

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique d'Alger



Département de génie civil

Laboratoire L.G.S.D.S

**Projet de Fin d'Etude En vue de l'obtention du
diplôme d'ingénieur d'état de génie civil**

Thème:

**Etude du tablier d'un pont rail hyperstatique à poutres
multiples en béton précontraint d'AIN NAADJA**

Proposé par :



**مؤسسة مترو الجزائر
ENTREPRISE METRO D'ALGER**

Réalisé par :

Mlle. CHAABANE Kenza

M. BENBELKACEM Riadh

Encadré par :

M^{me} CHERID

M^{me} MOHABEDDINE

Promotion: Juin 2013

Ecole Nationale Polytechnique: 10, Avenue Hassen Badi 16200 EL-Harrach, Alger

ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة و تصميم جسر مترو الجزائر. هو عبارة عن جسر بعارضات مسبقة الصنع بخرسانة مضبوطة حيث يبلغ طوله 132.5 متر و ذو 5 مقاطع.

تستند الدراسة على تحديد عناصر سطح الجسر و تقدير للأفعال و القوى المؤثرة إضافة إلى تبرير و مراجعة الحسابات و القيود عند مختلف مراحل الانجاز.

انجز التصميم بحبكة اعلامية روبرو بات انليزس

كلمات مفتاحية : جسر سكة حديدية, مترو, عارضات جاهزة – خرسانة مضغوطة

Résumé:

Ce travail consiste à étudier le tablier du viaduc métro. C'est un pont rails à poutres multiples préfabriquées par post tension, de longueur de 132.5 m comportant 5 travées.

Un calcul des divers éléments du tablier et une évaluation des charges et surcharges ont été faits. Les efforts ont été déterminés à l'aide du logiciel ROBOT BAT. Les justifications et les vérifications des contraintes pour chaque étape du phasage ont été effectuées.

Enfin, un bilan du travail accompli avec une synthèse des connaissances et des aptitudes acquises a clôturé ce mémoire.

Mots clé : pont rail, métro, poutre préfabriquée, béton précontraint.

Abstract

This work involves the study of the Viaduct subway. It is a bridge girder rails multiple Prefabricated with post-tension, the length is 132.5m with 5 spans. Design of the various elements of the deck and an assessment of costs and surcharges have been made. Stresses have been determined using the software ROBOT BAT. The justifications and checks constraints for each construction stage have been made. Finally, a review of the work done with a synthesis of knowledge and skills acquired closed this memory.

Key words: bridge rail, subway, prefabricated beam, prestressed concrete.

Remerciement

Nos remerciements s'adressent avant tout à ALLAH, qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour achever ce modeste travail.

*Un travail qui a été réalisé sous la tutelle Madame **CHERID** et Madame **MOHABEDDINE**, nous tenons à leurs témoigner notre sincère reconnaissance et toute notre gratitude pour les efforts qu'elles ont fourni pour faire réussir ce projet, et toutes les facilités qu'elles nous ont assuré.*

*Nous voudrions aussi exprimer notre profond respect à Madame **KETTAB**, notre chef de département, ainsi qu'à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation du deuxième cycle universitaire à l'Ecole Nationale Polytechnique, qui nous ont fait aimer notre filière, et nous ont toujours encouragé.*

*Nos remerciements s'adressent aux responsables de l'EMA, spécialement **M.GANI** et **M.CHERCHALI**, pour nous avoir proposé le projet, l'intérêt qu'ils lui ont porté, et surtout pour la confiance qu'ils nous ont accordé.*

*Nous souhaitons manifester une reconnaissance particulière à **M.SLIMANI**, pour son aide précieuse, ses nombreux conseils, et surtout pour le temps qu'il nous a consacré au détriment de son travail.*

Nos remerciements les plus vifs s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur d'examiner notre travail.

Et pour finir, Que toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, trouve ici toute notre reconnaissance.

DEDICACE

Tout d'abords, je remercie Dieu le tout Miséricordieux pour ses grâces a notre endroit, lui qui a fait apparaître dans ma vie toutes ces personnes qui ont fait la différence, je le remercie pour son aide et pour la force qu'il m'a donné pour mener à bien ce modeste travail que je dédie :

A la mémoire de ma très chère grand-mère, j'aurai souhaité que tu sois là à nos côtés, pour partager notre joie comme tu l'as souvent fait. Tu resteras tjrs dans nos cœurs « **mannou** ».

A la perle rare qui a rempli ma vie de douceur et tendresse, a celle qui a illuminé mon existence avec sa sagesse, a celle qui a fait passer ma vie avant la sienne, eh oui ta petite fille est devenue ingénieur, le cauchemar est terminé (enfin... presque !), j'espère que tu en es fière **maman**.

A cet homme qui a tout fait pour me voir réussir, cet homme au grand cœur, mon **papa**, on se dispute beaucoup mais au fond tu sais que je t'aime.

A ces roses qui ne fanerons jamais, celles qui se sont occupées de moi comme des mères et m'ont chouchouté comme il se doit, celles qui ont fait en sorte que je ne manque de rien, mes grandes sœurs : **Djazia, Zahida** et **Dakira**, merci pour tout.

A mon ange gardien, celui qui a toujours été à mes coté dans les moments difficiles, **HoussAm**, que dieu te garde pour moi et pour ceux qui t'aime.

A celle qui a supporté mon sale caractère, mes sauts d'humeur et mon fameux 'technef 'et ce pour plus de 6ans (chapeau dis donc), celle avec qui j'ai partagé mes plus beaux souvenirs d'université, **Khadidja** (alias Zohra), ma chouchounette tu es plus qu'une amie pour moi, t'es ma sœur jumelle.

A ma joie de vivre, mes chers neveux (classés du plus grand au plus petit) : **Djaber, Omayma, Safwene, Arwa, Hadil, Moncef, Rawane**, et le petit chou de sa tantine, mon réveil de 5h du mat, Dhia Eddine !

A toute la famille **CHAABANE** et **KOURDOUGLI** (surtout mes tantes : **Mimi, Zoubi** et **Fisou** et ma petite sœur **Lina**).

A la **promo** de génie civil 2013 (spéciale dédicace aux **filles**), à mon binôme **Riadh** (la crise), à tous mes amis qui m'aiment sans intérêts, et à tous ceux qui en seront honorés.

KENZA

DEDICACE

Après de longues années de labeur nous arrivons à la fin, c'est avec ce travail que se termine ma vie d'étudiant, que je tiens à dédié:

A mes chers parents, que je remercie infiniment de m'avoir offert tout ce dont j'ai eu besoin pour être toujours à la hauteur et réussir dans ma vie. Que dieu vous grade pour moi.

Mes deux adorables démons de petits frères, Nazih Amine et le petit Rostom.

A la douce bohémienne qui m'a ensorcelé, à l'unique fleur de mon cœur, à toi Nessma je dédie ce travail, ainsi qu'à ta famille.

A toute la famille BENBELKACEM et MAOUCHE, je vous remercie d'avoir cru en moi et de m'avoir encouragé.

A mon frère Alilou, qui sans son aide je ne serai surement pas arrivé à présenter ce travail maintenant.

A mon binôme Kenza la poisse, et à tous mes amis de la promo génie civil 2013.

A tous mes amis et à tous ceux qui m'aime.

Ryad

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I. Présentation de l'ouvrage.....	5
I.1. Vue globale du projet.....	6
I.2. Présentation de l'ouvrage d'art.....	7
I.3. Tracé en plan.....	7
I.4. Profil en long.....	9
I.5. Profil en travers.....	10
I.6. Contraintes géologiques et géophysiques	11
I.7. Choix du type d'ouvrage.....	11
I.8. Les éléments du pont.....	13
I.8.1. Les appuis.....	13
I.8.2. Les appareils d'appuis.....	14
I.8.3. Le tablier.....	14
I.8.4. Equipements du pont.....	15
Chapitre II. Caractéristiques des matériaux.....	17
II.1. Caractéristiques du béton.....	18
II.1.1. Résistance à la compression.....	18
II.1.2. Résistance à la traction.....	19
II.1.3. Diagramme déformations-contraintes du béton.....	19
II.1.4. Les états limites.....	20
II.1.4.1. Etats limites ultimes (ELU).....	20
II.1.4.2. Etats limites de service (ELS).....	21
II.1.5. Déformations longitudinales du béton.....	21
II.1.6. Déformation transversale du béton.....	22
II.2. Les aciers.....	22
II.2.1. Les aciers passifs.....	22
II.2.2. Diagramme déformation-contrainte de l'acier.....	23
II.2.3. Les aciers actifs.....	24
II.2.4. Diagramme des contraintes-déformations.....	24
Chapitre III. Prédimensionnement de la poutre.....	27

III.1. Pré-dimensionnement de la poutre.....	28
III.1.1. Etude de la poutre préfabriquée.....	28
III.1.2. Elancement.....	29
III.1.3. Largeur de l'âme.....	29
III.1.4. Espacement des poutres.....	30
III.1.5. Nombres de poutres.....	30
III.1.6. Table de compression.....	30
III.1.7. Epaisseur de l'hourdis.....	30
III.2. Caractéristiques géométriques des sections.....	31
Chapitre IV. Estimation des charges et surcharges.....	34
IV.1. Charges hors trafic.....	35
IV.1.1. Charges permanentes.....	35
IV.1.2. Poids propre des équipements fixe.....	36
IV.2. Charges dues au trafic.....	37
IV.2.1. Charges verticales.....	37
IV.2.2. Transmission des charges aux structures.....	37
IV.2. Effet dynamique.....	38
IV.3. Charges horizontales.....	40
IV.3.1. Forces centrifuges.....	40
IV.3.2. Forces de lacet.....	41
IV.3.3. Forces de freinage et d'accélération.....	41
IV.4. Autres actions variables.....	41
IV.4.1. Actions dues au vent.....	41
IV.4.1.1. Vent compatible avec les circulations (W_1).....	42
IV.4.1.2. Vent sans circulation sur l'ouvrage (W_0).....	42
IV.4.2. Action dues aux variations de température.....	43
IV.5. Actions accidentelles.....	45
IV.5.1. Séisme.....	45
IV.6. Définition des actions de circulation ferroviaire groupe de charge.....	45
IV.6.1. Principe.....	45
IV.6.2. Groupes de charges.....	46
Chapitre V. Modélisation de la structure.....	49
V.1. Modélisation.....	50
V.1.1. Caractéristiques principales du logiciel Robot.....	50

V.1.2. Principes de fonctionnement du logiciel Robot.....	50
V.2. Modélisation graphique et vue 3D de notre structure.....	51
V.3. Calcul des sollicitations.....	52
V.3.1. Calcul du moment fléchissant.....	52
V.3.1.1. Moment fléchissant dû au poids propre des poutres.....	52
V.3.1.2. Moment dû à la surcharge d'exploitation.....	53
V.3.2. Calcul de l'effort tranchant.....	55
V.3.2.1. Effort tranchant dû au poids propre d'une poutre isostatique.....	55
V.3.2.2. Effort tranchant dû au poids propre du pont hyperstatique.....	56
V.3.2.3. Effort tranchant dû à la surcharge d'exploitation.....	56
Chapitre VI. Calcul de la dalle du tablier.....	58
VI.1. Détermination des moments.....	59
VI.1.1. Charges permanentes.....	59
VI.1.2. Surcharge d'exploitation.....	59
VI.1.3. Diagrammes des moments fléchissant résultants.....	59
VI.2. Ferrailage Sous Flexion Transversale.....	60
VI.2.1. Calcul l'ELS.....	61
VI.2.1.1. Section entre axe des poutres.....	61
VI.2.1.2. Section à l'axe des poutres.....	61
VI.2.2. Calcul à l'ELU.....	62
VI.2.2.1. Section entre axes des poutres.....	62
VI.2.2.2. Section à l'axe de la poutre.....	63
VI.2.3. La condition de non fragilité.....	63
VI.2.4. Ferrailage entre axe des poutres.....	63
VI.2.5. Ferrailage à l'axe des poutres.....	63
Chapitre VII. Etude des entretoises.....	65
VII.1 Étude à la flexion.....	67
VII.1.1. Calcul du ferrailage de l'entretoise à l'ELS.....	68
VII.1.2. Calcul du ferrailage de l'entretoise à l'ELU.....	69
VII.1.3. Condition de non fragilité.....	70
VII.2. Étude à la torsion.....	71
Chapitre VIII. Précontrainte des poutres.....	74
VIII.1. Etude de la précontrainte.....	75
VIII.1.1. Historique.....	75

