	4,3636364	0,2825806	0,1128344
9*2	0,1	0,15	1,5	0,1992113	0,2988169
10*2	0,2	0,15	0,75	0,0838802	1,0065623
11*2	0,015	0,02	1,3333333	0,1845016	0,0001245
Σ	/	/	/	/	421,66584

Tableau IV-2 : Calcul de l'inertie de torsion τ .

$\tau_{am} (m^2)$	0,03257312
$\tau_{total} (m^2)$	0,04216658

Tableau IV-3 : Valeur de τ

$$\frac{\tau_{ame}}{\tau_{total}} = 77.7\%$$

Donc l'âme reprend 77.7 % du moment de torsion appliqué sur la poutre.

Valeurs des moments de torsion totale appliquée dans l'âme et la poutre :

états	M poutre (t, m)	M, âme
ELU	14,36	10,74
ELS	10,64	7,958

Tableau IV-4 : Moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.

La contrainte tangentielle de torsion dans une section rectangulaire de cote a et b est maximal au milieu de grand cote b, sa valeur est donnée par :

$$\tau_{ame} = \frac{M_t}{a^3} \cdot \frac{1}{R} \left(4.81 - 1.81 \cdot \frac{R-1}{\sqrt{2+R^2}} \right)$$

$$a = a_{net} - \frac{\phi}{2} = 35 - \frac{6.7}{2} = 31.65 \text{ cm}$$

$$b = 160 \text{ cm}$$

$$R = \frac{b}{a} = \frac{160}{31.65} = 5.055$$

Donc :

$$\tau_{ame} = \frac{M_t}{0.3165^3} \times \frac{1}{5.055} \times \left(4.81 - 1.81 \times \frac{5.055-1}{\sqrt{2+5.055^2}} \right) = 0.545 M_t$$

Les contraintes revenant à l'âme sont :

E.L.U:

$$\tau_{ame} = 0.545 \times 10.74 = 5.853 \text{ MPa}$$

E.L.S:

$$\tau_{ame} = 0.545 \times 7.958 = 4.337 \text{ MPa}$$

NB: Les contraintes tangentielles revenant aux membrures (supérieures et inférieures) sont négligées par rapport à celle de l'âme.

I. Historique

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est l'innovation la plus importante du siècle passé. Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. Certains ouvrages tels que les ponts de grande portée seraient inimaginables aujourd'hui sans l'utilisation du béton précontraint.

Faire l'exposé historique de la précontrainte serait prétentieux. Relevons toutefois que le béton précontraint est considéré comme une invention française résultant des travaux d'Eugène FREYSSINET (1879 – 1962).

II. Dimensionnement de la précontrainte

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée dont la section la plus dangereuse est à 0.5L.

II.1. Précontrainte minimale

Le dimensionnement de la précontrainte se fera dans la section la plus dangereuse, la valeur minimale de la précontrainte P_{\min} qui doit être respectée à tout instant de la vie de l'ouvrage est :

$$P_{\min} = \sup (PI, PII)$$

Avec :

PI: Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sous critique

PII : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sur critique

L'étude de précontrainte se fera pour la poutre « P5 », et dans la section médiane (poutre et section la plus sollicitée).

Les moments développés dans la section médiane à l'E.L.S sont :

$$M_{\max} = 486.84 \text{ t.m} ; \quad M_{\min} = 148.39 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 486.84 - 148.39 = 338.45 \text{ t.m}$$

	B (cm ²)	I _g (cm ⁴)	V'(cm)	V(m)	ρ (%)	H(m)	r ² (cm ²)
Poutre seule	7268.45	198222205	81.32	78.68	42	1,6	2727.15
Poutre +hourdis	11505.45	40904371.81	112.89	72.11	43	1.85	2567.54

Tableau V-1 : Caractéristiques de la section nette.

• Les contraintes limites :

$\overline{\sigma}_{ti}$: Contrainte admissible de traction du béton.

$$\overline{\sigma}_{ti} = -f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 45 = 3.3 \text{ (Dans la section d'enrobage).}$$

$$\overline{\sigma}_{ti} = -3.3 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t28} = -4.95 \text{ MPa (Hors de la section d'enrobage).}$$

En section sous critique :

$$\rho = \frac{I}{BV'V}$$

V et V' : la distance du centre de gravité de la section à la fibre la plus comprimée et la plus tendue.

I : Rendement géométrique de la section

B : l'aire de la section.

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{B}{h} (\overline{\sigma}_{ti} V + \overline{\sigma}_{ts} V')$$

$$P_I = 2564.1903 \text{ KN.}$$

En section sur critique :

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho BV \overline{\sigma}_{ti}}{\rho V + V' - d'}$$

$$P_{II} = 3913.0518 \text{ KN}$$

$P_I \square P_{II}$ donc la section est sur critique, le fuseau de passage du câble sur une de ses frontières coupe la zone d'enrobage. Ainsi, l'effort de précontrainte économique **PI** n'est plus suffisant.

$$P_{\min} = \sup(P_I; P_{II}) = 3913.0518 \text{ KN}$$

L'excentricité e_0 est :

$$e_0 = -(V' - d') = -(0.8132467 - 0.11)$$

$$e_0 = -0.7032 \text{ m}$$

II.2. Calcul du nombre de câbles

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle. On a estimé les pertes de précontrainte à 29%

$$P_{\min} = 0.71P_0$$

$$P_0 = \frac{P_{\min}}{0.71} = 5511.3405 \text{ KN}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, des câbles de type 7T15 (FREYSSINET, classe 1770) :

- Diamètre normal du câble = 15,7 cm.
- Diamètre extérieur de la gaine = 6,7 cm.
- Section nominal du câble = $139 \times 7 = 973 \text{ mm}^2$.
- $F_{\text{prg}} = 1770 \text{ MPa}$.
- $F_{\text{peg}} = 1583 \text{ MPa}$.
- $E = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} = \min(0.8F_{\text{prg}}; 0.9F_{\text{peg}})$$

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8 \times F_{\text{prg}} = 1416 \text{ MPa} \\ 0.9 \times F_{\text{peg}} = 1424.7 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{p0} = 1427.7 \text{ MPa}$$

$$P_{01} = A_p \sigma_{p0}$$

$$P_{01} = 1386.2331 \text{ KN}$$

- Le nombre de câbles est :

$$N \geq \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{5511.3405}{1386.2331} = 3.975767$$

Soit : $n = 4$ câbles de **7T15**

D'où :

$$P_0 = n \times P_{01} = 4 \times 1386.2331 = 5544.9324 \text{ KN}$$

II.3. Vérifications des sections

Il faut vérifier les équations suivantes :

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{Pe_0 V}{I} + \frac{M_{\min} V}{I} \geq \overline{\sigma}_{ts} & \begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{Pe_0 V}{I} + \frac{M_{\max} V}{I} \leq \overline{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{Pe_0 V'}{I} - \frac{M_{\min} V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{ci} \end{cases} \\ \frac{P}{S} - \frac{Pe_0 V'}{I} - \frac{M_{\min} V'}{I} \leq \overline{\sigma}_{ci} & \begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{Pe_0 V}{I} + \frac{M_{\max} V}{I} \leq \overline{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{Pe_0 V'}{I} - \frac{M_{\min} V'}{I} \geq \overline{\sigma}_{ti} \end{cases} \end{cases}$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{cs}$ Et $\overline{\sigma}_{ci}$: Contraintes admissibles de compression sur la fibre supérieure et inférieures.

$\overline{\sigma}_{ts}$ Et $\overline{\sigma}_{ti}$: Contraintes admissibles de traction sur la fibre supérieure et inférieures.

II.3.1. Vérification des contraintes à la mise en tension

En construction, la mise en tension se fait au 14ème jour (soit 50%).

a. Contrainte limite en compression :

$$f_{c14} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83j} = \frac{14 \times 45}{4.76 + (0.83 \times 14)} = 38.461 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{cs} = \overline{\sigma}_{ci} = 0.6f_{c14} = 0.6 \times 38.461$$

$$\overline{\sigma}_{cs} = \overline{\sigma}_{ci} = 23.0769 \text{ MPa}$$

b. Contrainte limite en traction :

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06 \times f_{c14} = 0.6 + 0.06 \times 38.461$$

$$f_{t14} = 2.907 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_t = \begin{cases} \overline{\sigma}_{ts} = -1.5f_{t14} = -1.5 \times 2.907 = -4.3605 \text{ MPa} & \text{(hors section d'enrobage)} \\ \overline{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.907 \text{ MPa} & \text{(dans la zone d'enrobage).} \end{cases}$$

II.3.2 Vérification des contraintes en fibre supérieure

A la mise en tension n'est soumise qu'à son poids propre :

$$M_p = M_g = \frac{G \times L^2}{8} = \frac{2.068 \times 21.8^2}{8} = 118.3934 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{5544.9324}{7268.45} + \frac{5544.9324 \times -70.32467 \times 78.675327}{19822221} + \frac{118393.4 \times 78.675327}{19822221} = -3.149 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = -3.149 \geq \overline{\sigma}_{ts} = -4.95 \text{ (condition vérifier)}$$

II.3.3 Vérification des contraintes en fibre inférieur :

$$\sigma_{ci} = \frac{5544.9324}{7268.45} - \frac{5544.9324 \times -70.32467 \times 81.32467}{19822221} - \frac{118393.4 \times 81.32467}{19822221} = 18.769 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} = 18.769 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{ci} = 23.0769 \text{ MPa (condition vérifier)}$$

Ou final une seule famille de câble est utilisée, à savoir 04 câbles de 7T15 sur l'about de la poutre.

III. Le tracé des câbles

III.1.Tracé des câbles moyens fictifs

La poutre étant symétrique par rapport à sa section médiane ; le type d'ancrage actif-actif nous permet d'étudier un demi porté.

La force de précontrainte est excentrée pour créer un moment M_p qui s'oppose à celui des charges permanentes et d'exploitation vers la section médiane ; puis le moment va en diminuant jusqu'à s'annuler vers les appuis pour une poutre simplement appuyée.

III.2.Positionnement des câbles

Les câbles sont régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de précontrainte, l'angle de relevage des câbles est :

$$2^\circ < \alpha < 20^\circ$$

Les câbles de la deuxième famille sont ancrés dans des couches situées en fibre supérieure des poutres, l'angle de relevage est $20^\circ < \alpha < 30^\circ$, ce qui assure une bonne réduction de l'effort tranchant, dans notre cas on ne possède que des câbles de la première famille $2^\circ < \alpha < 20^\circ$.

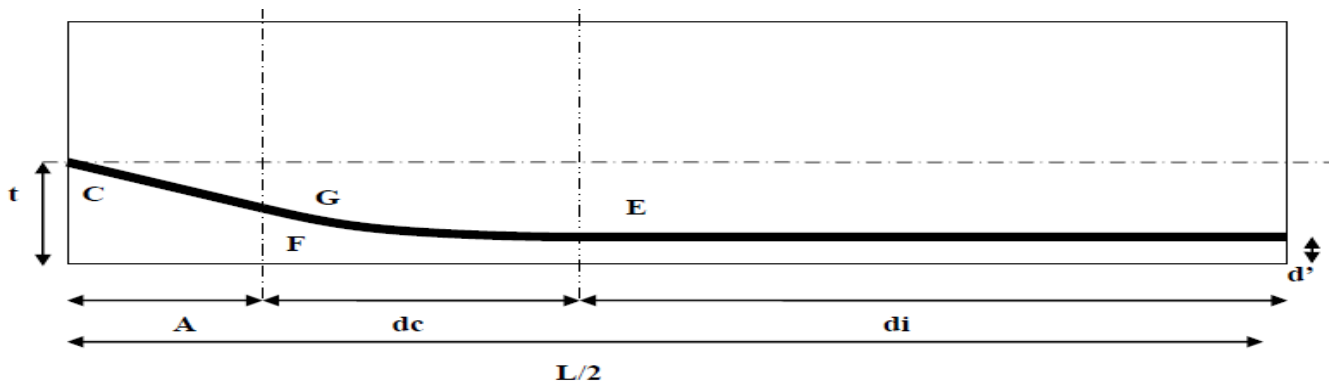


Figure V-1 : Le tracé d'un câble.

Avec :

E : Point du début de relevage

t : Hauteur du point C par rapport à la fibre inférieure

EG : Tronçon parabolique d'équation : $y = a x^2$

GC : Tronçon rectiligne pour permettre une transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de : $y = a x^2$ pour $x = d c$

Donc :

$$Y' = (dc) = 2 \times a \times dc = \text{tag} \alpha$$

$$a = \frac{\text{tag} \alpha}{2dc}$$

$$GC = a \times dc^2 = t - d' - GC \times \sin \alpha$$

$$A = GC \times \cos \alpha ; GC = \frac{A}{\cos \alpha} ; GC \times \sin \alpha = A \times \text{tag} \alpha$$

$$a \times dc^2 = t - d' - A \times \text{tag} \alpha \text{ alors : } \frac{\text{tag} \alpha}{2 \times dc} dc^2 = t - d' - A \times \text{tag} \alpha$$

$$dc = \frac{2}{\text{tag} \alpha} (t - d' - A \times \text{tag} \alpha)$$

A : est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit $A=1\text{m}$.

D'où :

$$dc = \frac{2}{\text{tag} \alpha} (t - d' - \text{tag} \alpha)$$

III.3.Disposition des câbles

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

- Les ancrages des câbles seront disposés verticalement
- L'enrobage minimal est pris égale : $c = 11 \text{ cm}$.

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P$$

$$P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = R$$

$$\sum M_{\text{fibre inférieure}} = 0 ; RV' = P_1 d + P_2 (d + a')$$

$$a' = \frac{V' - d}{1.5} = 28.83 \text{ cm} \cong 30 \text{ cm} ; d = 38 \text{ cm}$$

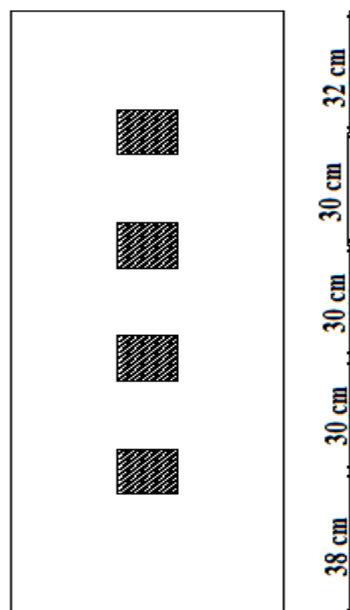


Figure V- 2 : Disposition de câbles.

On prend comme angle de relevage : $\alpha_1 = 5^\circ$; $\alpha_2 = 10^\circ$; $\alpha_3 = 15^\circ$; $\alpha_4 = 18^\circ$
Exemple de calcul :

• **Câble d'about :**

Pour le premier câble : $\alpha_1 = 5^\circ$

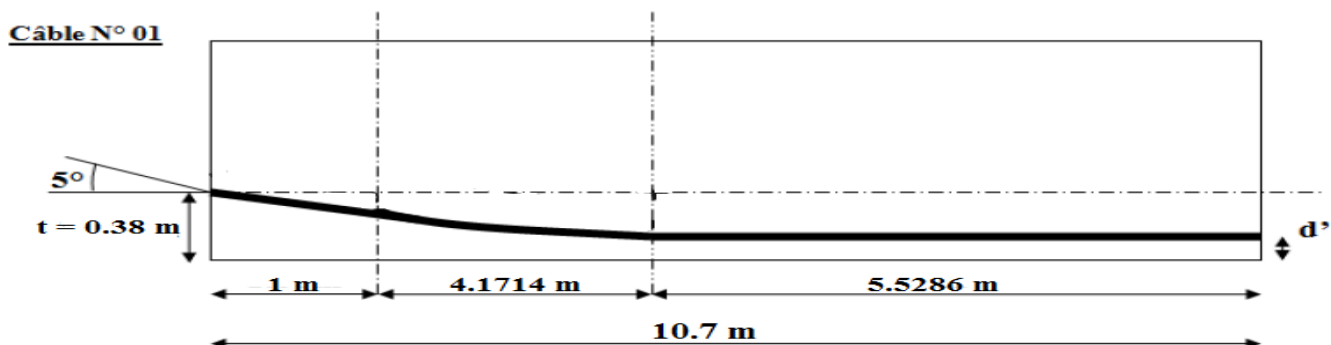
$$dc = \frac{2}{\tan \alpha} (t - d' - \tan \alpha) = \frac{2}{\tan 5} (0,38 - 0,11 - \tan 5) = 4,1714 \text{ m}$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2dc} = \frac{\tan 5}{2 \times 4,1714} = 0,010488$$

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

N°	α (°)	Tag α	t (m)	d' (m)	dc (m)	a
1	5	0,0875	0,38	0,11	4,1714286	0,010488
2	10	0,1763	0,68	0,11	4,4662507	0,0197369
3	15	0,2679	0,98	0,11	4,4949608	0,0298
4	18	0,3249	1,28	0,11	5,2022161	0,0312271

Tableau V-2 : Paramètres de calcul des câbles.



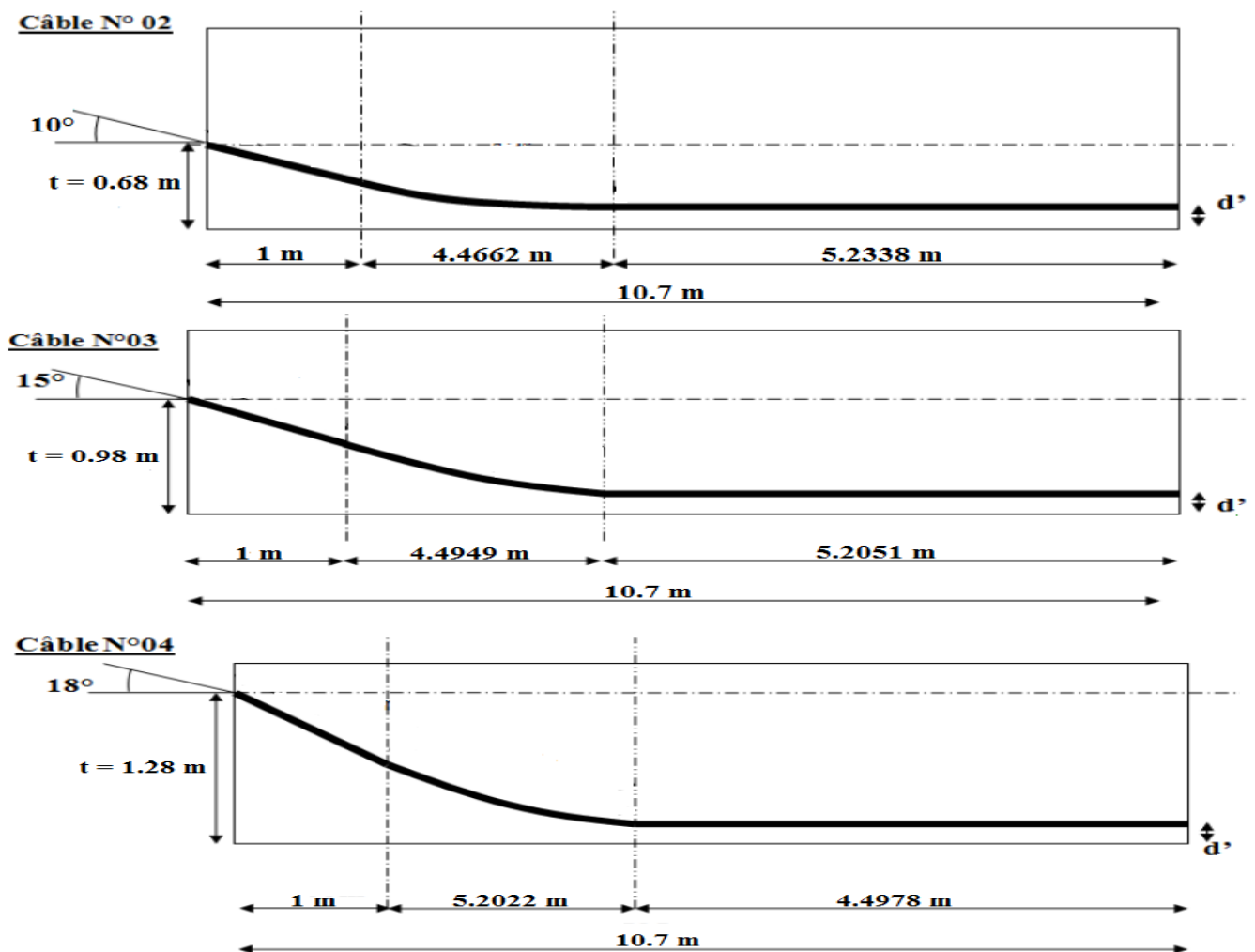


Figure V-3 : Tracé des câbles (1, 2, 3, 4)

• **Longueur total du câble :**

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne ;

L_c : Longueur du tronçon parabolique ;

L_d : Longueur du tronçon droit.

$$L_c = \frac{1}{4a} \left[\ln \left(2 \times a \times dc + \sqrt{1 + (2 \times a \times dc)^2} \right) 2 \times a \times dc \sqrt{1 + (2 \times a \times dc)^2} \right]$$

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\cos \alpha}$$

N°	$\cos \alpha$	$2adc$	$\sqrt{1 + (2adc)^2}$	L_c (m)	L_r (m)	L_d (m)	L_t (m)	$L * 2$ (m)
1	0,996	0,087 5	1,0038208	4,1767453 9	1,506024 1	5,528571 4	11,211341	22,4226818 3
2	0,984	0,176 3	1,0154219	4,4892804 6	1,523151 9	5,233749 3	11,246182	22,4923633 1
3	0,967	0,267 9	1,0352634	4,5481638 4	1,550387 6	5,205039 2	11,303591	22,6071812 6
4	0,951	0,324 9	1,0514561	5,2923431 9	1,577287 1	4,497783 9	11,367414	22,7348283 8

Tableau V-3 : récapitulatif des longueurs des câbles.

