



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



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par : HAMDY AISSA Mohammed
TALEB BAHMED Mohammed

DOMAINE : SCIENCE ET TECHNOLOGIE

FILIERE : TRAVAUX PUBLICS

OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème

**ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE D'UN PONT DROIT A
POUTRES MULTIPLES EN BETON PRECONTRAIT**

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
NOUIOUA Tahar	MAA	Président
BACHIRI Attia	MAGISTERE	Examinateur
AMARA Salah	MCA	Rapporteur
ZAIDI Ali	Pr	Co-rapporteur

Promotion : JUIN - 2018

عنوان المذكرة: دراسة البنية الفوقية لجسر مستقيم متعدد العارضات من الخرسانة مسبقة الإجهاد

المؤطر: عمارة صالح

الإسم: محمد

اللقب: حمدي عيسى

زايدي علي

محمد

الطالب باحمد

ملخص: الهدف من مشروعنا هو دراسة جسر متعدد العارضات من الخرسانة مسبقة الإجهاد، يتكون هذا الجسر من أربع مقاطع طول كل مقطع 33.5 متر وعرض كل مقطع 10 أمتار حيث كل مقطع يتكون من 7 عارضات رئيسية ويرتكز هذا الجسر على ثلاثة مساند وسيطة واثنان جانبيّة، العارضات تعلو فوق بلاطة من الخرسانة المسلحة.

دراسة سطح الجسر تمت بواسطة برنامج الحساب ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2015 وبناء على النتائج المتحصلة عليها من التوزيعات العرضية والطولية للحمولات الدائمة والمختلفة المطبقة على سطح الجسر قمنا بالتصميم والتحقق من العناصر المكونة لهذا السطح على حسب وضعية كابل الخرسانة مسبقة الإجهاد، وقد تم تسليح العارضات والبلاطة والقوائم الإعتراضية وحساب أجهزة المساند.

كلمات مفتاحية: جسر، خرسانة مسبقة الإجهاد، كابل، أجهزة المساند، قوائم إعتراضية

Memory title: Analysis of the superstructure of a straight bridge with multiple pre-stressed concrete beams

Name: Hamdi Aissa
Taleb Bahmed

First name: Mohammed
Mohammed

Directed by: Amara Salah
Zaidi Ali

Abstract: The aim of our work is to study a post-tensioned pre-stressed concrete multi-beam bridge with a total length of 134 m and a width of 10 m. The deck consists of 4 spans with 7 main beams per span, supported by 3 intermediate piles and two abutments at the ends. The beams are surmounted by a reinforced concrete slab. The study of the deck was carried out using the ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2015 calculation software. On the basis of the results obtained on the transverse and longitudinal distribution of the loads and overloads applied on the deck, the design of the different elements constituting the deck namely the layout of the pre-stressing cables, the reinforcement of the beams, the slab and the end cross-beams and the design of the support devices, have been carried out.

Key words: Bridge, Pre-stressed concrete, cable, cross-beam, support devices.

Titre du mémoire : Etude de la superstructure d'un pont droit à poutres multiples en béton précontraint

Noms : Hamdi Aissa
Taleb Bahmed

Prénom : Mohammed
Mohammed

Encadreurs : Amara Salah
Zaidi Ali

Résumé : L'objectif de notre travail consiste en l'étude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint par post tension, d'une longueur totale de 134 m et d'une largeur de 10 m. Le tablier se compose de 4 travées avec 7 poutres principales par travée, reposant sur 3 piles intermédiaires et sur deux culées aux extrémités. Les poutres sont surmontées par une dalle en béton armé. L'étude du tablier a été réalisée à l'aide du logiciel de calculs ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2015. A l'issue des résultats obtenus sur la répartition transversale et longitudinale des charges et surcharges appliquées sur le tablier, le dimensionnement et la vérification des différents éléments constituant le tablier à savoir le tracé des câbles de précontrainte, le ferrailage des poutres, le ferrailage de la dalle et de l'entretoise d'about et le calcul des appareils d'appuis ont été entamées.

Mots clés : Pont, Béton Précontraint, câble, entretoise, appareils d'appuis.

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon Dieu de nous avoir guidés et donné la force et la volonté pour atteindre notre objectif.

Nous Souhaitons Exprimer, Tout Particulièrement, Nos Vifs Remerciements Et Notre Profonde Reconnaissance A Notre promoteur Dr. AMARA-Salah et notre Co-encadreur Pr. ZAIDI-Ali De Nous Avoir Fait Confiance Et Accepter De Diriger Ce Mémoire et pour les orientations et les conseils judicieux qu'ils ont su nous prodiguer durant l'évolution du projet.

Nous tenons également à remercier l'ensemble des membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Nos remerciements vont également A tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir, durant les cinq années de notre formation.

Nous remercions aussi tous nos amis et collègues pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent aussi à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

HAMDI AISSA Mohammed

TALEB BAHMED Mohammed

Dédicaces

Tout d'abord je tiens à remercier Dieu le tout puissant d'avoir éclairé mon chemin et de m'avoir donné le courage de réaliser ce mémoire.

Je dédie ce modeste travail ;

A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu, qui m'ont guidé lors des moments difficiles et qui ont su m'aider avec leurs précieuses conseils

tout au long de mon parcours que Dieu le tout puissant

les protègent et les gardent.

A mes chères frères et sœurs.

A ma très chère fiancée.

A toute ma famille et mes proches sans aucune exception.

A tous ceux qui m'aiment et que j'aime et ceux qui m'ont aidé de

loin ou de près pour la réalisation de ce mémoire.

A tous mes collègues et mes amis à l'université de Laghouat.

Et toute personne que je connais.

Mohammed HAMDI AISSA

Dédicaces

J'ai le grand honneur de dédier ce travail à :

Ceux qui m'ont encouragé dans ma vie et qui m'ont donné tant d'amour, La lumière de mes yeux, ma très chère mère et mon père.

Mes chères sœurs, Khadija, Aicha et Phaima ;

Mes chers frères Ayoub Tlyes , Hammou Rihad ;

Ma très chère fiancée Imane ;

Toute ma famille, mes tantes, mes cousins et mes cousines ;

Mes très chers amis, Mohammed, Hanni, Hamza, Chikh,

Saleh, Djema et Amal...

A tous mes amis que j'ai connus dans la vie.

Mohammed TALEB BAHMED

Table des Matières

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Généralités

I.1	Introduction	3
I.2	But de l'étude :	3
I.3	Historique des ponts :	3
I.4	Différents types de ponts :	4
I.4.1	Ponts à poutres :	4
I.4.2	Ponts en arc :	5
I.4.3	Ponts à câbles :	6
I.4.4	Ponts dalles :	8
I.4.5	Pont Cadre :	9
I.4.6	Ponts à caisson ou voussoir :	10

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1	Introduction :	10
II.2	Caractéristique géométrique de l'ouvrage.....	10
II.3	Données fonctionnelles	11
II.3.2	Tracé en plan :	11
II.3.2	Profil en long :	11
II.3.3	Profil en travers :	11
II.4	Données naturelles :	12
II.5	Données climatiques :	14
II.5.1	Température :	14
II.5.2	Neige :	14
II.5.3	Vent :	14

Chapitre III : Pré dimensionnement

III.1	Introduction :	15
III.2	Pré dimensionnement :	15
III.2.1	Longueur des travées :	15
III.2.2	Largeur des voies :	15

III.2.3	Hauteur des poutres	15
III.2.4	Largeur de la table de compression :	16
III.2.5	Espacement des poutres :	16
III.2.6	Nombre de poutres :	16
III.2.7	Epaisseur de la table de compression :	16
III.2.8	Largeur du talon :	16
III.2.9	Epaisseur de l'âme :	17
III.2.10	Epaisseur du talon :	17
III.2.11	Gousset :	17
III.2.12	Entretoise :	18
III.2.13	Épaisseur de la dalle :	18
III.2.14	Caractéristiques géométriques de la poutre :	18

Chapitre IV : Analyse et modélisation

IV.1	Introduction :	36
IV.2	Caractéristiques des matériaux	30
IV.2.1	Béton :	30
IV.2.2	Aciers :	33
IV.3	Calcul des charges permanentes (CP) :	36
IV.3.1	Poids propre de la poutre :	36
IV.3.2	Poids propre du tablier (hourdis) :	37
IV.3.3	Poids propre de l'entretoise :	37
IV.4	Calcul des charges complémentaires permanentes(CCP) :	37
IV.4.1	Poids propre de la prédalle (non participante) :	37
IV.4.2	Revêtement de la chaussée + chape d'étanchéité :	38
IV.4.3	Trottoirs (supposés comme une dalle pleine en BA) :	38
IV.4.4	Poids de la corniche :	38
IV.4.5	Garde-corps :	39
IV.5	Surcharge :	39
IV.5.1	Caractéristiques du pont :	39
IV.5.2	Surcharges de la chaussée selon (fascicule 61 titres II du CPC).....	39
IV.6	Modélisation du tablier par Autodesk robot 2015 :	47
IV.6.1	Valeur des moments fléchissant réels :	51

Chapitre V : Etude de la précontrainte

V.1	Introduction :.....	52
V.2	Précontrainte par post tension :.....	52
V.3	Procédé de précontrainte par post tension :	52
V.4	Caractéristiques géométriques de la section :.....	53
V.5	Les données de base :.....	53
V.5.1	Le béton :.....	53
V.5.2	Les aciers :.....	53
V.5.3	Moments fléchissant :.....	54
V.5.4	Détermination de la précontrainte :.....	54
V.5.5	Disposition des câbles d'après le (BPEL) :.....	55
V.5.6	Les caractéristiques géométriques nettes de la poutre	55
V.6	Calcul des pertes de précontrainte en post tension (câble moyen) :.....	57
V.6.1	Pertes instantanées :.....	57
V.6.2	Pertes différées :	60
V.7	Vérification des contraintes à L'ELS :.....	62
V.8	Armatures passives :	66
V.9	Justification des contraintes tangentiels :.....	67
V.9.1	Justification des contraintes tangentiels à L'ELS :.....	67
V.9.2	Justification à L'ELU :.....	68
V.9.3	Vérification de la résistance de la section médiane à la flexion à L'ELU :..	70

Chapitre VI : Etude de la dalle

VI.1	Introduction :.....	75
VI.2	Evaluation des sollicitations :	75
VI.3	Vérification des contraintes tangentiels d'après le BAEL :.....	76
VI.4	Vérification au poinçonnement d'après le BAEL :.....	77
VI.5	Calcul du ferrailage de la dalle :.....	78
VI.6	Vérification à L'ELU :.....	79
VI.7	Vérification à L'ELS :.....	80
VI.8	Vérification de la flèche :	83
VI.9	Etude de prédalle :	84

VI.9.1	Charge et surcharge revenant à la prédalle :.....	84
VI.9.2	Ferraillage de prédalle :.....	85
VI.9.3	Vérification des contraintes à L'ELS:.....	85

Chapitre VII : Entretoise d'about

VII.1	Introduction :	86
VII.2	Calcul de l'entretoise :	87
VII.3	Ferraillage de l'entretoise :	92

Chapitre VIII : Equipements

VIII.1	Appareil d'appui :.....	95
VIII.1.1	Définition :	95
VIII.1.2	Dimension de l'appareil d'appui :.....	96
VIII.2	Joint de chaussée :	97
VIII.2.1	Définition :	97
VIII.2.2	Choix du type de joint :	97
Conclusion		98
Bibliographie.....		99

Liste des figures

Figure I-1 Pont de Paris, Pont Neuf achevé en 1606	3
Figure I-2 Viaduc de Garabit (Cantal) en 1884 avec une portée de 165m	3
Figure I-3 Le pont suspendue de Brooklyn (États-Unis) été achevé en 1883	4
Figure I-4: Pont de Luzancy (Seine-et-Marne). Pont à béquilles	4
Figure I-5: Pont en arc	6
Figure I-6 : Pont suspendu	7
Figure I-7: Pont à haubans	7
Figure I-8: les différents types des haubans	8
Figure I-9: Pont dalle	8
Figure I-10: Types de Ponts cadres	9
Figure I-11: Pont cadre	9
Figure I-12: Pont à caisson	10
Figure II-1: Coupe transversale du tablier	12
Figure II-2: Sondage S1.	13
Figure II-3: Sondage S2.	13
Figure III-1: Dimensions de la poutre médiane	19
Figure III-2: Axes principaux et position du C.D.G d'une section typique	20
Figure III-3: Dimensions de la section médiane+hourdi	21
Figure III-4: Dimensions de la poutre en travée.....	22
Figure III-5: Dimensions de la poutre+hourdis en travée	24
Figure III-6: Dimensions de la poutre à l'about.....	26
Figure III-7: Dimensi ons de la poutre+hourdis à l'about	28
Figure IV-1: courbe de déformation et de contrainte de fluage en fonction du temps.....	33
Figure IV-2: Diagramme de contrainte et déformation des aciers passifs	34
Figure IV-3: Diagramme contrainte-déformation d'une armature de précontrainte typique	34
Figure IV-4: Section d'entretoise entre deux poutres.....	36
Figure IV-5: Coupe transversale de la prédalle	38
Figure IV-3: Schéma de la corniche	38
Figure IV-4: Garde corps BN4	39
Figure IV-5: Système Bc	42
Figure IV-6: Système Bt.....	43

Figure IV-7: Système Br.....	44
Figure IV-8: Système Mc 80	44
Figure IV-9: Système Mc 120	44
Figure IV-10: Système Me 80	45
Figure IV-11: Système Me 120	45
Figure IV-12: Convoi D240.....	47
Figure IV-13: Modélisation des poutres	49
Figure IV-14: Modélisation des poutres avec dalle	49
Figure IV-15: Le moment et l'effort tranchant max	49
Figure IV-16: Les poutres les plus sollicitées vis-à-vis des moments fléchissant.....	50
Figure V-1: Tracé du câble moyen	57
Figure V-2: Frottements le long du câble lors de la mise en tension.....	58
Figure V-3: tension de précontrainte le long du câble, avant et après rentrée d'ancrage	59
Figure V-4: Distribution des contraintes sous différents charges en situation de construction (P+M _m) et exploitation (P+M _M)	62
Figure V-5: Diagrammes des contraintes en construction.....	64
Figure V-6: Diagrammes des contraintes en exploitation	65
Figure V-7: Valeur du moment fléchissant M_g	70
Figure V-8: Valeur du moment fléchissant M_q	70
Figure V-9: Position du câble moyen à la section médiane de la poutre.....	71
Figure V-10: Diagramme des contraintes et déformations	71
Figure V-11: Diagramme limite de déformation	72
Figure V-12: Diagramme contraintes-déformations de l'acier actif.....	73
Figure V-13: Ferrailage de la poutre	75
Figure VI-1 : Effort tranchant maximal.....	76
Figure VI-2: Résistance de la dalle au poinçonnement	77
Figure VI-3 : Charge localisé de Bc	77
Figure VI-4: Charge localisé de Bt	78
Figure VI-5: Charge localisé de Br.....	78
Figure VI-6: moments max dans la dalle à l'ELU.....	79
Figure VI-7: moments max de la dalle à l'ELS.....	81
Figure VI-8 : Ferrailage de la dalle	83
Figure VI-9: Coupe transversale du tablier.....	84
Figure VI-10: Charge et surcharge revenant à la prédalle.....	85

Figure VI-11: Ferrailage de la prédalle selon L_x	86
Figure VI-12: Ferrailage de la prédalle selon L_y	86
Figure VII-1: Entretoise d'about.....	87
Figure VII-2: diagramme du moment à l'ELS dans l'entretoise (disposition 1).....	88
Figure VII-3: diagramme du moment à l'ELS dans l'entretoise (disposition 2).....	88
Figure VII-4: diagramme du moment à l'ELU dans l'entretoise (disposition 1)	89
Figure VII-5: diagramme du moment à l'ELU dans l'entretoise (disposition 2).....	89
Figure VII-6: diagramme De l'effort tranchant à l'ELU dans l'entretoise (disposition 1)	90
Figure VII-7: diagramme De l'effort tranchant à l'ELU dans l'entretoise (disposition 2)	90
Figure VII-8: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (disposition1).....	91
Figure VII-9: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (disposition2)	91
Figure VII-10: Section typique d'entretoise.....	92
Figure VII-11: Section d'entretoise en appui	94
Figure VII-12: Section d'entretoise en travée	94
Figure VIII-1: détails d'appareil d'appui	95
Figure VIII-2: constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté	95
Figure VIII-3: Joint de chaussée	95

Liste des tableaux

Tableau III-1 : Caractéristiques géométriques des aires composant la section médiane.....	19
Tableau III-2 : Caractéristiques géométriques et coefficient de rendement de la poutre médiane	20
Tableau III-3 : Caractéristiques géométriques de la poutre médiane + hourdis.....	21
Tableau III-4 : Caractéristiques géométriques et coefficient de rendement de la poutre médiane+hourdis	22
Tableau III-5 : Caractéristiques géométriques des aires composant la section en travée.....	23
Tableau III-6 : Caractéristiques géométriques de la section en travée.....	23
Tableau III-7 : Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis en travée.....	24
Tableau III-8 : Caractéristiques géométriques et coefficient de rendement de la poutre+hourdis en travée	25
Tableau III-9 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l’about	26
Tableau III-10 : Caractéristiques géométriques de la poutre à l’about	27
Tableau III-11 : Calcul des données géométriques de la poutre à l’about+hourdis	28
Tableau III-12 : Caractéristiques géométriques et coefficient de rendement de la poutre+hourdis à la section d’about.....	29
Tableau IV-1 : La résistance du béton pour chaque élément de l’ouvrage.....	30
Tableau IV-2 : Valeurs du retrait final utilisées en Algérie.....	32
Tableau IV-3 : Caractéristique géométrique et poids d’une demi-poutre	36
Tableau IV-4 : Classes des ponts en fonction de L_r	39
Tableau IV-5 : coefficient d’agressivité a_1 en fonction de la classe du pont	39
Tableau IV-6 : Surcharge de système A sur les voies	40
Tableau IV-7 : Valeurs du coefficient b_c	42
Tableau IV-8 : Coefficients b_t en fonction de la classe du pont.....	44
Tableau IV-9 : Valeurs des coefficients de majoration dynamique δ	47
Tableau VI-10 : Coefficients de pondération des combinaisons d’actions	50
Tableau IV-11 : combinaison de M et de T vis-à-vis de l’ELU et ELS	51
Tableau V-1 : Caractéristiques géométriques brutes de la section en travée et les valeurs de PI et de PII	55

Tableau V-2: Caractéristiques géométriques nettes de la poutre en travée	56
Tableau V-3: Caractéristiques géométriques nettes de la poutre sur appui	56
Tableau V-4: Pertes par frottement le long du câble moyen ($\Delta\sigma_f$)	58
Tableau V-5: Pertes par recul d'ancrage ($\Delta\sigma_g$)	60
Tableau V-6: Valeurs des contraintes en construction.....	63
Tableau V-7: Valeurs des contraintes en exploitation	65
Tableau VI-1: Valeurs finales des efforts tranchants maximum	76
Tableau VII-1 : Récapitulation des efforts maximum	91

Introduction générale

Le pont est un ouvrage qui permet de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. On distingue plusieurs types de ponts tel que :

Le pont route qui permet la circulation des véhicules, le viaduc qui permet le franchissement à grande hauteur d'une brèche, l'aqueduc, les passerelles et aussi les ponts ferroviaires.

La conception d'un pont nécessite une étude complète et pointue de dimensionnement afin de pouvoir disposer d'un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuel dus à la circulation ou aux caprices de dame nature. Le concepteur doit également pouvoir construire un ouvrage réalisable avec un coût optimal.

La conception d'un ouvrage est entièrement conditionnée par un certain nombre de données. Ces données sont de deux types :

- **Les données naturelles** : concernant le sol, les rivières à franchir, leur hydrologie donc sont l'ensemble des éléments de son environnement.

- **Les données fonctionnelles de l'ouvrage** : Elles sont fixées par le maître de l'ouvrage, éventuellement après négociations avec d'autres décideurs. C'est un ensemble caractéristique permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement (règlements et circulaires...).

Le souci principal de l'ingénieur est comment concevoir un pont, en visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (la faisabilité, l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation).

Ce mémoire de fin d'étude consiste à faire l'étude de la superstructure d'un pont droit à poutres multiples en béton précontraint par post-tension.

L'étude de cet ouvrage nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des personnes pendant et après la réalisation du projet tout en minimisant le coût.

Le travail est réalisé en huit chapitres ;

Le premier chapitre présente des généralités sur les ponts (historique, différent type de ponts... etc.). Les caractéristiques de l'ouvrage sont explicitées dans le deuxième chapitre, le troisième chapitre est consacré au pré-dimensionnement. Les charges et surcharges sont définies dans le quatrième chapitre. L'étude de la précontrainte est illustrée dans le chapitre Cinq. Au chapitre six nous avons étudié la dalle et le chapitre sept concerne l'étude de l'entretoise d'about. Le dernier chapitre est consacré aux équipements du pont. Le travail est clôturé par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

I.1 Introduction :

Un pont se définit de manière générale comme un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

I.2 But de l'étude :

L'objectif de notre étude est de réaliser une conception générale d'un pont qui assure parfaitement son service avec un coût optimal et qui lui confère des qualités fonctionnelles, économiques et esthétiques. L'ouvrage doit être adapté aux contraintes fonctionnelles (voie, portée, obstacle franchis) qui lui sont imposées. Il est important de veiller à la réalisation des ouvrages d'arts ayant des formes et proportions géométriques permettant une intégration satisfaisante dans le site.

I.3 Historique des ponts :

L'histoire de la construction des ponts est directement liée à la disponibilité des matériaux disponibles à chaque époque, ainsi qu'à l'évolution des moyens de construction.

- Le bois a été le matériau le plus utilisé dans l'Antiquité et jusqu'au XVIIIe siècle.

Ce dernier matériau est très courant et simple à travailler, mais sensible aux incendies, aux intempéries et ses caractéristiques mécaniques sont limitées.

- C'est pourquoi que la pierre et la maçonnerie furent utilisées pour des ouvrages plus importants et durables, depuis la haute Antiquité jusqu'à la fin du XIXe siècle.

Les ouvrages en pierre sont donc constitués en arcs, en voûtes, permettant ainsi une bonne utilisation des performances de ce matériau, mais ce procédé limite la distance (portée) entre appuis (piles) à certains mètres seulement. (Figure I.1).

- Au XIXème siècle, en 1845 la formulation du béton fut mise au point (mélange de granulats, de sable, de ciment et d'eau dans des proportions précises). Le béton armé survient ensuite (association d'armatures en acier au béton).

- L'acier avec ses très bonnes caractéristiques mécaniques et qui fut mis au point vers 1867, va permettre d'accroître les performances des ponts et aboutir à des structures beaucoup plus légères (Figure I.2).



Figure I-1 Pont de Paris, Pont Neuf achevé en 1606



Figure I-2 Viaduc de Garabit (Cantal) en 1884 avec une portée de 165m

- Une nouvelle évolution de ponts apparaît avec les ponts suspendus, les piles étant en maçonnerie ou en acier, le tablier métallique suspendu par des câbles en acier (suspentes) sur des câbles principaux. Cette nouvelle méthode va permettre d'accroître les portées de façon considérable. (Figure I.3).



Figure I-3 Le pont suspendu de Brooklyn (États-Unis) été achevé en 1883

- En 1928, Eugène Freyssinet mit au point le béton précontraint. Son principe consiste à comprimer le béton de la structure par des câbles fortement tendus, afin de pallier à la faiblesse du béton à la traction.

Ce procédé va permettre d'alléger la structure et donc d'augmenter les portées des ponts en béton.

De nouveaux types de ponts (pont à béquilles par exemple) font leur apparition, ainsi que de nouvelles méthodes de construction (Figure I.4).



Figure I-4: Pont de Luzancy (Seine-et-Marne). Pont à béquilles

- Aujourd'hui, on cherche à allier les performances toujours croissantes du béton en compression, en l'utilisant pour les piles, et les avantages de l'acier pour la réalisation du tablier. Cette association permet d'obtenir des ouvrages de plus en plus performants. [1]

I.4 Différents types de ponts :

Les ponts peuvent être classés suivant différents critères : le matériau principal utilisé, le procédé de construction ou le fonctionnement mécanique. C'est ce dernier critère qui est retenu dans la présentation qui suit. On distingue ainsi les ponts à poutres, les ponts en arc et les ponts à câbles.

I.4.1 Ponts à poutres :

Sous le terme de ponts à poutres, on regroupe tous les ouvrages dont la structure porteuse reprend les charges essentiellement par son aptitude à résister directement à la flexion, les réactions d'appui étant verticales ou quasi verticales. Le tablier est, généralement, une structure linéaire dont les travées peuvent être indépendantes, continues ou exceptionnellement posséder des Parties en console.

Cette structure linéaire est réalisée à l'aide des poutres principales, parallèles à l'axe du pont éventuellement reliées transversalement par des pièces de pont (des entretoises). Elles portent ou intègrent la couverture recevant directement la charge d'exploitation. Les ponts-dalles peuvent être classés dans cette catégorie car les réactions d'appui sont principalement verticales et le modèle de calcul des efforts longitudinaux est celui d'une poutre. Cependant dans le sens transversal, plusieurs conceptions sont possibles.

La dalle peut être :

- ✚ **Pleine** : sont en général d'épaisseur constante, avec ou sans encorbellements latéraux ;
- ✚ **Élégié** : la présence d'évidements longitudinaux dans la masse de béton permet un gain de poids propre ;
- ✚ **Nervurée** : elle peut être simplement nervurée (une seule nervure avec encorbellements latéraux), ou multi nervurée avec un hourdis intermédiaire entre les nervures. Selon les portées, l'épaisseur de la dalle peut être constante ou variable dans le sens longitudinal.

I.4.2 Ponts en arc :

Pour ces ouvrages, dont la structure porteuse fonctionne essentiellement en compression, les réactions d'appui sont inclinées ; la composante horizontale de la réaction s'appelle la poussée. De telles structures ne sont envisageables que si elles peuvent prendre appui sur un rocher résistant. Sous cette condition, le domaine de portée des ponts en arc est très étendu (jusqu'à 500 m). Les arcs modernes sont généralement dotés d'articulations à leur naissance. On distingue les arcs à tablier supérieur, pour lesquels le tablier est au-dessus de l'arc, les arcs à tablier intermédiaire ou inférieur lorsque le tablier est situé dans la hauteur ou au-dessous de l'arc (Figure I-5).

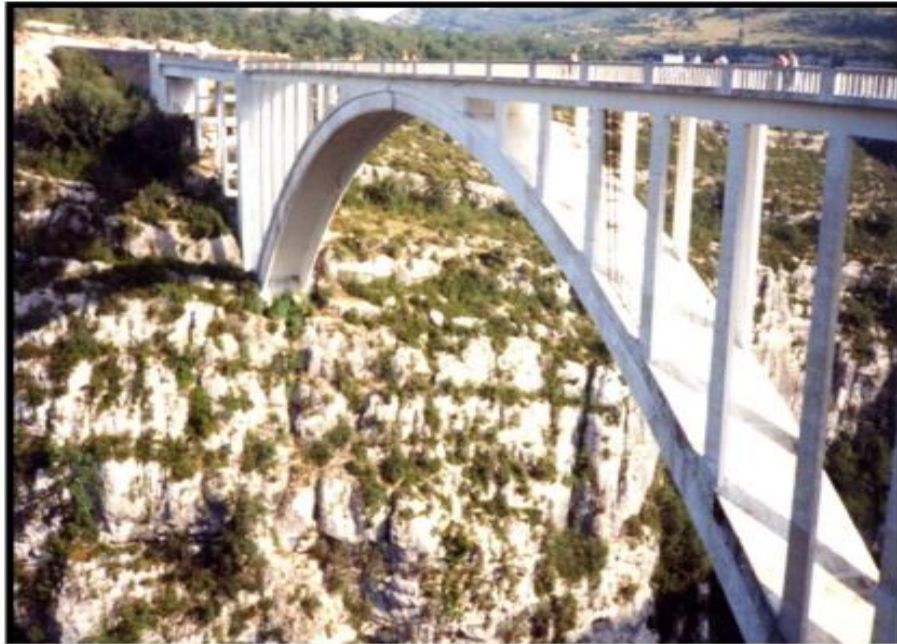


Figure I-5: Pont en arc

I.4.3 Ponts à câbles :

Tous les ouvrages pour lesquels le tablier est supporté par des câbles entrent dans cette catégorie. Ce sont des structures plus ou moins souples, adaptées au franchissement des grandes portées. On distingue deux types d'ouvrages dont le fonctionnement mécanique diffère fondamentalement :

- ❖ **Ponts suspendus**
- ❖ **Pont à haubans**

🚦 Ponts suspendus :

Sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes. Ces câbles porteurs métalliques passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions importantes. Ces ouvrages sont le plus souvent à trois travées ; les travées latérales sont généralement des travées suspendues, quelquefois des travées indépendantes (Figure I-6).



Figure I-6 : Pont suspendu

 **Ponts à haubans :**

Les ponts à haubans sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans (Figure I-7). Ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe (haubans parallèles) ou en éventail (haubans convergents). (Figure I-8)

Les réactions d'appui sont verticales et l'ouvrage fonctionne comme ceux de la catégorie des ponts à poutres soumis à la flexion composée du fait de la composante horizontale de la tension des haubans. Le domaine d'emploi des ponts à haubans tend actuellement à s'étendre en faisant reculer celui des ponts suspendus qui restent le seul type de structure encore envisageable pour les très grandes portées.



Figure I-7: Pont à haubans

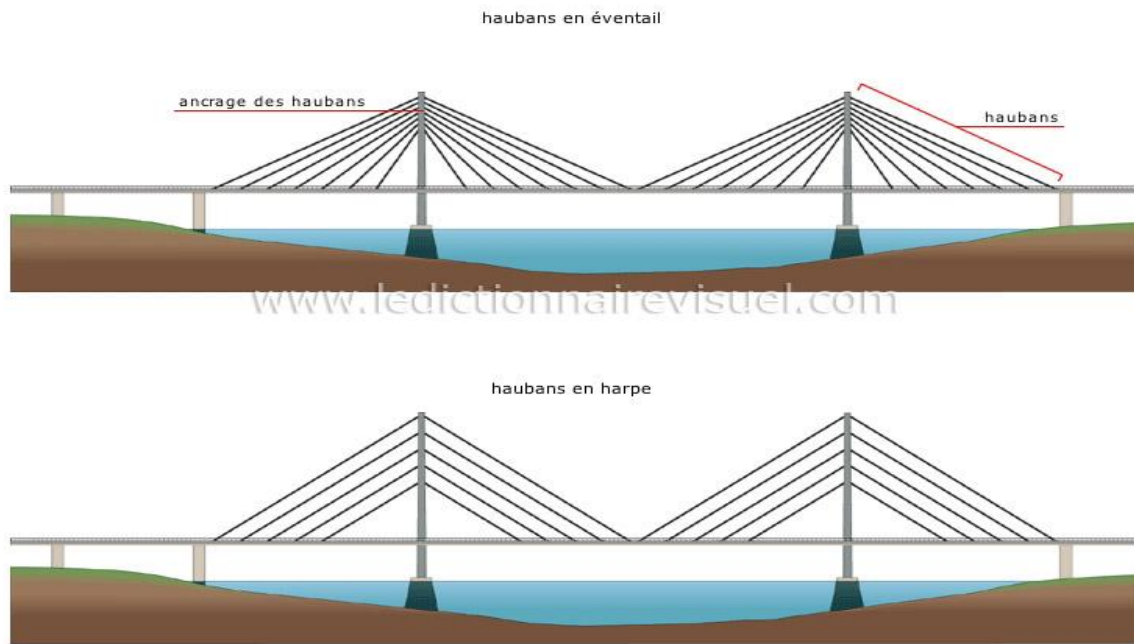


Figure I-8: les différents types des haubans

I.4.4 Ponts dalles :

Ils sont assimilables aux ponts poutres de par leur fonctionnement mécanique, leur section restant aussi constante. Pour des ouvrages à plusieurs ouvertures de portées modestes, c'est la solution la plus courante. La dalle peut être en béton armé pour des portées allant jusqu'à une quinzaine de mètres et en béton précontraint pour des portées déterminantes allant jusqu'à une trentaine de mètres (Figure I-9).