VIII.1.2. Principe.....	75
VIII.1.3. Modes de réalisation de la précontrainte.....	78
VIII.1.4. Précontrainte par post- tension.....	79
VIII.1.5. Tension à l'origine.....	81
VIII.1.6. Calcul du nombre de câbles de précontrainte.....	81
VIII.2. Tracé des câbles de précontrainte.....	83
VIII.2.1. Allure du câble.....	83
VIII.2.2. Fuseau limite.....	86
VIII.3. Pertes de tension.....	89
VIII.3.1. Calcul des pertes de tension.....	89
VIII.3.1.1. Pertes instantanées.....	89
VIII.3.1.2. Pertes différées.....	93
Chapitre IX. Justification des contraintes.....	97
IX.1. Justifications des contraintes normales.....	98
IX.1.1. Justifications aux ELS.....	98
IX.1.1.1. Vérification des contraintes.....	100
IX.1.1.2. Ferrailage passif longitudinal.....	103
IX.1.1.3. Ferrailage passif transversal.....	103
IX.1.2. Justifications aux ELU.....	104
IX.1.2.1. Hypothèses de calcul.....	104
IX.1.2.2. Principe de la méthode de justification.....	105
IX.2. Justifications des contraintes tangentielles.....	114
IX.2.1. Justification à ELS.....	114
IX.2.1.1. Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.....	115
IX.2.2. Justifications aux E.L.U.....	117
IX.2.2.1. Minimum d'armatures transversales.....	117
IX.2.2.2. Justifications des armatures transversales.....	118
IX.2.2.3. Armatures transversales supérieures.....	119
IX.2.2.4. Justification des bielles de compression du béton.....	119
IX.2.2.5. Justification des armatures longitudinales.....	120
Chapitre X. Calcul des déformations.....	121
X.1. Calcul des flèches.....	122
X.2. Calcul des rotations.....	124
X.3. Calcul des déplacements horizontaux.....	125

Chapitre XI. La fatigue	128
XI.1. Etat limite de fatigue.....	129
XI.2. Modèle de trafic vis-à-vis de la fatigue – Action de trafic.....	129
XI.3. Calcul des λ	130
XI.4. Formule de vérification pour les ponts-rails.....	135
XI.5. Calcul des contraintes.....	136
XI.6. Etats-limites de confort des voyageurs.....	137
Conclusion générale	138
Références bibliographiques	140

Table des illustrations

Liste des tableaux

Tableau III.1. Caractéristiques géométriques de la poutre préfabriquée.....	32
Tableau III.2. Caractéristiques géométriques de la poutre seule.....	33
Tableau III.3. Caractéristiques géométriques de la poutre +dalle.....	33
Tableau IV.1. Poids propre des équipements fixes.....	36
Tableau IV.2. Longueur déterminante L_0	40
Tableau IV.3. Valeurs caractéristiques des gradients linéaires de température pour différents groupes de tabliers de ponts.....	44
Tableau IV.4. Coefficients k_{sur} à prendre en compte pour différentes épaisseurs de revêtement.....	44
Tableau IV.5. Groupes de charges.....	46
Tableau VI.1. Moment à l'appui et en travée.....	60
Tableau VII.1. Valeurs du moment fléchissant pour l'entretoise sur pile.....	68
Tableau VIII.1 Distance entre la fibre inférieure et le câble à l'appui et à mi travée.....	83
Tableau VIII.2. Excentricités des câbles à l'appui et à mi travée par rapport au centre de gravité de la section.....	83
Tableau VIII.3. Constantes a_i et b_i	84
Tableau VIII.4. Excentricité du câble 1.....	84
Tableau VIII.5. Excentricité du câble 2.....	84
Tableau VIII.6. Excentricité du câble 3.....	84
Tableau VIII.7. Caractéristiques du 1 ^{er} fuseau limite à différentes sections.....	87
Tableau VIII.8. Caractéristiques du 2 ^{ème} fuseau limite à différentes sections.....	88
Tableau VIII.9. Perte par frottement.....	90
Tableau VIII.10. Pertes par recule d'ancrage.....	92
Tableau VIII.11. Pertes par déformation instantanée du béton.....	92

Tableau VIII.12. Pertes dues au retrait.....	93
Tableau VIII.13. Pertes dues à la relaxation des aciers.....	94
Tableau VIII.14. Pertes dues au fluage du béton.....	95
Tableau VIII.15. Pertes différées totales.....	95
Tableau VIII.16. Pertes totales.....	95
Tableau IX.1. Phases de construction.....	99
Tableau IX.2. Quelques valeurs de f_{cj}	100
Tableau IX.3. Caractéristiques géométriques de la section médiane.....	100
Tableau IX.4. Phase de mise en tension à 45%.....	101
Tableau IX.5. Phase de mise en tension à 100%.....	102
Tableau IX.6. Phase coulage de la dalle.....	102
Tableau IX.7. Phase de service.....	102
Tableau IX.8. Caractéristiques géométriques de la section d'appui.....	116
Tableau IX.9. Vérification des contraintes de cisaillement τ	117
Tableau XI.1 caractéristiques des aciers de précontrainte et d'armatures.....	130
Tableau XI.2. Valeurs de λ_{S1} à mi- travée.....	131
Tableau XI.3. Valeur de λ_{S1} a travée de rive.....	131
Tableau XI.4.Valeur de λ_{S1} poutre centrale.....	132
Tableau XI.5. Valeur de λ_{S1} pour armature d'effort tranchant.....	133
Tableau XI.6. Efforts internes sous le chargement métro d'Alger.....	136
Tableau XI.7. Contraintes normales dans la poutre sous moment positif.....	136
Tableau XI.8 Contraintes normales dans la poutre sous moment négatif.....	136

Liste des figures

Figure I.1 : Ligne 1 du métro d'Alger.....	6
Figure I.2. Situation de l'ouvrage.....	7
Figure I.3. Vue en plan du viaduc métro d'Alger.....	8
Figure I.4. Profil en long du viaduc métro d'Alger.....	9
Figure I.5. Profil en travers du viaduc métro d'Alger.....	10
Figure I.6. Différents sondages effectués sur le sol.....	11
Figure I.7. Représentation d'une pile.....	13
Figure I.8. Jonction entre la corniche et la superstructure.....	15
Figure I.9. Système de drainage.....	16
Figure I.10. Rails.....	16
Figure II.1.Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	19
Figure II.2. Module de déformation élastique (E_{ij}).....	21
Figure II.3. Diagramme des déformations-contraintes de calcul de l'acier.....	23
Figure II.4. Diagramme des contraintes - déformations de calcul des torons.....	24
Figure II. 5 : Disposition des torons 15T15S.....	25
Figure III.1. Coupe transversale d'une poutre préfabriquée.....	28
Figure III.2. Elancement des ponts à poutres précontraintes par post-tension.....	29
Figure III.3. Coupe transversale de la poutre en T et de la dalle.....	32
Figure IV.1 Les différents éléments fixes du tablier.....	35
Figure IV.2. Schéma d'un train de charge du métro d'Alger.....	37
Figure IV.3. Répartition de la charge longitudinale.....	38
Figure IV.4. Répartition de la charge transversalement.....	38
Figure IV.5. Limites de la flèche sous poids permanent.....	39
Figure IV.6. Force centrifuge sur le métro.....	41
Figure V.1. Modélisation de la structure (poids permanent).....	51
Figure V.2. Modélisation de la structure avec équipements fixes.....	52
Figure V.3. Diagramme du moment M dû au poids propre de la poutre isostatique.....	53
Figure V.4. Diagramme de M dû au poids propre de la poutre hyperstatique.....	53
Figure V.5. Diagramme de M dû au poids du pont hyperstatique + précontraint.....	53

Figure V.6. Diagramme du moment dû au passage du métro sur une voie	54
Figure V.7. Diagramme du moment pour la position défavorable du métro sur deux voies à l'ELS.....	54
Figure V.8. Diagramme du moment pour la position défavorable du métro sur deux voies à l'ELU.....	55
Figure V.9. Diagramme de L'effort tranchant dû au poids propre d'une poutre isostatique...55	
Figure V.10. Diagramme de L'effort tranchant dû au poids propre d'une poutre hyperstatique.....	56
Figure V.11. Diagramme de l'effort tranchant pour la position défavorable du métro sur deux voies.....	56
Figure VI.1. Diagramme du moment fléchissant transversal à l'ELS.....	59
Figure VI.2. Diagramme du moment fléchissant transversal à l'ELU.....	60
Figure VI.3. Ferrailage de la dalle.....	64
Figure VII.1. Coupe transversale de l'entretoise sur pile.....	66
Figure VII.2. Coupe longitudinale de l'entretoise sur pile.....	66
Figure VII.3. Diagramme du moment fléchissant pour l'entretoise à l'ELS.....	67
Figure VII.4. Diagramme du moment fléchissant pour l'entretoise à l'ELU.....	67
Figure VII.5. Diagramme du moment de torsion pour le passage du métro sur une voie.....	71
Figure VII.6. Calcul de b_0	72
Figure VII.7. Ferrailage de l'entretoise.....	72
Figure VIII.1. Comparaison entre le béton armé et le béton précontraint.....	76
Figure VIII.2. Principe de la précontrainte.....	77
Figure VIII.3. Notion de précontrainte partielle.....	77
Figure VIII.4. Précontrainte par pré-tension.....	78
Figure VIII.5. Précontrainte par post-tension.....	79
Figure VIII.6. Types de mise en tension des câbles par post-tension.....	80
Figure VIII.7. Tracé des câbles.....	85
Figure VIII.8. Position des câbles à mi-travée	85
Figure VIII.9. Position des câbles à l'about	85
Figure VIII.10. Allure des câbles dans la poutre.....	85
Figure VIII.11. Fuseau limite.....	88
Figure VIII.12. Frottement le long du câble lors de la mise en tension.....	89

Figure VIII.13. Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin.....	91
Figure VIII.14. Approximation de la tension exponentielle du câble.....	91
Figure IX.1. Diagrammes des déformations limites (ELU).....	104
Figure IX.2. Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.....	105
Figure IX.3. Diagramme des contraintes à l'ELU.....	106
Figure IX.4. Diagramme des contraintes à l'ELU.....	107
Figure IX.5. Equation d'équilibre.....	109
Figure IX.6. Armatures passive (Fe500).....	110
Figure IX.7. Armatures actives (torons).....	110
Figure X.1 diagramme de la déformée sous le poids propre.....	122
Figure X.2 Diagramme de la déformée sous le chargement le plus défavorable.....	124
Figure XI.1. Définition de la position des sections aux travées extrême et centrale.....	133

Introduction générale

Le projet métro d'Alger s'inscrit dans le programme de développement initié par le gouvernement algérien pour répondre à la demande croissante en transport public. Structurant pour la capitale dans le cadre de sa politique de rééquilibrage vers l'Est, ce projet est symbolique pour le pays, lancé en 1980, il a subi les conséquences des difficultés sécuritaires et financières dans les années 1990. En 2003, profitant du retour de l'équilibre économique, le gouvernement décide de doter le projet de moyens financiers conséquents ainsi que de nouvelles structures organisationnelles et opérationnelles. Contribuant ainsi au développement et à la modernisation des principales agglomérations algériennes.

Le métro devra assurer la liaison entre les agglomérations de Hai el Badr et d'Ain Naadja, par la ligne 1 extension « C », et à cette fin, la réalisation d'un viaduc c'est avérée nécessaire, l'étude de ce dernier fera l'objet de notre projet proposé par l'EMA (Entreprise du métro d'Alger).

En tant qu'ingénieur, notre mission est de concevoir cette structure en visant l'optimisation de plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale.

L'examen des différentes variantes possibles, en tenant compte des contraintes techniques et économiques, a abouti au choix d'un pont à poutres multiples préfabriquées, réalisées en béton précontraint par post-tension, dont l'étude du tablier fera l'objet du présent travail.

Cet ouvrage présente une véritable originalité qui se distingue autant dans le mode de réalisation que dans le fonctionnement de cette structure.

Pour commencer, nous nous sommes intéressés à la présentation de ce viaduc, son tracé, ses composants et les dispositifs utilisés. Nous justifierons aussi le choix de ce type de variante (unique dans son genre en Algérie) tout en citant les différents aspects qui la caractérisent.

Nous sommes passés ensuite à la détermination des caractéristiques des matériaux utilisés (béton, aciers passifs et actifs) et nous avons suivi par le pré-dimensionnement des éléments constructifs du tablier (poutre en béton précontraint, entretoises et l'hourdis général).

La détermination des charges et surcharges est une étape décisive dans un projet, nous y avons donc prêté une attention particulière, elle doit tenir compte des groupes de charges propre au métro, chose qui restait peu développée dans la littérature. Nous avons déterminé par la suite les différentes combinaisons de charge.

Après cela, vient le calcul des sollicitations. Nous avons utilisé le logiciel ROBOT, qui est destiné à la modélisation de la structure, le calcul, et la vérification des résultats obtenus. Cette modélisation nous a permis de déterminer tous les diagrammes des moments fléchissant, efforts tranchants et efforts normaux, ainsi que les déplacements, et ce, en tenant compte de tous les paramètres caractérisant le tablier.

Une fois les sollicitations déterminées, nous avons entamé l'étude de la dalle, et ce, pour la flexion transversale. L'hyperstaticité du système aura pour effet de faire participer la dalle à la reprise de l'effort négatif, et donc l'étude à la flexion longitudinale de cette dernière s'est avérée nécessaire.

L'entretoise est ce qui assure la continuité des poutres préfabriquées et ce qui rend le système hyperstatique. Pour son étude, nous avons énuméré les charges qu'elle reçoit et calculé le ferrailage nécessaire. Nous avons vérifié par la suite l'élément en question à la torsion susceptible de se créer vu l'encastrement des poutres au niveau de l'entretoise.