III.4. Câble moyen fictif

Dans tout élément en béton précontraint, traversé par plusieurs câbles et dans toute section de ce dernier, l'on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes. Les points de passage du câble équivalent sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la distance du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure.

La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

- **Section d'appui : (quatre câbles)**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Câble 1 : } t_1 = 0.38 \text{ m} \\ \text{Câble 2 : } t_2 = 0.68 \text{ m} \\ \text{Câble 3 : } t_3 = 0.98 \text{ m} \\ \text{Câble 4 : } t_4 = 1.28 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.38 + 0.68 + 0.98 + 1.28}{4} = 0.83 \text{ m}$$

- **Section à X (m) de l'appui :**

$$t_i = d' + a_i x_i^2 \text{ avec : } x_i = dc$$

- **Section à 1m de l'appui :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Câble 1 : } t_1 = d' + a_1 x_1^2 = 0.2925 \text{ m} \\ \text{Câble 2 : } t_2 = d' + a_2 x_2^2 = 0.5037 \text{ m} \\ \text{Câble 3 : } t_3 = d' + a_3 x_3^2 = 0.7121 \text{ m} \\ \text{Câble 4 : } t_4 = d' + a_4 x_4^2 = 0.9551 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = \frac{0.2925 + 0.5037 + 0.7121 + 0.9551}{4} = 0.61585 \text{ m}$$

- **Section médiane (0.5L) :**

Dans cette section tous les câbles ne sont pas relevés :

$$t_1 = t_2 = t_3 = t_4 = d' = 0.11 \text{ m}$$

$$t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{n} = 0.11 \text{ m}$$

III.5. Calcul des caractéristiques géométriques des sections nettes

Pour vérifier que le tracé des câbles est bon (les contraintes admissibles ne sont pas atteintes), on détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières afin de pouvoir tracer les fuseaux limites.

- a. Composante de la précontrainte à la section d'appui :**

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :



Figure V-4 : Composantes de la force de précontrainte

$$V = \sum P_i \times \sin \alpha_i = P \sum \sin \alpha_i$$

$$N = \sum P_i \times \cos \alpha_i = P \sum \cos \alpha_i$$

Où : P est la force de précontrainte d'un câble.

Chapitre V : étude de la précontrainte

$$P \sum Z_i \cos \alpha_i = N \times Z \rightarrow Z = \frac{\sum Z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Avec : $N = P \sum \cos \alpha_i$

Z : La distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre ;

Z_i : La distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section ($Z_i = z_i$)

- Section d'about (poutre seule) :**

N°	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	Z_i (m)	$Z_i \times \cos \alpha$	Z_i^2 (m ²)
1	5	0,0871	0,996	0,38	0,37848	0,1444
2	10	0,1736	0,9848	0,68	0,669664	0,4624
3	15	0,2589	0,9675	0,98	0,94815	0,9604
4	18	0,309	0,951	1,28	1,21728	1,6384
Σ	/	/	3,8993	3,32	3,213574	3,2056

Tableau V- 4 : Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule)

$$Z = \frac{\sum Z_i \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{3.213574}{3.8993} = 0.8241413 \text{ m}$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = n \times \frac{\pi \times \varphi_{\text{gaine}}^2}{4} = 4 \times \frac{3.14 \times 6.7^2}{4} = 140.9546 \text{ cm}^2$$

Avec : $\varphi_{\text{gaine}}^2 = 6.7 \text{ cm}$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n \cdot \pi \cdot \varphi_{\text{gaine}}^4}{64} + \frac{\pi \cdot \varphi_{\text{gaine}}^2}{4} \times \sum Z_i^2 = \frac{4 \times 3.14 \times 6.7^4}{64} + \frac{3.14 \times 6.4^2}{4} \times 32056 = 1130005.63 \text{ cm}^4$$

$$S_{\Delta} = Z \times B = 82.411413 \times 140.9546 = 11616.6501 \text{ cm}^3$$

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} ; \quad V = h - V' ; \quad I_g = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} ; \quad \rho = \frac{I_g}{BVV'} ; \quad e_p = Z - V'$$

désignation	B (cm ²)	Z	S _Δ	I _Δ
section brute	10397	82,4141256	831998,5	88746665,54
gaine	140,9546		11616,6501	1130005,63
section nette	10256,0454		820381,85	87616659,91

I _g (cm ⁴)	V'(cm)	V (cm)	e _p (cm)	ρ%
21994253,5	79,9900759	80,0099241	2,42404972	0,33508063

Tableau V-5 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis

- Section d'about (poutre + hourdis) :**

On procède de la même manière et de mêmes formules que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculées.

désignation	B (cm ²)	Z	S _Δ	I _Δ
section brute	14857	82,4141256	1601348,5	221691832,2
gaine	140,9546		11616,6501	1130005,63
section nette	14716,0454		1589731,85	178796558

I g (cm⁴)	V'(cm)	V (cm)	e_p (cm)	ρ%
48827690	108,02	76.98	-25,613	34

Tableau V-6 :Caractéristiques de la section d'about + hourdis

Pour les différentes sections leurs caractéristiques sont illustrées dans les tableaux ci-dessous :

section	section d'appuis		section a 1 m d'appuis		section médiane	
	poutre seule	poutre +hourdi	poutre seule	poutre +hourdi	poutre seule	poutre + hourdi
B (cm)	10256,0454	14716,045	10810,045	15270,045	7510,045	11970,045
V' (cm)	79,990075	108,02	83,66	109.61	84,01	116.978
V (cm)	80,009924	76.98	76,34	75,39	75,99	68.02
I g (cm⁴)	21994253,48	48827690	24704226,6	49853699	21309000,7	43454722
ρ(%)	0,335080	34	36	39	44	46
E p (cm)	2,4240497	-25,613	-22,187	-39,459	-70,255	-90,162

Tableau V-7 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections

III.6.Fuseaux limites

Le fuseau limite est une zone limitée par 2 courbes dans laquelle doit toujours se situer le centre de pression des forces dans les sections

III.6.1.Fuseau limite de traction

Il s'agit du fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'y ait pas de traction (quel que soit le cas de charge). Pour cela il faut que : $-c' \leq e_0 \leq c$

Avec :

$$c' = \rho V' ; \quad c = \rho V ; \quad e_0 = e_p + \frac{M}{N}$$

C, C' : Limite du noyau central ;

e_p : Excentricité du câble moyen ;

e₀ : Centre de pression.

M_{min} : Moment due aux charges permanentes.

M_{max} : Moment due aux charges permanentes et aux surcharges.

P : Tension finale dans le câble après perte.

Donc : $P = \sum P_i \cdot \cos \alpha_i$

$P = 0.71 P_{01} = 0.71 \cdot 1386.23 = 984.223 \text{ KN}$

section	0,0L	0,089L	0,5L
M_{max}(t, m)	0	92.79	486,84
M_{min}(t, m)	0	55,892	148,39
P (t)	367,563	377,055	377,055
ρ (%)	34	44	44
C = p, V (cm)	30.714	32.611	32.611
C' = pV' (cm)	43.106	49.271	49,271
M_{max}/P (cm)	0	53.302	129,116
M_{min}/P (cm)	0	14,823	39,355
C – (M_{max}/P)	30.714	8.002	-88.625
(-C') – (M_{min}/P)	-43.106	-64.094	-96.504
e_p (cm)	-25,612	-48.133	-90,162
Vérifications	$C' \leq e \leq C$	$C' \leq e \leq C$	$C' \leq e \leq C$
Remarques	ok	ok	ok

Tableau V-8 :Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis)

III.6.2.Fuseau limite de compression

C'est le domaine à l'intérieure duquel doit se trouver le câble moyen pour que les contraintes limites de compression soient respectées en tout point. Il est tracé à partir de l'expressionsuivante :

$$-a' - \frac{M_{\min}}{P} \leq e_p \leq a - \frac{M_{\max}}{P}$$

Avec :

$$a = \min(e_1; e_2) \text{ et } a' = \min(e_1'; e_2')$$

$$-e_1' = \rho V \left(1 - \bar{\sigma}_c \times \frac{B}{P} \right) ; -e_2' = \rho V' \left(-1 + \bar{\sigma}_t \times \frac{B}{P} \right)$$

$$e_1 = \rho V \left(1 - \bar{\sigma}_t \times \frac{B}{P} \right) ; e_2 = \rho V' \left(-1 + \bar{\sigma}_c \times \frac{B}{P} \right)$$

La vérification est donnée par le tableau ci-après :

section	0,0L	0,089L	0,5L
$\sigma_{cs} = \sigma_{ci}$	27	27	27
σ_t	3,3	3,3	3,3
$M_{\max} \text{ (t.m)}$	0	92.79	486,84
$M_{\min} \text{ (t. m)}$	0	55,892	148,39
$P \text{ (t)}$	367,563	377,055	377,055
$(-e_1')$	-301.306	-246.915	-246.915
$(-e_2')$	13.846	172.881	172.881
$(-a')$	-301.306	-246.915	-246.915
e_1	-9.866	-1.553	-1.553
e_2	422.866	373.052	373.052
a	-9.866	-1.553	-1.553
$(-a') - (M_{\max}/P) \text{ (I)}$	-301.306	-271.524	-376.031
$(-a) - (M_{\min}/P) \text{ (II)}$	-9.866	-16.376	-40.908
e_p	-25,612	-48.133	-90,16238
Vérifications	$I \leq e_p \leq II$	$I \leq e_p \leq II$	$I \leq e_p \leq II$
Remarque	ok	ok	ok

Tableau V-9 :Caractéristiques du fuseau limite de compression

IV. Les pertes de précontrainte

Les pertes de tension sont liées au comportement des matériaux, au mode de précontrainte et aux procédées de mise en tension

- **Les pertes instantanées :**

Se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues principalement aux frottements du câble sur la gaine, au tassement des organes d'ancrage et au non simultanéité de mise en tension des câbles.

- **Les pertes différées**

Se produisent dans temps plus aux moins long. Elles sont dues au retrait et au fluage du béton et à la relaxation des armatures.

IV.1. Les pertes instantanées

Au moment de la mise en tension du câble, se dernier se met en contact avec la gaine, il en résulte un frottement qui réduit la tension du câble.

La tension en un point d'abscisse X, après la mise en tension est :

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

Avec :

σ_{p0} : La tension à l'origine $\sigma_{p0} = 1424.7 \text{ MPa}$;

α : La déviation angulaire totale du câble sur la distance x ;

Chapitre V : étude de la précontrainte

f : Le coefficient de frottement angulaire $f = 0.18rd^{-1}$;

φ : Coefficient de frottement linéaire $\varphi = 2 \times 10^{-3}m^{-1}$

Donc, la perte par frottement est :

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

section	α		σ_{p0} (MPa)	0L		x=1m		x=0,097L		x=0,5L	
	°	rd		x	$\Delta\sigma_{\varphi}$	x	$\Delta\sigma_{\varphi}$	x	$\Delta\sigma_{\varphi}$	x	$\Delta\sigma_{\varphi}$
cable 1	5	0,087	1424,7	0	0	1	24,939339	2,1125	27,491573	10,9	51,832984
cable 2	10	0,174	1424,7	0	0	1	46,688848	2,1125	49,201425	10,9	73,164619
cable 3	15	0,262	1424,7	0	0	1	68,344579	2,1125	70,81767	10,9	94,404278
cable 4	18	0,3142	1424,7	0	0	1	81,029209	2,1125	83,479171	10,9	106,8452

Tableau V-10 : Perte par frottement

IV.1.1. Perte par recul d'ancrage

À la mise en tension, l'effort de traction se transfère à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton dû à la déformation du mécanisme d'ancrage et à son léger glissement. Il y'a perte de tension.

L'importance du recule d'ancrage dépend du procédé utilisé.

La perte de tension due à ce recul n'apparaît que sur une distance « x » qu'on appelle longueur d'influence. Au-delà de cette longueur, elles sont équilibrées par les frottements entre la gaine et le câble.

- Pour tous les câbles :**

La tension à l'origine : $\sigma_{p0} = \sigma_A = 1424.7$ MPa

$$\sigma_i = \sigma_{p0}(1 - f\alpha - \varphi x)$$

Avec : $\alpha = 0$ en tronçon rectiligne.

$G = 6$ mm.

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$G * E_p = 6 \times 2 \times 10^5 = 1200 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

	câble 1	câble 2	câble 3	câble 4
σ_b (MPa)	1421,8506	1421,8506	1421,8506	1421,8506
σ_c (MPa)	1387,6537	1364,5029	1341,8538	1326,4521
σ_d (MPa)	1371,9006	1349,5898	1327,0226	1313,6361

Tableau V-11 : Les valeurs de σ_i pour chaque câble.

Calcul des aires : (Exemple de calcul)

$$S_1 = [\sigma_A - \sigma_B] \times \frac{AB}{2} = \frac{1}{2} \times (1424.7 - 1421.85) = 1.4247 \text{ MPa.m}$$

Les résultats des autres aires de tous les câbles sont donnés dans le tableau suivant :

	câble 1	câble 2	câble 3	câble 4
S1	1,4247	1,4247	1,4247	1,4247
S2	71,3249	128,0646	179,7912	248,1418
S3	34,1968	57,3477	79,9967	95,3985
S4	81,4660	81,5184	81,4970	79,4875
S5	43,5461	39,0255	38,5985	28,8217
Σ	231,9585	307,3809	381,3081	453,2742
$\Sigma*2$	463,917	614,7618	762,6162	906,5484

Tableau V-12 : Résultats des calculs des aires.

On a :

$GE_p > S$ Donc il se produit une chute de tension $\Delta\sigma_m$.

$$\Delta\sigma_m = \frac{GE_p - 2 \sum S_i}{L/2}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

	câble 1	câble 2	câble 3	câble 4
$\Delta\sigma_m(\text{MPa})$	68,793	54,695	40,877	27,425

Tableau V-13 : Les chutes de tension.

Les diagrammes de chute de tension avant et après blocage d'ancrage pour tous les câbles sont représentés comme cet exemple du câble 1 :

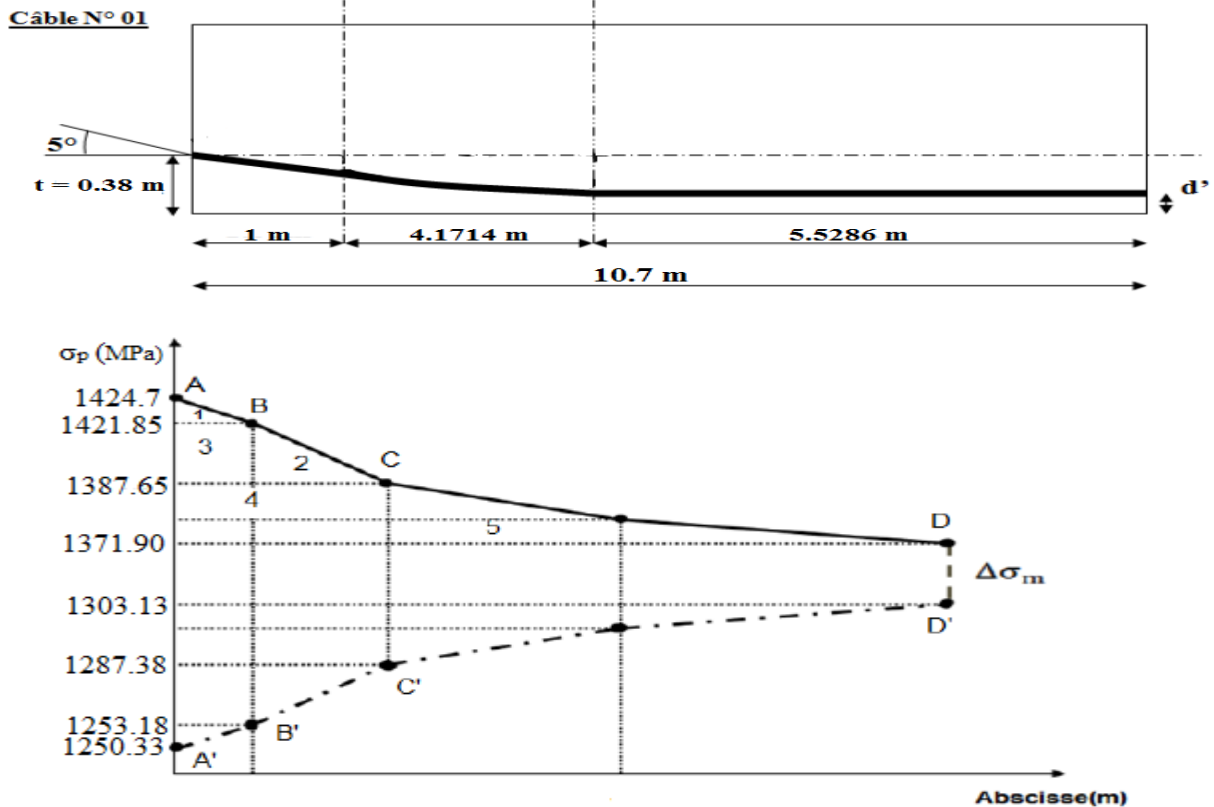


Figure V-5 :Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N °1

Les valeurs de σ_p dans les autres diagrammes de câbles sont représentés dans le tableau suivant :

	cabe1	cabe2	cabe3	cabe4
$\sigma_p \text{ (MPa)}$	1424,7	1424,7	1424,7	1424,7
	1421,85	1421,85	1421,85	1421,85
	1387,6538	1364,5029	1341,8538	1326,4521
	1371,9006	1349,5838	1327,0226	1313,6361
	1303,1306	1294,8888	1286,1456	1286,2111
	1287,3774	1279,9697	1271,3144	1273,395
	1253,1812	1222,6226	1191,3182	1190,8132
	1250,3312	1219,7726	1188,4682	1175,1472

Tableau V-14 : Valeurs de σ_p dans les différents diagrammes des câbles.

$$\Delta\sigma_p = \sigma_{pi} - \sigma_{pi+1}$$

section	0,00L	0,04674L	0,0969L	0,5L
Abscisse	0	1	2,1125	10,9
câble 1	174,3688	168,6688	100,2764	68,77
câble 2	204,9274	199,2274	84,5332	54,695
câble 3	236,2318	230,5318	70,5394	40,877
câble 4	249,5528	231,0368	53,0571	27,425
moyenne	216,2702	207,3662	77,101525	47,94175

Tableau V-15 : Récapitulative des pertes par recule d'ancrage.