Figure I-9: Pont dalle

I.4.5 Pont Cadre :

Ces ponts sont apparus vers les années 1960, lorsque le programme de construction des autoroutes françaises s'accéléra, et que de nouvelles contraintes apparaissent (qualité de tracé engendrant la réalisation de ponts biaisés ou courbes, sécurité, nouvelles techniques). (Figure I-11)

Ils sont de deux types :

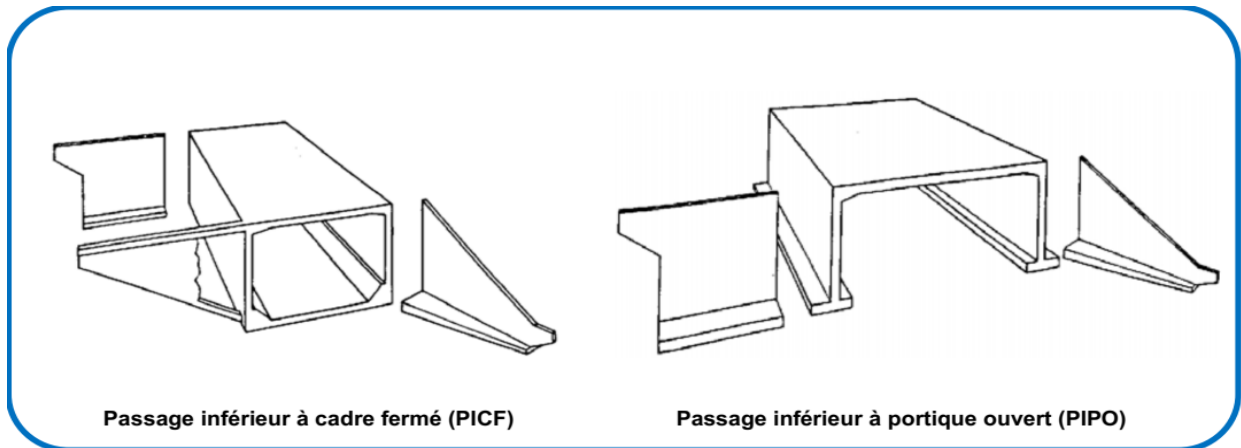


Figure I-10: Types de Ponts cadres

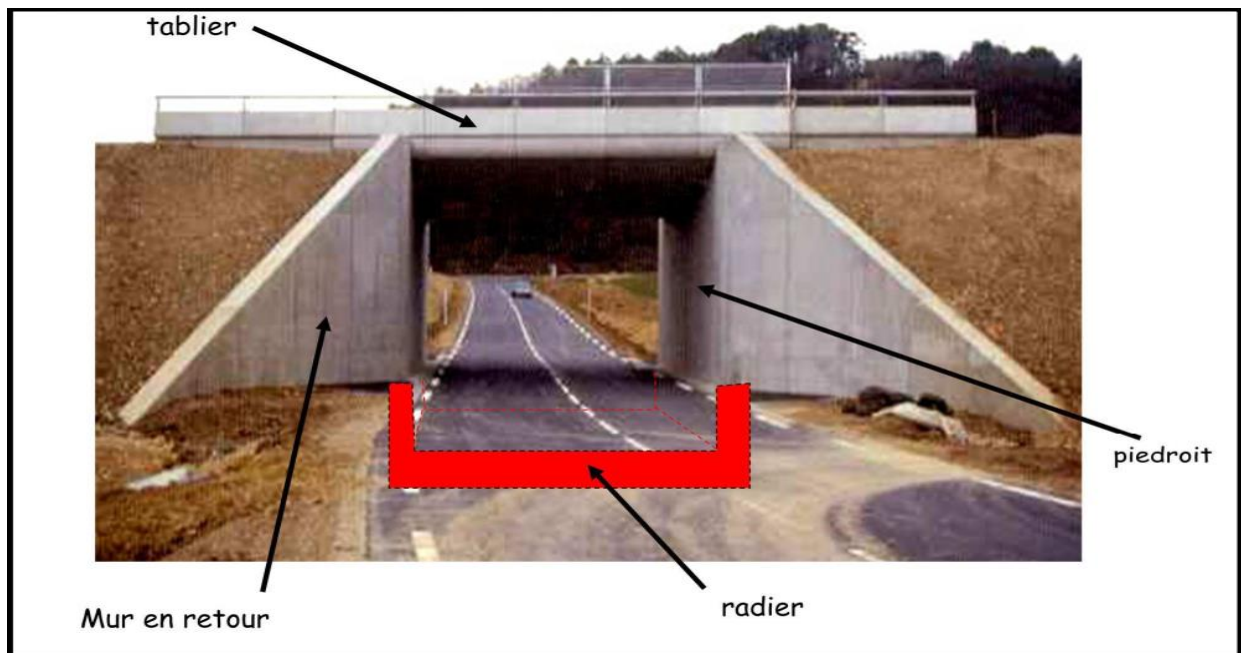


Figure I-11: Pont cadre

I.4.6 Ponts à caisson ou voussoir :

Le tablier est composé de voussoirs de section continue ou non, en béton armé ou en construction mixte acier-béton. Ils Permettent d’atteindre couramment des grandes portées de l’ordre de 140 m, mais dont le domaine d’emploi peut aller au-delà de 200 m de portée déterminante (Figure I-12).

Les ponts à poutres précontraintes sont robustes et faciles à construire.

Pour des ouvrages urbains, où l’épaisseur du tablier doit être aussi faible que possible, des poutres-caissons continues, de profil transversal élancé, ont souvent été utilisées. Les poutres-caissons se prêtent bien à la mise en place par poussage, particulièrement intéressante en raison du matériel modeste qu’elle exige.



Figure I-12: Pont à caisson

✚ Conclusion :

Dans ce chapitre, un aperçu sur l’historique des ponts a été exposé. Plusieurs types de ponts à savoir les ponts suspendus, les ponts à haubans, les ponts en arc, les ponts cadres ayant des caractéristiques déférentes sont également présentés en détail.

Chapitre II

Présentation de L'ouvrage

II.1 Introduction :

L'ouvrage projeté est un ouvrage droit à poutres multiples en béton précontraint par post tension qui servira au franchissement de Oued Messine qui se situe dans la willaya de AIN DEFLA, au niveau de PK39+100.

II.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Cet ouvrage est caractérisé par les données géométriques suivantes :

- Une longueur totale de 134 m.
- Une largeur du tablier de 10m.
- Un nombre de voies de circulations $N = 2$ voies.
- Quatre travées indépendantes et identiques.

Chaque travée comporte 7 poutres en béton précontraint préfabriquées de 33.5m de longueur, et de 1.60m de hauteur.

- Le tablier comporte également une dalle et un revêtement de 25 cm et 8 cm d'épaisseurs, respectivement.

- La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service aux usagers et on distingue :

- ✓ les exigences fonctionnelles qui sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.
- ✓ les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception.

II.3 Données fonctionnelles :

II.3.1 Tracé en plan :

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

La structure géométrique de l'ouvrage est droite de longueur de 134 m.

II.3.2 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi et aux contraintes naturelles.

II.3.3 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur de la chaussée : 7.5 m.
- Nombre de voies de circulations : 2 voies.
- Largeur des trottoirs : 2x1.25m.
- Le dévers : 2.5 %.
- L'entre axes des poutres : 1.50 m.
- Epaisseur de l'hourdis (tablier) : 25cm.
- La largeur totale : 10 m.

La coupe transversale du tablier est montée dans la (figure II-1) :

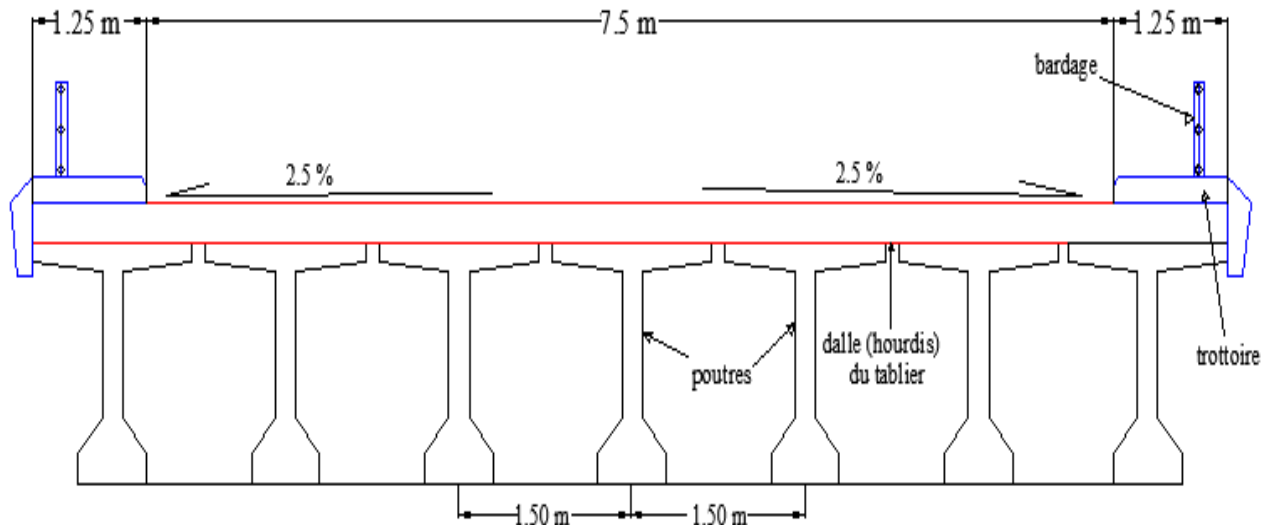


Figure II-1 : Coupe transversale du tablier

II.4 Données naturelles :

Les données naturelles qui rassemblent les éléments techniques de l'environnement du pont influent directement sur sa conception.

Elles se constituent de :

- La reconnaissance du site : pour mieux connaître le site, il faut effectuer des visites pour bien déterminer le type de l'obstacle (un oued, une route, chemin de fer,...), et la zone où il est situé c'est-à-dire ; dans une zone campagne ou zone urbaine.
- La reconnaissance géotechnique : la reconnaissance géotechnique faite à partir d'une carte géologique ou des résultats de la reconnaissance géologique générale du tracé routier inclut le projet de pont, avec une collaboration de laboratoire.

La campagne de reconnaissance géotechnique menée par LTPO, à comporter l'exécution des essais suivants :

- deux essais de sondages carottés notés S1 et S2 de 20m de profondeur.
- trois essais de pénétration dynamique notés K1, K2 et K3.

a. Sondage S1 :

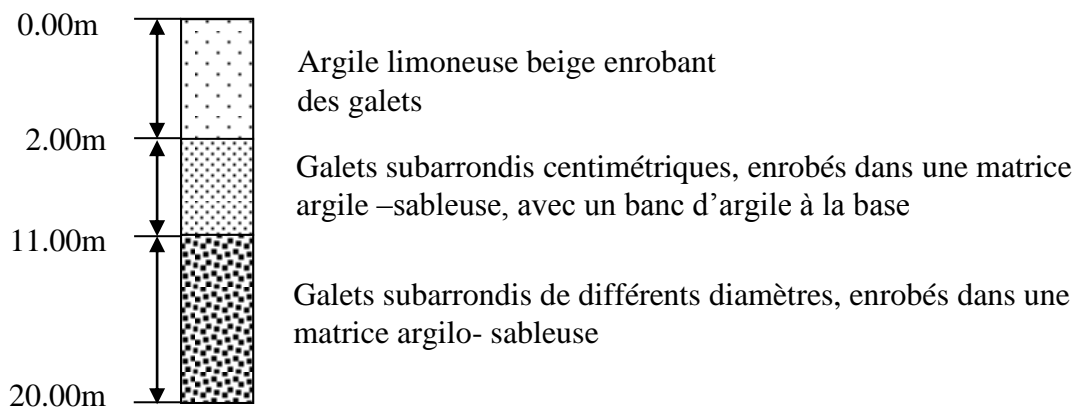
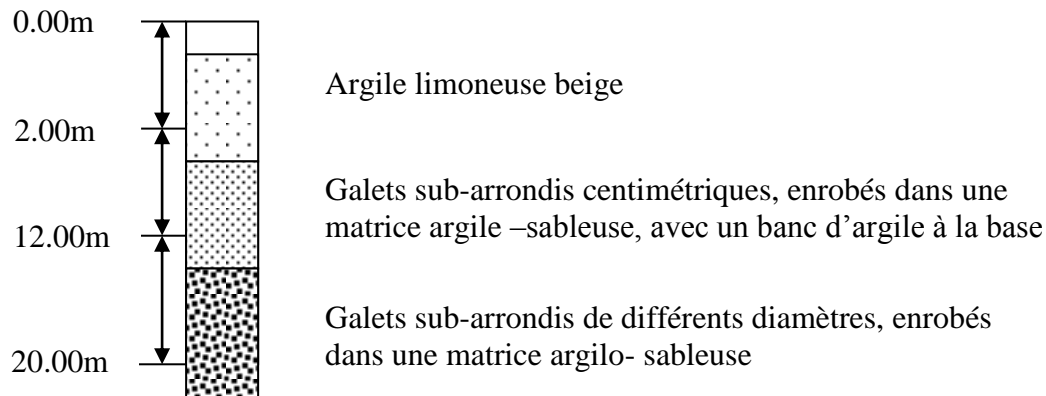


Figure II-2 : Sondage S1.

b. Sondage S2 :*Figure II-3 : Sondage S2.*

D'après les sondages (Fig II-2 et Fig II-3) on constate que le sol est hétérogène, les couches superficielles du sol sont trop compressibles, tandis-que les couches sous-jacentes sont résistantes à partir d'une certaine profondeur. Par conséquent des fondations sur pieux s'avèrent nécessaires.

II.5 Données climatiques :**II.5.1 Température :**

Les effets de température sont évidemment pris en compte dans le calcul des constructions. Ils interviennent dans quelques équipements du pont (à titre d'exemple, joints de chaussée et des appareils d'appuis).

II.5.2 Neige :

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

II.5.3 Vent :

Les efforts engendrés par le vent sur les structures, sont fixés par l'actuel règlement de charge [2]. Pour notre ouvrage le vent à une influence beaucoup plus faible que celle des ponts suspendus ou à haubans.

Chapitre III

Pré dimensionnement

III.1 Introduction :

La conception d'un pont doit satisfaire à un bon nombre d'exigences. En effet, en plus de pouvoir assurer des services aux usagers, un pont doit impérativement répondre à des exigences vis-à-vis de son environnement.

III.2 Pré dimensionnement :

L'ouvrage est un pont à poutre multiples et son dimensionnement s'effectue selon les recommandations du guide S.E.T.R.A des ponts routiers à poutres [5].

III.2.1 Longueur des travées :

Le pont est composé de quatre travées isostatiques de 33.5 m de portée chacune et la longueur totale sera de 134m.

III.2.2 Largeur des voies :

La largeur d'une voie est de 3.75m ; la largeur roulable étant de 2×3.75 m avec deux trottoirs de 1.25 m chacun. Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 10 m.

III.2.3 Hauteur des poutres (h_t):

D'après le guide S.E.T.R.A [5] la hauteur totale du tablier doit satisfaire la condition ci-après :

$$L/22 \leq h_t \leq L/15$$

Avec :

L : la portée réel de la poutre.

$$L=33.50$$

$$1.52 \leq h_t \leq 2.23$$

$$h_t = 1.85m$$

$$h_p = h_t - h_h = 1.85m - 0.25m = 1.60m$$

Avec :

h_p : hauteur de la poutre

h_h : hauteur de l'hourdis

III.2.4 Largeur de la table de compression :

D'après le guide S.E.T.R.A [5] la largeur de la table de compression est voisine de 60% de la hauteur de la poutre.

$$0.6 h_p \leq b \leq 0.7 h_p \longrightarrow 0.96 \text{ m} \leq b \leq 1.12 \text{ m}$$

Avec :

b : largeur de la table de compression

On prend : b= 1.10m

III.2.5 Espacement des poutres :

Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres de section en I, l'espacement doit respecter la condition suivante : $1.5\text{m} \leq E \leq 2.5\text{m}$.

Pour notre cas on prend : E=1.5m

III.2.6 Nombre de poutres :

Le nombre de poutre est déterminé par l'équation suivante :

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

Avec :

La: est la distance entre appuis de rive $L_a = 10 - (2 \times 0.5) = 9 \text{ m}$

$$N = 9/1.5 + 1 = 7 \text{ poutres}$$

$$N = 7 \text{ poutres}$$

III.2.7 Epaisseur de la table de compression :

- D'après le guide S.E.T.R.A [5] , l'épaisseur h_c de la table de compression pourra être prise

aux environ de 10 cm.

Dans notre cas, on prend $h_c = 12\text{cm}$.

III.2.8 Largeur du talon :

D'après le guide S.E.T.R.A [5] la largeur du talon est donnée par la formule suivante :

$$b_{tT} \geq \frac{l \times L^2}{K_t \times h_t^2}$$

Avec :

l : largeur du tablier

L : portée de la travée

h_t : hauteur totale du tablier

K : coefficient sans dimension $1100 \leq K \leq 1300$ on prend : $K=1200$

$$b_{tT} \geq \frac{10 \times 33.50^2}{1200 \times 1.85^2}$$

$$b_{tT} = 2.73 \text{ m}$$

Largeur d'un talon :

$$\longrightarrow \quad b_t \geq \frac{2.73}{7} \quad \text{alors on prend} \quad b_t = 0.54\text{m}$$

III.2.9 Epaisseur de l'âme :

D'après le guide S.E.T.R.A [5], on a trois situations :

- Médiante : $0.16\text{m} \leq b_0 \leq 0.22\text{m} \Leftrightarrow b_0 = 0.20 \text{ m}$
- Sur appuis : L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être plus grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants.

$$b_0 = b_t \Leftrightarrow b_0 = 0.54\text{m}$$

- A l'intermédiaire : $0.2 \text{ m} \leq b_0 \leq 0.35 \text{ m} \Leftrightarrow b_0 = 0.30\text{m}$

III.2.10 Epaisseur du talon :

D'après le guide S.E.T.R.A [5], la valeur de l'épaisseur du talon est tirée à partir de l'inégalité suivante : $10\text{cm} \leq e_t \leq 20\text{cm}$, on prend pour notre cas : $e_t = 15\text{cm}$.

III.2.11 Gousset :

C'est l'angle reliant la table de compression et le talon avec l'âme pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de loger les armatures d'acier et les câbles de précontrainte. Cet angle est fixé entre : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$.

III.2.12 Entretoise :

Les entretoises faisant fonction de poutraison transversale assurent la répartition des charges entre les poutres et permettent de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

$$h_{\text{entretoise}} = h_p - 0.6 = 1 \text{ m}$$

III.2.13 Épaisseur de la dalle :

En général L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour mieux répondre aux efforts de flexion transversale, l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0.20 m et 0.30 m :

$$0.20 \leq e_d \leq 0.30 \text{ m}$$

On prend pour notre cas : $e_d = 0.25 \text{ m}$

III.2.14 Caractéristiques géométriques de la poutre :

La section de la poutre est :

- En « T » aux abouts, pour reprendre l'effort tranchant qui s'y développe.
- En « I » au milieu, pour alléger le poids de la poutre.
- B_i : section brute
- Z_i : distance du centre de gravité de la section (i) à la base de la poutre.
- I_i : moment d'inertie de la section i par rapport à la base de la poutre.
- S_i : moment statique de la section $S_i = B_i \times Z_i$
- V' : distance du C.D.G de la section totale à la fibre inférieure.
- V : distance du C.D.G de la section totale à la fibre supérieure.
- I_0 : Moment d'inertie propre de la section considérée.

→ Pour une section triangulaire $\Rightarrow I_0 = bh^3 / 36$

→ Pour une section rectangulaire $\Rightarrow I_0 = bh^3 / 12$

- I_G : moment d'inertie par rapport au C.D.G de la section totale $I_G = I - B \times V'^2$
- W_i : module d'inertie de la section par rapport à la fibre supérieure.
- W_s : module d'inertie de la section par rapport à la fibre inférieure.
- i : rayon de giration de la section. $i^2 = \frac{I_G}{A}$
- ρ : coefficient de rendement de la section. $\rho = \frac{I_G}{A \times V' \times V}$

A. Caractéristiques géométriques de la section médiane :

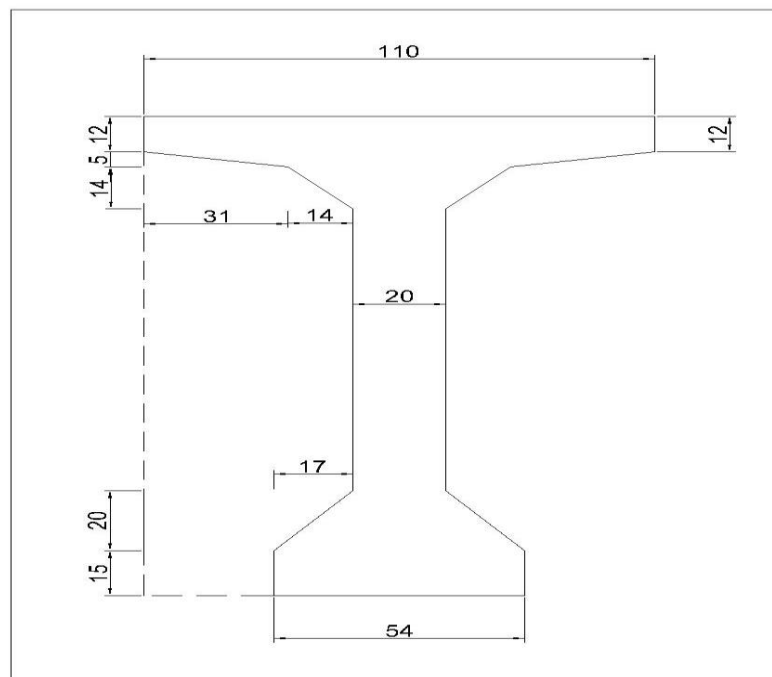


Figure III-1: Dimensions de la poutre médiane

Les dimensions de la poutre médiane sont données dans la figure III-1 et les caractéristiques géométriques des aires de la section médiane de la poutre sont présentées dans le tableau III-1.

Tableau III-1 : Caractéristiques géométriques des aires composant la section médiane

Section	Dimensions h × b (cm×cm)	surface B [cm ²]	Z [cm]	moment statique B×Z [cm ³]	I ₀ [cm ⁴]	I [cm ⁴]
1	160×20	3200	80.00	256000.00	6826666.67	27306666.67
2	17×20	340	21.66	7364.40	7555.56	167068.46
3	17×15×2	510	7.50	3825.00	9562.50	38250.00
4	14×14	196	138.33	27112.68	2134.22	3752631.25
5	5×31	155	146.33	22681.15	215.28	3319147.96
6	12×45×2	1080	154.00	166320.00	12960.00	25626240.00
7	5×14×2	140	145.50	20370.00	291.67	2964126.67
Σ	/	5621	693.32	503673.23	6859385.89	63174131.00

- On a: $I=I_0+Z^2 B$ (section)

$$V' = \frac{\sum S/axe}{\sum B} = \frac{503673.23}{5621} = 89.61 \text{ cm}$$

Avec : $S=B \times Z$

$$V=h-V'=160-89.61= 70.39\text{cm}$$

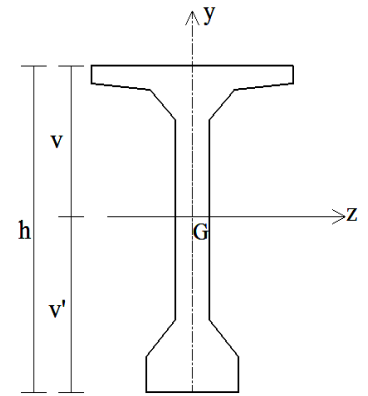


Figure III-2: Axes principaux et position du C.D.G d'une section typique de poutre

$$I_G = I - B \times V'^2 = 63174131.00 - (5621 \times 89.61^2) = 18042175.36 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot v' \cdot v} = \frac{18042175.36}{5621 \times 89.61 \times 70.39} = 0.51 = 51\%$$

Les axes principaux de la section médiane ainsi que la position du C.D.G sont montrés sur la figure III-2 et les caractéristiques géométriques de la section médiane sont présentées dans le tableau III-2.

Tableau III-2: Caractéristiques géométriques et coefficient de rendement de la poutre médiane

B (cm²)	5621
V' (cm)	89.61
V (cm)	70.39
I_G (cm⁴)	18042175.36
ρ %	51

B. Caractéristiques géométriques de la section médiane+hourdis :

Les dimensions, les caractéristiques géométriques et le coefficient de rendement de la section médiane + hourdis sont données respectivement sur la figure III-3 et sur les tableaux III-3 et III 4.

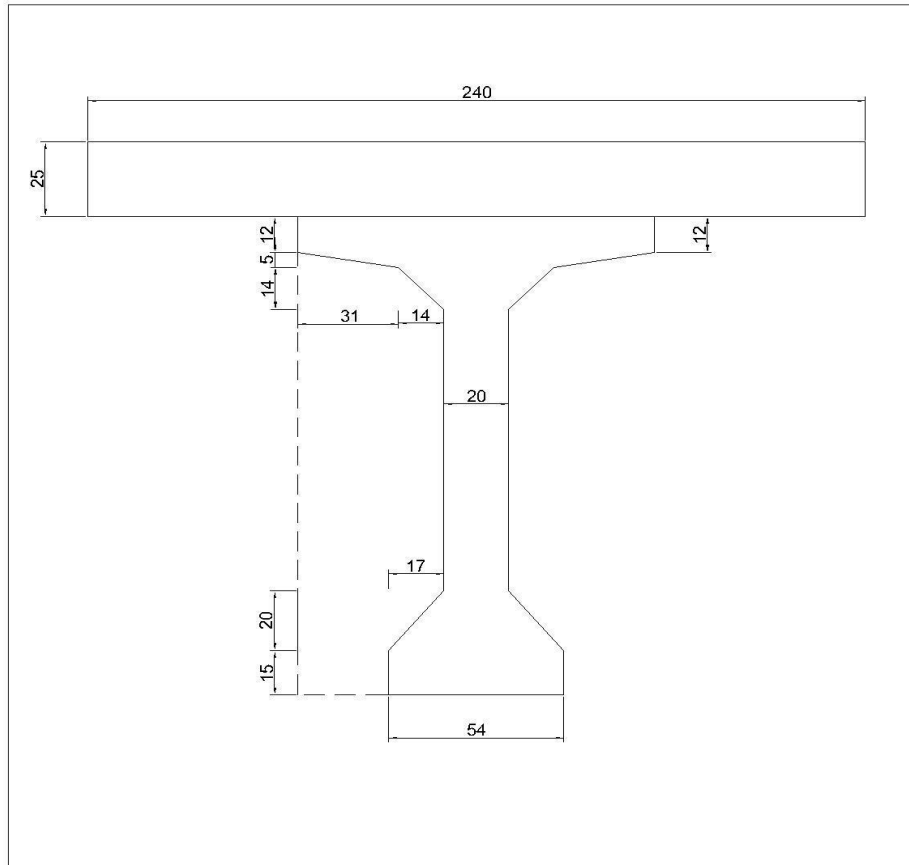


Figure III-3: Dimensions de la section médiane+hourdis

Tableau III-3: Caractéristiques géométriques de la poutre médiane + hourdis

Section	surface B [cm ²]	Z [cm]	moment statique B×Z [cm ³]	I ₀ [cm ⁴]	I [cm ⁴]
poutre	5621	89.61	503697.81	6859385.89	51995746.64
dalle	6000.00	172.50	1035000.00	312500.00	178850000.00
Dalle + poutre	11621.00	262.11	1538697.81	7171885.89	230845746.64

- $V' = \frac{\sum S/axe}{\sum B} = \frac{1538697.81}{11621.00} = 132.41\text{cm}$

- $V = h - V' = 185 - 132.41 = 52.59\text{ cm}$

$I_G = I - B \times V'^2 = 231516224.14 - (11621.00 \times 132.41^2) = 27782384.50\text{ cm}^4$

- $\rho = \frac{I_G}{B \cdot v' \cdot v} = \frac{27782384.50}{11621.00 \times 132.41 \times 52.59} = 0.34 = 34\%$

Tableau III-4: Caractéristiques géométriques et coefficient de rendement de la poutre médiane+hourdis

B (cm²)	11621.00
V' (cm)	132.41
V (cm)	52.59
I_G (cm⁴)	27782384.50
ρ %	34

C. Caractéristiques géométriques de la section en travée :

Les dimensions, les caractéristiques géométriques des aires composant la section en travée et les caractéristiques géométriques de la section en travée sont données respectivement sur la figure III-4 et sur les tableaux III-5 et III-6.

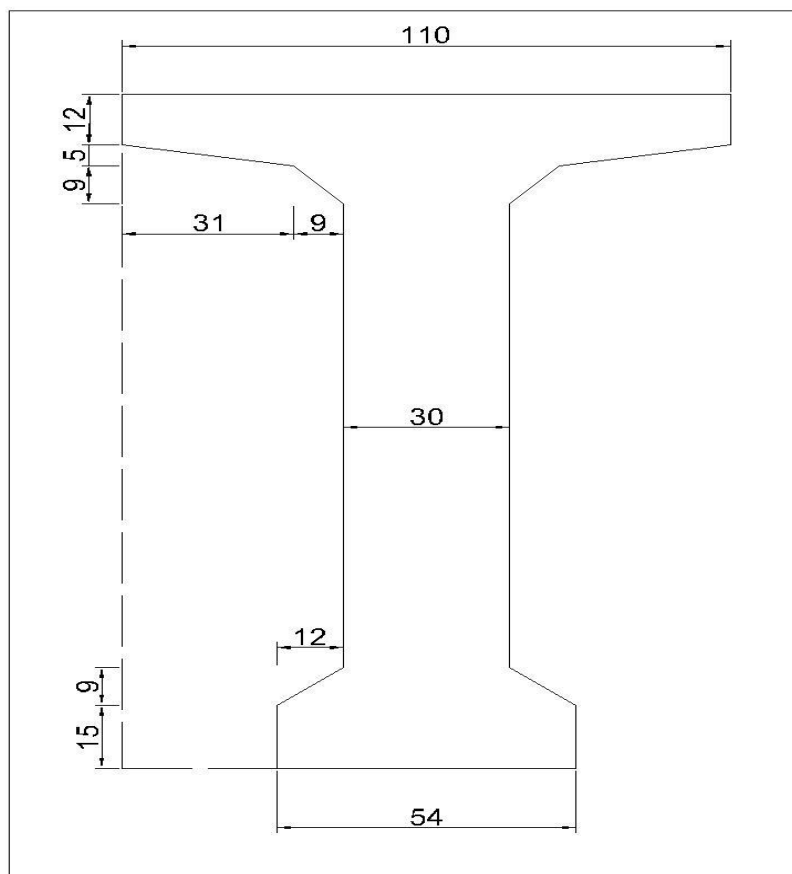


Figure III-4: Dimensions de la poutre en travée

Tableau III-5: Caractéristiques géométriques des aires composant la section en travée

Section	Dimensions h × b (cm×cm)	surface B [cm ²]	Z [cm]	moment statique B×Z [cm ³]	I ₀ [cm ⁴]	I [cm ⁴]
1	160×30	4800	80.00	384000.00	10240000.00	40960000.00
2	12×9	108	18.00	1944.00	486.00	35478.00
3	12×15×2	360	7.50	2700.00	6750.00	27000.00
4	9×9	81	140.00	11340.00	364.50	1587964.50
5	5×31	155	146.33	22681.15	62.50	3318995.18
6	12×40×2	960	154.00	147840.00	11520.00	22778880.00
7	5×9×2	90	145.50	13095.00	187.50	1905510.00
Σ	/	6554	691.33	583600.15	10259370.50	70613827.68

$$V' = \frac{\sum S/axe}{\sum B} = \frac{583600.15}{6554} = 89.04 \text{ cm}$$

- $V = h - V' = 160 - 89.04 = 70.96 \text{ cm}$

$$I_G = I - B \times V'^2 = 18647221.78 - (6554 \times 89.04^2) = 18647221.78 \text{ cm}^4$$

- $\rho = \frac{I_G}{B \cdot v' \cdot v} = \frac{18647221.78}{6554 \times 89.04 \times 70.96} = 0.45 = 45\%$

Tableau III-6: Caractéristiques géométriques de la section en travée

B (cm²)	6554
V' (cm)	89.04
V (cm)	70.96
I_G (cm⁴)	18647221.78
ρ %	45

D. Caractéristiques géométriques de la section en travée + hourdis :

Les dimensions, les caractéristiques géométriques et le coefficient de rendement de la section en travée + hourdis sont données respectivement sur la figure III-5 et sur les tableaux III-7 et III-8.