Vient après l'étude des poutres précontraintes, dans ce chapitre, nous avons commencé par donner une vue générale sur la précontrainte et les procédés utilisés, par la suite, nous sommes passés au calcul du nombre de câbles nécessaires pour effectuer la précontrainte, tout en définissant leurs allures. Nous avons cloturé le chapitre par l'estimation des pertes de précontrainte instantanées et différées.

Nous avons établi alors la justification des contraintes normales à l'Etat Limite de Service (ELS) ainsi qu'à l'Etat Limite Ultime (ELU). La vérification s'est faite pour les différentes phases de construction, en prenant en compte les subtilités du passage du schéma isostatique précédant le coulage des entretoises sur piles, au schéma hyperstatique que connaîtra le tablier

Par la suite, vient la justification des contraintes tangentielles afin d'assurer une résistance à l'effort tranchant.

Introduction générale

Nous nous sommes intéressés à une autre particularité de ce projet, à savoir les états limites spécifiques aux ponts rails. Ce chapitre a traité la vérification des déformations ainsi que l'état limite de fatigue, propre aux ponts rails.

Enfin, une conclusion générale dressera un bilan du travail accompli, ainsi qu'une synthèse des connaissances et des aptitudes acquises.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Introduction

Dans le cadre de l'élaboration du projet de mémoire de fin d'étude, l'Entreprise Métro d'Alger (EMA) nous a proposé un sujet qui porte sur l'étude d'un pont rail hyperstatique à poutres multiples préfabriquées en béton précontraint par post tension reliant Haï El Badr et Aïn Naadja.

I.1. Vue globale du projet

La ligne 1, phase 1 reliant Hai El Badr à Tafourah, Grande poste, d'une longueur de 8,6km et comportant 10 stations, à été réalisée préalablement. Notre ouvrage portant le titre de ce mémoire, sera réalisé afin d'assurer l'extension « C » de la ligne 1 du métro d'Alger Cette branche reliera la station de Haï El Badr au quartier d'Aïn Naâdja et comportera deux stations à ciel ouvert Ain Naâdja 1 à côté de la mosquée de la cité des 1306 logements et la station Ain Naâdja 2 au niveau de la cité 720 logements avec une halte aux ateliers de Bachdjarah.



Figure I.1. Ligne 1 du métro d'Alger.

I.2. Présentation de l'ouvrage d'art

L'ouvrage est un pont rail à deux voies ferroviaires à trafic voyageurs d'une longueur de 132,50m, qui permet au métro d'Alger de franchir la route de Bachdjerrah, situé entre les stations Haï El Badr et les Ateliers, allant du PK 0+610,001 au PK 0+742,501, il assure la continuité avec la suite des rails.

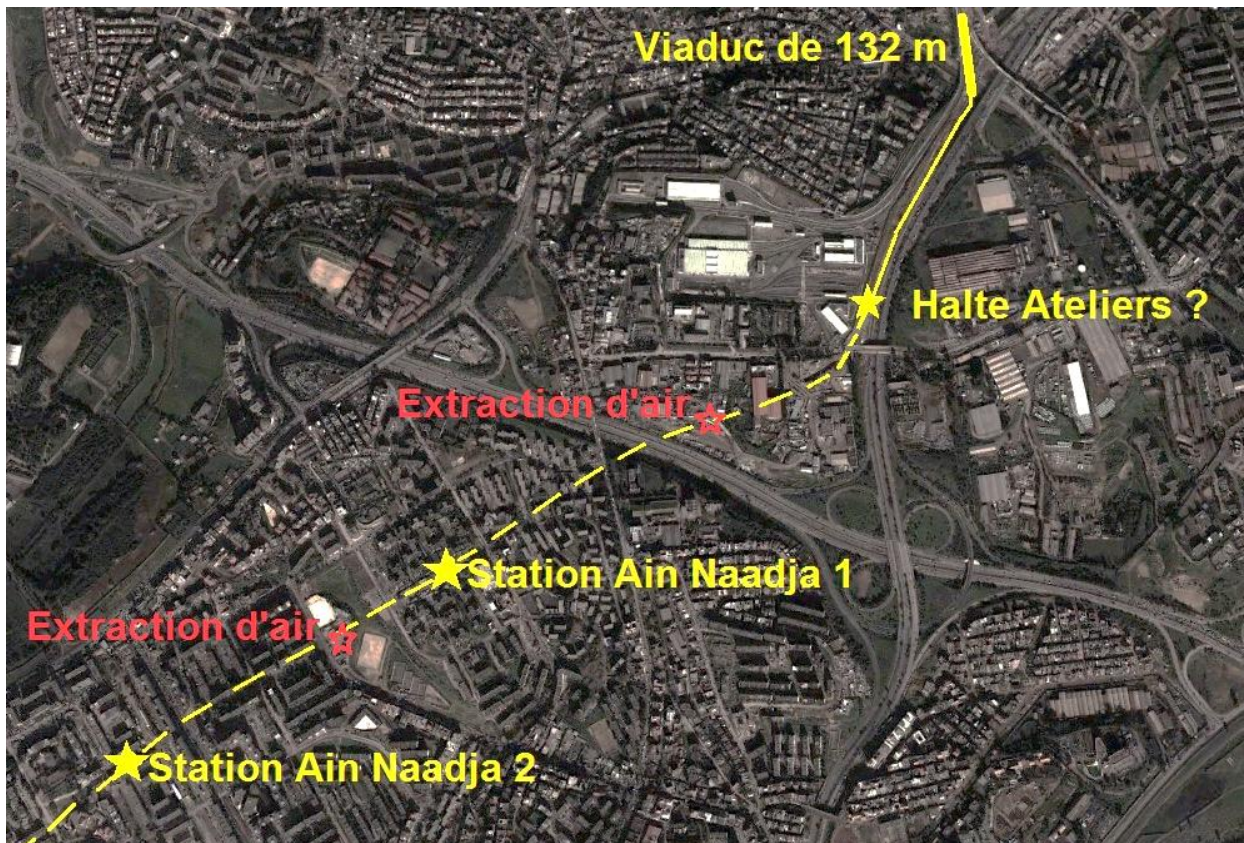


Figure I.2. Situation de l'ouvrage.

Afin d'aboutir à une allure générale de notre pont, un tracé en plan, un profil en long et un profil en travers sont définis préalablement.

I.3. Tracé en plan

En plan, le tracé ferroviaire s'inscrit dans une directrice courbe d'un rayon $R = 250\text{m}$, et d'une clothoïde $A=111,803\text{m}$.

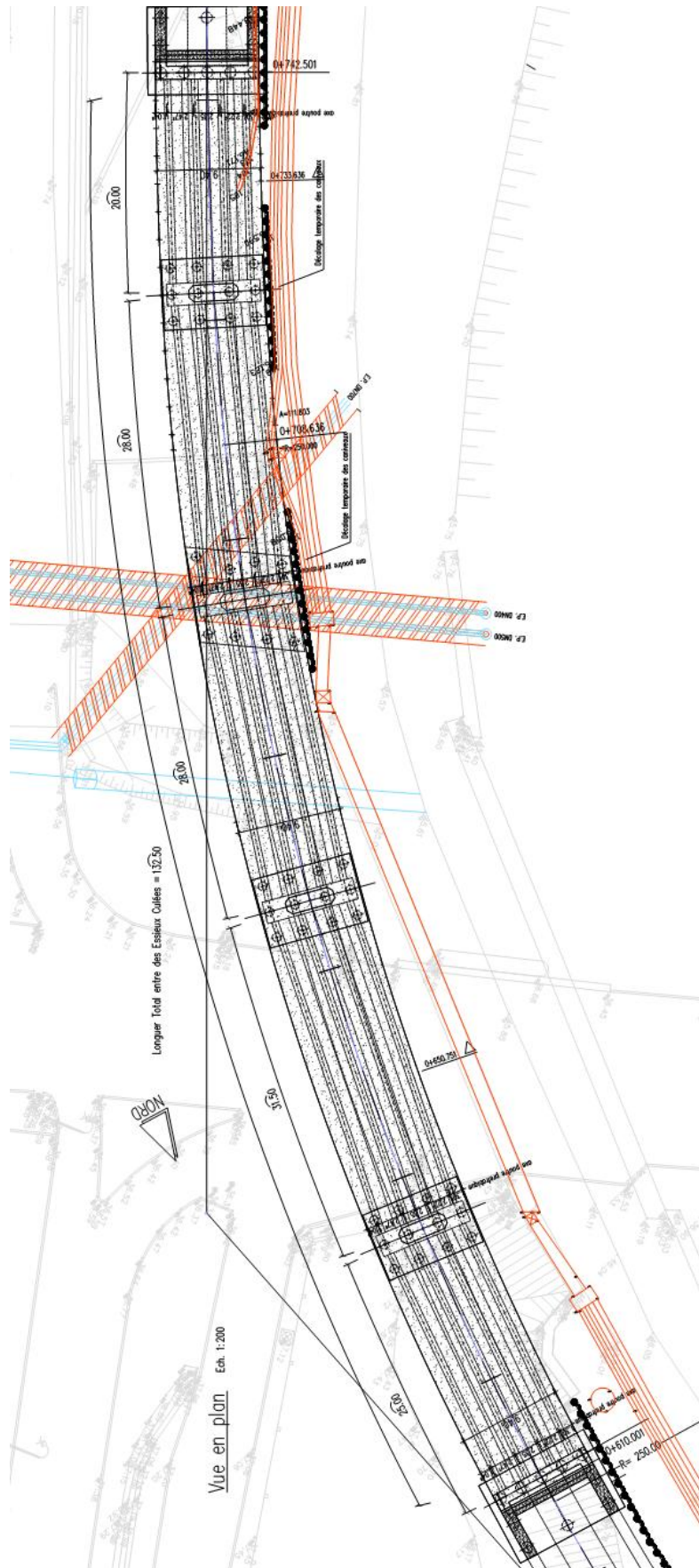


Figure I.3. Vue en plan du viaduc métro d'Alger (Echelle : 1/200).

I.4. Profil en long

Le viaduc présente une longueur totale de 132,5m entre les axes des culées, comportant 05 travers de portées différentes, qui sont les suivantes : 20,00m + 28,00m + 28,00m + 31,50m + 25,00m.

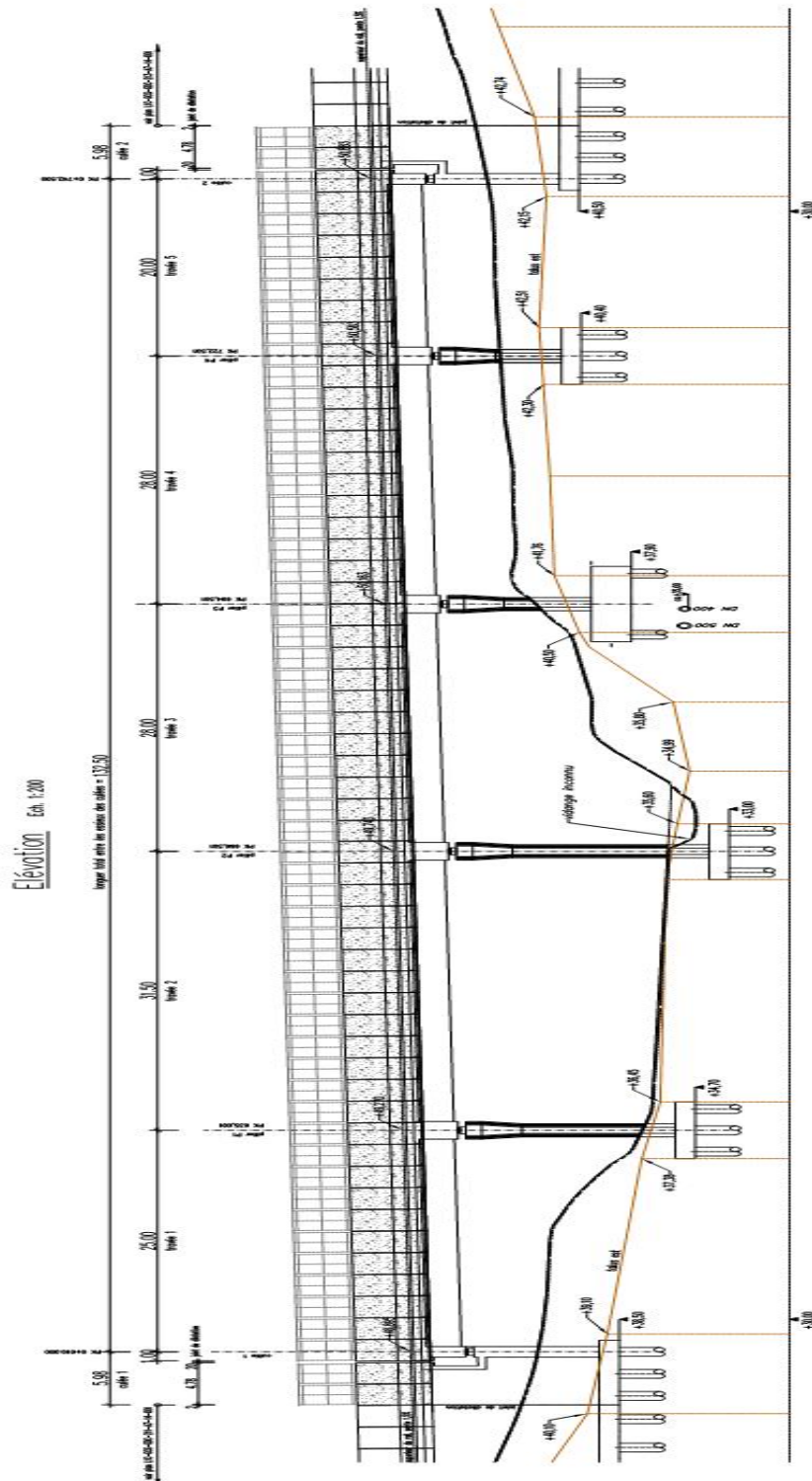


Figure I.4. Profil en long du viaduc métro d'Alger (Echelle : 1/200).