IV.1.2. Les pertes par raccourcissement instantané du béton

Supposons qu'une poutre soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble après câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble.

De même, la mise en tension du troisième câble va entraîner le raccourcissement de la poutre et des deux premiers câbles ainsi de suite pour cela la mise en tension des câbles se fera au 14ème jour.

- Les pertes des câbles :**

Chaque câble subir une perte de tension moyenne due à :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{n-1}{2n} \times \sigma_{bn}(x) \times \frac{E_p}{E_{ij}} \rightarrow (\text{BPEL art 3.3.13})$$

Avec :

$\Delta\sigma_{pi}(x)$: Perte de tension moyenne de n câbles

$\sigma_{bn}(x)$: Contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse (x) calculées au niveau du câble moyen.

E_{ij} : Module instantané de déformation de béton j jours

n : nombre de câble

$$\sigma_{bn}(x) = \frac{M_g \times E_p}{I_g} + n \times A_p \times \frac{\sigma_{pi}}{B} \times \left(1 + \frac{B \times (e_p)^2}{I_g}\right)$$

I_g : Inertie de la poutre seule.

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

M_g : Moment dû au poids propre de la poutre seule+amorce à l'abscisse (x).

$\sigma_{pi}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toutes les pertes déjà déterminées.

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

Après développement la formule précédente s'écrit sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{pi}(x) = \frac{E_p}{3 \times E_{bij}} \times \frac{M_g \times e_p}{I_g} \times n \times A_p \times \frac{(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x) - \Delta\sigma_{pi}(x))}{B} \times \left[1 + \frac{B \times (e_p)^2}{I_g}\right]$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Câbles	section	0,00L	0,0969L	0,5L
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	8.233	12.626	12.360

Tableau V-16 : Valeurs des pertes par raccourcissement instantané du béton

• **Pertes instantanées totales :**

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_\varphi(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{pi}(x)$$

section		0,00L	0,0969L	0,5L
Abscisse (m)		0	2,1125	10,9
câble 1	$\Delta\sigma_i(x)$ (MPa)	182.602	140.394	132.963
câble 2		213.161	146.361	140.219
câble 3		244.465	153.983	147.641
câble 4		257.786	149,167	146.630
moyenne		224.504	147.475	141.863

Tableau V-17 : Pertes instantané totales à différentes sections

Donc, les tensions initiales probables pour chaque câble et aux différentes sections, sontreprésenté dans le tableau ci-dessus :

section		0,00L	0,0969L	0,5L
Abscisse		0	2,1125	10,9
câble 1	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1242.097	1284.305	1291.737
câble 2		1211.538	1278.338	1284.480
câble 3		1180.234	1270.716	1277.058
câble 4		1166.914	1275.537	1278.069
moyenne		1200.196	1277.225	1282.836

Tableau V-18 : La tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections

IV.2. Les pertes différées

Les pertes différées sont dues à l'évolution dans le temps de l'état de contrainte des matériaux, en présence du retrait du béton, fluage du béton et la relaxation des aciers.

IV.2.1. Pertes dues au retrait du béton « B.P.E.L 91 Art. 3.3.21 »

Indépendamment de tout chargement, le béton subit par retrait un raccourcissement qui à pourconséquence de détendre les armatures de précontraintes, donc chute de tension.

Cette perte de tension engendrée par le retrait est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r \times [1 - r(t_0)] \times e_p$$

$$\left\{ \begin{array}{l} r(t) = \frac{t_0}{t_0 + 9r_m} \\ r_m = \frac{B}{\mu} \end{array} \right.$$

B : aire de section.

μ : périmètre de la section.

r_m : Rayon moyen de la section.

t_0 : Âge du béton à la mise en tension des câbles.

$\varepsilon_r(t)$: Le retrait du béton tel que : $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t) = 3 \times 10^{-4}$ (nord Algérien)

	Aire (cm ²)	Périmètre (cm)	Rayon (cm)
section d'about	10397	448	23,207
section médiane	7651	560,3	13,655

Tableau V-19 : Calcule du rayon r_m

- **Les pertes dans les câbles :**

Les trois (04) câbles sont mis en tension à $t_0 = 14$ jour

Après le coulage de la poutre on a :

$$r(14j) = \frac{j}{j + 9r_m}$$

	r(14)	$\Delta\sigma_r$(MPa)
section d'about	0,0628	56,2309
section médiane	0,1023	53,8639

Tableau V-20 : Les pertes dans les câbles.

IV.2.2. Pertes dues à la relaxation des câbles « Art 3.3.2.3 B.P.E.L »

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur, elle dépend de la nature de l'acieret de son traitement.

La perte par relaxation est donnée par la formule simplifiée (B.P.E.L) suivante :

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

$\mu_0 = 0.43$: Armature TBR (très basse relaxation).

ρ_{1000} : 2.5 % valeur de relaxation à 1000 heures.

$\sigma_{pi}(x)$: Tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées).

$f_{prg} = 1770$ MPa : Contrainte de rupture garantie.

$\sigma_{p0} : 1424.7$ MPa

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	section	0,00L	0,0969L	0,5L
les câbles	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1200.196	1277.224	1282.836
	$\Delta\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	44.661	55.865	56.721

Tableau V-21 :Pertes par relaxation dans les câbles

IV.2.3. Pertes dues au fluage « Art 3.3.2.2 B.P.E.L 91 »

Le béton subit un raccourcissement progressif de fluage lorsqu'il est soumis à une contrainte decompression permanent, les câbles étant ancrés dans le béton vont subir le même raccourcissementdonc une diminution de leur tension.

La perte de tension due au fluage proposée par le B.P.E.L 91 est la suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b - \sigma_M) \times \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

σ_b : Contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau de câble moyen.

j : L'âge du béton armé a la mise en tension.

- **Pertes dans les câbles :**

$$\sigma_M = \frac{M_g \times e_p}{I_g} + n \times A_p \times \frac{\sigma_{pi}(x)}{B} \left(1 + \frac{B \times e_p^2}{I_g} \right)$$

D'après le B.P.E.L la perte différée total :

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

Avec :

Chapitre V : étude de la précontrainte

$\sigma_{pi}(0.5) - \Delta\sigma_d(0.5) = \sigma_{\infty}(0.5)$: Tension finale probable à la section médiane.

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

les câbles	section	0,00L	0,0969L	0,5L
	Abscisse	0	2,1125	10,9
	$\Delta\sigma_d$ (MPa)	$93.448 + \Delta\sigma_{fl}$	$100.418 + \Delta\sigma_{fl}$	$101.131 + \Delta\sigma_{fl}$
	Mg (N, mm)	0	55,892	148,39
	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	1200.196	1277.224	1282.836
	$\sigma_M(x)$ (MPa)	3.801	12.292	10.432
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (MPa)	39.361	126.727	106.648

Tableau V-22 : Pertes par fluage dans les câbles.

Pour calculer la perte totale à un instant donné intermédiaire, on utilise la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{diff} = r(t) \times \Delta\sigma_{diff}$$

les câbles	section	0,00L	0,0969L	0,5L
	Abscisse	0	2,1125	10,9
	$\Delta\sigma_r$ (MPa)	56.231	53.864	53.864
	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)	44.661	55.865	56.721
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ (MPa)	39.361	126.727	106.648
	$\Delta\sigma_d$ (MPa)	132.809	227.146	207.779

Tableau V-23 : Pertes différées totales des différentes sections

La tension finale probable :

Le pourcentage de pertes :

$$\frac{\sigma_{p0} - \sigma_{p\infty}}{\sigma_{p0}} \times 100$$

$$\sigma_{p\infty} = \sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

section	0,00L	0,0969L	0,5L
Abscisse	0	2,1125	10,9
$\sigma_{\infty}(x)$ (MPa)	1067386	1050.078	1074.056
% de perte	25.079	26.295	24.542

Tableau V-24 : Pourcentage des pertes.

V. Conclusion

Nous remarquons que la perte totale varie entre 24% de σ_{p0} et 26% de σ_{p0} , ces pertes ne dépassent pas celle prise en compte pour déterminer l'effort de précontrainte initiale P_0 (29% de σ_{p0}).

I. Justificatifs des contraintes normales(BPEL 91 Art. 7-3)

La sécurité est l'utilisation des ouvrages doit être garantie par la justification aux états limites ultimes et de services.

La contrainte normale exerçant dans une section droite est exprimée par :

$$\sigma_y = P \left(\frac{1}{B} + e p \cdot \frac{y}{I} \right) + M \cdot \frac{y}{I}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{\min} < \sigma_y < \overline{\sigma}_{\max}$

I.1. Justification à l'E.L.S

On fait une vérification pour la classe II (admet une traction modérée). Les valeurs limites des contraintes dans le béton sont :

$\overline{\sigma c}$: La contrainte admissible de compression dans le béton.

$\overline{\sigma t}$: La contrainte admissible de traction dans le béton.

Classe II	Contrainte	Situation	exploitation			construction
	$\overline{\sigma t}$	zone	Rare	Fréquente	Quasi permanente	Rare
		Dans la section d'enrobage	$-f_{t28}$	0	/	$-0.7f_{tj}$
		Hors la section d'enrobage	$-1.5f_{t28}$	/	/	$-1.5f_{tj}$
	$\overline{\sigma c}$	Pour toute la section	$0.6 f_{t28}$	$0.6 f_{c28}$	$0.5 f_{c28}$	$0.6f_{tj}$

Tableau VI-1: Valeur limites des contraintes dans le béton

I.1.1. Distance des armatures de précontrainte aux parements

Dans le cas de la précontrainte en poste tension, le B.P.E.L Art 10.2, 23) recommande ce qui suit :

$$c \geq \begin{cases} \frac{3 \cdot a}{4} : \text{largeur horizontale de la gaine} \\ \phi : \text{diametre de la gaine} \\ d = 5\text{cm pour les ouvrages courants} \end{cases}$$

Avec :

$$a = \phi = 10\text{cm}$$

$$c \geq \begin{cases} \frac{3 \cdot 6.7}{4} = 5.025 \\ \phi = 6.7 \\ d = 5 \end{cases} \quad \text{Donc : } c = 6.7\text{cm}$$

I.1.2. Les matériaux

a. Béton :

jours	7	14	21	28
$f_{cj}(\text{MPa})$	39.13	42.85	44.26	45
$f_{tj}(\text{MPa})$	2.943	3.171	3.25	3.3

Tableau VI-2: Valeur de f_{cj} et f_{tj}

b. Armatures de précontrainte (actives) :

$$\sigma_{p0} = 1424.7 \text{ MPA}$$

$$A_p = 973 \text{ mm}^2$$

Chapitre VI : calcul justificatifs des poutres

➤ Tension de calcul en B.P.E.L

Selon (B.P.E.L 91 Art.1.3) :

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs suivantes :

$$\sigma_{p1} = 1.02\sigma_{p0} - 0.8\Delta\sigma_j \dots (I)$$

$$\sigma_{p1} = 0.98\sigma_{p0} - 1.2\Delta\sigma_j \dots (II)$$

I : c'est en phase de construction

II : c'est en phase d'exploitation

Avec :

σ_{p0} : Tension initial

$\Delta\sigma_j$: Somme de toutes les pertes à l'âge considéré

	B (cm ²)	Ig (cm ⁴)	V'(cm)	V (cm)	r ² =I /B	ep (cm)
Poutre seule	7510.045	21309000.7	84.005	75.995	2837.399	-70.255
Poutre +hourdis	11970.045	43454722	103.912	81.087	3630.288	-90.983

Tableau VI-3 : Les caractéristiques géométriques de section nette.

➤ Phase de construction :

phase	Date (jours)	Opération	Caractéristiques
0	0	Coulage de la poutre préfabriquée	/
I	14	Mise en tension des 04 câbles à 50%	Section résistante : poutre, Poids de la poutre, Précontrainte des câbles
II	28	Mise en tension des 04 câbles à 100%	Section résistante : poutre, Poids de la poutre, Précontrainte des câbles
III	50	Coulages de hourdis	· Section résistante : poutre, Poids de la poutre. Poids du hourdis +Précontrainte des câbles
V	84	Mise en place de la superstructure (revêtement, quai, ballast...)	Section résistante : poutre+hourdis, Poids propre du tablier, Précontrainte des câbles
V	□90jours	Mise en service de l'ouvrage	Section résistante : poutre+hourdis, Poids propre du tablier, Surcharges appliquées, Précontrainte des câbles

Tableau VI-4 : Les différentes phases de construction.

➤ Vérification des contraintes

Pour les quatre premières phases, la force de précontrainte qui donne l'effet le plus est P1 mais pour la phase d'exploitation (phase V) c'est la force P2.

a. Phase de construction :

$$\sigma_s = \frac{P1}{B} \left(1 - ep \frac{V}{r^2} \right) + \frac{Mmin. V}{I_G} \geq \overline{\sigma_{ts}}$$

$$\sigma_i = \frac{P1}{B} \left(1 + ep \frac{V'}{r^2} \right) + \frac{Mmin. V'}{I_G} \leq \overline{\sigma_{ci}}$$

b. Phased'exploitation :

$$\sigma_s = \frac{P2}{B} \left(1 - ep \frac{V}{r^2} \right) + \frac{Mmax. V}{I_G} \leq \overline{\sigma_{ci}}$$

$$\sigma_i = \frac{P2}{B} \left(1 + ep \frac{V'}{r^2} \right) + \frac{Mmax. V'}{I_G} \geq \overline{\sigma_{ts}}$$

$$\begin{cases} \overline{\sigma_{ts}} = -1.5f_{tj} \\ \overline{\sigma_{ci}} = 0.6f_{cj} \text{ Avec : (En construction)} \\ \overline{\sigma_{cs}} = 0.6 f_{c28} \end{cases}$$

$\overline{\sigma_{ti}} = -1.5f_{tj}$: hors section d'ancrage
 $\overline{\sigma_{ti}} = -f_{tj}$: dans la section d'enrobage

Exemple de calcul:

Phase I:

$$\sigma_{po} = 0.5 \times 1424.7 = 712.35 \text{ MPa}$$

$$q = 2.068 \text{ t/ml} \implies M_g = 1183.934 \text{ KN.m}$$

$$\Delta\sigma_j = 0.5 \times \Delta\sigma_i = 0.5 \times 141.863 = 70.931 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p1} = 1.02\sigma_{po} - 0.8\Delta\sigma_j = 669.85 \text{ MPa}$$

$$P_1 = n \times A_p \times \sigma_{p1} = 4 \times 973 \times 669.85 \times 10^{-3} = 2607.056 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{2607.056}{7510.045} \left(1 - 70.255 \frac{75.995}{2837.399} \right) + \frac{1183.934 \cdot 10^3 \cdot 75.995}{21309001} = 1.162 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{2607.056}{7510.045} \left(1 + 70.255 \cdot \frac{84,005}{2837.399} \right) - \frac{1183.934 \cdot 10^3 \cdot 84,005}{21309001} = 5.781 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1.162 > \overline{\sigma_{ts}} = -1.5f_{tj} = -4.36 \text{ MPa} \\ 5.781 < \overline{\sigma_{ci}} = 0.6f_{cj} = 23.06 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifié}$$

Nous procédons de la même façon pour les autres phases et les résultats sont donnés le tableau ci-après :

Phase	Pi(KN)	M(KN.m)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)	$\overline{\sigma_{ts}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{ci}}$ (MPa)	Observation
I	2607.056	1883.934	1.162	5.781	-4.36	23.06	vérifier
II	5052.392	1883.934	-1.709	15.164	-4.95	27	vérifier
III	4728.921	1899.845	-0.460	8.362	-4.95	27	vérifier
IV	4567.186	2779.1	1.317	6.134	-4.95	27	vérifier
V	3169.495	4868.4	6.093	-1.104	-4.95	27	vérifier

Tableau VI-5 : Contraintes dans les différentes phases

Les contraintes normales sont justifiées en toutes phases (d'exécution, à vide et en service).

I.2.Ferraillage passif longitudinal

Deux sortes d'armatures passives sont à prévoir dans les ouvrages précontraints

I.2.1.Armatures longitudinales de peau

Leur but est de répartir les effets de retraites et des variations de températures, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

- $3\text{cm}^2/\text{m}$ de longueur mesuré sur la section droite de l'ouvrage.
- $A_{\min} \geq \max 0,1\%$ de la section du béton de la poutre $= 0.001B$
- $A_{\min} = 0.001 \times B = 0.001 \times 7510.045 = 7.510045 \text{ cm}^2$

On utilise des armatures HA12 espacé de 20cm.

I.2.2.Armatures longitudinales dans les zones tendues

C'est une section conventionnelle minimale d'armatures qu'on doit placer longitudinalement dans les zones tendues des structures en béton précontraint.

Le BPEL propose une section d'armature qui assure Ferraillage minimal de non fragilité donne par la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{Bt}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{BT}}$$

Bt : Section de béton tendu

σ_{BT} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

N_{Bt} : Résultante des contraintes de traction correspondante.

f_e : limite élastique des armatures utilisées $f_e = 500\text{Mpa}$.

f_{tj} : contrainte caractéristique de traction du béton à j jour. Dans notre cas la contrainte maximale de traction apparaît en service (6ème phases) et elle est -1.5 MPa .