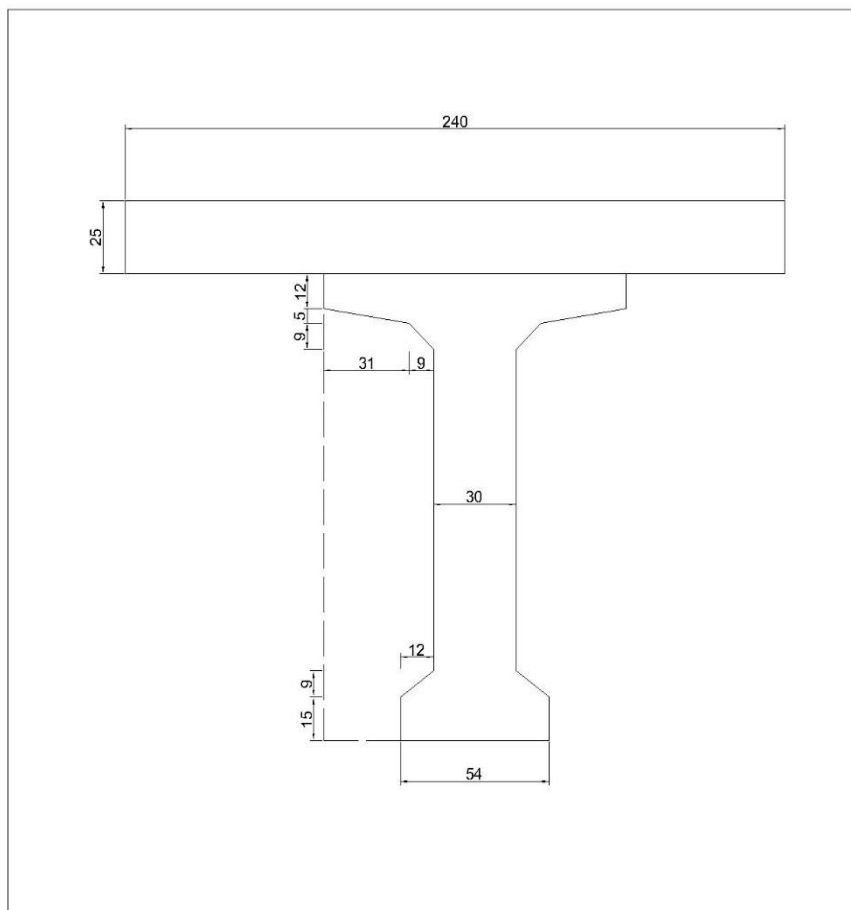


Figure III-5: Dimensions de la poutre+hourdis en travée

Tableau III-7: Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis en travée

Section	surface B [cm ²]	Z [cm]	moment statique B×Z [cm ³]	I ₀ [cm ⁴]	I [cm ⁴]
poutre	6554	89.04	583568.16	10259370.50	62220279.47
dalle	6000.00	172.50	1035000.00	312500.00	178850000.00
Dalle + poutre	12554.00	261.54	1618568.16	10571870.50	241070279.47

- $V' = \frac{\sum S/axe}{\sum B} = \frac{1618568.16}{12554.00} = 128.93 \text{ cm}$

- $V = h - V' = 185 - 128.93 = 56.07 \text{ cm}$

$$I_G = I - B \times V'^2 = 241070279.47 - (12554.00 \times 128.93^2) = 32390743.97 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot v' \cdot v} = \frac{32390743.97}{12554.00 \times 128.93 \times 56.07} = 0.36 = 36\%$$

Tableau III-8: Caractéristiques géométriques et coefficient de rendement de la poutre+hourdis en travée

B (cm²)	12554.00
V' (cm)	128.93
V (cm)	56.07
I_G (cm⁴)	32390743.97
ρ %	36

E. Caractéristiques géométriques de la section à l'about :

Les dimensions, les caractéristiques géométriques des aires composant la section d'about et les caractéristiques géométriques de la section d'about sont présentées respectivement sur la figure III-6 et sur les tableaux III-9 et III-10.

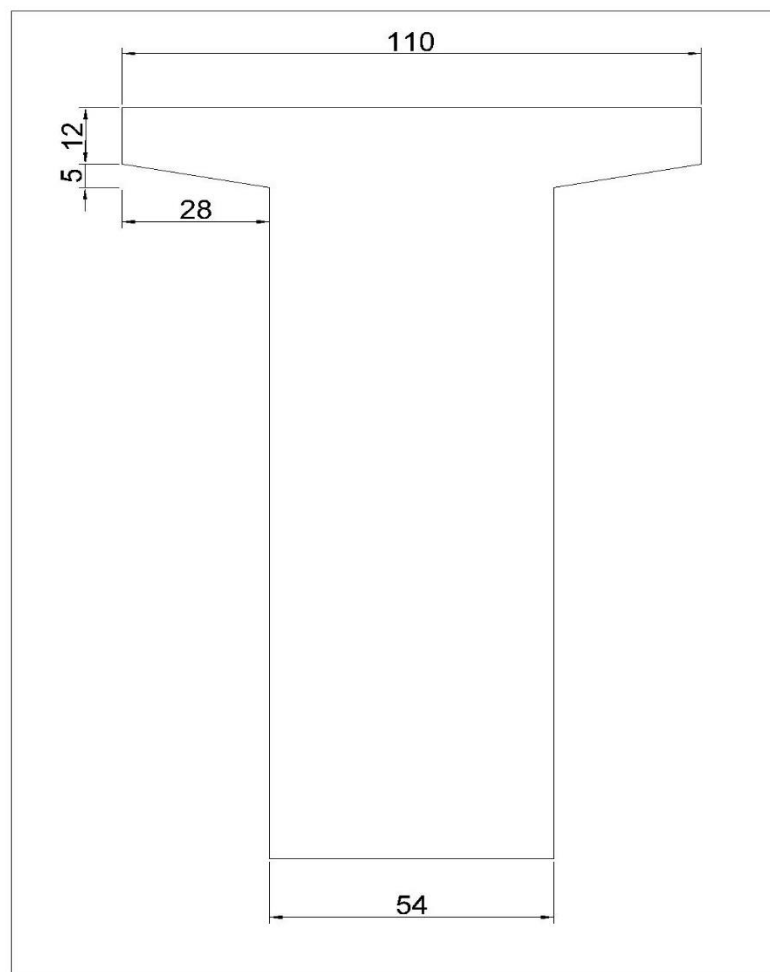


Figure III-6: Dimensions de la poutre à l'about

Tableau III-9: Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

Section	Dimensions h × b (cm×cm)	surface B [cm ²]	Z [cm]	moment statique B×Z [cm ³]	I ₀ [cm ⁴]	I [cm ⁴]
1	160×54	8640	80.00	691200.00	18432000.00	73728000.00
2	28×5	140	146.33	20486.20	194.44	2997940.09
3	28×12×2	672	154.00	103488.00	8064.00	15945216.00
Σ	/	9452	380.33	815174.20	18440258.44	92671156.09

- $V' = \frac{\sum S/axe}{\sum B} = \frac{815174.20}{9452} = 86.24 \text{ cm}$

- $V = h - V' = 160 - 86.24 = 73.76 \text{ cm}$

$$I_G = I - B \times V'^2 = 92671156.09 - (9452 \times 86.24^2) = 22367624.95 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot v' \cdot v} = \frac{22367624.95}{9452 \times 86.24 \times 73.76} = 0.37 = 37\%$$

Tableau III-10: Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about

B (cm²)	9452
V' (cm)	86.24
V (cm)	73.76
I_G (cm⁴)	22367624.95
ρ %	37

F. Caractéristiques géométriques de la section à l'about + hourdis :

Les dimensions, les caractéristiques géométriques et le coefficient de rendement de la section d'about + hourdis sont données respectivement sur la figure III-7 et sur les tableaux III-11 et III-12.

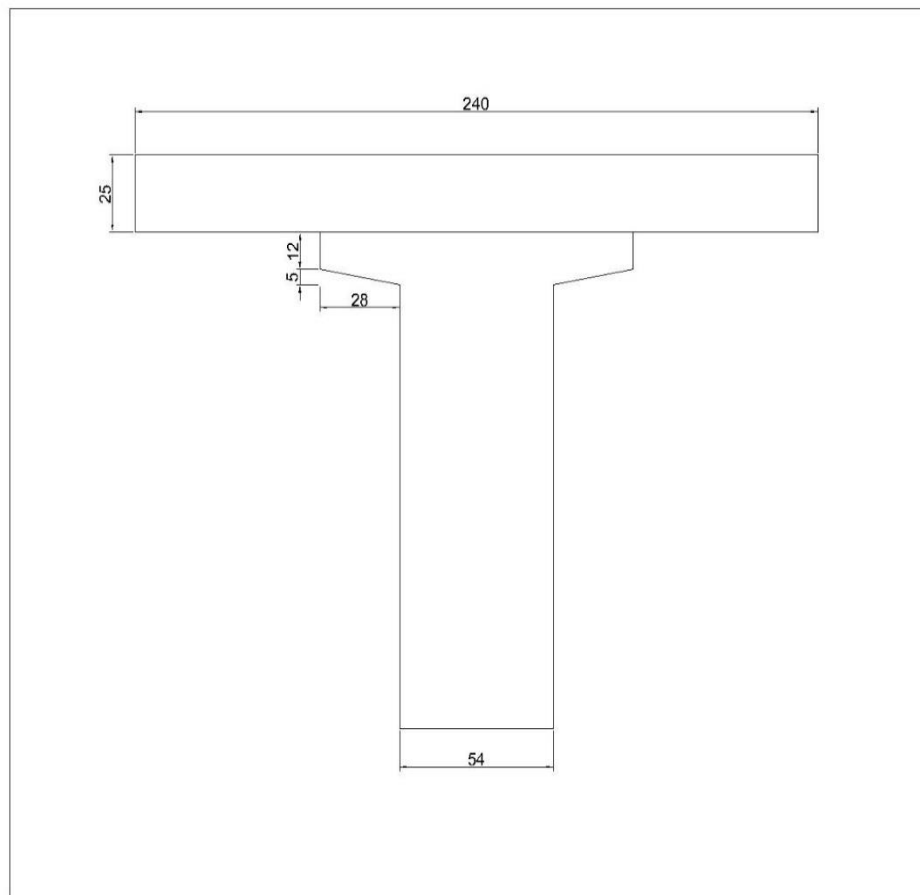


Figure III-7: Dimensions de la poutre+hourdis à l'about

Tableau III-11: Calcul des données géométriques de la poutre à l'about+hourdis

Section	surface B [cm ²]	Z [cm]	moment statique B×Z [cm ³]	I [cm ⁴]
poutre	9452	86.24	815140.48	92671156.09
dalle	6000.00	172.50	1035000.00	178850000.00
Dalle + poutre	15452.00	258.74	1850140.48	271521156.09

- $V' = \frac{\sum S/axe}{\sum B} = \frac{1850140.48}{15452.00} = 119.73 \text{ cm}$

- $V = h - V' = 185 - 119.73 = 65.25 \text{ cm}$

$$I_G = I - B \times V'^2 = 271521156.09 - (15452.00 \times 119.73^2) = 49995153.26 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B \cdot v' \cdot v} = \frac{49995153.26}{15452.00 \times 119.73 \times 65.25} = 0.41 = 41\%$$

Tableau III-12: Caractéristiques géométriques et coefficient de rendement de la poutre+hourdis à la section d'about

B (cm²)	15452.00
V' (cm)	119.73
V (cm)	65.25
I_G (cm⁴)	49995153.26
ρ %	41

Chapitre IV

Analyse et modélisation

IV.1 Introduction :

Il s'agit d'étudier les différentes charges et surcharges qui agissent sur le tablier car le pont possède une fonction porteuse. Ces charges et surcharges sont classées en trois catégories :

- Les charges permanentes (CP) ;
- Les charges complémentaires permanentes (CCP) ;
- Les surcharges routières (exploitations) ;

IV.2 Caractéristiques des matériaux :

IV.2.1 Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

Ce béton donne une résistance caractéristique à 28 jours de 27 et 35MPa d'un ciment de type CPA 45 (ciment Portland) dosé à 400 kg/m³, avec un contrôle strict (Tableau VI-1).

La masse volumique du béton armé $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$

Tableau IVV-1: La résistance du béton pour chaque élément de l'ouvrage

Béton	Pile	Culée	Dalle	Poutre	Pieu	Semelle	Pré-dalle
f_{c28} (MPa)	35	35	35	35	35	35	27

- **Résistance caractéristique à la compression :**

D'après le BPEL la résistance caractéristique à la compression à j jours ($j \leq 28$ jours) est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

Elle est définie conventionnellement par la relation suivante d'après le BAEL et le BPEL [3] :

$$f_{tj} = 0.06 f_{cj} + 0.6 \quad \text{Pour } f_{cj} \geq 20 \text{ MPa}$$

- **Contrainte admissible à la compression :**

- a) **A l'état limite ultime (ELU) :**

La valeur de la contrainte admissible du béton à la compression à l'ELU est donnée par la formule suivante :

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

γ_b : Coefficient de sécurité, qui est égal à 1.5 en situations durables ou transitoires et à 1.15 en situation accidentelle.

θ : un coefficient fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.
- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

- b) **A l'état limite de service (ELS) : [4]**

La contrainte admissible du béton à la compression à l'ELS est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = K_c \cdot f_{cj}$$

Où :

$K_c = 0.6$: Dans le cas des combinaisons d'action rare en phase de construction (en cours de la mise en tension) ou en exploitation (après la mise en place).

$K_c = 0.5$: Dans le cas des combinaisons d'action quasi permanentes en phase d'exploitation.

- **Module de déformation longitudinale du béton E_{ij} :**

Module de déformation instantanée selon le BPEL est : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$ (MPa)

- **Coefficient de Poisson :**

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

On prend pour les calculs de béton précontraint les valeurs :

$\nu=0.2$ pour un béton non fissuré (ELS) et $\nu=0$ pour un béton fissuré (ELU).

• **Retrait du béton :**

C'est le raccourcissement relatif spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. Ce raccourcissement relatif peut se mettre sous la forme :

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \cdot r(t)$$

Avec ε_r : retrait final donné par le tableau VI-2.

Tableau VI-2 : Valeurs du retrait final utilisées en Algérie

Climat	Humide	Tempéré sec	Chaud et sec	Très sec
ε_r	2.10^{-4}	3.10^{-4}	4.10^{-4}	5.10^{-4}

$r(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1 quand le temps varie de 0 à ∞ à partir du bétonnage. Le retrait étant dû à l'évaporation progressive de l'eau non fixée dans la réaction d'hydratation du ciment.

Le BPEL propose pour la loi d'évolution du retrait : $r(t) = \frac{t}{t+9 r_m}$

Avec :

t : Âge du béton, en jours, à partir du bétonnage.

r_m : Rayon moyen de la pièce, en cm, calculé par la formule ci-après $r_m = \frac{B}{U}$ où

B : étant l'aire de la section droite de la pièce en cm^2 .

U : périmètre de la pièce en cm.

• **Fluage du béton :**

C'est le raccourcissement progressif du béton sous contrainte constante.

Considérons deux éprouvettes prismatiques soumises à une contrainte σ_b maintenue constante. À chaque instant "t" on peut observer une déformation de fluage $\varepsilon_{fl}(t)$ donnée par l'expression suivante :

$$\varepsilon_{fl}(t) = k_{fl} \cdot \varepsilon_{ic} f(t - t_0)$$

Avec k_{fl} : coefficient de fluage.

$\varepsilon_{ic} = \frac{\sigma_b}{E_{i28}}$: Déformation conventionnelle instantanée du béton sous l'effet d'une contrainte σ_b .

Où E_{i28} : module de déformation instantanée longitudinale du béton à 28 jours

$f(t - t_0)$: Loi d'évolution de fluage, ($0 \leq f(t - t_0) \leq 1$).

La figure VI-1 montre les déformations de fluage et de contrainte en fonction du temps.

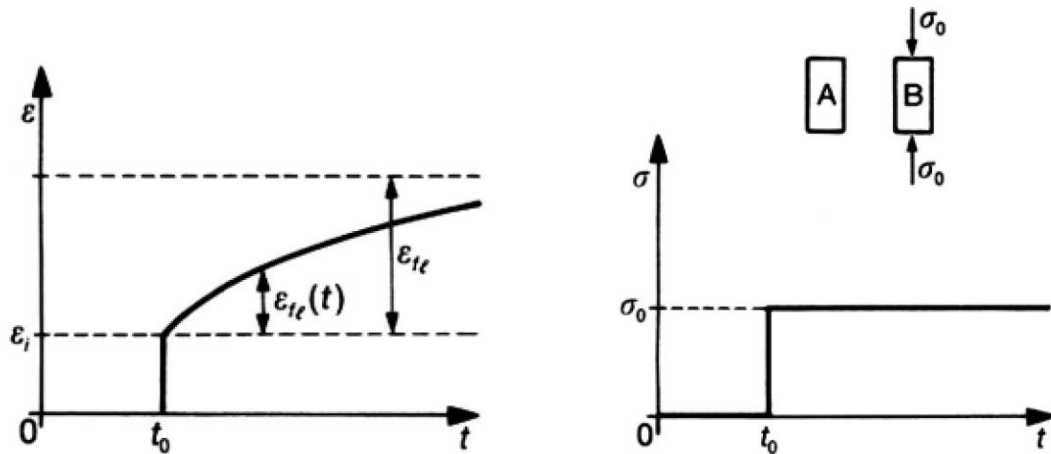


Figure VI-1 : Courbes de déformations de fluage et de contrainte en fonction du temps

IV.2.2 Aciers :

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

- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants afin de limiter la fissuration.
- Les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.

- **Aciers passifs :**

Les aciers passifs utilisés sont les plus souvent des aciers à haute adhérence désignés par HA.

a) La limite élastique :

Les aciers passifs utilisés sont de type FeE500 dont la limite élastique est égale à 500 MPa.

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s :

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

c) Contrainte limite de traction :

En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq \frac{f_e}{\gamma_s}$

En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

Avec : $\eta = 1$ ———> Aciers à treillis soudés et ronds lisses.

$\eta = 1.6$ ———> Aciers à hautes adhérences.

Le diagramme des contraintes-déformations des aciers passifs est donné dans la figure VI-2.

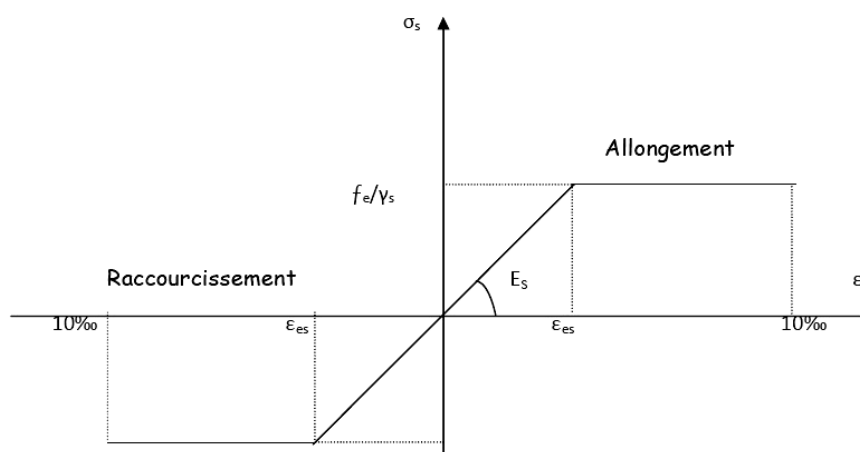


Figure VI-2 : Diagramme de contraintes et déformations des aciers passifs

• **Aciers actifs :**

a) Tension à l'origine (σ_{P_0}) :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute limite d'élasticité que l'on utilise sous tension pour les constructions en béton précontraint. Ils sont classés par catégories : fils, barres et torons.

La valeur maximale de la tension à l'origine à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

❖ Dans le cas de précontrainte par poste-tension : $\sigma_{p0} = \min(0.80 f_{prg} , 0.90 f_{peg})$

D'où f_{prg} : Contrainte limite de rupture garantie

f_{peg} : Contrainte limite élastique garantie

b) La limite élastique :

La courbe du diagramme contraintes-déformations (Figure VI-3) permet de définir une caractéristique importante de l'armature de précontrainte : sa limite conventionnelle d'élasticité " f_{peg} " qui est l'ordonnée du point d'intersection de la courbe avec la droite de pente 200 000 MPa passant par le point d'ordonnée nulle et d'abscisse 10^{-3} .

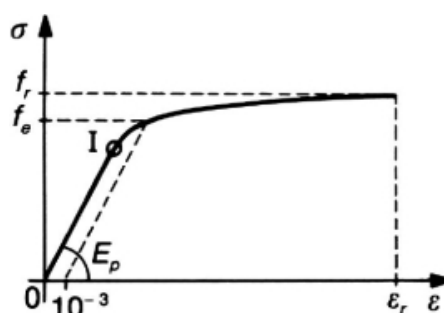


Figure VI-3 : Diagramme contraintes-déformations d'une armature de précontrainte typique

c) Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal " E_p " des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\,000$ MPa pour les fils et barres.

$E_p = 190\,000$ MPa pour les torons.

• Aciers de précontrainte utilisés pour les poutres en béton :

Les câbles utilisés sont des torons **12T15 de classe 1770, TBR** (très basse relaxation) :

Contrainte limite de rupture garantie d'acier de précontrainte utilisées $f_{prg} = 1770$ MPa.

Contrainte limite élastique garantie d'acier de précontrainte utilisées $f_{peg} = 1583$ MPa.

Module d'élasticité $E_p = 19 \cdot 10^4$ MPa.

Section du câble $A_p = 1668 \cdot 10^{-6} m^2$.

Diamètre de la gaine $\varnothing_{int} = 8$ cm, $\varnothing_{ext} = 8.12$ cm

Coefficient de frottement du câble gainé en ligne droite : $\varphi = 0.003 m^{-1}$

Coefficient de frottement du câble gainé en courbe : $f = 0.18 rd^{-1}$

Recul d'ancrage : $g = 6$ mm.

Relaxation à 1000h : $\rho_{1000} = 2.5$

IV.3 Calcul des charges permanentes (CP) :**IV.3.1 Poids propre de la poutre :**

Le poids propre est défini par l'expression suivante :

$$P = S_i \times L_i \times \rho$$

ρ : La masse volumique de béton armé = $2.5 t/m^3$.

S_i : Surface de la section i.

L_i : Longueur de l'élément i.

$$P_t = P_1 + P_2 + P_3$$

Où : P_t : Poids propre total de la poutre

P_1 : Poids propre de la zone 1 (appui) de la poutre

P_2 : Poids propre de la zone 2 (intermédiaire) de la poutre

P_3 : Poids propre de la zone 3 (médiane) de la poutre

$$S_2 = \frac{S_1 + S_3}{2}$$

Tableau IV-3 : Caractéristiques géométriques et poids d'une demi-poutre

	$S_i(m^2)$	$L_i(m)$	$\rho(t/m^3)$	$P_i(t)$
Section 1	9452×10^{-4}	0.65	2.5	1.53
Section 2	7536×10^{-4}	7.10	2.5	13.37
Section 3	5621×10^{-4}	9	2.5	12.64
			total	27.54

Les caractéristiques géométriques ainsi que le poids d'une demi-poutre sont données dans le tableau IV-3

Donc le poids total d'une poutre est égal à :

$$P = 27.54 \times 2 = 55.09 \text{ t}$$

Le poids propre pour les 7 poutres : $P_{pou} = 55.09 \times 7 = 385.66 \text{ t}$

IV.3.2 Poids propre du tablier (hourdis) :

Le poids total de la dalle est :

$$P_{dal} = 10 \times 0.25 \times 33.5 \times 2.5 = 209.37 \text{ t}$$

IV.3.3 Poids propre de l'entretoise :

Les dimensions de la section d'entretoise sont montrées dans la figure IV-4

Le poids d'entretoises total est :

$$P_{ent} = 0.3 \times 1 \times 2.15 \times 2.5 \times 6 \times 2 = 19.35 \text{ t}$$

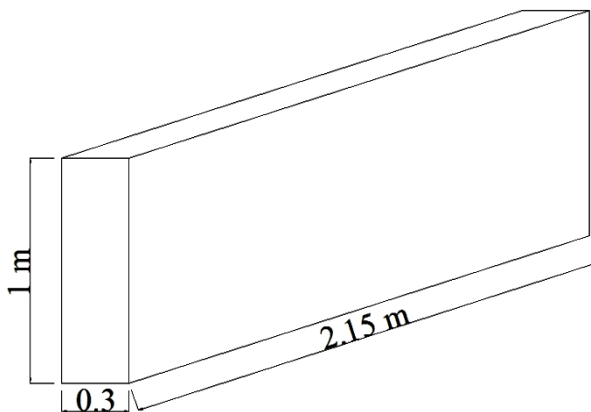


Figure IV-4 : Section d'entretoise entre deux poutres

IV.4 Calcul des charges complémentaires permanentes (CCP) :

IV.4.1 Poids propre de la prédalle (non participante) :

Ce type de prédalle en béton armé est un coffrage perdu ne participant pas à la résistance de la structure. Il s'agit donc d'un poids mort et l'épaisseur strictement minimale à lui donner est de l'ordre de 6 cm de manière à assurer un enrobage satisfaisant de ses armatures. Figure IV-5

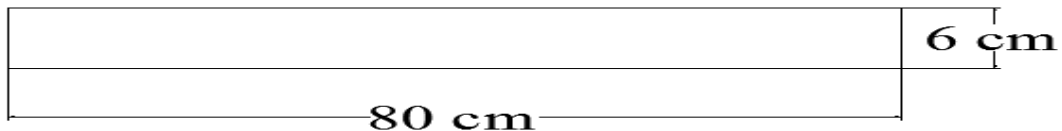


Figure IV-5 : Coupe transversale de la prédalle

Le poids propre total de la prédalle est :

$$P_{\text{préd}} = 0.06 \times 0.8 \times 33.5 \times 2.5 \times 6 = 24.12 \text{ t}$$

IV.4.2 Revêtement de la chaussée + chape d'étanchéité :

γ_c : la masse volumique de la couche (couche bitumineux+ chape d'étanchéité) = 2.2 t/m^3

$$P_{\text{rev}} = (0.07 + 0.01) \times 7.5 \times 2.2 \times 33.5 = 44.22 \text{ t}$$

IV.4.3 Trottoirs (supposés comme une dalle pleine en BA) :

$$P_{\text{tro}} = 0.2 \times 1.25 \times 2.5 \times 2 \times 33.5 = 41.87 \text{ t}$$

IV.4.4 Poids de la corniche :

Les dimensions de la corniche sont montrées dans la figure IV-6

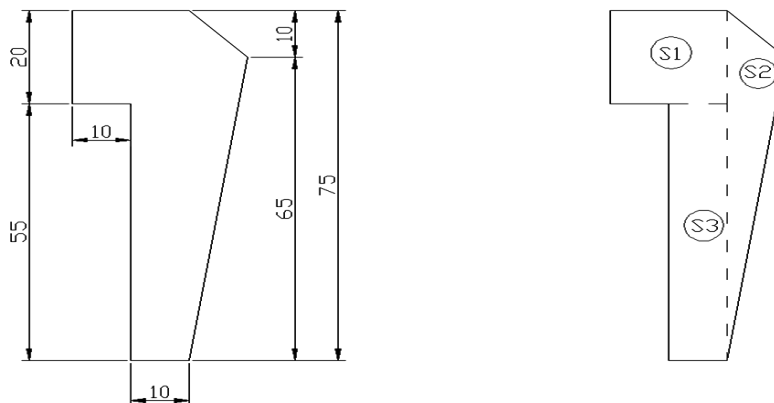


Figure IV-6 : Schéma de la corniche

$$P_{cor} = 2.5 \times (S1 + S2 + S3) \times 2 \times 33.5$$

$$P_{cor} = 2.5 \times (0.2 \times 0.2 + 0.1 \times 0.55 + (0.75 \times 0.1/2)) \times 2 \times 33.5$$

$$P_{cor} = 21.35 \text{ t}$$

IV.4.5 Garde-corps :

La figure IV-4 est donnée les dimensions du garde-corps

$$P_{gc} = 0.1 \text{ t/ml [2]}$$

$$P_{gc} = 0.1 \times 2 \times 33.5 = 6.7 \text{ t}$$

Poids total des charges complémentaires :

$$P_{cc} = P_{préd} + P_{rev} + P_{tro} + P_{cor} + P_{gc} = 138.26 \text{ t}$$

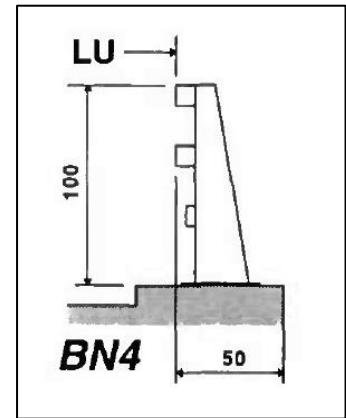


Figure IV-7 : Garde-corps BN4

Poids total du tablier :

$$G = P_{pou} + P_{dal} + P_{ent} + P_{cc} = 752.64 \text{ t}$$

IV.5 Surcharge :

IV.5.1 Caractéristiques du pont :

A. Classe des ponts routes selon (le D.T.R et le fascicule 61 titres II du CPC) [2] :

On distingue trois classes de ponts, en fonction de leur largeur roulable, qui sont données dans le tableau IV-4 :

Tableau IV-4 : Classes des ponts en fonction de L_r

Classe du pont *	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5.5\text{m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r \leq 5.5 \text{ m}$

B. Largeur roulable L_r :

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

$L_r = 7.5$ m ; Donc notre pont est classé dans la 1^{ère} classe.

C. Largeur chargeable L_c :

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0.50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière). Dans notre cas cette bande n'existe pas, alors

$L_c = L_r = 7.5$ m.

D. Nombre des voies :

Le nombre de voies de circulation est : $N = 2$.

E. Largeur de la voie :

La largeur de la voie est : $L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{7.5}{2} = 3.75$ m.

IV.5.2 Surcharges de la chaussée selon (fascicule 61 titres II du CPC) [2] :

a) Système de charge $A(L)$:

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la portée du pont « L » chargée et qui est donné par la formule suivante : $A(L) = a_1 \times a_2 \times A_L$

- Avec : $A_L = 230 + \frac{36000}{L+12}$ (Kg / m²) L : portée du pont.

$L=33.5$ m, d'où $A_L = 230 + \frac{36000}{33.5+12} = 1021.209$ Kg / m²

- a_1 c'est le coefficient qui est donné par le tableau IV-5 en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Tableau IV-5 : coefficient d'agressivité a_1 en fonction de la classe du pont

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont *	1 ^{ère}	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 ^{ème}	1	0.9	/	/	/
	3 ^{ème}	0.9	0.8	/	/	/

Classe du pont dépend la largeur roulable. Donc $a_1 = 1$

- Le coefficient $a_2 = \frac{v_0}{v}$

v : étant la largeur d'une voie (3.75 m pour notre pont) et v_0 ayant les valeurs suivantes :

$v_0 = 3.5$ m pour les ponts de première classe.

$v_0 = 3.0$ m pour les ponts de deuxième classe.

$v_0 = 2.75$ m pour les ponts de troisième classe.

D'après les valeurs précédentes de v_0 on a : $v_0 = 3.5 \rightarrow a_2 = \frac{3.5}{3.75} = 0.933$

D'où finalement : $A(L) = a_1 \times a_2 \times A_L$

$$A(L) = 1 \times 0.933 \times 1021.209 = 952.788 \text{ kg/m}^2 = 0.953 \text{ t/m}^2$$

Tableau IV-6 : Surcharge de système A sur les voies

Voies chargées	a_1	a_2	$A_L \text{ t/m}^2$	$A(L) \text{ t/m}^2$	Largeur de voies (m)
Voie 1	1	0.933	1.021	0.953	3.75
Voie 2	1	0.466	1.021	0.476	7.5

b) Système de surcharge B_c :

Tous les systèmes de surcharges sont schématisés comme suit selon Le D.T.R et le fascicule 61 titres II du CPC [2].

- Les deux systèmes B_c et B_r s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe.

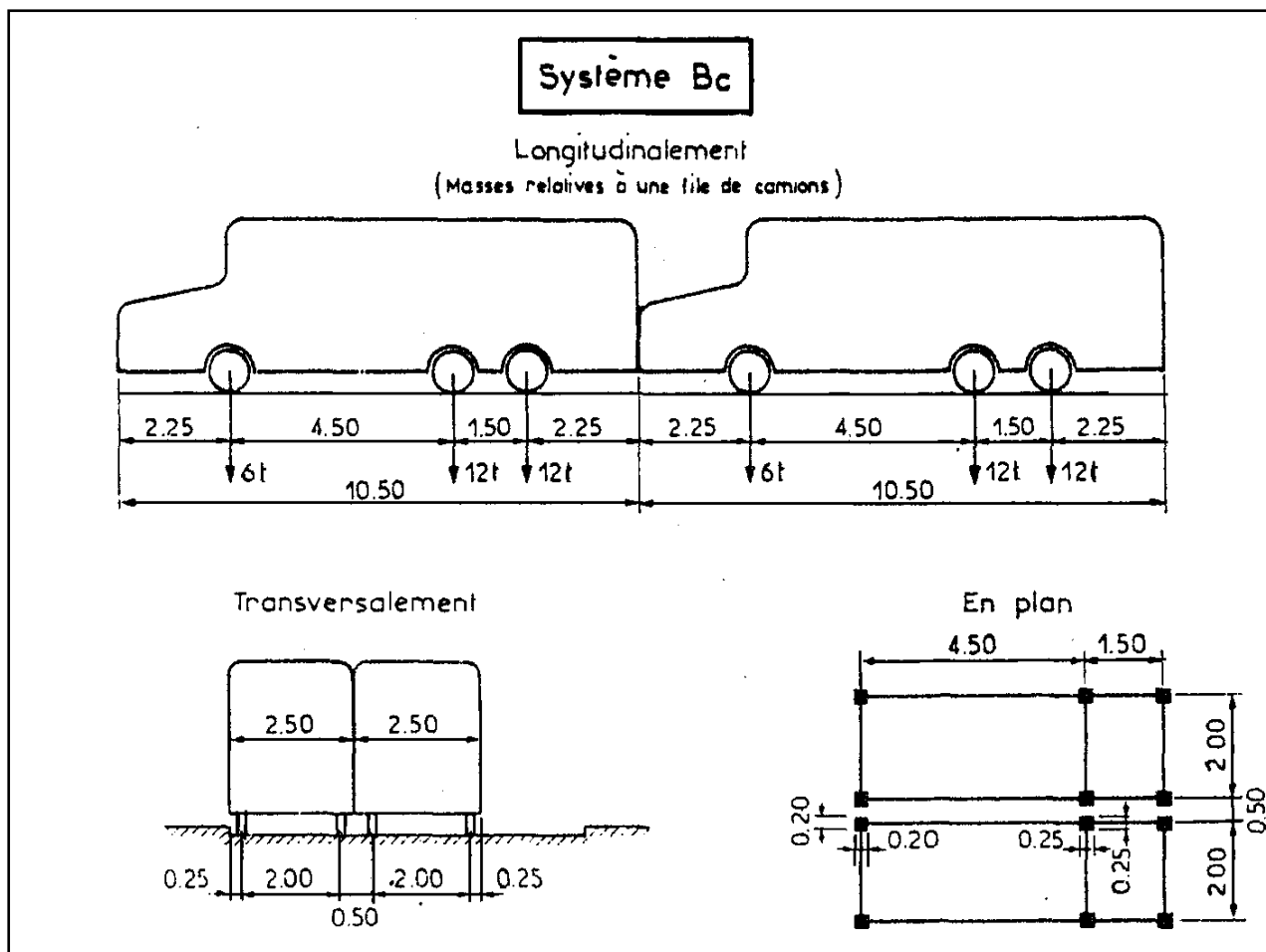


Figure IV-8 : Système Bc

Le système B_c montré à la figure IV-8 se compose de deux camions types.