I.5. Profil en travers

Le profil en travers présente une largeur maximale des deux voies ferrées de 8.80m pour une largeur de 9.40m du tablier.

Un devers transversal est prévu afin de faciliter l'écoulement des eaux, pris égal à 1,5%.

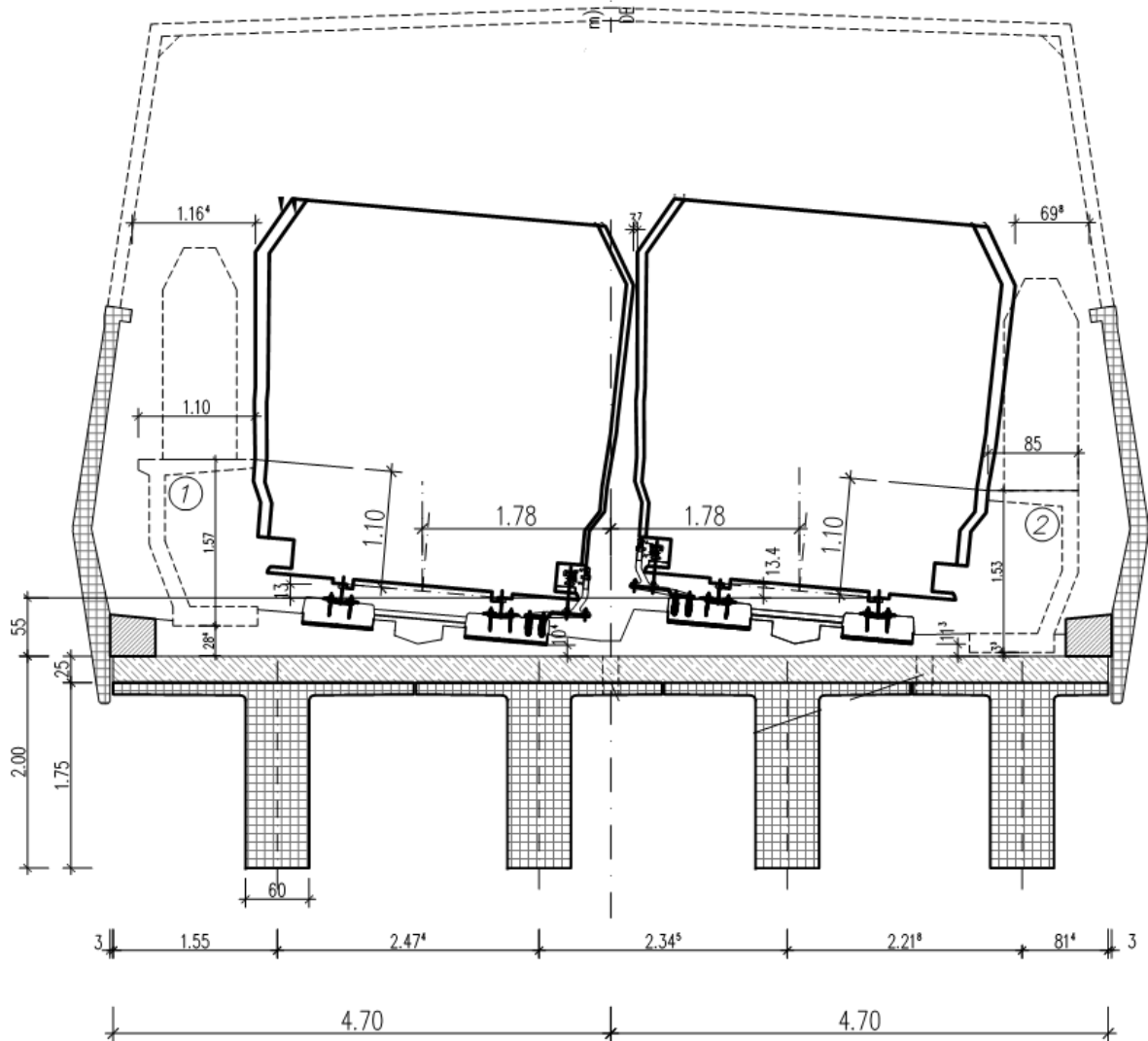


Figure I.5. Profil en travers du viaduc métro d'Alger (Echelle : 1/50).

I.6. Contraintes géologiques et géophysiques

Un viaduc est constitué par des piles et un tablier. Les éléments constituant les piles doivent s'appuyer sur une couche géologique stable. Ce qui se traduit par dire que les données géotechniques conditionnent le choix des fondations. Pour cela, il est indispensable de bien connaître les caractéristiques des terrains.

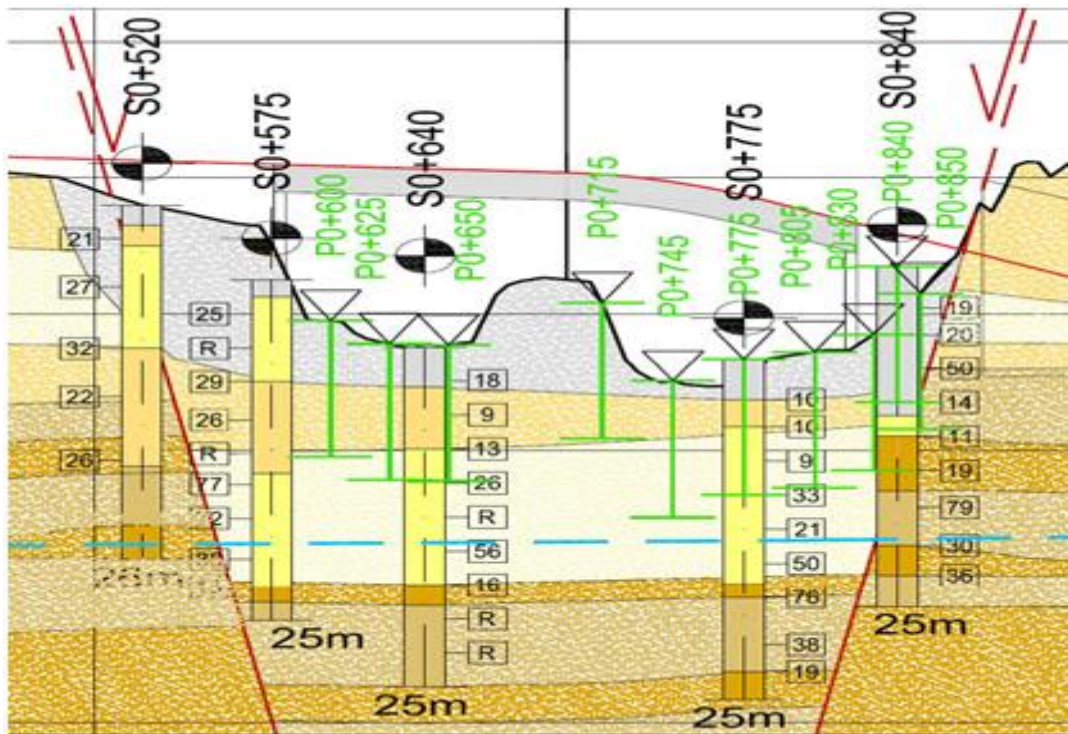


Figure I.6. Différents sondages effectués sur le sol.

I.7. Choix du type d'ouvrage

Un pont n'est pas uniquement un ouvrage de franchissement à vocation utilitaire, il s'inscrit dans un site où il constitue un élément structurel marquant et destiné à durer, d'où la nécessité de prendre en compte les critères techniques et économiques afin de choisir le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions et contraintes imposées.

Pour ce faire, de nombreuses données sont nécessaires au démarrage des études pour un projet de pont.

1. Plan de situation indiquant les obstacles à franchir et la nature du terrain.
2. Coupe longitudinale le long de l'axe du pont avec les conditions de gabarit sous le pont en hauteur et en largeur.
3. La portée de l'ouvrage et ainsi des positions possibles des appuis.
4. Largeur du pont : largeur de la voie ferrée, des trottoirs...
5. Délais de réalisation de l'ouvrage.
6. La durée de l'utilisation (ouvrage permanent ou temporaire).

7. Conditions de fondation : carottage avec expertises géologiques et données géotechniques. Le degré de difficulté rencontré pour les fondations a une influence considérable sur le système porteur et le choix économique de la portée des travées du pont.
 8. Conditions locales, possibilités d'accès pour les engins de chantier, les pièces et matériaux de construction.
 9. Conditions climatiques et météorologiques, périodes sèches, températures moyennes et extrêmes, période de gel, etc....
 10. Conditions de beauté de l'environnement : les ponts en site urbain) et surtout les passerelles) faisant partie intégrante de la physionomie de la ville exigent une conception plus délicate que les ponts situés dans de vastes paysages.
- **Remarque : La simplicité dans ce domaine s'allie souvent avec la facilité d'entretien**

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

Les avantages des ponts à poutres résultent de la grande simplicité de leur conception (absence d'efforts parasites dus au fluage du béton) et découlent des avantages de la préfabrication, synonyme de qualité du béton coulé à poste fixe, de bonne réutilisation des coffrages, de rapidité du délai de construction. Toutefois, l'expérience montre que la mise en place des poutres nécessite un grand soin, beaucoup de précision et un contreventement efficace avant stabilisation de la structure par le hourdis.

Par ailleurs, les désordres affectant surtout les ponts à poutres de la première génération sont principalement dûs à la corrosion des câbles de précontrainte, liée à une mauvaise injection, voire une absence totale d'injection. [10]

I.8. Les éléments du pont

Le viaduc est constitué d'appuis (piles ou culée), appareils d'appuis, d'éléments du tablier (tels que les poutres préfabriquées, les entretoises et l'hourdis général) et d'équipements du pont (corniches, rails, etc...).

I.8.1. Les appuis

a. Les piles

On désigne par pile, un appui intermédiaire d'un pont composé de plusieurs travées. Une pile courante est composée d'un corps ou fût et d'une fondation. Le fût est en béton armé. Un sommier ou chevêtre aussi en béton armé est réalisé sur la partie supérieure du fût. C'est sur celui-ci que le tablier repose par l'intermédiaire d'appareil d'appui.

Les appuis transmettent aux fondations les efforts apportés par le tablier.

On distingue plusieurs types de piles en fonction du site, de l'ouvrage et de l'esthétique, etc...

Dans notre cas, on a opté pour des piles voiles (piles pleines) avec chevêtre, mieux adaptées en milieu urbain.

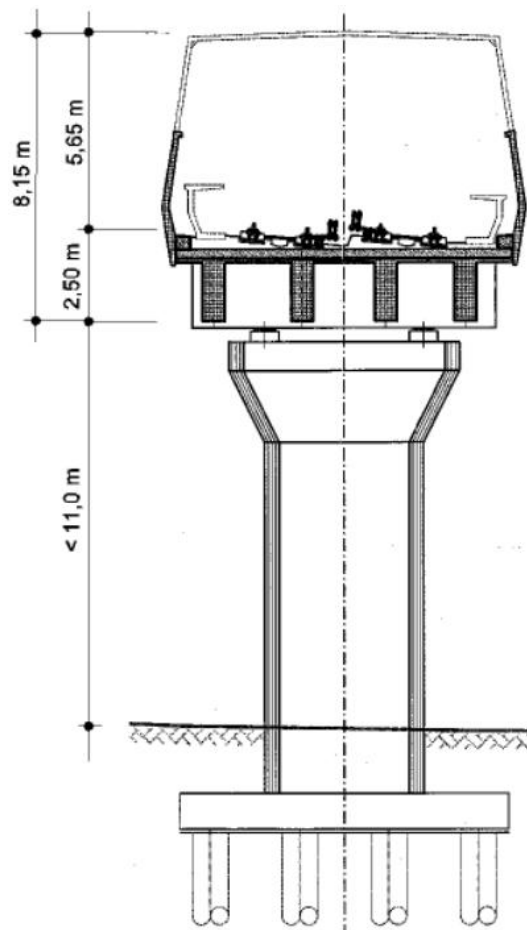


Figure I.7. Représentation d'une pile.

L'implantation des piles de notre ouvrage se fera sur les Points Kilométriques suivants :

- P1 : PK 0 + 635 .001
- P2 : PK 0 + 666.501
- P3 : PK 0 + 694.501
- P4 : PK 0 + 722.501

b. Les culées

On appelle Culée, un appui d'extrémité d'un ouvrage. La culée joue un double rôle : assurer l'appui du tablier d'une part et le soutènement des terres d'autre part. Une culée courante est composée d'un groupe de murs.