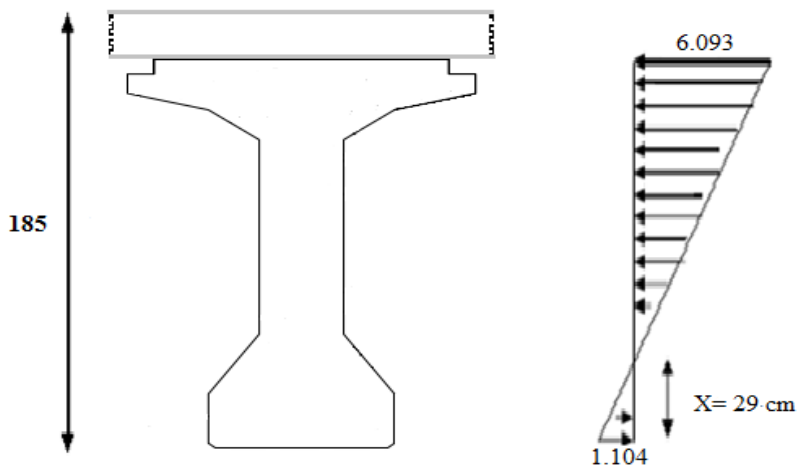


Figure VI-1 : Diagramme des contraintes.

$$\frac{6.093}{(h-x)} = \frac{1.104}{x} \rightarrow x = 0.29\text{m} = 29\text{cm}$$

$$Bt = 1791 \text{ cm}^2$$

$$N_{BT} = \frac{Bt \times \sigma_t}{2} = \frac{1791 \times 1.104 \times 10^{-1}}{2} = 98.886 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{1791}{1000} + \left(\frac{98.886}{50} \times \frac{2.7}{1.104} \right) = 7.835\text{mm}^2$$

$$A_s = 8.04\text{cm}^2 \text{ Donc on prend 4HA16}$$

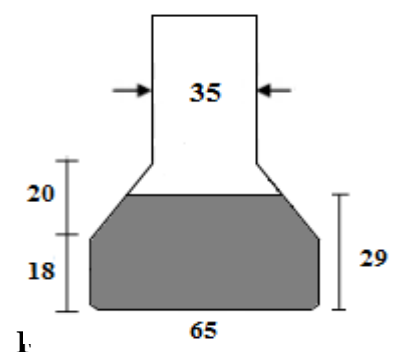


Figure VI-2 : Détail du talon

I.2.3. Ferrailage passif transversal (Armature de talon)

On prévoit des cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte localisées dans le talon, et aussi pour assurer la continuité avec les armatures transversales de l'âme.

$$Ac \times f_e \geq c \times t \times f_{t28} \text{ Si } \phi_{\text{gaine}} < c < 1.3 \phi_{\text{gaine}}$$

$$Ac \times f_e \geq 1.3 \times t \times f_{t28} \times \phi_{\text{gaine}} \text{ Si } c > 1.3 \phi_{\text{gaine}}$$

t: Espacement des armatures = 20

- C = 11cm : (Enrobage des câbles).
- $\phi_{\text{ext gaine}} = 6.7\text{cm}$
- $C \square 1.3 \phi_{\text{extg}} = 8.71\text{cm}$

$$\frac{Ac}{t} \geq \frac{1.3 \phi_{\text{extg}} - F_{t28}}{F_e} = \frac{1.3 \times 6.7 - 3.3}{500} = 0.0574$$

$$T \leq 39.37\text{cm} \text{ soit } T = 20\text{cm}$$

$$\text{En remplaçant : } Ac \geq 1.44\text{cm}^2$$

$$\text{On adopte un cadre de HA12} = 2.26\text{cm}^2$$

I.3. Justification à l'E.L.U

A l'E.L.U les problèmes posés par les calculs vérificatifs proviennent du fait que le comportement des matériaux est linéaire.

Les justifications à la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M.N) sont données par les règles B.P.E.L 91 Art 63.

• Principe de la méthode de justification :

Il consiste à s'assurer que les sollicitations de calcul 'Su' sont à l'intérieur d'un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistante ultimes 'S_{lim u}'. le domaine résistant convexe est limité par une courbe dite d'interaction moment effort normal.

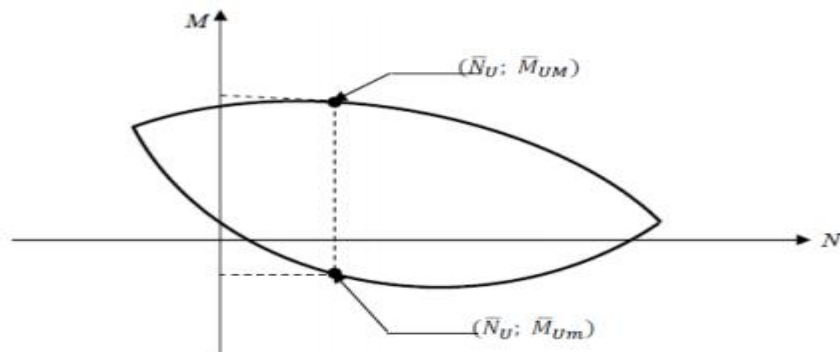


Figure VI-3 : Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal.

Pour le calcul des déformations et des contraintes qui lui correspond, on procède par itération de manière suivante :

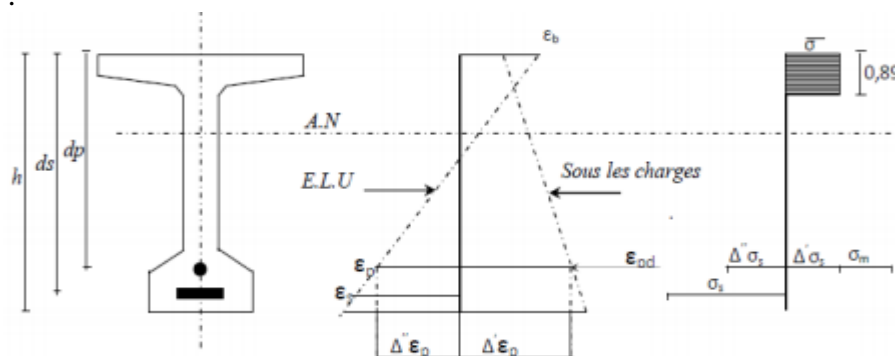


Figure VI-4 : Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

Application a notre projet :

$$d_p = 144.7 \text{ cm.}$$

$$d_s = 155 \text{ cm}$$

$$A_p = 4 \times 9.73 = 38.92 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$N_u = P_0 - \Delta \sigma_{p0} = (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_{p0}) \cdot n \cdot A_p$$

$$N_u = 1075.058 \times 4 \times 973 \times 10^{-3} = 4184.126 \text{ KN}$$

Equation d'équilibre :

$$\bar{N}_u = B_c \cdot \sigma_{bc} - A_p \cdot \Delta \sigma_p - A_s \cdot \sigma_s \dots \dots \dots (1)$$

$$\bar{N}_u = B_c \cdot 25.5 - 3892 \times \Delta \sigma_p - 8.04 \times \sigma_s$$

$$\bar{M}_u = B_c \cdot \sigma_{bc} \cdot Z + A_s (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \dots \dots \dots (2)$$

$$\bar{M}_u = 25.5 \times B_c \times Z + 81.576 \times 10^3 \cdot \sigma_s$$

Hypothèses de section planes:

$$\frac{\Delta \xi_p}{\sigma_p} = \frac{2.055 - y}{y} \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\xi_s}{\xi_p} = \frac{2.15 - y}{y} \dots \dots \dots (4)$$

Comportement d'acier:

-Pour les armatures passives feE500

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = \xi_s \times E_s \quad \text{pour } \xi_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{pour } \xi_s > \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

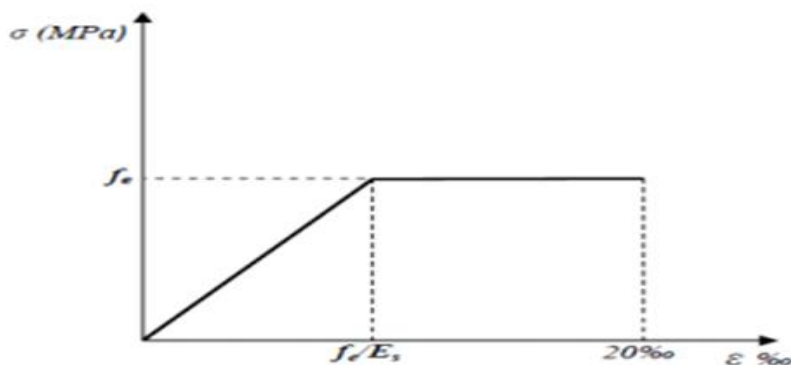


Figure VI-5 : Diagramme contrainte déformation des aciers passif

-Pour les armatures active (cas des torons) :

$$F_{prg} = 1770 \text{ MPA}$$

$$F_{peg} = 1583 \text{ MPA}$$

$$E_p = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$$

$$\xi_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_s \cdot \sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5$$

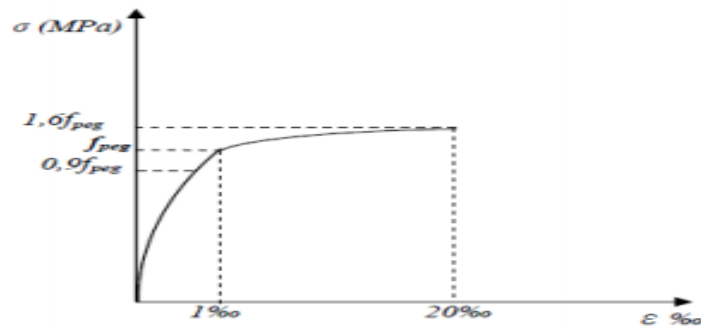


Figure VI-6 : Diagramme contrainte- déformation des torons

La surtension des armatures :

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p(\xi_{pm} + \Delta'\xi_p + \Delta''\xi_p) - \sigma_p(\xi_{pm}) \dots \dots \dots (6)$$

$$\sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = \frac{4184.126 \times 10^3}{3.892 \times 10^{-3} \times 10^6} = 1057.058 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \sigma_{bm} = \frac{P_m}{B} + (P_m \times e_p + M_g) \frac{e_p}{I_g}$$

$$\sigma_{bm} = \frac{4184.126 \times 10}{11970.045} + (4184.126 \times 10^3 (-90.162 \times 10) + 1483.9 \times 10^6) \frac{(-90.162 \times 10)}{43454722 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bm} = 8.24 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\xi_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1057.058}{2 \times 10^5} = 5.28 \times 10^{-3}$$

$$\Delta'\xi_p = 5 \times \frac{\sigma_{bm}}{E_p} = 5 \times \frac{8.24}{2 \times 10^5} = 2.06 \times 10^{-4}$$

1^{er} interaction :

$$\xi_s = 10\text{‰} \quad ; \quad \xi_b = 3.5\text{‰}$$

$$(4) \quad y = \frac{155 \times 3.5}{10 + 3.5} = 40.185 \text{ m} = 0.40185 \text{ cm}$$

$$(3) \Delta''\xi_p = \frac{(1.447 - 0.40185)}{0.40185} \times 3.5 \times 10^{-3} = 9.103 \times 10^{-3}$$

$$(5) \quad \sigma_s = 438 \text{ MPa} \quad \text{car } \xi_s = 10\text{‰}$$

$$(6) \quad \Delta\sigma_p = \sigma_p(5.28 + 0.206 + 9.103) \times 10^{-3} - \sigma_p(5.28 \times 10^{-3}) = 9.347.10^{-3}$$

Donc :

$$\sigma_p = \frac{0.9 \times F_{peg}}{F_e} = 1238.87 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = 6.194.10^{-3}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} \varepsilon_p < 6.194.10^{-3} \rightarrow \sigma_p = E_p \times \varepsilon_p \\ \varepsilon_p > 6.194.10^{-3} \rightarrow \sigma_p \text{ sera calculée par approximation successive} \end{cases}$$

$$\sigma_p = 5.28 \times 10^{-3} \times 200000 = 1056$$

$$\xi_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \left(\frac{\gamma_s \cdot \sigma_p}{f_{peg}} - 0.9 \right)^5 = \frac{\sigma_p}{2 \times 10^5} + 100 \left(\frac{1.15 \cdot \sigma_p}{1583} - 0.9 \right)^5 \text{ avec } \xi_p = 15.110 \times 10^{-3}$$

$$\Delta\sigma_p = 2167.355 - 1057.058 = 1110.297$$

De cela on peut calculer l'effort normal Nu :

$$\overline{Nu} = B_c \cdot \sigma_{bc} - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \cdot \sigma_s$$

$$B_c = 0.8Y \times b_{moy} = 0.4179 \text{ m}^2$$

$$\overline{Nu} = 5983.022 \text{ KN} > Nu = 4184.126 \text{ KN}$$

Donc le diagramme de l'équilibre est atteint ainsi que le diagramme des déformations ultimes.

II. Justificatifs des contraintes tangentielles

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

Selon le BPEL 91, on procède :

- En E.L.U à une vérification de la section d'acier transversal.
- En E.L.S à une vérification des contraintes tangentielles (de cisaillement)

II.1. Justification des contraintes à l'ELS

La vérification doit porter sur trois paramètres caractéristiques de l'état de contraintes en un point de la section.

σ_x : Contrainte normale longitudinale.

τ : Contrainte tangentielle (de cisaillement).

σ_t : Contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte transversale éventuelle (celle-ci n'existe que lorsque une précontrainte transversale est présentée).

Les contraintes σ_x ; τ ; σ_t calculées sous l'effet des sollicitations de service, doivent satisfaire des conditions **Article B.P.E.L.7.2, 2.**

II.1.1. Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant

Cette contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\tau_v = \frac{V_{red} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

$$\text{Avec : } V_{red} = V_{ext} - \sum_{i=1}^n P_i \sin \alpha_i$$

b_n =largeur nette de l'âme de la poutre.

$b_n = b_0 - m.k.\phi$

Avec :

M : moment de câble par lit

K=1/2 dans le cas des câbles injectés dans le colis de ciment.

S : moment statique par rapport à l'axe Gx.

I_N : moment d'inertie net par rapport à l'axe Gz.

$\tau = \tau_v$: Pour les phases I, II, III ; IV ; V

$\tau = \tau_v + \tau_t$: Pour la phase d'exploitation VI.

Application à notre projet :

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui.

La vérification des contraintes se fera par phase de construction.

	B (cm ²)	I _G (cm ⁴)	V' (cm)	V (cm)	r ² =I/B	ep (cm)
Poutre seule	10256,045	21994253,5	79,99	80.01	2144.5163	2.424
Poutre+hourdis	14716,045	48827690	108.03	76.97	3317.990	-25.612

Tableau VI-6 : Caractéristiques géométriques de la section nette à x = 0,00 L.

Phase 1 :

Mise en tension des câbles de la 1ère famille au 14^{ème} jour à 50 % :

$$\sigma_{p0} = 0.5 \times 1424.7 = 712.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j = 0.5 \times \Delta \sigma_i = 0.5 \times 224.504 = 112.252 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{PI} = 1.02 \times \sigma_{p0} - 0.8 \times \sigma_j = 1.02 \times 712.35 - 0.8 \times 112.252 = 636.795 \text{ MPa}$$

$$P1 = n.A_p.\sigma_{PI} = 4 \times 973 \times 636.795 \times 10^{-3} = 2478.406$$

Chapitre VI : calcul justificatifs des poutres

$$q = 20.682 \text{ KN/ml} \rightarrow V_G = q_G \cdot \frac{L}{2}$$

$$V_G = 2.0682 \times \frac{21.4}{2} = 221.297 \text{ KN}$$

$$V_{\text{red}} = V_G - P \cdot \frac{\sum \sin \alpha_i}{n}$$

$$\sum \sin \alpha_i = 0.8285.$$

$$V_{\text{red}} = 221.297 - 2478.406 \times \frac{0.8285}{4} = -292.043 \text{ KN}$$

$$V_{\text{red}} = -292.043 \text{ KN}$$

- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_v = \frac{V_{\text{red}} \cdot S(y)}{I_n \cdot b_n}$$

$$S(y) = \frac{I_G}{0.8h}; \tau_v = \frac{V_{\text{red}}}{0.8 \cdot h \cdot b_n}$$

Avec :

$$b_n = b_0 - \frac{\phi}{2} = 65 - \frac{6.7}{2} = 61.65 \text{ cm} \rightarrow \tau_v = \frac{292.043 \times 10}{0.8 \times 160 \times 61.65} = 0.37$$

- Effort normale N1 au niveau du centre de gravité :

$$N1 = P1 \times \frac{\sum \cos \alpha_i}{n} = 2478.4077 \times \frac{3.899}{4} = 2416.013 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{N1}{B} \left(1 - \frac{ep \times V}{r^2} \right) = \frac{2416.013 \times 10}{10256.044} \left(1 - \frac{2.424 \times 80.01}{2144.5163} \right) = 2.353 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{N1}{B} \left(1 + \frac{ep \times V'}{r^2} \right) = \frac{2416.013 \times 10}{10256.044} \left(1 + \frac{2.424 \times 79.99}{2144.5163} \right) = 2.358 \text{ MPa}$$

Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = 2.352 + \frac{2.357 - 2.352}{160} \times 80.01 = 6.56 \text{ MPa}$$

Vérification des deux inégalités du B.P.E.L :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_g) \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_g) (f_{tj} + \sigma_g) \dots \dots \dots (2)$$

$$0.136 \leq 0.4 \times 3.171 (3.171 + 2.358) = 6.014 \text{ MPa} \text{ Condition vérifié}$$

$$0.136 \leq 2 \times \frac{3.171}{39.13} (0.6 \times 39.13 - 2.355) (3.3 + 2.355) = 19.359 \text{ MPa}$$

Nous procédons de la même manière pour les autres phases :

	V(KN)	P(KN)	N _I	V _{red} (Kn)	τ	σ _s	σ _i	σ _g	1	2
I	221.297	2478.407	2416.013	-292.043	-0.370	2.353	2.358	2.355	0.370<6.014	0.370<16.232
II	221.297	4853.436	4731.251	-783.970	-0.993	4.608	4.618	4.613	0.993<8.415	0.993<20.933
III	324.103	4646.679	4529.699	-638.340	-0.808	3.054	3.102	3.077	0.808<7.064	0.808<18.776
IV	474.117	4543.301	4428.923	-466.914	-0.591	2.986	3.033	3.008	0.591<7.003	0.591<18.669
V	830.534	4439.922	4328.147	-89.085	-0.113	2.918	2.964	2.940	0.113<6.943	0.113<18.561

Tableau VI-7 : Calcul de la torsion.

Chapitre VI : calcul justificatifs des poutres

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

II.2. Justification à l'ELU (BPEL 91 Art. 7-3)

II.2.1. : Armatures transversales minimales

Elles sont caractérisées par leur section A_c et leur espacement St :

$$St \leq \text{Min} (1m; 0.8h; 3b_0)$$

$$St \leq \text{Min} (1m; 0.8 \times 1.60; 3 \times 0.6165)$$

$$St \leq \text{Min} (1m; 1.28; 1.8495) \quad St \leq 1m$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant, on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0.6 \cdot bn \cdot \gamma_s}{fe} \cdot \frac{At}{St \cdot bn} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq 0.6$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effet tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre.

$$\frac{At}{St} \geq \frac{0.6 \cdot bn \cdot \gamma_s}{fe} = \frac{0.6 \times 61.65 \times 1.15 \times 10^2}{500} = 8.5 \text{ cm}^2/ml$$

On choisit des cadres **HA12**, $At = 2,26 \text{ cm}^2$, soit : **2HA12**

$$St \leq \frac{At \times fe}{0.6 \times \gamma_s \times bn} = \frac{2.26 \times 10^{-4} \times 500}{0.6 \times 1.5 \times 61.65} \leq 0.281m$$

On adopte 2HA12 : $St = 15 \text{ cm}$ aux appuis et 25 cm en travée.