➤ **Disposition du système dans le sens transversal :**

Le nombre maximal de files que l'on peut disposer est égal au nombre de voies de circulation et il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible.

➤ **Disposition du système dans le sens longitudinal :**

Le nombre de camions est limité à deux et la longueur des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

- En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur de la surcharge du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c donné par le tableau IV-7.

Tableau IV-7 : Valeurs du coefficient b_c

Le coefficient b_c		1	2	3	4	≥ 5
Nombres de files considérées						
Classe du pont	1 ^{ère} classe	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	2 ^{ème} classe	1.0	1.0	-	-	-
	3 ^{ème} classe	1.0	0.8	-	-	-

On a un pont de première classe de deux files, donc $b_c = 1.1$

→ La surcharge du système B_c dans notre pont après la multiplication par b_c est :

- Une voie chargée : $S = 60 \times 1.1 = 66 \text{ t}$
- Deux voies chargées : $S = 120 \times 1.1 = 132 \text{ t}$

c) **Système de surcharge B_t :**

Ce système est appliqué seulement pour les ponts de première ou de deuxième classe.

La chaussée dans notre cas comprend deux voies, donc on peut disposer deux tandems.

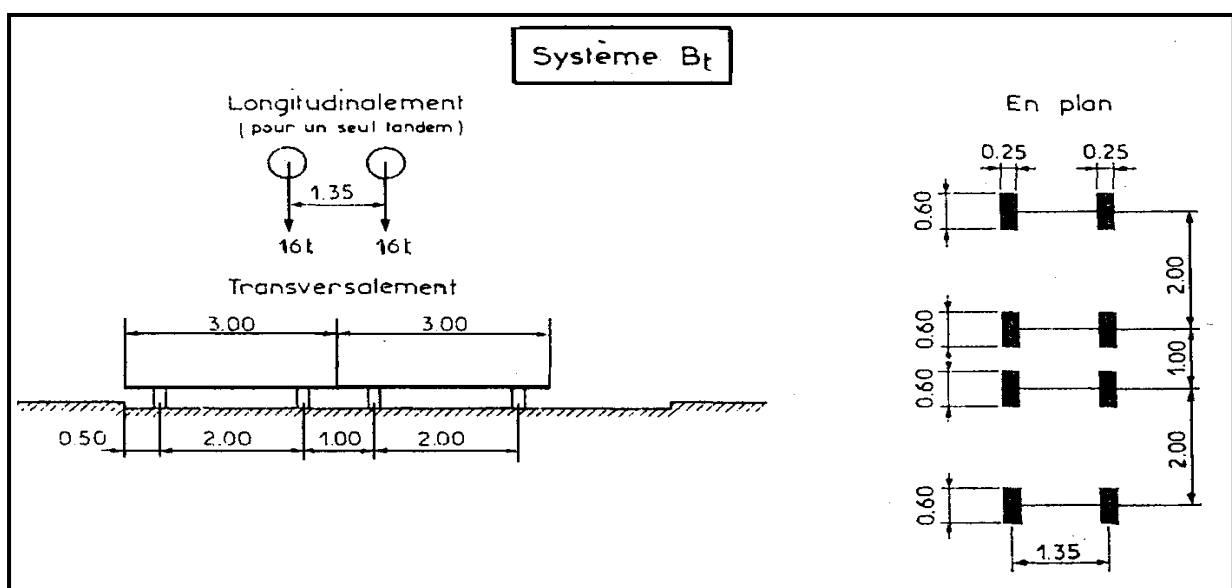


Figure IV-9 : Système B_t

Le système B_t (figure IV-9) se compose d'un groupe de deux essieux dénommés tandems.

- En fonction de la classe du pont, la valeur de surcharge du système B_t prise en compte est multipliée par les coefficients b_t du tableau IV-8

Tableau IV-8 : Coefficients b_t en fonction de la classe du pont

Classe du pont	Première	Deuxième
Coefficient b_t	1	0.9

Notre pont est un pont de première classe, donc $b_t = 1$

d) Système de surcharge B_r :

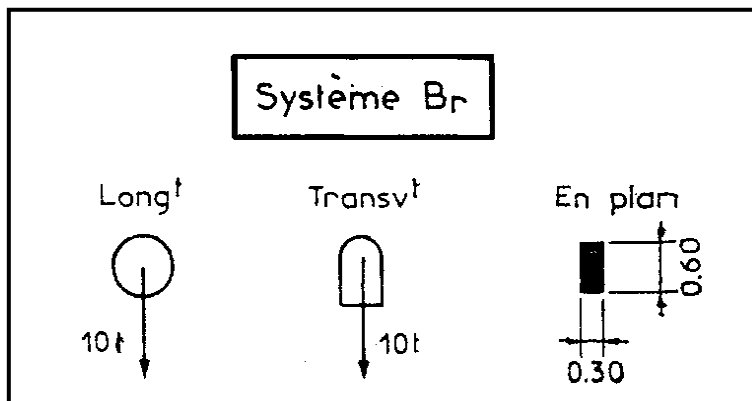


Figure IV-10 : Système B_r

Le système B_r (figure IV-10) se compose d'une roue isolée.

e) Surcharge militaire $Mc80$:

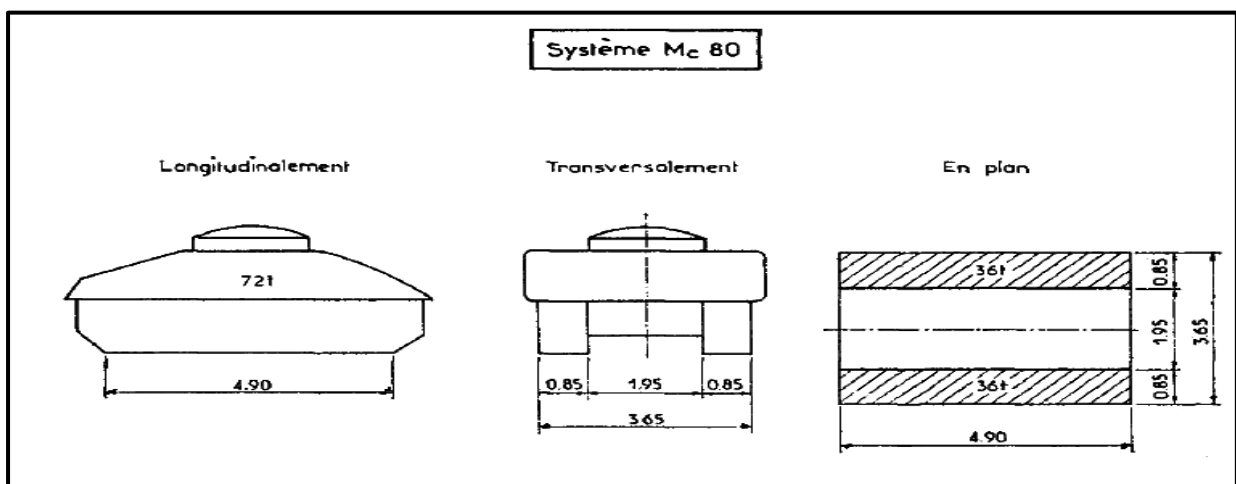


Figure IV-11 : Système $Mc 80$

Le système M_c80 (figure IV-11) se compose de véhicule type à chenilles :

La masse totale des chenilles est de 72 t.

f) Surcharge militaire Mc120 :

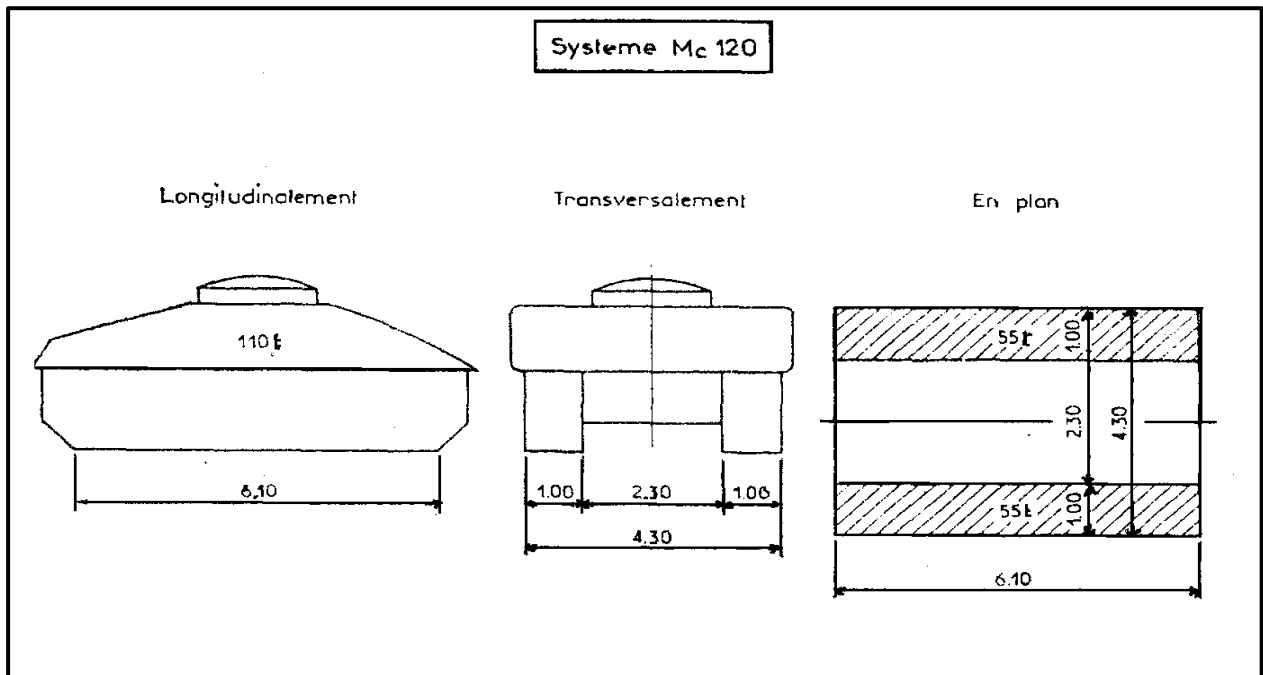


Figure IV-12 : Système Mc 120

Le système M_c120 (figure IV-12) se compose de véhicule type à chenilles

La masse totale des chenilles est 110 t

g) Surcharge militaire Me 80 :

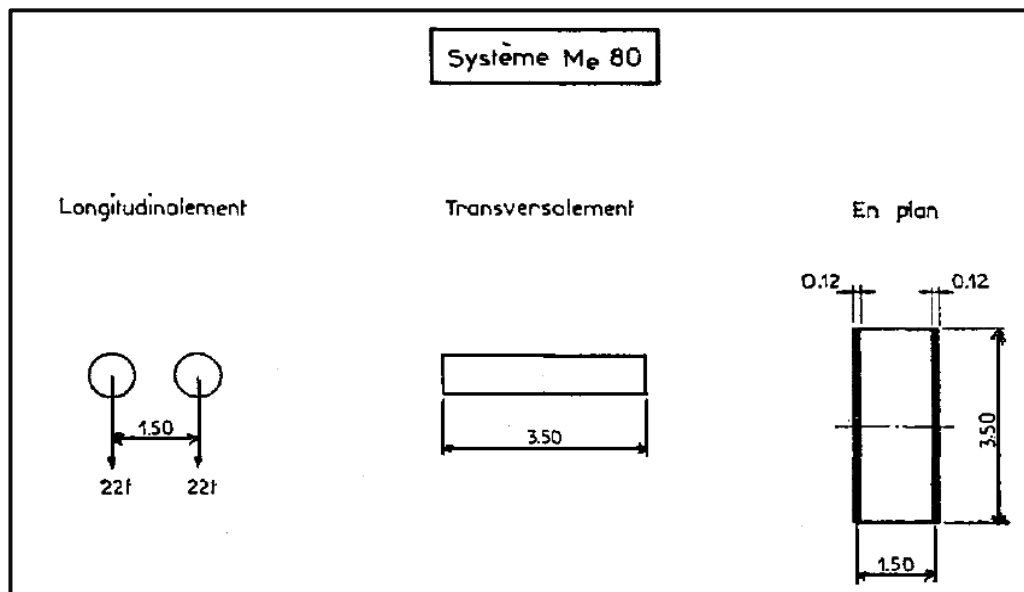


Figure IV-13 : Système Me 80

Le système $M_e 80$ (figure IV-13) se compose d'un groupe de deux essieux :

Masse totale des essieux est de 44 t

h) Surcharge militaire $M_e 120$:

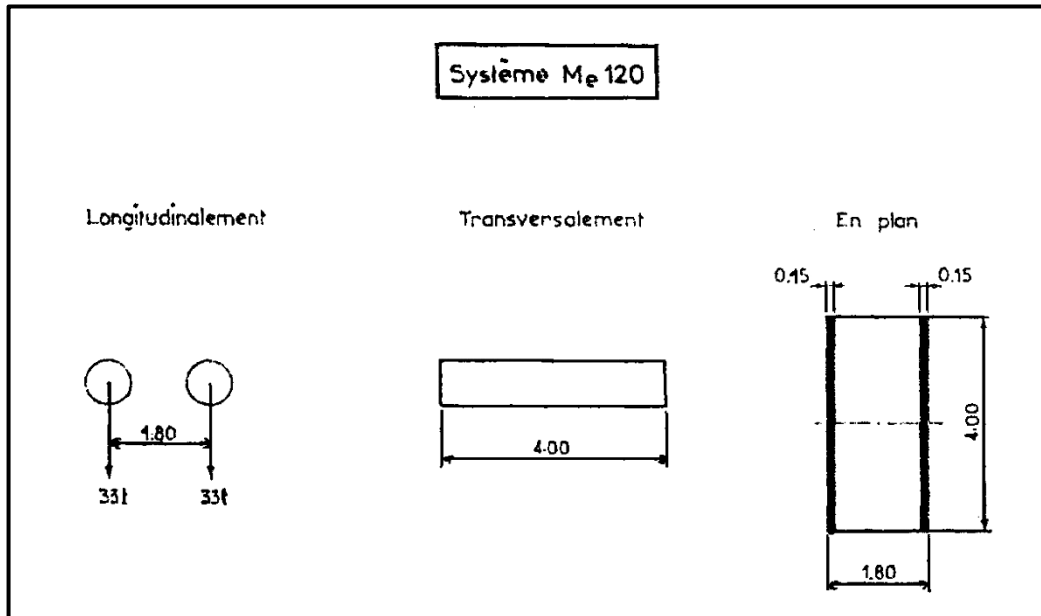


Figure IV-14 : Système $M_e 120$

Le système $M_e 120$ (figure IV-14) se compose d'un groupe de deux essieux :

Masse totale des essieux est de 66 t

Remarque :

L'effet de la surcharge militaire sur le pont qui donne le cas le plus défavorable entre les surcharges $M_e 80$ et $M_e 120$ est la surcharge $M_c 120$ c'est pour cela cette dernière surcharge intervienne seule dans les calculs ci- après.

🌈 Coefficient de majoration dynamique δ :

Il y a lieu de prendre en considération le fait que les surcharges étant appliquées rapidement, donc les efforts ne sont plus grands que si les surcharges étaient appliquées d'une manière lente et en outre il y a production des chocs. On en tient compte alors de ces phénomène en multipliant les différents surcharges B (B_c, B_t, B_r) et $M_c 120$ par le coefficient de majoration dynamique qui est donné par la formule suivante :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \left(\frac{G}{S}\right)}$$

L : la longueur de l'élément L=33.5m.

G : la charge permanente G = 752.64 t

S : la surcharge maximale du système.

n	B _c		B _t		B _r		M _c 120	
	S (t)	δ	S (t)	δ	S (t)	δ	S (t)	δ
1 voie chargée	66	1.064	32	1.058	10	1.054	110	1.073
2 voies chargées	132	1.077	64	1.064	10	1.054	110	1.073

Tableau IV-9 : Valeurs des coefficients de majoration dynamique δ.

Les systèmes de surcharges B_c et B_t sont multipliés par leurs coefficients *b_c* et *b_t* en fonction de la classe du pont. (Le tableau IV-9) donne toutes les valeurs du coefficient de majoration dynamique δ pour chaque système de surcharges concerné par la multiplication.

i) Surcharge militaire exceptionnelle convoi D240 :

Le convoi D240 (figure IV-15) est une surcharge de 240 t répartie uniformément sur une surface d'impact de (18.60 × 3.20) m². Cette surcharge n'est pas multipliée par le coefficient de majoration dynamique δ puisqu'elle ne développe aucune réaction de freinage (vitesse de roulement sur les ponts plus faible ou égale à 10 Km/h), ni force centrifuge.

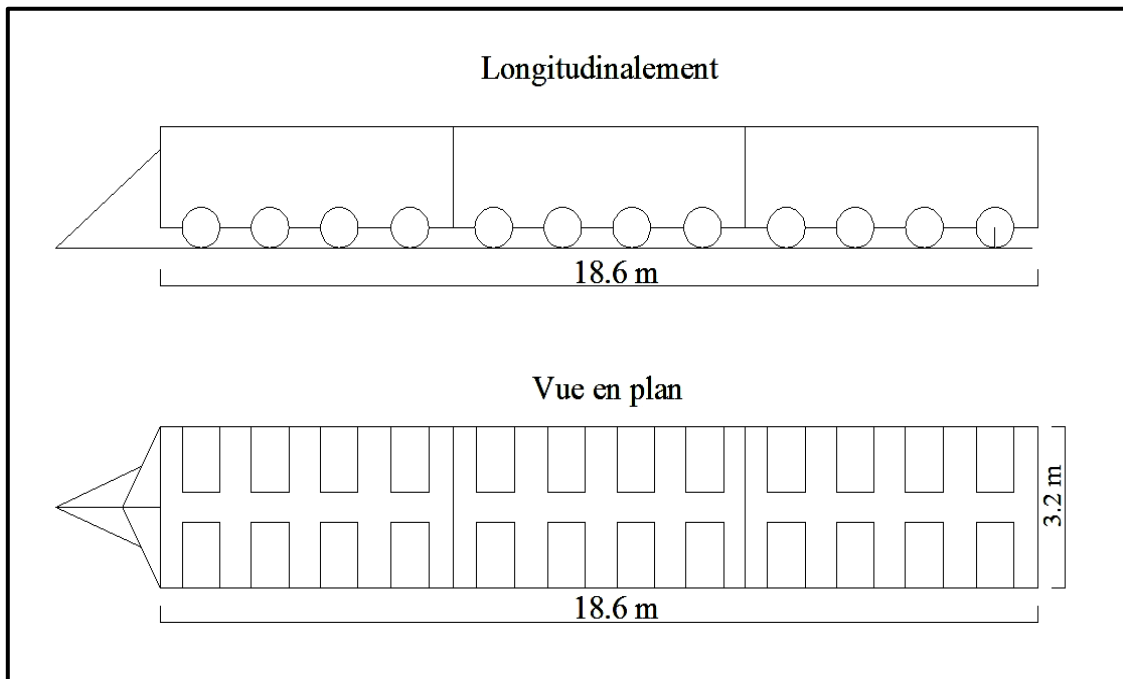


Figure IV-15 : Convoi D240

j) Surcharge des trottoirs (Q) :

On applique sur le trottoir une charge uniforme de 150 kg/m^2 (selon le fascicule 61 titre II du CPC) [2]

- Pour un trottoir chargé :

$$P = 0.15 \times 1.5 = 0.225 \text{ t / ml}$$

- Pour deux trottoirs chargés

$$P = 2 \times 0.15 \times 1.5 = 0.45 \text{ t / ml}$$

IV.6 Modélisation du tablier par Autodesk robot 2015 :

Dans le but de déterminer la répartition transversale des efforts dans les poutres et sur la dalle sous l'effet des différentes charges et surcharges, notre tablier a été modélisé en utilisant le logiciel de calcul Autodesk robot 2015 (figure IV-16 et figure IV-17).

A. La modélisation :

Etant donné que l'ouvrage est isostatique avec 4 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 7 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément FRAME, elles sont appuyées sur un appui simple d'un côté (pile) et de l'autre côté sur un appui double (culée), la dalle et l'entretoise sont définies comme des éléments SHELL.

B. Les inputs :

- Géométrie du tablier (définition de la section de la poutre et la dalle).
- La Définition du matériau utilisé.
- Définition des différentes charges (poids propre et charges complémentaires permanentes et surcharges (surcharge sur trottoir Q, les systèmes A(L), Bc, Mc120, D240)
- Définir les combinaisons de charge.

C. Les outputs :

- Les caractéristiques mécaniques de la poutre.
- Les réactions maximales et minimales sous différentes charges.
- Les moments et les efforts tranchants maximaux et minimaux.
- La combinaison qui donne le moment maximal.
- La poutre la plus sollicitée.

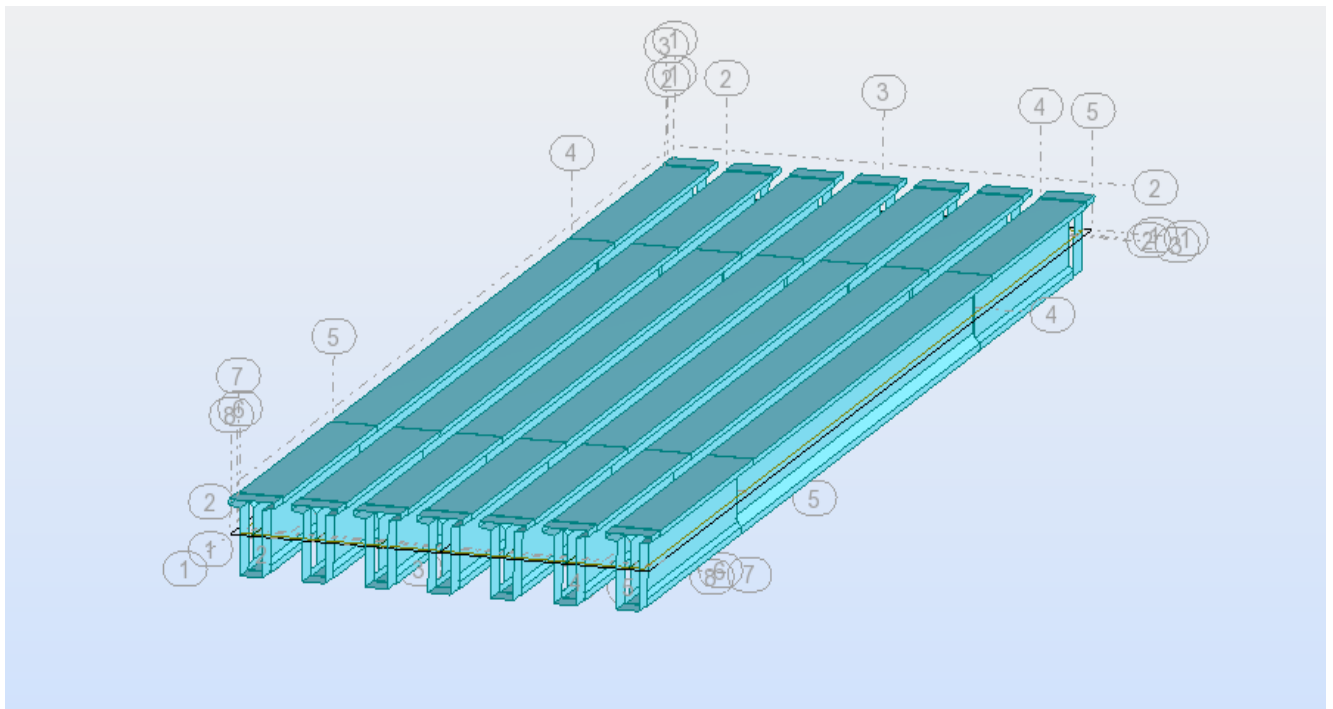


Figure IV-16 : Modélisation des poutres

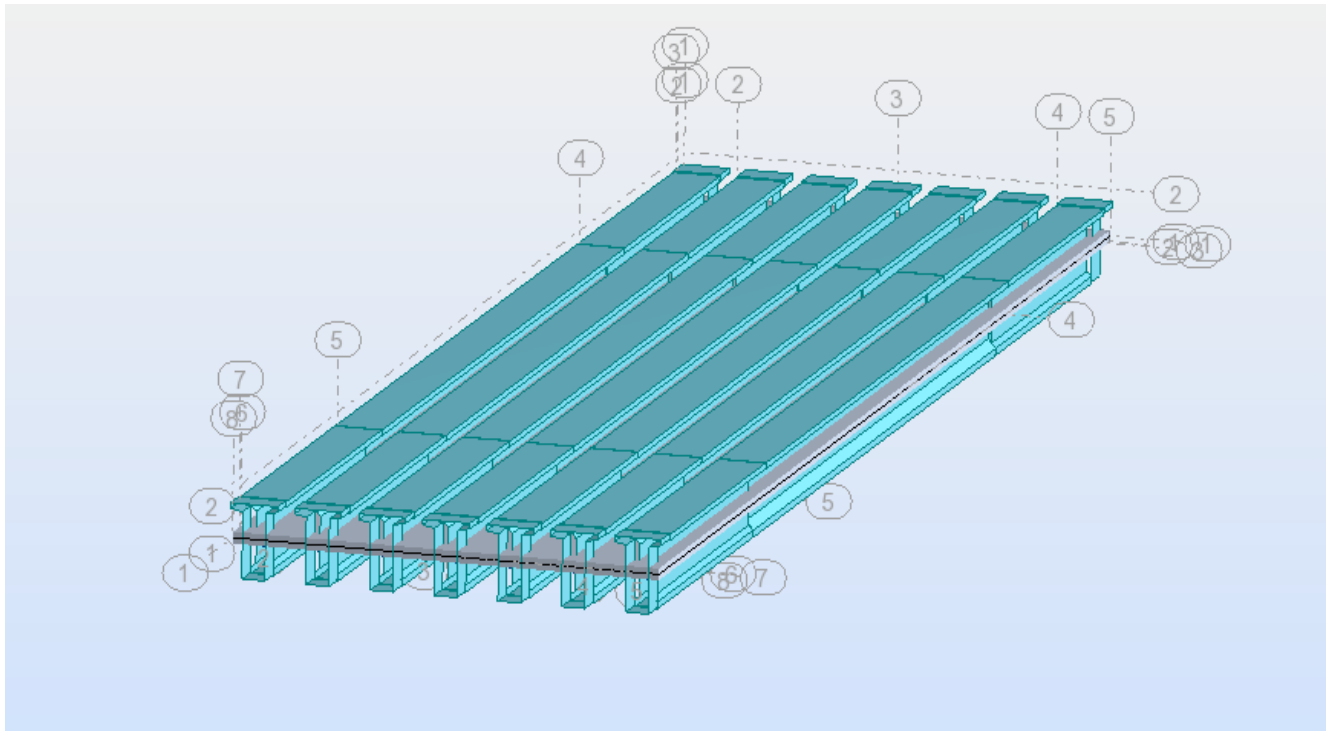


Figure IV-17 : Modélisation des poutres avec dalle

D'après les résultats obtenus sur robot, on obtient les valeurs des combinaisons maximales du moment et de l'effort tranchant (Figure IV-18)

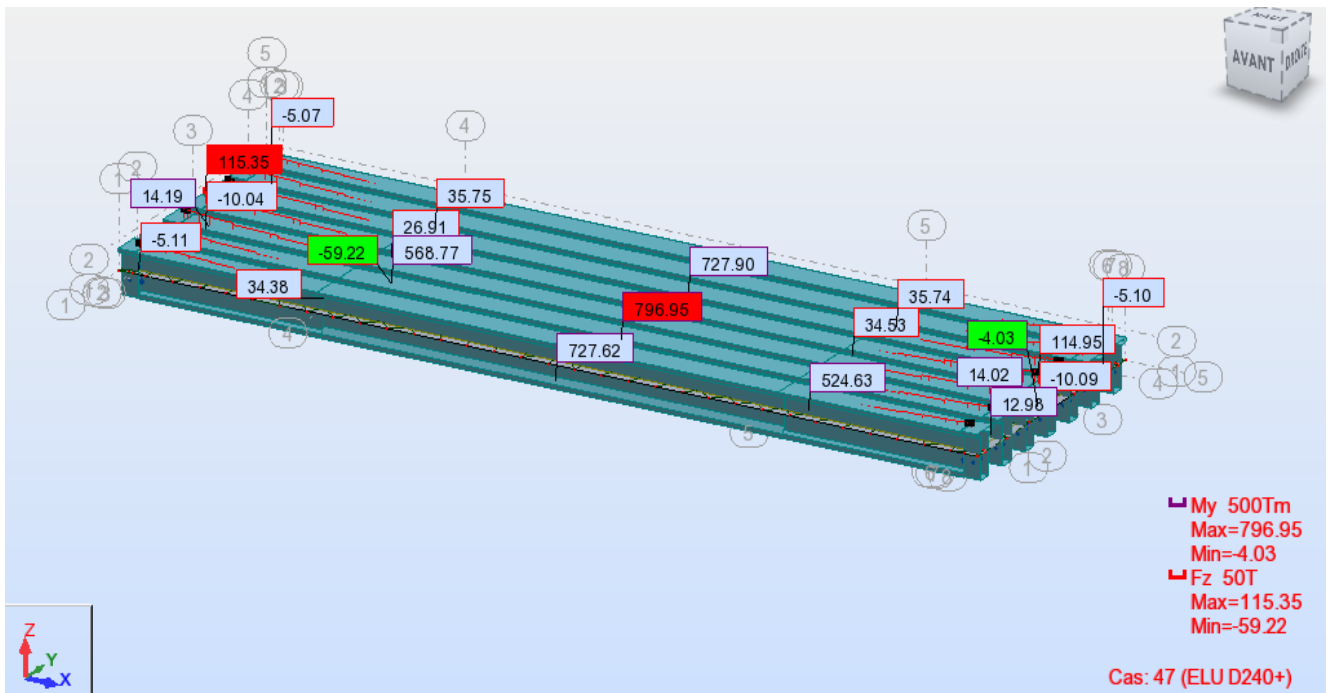


Figure IV-18 : Le moment et l'effort tranchant max

On peut constater d’après les résultats (figure IV-19) que la poutre centrale est la poutre la plus sollicitée vis-à-vis du moment fléchissant.

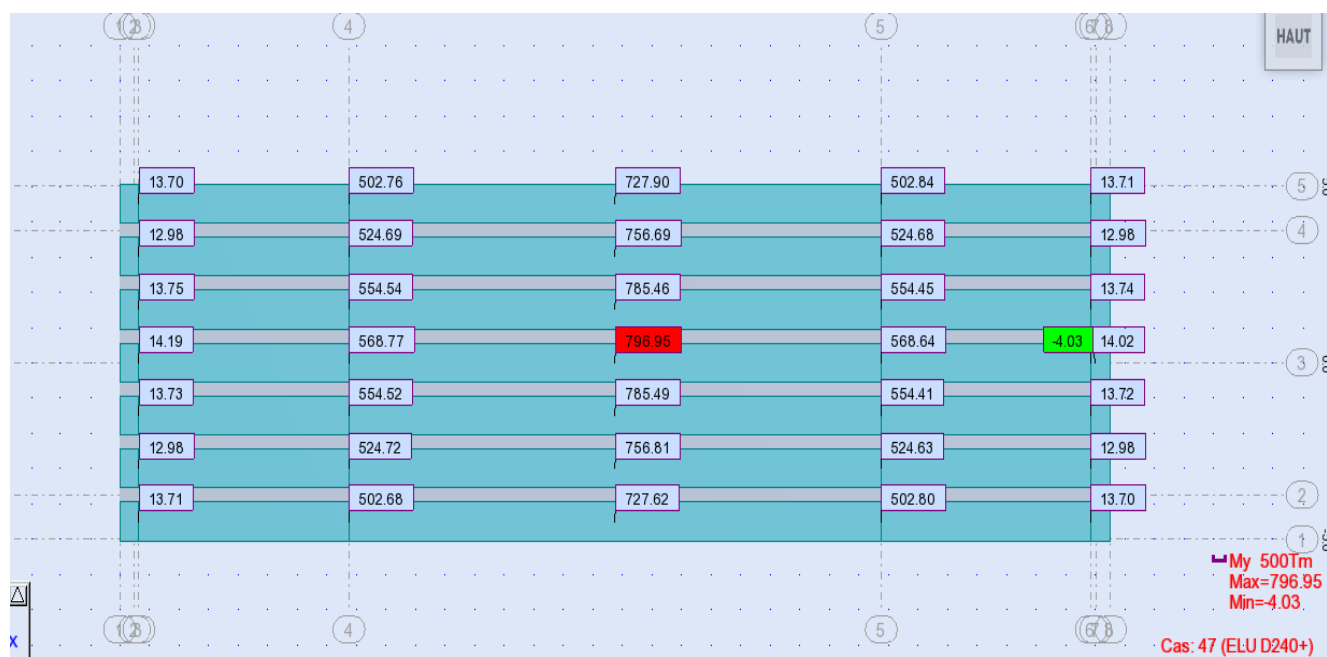


Figure IV-19 : La poutre la plus sollicitée vis-à-vis des moments fléchissant.