Les culées sont placées sur les PK cités ci-dessous :

- Culée 1 : PK 0 + 610.001
- Culée 2 : PK 0 + 742 .501

I.8.2. Les appareils d'appuis

Chaque poutre repose sur l'appui par l'intermédiaire d'un appareil d'appui, son rôle est de transmettre les efforts aux appuis.

Les appareils d'appui utilisés dans notre cas sont des appareils spéciaux constitués d'un pot métallique.

Les appareils d'appuis sont disposés de la manière suivante :

- Systèmes d'appuis glissants sur les deux culées et sur les piles d'extrémités P1 et P4.
- Eléments d'amortissement hydraulique au niveau des deux culées.
- Systèmes d'appuis élastomères sur les piles P2, P3. [14].

I.8.3. Le tablier

L'ouvrage est un pont rail hyperstatique, dont les éléments essentiels du tablier sont des entretoises, des poutres principales, et la dalle du tablier.

a. Les entretoises

Pour notre ouvrage, nous avons opté pour des entretoises d'about en béton armé (BA) coulées sur place, elles ont pour rôle d'empêcher le déversement du talon de la poutre lorsqu'il est comprimé et de répartir les charges concentrées subies par une poutre sur les autres poutres.

b. Les poutres principales

Les poutres principales sont des poutres préfabriquées en béton précontraint réalisées par post tension de forme en T pour les cinq travées, section de caractéristiques géométriques bien adaptées à la gamme de portée de ce type d'ouvrage.

c. La dalle du tablier

La dalle du tablier appelée hourdis ou platelage réalisé en béton armé coulé sur place, il supporte la chaussée et assure la continuité de la voie ferrée (deux voies de métro).

I.8.4. Equipements du pont

a. La corniche

La corniche donne l'aspect esthétique de l'ouvrage mais a aussi un rôle important pour la protection des extrémités du tablier des intempéries.

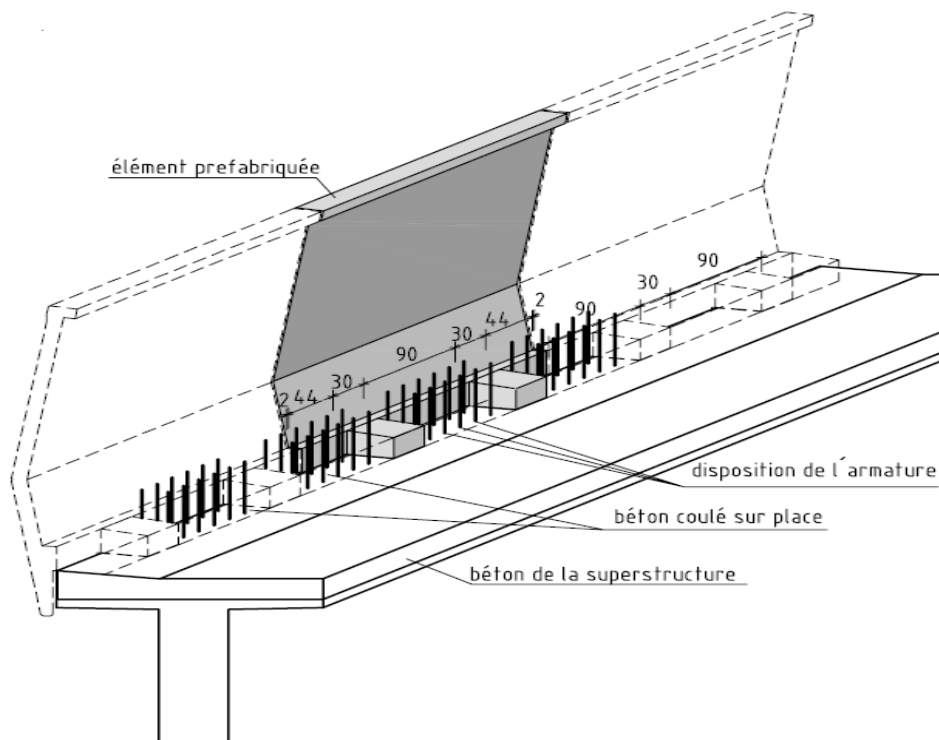


Figure I.8. Jonction entre la corniche et la superstructure.

b. Les joints de dilatations

L'un des points essentiels de cet ouvrage est l'absence de joints de dilatations entre les travées sauf au niveau de la jonction culée et extrémité du pont.

c. Evacuation des eaux

L'évacuation des eaux de pluie est assurée par des gargouilles placées aux extrémités du viaduc.

Chapitre I. Présentation de l'ouvrage

On prévoit aussi pour les infiltrations, un système de drainage sous la couche de roulement effectuée à l'aide de tubes DN200. Les tubes sont arrangés tous les 20m des deux côtés du pont à l'extérieur des poutres extérieures.

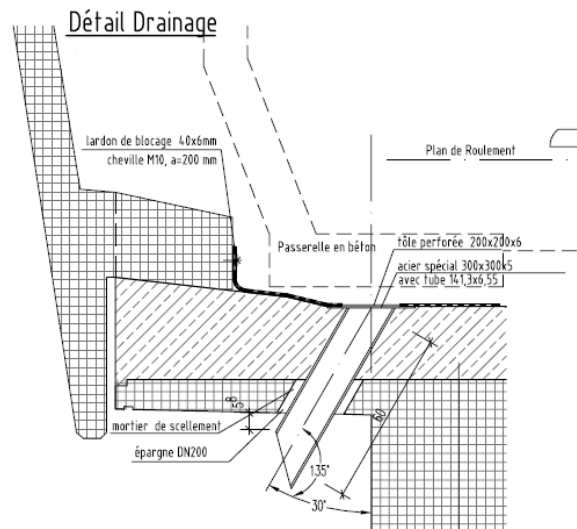


Figure I.9. Système de drainage.

d. Rails

Les rails sont de longues barres d'acier profilées, formant le chemin de fer et servent à la fois de guide et de support de roulement pour le métro. Elles sont posées sur des blocs de béton préfabriqués. On utilise le troisième rail entre les deux voies de roulement pour l'alimentation électrique.



Figure I.10. Rails.

■ Conclusion

Vue l'importance du projet, nous étudierons uniquement la superstructure (poutres préfabriquées, dalle du tablier et entretoises sur appuis).

Chapitre II

Les matériaux utilisés

Introduction

Dans ce chapitre, nous présenterons les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans l'élaboration de notre ouvrage, suivant les prescriptions des règlements techniques de la construction des ouvrages.

II.1. Caractéristiques du béton

L'élaboration du projet s'est faite à partir d'une classe de résistance correspondant à une valeur spécifiée de résistance caractéristique en compression à 28 jours.

Pour les éléments préfabriqués, le béton utilisé est de classe C 40/50, en référence à la résistance caractéristique sur cylindre/sur cube.

La classe C40/50 est en fonction de XC4 qui représente la classe d'environnement, cette dernière limite l'ouverture des fissures à 0.3 mm. [9]

Pour les éléments coulés sur place, la classe de béton est 30/35 XC4.

II.1.1. Résistance à la compression

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} .

f_{c28} est déterminée au laboratoire par écrasement d'éprouvettes cubiques (15x15x15) cm³ pour les éléments préfabriqués et d'éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre pour les éléments coulé sur place, tous deux en compressions centrées. [1]

La résistance du béton à «j» jours inférieure à 28, est déterminée par les deux relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \\ \text{Pour } f_{c28} > 40\text{Mpa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{(II. 1)} \\ \text{(II. 2)} \end{array}$$

Les qualités attendues d'un béton pour les ponts à poutres multiples en béton précontraints sont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelque jours) et à long terme (28 jours et plus) ;
- Une bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries,...
- Une déformabilité instantanée et différée la plus faible possible ;
- Une maniabilité pour la mise en œuvre aussi bonne que possible.

Donc, pour la réalisation de notre ouvrage nous utiliserons des bétons dont les résistances caractéristiques à la compression à 28 jours sont égales à :

{Eléments préfabriqués $\rightarrow f_{c28} = 50\text{MPa}$
{Eléments coulés sur place $\rightarrow f_{c28} = 35\text{MPa}$

Lorsque l'âge du béton dépasse 28 jours, la résistance à la compression peut être déterminée comme suit :

$f_{cj} = 1,10 \cdot f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40MPa.

II.1.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « J » jours, notée f_{tj} , à considérer dans le calcul sera prise égale à :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}, \quad (\text{II.3})$$

f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa (N/mm²), la formule valable pour $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$. [1]

Dans notre cas :

{Eléments préfabriqués $\rightarrow f_{t28} = 3,6\text{MPa}$
{Eléments coulés sur place $\rightarrow f_{t28} = 2,7\text{MPa}$

II.1.3. Diagramme déformations-contraintes du béton

Le diagramme dit « parabole-rectangle » peut être utilisé dans tous les cas pour le calcul des sections, il comporte :

- Un arc de parabole du second degré pour: $0 \leq \varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$
- Une partie linéaire horizontale pour : $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions :

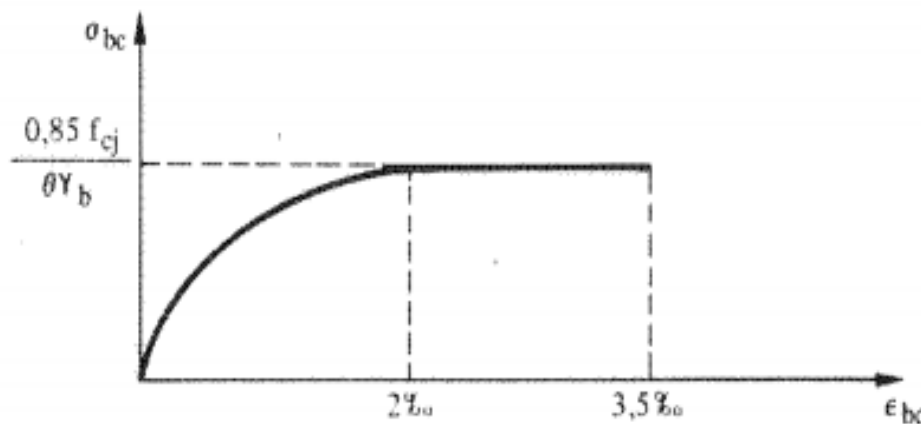


Figure II.1. Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU. [1]

II.1.4. Les états limites

Les états au-delà des quels les structures ne satisferont plus aux exigences, c'est-à-dire que les critères de fiabilité structurale ne seront plus vérifiés, sont appelés états limites.

Parmi ces états-limites, on distingue de façons générales :

- Etats limites ultimes (ELU)
- Etats limites de services (ELS)

L'ouvrage est calculé puis conçu de telle façon à assurer des sécurités appropriées durant toute sa durée d'exploitation.

Ces critères de fiabilité peuvent être divisés en :

- Critère de la sécurité de la structure.
- Critère de la performance de la structure. [11]

II.1.4.1. Etats limites ultimes (ELU)

Les états limites ultimes, sont les états associés à la ruine d'une structure, c'est-à-dire à son effondrement ou à d'autres formes de défaillance structurale : il correspond à l'atteinte de la capacité portante maximale de la structure :

- De résistance
- Stabilité de forme (flambement, déversement)
- Perte d'équilibre statique

La déformation en compression doit être limitée à 2‰ ou 3,5‰ (diagramme déformation-contrainte du béton).

D'où, le calcul de la contrainte limite de compression du béton à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{II.4})$$

0,85: pour tenir compte de la durée d'application des charges et d'éventuelles détériorations du béton en surface.

Le coefficient γ_b vaut :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,50 & \text{pour les combinaisons fondamentales (en situation durable)} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{pour les combinaisons accidentelles (en situation accidentelle)} \end{cases}$$

θ : Coefficient qui dépend de la durée probable "t" d'application de la combinaison d'action considérée. Il prend les valeurs suivantes:

$$\begin{cases} \text{pour: } t > 24h & \Rightarrow \theta = 1 \\ \text{pour: } 1h \leq t \leq 24h & \Rightarrow \theta = 0,9 \\ \text{pour: } t < 1h & \Rightarrow \theta = 0,85 \end{cases}$$

Dans notre cas :

- Pour une situation durable ou transitoire, on trouve :
{Eléments préfabriqués $\rightarrow f_{bu} = 28$ MPa
{Eléments coulés sur place $\rightarrow f_{bu} = 20$ MPa
- Pour une situation accidentelle, on trouve :
{Eléments préfabriqués $\rightarrow f_{bu} = 37$ MPa
{Eléments coulés sur place $\rightarrow f_{bu} = 26$ MPa

II.1.4.2. Etats limites de service (ELS)

Les états limites de service sont les états au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, on s'intéresse à la limite :

- De déformation instantanée ou différée.
- D'ouverture des fissures.

Le comportement du béton à l'ELS, est supposé linéaire élastique.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{II.5})$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} \text{Eléments préfabriqués} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 30 \text{ MPa} \\ \text{Eléments coulés sur place} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les ELU se réfèrent donc aux critères de sécurité structurale (états extrêmes possibles pendant la durée de vie de la structure), et les ELS aux critères de performances de la structure (états probables ou plus ou moins probables pendant la durée de vie de la structure).