II.2.2. : Justification des armatures transversales

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis, constituées par les bielles du béton et les armatures :

(B.P.E.L-Art7.3; 22)

$$\frac{At \times fe}{0.6 \times \gamma_s \times st} \geq \tau_{red} - \frac{ftj}{3} \tan \beta_u + \frac{ftj}{3}$$
$$\tau_{red} \leq \frac{At \times fe}{0.6 \times \gamma_s \times st} \times \cot \beta_u + \frac{ftj}{3}$$

L'inclinaison des bielles est donnée par :

$$\tan 2\beta = \frac{2\tau_{red}^u}{\sigma_x^u - \sigma_t^u}$$

Avec :

$$2\tau_{red}^u = 2\tau_v^u + 2\tau_t^u$$

$$\tau_v^u = \frac{V_{red}^u}{0.8 \cdot h \cdot bn} \quad \text{et} \quad V_{red}^u = V_u^{max} - \frac{P_u}{n} \times \sum_{i=1}^3 \sin \alpha_i$$

$$P_u = n(\sigma_{p0} - \Delta \sigma_j) A_p$$

$$\Delta \sigma_j = \Delta \sigma_i (1er \text{ famille}) + \Delta \sigma_{diff} (1er \text{ famille})$$

A.N :

$$\Delta \sigma_j = 224,504 + 132,809 = 357.313 \text{ MPa}$$

$$P_u = 4(1424.7 - 357.313) 973 \times 10^{-3} = 4154.27 \text{ KN}$$

$$V_{red}^u = 1617.964 - \frac{4154.27}{4} \times 0.8285 = 757.51 \text{ KN}$$

$$\tau_v^u = \frac{757.51 \times 10}{0.8 \times 185 \times 61.65} = 0.830 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red}^u = 0.830 + 0.748 = 1.578 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : calcul justificatifs des poutres

Angle d'inclinaison β :

$$N_u = P_u \cdot \frac{\sum \cos \alpha_i}{n} = 4163.4378 \cdot \frac{3.899}{4} = 4058.623 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{N_u}{B} \left(1 - \frac{e_p \times V}{r^2} \right) = \frac{4058.623 \times 10}{14716.044} \left(1 - \frac{25.612 \times 76.97}{3317.9902} \right) = 1.119 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \frac{N_u}{B} \left(1 - \frac{e_p \times V}{r^2} \right) = \frac{4058.623 \times 10}{14716.044} \left(1 + \frac{25.612 \times 108.03}{3317.9902} \right) = 5.092 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = 1.119 + \frac{(5.092 - 1.119)}{185} \times 76.97 = 2.757 \text{ MPa}$$

$$\tan 2\beta = \frac{2 \times 1.364}{1.758} \rightarrow \beta = 35^\circ$$

• Détermination des armatures verticales:

$$\frac{A_s}{S_t} \geq \left(\tau_{red}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \times \frac{1.15 \times b_n}{f_e} \times \tan \beta$$
$$\frac{A_s}{S_t} \geq 4.745 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \frac{A_s}{S_t} \geq \text{Max}(4.745; 8.5)$$

On choisit des cadres **HA12**, $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$, soit : **2HA12**

Ses derniers peuvent reprendre l'effort dû à l'effort tranchant.

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.6 \times \gamma_s \times b_n} = \frac{0.05 \times 500}{0.6 \times 1.5 \times 0.6165} \leq 0.34 \text{ m}$$

On adopte 2HA12 : $S_t = 10 \text{ cm}$ aux appuis et 20 cm en travée.

• Armatures transversales supérieures :

Elles doivent être au moins égales à $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$, soit un cadre de HA12 tous les 20 cm .

II.2.3. Justification des bielles de compression du béton

Selon le règlement la condition à respecter et la suivante La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_v^u + \tau_t^u \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2$$

$$0.828^2 + 0.536^2 \leq \left(\frac{45}{4 \times 1.5} \right)^2$$

$$0.973 \leq 56.25 \quad (\text{Vérifier})$$

II.2.4. Justification des armatures longitudinales (BPEL 91 Art 7.6, 55) :

La sollicitation de torsion dans une poutre engendre des tractions longitudinales, et cette traction doit être équilibrée soit :

- Par la compression développée par la flexion et la précontrainte longitudinale.

- Par le recours des armatures longitudinales passives. L'intensité de l'effort de traction longitudinal due à la torsion le long de l'axe neutre vaut.

$$F_t = \tau_t^u \cdot b_n \cdot \cot \beta_u$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{B_{\text{ame nette}}}$$

$$B_{\text{ame nette}} = B_{\text{brutte}} - B_{\text{gain}} = 2 \times 0.65 - 4 \times \frac{\pi \times 0.067^2}{4} = 0.636 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{0.536 \times 0.6165 \times 1.834}{0.636} = 1.428 \leq 1.758 \text{ (vérifie)}$$

Les contraintes tangentielles n'excèdent pas les contraintes limites de traction et de cisaillement.

III. Etude de la zone d'about

III.1.Zone d'appui simple d'about

III.1.1.Justification de la bielle d'about : (Art. 7. 5, 1B. P. E. L).

Le mécanisme de rupture de la formation d'une fissure issue du nu intérieur de l'appui et séparément du reste de la pièce, un bloc d'about

Principe de calcul :

On admet que la transmission des charges appliquées à la poutre se fait par l'intermédiaire d'une bielle unique inclinée d'un angle β_u tel que

$$\tan \beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{tu}} \quad (\text{B. P. E. L art7.3.1})$$

On dispose de plusieurs câbles susceptibles d'équilibre la bielle unique.

On cherche le niveau (r) du câble qui donne une résultante de la réaction d'appuis et des efforts F_i

On définit les angles d'inclinaison θ_k par :

$$\tan \theta_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^k F_i \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k F_i \sin \alpha_i - H_u}$$

Avec :

α_i : Inclinaison du câble.

R_u : Composante verticale de la réaction d'appui ($R_u = V_u$).

H_u : Composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

F_i : Les forces limites dans chaque câble.

La ligne de pression est inclinée au moins de « β_u » pour le rang r du câble si l'on a $\tan \theta_r \leq \tan \beta_u$ $\tan \theta_{r-1} \leq \tan \beta_u$

Pour que ce niveau existe, il faut que :

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u \geq [R_u - \sum F_i \sin \alpha_i] \cot \beta_u$$

Pour schématiser ce phénomène, on considère que le flux de compression intéresse le niveau « r », défini par les inégalités précédentes, situé à la distance « d_r » de la fibre supérieure.

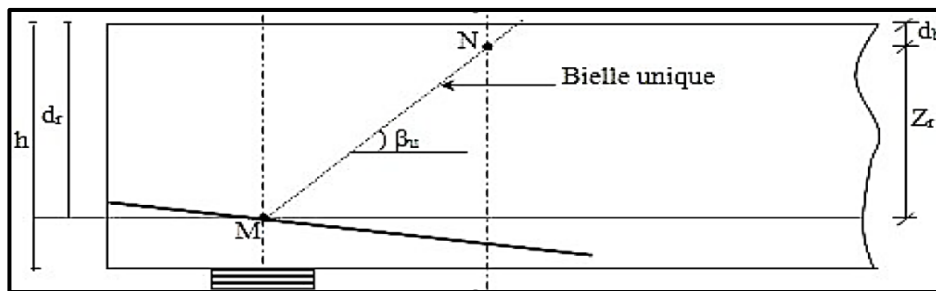


Figure VI-7: La bielle d'about.

Avec :

MN : Axe de la bielle.

Z_r : Hauteur de la bielle.

d_b : Distance à l'extrados de la résultante de compression du béton.

d_r : Distance à l'extrados du câble de rang « r » au droit de l'axe de l'appui. L'équilibre du bloc d'about s'écrit en composante verticale comme suit :

$$W = R_u - \sum F_i \sin \alpha_i - \frac{Z_r}{S_t} \cdot A_t \cdot \frac{f_e \sin(\alpha + \beta_u)}{\gamma_s \sin \beta_u} - \frac{Z_r}{S_t} \cdot F_{tu} \cdot \frac{\sin(\alpha' + \beta_u)}{\sin \beta_u}$$

Avec :

α : Inclinaison des étriers passifs sur l'horizontale $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

Chapitre VI : calcul justificatifs des poutres

α' : Inclinaison des étriers actifs sur l'horizontale $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ α_i :

Inclinaison du câble de précontrainte.

S_t : Espacement des armatures passives transversales.

A_t : Somme des aires des sections des aciers passifs transversaux.

F_{tu} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

W : Effort vertical repris par le béton au droit du point « n ».

Si :

- $Z_i \geq Z$ la section d'armatures à prendre en compte est celle obtenue pour la vérification à l'effort tranchant

- $Z_i < Z$ la section d'armatures trouvée sera majorée dans le rapport « $\frac{Z}{Z_r}$ » et la répartir sur la longueur $Z_r \times \cot \beta$ à partir de l'axe de l'appui.

Avec $Z = \frac{I_g}{S}$ (Bras de levier du couple des forces élastiques)

Application au projet :

$$V_u = 1617.964 \text{ KN}$$

$$V_{\text{red}} = V_u - \sum_{i=1}^n P_{i_m} * \sin \alpha_i$$

$$P_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.2 \sigma_{pm} = 1.2(\sigma_{p0} - \sigma_{pt}) \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_p} \end{array} \right.$$

$$P_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.2(1424.7 - 357.313) = 1280.864 \text{ MPa} \\ \frac{1770}{1.5} = 1539.13 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$P_{\min} = 1280.541 \text{ MPa}$$

$$F_{lim} = A_p \left(\min \left(1.2 \sigma_{p0}; \frac{f_{prg}}{\gamma_p} \right) \right) = 973(\min(1709.64; 1539.13)) \times 10^{-3}$$

$$F_{lim} = 1497.57 \text{ KN}$$

$$\beta_u = 35^\circ \text{ (Chapitre précédant)}$$

Recherche du rang « r » :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u \geq (R_u - \sum F_i \sin \alpha_i) \cot \beta_u$$

$$H_u = 0.1 \times G_{\text{tablier}} = 0.1 \times 6417.31 = 641.731 \text{ KN}$$

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u = 1497.57(\cos 5^\circ + \cos 10^\circ + \cos 15^\circ + \cos 18^\circ) - 641.731 = 5197.743 \text{ KN}$$

$$(R_u - \sum F_i \sin \alpha_i) \cot \beta_u = 253.106 \text{ KN}$$

$$5197.743 \text{ KN} \geq 253.106 \text{ KN} \text{ vérifie} \rightarrow \text{Le rang « r » existe}$$

Angle d'inclinaison :

$$\tan \theta_k = \frac{(R_u - \sum F_i \sin \alpha_i) \cot \beta_u}{\sum F_i \cos \alpha_i - H_u}$$

Indice	$R_u(\text{KN})$	$\sum F_i \sin \alpha_i$	$\sum F_i \cos \alpha_i$	$H_u(\text{KN})$	$\tan \theta_k$	θ_k
1		130.430	1491.570		2.499	68.19

Chapitre VI : calcul justificatifs des poutres

2	1617.964	390.416	2966.380	641.732	0.754	37.01
3		778.137	4415.285		0.318	17.64
4		1240.88	5839.474		0.104	5.94

Tableau VI-8 : Valeurs de θ_k

Le câble qui vérifie l'inégalité $\theta_k < \beta u = 35^\circ$ est le 3^{ème} câble ; On constate que l'équilibre est atteint au niveau de se derniers.

$$db = \frac{h}{10}$$

$$dr = h - h'$$

$$h' = t_3 - 0.5 \tan \alpha_3$$

A.N :

$$db = 16 \text{ cm}$$

$$h' = 84.60 \text{ cm}$$

$$dr = 75.4 \text{ cm}$$

$$Z_r = dr - db = 59.4 \text{ cm}$$

$$Z = 0.8H = 128 \text{ cm}$$

$$Z_r < Z$$

Donc :

La section d'armatures trouvée sera majorée dans le rapport « $\frac{Z}{Z_r}$ » et la répartir sur la longueur $Z_r \times \cot \beta$ à partir de l'axe de l'appui.

$$\text{Soit : } A_s \times \frac{Z}{Z_r} = 8.04 \times \frac{128}{59.4} = 17.32 \text{ cm}^2$$

Soit une nouvelle section d'armatures transversales égale à **6HA20** soit 18.85 cm^2 , qui sera répartie sur une longueur :

$$L = Z_r \cdot \cot \beta u = 108.95 \text{ cm} = 109 \text{ cm}$$

III.1.2. Justification de l'équilibre du coin inférieur (Art. 7. 5, 2B. P. E. L)

Pour éviter toute rupture par fendage due la réaction d'appui « R » appliqués au voisinage d'une arête, on doit vérifier que les armatures traversant le plan de rupture sont suffisantes, et ceci quel que soit l'orientation du plan. On doit alors vérifier que la section d'acier passif traversant le plan de rupture, satisfait l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{\gamma_s} \geq \lambda (R_u + F_{v\lim}) + H_u - F_{h\lim}$$

Avec :

A_t : Section des armatures de coutures.

R_u : Composante verticale de la réaction appui.

$F_{h\lim}$: Composante horizontale de la force de précontrainte (force prise avec sa valeur limite).

$F_{v\lim}$: Composante verticale de la même force.

$$\lambda = \frac{1.5 - \tan \theta}{1 + 1.5 \tan \theta}$$

Section d'armature minimale :

Lorsque la vérification précédente aboutit à $A_t = 0$, il y a lieu de mettre en place une section d'armature minimale d'acier passif de couture, donnée par :

$$A_{t\min} = \frac{0.04 \cdot R_u \cdot \gamma_s}{f_e} (5 - 4K) \quad 0 < K < 1$$

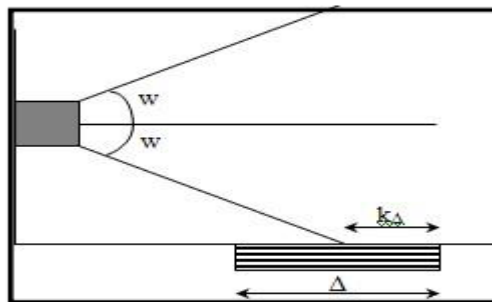


Figure VI-8: Equilibre du coin inférieur ($a = 0$)

Application à notre projet :

$F_{lim} = 1497.57 \text{ KN}$

$F_{hlim} = F_{lim} \cdot \cos \alpha$

$F_{vlim} = F_{lim} \cdot \sin \alpha$

Plan de rupture	$Tg\theta$	F_{vlim}	F_{hlim}	λ	R_u	H_u	$\frac{A_t \times f_e}{\gamma_s}$	$\lambda(R_u + F_{vlim}) + H_u - F_{hlim}$	Observ
AC1	1.64	130.43	1491.57	0.04	1617.96	641.732	225.642	-779.93	vérifier
AC2	0.86	259.97	1474.80	0.267				-331.65	vérifier
AC3	0.44	387.57	1446.50	0.64				478.77	vérifier
AC4	0.33	462.75	1424.19	0.78				840.49	vérifier

Tableau VI-9 : Calcul de la section d'armature.

La section d'armature existante est suffisante pour éviter le risque de fendage.

III.1.3.Des justifications relatives à l'introduction des forces de précontraintes. (Art.8B.P.E. L)

Des études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones à l'aval des points d'application des forces de précontrainte :

- Zone de surface soumise à des tractions.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement soumise aussi à des tractions

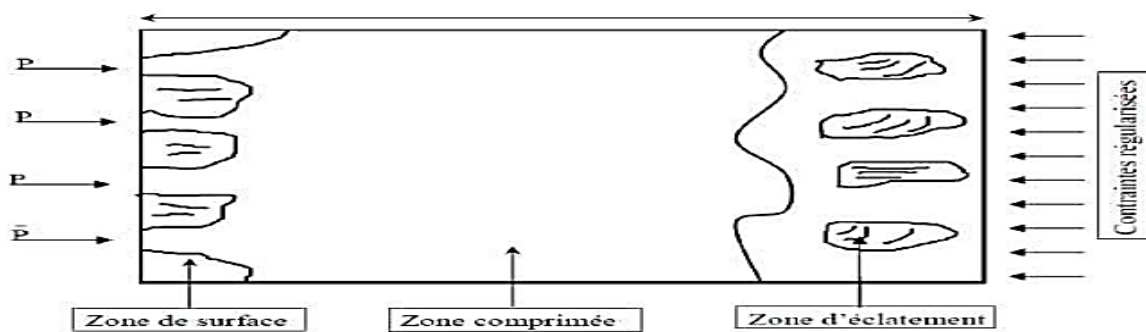


Figure VI-9 : Les trois zones d'aval d'application de la précontraintes et la zone de régularisation.

Zone de régularisation des contraintes = Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique, de dimensions ($d \times d$), et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de tractions transversaux (effort de surface).
- Des efforts de tractions de surface (effort de surface).

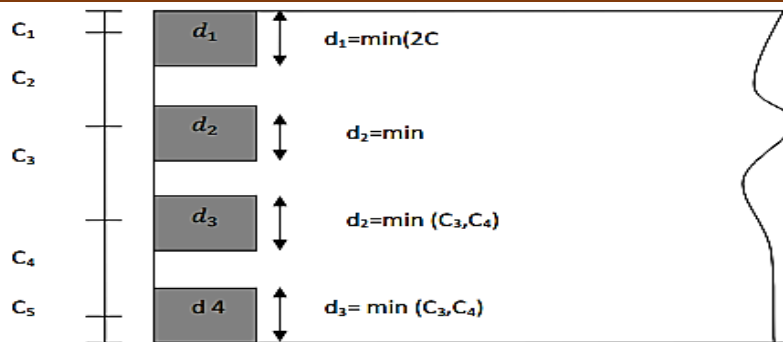


Figure VI-10: Prisme symétrique.

III.1.4. Equilibre de la zone de 1ère régularisation

Les efforts d'éclatement et de surface qui se manifestent dans cette zone seront soumis à des vérifications de contrainte dans le béton, et à la disposition d'une section d'armatures passives.

a. Effets de surface :

La section d'armature à disposer au voisinage de la section SA est :

$$A_s = 0.04 \frac{\max F_{j0}}{\sigma_{slim}}$$

Avec :

F_{j0} : force à l'origine du câble ancré au niveau « j »

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

b. Effets d'éclatement :

La justification concerne :

- La vérification des contraintes du béton (traction & compression).
- Le ferrailage d'éclatement.

• Contraintes dans le béton :

A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage « j », il y a lieu de vérifier que la contrainte moyenne de compression « σ_{cj} » à l'extrémité de la zone de 1ère régularisation est :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_{j0}}{b \cdot d_j} < \frac{2}{3} F_{cj}$$

Et que la contrainte maximale de traction « σ_{tj} » dans l'axe des armatures, susceptibles de provoquer l'éclatement du prisme doit être :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \times \frac{F_{i0}}{b \cdot d_j} \leq 1.2 F_{tj}$$

Avec :

d_j : Hauteur du prisme symétrique associé au niveau « j ».

a_i : Dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrages au niveau « j ».

b : Épaisseur de la pièce dans la direction perpendiculaire au plan d'éclatement considéré.

F_{j0} : force à l'origine du câble ancré au niveau j.

• Ferrailage d'éclatement :

Pour les règles de cumul, les armatures déterminées selon les règles exposées ci-après ne doivent pas être ajoutées directement à celles qui résultent des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes.

En aval de la section « SA », sur une zone égale au max de « d_j », il faut disposer une section d'acier transversale, tel que :

$$A_t = \sup \left\{ \begin{array}{l} \max A_{ej} = \frac{R_j}{K_j * \sigma_{lim}} \quad \text{avec : } R_j = 0.25 * \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) * F_{j0} \\ 0.15 * \frac{\max F_{j0}}{\sigma_{lim}} \quad \text{avec : } \sigma_{lim} = \frac{2}{3} f_e \end{array} \right.$$

Avec :

$K_j=1$ (Pour un ancrage d'extrémité)

$K_j=2$ (Pour un ancrage intermédiaire)

III.1.5. Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation

Pour simplifier les calculs, les règles BPEL admettent que l'équilibre général s'obtient en superposant deux états d'équilibre :

- Equilibre selon la RDM.
- Equilibre de diffusion réelle des contraintes (équilibre générale de diffusion pure).

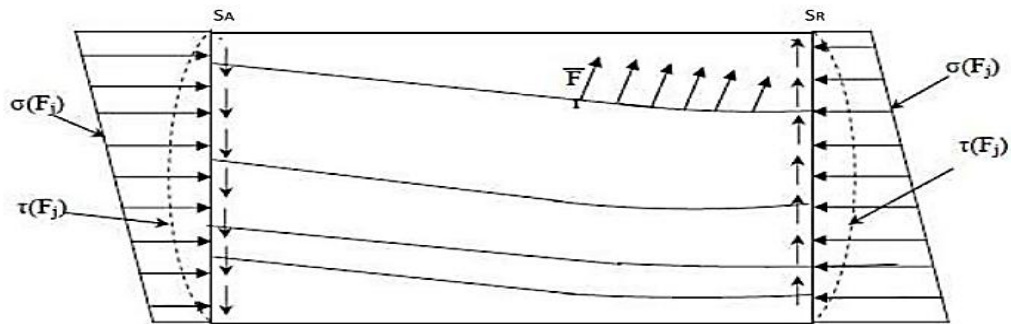


Figure VI-11 : Equilibre général.