IV.6.1 Valeur des moments fléchissant réels :

Pour la détermination des sollicitations maximales (M, N, T) on prend en considération les combinaisons d’actions affectées par les coefficients de pondération (tableau IV-8), selon le règlement BPEL.[4]

Tableau IV-10 : Coefficients de pondération des combinaisons d’actions

Action	ELU	ELS
Charge permanent	1,35	1
Surcharge A(I)	1,6	1,2
Surcharge Bc	1,6	1,2
Surcharge Bt	1,6	1,2
Surcharge Mc120	1,35	1
Surcharge D240	1,35	1
Surcharge de trottoir	1,6	1

Les résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants après l'application des coefficients de pondération des combinaisons d'action sont présentés dans le tableau IV-11 :

Tableau IV-11 : combinaison de M et de T vis-à-vis de l'ELU et ELS

	Les combinaisons	M_{max}(t.m)	T_{max}(t)
ELS	G + Q + 1.2AL	461.43	59.18
	G + Q + 1.2BC	497.32	73.33
	G + MC₁₂₀	490.89	65.88
	G + D₂₄₀	590.33	85.44
ELU	1.35G+ 1.6Q+ 1.6AL	623.75	80.14
	1.35G+ 1.6Q + 1.6BC	670.71	89.67
	1.35G+1.35MC₁₂₀	622.70	88.94
	1.35G+ 1.35D₂₄₀	796.95	115.35

Chapitre V

Etude de la précontrainte

V.1 Introduction :

Le béton précontraint est un matériau composite du génie civil permettant de concevoir et de réaliser des structures performantes, économiques et élégantes. On en trouve des applications dans tous les domaines de la construction, notamment dans les bâtiments et les ouvrages d'art. En 1928 Eugène Freyssinet a eu une idée révolutionnaire en permettant au béton de ne travailler qu'en compression. Il venait d'inventer le béton précontraint.

V.2 Précontrainte par post tension :

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

La post tension est très utilisée dans les ouvrages d'art de grandes portées.

V.3 Procédé de précontrainte par post tension :

- Mise en place du coffrage
- Mise en place des armatures passives (cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines).
- Mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.
- Mise en place d'étanchéité des gaines par collage de rubans adhésifs sur les raccords ou trous accidentels faits lors des travaux.
- Mise en place des plaques d'appui et des frottements adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement future des ancrages.
- Coulage du béton
- Durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum spécifiée par le bureau d'études pour autoriser la mise en tension.
- Durcissement du béton, enfilage des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment.

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend, généralement, les éléments suivants :

- Dispositif d'ancrage : on distingue, principalement, deux types d'ancrage :
- Ancrage actif, situé à l'extrémité de la mise en tension
- Ancrage passif (ancrage mort), situé à l'extrémité opposée à la mise en tension.
- Les coupleurs : dispositif permettant les prolongements des armatures.
- Matériel de mise en tension : vérins, pompes d'injection, pompe d'alimentation des vérins
- Les accessoires : gaines, tubes d'injection etc.

Les procédés de précontrainte font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants.

Parmi ces procédés, le procédé de Freyssinet qui utilise des câbles composés de fils de $\varnothing 5$, $\varnothing 7$ et $\varnothing 8$ et de torons T13 de 12,7mm et T15 de 15,2mm.

V.4 Caractéristiques géométriques de la section :

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule en travée (tableau III-6) :

V.5 Les données de base :

V.5.1 Le béton :

- Le béton utilisé est dosé à 400 kg/m^3
- Résistance caractéristique à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- Résistance caractéristique à la compression à 14 jours : $f_{c14} = 30 \text{ MPa}$
- Résistance caractéristique à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$
- Résistance caractéristique à la traction à 14 jours : $f_{t14} = 2.4 \text{ MPa}$
- La contrainte admissible du béton à la compression à l'ELU à 28 jours : $f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$
- La contrainte admissible du béton à la compression à l'ELU à 14 jours : $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$
- La contrainte admissible du béton à la compression à l'ELS :
 - En construction $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c14} = 18 \text{ MPa}$
 - En phase d'exploitation $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$
- Module de déformation longitudinale instantanée à 28j : $E_{ij} = 35981.73 \text{ MPa}$
- Module de déformation longitudinale instantanée à 14j : $E_{ij} = 34179.56 \text{ MPa}$

V.5.2 Les aciers :

- Les armatures passives sont des aciers à haute adhérence de nuance FeE500
- Les câbles utilisés sont des torons 12T15. La section d'un toron 12T15 est : $A_p = 1668 \text{ mm}^2$
- La contrainte maximale de rupture garantie : $F_{prg} = 1770 \text{ MPa}$
- La contrainte limite conventionnelle d'élasticité : $F_{peg} = 1583 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité $E_p = 19.10^4 \text{ MPa}$.
- Coefficient de frottement du câble gainé en ligne droite : $\varphi = 0.003 \text{ m}^{-1}$
- Coefficient de frottement du câble gainé en courbe : $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$
- Relaxation à 1000h des torons TBR : $\rho_{1000} = 2.5 \%$
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$

V.5.3 Moments fléchissant :

Moment maximal : Moment sous (1.35G+ 1.35D240) = 7.970 MN.m (voir le tableau IV-11)

Moment minimal : Moment fléchissant dû à la charge (G) = 3.074 MN.m

$$\Delta M = M_{Max} - M_{Min} = 4.896 \text{ MN.m}$$

V.5.4 Détermination de la précontrainte :

Tension à l'origine : $\sigma_0 = \min(0.8 F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = 1416 \text{ MPa}$

Effort à l'origine pour le câble moyen : $P_0 = \sigma_0 \times A_p = 1416 \times 1668.10^{-6} = 2.362 \text{ MN}$

Détermination du nombre de câble : $n \geq \frac{P_u}{P_{final}}$

$$P_u = \max(P_I, P_{II}) \quad , \quad P_{final} = 0.7 P_0 = 1.653 \text{ MN}$$

Avec :

$$P_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{V_s} \cdot \bar{\sigma}_1 + \frac{I}{V_i} \cdot \bar{\sigma}_2}{\rho \cdot V_s + V_i - d_i} \quad \text{et} \quad P_{II} = \frac{M_{Max} + \frac{I}{V_i} \cdot \bar{\sigma}_2}{\rho \cdot V_s + V_i - d_i}$$

Nous soulignons que le calcul de la contrainte admissible de traction du béton est effectué sous la classe I du BPEL [4]. Car le pont est une construction de grande importance.

Classe I : Aucune traction n'est admise sur l'ensemble de la section quel que soit le cas de charge envisagé (le béton entièrement comprimé en tous points de la section).

D'après la condition que l'on a considéré, les contraintes admissibles de traction du béton $\overline{\sigma}_1$ et $\overline{\sigma}_2$ sont nulles.

$$\text{Donc } \begin{cases} P_I = \frac{\Delta M}{\rho \cdot V_s + V_i - d_i} \\ P_{II} = \frac{M_{\text{Max}}}{\rho \cdot V_s + V_i - d_i} \end{cases}$$

d_i : Distance entre le câble moyen et la fibre inférieure de la poutre.

$$d_i = \frac{h_p}{10} = 0.16 \text{ m}$$

Tableau V-1: Caractéristiques géométriques brutes de la section en travée et les valeurs de P_I et de P_{II}

I [m ⁴]	B [m ²]	V _i [m]	V _s [m]	ρ	C _s [m]	P _I [MN]	P _{II} [MN]
0.1864	0.6554	0.8904	0.7096	0.45	0.3193	4.66	7.592

$$C_s = \rho \cdot V_s (1 - B \cdot \frac{\overline{\sigma}_2}{p}) \rightarrow \overline{\sigma}_1 = 0; \overline{\sigma}_2 = 0 \rightarrow C_s = \rho \cdot V_s$$

$P_{II} > P_I$: La section est sur critique.

$$P_u = \max (P_I, P_{II}) = P_{II} = 7.592 \text{ MN} \rightarrow n \geq \frac{7.592}{1.653} = 4.59$$

On prend donc 5 câbles de 12T15

V.5.5 Disposition des câbles d'après le (BPEL) [4] :

5 Câbles de 12T15 avec des gaines $\varnothing = 8.12 \text{ cm}$

$$\text{L'épaisseur d'enrobage du béton } c \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} a = 6.09 \text{ cm} \\ \varnothing = 8.12 \text{ cm} \\ d = 5 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow c = 9.88 \text{ cm}$$

\varnothing : Diamètre de la gaine

a : Dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduit.

d : 3, 4 ou 5cm selon que l'ouvrage est à l'abri ou non des intempéries ou en atmosphère agressive.

$$n = 5 \rightarrow P_u = 5 \times P_{\text{final}}$$

$$P_u = 5 \times 0.7 \times P_0 = 8.267 \text{ MN}$$

V.5.6 Les caractéristiques géométriques nettes de la poutre :

1) En travée :

$$B_{\text{nette}} = B_{\text{brut}} - B_{\text{vide}}$$

$$B_{\text{brut}} = 6554 \text{ cm}^2, \quad B_{\text{vide}} = 5 \times \left(\frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) = 258.924 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow B_{\text{nette}} = 6295.076 \text{ cm}^2 = 0.6295 \text{ m}$$

a/ Détermination de la position du centre de gravité $Y_{G_{\text{net}}}$:

$$Y_{G_{\text{net}}} = \frac{A_{\text{brut}} \cdot Y_{\text{brut}} - A_{\text{vide}} \cdot Y_{\text{vid}}}{A_{\text{brut}} - A_{\text{vide}}} = \frac{6554 \times 89.04 - 258.924 \times 18}{6295.076} = 91.962 \text{ cm} = 0.919 \text{ m}$$

$$d_i = \frac{h_p}{10} = 0.16 \text{ m}$$

$$e_0 = -(Y_{G_{\text{net}}} - d_i) = -(91.962 - 16) = -75.962 \text{ cm} = -0.7596 \text{ m}$$

d_i : Distance entre le câble moyen et la fibre inférieure de la poutre.

e_0 : Distance entre le centre de gravité de la section nette et le câble moyen

b/ Moment d'inertie net I_{net} :

$$I_{\text{net}} = I_{\text{brut}/Y_{G_{\text{net}}}} - I_{\text{vide}/Y_{G_{\text{net}}}} = 0.20 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{vide}} = \frac{\pi \times \phi^4}{64} = \frac{\pi \times 8.13^4}{64} = 213.453 \text{ cm}^4 = 213.453 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

Tableau V-2 : Caractéristiques géométriques nettes de la poutre en travée

I [m ⁴]	B [m ²]	V _i [m]	V _s [m]	ρ	e ₀ [m]	C _i [m]	C _s [m]
0.20	0.6295	0.919	0.681	0.45	-0.7596	0.413	0.306

2) Sur appui :

Les caractéristiques géométriques de la poutre en appui sont données dans (le tableau III-10)

$$B_{\text{nette}} = B_{\text{brut}} - B_{\text{vide}}$$

$$B_{\text{brut}} = 9452 \text{ cm}^2, \quad B_{\text{vide}} = 5 \times \left(\frac{\pi \times \phi^2}{4} \right) = 258.924 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow B_{\text{nette}} = 9193.077 \text{ cm}^2 = 0.9193 \text{ m}^2$$

• **Centre de gravité $Y_{G_{\text{net}}}$:**

$$Y_{G_{\text{net}}} = \frac{A_{\text{brut}} \cdot Y_{\text{brut}} - A_{\text{vide}} \cdot Y_{\text{vide}}}{A_{\text{brut}} - A_{\text{vide}}} = \frac{9452 \times 86.24 - 258.924 \times 18}{9193.077} = 88.161 \text{ cm} = 0.882 \text{ m}$$

$$d_i = \frac{h_p}{10} = 0.16 \text{ m}$$

$$e_0 = 0 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie nette I_{net} :**

$$I_{\text{net}} = I_{\text{brut}/Y_{G_{\text{net}}}} - I_{\text{vide}/Y_{G_{\text{net}}}} = 0.25 \text{ m}^4$$

$$I_{vide} = \frac{\pi \times \varnothing^4}{64} = \frac{\pi \times 8.13^4}{64} = 213.453 \text{ cm}^4 = 213.453 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

Tableau V-3 : Caractéristiques géométriques nettes de la poutre sur appui

I [m ⁴]	B [m ²]	V _i [m]	V _s [m]	ρ	e ₀ [m]	C _i [m]	C _s [m]
0.25	0.9193	0.882	0.718	0.37	0	0.326	0.265

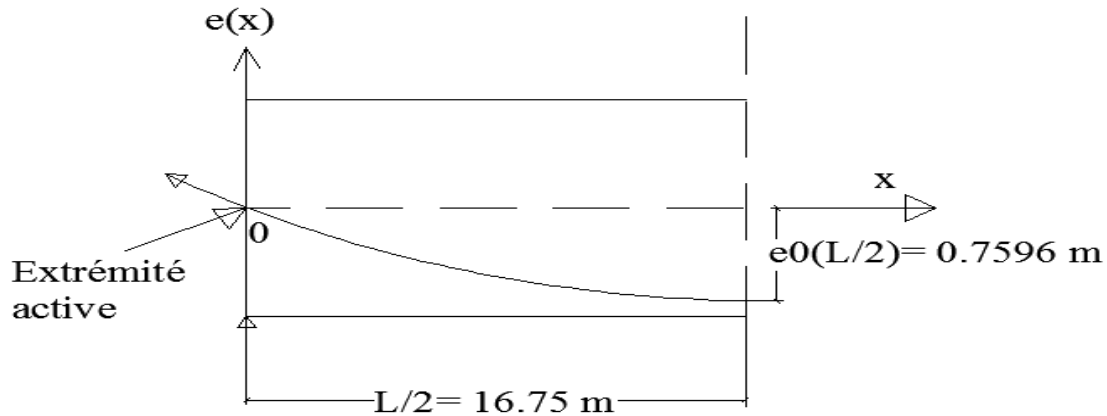


Figure V-1 : Tracé du câble moyen

V.6 Calcul des pertes de précontrainte en post tension (câble moyen) :

V.6.1 Pertes instantanées :

A. Pertes par frottement :

$$\sigma_P(x) = \sigma_{p_0} \times e^{-(f\alpha(x) + \varphi x)}$$

Avec :

$\sigma_{P(x)}$: La tension dans le câble au point d'abscisse x après les pertes par frottement

σ_{p_0} : Tension à l'origine (tension de vérinage) $\sigma_{p_0} = 1416 \text{ MPa}$

f: Coefficient de frottement en courbure,

$$f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$$

φ : Coefficient de frottement en ligne, $\varphi = 0.003 \text{ m}^{-3}$

$\alpha(x)$: Déviation angulaire

x : la distance de la section considérée (m).

- Calcul de déviateur angulaire

$$\alpha(x) = e'(x) + e'(0)$$

- Equation du tracé du câble moyenne

Le câble moyen a un tracé parabolique dont l'équation est de la forme :

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

$$e'(x) = 2ax + be'(L/2) = 0$$

$$L/2 = 16.75 \text{ m}$$

$$e(L/2) = 280.56a + 16.75 b + c$$

$$e'(L/2) = 33.5a + b$$

$$e(L/2) = -75.962 \times 10^{-2} \text{ m}; \quad e(0) = 0$$

$$e(0) = 0 \rightarrow c = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 280.56 a + 16.75 b + 75.962 \times 10^{-2} = 0 \\ 33.5 a + b = 0 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} a = 2.707 \times 10^{-3} \\ b = -0.090 \end{array}$$

$$e(x) = 2.707 \times 10^{-3} x^2 - 0.090 x$$

$$e(x)' = 5.414 \times 10^{-3} x - 0.090$$

$$e(0)' = -0.090$$

$$\alpha(x) = 5.414 \times 10^{-3} x$$

$$\sigma_{P(x)} = \sigma_{p_0} \cdot e^{-(f\alpha + \phi x)} = 1416 \cdot e^{-(0.18 \times 5.414 \times 10^{-3} x + 0.003 x)}$$

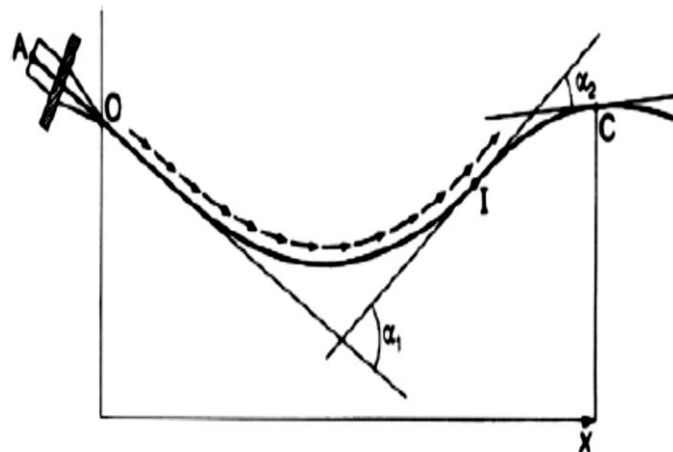


Figure V-2 : Frottements le long du câble lors de la mise en tension

Tableau V-4 : Pertes par frottement le long du câble moyen ($\Delta\sigma$)

X [m]	σ_{P_0} [MPa]	Φ [m^{-1}]	f [rd^{-1}]	$\alpha(x)$	σ_{P_x} [MPa]	$\Delta\sigma$
0.00	1416	0.003	0.18	0.000	1416	0.000
3.00	1416	0.003	0.18	0.022	1397.767	18.233
9.00	1416	0.003	0.18	0.067	1361.757	54.243
12.00	1416	0.003	0.18	0.090	1343.980	72.02
13.28	1416	0.003	0.18	0.099	1336.662	79.338
16.75	1416	0.003	0.18	0.112	1319.728	96.272
33.5	1416	0.003	0.18	0.232	1228.232	187.767

$$\Delta\sigma = \sigma_{P_0} - \sigma_{P_x}$$

B. Pertes par recul d'ancrage :

Avant rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse x est donnée par la formule :

$$\sigma_{P(x)} = \sigma_{P_0} \cdot e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

qui s'écrit encore :

$$\sigma_{P(x)} = \sigma_{P_0} \cdot e^{-K(x)}$$

Avec $K(x)$: fonction croissante de x : $(f\alpha + \varphi x)$.

L'allongement relatif de l'armature, à l'abscisse x, vaut :

$$\varepsilon_P(x) = \frac{\sigma_{P(x)}}{E_P}$$

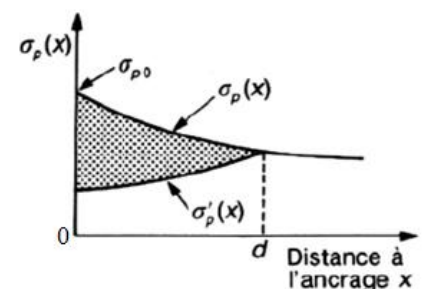


Figure V-3 : Tension de précontrainte le long du câble, avant et après rentrée d'ancrage

Après rentrée d'ancrage, la tension à l'abscisse $x (< d)$ n'est plus que :

$$\sigma'_P(x) = \sigma_P(d) \cdot e^{[-K(d)+K(x)]}$$

$$\sigma'_P(x) = \sigma_{P_0} \cdot e^{[-2K(d)+K(x)]}$$

et l'allongement :

$$\varepsilon'_P(x) = \frac{\sigma'_P(x)}{E_P}$$

On peut écrire que g est la somme des pertes d'allongement des tronçons $[\varepsilon_p(x) - \varepsilon'_p(x)]dx$

entre 0 et d soit :

$$g = \frac{1}{E_p} \int_0^d [\sigma_p(x) - \sigma'_p(x)] dx$$

- Calcul de **d** :

$$E_p \cdot g = \int_0^d \delta \sigma_p(x) dx$$

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p_0} (1 - f\alpha - \varphi x)$$

$$\sigma_p(x) = 1416(1 - 0.18 \times 5.414 \times 10^{-3} x - 0.003x)$$

$$\sigma_p(x) = 1416 - 5.628 x$$

$$\sigma_p(d) = 1416 - 5.628(d)$$

$$E_p \cdot g = \frac{1}{2} (1416 - 1416 + 5.628(d)) \times d \times 2$$

$$5.628d^2 = 1140 \longrightarrow d = \sqrt{\frac{1140}{5.628}} = 14.23 \text{ cm}$$

Tableau V-5: Pertes par recul d'ancrage ($\Delta\sigma_g$)

σ_{p_0} [MPa]	Φ [m ⁻¹]	f [rd ⁻¹]	$\alpha(x)$	K	g E _p [MN/m]	d [m]	σ_{p_d} [MPa]
1416	0.003	0.18	0.0054	0.0040	1140.00	14.23	1335.91

$$d < \frac{\ell}{2} \rightarrow \Delta\sigma_g\left(\frac{\ell}{2}\right) = 0$$

C . Perte par déformation instantanées du béton :

$\Delta\sigma_{p_i} = 0$ car la mise en tension des câbles se fait simultanément.

✓ **Les pertes instantanées à la section en travée de la poutre :**

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{p_i} = 96.272 \text{ MPa}$$

La tension du câble après les pertes instantanées à la section de en travée :

$$\sigma_{p_i} = \sigma_{p_0} - \Delta\sigma_i = 1416 - 96.272 = 1319.728 \text{ MPa}$$

V.6.2 Pertes différées :

A . Perte par retrait :

Notre pont est implanté à Alger, cette zone est caractérisée d'un climat humide. Donc Selon le code Algérien 93 la valeur du retrait final utilisée est : $\epsilon_r = 2.10^{-4}$ (voir le tableau II-2)

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \epsilon_r [1 - r(t)]$$

Avec :

$$r(t) = \frac{t_0}{t_0 + 9 r_m}$$

t_0 : Âge du béton en jours à partir du bétonnage, $t_0=14$ jours

r_m : Rayon moyen de la pièce en cm calculé par cette formule $r_m = \frac{B}{U}$

B : étant l'aire de la section droite de la pièce en cm^2 .

U : Périmètre de la pièce en cm.

$$r_m = \frac{B [cm^2]}{U [cm]} = \frac{6295.077}{556.257} = 11.317 \text{ cm}$$

$$\rightarrow r(t) = \frac{14}{14 + 9 \times 11.317} = 0.121$$

donc : $\Delta\sigma_r = 19 .10^4 \times 2.10^{-4}[1 - 0.121] = 33.402 \text{ MPa}$

B. Perte par fluage :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2\sigma_b \cdot \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{P_i}{B} + \frac{P_i \cdot e_0}{I} \times e_0 + \frac{M_G}{I} \times e_0$$

Où P_i : Force de précontrainte du câble moyen après les pertes instantanées à la section en travée

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à la mise en tension

$$P_i = \sigma_p \times A_p \times 5 = 1319.728 \times 1668. 10^{-6} \times 5 = 11.006 \text{ MN}$$

$$E_{i14} = E_{ij} = 34179.56 \text{ MPa}$$

$$M_G = 3.074 \text{ MN.m}$$

$$e_0(L/2) = -75.96 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\sigma_b = \frac{11.006}{0.6295} + \frac{11.006 \times -0.7596}{0.20} \times -0.7596 + \frac{3.074}{0.20} \times -0.7596 = 37.560 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \Delta\sigma_{fl}\left(\frac{L}{2}\right) = 2 \times 37.560 \times \frac{19 \cdot 10^4}{34179.56} = 417.583 \text{ MPa}$$

C. Perte Par relaxation :

$$\Delta\sigma_\rho = 6 \cdot 10^{-2} \left(\frac{\sigma_{Pi}}{F_{prg}} - \mu_0 \right) \rho_{1000} \times \sigma_{Pi}$$

Avec: σ_{Pi} : étant la tension initiale du câble après les pertes instantanées.

μ_0 : C'est un coefficient qui dépend du type d'acier utilisé ($\mu_0 = 0.43$ pour les aciers TBR) selon le BPEL 91[4].

$$\rightarrow \Delta\sigma_\rho \left(\frac{L}{2} \right) = 6 \cdot 10^{-2} \left(\frac{1319.728}{1770} - 0.43 \right) \times 2.5 \times 1319.728 = 62.478 \text{ MPa}$$

✓ **Les Pertes différées à la section en travée de la poutre :**

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_\rho = 33.402 + 417.583 + \frac{5}{6} 62.478 = 503.05 \text{ MPa}$$

La tension finale probable σ_{Pm} du câble moyen après les pertes différées à $x=L/2$:

$$\sigma_{Pm} = \sigma_{Pi} - \Delta\sigma_d = 1319.728 - 503.05 = 816.678 \text{ MPa}$$

✓ **Pertes totales :**

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_i + \Delta\sigma_d = 96.272 + 503.05 = 599.322 \text{ MPa}$$

Les pertes doivent vérifier la condition suivante :

$$0.20 \leq \frac{\Delta\sigma}{\sigma_{P0}} \leq 0.35$$

$$\frac{599.322}{1416} = 0.42 \rightarrow 0.35 < 0.42 \text{ la condition n'est pas vérifiée}$$

Donc on doit diminuer les pertes.

• **La tension probable finale du câble moyen :**

$$\sigma_{Pm} = \sigma_{P0} - \Delta\sigma = 1416 - 599.322 = 816.678 \text{ MPa}$$

V.7 Vérification des contraintes à L'ELS :

σ_s : Contrainte au niveau de la fibre supérieure de la section

σ_i : Contrainte au niveau de la fibre inférieure de la section

$\bar{\sigma}_1$: Contrainte limite de la traction de béton

$\bar{\sigma}'_2$: Contrainte limite de la compression de béton

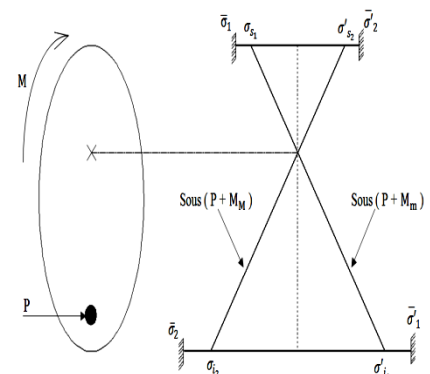


Figure V-4 : Distribution des contraintes sous différentes charges en situation de construction ($P + M_m$) et exploitation ($P + M_M$)

Notre construction est de classe I c'est à dire :

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_2 = 0 \text{ et } \bar{\sigma}'_1 = \bar{\sigma}'_2 = \bar{\sigma}_{bc}$$

$$Y_{Gnet} = V_i = 0.919 \text{ m (Voir tableau V-2)}$$

$$V_s = 1.60 - 0.919 = 0.681 \text{ m}$$

$$M_G = 3.074 \text{ MN.m}$$

A. En travée :

1. En situation de construction :

$$\sigma_{bi} = \frac{P_1}{B_{net}} + \frac{P_1 \cdot e_0}{I_{net}} \times V_i + \frac{M_G}{I_{net}} \times V_i \leq \bar{\sigma}_{bc} (\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c14} = 18 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{bs} = \frac{P_1}{B_{net}} + \frac{P_1 \cdot e_0}{I_{net}} \times V_s + \frac{M_G}{I_{net}} \times V_s > 0$$

$$\sigma_{P_1} = 1.02 \sigma_{P_0} - 0.8 \Delta \sigma_i = 1.02 \times 1416 - 0.8 \times 96.272 = 1367.302 \text{ MPa}$$

Sous P_1 :

$$P_1 = \sigma_{P_1} \times A_p \times n = 1367.302 \times 1668 \times 10^{-6} \times 5 = 11.40 \text{ MN}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{11.40}{0.6295} + \frac{11.40 \times (-0.7596)}{0.20} \times (-0.919) = 57.890 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{11.40}{0.6295} + \frac{11.40 \times (-0.7596)}{0.20} \times (0.681) = -11.376 \text{ MPa}$$

Sous M_G :

$$M_{min} = 3.074 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{3.074}{0.20} \times (-0.919) = -14.125 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{3.074}{0.20} \times (0.681) = 10.467 \text{ MPa}$$

Sous P_1 et Sous M_G :

$$\sigma_{bi} = \frac{11.40}{0.6295} + \frac{11.40 \times (-0.7596) + 3.074}{0.20} \times (-0.919) = 43.775 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa (la Condition n'est pas vérifiée)}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{11.40}{0.6295} + \frac{11.40 \times (-0.7596) + 3.074}{0.20} \times (0.681) = -0.91 \text{ MPa} < 0 \text{ (La Condition n'est pas vérifiée)}$$

Tableau V-6 : Valeurs des contraintes en construction

Action Fibre	σ_b		
	P_1	M_G	$M_G + P_1$
Fibre supérieur	-11.376	10.467	-0.91
Fibre inférieur	57.890	-14.125	43.775

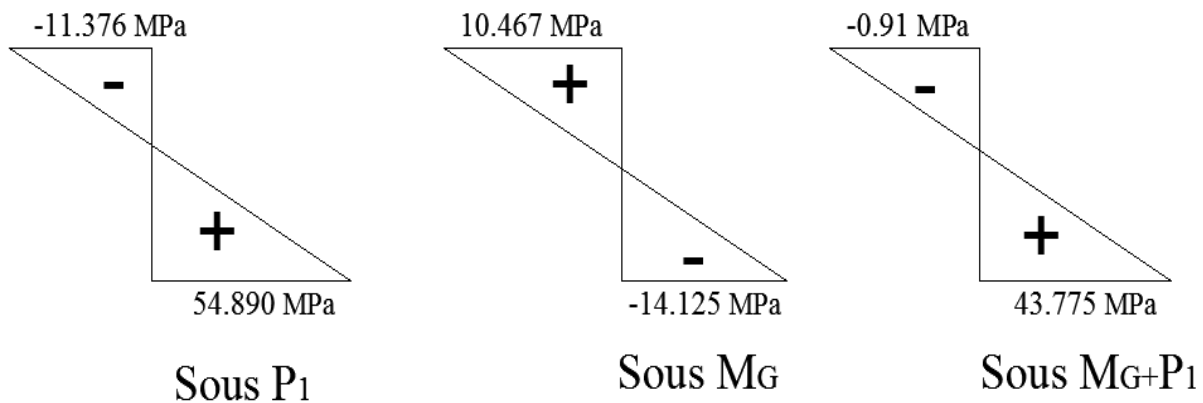


Figure V-5 : Diagrammes des contraintes en construction

2. En situation d'exploitation :

$$\sigma_{bi} = \frac{P_2}{B_{net}} + \frac{P_2 \cdot e_0}{I_{net}} \times V_i + \frac{M_{G+Q}}{I_{net}} \times V_i > 0$$

$$\sigma_{bs} = \frac{P_2}{B_{net}} + \frac{P_2 \cdot e_0}{I_{net}} \times V_s + \frac{M_{G+Q}}{I_{net}} \times V_s \leq \bar{\sigma}_{bc} (\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa})$$

$$\sigma_{P_2} = 0.98 \sigma_{P_0} - 1.2 \Delta_\sigma = 0.98 \times 1416 - 1.2 \times 599.322 = 668.49 \text{ MPa}$$

Sous P_2 :

$$P_2 = \sigma_{P_2} \times A_p \times n = 668.49 \times 1668 \times 10^{-6} \times 5 = 5.58 \text{ MN}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{5.58}{0.6295} + \frac{5.58 \times (-0.7596)}{0.20} \times (-0.919) = 28.340 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{5.58}{0.6295} + \frac{5.58 \times (-0.7596)}{0.20} \times (0.681) = -5.568 \text{ MPa}$$

Sous M_{G+Q} :

$$M_{G+Q} = M_{Max} = 7.970 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{7.970}{0.20} \times (-0.919) = -36.622 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{7.970}{0.20} \times (0.681) = 27.138 \text{ MPa}$$

Sous P_2 et Sous M_{G+Q} :

$$\sigma_{bi} = \frac{5.58}{0.6295} + \frac{5.58 \times (-0.7596) + 7.970}{0.20} \times (-0.919) = -8.282 \text{ MPa} < 0 \quad (\text{La Condition n'est pas vérifiée})$$

$$\sigma_{bs} = \frac{5.58}{0.6295} + \frac{5.58 \times (-0.7596) + 7.970}{0.20} \times (0.681) = 21.57 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \quad (\text{La Condition n'est pas vérifiée})$$

Tableau V-7 : Valeurs des contraintes en exploitation

Action Fibre	σ_b		
	P_2	M_{G+Q}	$M_{G+Q} + P_2$
Fibre supérieur	-5.568	27.138	21.57
Fibre inférieur	28.340	-36.622	-8.282

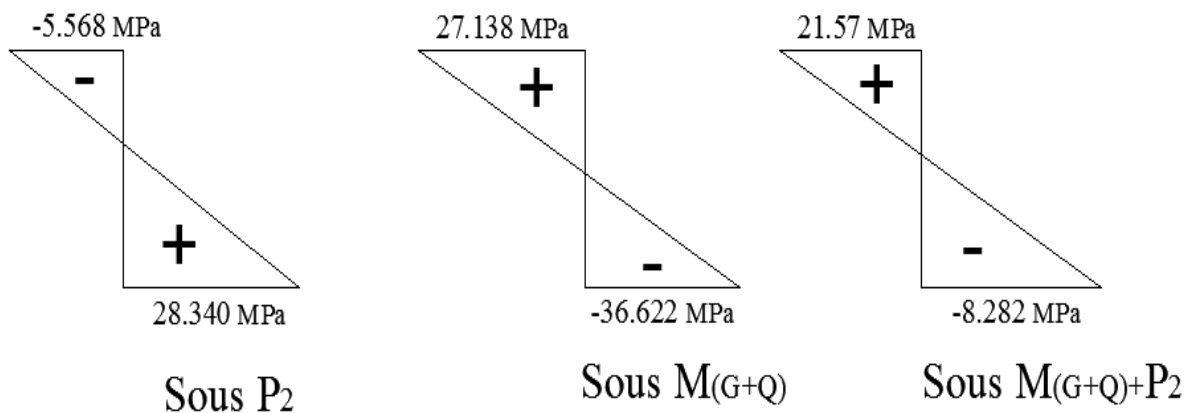


Figure V-6 : Diagrammes des contraintes en exploitation

Les contraintes ne sont pas vérifiées, donc il faut :

- Soit augmenter la section du béton
- Soit augmenter la précontrainte

L'augmentation de la précontrainte par l'augmentation du nombre de câbles est la solution la plus évidente, donc soit 6 câbles de 12T15.