II.1.5. Déformations longitudinales du béton

➤ Module de déformation instantanée

Sous l'effet des charges instantanées d'une durée inférieure à 24 heures, on définit le module d'élasticité E_{ij} , comme étant la pente à l'origine du diagramme contrainte-déformation du béton, comme illustré sur la figure ci-dessous :

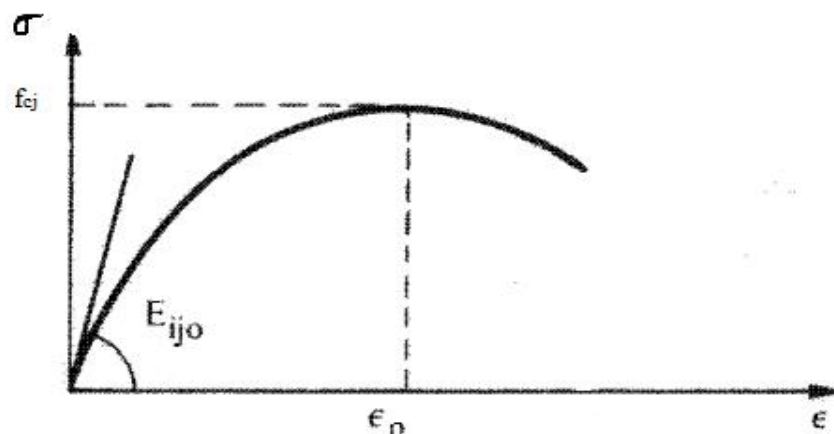


Figure II.2. Module de déformation élastique (E_{ij}). [1]

On admet qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation longitudinale du béton E_{ij} égal à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{II.6})$$

Pour le cas E_{i28} , sa nous donne :

$$\begin{cases} \text{Eléments préfabriqués} \rightarrow E_{i28} = 40\,524 \text{ MPa} \\ \text{Eléments coulés sur place} \rightarrow E_{i28} = 35\,982 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ Module de déformation différée

Sous l'effet de charges de longue durée le module de déformation différée (E_{vj}) est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \approx \frac{1}{3} E_{ij} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{II.7})$$

L'application numérique donne les résultats suivants :

$$\begin{cases} \text{Eléments préfabriqués} \rightarrow E_{v28} = 13\,631 \text{ MPa} \\ \text{Eléments coulés sur place} \rightarrow E_{v28} = 12\,103 \text{ MPa} \end{cases}$$

II.1.6. Déformation transversale du béton

Le module déformation transversale est donné par :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{II.8})$$

ν : Coefficient de Poisson du béton et est pris égal à :

$$\begin{cases} \nu = 0,2 \text{ pour le calcul des deformations, béton non fissuré (à l'ELS).} \\ \nu = 0 \text{ pour le calcul des sollicitations, béton fissuré (à l'ELU).} \end{cases}$$

II.2. Les aciers

Il existe, deux types d'aciers utilisés en précontrainte qui sont :

- Les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte ;
- Les aciers passifs nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration

II.2.1. Les aciers passifs

Les aciers passifs sont des aciers semblables à ceux utilisés en béton armé, ils ne sont mis en tension que par la déformation de l'élément.

Nous utiliserons dans ce projet une nuance d'acier : FeE500 type Haute Adhérence (HA).

- Sa limite élastique : $f_e = 500 \text{ MPa}$.
- Son module d'élasticité longitudinale : $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.

II.2.2. Diagramme déformation-contrainte de l'acier

Le diagramme contrainte-déformation ($\sigma_s - \epsilon_s$) à considérer dans les vérifications des sections est conventionnellement défini par la (Fig.II.3) représentée ci-dessous:

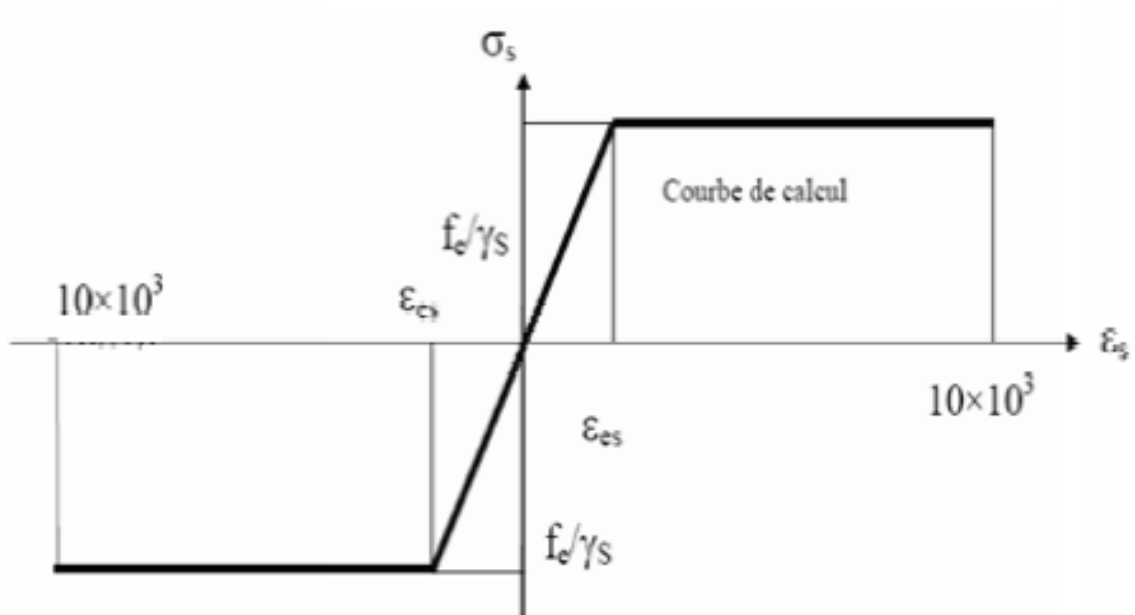


Figure II.3. Diagramme des déformations-contraintes de calcul de l'acier. [1]

L'acier à son tour doit être aussi calculé suivant les états-limites énoncés précédemment pour le cas du béton.

❖ Etat limite ultime (ELU)

La contrainte admissible à la traction est donnée par la relation suivante :

$$f_{su} = \sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{MPa} \quad (\text{II.9})$$

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

$$\begin{cases} \gamma_s: 1,15; \text{ en situation durable.} \\ \gamma_s: 1,00; \text{ en situation accidentelle.} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} f_{su} = 435 \text{ MPa; en situation durable.} \\ f_{su} = 500 \text{ MPa; en situation accidentelle.} \end{cases} \quad [1]$$

❖ Etat limite de service (ELS)

La contrainte limite dépend du type de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible** : Pas de vérification à effectuer.

Elle est située dans les locaux clos et couverts non sujets à des condensations.

- **Fissuration préjudiciable** : (F.P)

Dans le cas des éléments exposés aux intempéries. [1]

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \max \left(\frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right) \quad (\text{II.10})$$

L'application numérique donne les résultats suivants :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 333,33 \text{ MPa; pour les éléments prefabriqués.} \\ \bar{\sigma}_s = 333,33 \text{ MPa; pour les éléments coulés sur place.} \end{cases}$$

- **Fissuration très préjudiciable (F.T.P)**

Pour les éléments situés en milieu agressif.

$$\bar{\sigma}_s = 80\% \cdot \xi = 0,8 \cdot \xi \quad (\text{II.11})$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 266,67 \text{ MPa; pour les éléments prefabriqués.} \\ \bar{\sigma}_s = 266,67 \text{ MPa; pour les éléments coulés sur place.} \end{cases}$$

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1,6; \text{ pour les aciers de haute adhérence.} \\ \eta = 1; \text{ pour les aciers ronds lisses.} \end{cases}$$

f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés exprimée en MPa.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa. [1]

II.2.3. Les aciers actifs (autrement dit : La précontrainte)

Les armatures actives sont des aciers à haute résistance qu'on utilise dans les constructions en béton précontraint par pré-tension ou post-tension.

Les aciers actifs sont les aciers qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton, ils sont classés par :

- Catégories : fils, barres, torons.
- Classe de résistance.

Dans notre cas, la précontrainte est réalisée par pos-tension suivant le procédé «DYWIDAG». Nous utiliserons des torons constitués d'un ensemble de 15 fils enroulés hélicoïdalement les uns sur les autres (cas des torsades à trois fils) ou autour d'un fil central en une ou plusieurs couches. [12]

II.2.4. Diagramme des contraintes-déformations

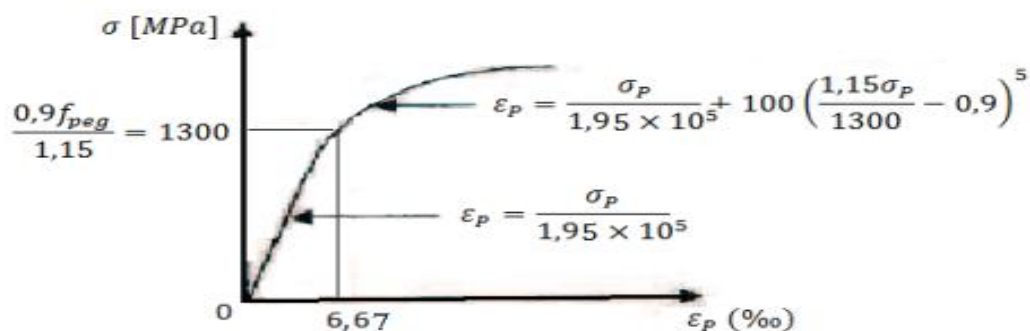


Figure II.4. Diagramme des contraintes - déformations de calcul des torons. [2]

Les câbles de précontrainte utilisés dans notre cas sont des 15T15S ayant les caractéristiques suivantes :

• **Caractéristiques géométriques :**

- Section nominale de l'acier : $A_p = 2250 \text{ mm}^2$.
- Diamètre de la gaine : $\varnothing_{\text{int}} = 90 \text{ mm}$ et $\varnothing_{\text{ext}} = 95 \text{ mm}$.

• **Caractéristiques mécaniques :**

- Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte : $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ MPa}$.
- Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte : $f_{\text{peg}} = 1660 \text{ MPa}$.
- Coefficient de frottement angulaire : $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$
- Coefficient de frottement linéaire : $\varphi = 0,02 \text{ m}^{-1}$
- Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$.
- Relaxation à 1000 heures : $\rho_{1000} = 2,5 \%$.
- Module d'élasticité de l'acier : $E_p = 195\,000 \text{ MPa}$.

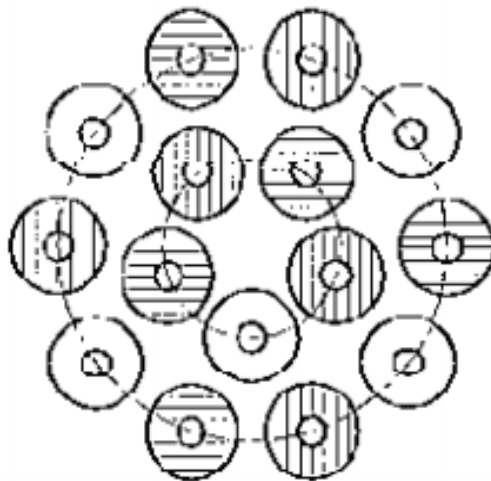


Figure II. 5 : Disposition des torons 15T15S.

▪ Conclusion

Au terme de ce chapitre, les principaux matériaux utilisés sont le béton de résistance caractéristique à 28 jours :

$$\begin{cases} f_{c28} = 50\text{MPa} \rightarrow \text{Pour les éléments préfabriqués.} \\ f_{c28} = 35\text{MPa} \rightarrow \text{Pour les éléments coulés sur place.} \end{cases}$$

Ce choix est justifié par l'utilisation de la précontrainte qui nécessite un béton de bonne qualité.

Pour les aciers, on utilisera des aciers passifs (FeE500) et des câbles (15T15S) de classe 1860 pour les aciers actifs.

Chapitre III

Pré-dimensionnement

Introduction

Ce présent chapitre portera sur le pré-dimensionnement de la poutre préfabriquée.

III.1. Pré-dimensionnement de la poutre

Les structures doivent satisfaire un certain nombre d'exigences pour remplir leurs fonctions.

Afin de pré-dimensionner la poutre préfabriquée, nous allons considérer la plus grande travée correspondante au cas le plus défavorable qui représente une longueur $L = 31,5$ m.

III.1.1. Etude de la poutre préfabriquée

La poutre est un élément tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième.

Elle comporte une table de compression constituant la fibre supérieure et un large talon, constituant la fibre inférieure. Ces deux éléments sont reliés par une âme.