Sur un plan de coupe horizontal quelconque « BC » distant de « t » par rapport à la fibre supérieure, on obtient les éléments de réductions selon la RDM :

Effort tranchant $V(x)$, moment fléchissant M_t et effort normal N_t .

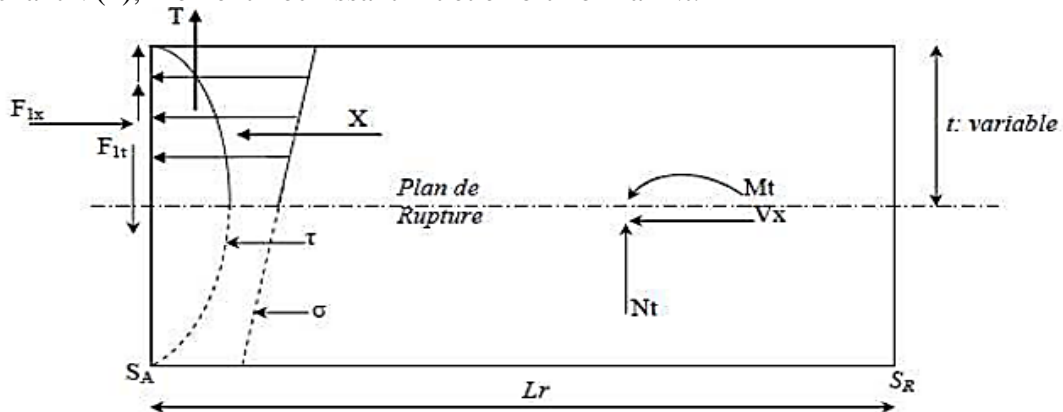


Figure VI-12 : Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion

III.1.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure

a. Justification des contraintes :

Soit τ_{max} la contrainte globale maximale de cisaillement :

$$\tau_{max} = \max((\tau_d + \tau)) t$$

Avec :

$$\tau_d = \frac{V_x}{b \cdot l_r} : \text{La contrainte de cisaillement}$$

τ : La contrainte la plus défavorable

Cette contrainte doit vérifier la condition suivante : $\tau_{max} \leq 1.5 f_{tj}$

b. Armatures d'équilibre général :

Chapitre VI : calcul justificatifs des poutres

Les armatures transversales régnant dans la zone de régulation des contraintes entre « SA » et « SR » doivent satisfaire globalement à la règle des coutures. L'effort tranchant écrêté pour lequel les règles BPEL proposent :

$$V_{xe} = \left(1 - \left(\frac{f_{tj}}{3\tau_d}\right)^2\right)$$

Si N_{tc} est l'effort normal au niveau où $V_x = V_{x \max}$, cette règle de couture conduit dans les cas fréquents où les aciers sont perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, à dimensionner leur section totale par :

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{\max} - N_{tc}}{\frac{2}{3}f_e}$$

Avec :

V_{xe} : effort tranchant réduit pour lequel les règles BPEL proposent la valeur suivante :

Si :

$A_c < A_s + A_e$: Aucun renforcement n'est à prévoir.

$A_c > A_s + A_e$: Il faut prévoir des armatures complémentaires aux sections A_s et A_c et de même façonnage qu'entre SA et SR, la section totale des aciers soit au moins égale à A_c .

Ces armatures complémentaires éventuelles sont à répartir uniformément à partir de la section SA sur une longueur au plus égale $\frac{2}{3}l_r$.

Application au projet :

1. Effets de surface :

Plan vertical :

$$\text{Max}F_{jo} = 1497.57 \text{ MPa}$$

$$A_s = 0.04 \frac{\text{max}F_{jo}}{\sigma_{slim}} = 0.04 \times \frac{1497.57 \times 10}{\frac{2}{3} \times 500} = 1.797 \text{ cm}^2$$

Soit **2HA12** ($A_s = 2.62 \text{ cm}^2$)

Plan horizontal :

Pour le plan de diffusion horizontal, on considère l'effort appliqué par les trois câbles

$$A_s = 0.04 \times \frac{4 \times 1497.57 \times 10}{\frac{2}{3} \times 500} = 7.188 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre de **2HA12** autour de chaque ancrage

$$A = 4 \times 2.26 = 9.04 \text{ cm}^2.$$

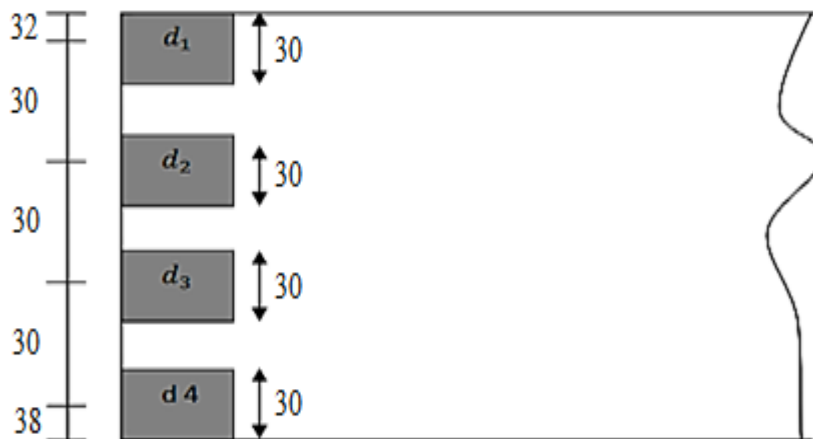


Figure VI-13 : Zone de 1ère régularisation (prisme symétrique).

2. Effet d'éclatement :

➤ Vérification des contraintes du béton :

1-Contrainte de compression :

$$\sigma_{c1} = \frac{1497.57 \times 1000}{300 \times 650} = 7.679 \text{ MPa} < \frac{2}{3} \times 42.85 = 28.567 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c1} = \sigma_{c2} = \sigma_{c3} = \sigma_{c4} = 7.679 \text{ MPa} < 28.567 \text{ MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées

2-Contrainte de traction :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left(1 - \frac{26}{30} \right) \times 7.679 = 1.08 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t1} = \sigma_{t2} = \sigma_{t3} = \sigma_{t4} = 0.512 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa}$$

Les contraintes sont vérifiées

➤ Ferrailage d'éclatement :

1) Plan vertical:

$$A_{e \max} = \begin{cases} A_{e1} = \frac{0.25(1 - \frac{24}{30}) \times 1497.57}{\frac{2}{3} \times 500 \times 10^{-1}} = 2.246 \text{ cm}^2 \\ A_{e1} = A_{e2} = A_{e3} = A_{e4} = 1.497 \text{ cm}^2 \\ A_e = \frac{0.15 \times 1497.57}{\frac{2}{3} \times 500 \times 10^{-1}} = 6.739 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_e = 6.739 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre **3x2 cadre HA12** ($A = 3 \times 2 \times 2$, $26 = 13,56 \text{ cm}^2$) de profondeur 30cm

2) Plan horizontal:

$$A_e = \max \begin{cases} A_{e1} = \frac{0.25(1 - \frac{24}{65}) \times 1497.57}{\frac{2}{3} \times 500 \times 10^{-1}} = 7.085 \text{ cm}^2 \\ A_{e2} = \frac{0.15 \times 1497.57}{\frac{2}{3} \times 500 \times 10^{-1}} = 6.739 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_e = 7.085 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre **4x2 cadre HA14**.

Effort d'équilibre général:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{pi}$$

$$\text{Câble n}^\circ 1 : 1424.7 - 182.603 = 1241.097 \text{ MPa}$$

$$\text{Câble n}^\circ 2 : 1424.7 - 213.161 = 1211.537 \text{ MPa}$$

$$\text{Câble n}^\circ 3 : 1424.7 - 244.465 = 1180.235 \text{ MPa}$$

$$\text{Câble n}^\circ 4 : 1424.7 - 257.786 = 1166.914 \text{ MPa}$$

- $F1 = 1241.097 \times 973 \times 10^{-3} = 1207.587 \text{ KN}$
- $F2 = 1211.537 \times 973 \times 10^{-3} = 1178.825 \text{ KN}$
- $F3 = 1180.235 \times 973 \times 10^{-3} = 1148.368 \text{ KN}$
- $F4 = 1166.914 \times 973 \times 10^{-3} = 1135.407 \text{ KN}$

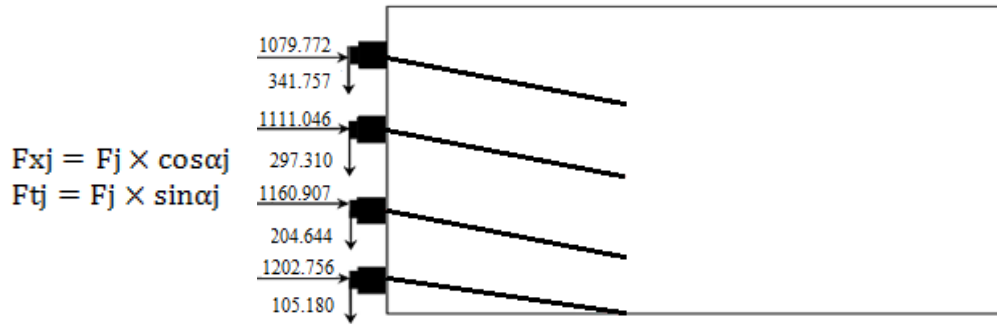


Figure VI-14 : Composantes des efforts de précontraintes.

3. Calcul des contraintes normales à l'about :

$$\sigma_s = \frac{\sum P_i \cdot \cos \alpha_i}{B_{\text{nette}}} + \frac{\sum (P_i \cdot \cos \alpha_i \times e_{pi})}{I_{\text{nette}}}$$

$$e_{pi} = Z - V'$$

Fibre supérieur :

$$\sigma_s = \frac{(1079.772 + 1111.046 + 1160.907 + 1202.756) \times 10}{10256.045} + \frac{(1079.772 \times (-47.99) + 1111.046 \times (-17.99) + 1160.907 \times 12.01 + 1202.756 \times 42.01) \times 80.01 \times 10}{21994254}$$

$$= 4.217 \text{ MPa}$$

Fibre inférieur :

$$\sigma_s = \frac{(1079.772 + 1111.046 + 1160.907 + 1202.756) \times 10}{10256.045} + \frac{(1079.772 \times (-47.99) + 1111.046 \times (-17.99) + 1160.907 \times 12.01 + 1202.756 \times 42.01) \times 80.01 \times 10}{21994254}$$

$$= 4.665 \text{ MPa}$$

4. Contraintes tangentielles à l'about :

$$\tau(t) = \frac{V_{\text{red}}}{0.8h \cdot b_n} ; \quad V_{\text{red}} = V - \sum F_i \sin \alpha_i$$

$$V_{\text{red}} = 1617.964 - 1240.736 = 377.228 \text{ KN}$$

$$\tau(t) = \frac{377.228 \times 10}{0.8 \times 160 \times 61.65} = 0.478 \text{ MPa} > -1.5 f_{tj} = -4.95 \text{ MPa}$$

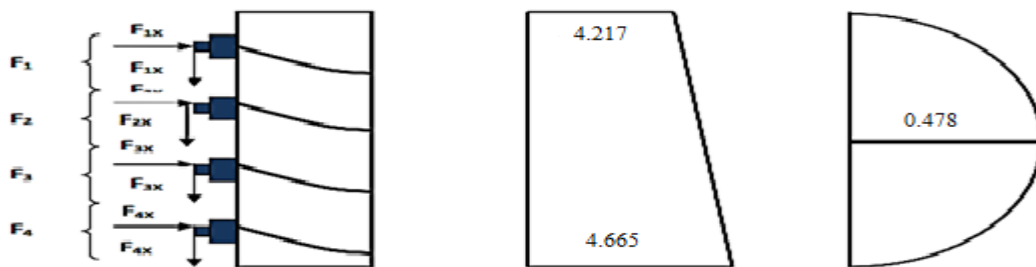


Figure VI-15 : Contraintes normales et tangentielles (MPa)

$$\sigma(F_i) = 4.217 + \frac{4.665 - 4.217}{2} \times t$$

$$\sigma(F_i) = 4.217 + 0.224t$$

$$X(t) = \int_0^t \sigma(F_j) \times b \times dt \quad b=65\text{cm}$$

$$X(t) = 2.741t + 0.146t^2$$

$$\tau(F_i) = at^2 + bt + c$$

$$\tau(t=0) = 0c = 0$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau_{\max} = 0.478\text{MPa}$$

$$t = \frac{-b}{2a} = \frac{h}{2} \rightarrow \frac{-b}{a} = h = 1.6\text{m} \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau(t=1) = a \times 1^2 + b \times 1 = 0.478 \dots \dots \dots (2)$$

De (1) et (2) : **a = -0.478 ; b = 0.956**

$$\tau(F_i) = -0.478t^2 + 0.956t$$

$$T(t) = \int_0^t \tau(f_j) \cdot e \cdot dt$$

$$T(t) = -0.104t^3 + 0.312t^2$$

cable	α (°)	Fi(KN)	Fix(KN)	Fit(KN)
1	5	1208.253	1203.419	105.238
2	10	1178.520	1160.606	204.594
3	15	1148.060	1110.748	297.232
4	18	1135.098	1079.478	341.664

Figure VI-10 : Calcul de l'effort tranchant.

5. Calcul des efforts tranchants :

$$v(t) = \sum F_i \times \cos \alpha_i - X(t)$$

$$X(t) = 2.741t + 0.146t^2$$

Au dessus de F1 : $0 < t < 25$

$$X(t=0.32) = 0.892 \text{ MN} ; V(0.32) = -0.892 \text{ MN}$$

$$\text{Au dessous de F1 : } V(0.32) = -0.892 + 1.079478 = 0.187 \text{ MN}$$

De la meme facon on calcul pour F2 ;F3 ;F4.

Et on trouve $V(t)_{\max} = 1.155 \text{ MN}$

6. Efforts normaux :

$$T(t) = -0.104t^3 + 0.312t^2$$

$$N(t) = \sum F_i \cdot \sin \alpha_i - T(t)$$

Au dessus de F1 : $0 < t < 32$

$$T(t=0.32) = 0.05 \text{ MN} ; N(0.32) = -0.03 \text{ MN}$$

$$\text{Au dessous de F1 : } V(0.32) = -0.03 + 0.341664 = 0.312 \text{ MN}$$

De la meme facon on procede pour F2 ;F3 ;F4.

Et on trouve $N(t)_{\max} = 0.821 \text{ MN}$

7. Armatures d'équilibre général :

$$\tau_d = \frac{2 \cdot V_x}{b \cdot h} = \frac{2 \times 1.155}{0.65 \times 1.6} = 2.221 \text{ MPA}$$

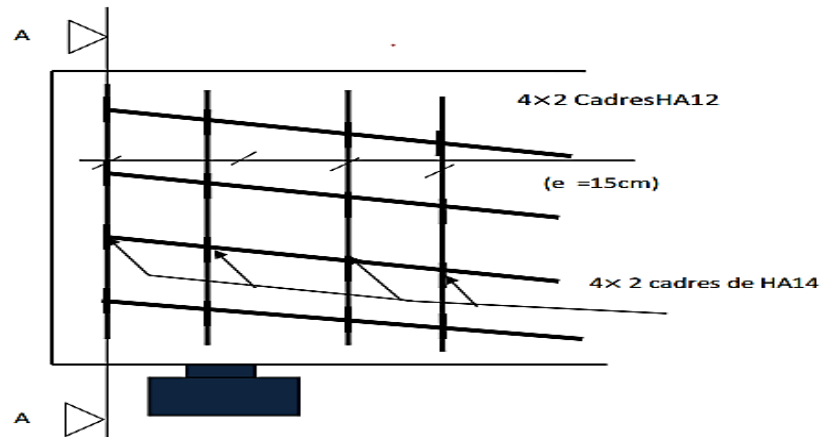
$$V_x = V_{x\max} \left(1 - \left(\frac{ft_{28}}{3 \times \tau_d} \right)^2 \right) = 1.155 \left(1 - \left(\frac{3.3}{3 \times 2.221} \right)^2 \right) = 0.872 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{0.872 - 0.821}{\frac{2}{3} \times 500} = 15.3 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : calcul justificatifs des poutres

$$A_t = 13.5 + 9.04 = 22.54 \text{ cm}^2$$

$A_t \square A_s \longrightarrow$ Condition vérifiée ~~aucun~~ renforcement n'est à prévoir.



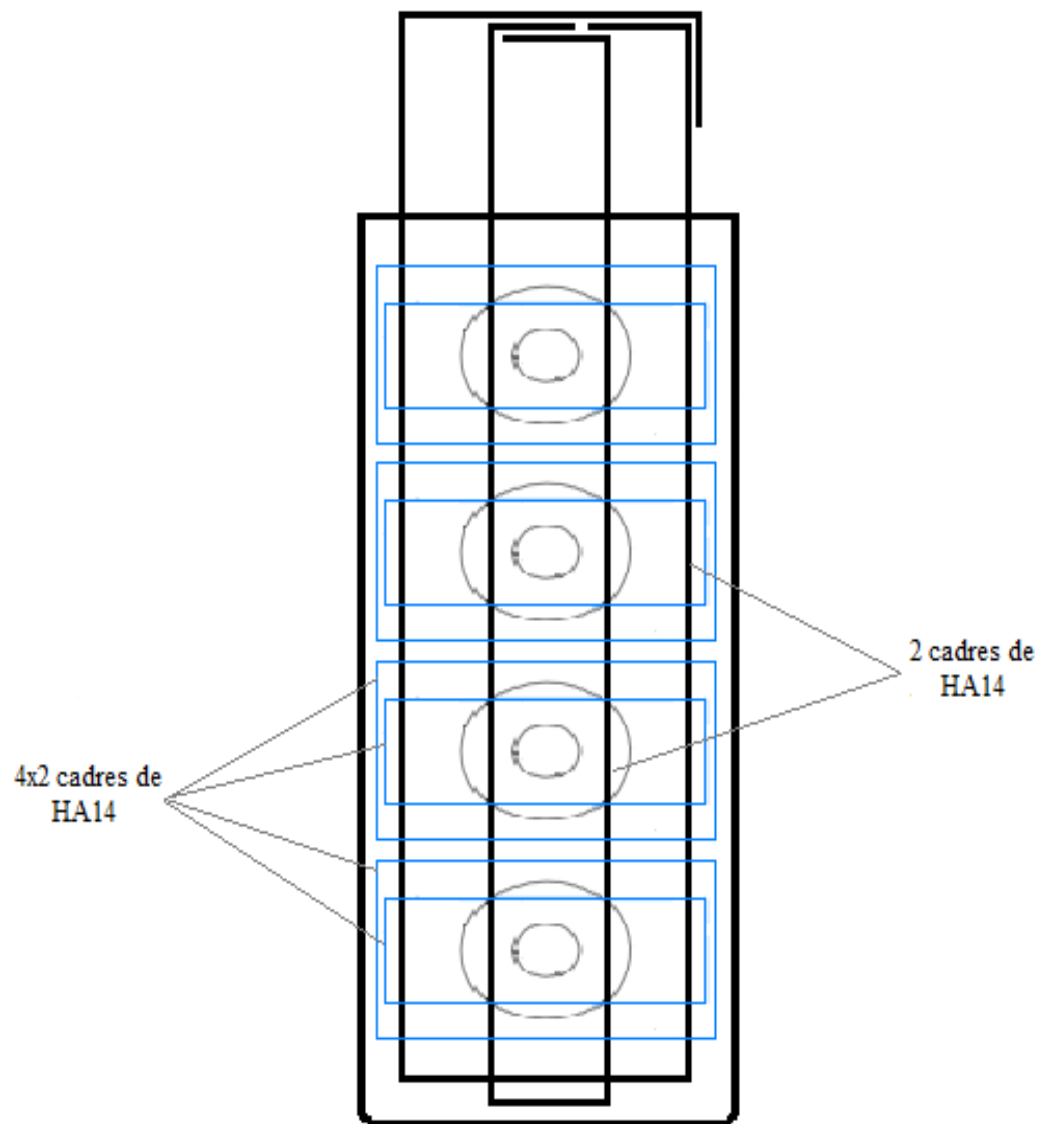


Figure VI-16 : Ferrailage de la zone d'about.