Pour commencer les calculs de ces 6 câbles sans refaire le calcul des pertes de nouveau, nous estimons les pertes à 32% de la tension initiale du câble ($0.32\sigma_{P_0}$)

$$\Delta\sigma = 0.32 \times 1416 = 453.12 \text{ MPa}$$

$$0.20 \leq \frac{\Delta\sigma}{\sigma_{P_0}} \leq 0.35$$

$$\frac{453.12}{1416} = 0.32 \rightarrow 0.32 < 0.35 \text{ la condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{P_2} = 0.98 \sigma_{P_0} - 1.2 \Delta\sigma = 0.98 \times 1416 - 1.2 \times 453.12 = 843.936 \text{ MPa}$$

$$P_2 = \sigma_{P_2} \times A_P \times n = 843.936 \times 1668 \times 10^{-6} \times 6 = 8.45 \text{ MN}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{8.45}{0.6295} + \frac{8.45 \times (-0.7596) + 7.970}{0.20} \times (-0.919) = 6.29 \text{ MPa} > 0 \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{8.45}{0.6295} + \frac{8.45 \times (-0.7596) + 7.970}{0.20} \times (0.681) = 18.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa (Condition vérifiée)}$$

V.8 Armatures passives :

Les armatures passives par opposition aux armatures actives de précontrainte sont des armatures comparables à celles du béton armé, on retrouve ainsi :

- Des armatures de traction dans les zones tendues du béton.
- Des armatures de peau.
- Des armatures d'effort tranchant (cadre, étriers, épingle...)
- Des armatures de construction.

Les aciers passifs utilisés dans ce projet de classe FeE500.

Armatures de peau

Le but d'utilisation de ces armatures est principalement pour limiter la fissuration du béton avant l'application de la force de précontrainte sous l'action de phénomène tel que le retrait différentiel du béton.

La section des armatures de peau doit être au moins 3cm^2 par mètre, sans pouvoir être inférieure à 0.10% de la section de béton.

Soit :

$$0.10\% \times 6325 = 6.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.786 \text{ cm}^2$$

Armatures de traction :

On doit disposer des armatures passives dans les zones tendues du béton afin d'éviter sa fissuration et ces déformations excessives.

Il n'y a pas de traction dans la poutre en béton à vide et en service, c'est-à-dire que notre section est entièrement comprimée, donc les armatures de peau déterminées sont suffisantes.

V.9 Justification des contraintes tangentielles :

Cette justification consiste à calculer les contraintes dues aux sollicitations les plus défavorables et à des vérifications des contraintes limites.

V.9.1 Justification des contraintes tangentielles à L'ELS :

La justification des contraintes de cisaillement à L'ELS a pour but de vérifier que les effets de l'effort tranchants cumulés aux effets des moments et l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage en favorisent le développement des fissures dans le béton.

1) Calcul des sollicitations :

- L'effort tranchant réduit

$$\text{Sous l'effet minimal des charges } V_{\text{réd min}} = V_{\text{ser min}} - P \sin \alpha$$

$$\text{Sous l'effet maximal des charges } V_{\text{réd max}} = V_{\text{ser max}} - P \sin \alpha$$

$$\text{La force de précontrainte } P = 1100.6 \text{ t et } \alpha = 3^\circ$$

- A vide : $V_{\text{min}} = 59.18 \text{ t}$ (Voir Tableau IV-9)

- En service $V_{\text{max}} = 85.44 \text{ t}$ (Voir Tableau IV-9)

$$V_{\text{réd min}} = 59.18 - 1100.6 \sin 3 = 1.57 \text{ t}$$

$$V_{\text{réd max}} = 85.63 - 1100.6 \sin 3 = 28.03 \text{ t}$$

2) Calcul la contrainte normale longitudinale σ_x :

$$\sigma_x = \frac{P}{A} = \frac{11.006}{0.9193} = 7.30 \text{ MPa}$$

3) Calcul la contrainte tangentielle $\tau_{\text{réd}}$:

$$\tau_{\text{réd max}} (\text{max}) = \frac{V_{\text{réd}} \times S}{b_n \times I}$$

Avec :

$S=0.230 \text{ m}^3$ (moment statique)

$I=0.25 \text{ m}^4$ (moment d'inertie)

$b_n = b_0 - m\varnothing K$ (b_n : Largeur nette de l'âme)

Ou :

b_0 :Largeur de l'âme brute, $b_0 = 54 \text{ cm}$

$m = 1$ nombre des gaines par lit

\varnothing : diamètre de la gaine, $\varnothing = 8.12 \text{ cm}$

$K=0.5$ pour les câbles injectés au coulis de ciment (post-tension)

$$b_n = 54 - 8.12 \times 0.5 = 49.94 \text{ cm} = 0.4994 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \tau_{\text{réd}} = \frac{28.03 \times 10^{-2} \times 0.230}{0.4994 \times 0.25} = 0.516 \text{ MPa}$$

4) Vérification des contraintes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq 0.4 f_{tj} \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \text{et} \\ \tau^2 - \sigma_x \sigma_t \leq \frac{2 f_{tj}}{f_{cj}} [0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t] \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \end{array} \right. \quad (1)$$

$$(2)$$

Avec :

σ_x : Contrainte normale longitudinale due à la précontrainte, $\sigma_x = 7.30 \text{ MPa}$

σ_t : Contrainte normale longitudinale due à la précontrainte transversale, $\sigma_t = 0$ (pas d'armature transversale de précontrainte).

$f_{tj}=2.7 \text{ MPa}$ $f_{cj}=35 \text{ MPa}$

τ : Contrainte tangentielle $\tau_{\text{réd}}$, $\tau = 0.516 \text{ MPa}$

Donc :

Le 1^{ère} membre de l'équation (1) : $\tau^2 - 0 = 0.516^2 = 0.266 \text{ MPa}$

Le 2^{ème} membre de l'équation (1) : $0.4 \times 2.7 \left[2.7 + \frac{2}{3} (7.30) \right] = 8.172 \text{ MPa}$

$0.266 < 8.172$ C'est vérifié

Le 2^{ème} membre de l'équation (2) : $\frac{2 \times 2.7}{35} [0.6 \times 35 - 7.30] \left[2.7 + \frac{2}{3} (7.30) \right] = 15.99 \text{ MPa}$

$0.266 < 15.99$ C'est vérifié

Les conditions sont vérifiées .Donc la section résiste à l'effet de l'effort tranchant à L'ELS

V.9.2 Justification à L'ELU :**1) Calcul des sollicitations :**

$$V_{\text{réd}} = V_{\text{ultim}} - P \sin \alpha$$

$$V_{\text{ultim}} = 115.35t \text{ (voir le tableau IV-9)}$$

$$V_{\text{réd}} = 115.35 - 1100.6 \sin 3 = 57.75 t = 0.5775 \text{ MPa}$$

2) Calcul la contrainte tangentielle $\tau_{\text{réd}}$:

$$\tau_{\text{réd}} = \frac{V_{\text{réd}} \times S}{b_n \times I} = \frac{0.5775 \times 0.230}{0.4994 \times 0.25} = 1.064 \text{ MPa}$$

3) Calcul des armatures transversales :

✓ Pas d'armatures transversales de précontrainte $A_{\text{pt}} = 0 \rightarrow F_{\text{tu}} = 0$

✓ On adopte des armatures transversales passives droites $\alpha = 90^\circ$ (acier passif Ø10 FeE500)

$$\frac{A_t}{b_n S_t} \cdot \frac{f_e \sin(\alpha + \beta)}{\gamma_s \sin \beta} + \frac{F_{\text{tu}} \sin(\alpha' + \beta)}{b_n S_t \sin \beta} \geq \left(\tau_{\text{réd}} - \frac{f_{\text{tj}}}{3} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \left(\tau_{\text{réd}} - \frac{f_{\text{tj}}}{3} \right) \tan \beta \times b_n \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

L'angle β

$$\tan(2\beta) = \frac{2 \tau_{\text{réd}}}{\sigma_x - \sigma_t} = \frac{2 \times 1.064}{7.30 - 0} = 0.29^*$$

$$2\beta = 16.25^\circ \rightarrow \beta = 8.13^\circ$$

β doit être supérieur ou égale à 30° donc on prend $\beta = 30^\circ$

Nous avons des aciers passifs Ø10 FeE500 $\rightarrow f_e = 500 \text{ MPa}$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left(1.064 - \frac{2.7}{3} \right) \tan 30 \times 0.4994 \times \frac{1.15}{500} = 1.09 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

Pourcentage minimal d'armature transversale (armature passive droite $\alpha = 90^\circ$)

$$\frac{A_t}{b_n S_t} \cdot \frac{f_e \sin \alpha}{\gamma_s} \geq 0.4$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 b_n \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.4 \times 0.4994 \times 1.15}{500} = 4.59 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

Donc on prend $\frac{A_t}{S_t} \geq 4.59 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$

4) Justification des bielles:

$$\tau_{\text{rédu}} \leq \frac{f_{cj}}{4 \gamma_b} = \frac{35}{4 \times 1.5} = 5.83 \text{ MPa} \quad \tau_{\text{rédu}} = 1.064 \text{ MPa} < 5.83 \text{ MPa}$$

→ Pas d'écrasement des bielles du béton, donc les armatures droites sont suffisantes

V.9.3 Vérification de la résistance de la section médiane à la flexion à L'ELU :

Le calcul aux états limite ultime est nécessaire afin de s'assurer que les de service n'engendrent pas la rupture de la structure.

1) Données :

$M_g = 307.37 \text{ t.m}$ (voir la figure V-7)

$M_q = 227.82 \text{ t.m}$ (voir la figure V-8)

Béton : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

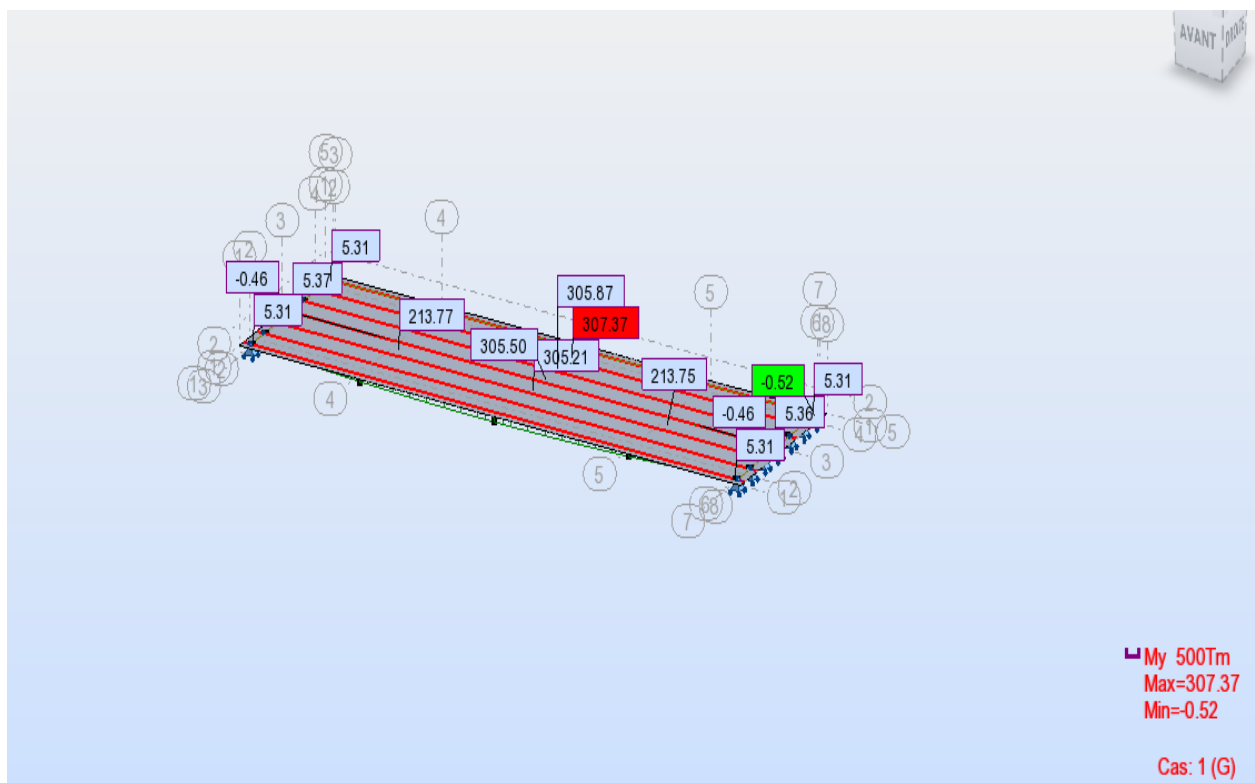


Figure V-7 : Valeur du moment fléchissant M_g

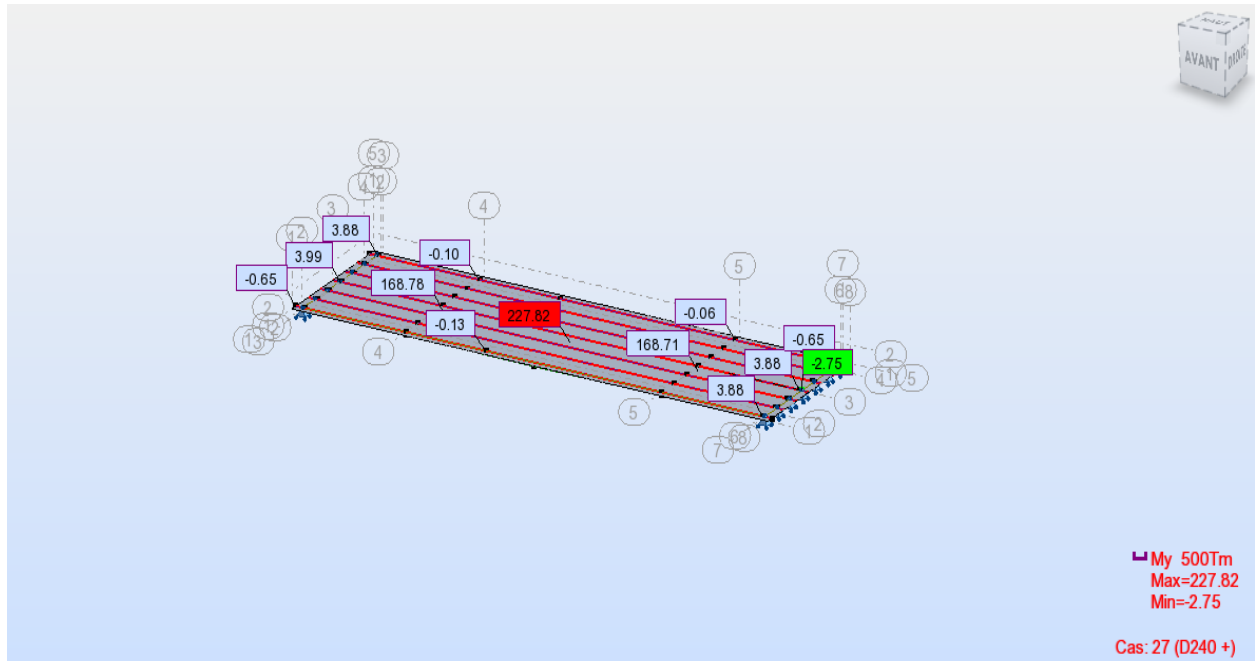


Figure V-8 : Valeur du moment fléchissant M_q

$I = 0.20 \text{ m}^4$ (voir le tableau V-2)

$B = 0.6295 \text{ m}^2$ (voir le tableau V-1)

• **Acier de précontrainte :**

6 câbles 12T15 $A_p = 1668 \text{ mm}^2$; $d_p = 147 \text{ cm}$

$\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$ $\Delta\sigma = 453.12 \text{ MPa}$

• **Acier passive :**

4HA12 FeE50 $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$; $d_s = 155 \text{ cm}$

$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$

On vérifie $\begin{cases} M^u \leq \overline{M^u} \\ N^u \leq \overline{N^u} \end{cases}$

2) **Equation d'équilibre :**

a) **Effort résistant :**

$$\overline{N^u} = N_{bc} - \Delta N_p - N_s$$

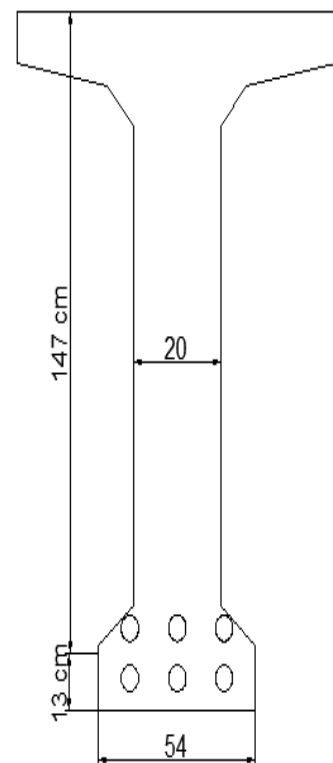


Figure V-9 : Position du câble moyen à la section médiane de la poutre

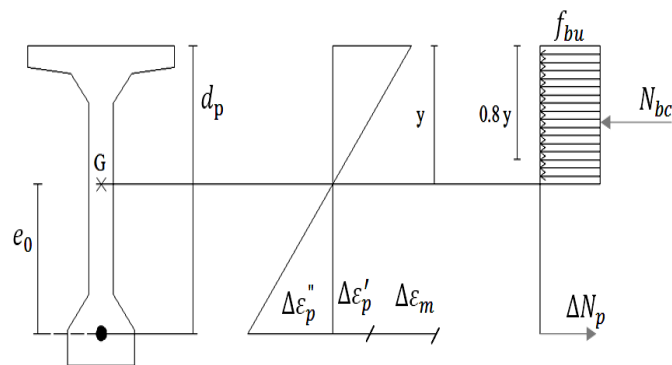


Figure V-10 : Diagramme des contraintes et déformations

Avec :

N_{bc} : Effort de compression dans béton, $N_{bc} = B_c f_{bu}$

ΔN_p : Surtension dans l'armature de précontrainte due à l'accroissement de déformation

$$\Delta \varepsilon_p'' + \Delta \varepsilon_p', \Delta N_p = A_p \Delta \sigma_p$$

$$\text{et } \Delta \sigma_p = \sigma_p(\varepsilon_{pm} + \Delta \varepsilon_p' + \Delta \varepsilon_p'') - \sigma_{pm}(\varepsilon_{pm})$$

N_s : Effort de traction dans l'acier passif, $N_s = A_s \sigma_s$ et $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

b) Moment résistant par rapport à l'armature de précontrainte :

$$\overline{M^u} = B_c f_{bu} (d_p - 0.4y) + A_s \sigma_s (d_s - d_p)$$

$(d_p - 0.4y)$: étant le bras de levier du moment de compression au point de passage des câbles.

3) Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} P_m + 1.35g + 1.5q \\ 1.35M_g + 1.5M_q \\ N^u = p_m \end{cases}$$

Avec :

$$p_m = A_p \sigma_{p_m} \text{ et } \sigma_{p_m} = \sigma_{p_0} - \Delta \sigma$$

$$\sigma_{p_m} = 1416 - 453.12 = 962.88 \text{ MPa}$$

$$p_m = 962.88 \times 1668 \times 6 = 9.64 \times 10^6 \text{ N} = 9.64 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} M^u = 1.35g + 1.5q = 756.68 \text{ t.m} = 7.56 \text{ MN.m} \\ N^u = p_m = 9.64 \text{ MN} \end{cases}$$

4) Calcul des déformations ϵ_{pm} , $\Delta\epsilon'_p$ et $\Delta\epsilon''_p$:

$$\checkmark \quad \epsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{962.88}{19 \times 10^4} = 5.07\%$$

$$\checkmark \quad \Delta\epsilon'_p = 6 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + \frac{P_m e_0}{I} e_0 + \frac{M_g}{I} e_0$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{9.64}{0.6295} + \frac{9.64 \times 0.7596}{0.20} 0.7596 - \frac{3.074}{0.20} 0.7596 = 31.45 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \Delta\epsilon'_p = 6 \times \frac{31.45}{19 \times 10^4} = 0.99 \%$$

$\checkmark \quad \Delta\epsilon''_p$ On choisit un diagramme de déformation dont ($\epsilon_{bc} = 3.5\%$ et $\epsilon_s = 10\%$)

$$\frac{\epsilon_{bc}}{y} = \frac{\Delta\epsilon''_p}{d_p - y} \dots \dots (*)$$

$$\frac{\epsilon_{bc}}{y} = \frac{\epsilon_s}{d_s - y} \rightarrow y = \frac{\epsilon_{bc} d_s}{\epsilon_s + \epsilon_{bc}} = \frac{3.5 \times 155}{10 + 3.5} = 40.19 \text{ cm}$$

$$(*) \rightarrow \Delta\epsilon''_p = \frac{\epsilon_{bc}(d_p - y)}{y} = \frac{3.5(147 - 40.19)}{40.19} = 9 \%$$

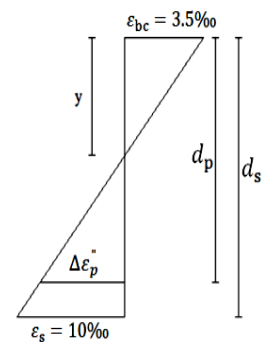


Figure V-11 : Diagramme limite de déformation

• Calcul de $\Delta\sigma_p$:

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p(\epsilon_{pm} + \Delta\epsilon'_p + \Delta\epsilon''_p) - \sigma_{pm}(\epsilon_{pm})$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p(5.07 + 0.99 + 9) - \sigma_p(5.07) = \sigma_p(15.06) - \sigma_p(5.07)$$

$$\sigma_p(5.07\%) < 0.9f_{peg} \rightarrow \sigma_p(5.07\%) = E_p \epsilon_{pm}$$

$$\sigma_p(5.07\%) = 19 \times 10^4 \times 5.07\% = 963.3 \text{ MPa}$$

$\sigma_p(15.06)$ est calculée a partir du diagramme de déformation de l'acier actif (figure V-12)

$$\sigma_p(15.06) = 1424.7 + \frac{1677.98 - 1424.7}{19.32 - 7.5} (15.06 - 7.5)$$

$$\sigma_p(15.06) = 1586.70 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 1586.70 - 963.3 = 623.40 \text{ MPa}$$

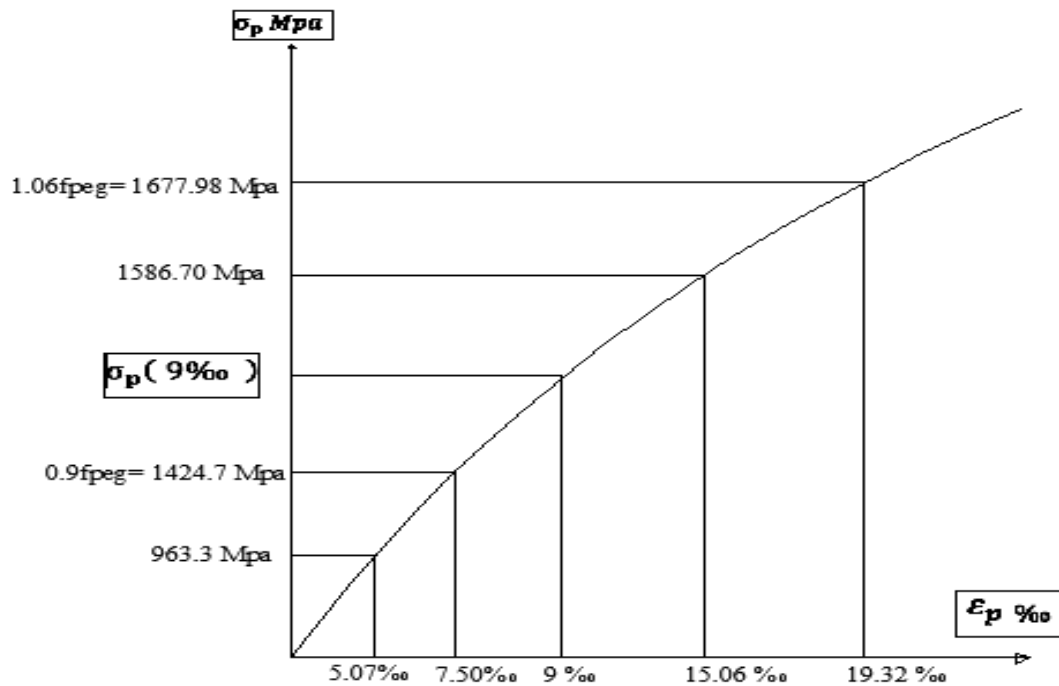


Figure V-12 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier actif

- La section du béton comprimé de hauteur 0.8y :

$$B_c = 0.2547 \text{ m}^2$$

5) Calcul de \bar{N}^u :

$$\bar{N}^u = B_c f_{bu} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s$$

$$\bar{N}^u = 0.2547 \times 19.83 - 1668 \times 10^{-6} \times 6 \times 623.40 - 435 \times 4.52 \times 10^{-4}$$

$$\bar{N}^u = -1.38 \text{ MN} < N^u \rightarrow \text{la partie comprimée est petite donc il faut augmenter la valeur de } y$$

$$\text{D'où : } \bar{N}^u = N^u$$

$$N^u = B_c f_{bu} - A_p \Delta\sigma_p - A_s \sigma_s = 9.64 \text{ MN}$$

$$\begin{aligned} \rightarrow B_c &\geq \frac{N^u + A_p \Delta\sigma_p + A_s \sigma_s}{f_{bu}} = \frac{9.64 + 1668 \times 10^{-6} \times 6 \times 623.40 + 435 \times 4.52 \times 10^{-4}}{19.83} \\ &= 0.8107 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\rightarrow B_c \geq 0.8107 \text{ m}^2 \rightarrow y = 1.55 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = \frac{d_s - y}{y} \varepsilon_{bc} = \frac{155 - 155}{155} \varepsilon_{bc} = 0 \rightarrow \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\overline{M^u} = B_c f_{bu} (d_p - 0.4y) + A_s \sigma_s (d_s - d_p)$$

$$\overline{M^u} = 0.8107 \times 19.83 \times (1.47 - 0.4 \times 1.55) + 4.52 \times 10^{-4} \times 435 \times (1.55 - 1.47)$$

$$\overline{M^u} = 13.68 \text{ MN.m}$$

$$M^u = 7.56 \text{ MN.m} < \overline{M^u} \text{ (La condition est vérifiée)}$$

Donc la section résiste à la flexion en L'ELU.

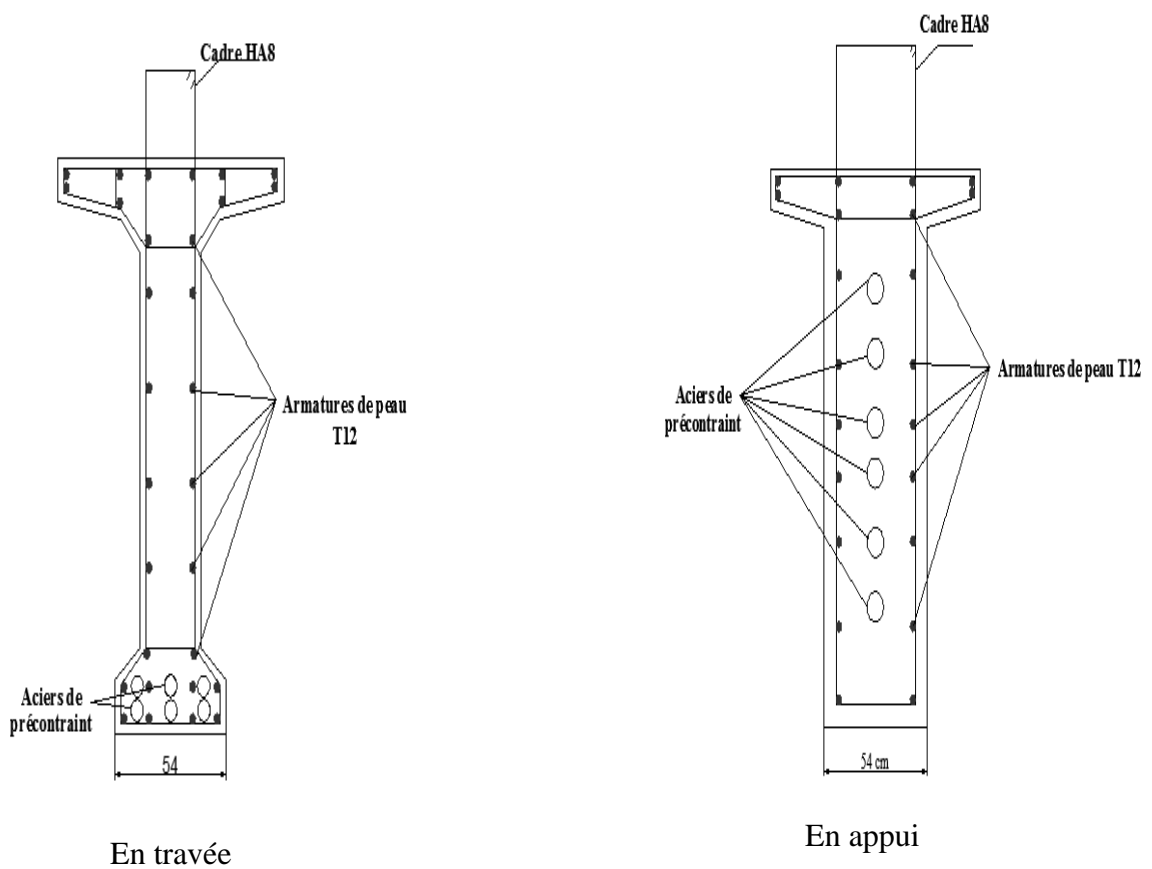


Figure V-13 : Ferrailage de la poutre

Chapitre VI

Etude de la dalle

VI.1 Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé avec une faible épaisseur par rapport à ses autres dimensions, qui est destinée à recevoir la couche de roulement(revêtement) et les surcharges et à transmettre ces dernières aux poutres. Comme elle joue le rôle d'entretoisement et assure la répartition transversale des efforts sur les poutres.

VI.2 Evaluation des sollicitations :

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé de 25 cm d'épaisseur, recouverte d'une couche de revêtement de 8cm ; reposant sur des poutres en béton précontrainte.Les valeurs des moments présentés dans la figure VI-6 sont obtenues par Autodesk Robot 2015, et on retient pour les calculs la valeur maximale qui est obtenue pour le système D₂₄₀.