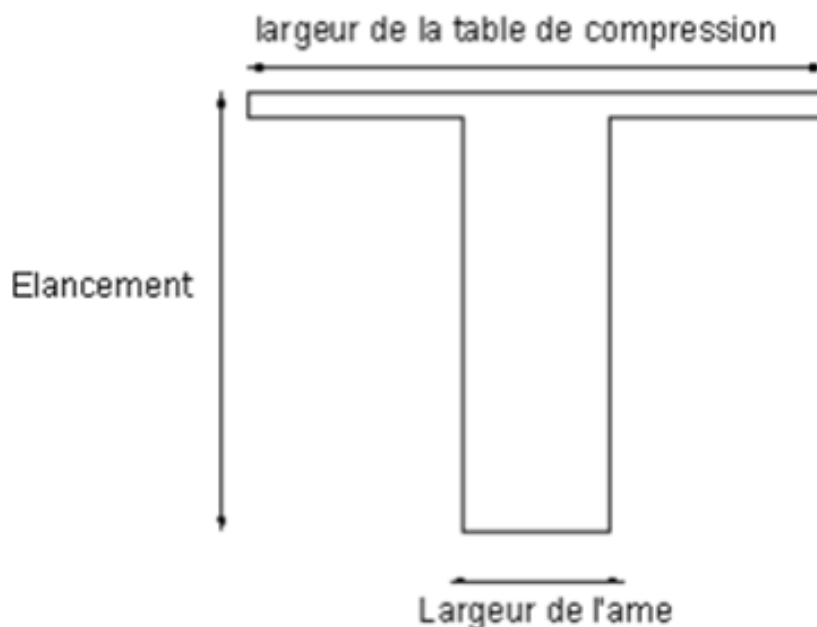


Figure III.1. Coupe transversale d'une poutre préfabriquée.

III.1.2. Elancement

L'élancement usuel h_t/L , égal au rapport de la hauteur h_t du tablier à la portée L d'une travée, se situe entre 1/16 et 1/17.

Dans le cas d'un pont à poutres préfabriquées en béton précontraint par post-tension, [15]

$$\frac{L}{18} \leq h_t \leq \frac{L}{16} \quad \text{(III.1)}$$
$$1,75 \leq h_t \leq 1,97 \quad \text{m}$$

Avec :

L : Portée de la travée la plus longue ($L=31,5$ m) ;

h_t : Hauteur totale du tablier (poutre+hourdis).

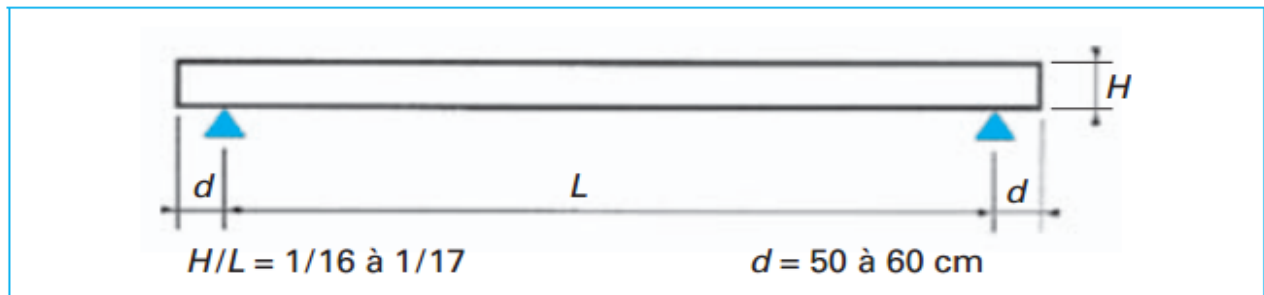


Figure III.2. Elancement des ponts à poutres précontraintes par post-tension.

On prend une hauteur $h_t = 1,75$ m.

III.1.3. Largeur de l'âme

Les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres, ce minimum dépend du type de vibration utilisé (externe ou interne) et indirectement du type de coffrage utilisé pour la réalisation des poutres, et doit également respecter les dispositions réglementaires prescrites par le BPEL, notamment les conditions d'enrobage des armatures passives et des armatures de précontrainte dans les zones où les câbles remontent dans l'âme. [2]

En zone médiane, où l'effort tranchant est faible, la largeur totale des âmes est fixée par des dispositions constructives, et donc directement proportionnelle au nombre de poutres.

$$e_p \geq \frac{h_t}{40} + 9 \quad \text{[cm]} \quad \text{(III.2)}$$

Il est à noter que les câbles de précontraintes sont logés au niveau de l'âme, ce qui nous pousse à prendre une largeur d'âme comprise entre 40 et 70 cm.

On opte pour une épaisseur d'âme $e_p = 60$ cm

III.1.4. Espacement des poutres

Pour les ponts à poutres multiples préfabriquées en béton précontraint, l'espacement des poutres (e_t) est compris entre 2 m et 3,5 m

Dans notre cas, nous choisissons un espacement égal à 2,35 m.

III.1.5. Nombres de poutres

Le nombre de poutres d'un pont à poutres multiples est défini comme étant le rapport de la largeur du tablier et l'espacement des poutres

$$n = \frac{L_a}{e_t} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

L_a : Largeur transversale de la voie portée, égal à 9,4 m.

e_t : Espacement des poutres, égal à 2,35 m.

Finalement : $n = 4$ poutres.

III.1.6. Table de compression

La table de compression joue le rôle :

- De coffrage perdu.
- D'encastrement physique de la dalle du tablier à l'âme.

Pour des raisons pratiques, on opte pour une largeur de la table de compression plus importante que la largeur donnée par le SETRA (1996) qui la définit comprise entre 0,6 et 0,7 de la hauteur de la poutre :

On prend : $b = 2,35$ m.

III.1.7. Epaisseur de l'hourdis

L'épaisseur moyenne de l'hourdis est inférieure ou égale à 35cm.

Nous prendrons une épaisseur de 25cm.

III.2. Caractéristiques géométriques des sections

La section de la poutre est constante tout au long de la travée, et ces caractéristiques sont énumérées ci-dessous :

1. Aire de la section brute i .

$$A_i = b_i \cdot h_i \quad (\text{III.4})$$

Avec :

y_{Gi} : Distance du centre de gravité de la section i à la fibre inférieure de la poutre.

h_i : Hauteur de la section i .

b_i : Largeur de la section i .

2. Moment statique de la section.

$$S_i = A_i \cdot y_{Gi} \quad (\text{III.5})$$

3. Moment d'inertie des sections par rapport à leur centre de gravité.

$$I_i = \frac{b_i \cdot h_i^3}{12} \quad (\text{III.6})$$

4. I_0 : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.

$$I_0 = \sum_{i=1}^N I_i + \sum_{i=1}^N A_i \cdot (y_G - y_i)^2 \quad (\text{III.7})$$

5. Distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.

$$y_G = \frac{\sum_{i=1}^N A_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \quad (\text{III.8})$$

6. Distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.

$$V_s = h_t - y_G \quad (\text{III.9})$$

7. Distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.

$$V_i = h_t - V_s \quad (\text{III.10})$$

8. Le rendement de la section.

$$\rho = \frac{I_0}{\sum_{i=1}^N A_i \cdot y_G \cdot V_s} \quad (\text{III.11})$$

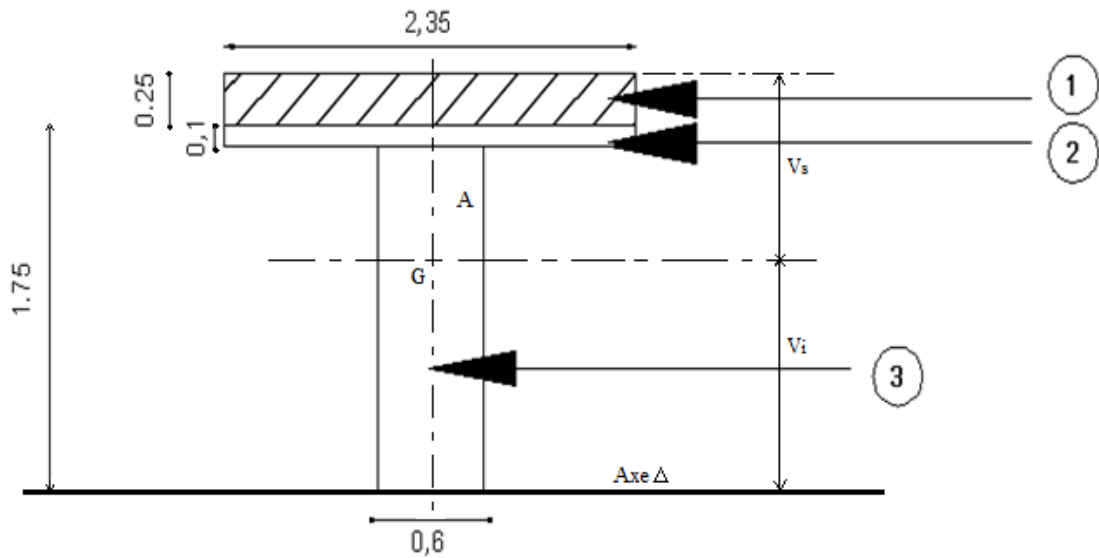


Figure III.3. Coupe transversale de la poutre en T et de la dalle.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.1. Caractéristiques géométriques de la poutre préfabriquée.

	b_i (cm)	h_i (cm)	A_i (cm ²)	y_i (cm)	$A_i * y_i$ (cm ³)	I_i (cm ⁴)
1	235	25	5 875.00	187.50	1 101 562.50	305 989.58
2	235	10	2 350.00	170.00	399 500.00	19 583.33
3	60	165	9 900.00	82.50	816 750.00	22 460 625.00

Tableau III.2. Caractéristiques géométriques de la poutre seule.

	Poutre seule
A (cm ²)	12 250.000
V _i (cm)	99.286
V _s (cm)	75.714
I ₀ (cm ⁴)	27 020 833.330
ρ	0.402

Tableau III.3. Caractéristiques géométriques de la poutre +dalle.

	Poutre + dalle
A (cm ²)	18 125.000
V _i (cm)	127.880
V _s (cm)	72.120
I ₀ (cm ⁴)	68 225 777.670
ρ	0.408

▪ Conclusion

A travers ce chapitre nous avons effectué le pré-dimensionnement des poutres préfabriquées, ce qui nous a permis de déterminer leurs caractéristiques géométriques. La principale difficulté rencontrée était de retrouver les relations empiriques adaptées à la géométrie retenue.

Chapitre IV

Estimation des charges et surcharges

Introduction

Ce chapitre portera sur la détermination de toutes les charges et surcharges possible d'être appliquées sur notre ouvrage.

IV.1. Evaluation des charges

Les actions appliquées sur un pont se classent en deux catégories principales

- Actions hors trafic représentant soit les charges permanentes telles que le poids propre des éléments porteurs (poutres, dalles, etc....) ou non porteurs (corniche, revêtement, trottoirs et garde-corps, etc....) ou bien charges variables de type climatique (effet du vent et changement de température) ainsi que l'action du séisme.
- Actions dues au trafic représentant les actions variables telles que le train de charge du métro d'Alger défini ci-après dans l'article IV.1.2.1; ainsi que les actions accidentelles dues au choc d'un véhicule sur un des éléments porteurs du pont.

IV.1.1. Charges hors trafic

IV.1.1.1. Charges permanentes

Pour l'évaluation des charges permanentes, deux actions sont à prendre en considération.

- Les actions dues au poids propre.
- Les actions dues aux équipements fixes.

- **Poids propre de la poutre i**

$$P_i = A_i \cdot \rho \quad [\text{KN/m}] \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

P_i : Poids propre de la poutre i de la travée 2, d'une longueur $L=31,5$ m; $n= 4$ poutres.

A_i : Section de la poutre i.

ρ : Densité du béton de la poutre i ($\rho = 25\text{KN/m}^3$).

Application numérique :

$$P_i = (0,1 \times 2,35 + 0,6 \times 1,65) \times 25 \times 1 = 30,625 \text{ KN/ml}$$

- **Pois propre total des poutres P_T**

$$P_T = \sum_1^n P_i \quad [\text{KN/m}] \quad (\text{IV.2})$$

Ce qui donne :

$$P_T = P_i \times 4 = 30,625 \times 4 \rightarrow P_T = 122,5 \text{ KN/ml}$$

- **Poids propre de l'hourdis P_h**

$$P_h = A_i \cdot \rho \quad [\text{KN/m}] \quad (\text{IV.3})$$

$$P_h = 0,25 \times 9,4 \times 25 = 58,75 \text{ KN/ml}$$

Chapitre IV. Estimation des charges et surcharges

- **Poids propre de l'entretoise P_e**

$$P_e = A_i \cdot \rho \quad [\text{KN/m}] \quad (\text{IV.4})$$

$$P_e = 2,2 \times 2 \times 25 = 110 \text{ KN/ml}$$

IV.1.1.2. Poids propre des équipements fixes

- **Poids propre du Béton de protection**

$$P_{bp} = 1,843 \times 25 \times 1 = 46,075 \text{ KN/ml}$$

- **Poids propre du Tablier rigide**

$$P_{tab} = 2,35 \times 25 \times 1 = 58,75 \text{ KN/ml}$$

- **Poids propre des Rail et matériel de voie**

$$P_{rail} = 6,19 \text{ KN/ml}$$

- **Poids propre de la Corniche**

$$P_c = 0,669 \times 25 \times 1 = 16,73 \text{ KN/ml}$$

- **Poids propre du trottoir**

$$P_{trottoir} = 0,50 \times 25 \times 1 = 12,50 \text{ KN/ml}$$

Le tableau suivant résume les poids propres des éléments fixes présent dans notre ouvrage.

Tableau IV.1. Poids propre des équipements fixes.