I. Introduction

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la précontrainte qui engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement ...). Néanmoins, il est nécessaire que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte, c'est pour quoi dans la plupart des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent les rotations et les déplacements d'appui.

II. Calcul des flèches

II.1. Flèche dus au poids propres de la structure

L'étude se fera à la section médiane. On supposera que la rigidité flexionnelle de la poutre est constante en prenant la moyenne des inerties entre la section d'about et la section médiane. La flèche à mi travée est donnée par l'expression suivante :

$$F_G = \frac{5 \times q_G \times L^4}{384 \times E_v \times I_G} = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I_G}$$

Avec :

E_v : Module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{45} = 13160.505 \text{ MPa.}$$

I_G : Moment d'inertie (poutre + hourdis)

$$I_G = 40904371.81 \text{ cm}^4$$

M_G : Moment sous charges permanente

$$M_G = 148.39 \text{ t. m}$$

Donc :

$$F_G = 3.874 \text{ cm.}$$

II.2. Flèche dus aux surcharges

Pour simplifier les calculs, en considère que les surcharge sont uniformément réparties :

$$M_S = M_T - M_G = 486.84 - 148.39 = 338.45 \text{ t. m}$$

Même calcul que pour la flèche due au poids propre :

$$F_S = 8.835 \text{ cm.}$$

II.3. Contre flèche de précontrainte

A cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de la poutre f_p sera donné par :

$$F_p = \int_0^L \frac{M_x}{E \times I_G} \times dx$$

$M_x dx$: le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Diagramme des moments de précontraintes :

Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:

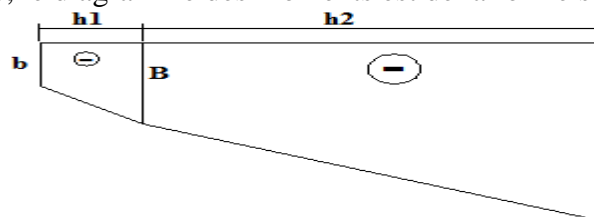


Figure VII-1 : Diagramme des moments sous précontrainte d'une poutre.

Chapitre VII : Calcul des déformations

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est:

$$X_i = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)}$$

Ces moments sont calculés dans les sections (0L ; 0.0969L ; 0.5L) Avec :

$$M_p = N \times e$$

N : Effort de précontrainte et **e** : excentricité.

Avec :

$$N = \frac{N_i + N_f}{2}$$

$$N_i = P \times \sum \cos \alpha = \sigma_{pi} \times A_p \times \sum \cos \alpha$$

$$N_f = P \times \sum \cos \alpha = \sigma_{ps} \times A_p \times \sum \cos \alpha$$

N_i : Effort normale initial

N_f : Effort normal final (en service).

P : Effort de précontrainte donné par câble.

σ_{pi} : Tension initiale probable

σ_{ps} : Tension finale probable

A_p : 973 mm² (section d'acier de précontrainte).

section	N _i (t)	N _f (t)	N (t)	e (m)	M _p (t. m)
0,00L	455,2364933	405,7970994	430,5167964	-0,13332	-57,39662
0,08937L	484,4256649	384,4388549	434,4322599	-0,361074	-156,8623
0,5L	486,5582554	397,3384646	441,94836	-0,885529	-391,3582

Tableau VII-1 : Valeurs du moment due a la précontrainte à différentes sections

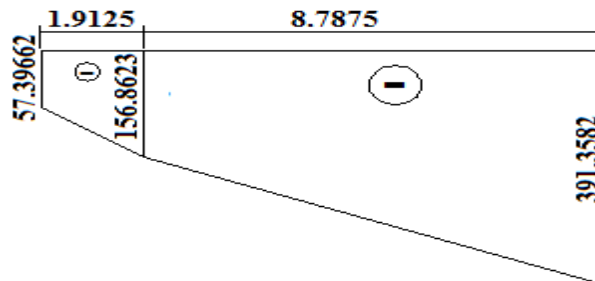


Figure VII-2 : Diagramme des moments de précontrainte.

Trapèze (1) :

$$X_1 = \frac{1.9125 \times (2 \times 156.8623 + 57.3662)}{3(156.8623 + 57.3662)} = 1.10424 \text{ m}$$

D'où :

$$\frac{1}{EI} \int_0^{1.9125} M_x dx = \frac{X_1 \times A_1}{EI} = 1.10424 \times \frac{(57.39662 + 156.8623) \times 1.9125}{2EI} = \frac{226.24328}{EI}$$

Trapèze (2) :

$$X_1 = \frac{8.7875 \times (2 \times 391.3582 + 156.8623)}{3(391.3582 + 156.8623)} + 1.9125 = 6.9327 \text{ m}$$

D'où :

$$\frac{1}{EI} \int_{1.9125}^{8.7875} M_x dx = \frac{X_2 \times A_2}{EI} = 6.9327 \times \frac{(156.8623 + 391.3582) \times 8.7875}{2EI} = \frac{16699.1112}{EI}$$

$$f_p = - \frac{(226.24328 + 16699.1112) \times 10^6}{13160.5 \times 10^{-2} \times 13885973.36} = -9.2616 \text{ cm}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

Fleche totale :

Service à vide :

$$f = f_G + f_p = 3.874 - 9.2616 = -5.388 \text{ cm}$$

Service en charge :

$$f = f_G + f_p + f_s = 3.874 + 8.835 - 9.2616 = 3.447 \text{ cm.}$$

En conclusion la flèche en service en charge est inférieure à la flèche admissible ($L/500 = 4.28\text{cm}$) donc la poutre est vérifiée vis-à-vis de la flèche.

III. Calcul des rotations

III.1. Rotations sous le poids propre

La rotation α à l'appui est donnée par l'expression suivante

$$\alpha_G = \frac{q_G \times L^3}{E_v \times I_G} = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I_G}$$

$$\alpha_G = 5.792 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

III.2. Rotations sous les charges

$$\alpha_S = \frac{q_S \times L^3}{E_v \times I_G} = \frac{M_S \times L}{3 \times E_v \times I_G}$$

$$\alpha_S = 1.321 \times 10^{-2} \text{ rad.}$$

III.3. Rotations sous la précontrainte

$$\alpha_p = \frac{1}{EI} \int M_x dx = - \frac{\sum A_i}{EI}$$

A_i : aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre.

$$\alpha_p = \frac{2 \times \left(\frac{(57.39662 + 156.8623) \times 1.9125}{2} + \frac{(156.8623 + 391.3582) \times 8.7875}{2} \right)}{13160.5 \times 13885973.36} \times 10^6$$

$$\alpha_p = -2.86 \times 10^{-2} \text{ rad}$$

III.4. Rotation résultante

Service à vide :

$$\alpha = \alpha_G + \alpha_p = 5.792 \times 10^{-3} - 2.86 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = -2.281 \times 10^{-2} \text{ rad}$$

Service En charge :

$$\alpha = \alpha_G + \alpha_p + \alpha_S = 5.792 \times 10^{-3} + 1.321 \times 10^{-2} - 2.86 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = -9.6 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

IV. Calcul des déplacements d'appuis

IV.1. Déplacements dû à la rotation

$$\Delta_{\alpha} = \frac{\alpha \times h}{2} = \frac{-2.21 \times 10^{-2} \times 160}{2} = -1.825 \text{ cm}$$

IV.2. Déplacements dû au retrait

La valeur moyenne du retrait étant :

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$$
$$\Delta_r = \varepsilon_r \times \frac{L}{2} = \frac{3 \times 10^{-4} \times 2140}{2} = 0.321 \text{ cm}$$

IV.3. Déplacements dû au fluage

$$\Delta_f = \frac{\varepsilon_{flu} \times L}{2}$$

$$\sigma_b = \frac{\Delta_{flu} \times E_i}{E_p} + \sigma_M = 39.369 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{flu} = \frac{2\sigma_b}{E_i} = 2.012 \times 10^{-3}$$

σ_b : Contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen.

Δ_{flu} : Perte due au fluage

E_p : Module d'élasticité de l'acier

E_i : Module de déformation longitudinale instantané.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{F_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{45} = 39125.826 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\Delta_f = 2.153 \text{ cm}$$

IV.4. Déplacements dus à la variation de température

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{2140}{10000} = \pm 0.214$$

Déplacement total :

$$\Delta_{max}^+ = \Delta_{\alpha} + \Delta_r + \Delta_f + \Delta_t = -1.825 + 0.321 + 2.153 + 0.214 = 0.8634 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max}^- = \Delta_{\alpha} + \Delta_r + \Delta_f + \Delta_t = -1.825 + 0.321 + 2.153 - 0.214 = 0.4354 \text{ cm}$$

V. Conclusion

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations sont d'ordres négligeables, donc elles ne compromettent pas la pérennité de l'ouvrage.

I. Introduction

La prise en compte des effets sismiques dès le stade de la conception du projet du pont est importante, même pour les régions à faible sismicité.

La conception parasismique de l'ouvrage porte essentiellement sur les appuis (piles et culées) et notamment, l'interface entre les appuis et le tablier. Elle doit faire l'objet d'une étude spécifique pour éviter toute rupture fragile des fûts des piles. Les ouvrages monolithiques (ponts cadres ou portiques) ont généralement un bon comportement sous séisme

Les efforts horizontaux mis en jeu dépendent principalement de la souplesse des piles et du type de liaison retenue entre le tablier et les piles et les culées. Le choix du système de liaison tablier/appuis a pour objectifs de limiter les déplacements du tablier ainsi que les efforts dans les appuis

II. Critères de classification

II.1. Classification du pont

Selon (l'article 2-2) et le (tableau 2-1) de RPOA notre pont est classé dans le **groupe 1** (pont stratégique) parce qu'il s'agit d'une liaison ferroviaire.

II.2. Action sismique

Critères de classification :

II.2.1. Classification de la zone

Notre pont est situé dans la Wilaya de BOUMERDES, commune de ISSER, BORDJ MENAIEL et NACIRIA et d'après la carte des zones sismiques de L'Algérie (voir « Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art - RPOA 2008, arrêté du 27 juin de 2009 »), l'ouvrage d'art est situé dans la **zone II_b** (sismicités élevées).

II.2.2 Coefficient d'accélération de zone

D'après le Tableau 3.1 (Coefficient d'accélération de zone A) du RPOA 2008 on a :

Groupe 1	Zone II _b
	A= 0.3

Tableau VIII-1 : Coefficient d'accélération de zone A

II.2.3. Classification du site

D'après l'étude géotechnique le pont objet de notre étude est implanté sur un site **ferme** catégorie **S2** car on a du tableau 3.2 du RPOA 2008 la vitesse de cisaillement ≥ 400 m/s à partir de 10m de profondeur.

III. Calcule de la masse totale de la structure

M_{pont} = masse du tablier + 1/2 (la masse des culées + la masse des piles) + 0.30 des surcharges ferroviaires.

- **Surcharges routières** : UIC71 : 2717.6 t
- **La masse des piles** : $M_{\text{piles}} = 3025.431$ t
- **La masse des culées** : $M_{\text{culées}} = 873.5385$ t
- **Masse du tablier** : $M_{\text{tablier}} = 5133.8599$ t

$$M_{\text{pile}} = 5133.8599 + \frac{1}{2} (873.5385 + 3025.431) + 0.30 \times 2717.6 = 7898.624 \text{ t}$$

IV. Calcul de la raideur des éléments résistants $K_{\text{culée}}$ et K_{pile} K_{aa}

➤ K_C de la culée :

Les culées sont considérées infiniment rigide

➤ K de l'appareil d'appui :

$$K_{\text{appareil}} = n \times \frac{G \times a \times b}{e} = 18 \times \frac{1.4 \times 10^6 \times 0.3 \times 0.4}{0.06} = 50.4 \times 10^6 \text{ N/m}$$

Avec :

- G : le module de cisaillement de l'appareil
- a, b : les dimensions en plan de l'appareil
- e : l'épaisseur totale de caoutchouc de l'appareil
- n : le nombre d'appareils d'appuis par pile.

➤ K de la pile :

On a 9 piles :

$$H_{pile1} = H_{pile5} = H_{pile6} = 9.07m,$$

$$H_{pile2} = H_{pile3} = H_{pile4} = 10.07m.$$

$$H_{pile7} = 8.07m.$$

$$I_{fut} = 11.7308 m^4.$$

$$K_{pile} = n \times \frac{\alpha \times E \times I}{H^3}$$

Avec :

- n : nombre de fut dans une pile.
- E : module de Young.
- I : inertie du fut.
- α : dépend des conditions d'appuis (dans notre cas $\alpha=3$ (appuis libre)).

$$K_{pile1} = K_{pile5} = K_{pile6} = 2 \times \frac{3 \times 3.6 \times 10^{10} \times 11.7308}{9.07^3} = 3.396 \times 10^9 \text{ N/m}$$

$$K_{pile2} = K_{pile3} = K_{pile4} = 2 \times \frac{3 \times 3.6 \times 10^{10} \times 11.7308}{10.07^3} = 2.481 \times 10^9 \text{ N/m}$$

$$K_{pile7} = 2 \times \frac{3 \times 3.6 \times 10^{10} \times 11.7308}{8.07^3} = 4.821 \times 10^9 \text{ N/m}$$

➤ K équivalent du système (pile +appareil d'appuis) :

$$K_{appui} = \frac{1}{\frac{1}{K_{appareil}} + \frac{1}{K_{pile}}}$$

$$K_{appui1} = K_{appui5} = K_{appui6} = \frac{1}{\frac{1}{50.4 \times 10^6} + \frac{1}{3.396 \times 10^9}} = 4.966 \times 10^7 \text{ N/m}$$

$$K_{appui2} = K_{appui3} = K_{appui4} = \frac{1}{\frac{1}{50.4 \times 10^6} + \frac{1}{2.481 \times 10^9}} = 4.939 \times 10^7 \text{ N/m}$$

$$K_{appui7} = \frac{1}{\frac{1}{50.4 \times 10^6} + \frac{1}{4.821 \times 10^9}} = 4.988 \times 10^7 \text{ N/m}$$

$$K_{equi} = \sum K_{appui i} = 4.966 \times 10^7 \times 3 + 4.939 \times 10^7 \times 3 + 4.988 \times 10^7$$

$$K_{equi} = 3.47 \times 10^8 \text{ N/m}$$

➤ calcul de la période fondamentale T :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \times \sqrt{\frac{M}{K}} = 2 \times 3.14 \times \sqrt{\frac{7898.624 \times 10^3}{3.47 \times 10^8}}$$

$$T = 0.947 \text{ s}$$

V. Détermination des accélérations (spectre de réponse élastique)

V.1.Composante horizontale : (sens longitudinal)

Le spectre de réponse élastique (S_{ae}) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par.

$$S_{ae}^h(T, \xi) = \begin{cases} AgS \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \times AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \times AgS \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \times AgS \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur ($=9,81m/s^2$)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site: $T_1=0,20s$; $T_2= 0,50 s$

S : coefficient de site : $S3=1.2$

A : est donnée dans le tableau 3.1

η : facteur de correction de l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$)

ξ : taux d'amortissement défini en 4.2.4

D'après le tableau 3.3 du RPOA 2008 (valeurs de T_1, T_2 et S pour la composante horizontale) et avec un site $S2$ on a :

$T_1= 0.15 s$; $T_2 = 0.40 s$; $S = 1.1$

Avec : $T = 0.947 s$

Donc :

$T_2 \leq T \leq 3.0s$

$$S_{ae}^h(T, \xi) = 2.5\eta \times AgS \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

V.1.1.Calcul du coefficient de correction de l'amortissement η (ξ)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$$

Avec : $\xi = 5\%$ car on a des piles et culé en béton armé.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 5)}} = 1$$

V.1.2 L'accélération :

$$S_{ae}^h(T, \xi) = 2.5 \times 1 \times 0.3 \times 9.81 \times 1.1 \times \left(\frac{0.40}{0.947} \right) \rightarrow S_{ae}^h(T, \xi) = 3.41m/s^2$$

V.2. Composantes verticales

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage.

$$S_{ae}^v(T, \xi) = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag\eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag\eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (=9,81m/s²)

A : est donnée dans le tableau 3.1

α : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité :

$\alpha = 0,7$ pour les zones sismiques I, II a et II b et 1,0 pour la zone sismique III.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

D'après le tableau 3.4 du RPOA 2008 (valeurs de T₁, T₂ pour la composante verticale) et avec un site S2 on a: T₁= 0.15 s ; T₂ = 0.40 s Avec : T = 0.947 s

Donc :

$$T_2 \leq T \leq 3.0s$$

L'accélération verticale est :

$$Sae^v(T, \xi) = 2.5 \times 0.7 \times 0.3 \times 9.81 \times 1 \times \left(\frac{0.40}{0.947} \right) \rightarrow Sae^v(T, \xi) = 2.175m/s^2$$

V.3.Spectre de dimensionnement

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

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

On a:

$$T=0.947 \text{ s}; T_2 = 0.40 \text{ s}; S = 1.1; A=0.3; \eta = 1$$

$$Sad(T, \xi) = 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \times 0.3 \times 9.81 \times 1.1 \times \left(\frac{0.4}{0.947} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow Sad(T, \xi) = 4.55m/s^2$$

VI. Analyse spectrale monomodale (mode fondamental)

Les forces sismiques statiques équivalentes sont dérivées des forces d'inertie correspondant à la période fondamentale naturelle de la structure, dans la direction considérée, en utilisant l'ordonnée appropriée du spectre de calcul. La méthode comprend également des simplifications concernant la forme du premier mode et l'estimation de la période fondamentale.