On constate que l'effort tranchant le plus défavorable est donné par le système de chargement Bc . (figure VI-1) et (tableau VI-1)

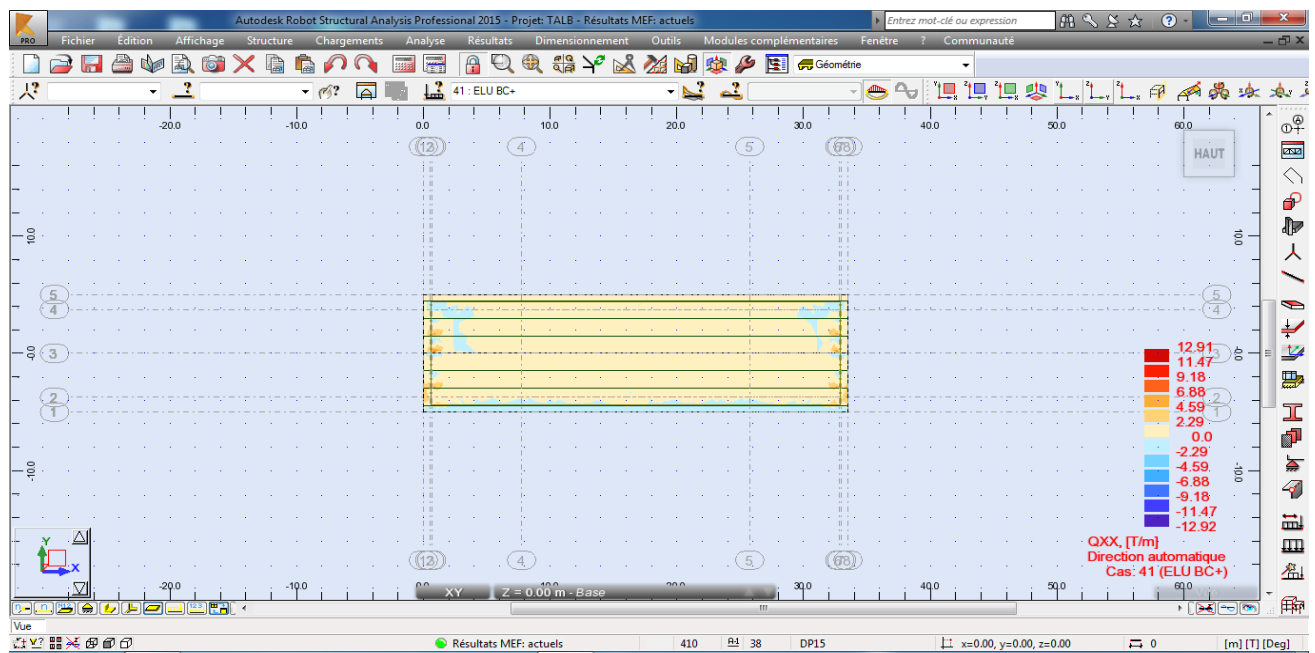


Figure VI-1 : Effort tranchant maximal

Tableau VI-1: Valeurs finales des efforts tranchants maximum

		Q'_y [t]	Q'_y [t]
BC ⁺	ELU	12.91	-12.92
	ELS	9.68	-9.68

VI.3 Vérification des contraintes tangentielles d'après le BAEL :

La formule à utiliser pour cette vérification est la suivante :

$$\tau_u = \frac{Q_y}{L_0 \times d} \leq \bar{\tau}$$

Avec:

$\bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}, 4 \text{ MPa})$ (Fissuration préjudiciable).

$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau} = \min(3.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 3.5 \text{ MPa}$.

Q_y : Valeur de l'effort tranchant à ELU : 12.91 t.

L_0 : La largeur de panneau de dalle, $L_0 = 100\text{cm}$.

d : Hauteur utile de la section $d = (25-5)=20\text{cm}$.

$$\tau_u = \frac{12.91}{1 \times 0.2} = 64,55 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} = 0.645 \text{ MPa} < 3.5 \text{ MPa} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

VI.4 Vérification au poinçonnement d'après le BAEL :

Sous l'action de forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par effort tranchant (figure VI-2) Cette vérification s'effectue comme suit :

$$Q_u = 0.045 \times u_c \times h \times f_{cj}$$

Avec :

h : L'épaisseur totale de la dalle (0.25m).

f_{cj} : La résistance du béton comprimé.

Q_u : La charge de calcul pondérée vis-à-vis de l'état limite ultime.

u_c : Le périmètre du contour de la charge appliquée en feuillet moyen.

$$u_c = 2 (u + v)$$

$$u = u_0 + 2 \times \frac{h}{2} = u_0 + h \text{ et } v = v_0 + 2 \times \frac{h}{2} = v_0 + h$$

$$u_c = 2 (u_0 + h + v_0 + h) = 2 (u_0 + v_0 + 2h)$$

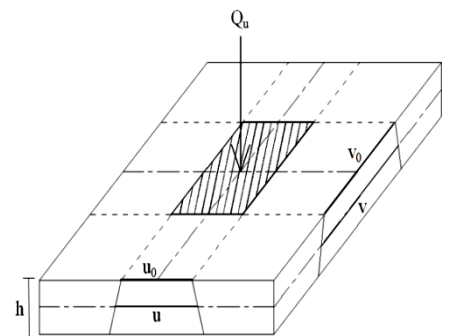


Figure VI-2 : Résistance de la dalle ou poinçonnement

• **Surcharge B_c :**

$$u = v = u_0 + 1.5 e_r + 2h$$

$$u_0 = v_0 = 0.25 \text{ m}$$

$$Q = 0.06 \text{ MN}$$

e_r: Épaisseur du revêtement peu rigide = 8cm

h: L'épaisseur totale de la dalle (0.25m)

$$D'où u = 0.25 + 0.5 + 1.5 \times 0.08 = 0.87 \text{ m}$$

$$0.045 \times u_c \times h \times f_{cj} = 0.045 \times 3.48 \times 0.25 \times 35 = 1.37 \text{ MN}$$

$$Q_u = 1.6 \times b_c \times \delta \times Q = 1.6 \times 1.1 \times 1.05 \times 0.06 = 0.111 \text{ MN}$$

$$Q_u = 0.111 \text{ MN} < 1.37 \text{ MN} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

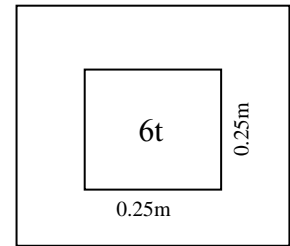


Figure VI-3 : Charge localisé de Bc

• **Surcharge B_t :**

$$u_0 = 0.25 \text{ m} \quad v_0 = 0.6 \text{ m}$$

$$u = u_0 + 1.5 e_r + 2h = 0.25 + 1.5 \times 0.08 + 0.5 = 0.87 \text{ m}$$

$$v = v_0 + 1.5 e_r + 2h = 0.6 + 1.5 \times 0.08 + 0.5 = 1.22 \text{ m}$$

$$u_c = 2(u + v) = 2(0.87 + 1.22) = 4.18 \text{ m}$$

$$Q_u = 1.6 \times 1.06 \times 8 \times 10^{-2} = 0.136 \text{ MPa}$$

$$0.045 \times 4.18 \times 0.25 \times 35 = 1.65 \text{ MN}$$

$$Q_u = 0.136 \text{ MPa} \leq 1.65 \text{ MN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

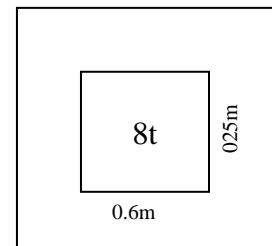


Figure VI-4 : Charge localisé de Bt

• **Surcharge B_r :**

$$u_0 = 0.3 \text{ m} \quad v_0 = 0.6 \text{ m}$$

$$v = v_0 + 1.5 e_r + h = 0.6 + 1.5 \times 0.08 + 0.5 = 1.22 \text{ m}$$

$$U_c = 2(u + v) = 2(0.92 + 1.22) = 4.28 \text{ m}$$

$$Q_u = 1.6 \times 1.06 \times 10 \times 10^{-2} = 0.17 \text{ MN}$$

$$0.045 \times 4.28 \times 35 \times 0.25 = 1.68 \text{ MN} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

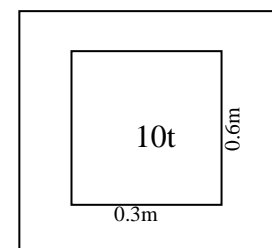


Figure VI-5 : Charge localisé de Br

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement sur la dalle dû aux les charges localisées.

VI.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait par mètre linéaire de l'hourdis dans le sens longitudinal et transversal. Les armatures seront vérifiées dans l'état de fissuration préjudiciable

- **Caractéristiques des matériaux :**

Béton :

$$f_{c28}=35 \text{ MPa} \quad f_{t28}=2.7 \text{ MPa}$$

c =c'= enrobage = 5 cm

d: hauteur utile d=25-5=20 cm

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 19.83 \text{ MPa}$$

Acier :

$$FeE500, \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3}f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) = 229 \text{ MPa}$$

VI.6 Vérification à L'ELU :

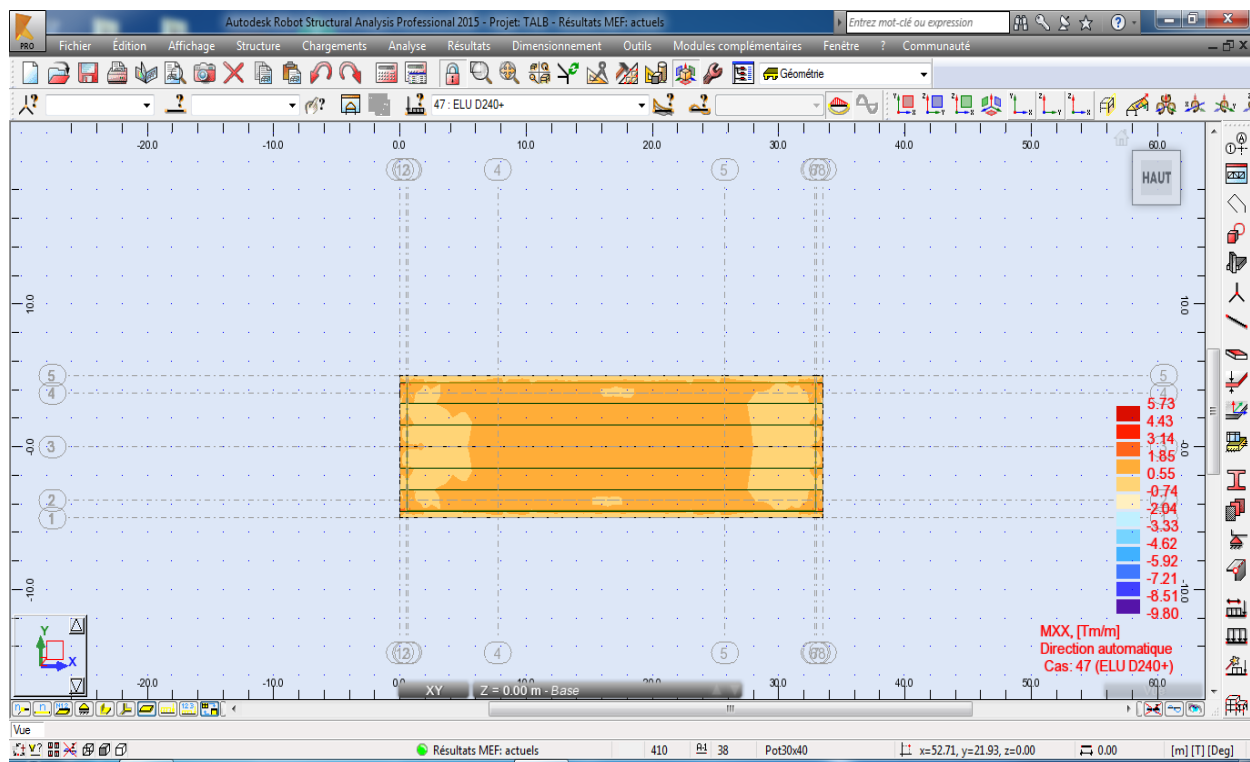


Figure VI-6 : moments max dans la dalle à l'ELU

A) En travée :

$$M_u = 9.80 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{9.80 \times 10^4}{100 \times 20^2 \times 19.83} = 0.123 \quad \mu_1 = 0.372$$

$\mu < \mu_1 \rightarrow A'_s = 0$ (les armatures de la zone comprimée ne sont pas nécessaire, elles sont des armatures de répartition)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.164$$

$$\alpha < 0.259 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \varepsilon_{st} = 10\%_{00} > \varepsilon_1 \rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.934$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{9.80 \times 10^4}{0.934 \times 20 \times 435} = 12.06 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage minimal d'après BAEL[3] : (Condition de non Fragilité) :**

$$A_s \geq \rho b h$$

Avec :

ρ : taux d'armatures minimales ($\rho = 0.06\%$ pour les aciers H.A FeE500)

$$A_s \geq 0.06\% \times 100 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée alors on choisit **7HA16**=14,07 cm² (St = 20 cm)

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t \leq \min\{1.5h, 20 \text{ cm}\} = \{37.5 \text{ cm}, 20 \text{ cm}\} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

B) En appui :

$$M_u = -5.73 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{5.73 \times 10^4}{100 \times 20^2 \times 19.83} = 0.072 \mu_1 = 0.372$$

$\mu < \mu_1 \rightarrow A'_s = 0$ (les armatures de la zone comprimée ne sont pas nécessaire sont des armatures de répartition).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.093$$

$$\alpha < 0.259 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \varepsilon_{st} = 10\%_{00} > \varepsilon_1 \rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.962$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{5,73 \times 10^4}{0.962 \times 20 \times 435} = 6.84 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage minimal d'après BAEL [3] : (Condition de non Fragilité) :

$$A_s \geq 0.06\% \times 100 \times 25 = 1,5 \text{ cm}^2$$

La condition de non Fragilité est vérifiée alors on choisit 3HA14 = 4.62 cm²/ml (st=90 cm/ml)

Pour respecter l'espacement on choisit 6HA14 = 9.23 cm² (S_t=20 cm)

VI.7 Vérification à L'ELS :

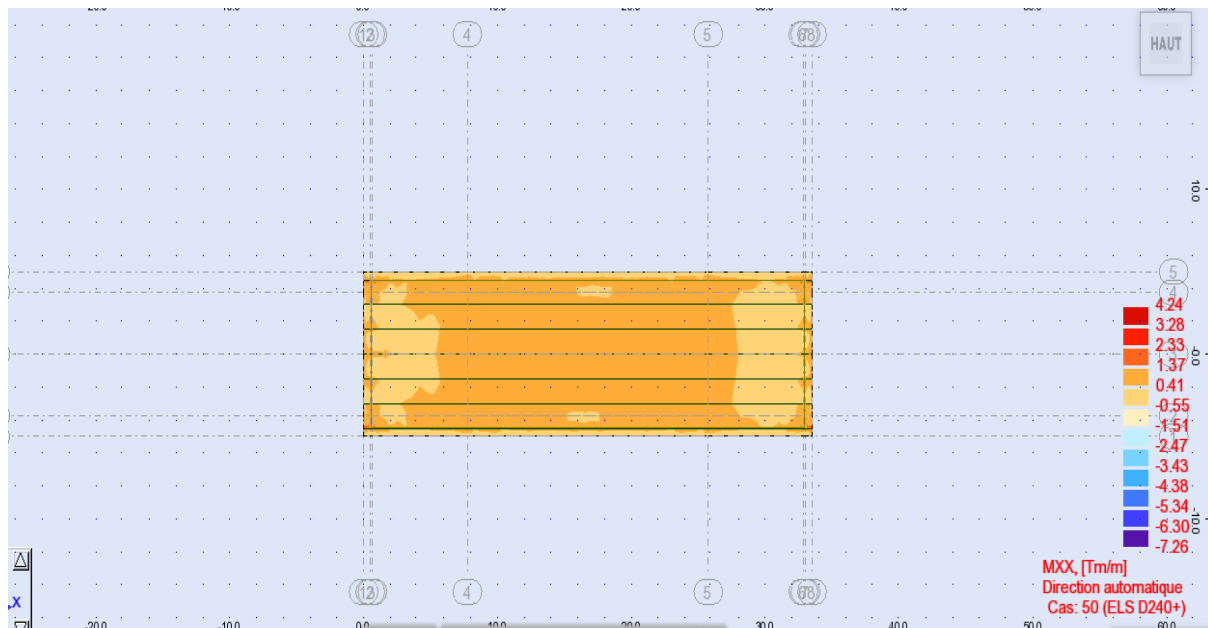


Figure VI-7 :moments max de la dalle à l'ELS

Nous devons vérifier que : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 229 \text{ MPa} \end{array} \right.$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} \text{ et } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K}$$

A) **En travée :**

$$M_{ser} = 7.26 \text{ t.m}$$

$$\rho = 100 \frac{A_s}{b d} = 100 \times \frac{14.07}{100 \times 20} = 0.703$$

D'après les Tableaux B. A. E. L 91 (Anexe5)

$$K = 25.98 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.878$$

$$\sigma_s = \frac{72600}{0.878 \times 20 \times 14,07} = 293.84 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s \text{ la condition n'est pas vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{293.84}{25.98} = 11.31 \text{ MPa} < 21 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées, donc on prend le calcul de la section des armatures A_s en ELS.

$$\overline{K}_1 = \frac{\overline{\sigma}_s}{15\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{229}{15 \times 21} = 0.726$$

$$\overline{\alpha}_1 = \frac{1}{1 + \overline{K}_1} = 0.57$$

$$\mu_{rb} = \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3}\right) \frac{\overline{\alpha}_1}{2} = \left(1 - \frac{0.57}{3}\right) \frac{0.57}{2} = 0.230$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{bc} = 0.230 \times 100 \times 20^2 \times 21 = 193200 \text{ N.m}$$

$$M_s = 72600 \text{ N.m} < M_{rb} \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_s} = \frac{72600}{100 \times 20^2 \times 229} = 0.007 \rightarrow \beta_1 = 0.865$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 d \overline{\sigma}_s} = \frac{72600}{0.865 \times 20 \times 229} = 18.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Pour vérifier l'espacement on choisit **6HA20** = 18,85 cm² S_t = 15 cm

$$\sigma_s = \frac{72600}{0.865 \times 20 \times 18.85} = 222.62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s \text{ la condition est vérifiée}$$

B) En appui :

$$M_{ser} = -4.24 \text{ t.m}$$

$$\rho_1 = 100 \frac{A_s}{b d} = 100 \times \frac{9,23}{100 \times 20} = 0.461 \rightarrow K = 33.54 \rightarrow \beta_1 = 0.897$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 d A_s} = \frac{42400}{0.897 \times 20 \times 9,23} = 256.05 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s \quad \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{226.01}{33.54} = 6,73 < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées, donc il faut on augmente la section des armatures A_s

$$A_s \geq \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \beta_1 d} = \frac{42400}{229 \times 0.897 \times 20} = 10.32 \text{ cm}^2 \text{ On choisit } \mathbf{6HA16} = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{42400}{12.06 \times 0.897 \times 20} = 195.97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 229 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

Donc les contraintes à ELS sont vérifiées c'est-à-dire les armatures à ELU sont suffisants.

• **Ferraillage final**

Dans le sens y:

En travée $A_{sy} = 6HA20 = 18.85 \text{ cm}^2$

En appui $A_{sy} = 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$

Dans le sens x:

En travée $A_{sx} = \frac{A_{sy}}{4} = \frac{18,85}{4} = 4,71 \text{ cm}^2$ soit **6HA12** = 6.79 cm²

En appui $A_{sx} = \frac{A_{sy}}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,01 \text{ cm}^2$ soit **6HA12** = 6.79 cm²

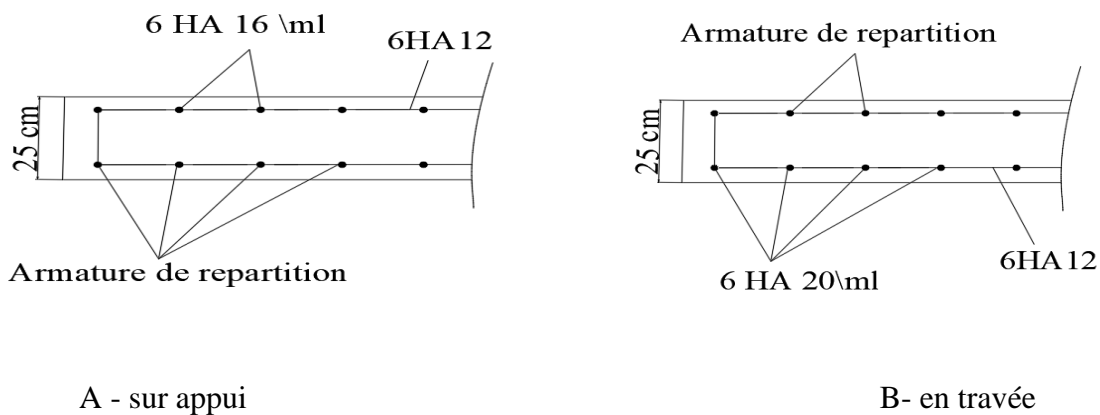


Figure VI-8 : Ferraillage de la dalle

VI.8 Vérification de la flèche :

On s'intéresse dans cette partie à l'Etat limite de service. On cherche à vérifier que la flèche de service reste inférieure aux flèches admissibles déterminées pour que l'usage de la structure se fasse dans des bonnes conditions. La flèche est limitée à :

$$f_{adm} = 0.005 + \frac{L}{500} \text{ et } L \text{ est exprimé en mètres}$$

$$f_{adm} = 0.005 + \frac{33,5}{500} = 0.072$$

Pour le calcul de flèche on adoptera l'expression suivante :

$$f = \frac{M \times L^2}{10 \times E \times I}$$

Avec:

$$M=7,26 \text{ t.m}$$

L: la portée de la dalle, L=33,5m

$$I: \text{ Moment d'inertie } I; I = \frac{2,40 \times 0,25^3}{12} = 3,125 \times 10^{-3} m^4$$

Module de déformation longitudinal du béton, $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$

$$E = 11000 \times \sqrt[3]{35} = 35981,729 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{7,26 \times 33,5^2 \times 10^{-2}}{10 \times 35981,729 \times 3,125 \times 10^{-3}} = 0,072 \text{ m} \leq f_{adm} \rightarrow \text{La flèche est vérifiée}$$

VI.9 Etude de prédalle :

Le rôle essentielle de la prédalle est de servir comme un coffrage perdu de la dalle, de plus elle permet aux ouvriers de circuler plus facilement pendant la mise en œuvre de la dalle (Figure VI-9).

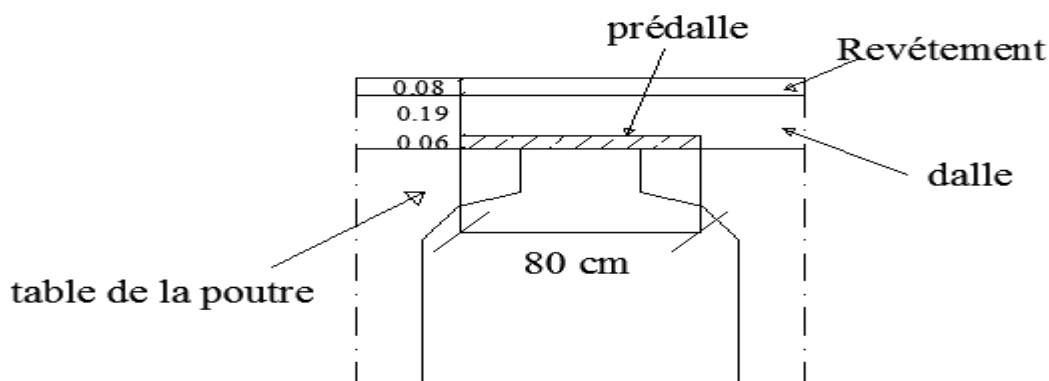


Figure VI-9 : Coupe transversale du tablier

VI.9.1 Charge et surcharge revenant à la prédalle :

- Poids propre du revêtement: $G_{rev} = 2,2 \times 0,08 = 0,176 \text{ t/m}^2$
- Poids de la dalle : $G_{dal} = 2,5 \times 0,19 = 0,475 \text{ t/m}^2$
- Poids propre de prédalle: $G_{pré} = 2,5 \times 0,06 = 0,15 \text{ t/m}^2$
- Poids total $G = \sum G_i = 0,801 \text{ t/m}^2$
- surcharge des ouvriers $Q = 0,150 \text{ t/m}^2$

Les prédalles utilisées ont des largeurs de 0.80 m et des longueurs comprises entre 2 et 3 m.

La prédalle est appuyée sur deux cotés seulement, donc elle travaille uniquement dans le sens de largeur du pont. On peut assimiler la prédalle comme une poutre de longueur $L_x = 0.80$ m sur deux appuis simples soumise à une charge uniformément répartie (Figure VI-10).

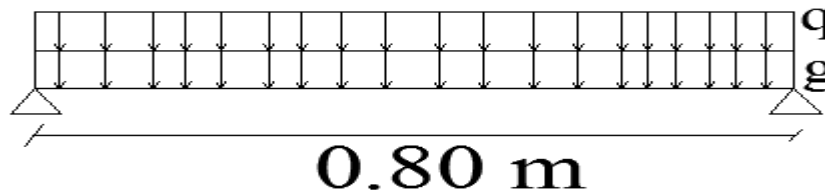


Figure VI-10 : Charge et surcharge revenant à la prédalle

$$g = G \times b \text{ et } q = Q \times b \text{ avec } b = 1 \text{ m}$$

$$g = 0.801 \times 1 = 0.801 \text{ t/m} \quad ; \quad q = 0.150 \times 1 = 0.150 \text{ t/m}$$

La sollicitation du 1^e genre: $P = g + 1.2q = 0.981 \text{ t/m}$

$$M_{\max} = \frac{P L^2}{8} = \frac{0.981 \times 0.8^2}{8} = 0.078 \text{ t.m} = 780 \text{ N.m}$$

VI.9.2 Ferrailage de prédalle :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2.22 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bu} = 15.3 \text{ MPa} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm} \rightarrow d = 4 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{780}{100 \times 4^2 \times 15.3} = 0.031 \quad ; \quad \mu_1 = 0.392$$

$$\mu < \mu_1 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0.039 \rightarrow \beta = 0.984 \quad ; \quad \alpha < 0.259 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \epsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\epsilon_{st} < \epsilon_l \rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{780}{0.984 \times 4 \times 435} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal d'après BAEL[3] : (Condition de non Fragilité) $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 4 \times 2.22}{500} = 0.40 \text{ cm}^2$$

La condition de non Fragilité est vérifiée alors on choisit **6Ø6/ml** = 1.70 cm²/ml $S_t = 20 \text{ cm}$

VI.9.3 Vérification des contraintes à L'ELS:

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.70}{100 \times 4} = 0.425$$

D'après les Tableaux B. A. E. L 91 (Anexe5) :

K=35 et $\beta_1 = 0.900$

$\bar{\sigma}_s = 207 \text{ MPa}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{A_s \beta_1 d} = \frac{780}{1.7 \times 0.900 \times 4} = 127.45 < \bar{\sigma}_s = 207 \text{ MPa}$$

La Condition est vérifiée

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\beta_1 d \bar{\sigma}_s} = \frac{780}{0.900 \times 4 \times 207} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min}$, alors on choisit **9Ø6**=2.55 cm²

➤ **Ferraillage final :**

Dans le sens $L_x A_x = 9Ø6 = 2.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Dans le sens $L_y A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{2.55}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$ on choisit $A_y = 4Ø6/\text{ml} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

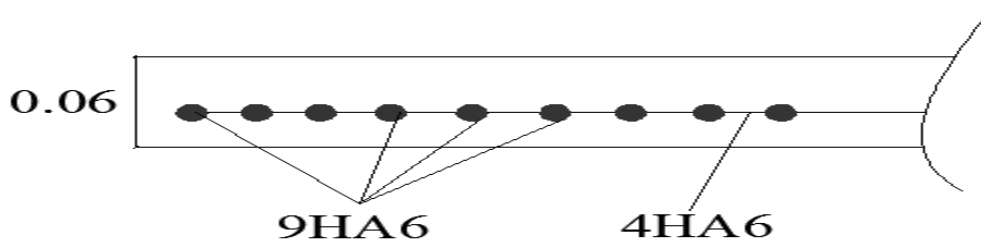


Figure VI-11 : Ferraillage de la prédalle selon Lx

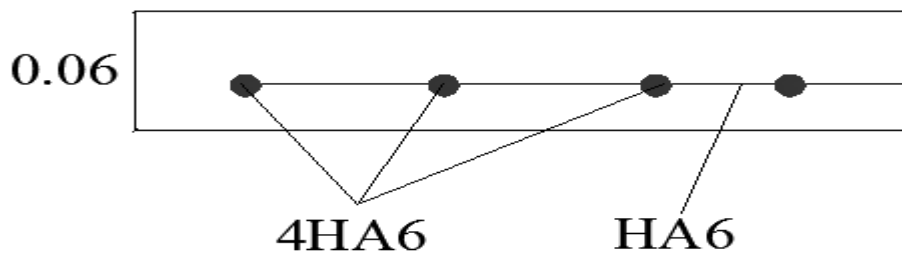


Figure VI-12 : Ferraillage de la prédalle selon Ly

Chapitre VII

Entretoise d'about

VII.1 Introduction :

Les entretoises sont des pièces perpendiculaires aux poutres qu'elles relient entre elles. Elles sont utilisées pour permettre de relever le pont à l'aide des vérins pour un éventuel changement des appareils d'appuis. En outre, elles assurent le contreventement transversal de l'ouvrage et solidarisent les poutres entre elles en répartissant les charges.

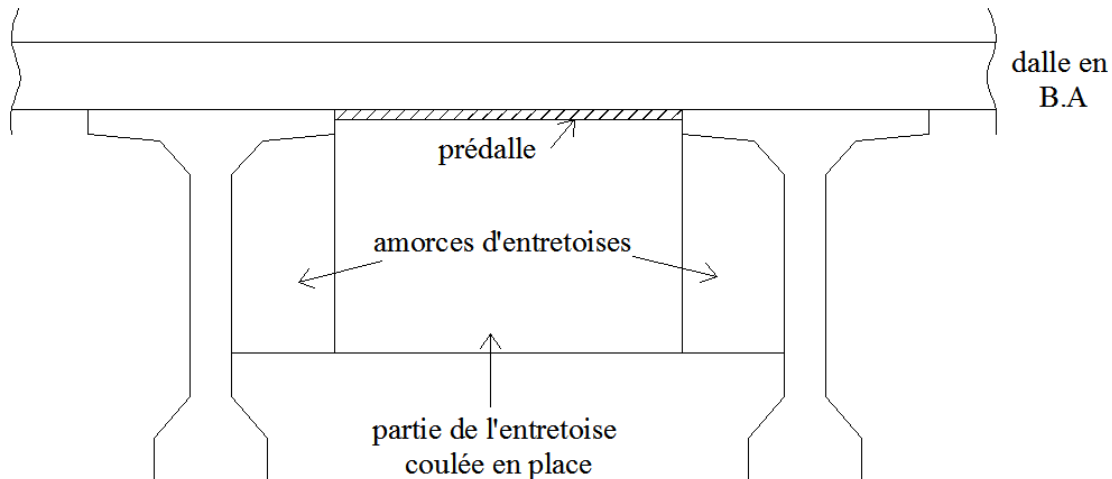


Figure VII-1: Entretoise d'about

VII.2 Calcul de l'entretoise :

Le calcul de l'entretoise d'about sera fait par modélisation sur le logiciel de calcul Robot V2015. On a prévu l'existence de 4 vérins disposés de part et d'autre des poutres capables de soulever le tablier. On peut signaler l'existence de deux positions différentes des vérins le long de l'entretoise, ce qui nécessite de calculer les efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants) pour les deux schémas statiques (figures VII-2 et VII-3). L'entretoise se comporte donc comme une poutre reposant sur 4 appuis (vérins) et soumise à des charges ponctuelles (action des poutres sur l'entretoise).