VI.1. Séisme longitudinale

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

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

Où :

M : 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 ;

Sa(T) : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T

VI.1.1. Calcul des forces

a. Calcul élastique :

$$F = M_{\text{pont}} * Sae^h(T, \xi) = 7898.624 \times 10^4 \times 2.175$$

$$F = 171795072 \text{ N}$$

La force horizontale qui se répartit sur chaque appui sera donnée par : $F_i = \frac{K_i}{K} * F$

$$F_{\text{appui 1}} = F_{\text{appui 5}} = F_{\text{appui 6}} = \frac{K_i}{K} * F = \frac{4.966 \times 10^7}{3.47 \times 10^8} \times 171795072 = 24586003.68 \text{ N}$$

$$F_{\text{appui 2}} = F_{\text{appui 3}} = F_{\text{appui 4}} = \frac{K_i}{K} * F = \frac{4.939 \times 10^7}{3.47 \times 10^8} \times 171795072 = 24452330.28 \text{ N}$$

$$F_{\text{appui } 7} = \frac{K_i}{K} \times F = \frac{4.988 \times 10^7}{3.47 \times 10^8} \times 171795072 = 24694922.74 \text{ N}$$

b. Calcule en capacité :

$$F = M_{\text{pont}} \times \text{Sad}(T, \xi) = 7898.624 \times 10^4 \times 4.55$$

$$F = 359387392 \text{ N}$$

La force horizontale qui se répartit sur chaque appui est :

$$F_{\text{appui } 1} = F_{\text{appui } 5} = F_{\text{appui } 6} = \frac{K_i}{K} \times F = \frac{4.966 \times 10^7}{3.47 \times 10^8} \times 359387392 = 51432789.3 \text{ N}$$

$$F_{\text{appui } 2} = F_{\text{appui } 3} = F_{\text{appui } 4} = \frac{K_i}{K} \times F = \frac{4.939 \times 10^7}{3.47 \times 10^8} \times 359387392 = 51153150.69 \text{ N}$$

$$F_{\text{appui } 7} = \frac{K_i}{K} \times F = \frac{4.988 \times 10^7}{3.47 \times 10^8} \times 359387392 = 51660642.98 \text{ N}$$

VI.1.2 Calcule des déplacements

a. Calcule élastique :

$$d_x = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \times \text{Sae}^h(T, \xi) = \left(\frac{0.947}{2 \times 3.14} \right)^2 \times 2.175$$

$$d_x = 0.049 \text{ m} = 49 \text{ mm.}$$

b. Calcule en capacité :

$$d_x = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \times \text{Sad}(T, \xi) = \left(\frac{0.947}{2 \times 3.14} \right)^2 \times 4.55$$

$$d_x = 0.109 \text{ m} = 109 \text{ mm.}$$

VI.2.Séisme transversale

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

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

Dans notre cas :

$$\frac{L}{B} = \frac{176}{15.30} = 11.50 > 5 \text{ (modèle à tablier flexible)}$$

Où :

L : longueur totale du tablier

B : largeur du tablier.

a. Calcule des masses :

$$m_1 = m_9 = \frac{1}{16} M_{\text{tablier}} + \frac{1}{2} M_{\text{culé}} = \frac{1}{16} \times 5133.8599 + \frac{1}{2} \times 436.7692 = 539.251 \text{ t}$$

$$m_2 = m_6 = m_7 = \frac{1}{8} M_{\text{tablier}} + \frac{1}{2} M_{\text{pile } 1,5,6} = \frac{1}{8} \times 5133.8599 + \frac{1}{2} \times 426.808 = 855.136 \text{ t}$$

$$m_3 = m_4 = m_5 = \frac{1}{8} M_{\text{tablier}} + \frac{1}{2} M_{\text{pile } 3,4,5} = \frac{1}{8} \times 5133.8599 + \frac{1}{2} \times 469.655 = 876.559 \text{ t}$$

$$m_8 = \frac{1}{8} M_{\text{tablier}} + \frac{1}{2} M_{\text{pile } 7} = \frac{1}{8} \times 5133.8599 + \frac{1}{2} \times 384.0315 = 833.7481 \text{ t}$$

Calcule de la période :

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{\sum m_i \mu_i^2}{\sum F_i \mu_i}}$$

Chapitre VIII : Etude sismique

μ_i : est le déplacement du i-ème point nodal déterminé approximativement par la forme du premier mode.

v_i : est le déplacement vertical du i-ème point nodal déterminé approximativement par la forme du premier mode.

D'après le tableau 3.5 (Valeurs des déplacements absolus) du RPOA 2008 on a :

$$\mu_i = 0.05. \quad v_i = 0.04$$

masses	m_i	μ_i^2	$m_i \mu_i^2$	$F_i = m_i \times g$	μ_i	$F_i \mu_i$
1	539251	0,0025	1348,1275	5290052,3	0,05	264502,62
2	855136	0,0025	2137,84	8388884,2	0,05	419444,21
3	876559	0,0025	2191,3975	8599043,8	0,05	429952,19
4	876559	0,0025	2191,3975	8599043,8	0,05	429952,19
5	876559	0,0025	2191,3975	8599043,8	0,05	429952,19
6	855136	0,0025	2137,84	8388884,2	0,05	419444,21
7	855136	0,0025	2137,84	8388884,2	0,05	419444,21
8	833748,1	0,0025	2084,3703	8179068,9	0,05	408953,44
9	539251	0,0025	1348,1275	5290052,3	0,05	264502,62
Σ	7107.3351	/	17768,338	/	/	3486147,9

Tableau V-2 : Paramètre de la période horizontale.

$$T = 0.448 \text{ s}$$

b. Calcule des forces :

Calcule élastique :

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \times \frac{S_{ae}^h(T)}{g} \times \mu_i m_i$$

$$F_1 = F_9 = \frac{4 \times 3.14^2}{0.448^2} \times \frac{3.41}{9.81} \times 0.05 \times 539.251 = 1841.66 \text{ t}$$

$$F_2 = F_6 = F_7 = \frac{4 \times 3.14^2}{0.448^2} \times \frac{3.41}{9.81} \times 0.05 \times 855.136 = 2920.477 \text{ t}$$

$$F_3 = F_4 = F_5 = \frac{4 \times 3.14^2}{0.448^2} \times \frac{3.41}{9.81} \times 0.05 \times 876.559 = 2993.641 \text{ t}$$

$$F_8 = \frac{4 \times 3.14^2}{0.448^2} \times \frac{3.41}{9.81} \times 0.05 \times 833.7481 = 2847.4328 \text{ t}$$

Calcule en capacité :

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \times \frac{S_{ad}(T)}{g} \times v_i m_i$$

$$F_1 = F_9 = \frac{4 \times 3.14^2}{0.448^2} \times \frac{4.55}{9.81} \times 0.04 \times 539.251 = 1965.878 \text{ t}$$

$$F_2 = F_6 = F_7 = \frac{4 \times 3.14^2}{0.448^2} \times \frac{4.55}{9.81} \times 0.04 \times 855.136 = 3117.459 \text{ t}$$

$$F_3 = F_4 = F_5 = \frac{4 \times 3.14^2}{0.448^2} \times \frac{4.55}{9.81} \times 0.04 \times 876.559 = 3195.558 \text{ t}$$

$$F_8 = \frac{4 \times 3.14^2}{0.448^2} \times \frac{4.55}{9.81} \times 0.04 \times 833.7481 = 3039.488 \text{ t}$$

c. Calcule des déplacements :

Calcule élastique :

$$d_y = \frac{\mu_r}{\sum m_i \mu_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \times S_{ae}^h(T; \xi)$$

$$M = \sum m_i.$$

$$d_y = \frac{0.05}{355.3676} \times 7107.3351 \times \left(\frac{0.448}{2 \times 3.14} \right)^2 \times 3.41 = 0.0173 \text{ m}$$

$$d_y = 17.3 \text{ mm}$$

Calcul en capacité :

$$d_y = \frac{\mu_r}{\sum m_i \mu_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \times S_{ad}(T; \xi)$$

$$d_y = \frac{0.05}{355.3676} \times 7107.3351 \times \left(\frac{0.448}{2 \times 3.14} \right)^2 \times 4.55 = 0.0233 \text{ m}$$

$$d_y = 23.3 \text{ mm}$$

d. Effets de torsion dans le séisme transversal :

$$M_t = \sum F_i \times e$$

$$e = e_0 + e_a + e_d$$

$$e_0 = 0.05 \times 176 = 8.8 \text{ m}$$

$$e_a = 0.03L = 0.03 \times 176 = 5.28 \text{ m}$$

$$e_d = 0.03L \times \sqrt{1 + \frac{e_0}{e_a}} = 0.03 \times 176 \times \sqrt{1 + \frac{8.8}{5.28}} = 8.622 \text{ m}$$

$$e = 8.8 + 5.28 + 8.622 = 22.702 \text{ m}$$

$$M_t = 24273.107 \times 22.702 = 551048.0706 \text{ t.m}$$

VI.3. Séisme verticale

Dans les tabliers en béton précontraint, les effets de la composante sismique verticale ascendante doivent être examinés systématiquement

$$F_i = \frac{4\pi^2}{T^2} \times \frac{S_{ae}^v(T)}{g} \times v_i m_i$$

a. Calcul des masses :

$$m_1 = m_9 = 539.251 \text{ t}$$

$$m_2 = m_6 = m_7 = 855.136 \text{ t}$$

$$m_3 = m_4 = m_5 = 876.559 \text{ t}$$

$$m_8 = 833.7481 \text{ t}$$

Calcul de la période :

$$T = 2\pi \times \sqrt{\frac{\sum m_i v_i^2}{\sum F_i v_i}}$$

$$v_i = 0.04$$

masses	m_i	v_i^2	$m_i v_i^2$	$F_i = m_i * g$	v_i	$F_i v_i$
1	539251	0,0016	862,8016	5290052,3	0,04	211602,09
2	855136	0,0016	1368,2176	8388884,2	0,04	335555,37
3	876559	0,0016	1402,4944	8599043,8	0,04	343961,75
4	876559	0,0016	1402,4944	8599043,8	0,04	343961,75
5	876559	0,0016	1402,4944	8599043,8	0,04	343961,75
6	855136	0,0016	1368,2176	8388884,2	0,04	335555,37
7	855136	0,0016	1368,2176	8388884,2	0,04	335555,37
8	833748,1	0,0016	1333,997	8179068,9	0,04	327162,75
9	539251	0,0016	862,8016	5290052,3	0,04	211602,09
Σ	7107,3351	/	11371,736	/	/	2788918,3

Tableau 3 : Paramètre de la période verticale

$$T = 0.401 \text{ s}$$

c. Calcul des forces :

$$F_1 = F_9 = 1174.119 \text{ t}$$

$$F_2 = F_6 = F_7 = 1861.9 \text{ t}$$

$$F_3 = F_4 = F_5 = 1908.545 \text{ t}$$

$$F_8 = 1815.332 \text{ t}$$

d. Calcul du déplacement :

$$d_z = \frac{v_r}{\sum m_i v_i} M \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \times Sae^v(T; \xi)$$

$$d_z = \frac{0.04}{284.2934} \times 7107.3351 \left(\frac{0.401}{2 \times 3.14} \right)^2 \times 2.175 = 0.00885 \text{ m}$$

$$d_z = 8.85 \text{ mm}$$

VII. Combinaisons des réponses modales

On a :

$$E = \sqrt{\sum E_i^2}$$

E : la valeur maximale probable de l'effort d'une action (force, déplacement)

Donc :

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}$$

Avec :

$$d_x = E_x = 0.049 \text{ m} ; d_y = E_y = 0.0173 \text{ m} ; d_z = E_z = 0.00885 \text{ m}$$

La valeur de E est :

$$E = \sqrt{0.049^2 + 0.0173^2 + 0.00885^2}$$

$$E = 0.0527 \text{ m}$$

VII.1. Combinaisons des composantes de l'action sismique :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme.

L'effet probable de l'action maximale E, du à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et

E_z dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe.

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante

$$E = E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3E_x \pm 0.3E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y$$

VII.2. La combinaison la plus défavorable

$$E = E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$$

$$E = 0.049 + 0.3 \times 0.0173 + 0.3 \times 0.00885$$

$$E = 0.0568 \text{ m}$$

VIII. Conclusion

Après notre étude sismique du pont rail on conclue que celui-ci a un bon dimensionnement car il supporte tous les efforts sismiques, cela est confirmé par le déplacement maximal qui est très faible il vaut $E = 0.0568 \text{ m}$.

I. Appareils d'appuis

I.1. Définition

Les tabliers de ponts reposent, généralement, sur les appuis (pile et culé) par l'intermédiaire d'appareils d'appuis, qui sont destinés à jouer deux rôles qui sont :

- 1- transmettre aux appuis les actions provenant du tablier.
- 2- permettre de libres mouvements de translation et de rotation du tablier par rapport aux appuis.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.

On se référant au document de la **SETRA (réf 4)** relatif sur les appareils d'appuis qui stipule que pour des réactions d'appuis limitées à **12MN** (calculées à l'E.L.U) ; l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement en plus des avantages qu'il présente : Facilité de mise en œuvre, de réglage et de contrôle, le coût relativement modéré et il n'exige aucun entretien

Donc on va utiliser l'appareil d'appuis en élastomère fretté.

I.2. Dimensionnement des appareils d'appuis

a. Aire de l'appareil :

Sous réserve de justification complémentaire, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25MPa sur la surface « A » suivant la dimension de l'appareil d'appui.

Dans notre cas nous partirons sur la petite valeur de la fourchette soit : 20MPa

Où (a x b) désigne :

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

b : côte perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage.

$$\sigma_{m \max} = \frac{N_{\max}}{a \times b} \leq 20 \text{MPa}$$

$$a * b \geq \frac{N_{\max}}{20}$$

N_{\max} : Effort tranchant normale repris par chaque poutre.

$$N_{\max} = 102.815 \text{ t}$$

Donc :

$$a \times b \geq \frac{102.8157}{20 \times 10^2} = 0.0514 \text{m}^2 = 514 \text{ cm}^2$$

b. Hauteur de l'appareil d'appuis :

$$\tau_{hl} = G \times \frac{U_1}{T} \leq 0.5G \rightarrow T \geq \frac{U_1}{0.5}$$

$$T = n \times t$$

U_1 : Déplacement due à la variation linéaire (Déformation dues aux fluages ; retrait ; dilatation)

$$U_1 = 8.634 \text{ mm.}$$

$$T \geq \frac{8.634}{0.5} = 17.268 \text{ mm}$$

On prend : 4 feuilles de 12 mm.

La hauteur totale de l'appareil d'appuis :

$$H_{\text{totale}} = n \times (t + t_s)$$

Avec :

n : nombre de feuillets élémentaires.

$t = 12 \text{ mm}$: épaisseur d'un feuillet élémentaire.

t_s : dimension des frettes.

$t_s \geq 2 \text{ mm}$. Donc on prend : $t_s = 3 \text{ mm}$.

$H_{\text{totale}} = 4 \times (12 + 3) = 60 \text{ mm}$.

On choisit un appareil d'appui qui convient et satisfait les conditions suivantes :

- **Condition de non flambement :**

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \text{ avec : } a \leq b$$

$$5 \times T \leq a \leq 10 \times T$$

$$30 \text{ cm} \leq a \leq 60 \text{ cm}$$

Donc on prend :

$$a = 45 \text{ cm} ; b = 55 \text{ cm}$$

I.3. Vérification

I.3.1. Limitations de contraintes de cisaillements

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G$$

Avec : $G = 1.4 \text{ MPa}$

$$\tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a+b)} = \frac{450 \times 550}{2 \times 12 \times (300 + 400)} = 10.3125$$

$$\sigma_m = \frac{N_{\text{max}}}{a \times b} = \frac{102.815 \times 10^4}{450 \times 550} = 4.154 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = 1.5 \frac{4.154}{10.3125} = 0.604 \text{ MPa} < 7 \text{ MPa} \text{ (condition vérifier)}$$

I.3.2. Distorsion

a. Due à un déplacement vertical lent de l'appui :

$$\tau_{H1} = G \times \tan \gamma_1 = G \times \frac{U_1}{T} = 1.4 \times \frac{8.634}{60} = 0.202 \text{ MPa} < 0.5G = 0.7 \text{ MPa} \text{ (condition vérifier)}$$

b. Due à un déplacement horizontal lent de l'appui : $\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \times b}$

H_2 : effort de freinage développé par le chargement SW/0 :

$$H_2 = 504 \text{ kN}$$

$$\tau_{H2} = \frac{504 \times 10^3}{450 \times 550} = 2.036 \text{ MPa}$$

La contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5\tau_{H2} = 0.202 + 0.5 \times 2.036 = 1.22 \text{ MPa}$$

I.3.3. Rotation

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a^2}{t^2} \right) \times \alpha_t < 1.5 \text{ MPa}$$

$$\alpha_t = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n} = \frac{-2.281 \times 10^{-2} - 9.6 \times 10^{-3}}{4} = -8.1 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

α_0 = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les bétons préfabriqués

α = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

n : nombre de feuillet.

Donc :

$$\tau_{\alpha} = \frac{1.4}{2} \left(\frac{450^2}{12^2} \right) \times -8.1 \times 10^{-3} = -7.973 \text{ MPa} < 1.5 \text{ MPa (condition vérifié)}$$

Finalement :

$$\tau = 0.604 + 1.22 - 7.973 = -6.149 \text{ MPa} \leq 5G = 5 \times 1.4 = 7 \text{ MPa}$$

I.3.4. Conditions de non cheminement

$$\sigma_m = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa}$$

$$N_{\min} = 66.155 \text{ t}$$

Donc :

$$\sigma_m = \frac{66.155 \times 10^4}{450 \times 550} = 2.673 \text{ MPa} > 2 \text{ MPa}$$

I.3.5. Conditions de non glissement

$$H \leq f \times N$$

Avec :

$$f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m} = 0.12 + \frac{0.2}{2.673} = 0.195$$

$$H = \frac{N_{\min}}{2 \times 4} = \frac{66.155}{2 \times 4} = 8.269 \text{ t}$$

$$H = 8.269 \text{ t} < fN = 0.195 \times 66.155 = 12.9 \text{ t (condition vérifier)}$$

I.3.6. Condition de non soulèvement

$$\alpha_t \leq \left(\frac{3}{\beta} \right) \times \left(\frac{t^2}{a^2} \right) \times \left(\frac{\sigma_m}{G} \right) = \left(\frac{3}{10.3125} \right) \times \left(\frac{12^2}{450^2} \right) \times \left(\frac{2.673}{1.4} \right) = 1.357 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_t = -8.1 \times 10^{-3} < 1.357 \times 10^{-3} \text{ (condition vérifier)}$$

I.3.7. Dimensionnement des frettes

$$t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_e} \right) = \frac{450}{10.3125} \times \frac{2.673}{245} = 0.465 \text{ mm}$$

Donc :

$$t_s = 3 \text{ mm}$$

I.4. Conclusion :

Après la vérification de toutes ces conditions on optepour des appareils d'appuis de dimensions 450 x 550 x 60.



Figure IX-1 : Appareille d'appuis en élastomère frette.

II. Joint Garde Ballast

II.1.Introduction

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues a la température, et pour les ouvrage en béton au retrait et au fluage.

Pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés par un gêne aux déplacements et déformations, il convient de rendre le tablier librement dilatable en aménageant des jeux a chaque coupure entre deux partie.au droit de chacune de ces coupures on dispose un joint garde ballast.

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

Dans notre cas, un profil en élastomère est inséré entre les éléments métalliques, dans le but d'empêcher la pénétration des corps étrangers (le ballast).

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

- Les joints lourds
- Les joints semi lourds
- Les joints légers

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

➤ **Confort et esthétique :**

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus.

- Absence de bruits de vibrations

➤ **Résistance :** Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sous cesse croissante.

➤ **Etanche :** En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage qu'il équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

➤ **Fiable :** La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

On dimensionne les joints selon **RPOA 2008** avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4 \times W_r + \frac{W_s}{3}$$

W : souffle total du joint,

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

W_t : souffle thermique,

W_s : souffle sismique.

On a ses paramètres calculé bien avant :

Souffle	sismique	thermique	retrait	fluage
$\Delta_i(\text{cm})$	$\Delta_s = 5.68$	$\Delta_t = \pm 0.214$	$\Delta_r = 0.321$	$\Delta_f = 2.153$

Tableau IX 1 : Les différents souffles

$$W = (0.321 + 2.153) + 0.4 \times 0.214 + \frac{5.68}{3} = 4.452 \text{ cm}$$

II.2. Conclusion

Le type de joint est choisi selon le souffle total calculé précédemment. A l'aide du catalogue de joints CI EC, on constate que pour un souffle de cm il faut considérer la famille de joints appelée W_d (souffles moyens). Conçu pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle



Figure IV-2 : Joint Garde Ballast

CONCLUSION

L'élaboration d'un projet nécessite la réflexion et le bon sens, ainsi qu'une bonne connaissance et la maîtrise de domaine d'emploi différents types de structures, différents types d'exécution, les bases de dimensionnement et les logiciels de calcul et de construction.

Cette étude nous a permis d'approfondir et de compléter les connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'UMMTO. Ainsi que, la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'arts et l'utilisation du logiciel comme moyen de calcul à fin d'arriver à ce modeste travail.