Avec :

$$P = \frac{G}{2N}$$

G: Poids total de tablier (voir chapitre IV), $G = 752.64 \text{ t}$

N : Nombre des poutres, $N = 7$

$$P = \frac{752.64}{2 \times 7} = 53,76 \text{ t} = 537.6 \text{ kN}$$

Aux états limites de service $P_s = 537.6 \text{ KN}$

Aux états limites ultime $P_u = 1.35 P_s = 725.76 \text{ KN}$

Distance entre axe des poutres, $b_0 = 1.50 \text{ m}$



Figure VII-2 : diagramme du moment à l'ELS dans l'entretoise (disposition 1)

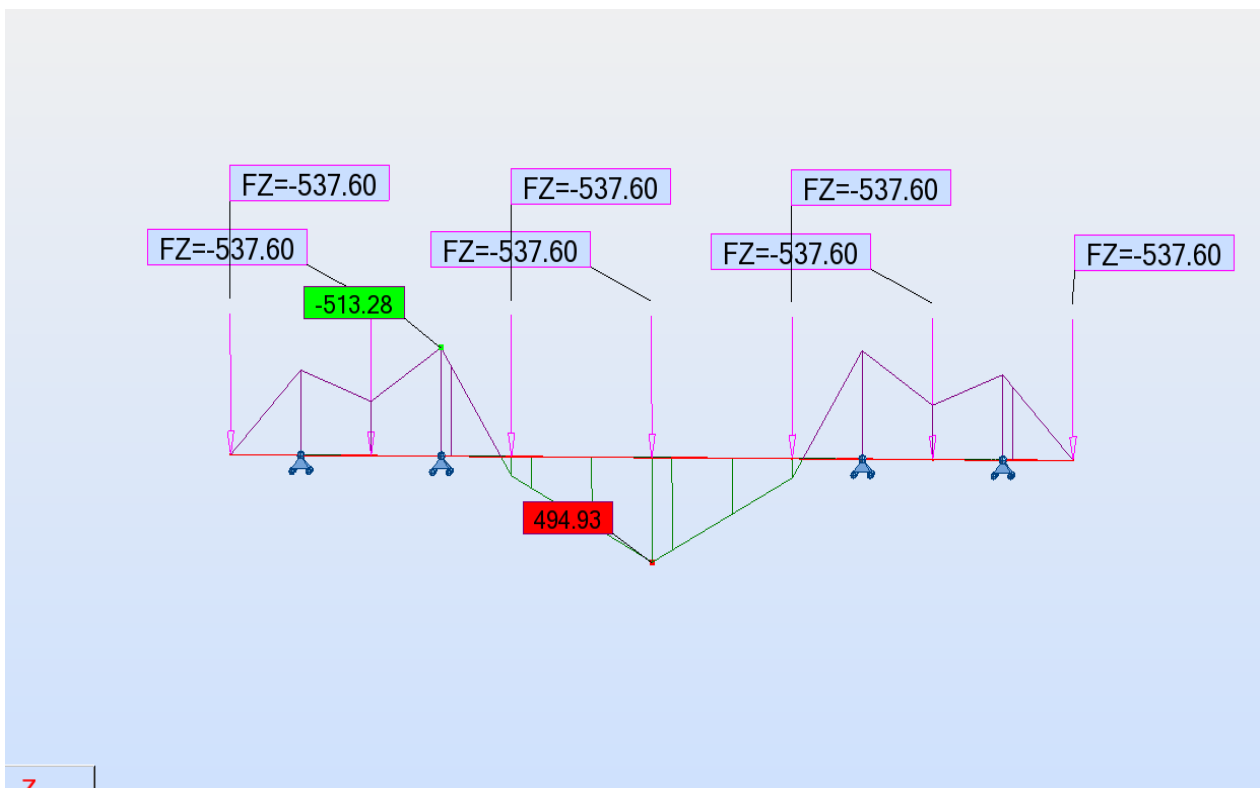


Figure VII-3 : diagramme du moment à l'ELS dans l'entretoise (disposition 2)

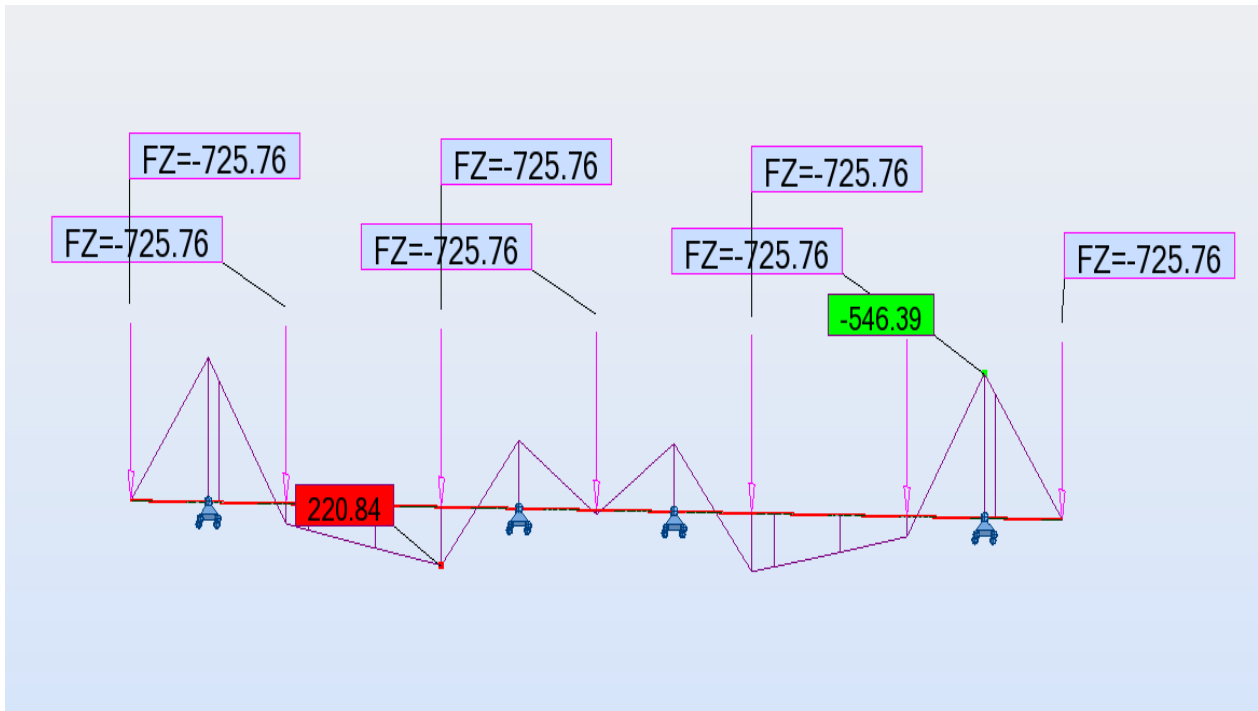


Figure VII-4 : diagramme du moment à l'ELU dans l'entretoise (disposition 1)

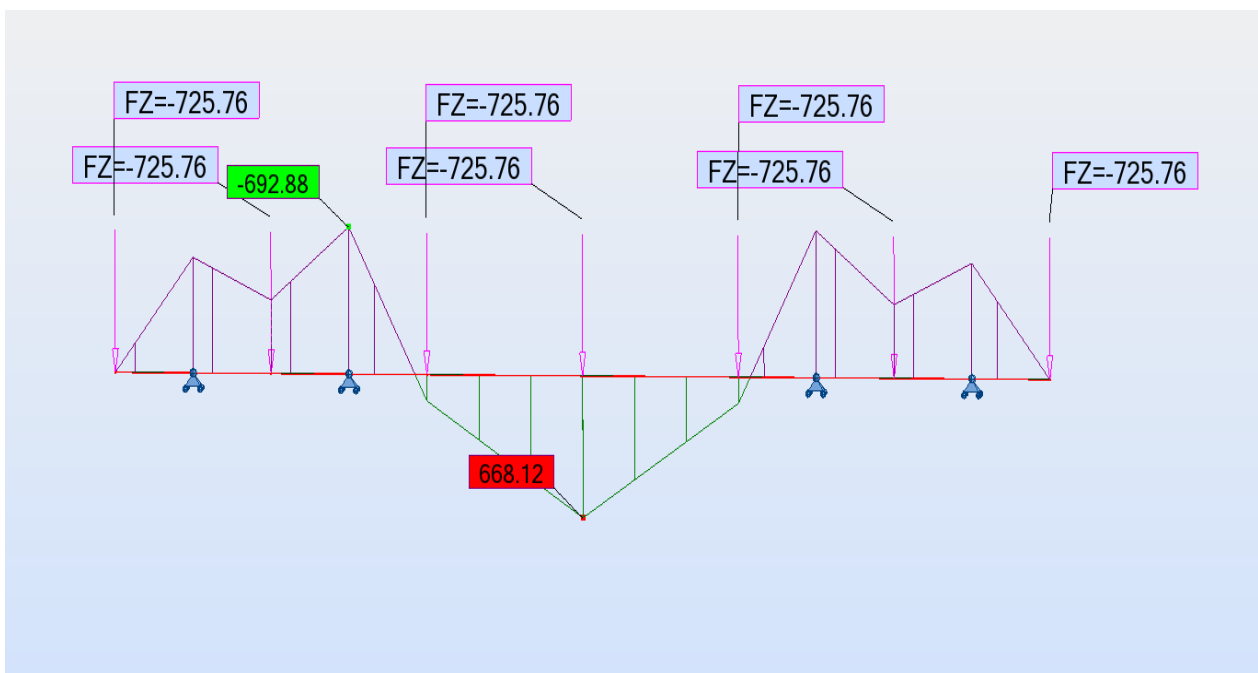


Figure VII-5 : diagramme du moment à l'ELU dans l'entretoise (disposition 2)

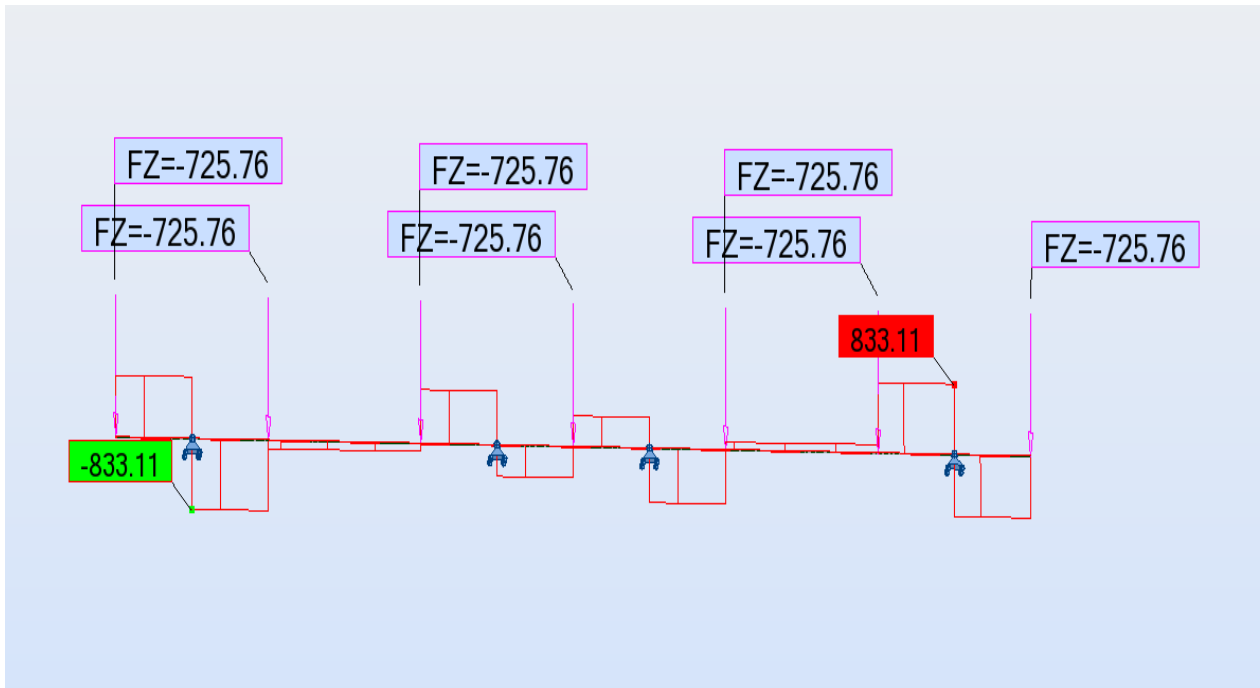


Figure VII-6 : diagramme De l'effort tranchant à l'ELU dans l'entretroise (disposition 1)

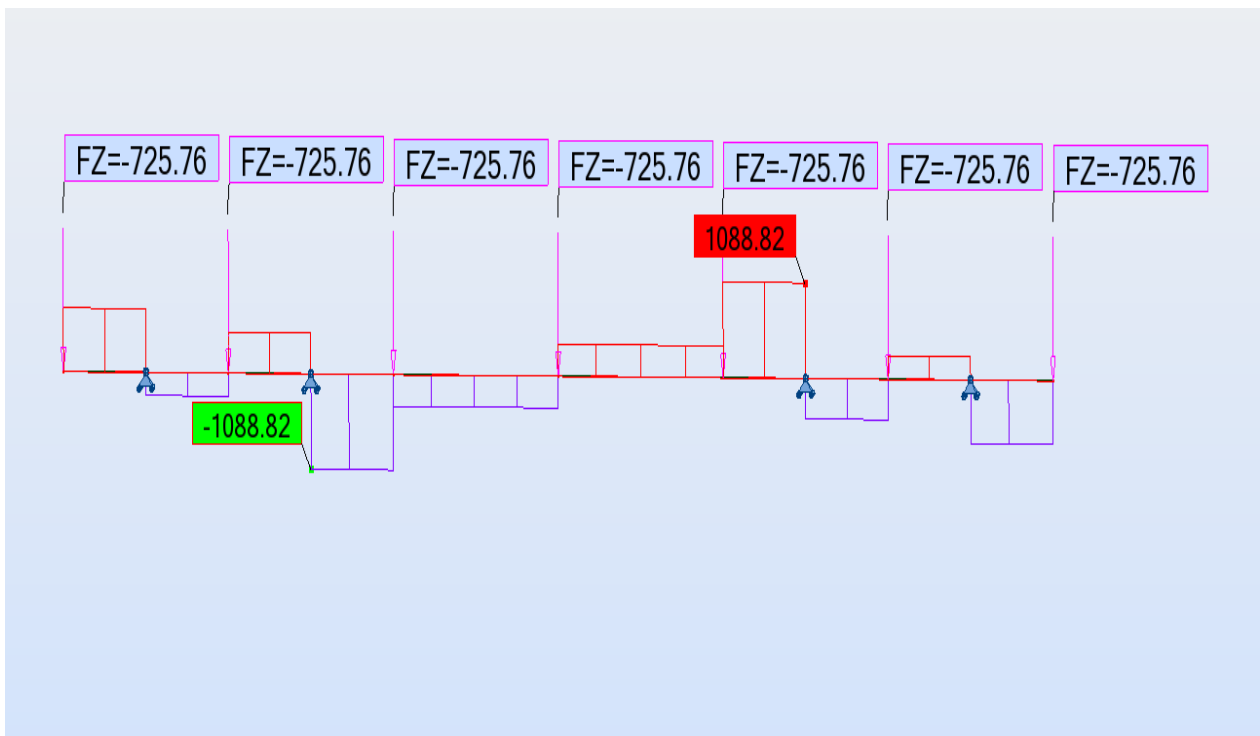


Figure VII-7 : diagramme De l'effort tranchant à l'ELU dans l'entretroise (disposition 2)

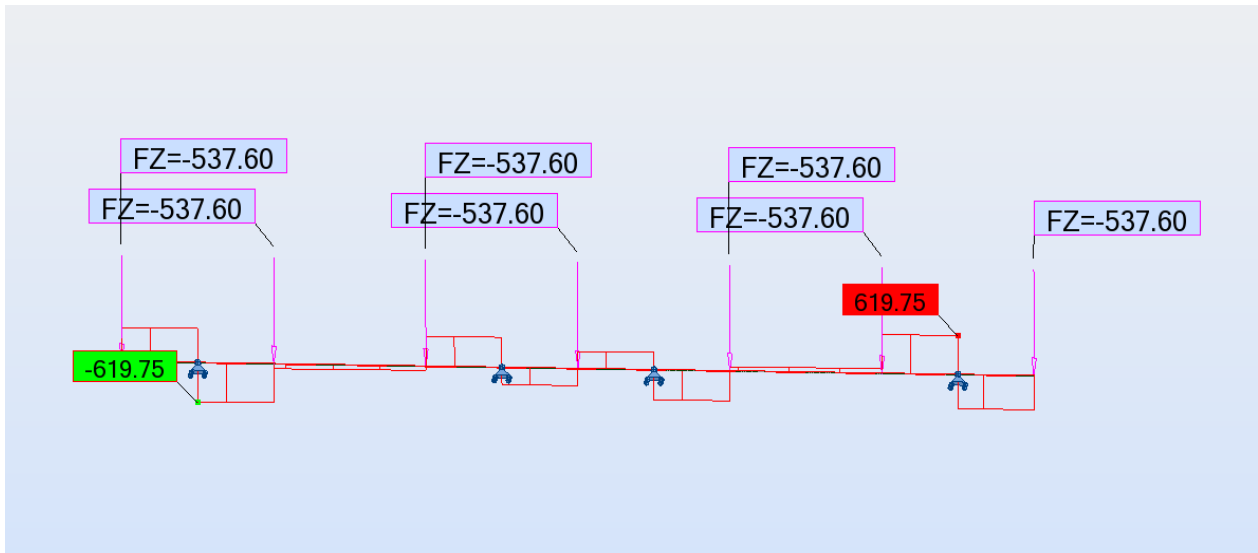


Figure VII-8 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (disposition1)

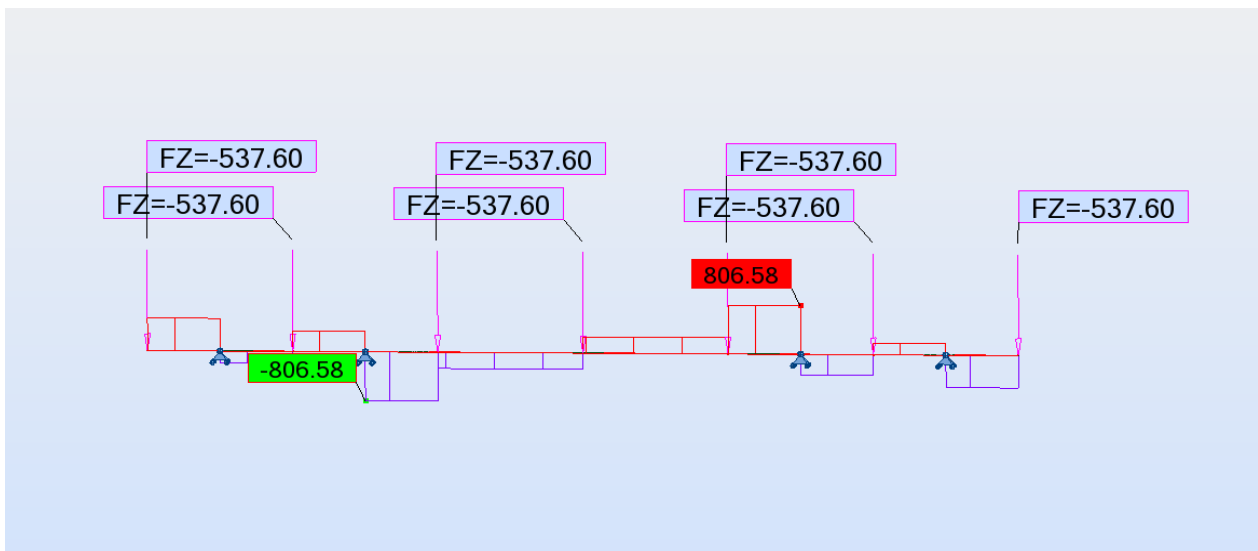


Figure VII-9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (disposition2)

D'après les résultats de calcul obtenus par le logiciel Robot V2015, on peut constater que la position optimale des vérins (moments les plus faibles sur appuis et en travées pour les deux états limites) correspond à la disposition 1.

Tableau VII-1 : Récapitulation des efforts maximum :

	Moment [KN.m]		Effort tranchant [KN]	
	Travée	Appui	Travée	Appui
ELS	164.14	-405.27	/	619.75
ELU	220.84	-546.39	/	833.11

VII.3 Ferrailage de l'entretoise :

Les données :

Béton : $h=100$ cm, $b=30$ cm, $d=95$ cm, $f_{c28} = 35$ MPa , $f_{bu} = 19.83$ MPa

Acier : FeE50, $f_e = 500$ MPa

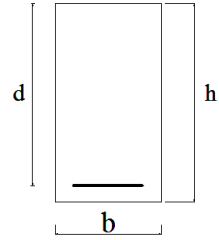


Figure VII-10 : Section typique d'entretoise

A) Armatures longitudinale :

1) En travée :

$$M_u = 220840 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{220840}{30 \times 95^2 \times 19.83} = 0,041 \quad \mu_1 = 0.392$$

$\mu < \mu_1 \rightarrow A'_s = 0$ (les armatures de la zone comprimée ne sont pas nécessaire sont des armatures de répartition)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

$$\alpha=0.052 \rightarrow \beta=0.979 \quad \alpha < 0.259 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \epsilon_{st} = 10\text{‰} > \epsilon_1 \rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{220840}{0.979 \times 95 \times 435} = 5.45 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage minimal d'après BAEL :** (Condition de non Fragilité) $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 95 \times 2.7}{500} = 3.53 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée $A_s \geq A_{min}$ alors on choisit **4HA20** = 8,04 cm²

2) En appui :

$$M_u = -546390 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{546390}{30 \times 95^2 \times 19.83} = 0.010 \quad \mu_1 = 0.392$$

$\mu < \mu_1 \rightarrow A'_s = 0$ (les armatures de la zone comprimée ne sont pas nécessaire sont des armatures de répartition)

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.012$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

$$\alpha=0.012 \rightarrow \beta=0.995 \quad \alpha < 0.259 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \epsilon_{st} = 10\text{‰} > \epsilon_1 \rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{546390}{0.995 \times 95 \times 435} = 13.28 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.63 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée $A_s \geq A_{\min}$ alors on choisit **5HA20** = 15.71 cm²

B) Armatures transversales :

Effort tranchant :

$$T_u = 833110 \text{ KN}$$

✚ Vérification au cisaillement :

$$\tau^u \leq \bar{\tau} \text{ avec } \tau^u = \frac{T_u}{b \cdot d} \text{ et } b = 300 \text{ mm, } d = 950 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau} = \min \{0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}\} = 3.5 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$T_u = 833110 \text{ N} \rightarrow \tau^u = \frac{833110}{300 \times 950} = 2.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}$$

Le cisaillement est vérifié donc pas de vérification du béton. Les armatures sont posées droit.

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{1000}{35}, 14, \frac{300}{10} \right\} \leq 14 \text{ mm on prend } \phi 10$$

$$A_t = 4\phi 10 \text{ (1cadre + 1étrie)} \rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0.9d, 40 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b \times \max(\tau^u, 0.4\text{MPa})} = 17.92 \text{ cm} \\ \frac{0.8 A_t f_e}{b \times (\tau^u - 0.3 k' \cdot f_{t28})} = 19.84 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{On prendra } S_t = 17 \text{ cm}$$

k' : Dans le cas de reprise de bétonnage (k'=1) c'est notre cas.

✚ Vérification à L'ELS :

$$\bar{\sigma}_s = 229 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

1) **En travée:**

$$M_s = 164140 \text{ N.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 8,04}{30 \times 95} = 0.282$$

D'après les Tableaux B. A. E. L 91 (Anexe5)

$$K_1 = 44.52 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.916$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} = \frac{164140}{0.916 \times 8,04 \times 95} = 234.60 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 229 \text{ MPa}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées, donc il faut on augmente la section des armatures A_s

$$A_s \geq \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \beta_1 d} = \frac{164140}{229 \times 0.916 \times 95} = 8.23 \text{ cm}^2 \text{ On choisit } \mathbf{6HA14} = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{164140}{9.23 \times 0.916 \times 95} = 204.35 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 229 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{204.35}{44.52} = 4.59 < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

2) **En appui :**

$$M_s = -405270 \text{ N.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 15.71}{30 \times 95} = 0.551$$

D'après les Tableaux B. A. E. L 91 (Anexe5)

$$K_1 = 31.30 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.892$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} = \frac{405270}{15.71 \times 0.892 \times 95} = 304.42 > \overline{\sigma}_s = 229 \text{ MPa}$$

Les contraintes ne sont pas vérifiées, donc il faut on augmente la section des armatures A_s

$$A_s \geq \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \beta_1 d} = \frac{405270}{229 \times 0.892 \times 95} = 20.88 \text{ cm}^2 \text{ On choisit } \mathbf{5HA25} = 24.54 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{405270}{24.54 \times 0.892 \times 95} = 194.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 229 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{194.88}{31.30} = 6.22 < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

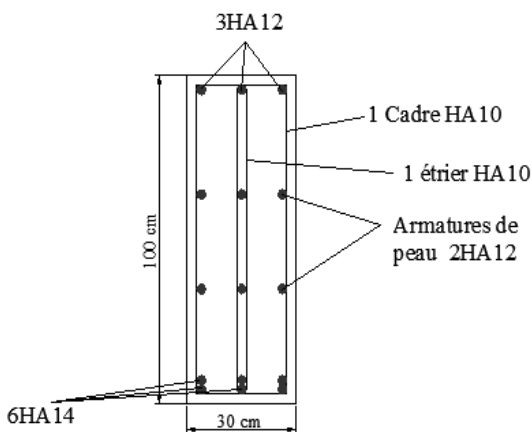


Figure VII-11 : Section d'entretoise en travée

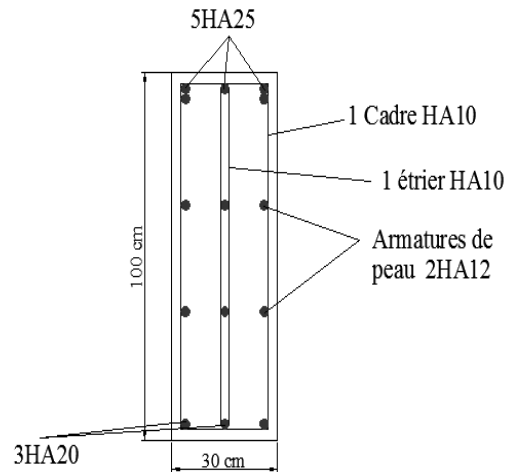


Figure VII-12 : Section d'entretoise en appui

Chapitre VIII

Equipements

VIII.1 Appareil d'appui :

VIII.1.1 Définition :

Les appareils d'appui assurent la liaison entre la structure et ses appuis, ils sont destinés à transmettre les charges normales à leur plan et à absorber par rotation et distorsion les déformations de la structure. Dans notre cas on a pris des appareils d'appui en élastomère fretté.

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhérisation) pendant la vulcanisation.

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont définies dans la Figure VIII-1[1]

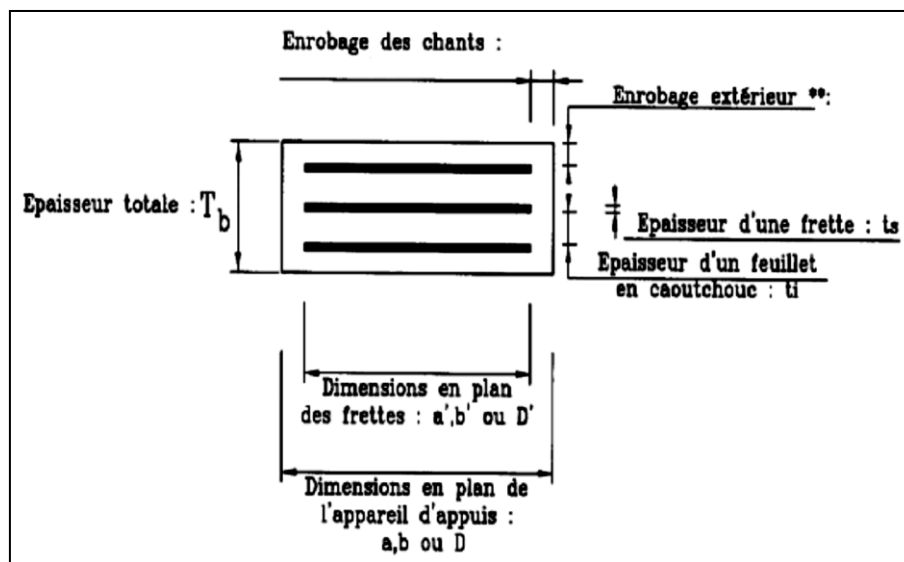


Figure VIII-1 : détails d'appareil d'appui

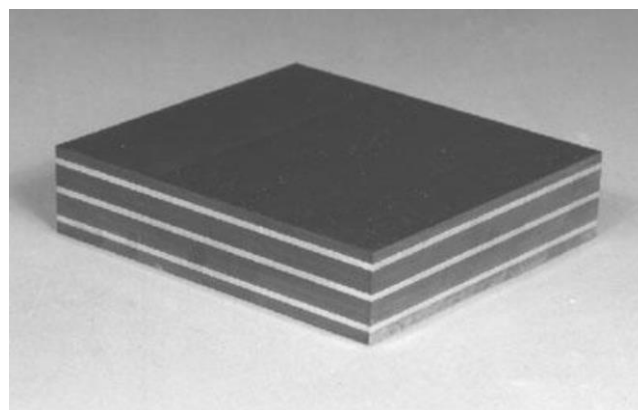


Figure VIII-2 : constitution type d'un appareil d'appui en élastomère fretté

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre
- Facilité de réglage et de contrôle
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.
- Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure. [6]

VIII.1.2 Dimension de l'appareil d'appui :

$$\sigma_m = \frac{R_{max}}{a \times b} \leq 30 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5}$$

Avec :

σ_m : Contrainte de compression appliquée sur l'appareil d'appui.

R_{max} : Étant l'effort maximum du à (G+D240) où $R_{max} = 115.35$ t (Voir tableau IV-9)

a : Côté parallèle à l'axe transversal du pont.

b : Côté perpendiculaire à l'axe transversal du pont.

$30 \frac{kg}{cm^2}$: Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui en élastomère selon SETRA [5].

T_b : Epaisseur total de l'appareil d'appui

• **Applications des calculs :**

$$\frac{R_{max}}{a \times b} \leq 30 \frac{kg}{cm^2} \Rightarrow a \times b \geq \frac{115.35 \times 10^3}{30} \Rightarrow a \times b \geq 3845 \text{ cm}^2$$

Alors on choisit des appareils d'appuis avec une dimension de (650×650) mm²

$$L'epaisseur : \frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 5 \text{ cm} \leq T_b \leq 10 \text{ cm} .$$

Donc l'épaisseur convenable qu'on choisit est : $T_b = 6$ cm.

VIII.2 Joint de chaussée :

VIII.2.1 Définition :

Les tabliers des ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues au retrait et à la variation de température. Pour éviter les efforts parasites susceptibles d'être engendrés par ces variations, il convient de rendre le tablier librement dilatable par la mise en place des joints de chaussées qui assurent un confort pour l'usager, en maintenant la continuité de roulement, tout en permettant une liberté de mouvement du tablier.[1]

VIII.2.2 Choix du type de joint :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur des conditions que doit remplir ce joint.

Ces conditions sont les suivantes :

- Assurer la liberté de mouvement du pont ;
- Donner une continuité de la surface de roulement ;
- Ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

Pour notre pont de 1 ère classe, on adopte un joint de chaussée mécaniques à un souffle moyen de 120 mm de type **GPE 120**. [1]

Ce type de joint est utilisé dans les ouvrages supportant tout type de trafic selon le guide technique « Conception et dimensionnement des structures de chaussée » du SETRA/LCPC. [5]

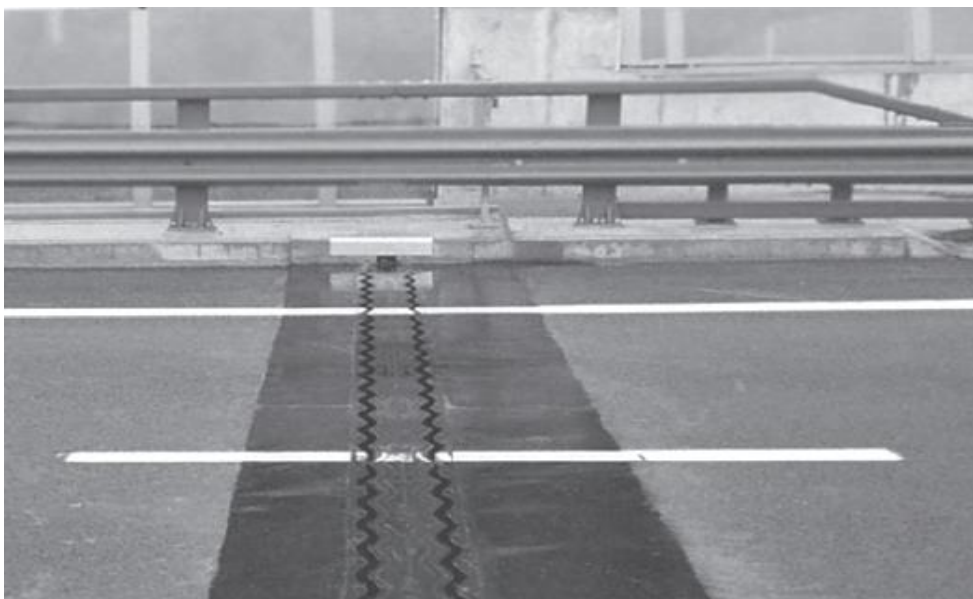


Figure VIII-3 : Joint de chaussée

Conclusion

L'étude d'un projet de pont en béton précontraint est considérée comme une nouvelle expérience pour nous dans notre cycle de formation de master en travaux publics. La réalisation de ce travail a été une opportunité pour nous pour mettre en évidence nos connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

A l'issue de ce travail, un certain nombre de connaissances et d'informations dans le domaine de génie civil et de travaux publics ont été acquises et approfondies, et on peut citer entre autres les points suivants :

- Maîtrise du logiciel de calcul ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2015
- Modélisation numérique du tablier du pont sur Robot et détermination de la répartition transversale et longitudinale des charges et surcharges mobiles sur les poutres principales et sur la dalle.
- Etude de la précontrainte, tracé des câbles et ferraillements des poutres principales.
- Ferraillement de la dalle et pré-dalle.
- Dimensionnement et vérification de l'entretoise d'about.
- Dimensionnement des appareils d'appuis

En général, l'étude d'un pont met en évidence la maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, les procédés de la précontrainte ainsi que le calcul numérique par ordinateur.

Enfin ce projet de fin d'étude nous a été une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus et aussi une occasion pour s'intégrer dans le milieu professionnel.

Bibliographie

[1] : **MOSBAH Mustapha, BOUSSADA Brahim.** Etude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint implanté à Alger. Université Amar Telidji Laghouat, Algérie, promotion septembre 2011

[2] : **Document technique règlementaire D.T.R.** Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. Fascicule 61 titre II.

[3] : **Lacroix M.R et all :** Règles techniques de conception et de calculs des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Fascicule 62 (titre I section I) BAEL 91 révisé 99.

[4] : **Lacroix M.R et all :** Règles techniques de conception et de calculs des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Fascicule 62 (titre I section II) BPEL 91 révisé 99.

[5] : **Guide S.E.T.R.A.** Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension VIPP).

[6] : **OUSSADIT Dalila Nesma, HADJ SLIMANE Racim Ilyes.** Eude d'un pont à poutre indépendante en béton précontraint sur OUED ESSAM wilaya de NAAMA. Université Aboubekr Belkaid Tlemcen, Algérie, promotion juin 2016.