Désignation	ρ (KN/m ³)	A_i (m ²)	g (KN/ml)
Béton de protection	25	1,843	46,07
Tablier rigide	25	2,35	58,75
Rail +matériel de voie	25	/	6,19
Corniche	25	0,669	16,73
Trottoir	25	0,50	12,50
Le poids propre des équipements fixes	/	/	140,24

IV.1.2. Charges dues au trafic

Le schéma de charges est fourni par l'EMA, leur mode de calcul est donné par le livret 2.01 de la SNCF.

IV.1.2.1. Charges verticales

Les schémas de charges considérés pour notre ouvrage est un chemin de fer urbain, plus précisément un métro.

Le train de charge du métro d'Alger est composé de 12 essieux de 250 kN, espacés alternativement de 12,0m et 5,92 m, la longueur totale du train de charge est de 101,6m.

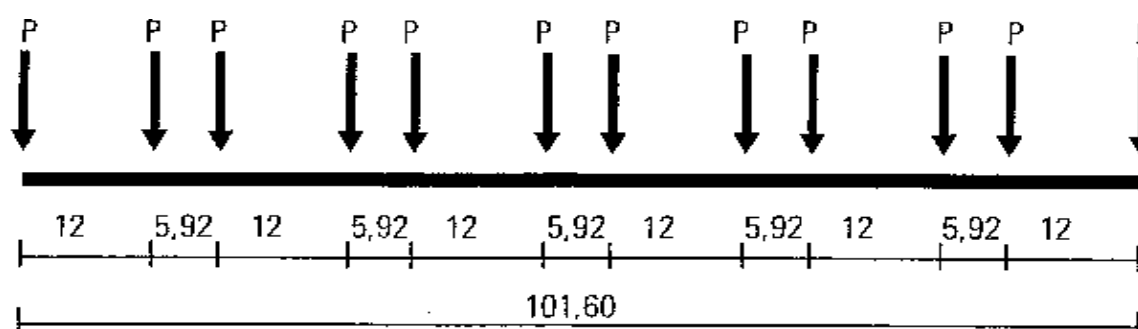


Figure IV.1 : Schéma d'un train de charge du métro d'Alger. [5]

IV.1.2.2. Transmission des charges aux structures

Pour ce genre de ponts rail, nous avons posé la voie ferrée directement sur les éléments structuraux (l'hourdis comme exemple) sans avoir recours au ballast.

Le béton de protection sert d'un côté à maintenir la voie sur l'ouvrage et d'un autre côté de répartir les efforts de telle sorte, qu'une force d'essieu de 250 kN peut être répartie sur trois supports de rail comme l'indique la figure IV.2 ci-après. [6]

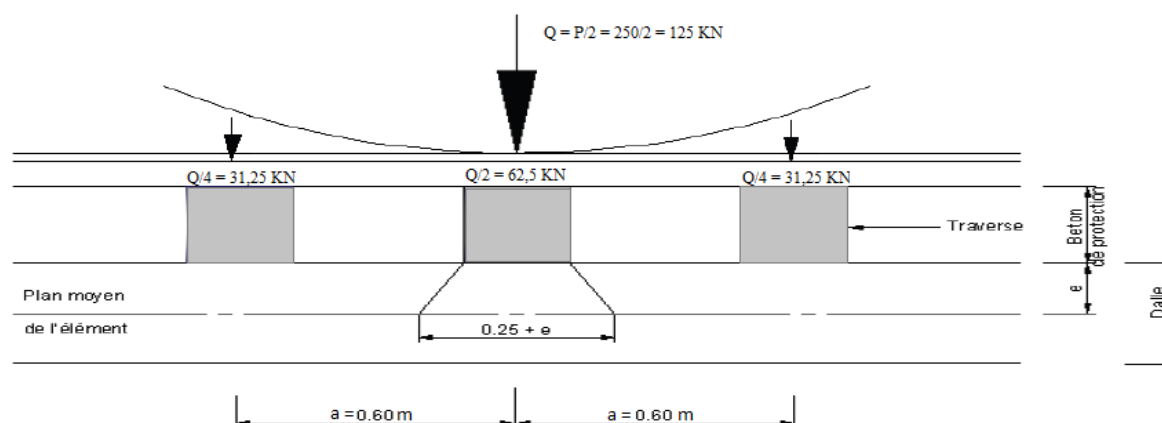


Figure IV.2. Répartition de la charge longitudinale. [6]

- ❖ Transversalement la charge sous le blochet se répartit comme indiqué sur la figure ci-dessous:

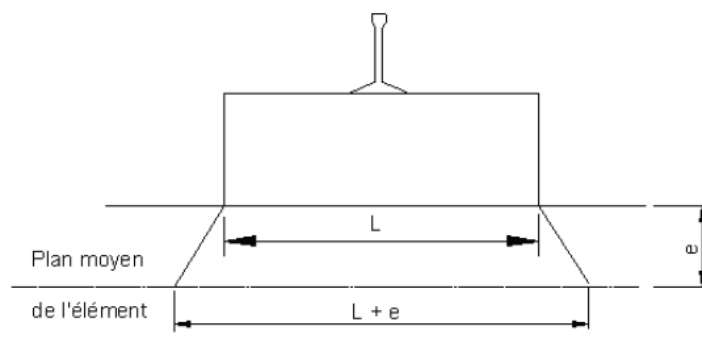


Figure IV.3. Répartition de la charge transversalement. [6]

Où : $L = 0,40$ m pour les travers ou blochets.

IV.2. Effet dynamique

Les effets des actions et les déformations dynamiques d'un pont dus aux circulations sont augmentés par les effets suivants :

- La mise en charge rapide provoquée par la vitesse des circulations franchissant l'ouvrage;
- Les variations des charges de roues dues aux défauts aléatoires des roues et de la voie ;
- Le passage d'une succession de charges espacées de façon plus ou moins régulière, ce qui peut exciter la structure et, dans certains cas, conduire à sa mise en résonance.

Les principaux facteurs influençant le comportement dynamique sont indiqués ci-après :

- La fréquence propre de la structure.
- L'espacement des essieux.
- La vitesse de trafic sur le pont.
- L'amortissement de la structure
- Les défauts de roues (méplats).
- Les défauts verticaux de la voie.

Afin de prendre en compte les effets dynamiques, nous considérons les coefficients ϕ_2 ou ϕ_3 ;

- ❖ ϕ_2 ou ϕ_3 sont des coefficients dynamiques, multiplicateurs des sollicitations et déformations statiques sous le schéma de charge défini préalablement.

Les coefficients dynamiques ϕ_2 ou ϕ_3 ne sont valables que :

- Pour une structure modélisée par des poutres continues.
- Pour des vitesses $V < 220$ km/h.
- Si la flèche sous poids permanent est située entre la limite supérieure et la limite inférieure comme indiquée à la figure IV.4. ci-dessous; [11]

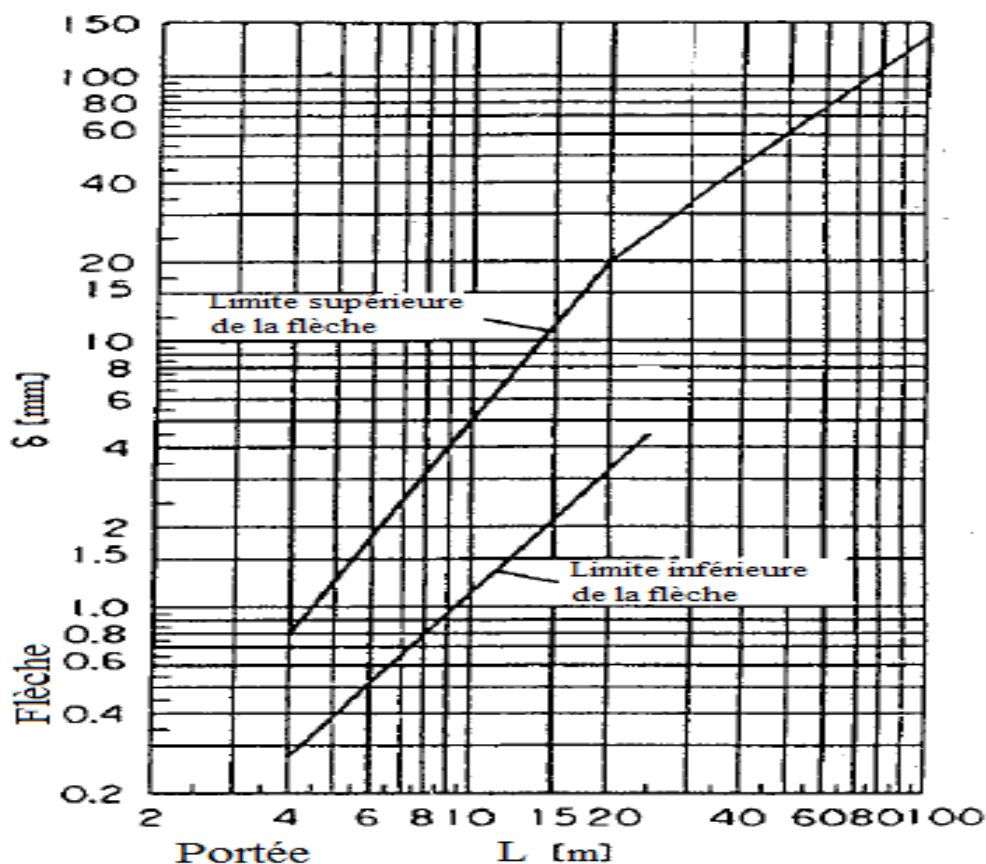


Figure IV.4. Limites de la flèche sous poids permanent. [11]

Interprétation :

➤ **Limite supérieure de la flèche δ_s :**

L : Portée en mètres de la poutre la plus longue de notre ouvrage, avec : $L = 31,5$ m ;

$20 \text{ m} < L < 100 \text{ m}$

$$\delta_s = 0,564 L^{1,184} \quad [\text{mm}] \quad (\text{IV.5})$$

D'où : $\delta_s = 33,52$ mm

➤ **Limite inférieure de la flèche δ_i :**

$L > 25$ m ; Pas de limite inférieure.

Si l'entretien de l'ensemble des lignes de la SNCF peuvent être considérées comme soignées, il y a lieu de retenir le coefficient ϕ_2 plus tôt que ϕ_3 .

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82 \quad (\text{IV.6})$$

$1,00 < \phi_2 < 1,67$; pour un entretien de la voie soigné.

L_ϕ : Longueur caractéristique, déterminée à partir du tableau IV.2 (cas 5.2) suivant :

Tableau IV.2. Longueur déterminante L_{ϕ} . [6]

Cas	Elément de structure considéré	Longueur caractéristique L_{ϕ}										
ELEMENTS PORTEURS PRINCIPAUX												
5	5.1 Poutres et dalles (y compris poutrelles métalliques enrobées) sur 2 lignes d'appuis.	Portée mécanique.										
	5.2 Poutres et dalles continues sur n travées, avec : $L_m = \frac{1}{n} (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_{\phi} = k \cdot L_m$ au moins max. $L_i (i = 1, \dots, n)$ <table style="margin-left: auto; margin-right: auto; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">n</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">2</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">3</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">4</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">≥ 5</td> </tr> <tr> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">k</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">1,2</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">1,3</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">1,4</td> <td style="border: 1px solid black; padding: 2px 5px;">1,5</td> </tr> </table>	n	2	3	4	≥ 5	k	1,2	1,3	1,4	1,5
	n	2	3	4	≥ 5							
	k	1,2	1,3	1,4	1,5							
	5.3 Ponts portiques ou cadres :	La construction est considérée comme une poutre à 3 travées (utiliser 5.2).										
	- simples,											
	- à travées multiples.	La construction est considérée comme une poutre continue (utiliser 5.2).										
5.4 Arcs, poutre de rigidité de ponts en bow string.	demi-portée.											
5.5 Voûtes, série de voûtes.	2 fois l'ouverture de chaque voûte.											
5.6 Suspentes.	4 fois la distance entre suspentes dans le sens longitudinal.											
5.7 Structures avec plus d'une voie.	Si elle s'impose manifestement, une réduction sur le coefficient dynamique peut être fixée par le CPS.											

n : Nombre de travées ; dans notre cas : n = 5 travées. $\implies k = 1,5$

Ainsi, les résultats sont :

$$L_m = 26,50 \text{ m}$$

$$L_{\phi} = 39,75 \text{ m}$$

Ce qui donne, un coefficient $\phi_2 = 1,05$.

IV.3. Charges horizontales

IV.3.1. Forces centrifuges

Etant donné que la voie du pont est courbe sur toute la longueur, il y a lieu de prendre en compte la force centrifuge et le dévers de la voie.

Les forces centrifuges agissent vers l'extérieur, selon une direction horizontale, perpendiculairement à l'axe de la voie, et à une hauteur de 1,80m au-dessus de la surface de roulement.

Les calculs doivent être élaborés en considérant une vitesse $V = 80 \text{ km/h}$, une valeur qui représente la vitesse maximale du métro compatible avec le tracé de la ligne. [6]

La valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127 \cdot R} (f \cdot Q_{vk}) \quad [\text{KN}] \quad (\text{IV.7})$$

Avec :

Q_{tk} : Valeur caractéristique de la force centrifuge.

Q_{vk} : Valeur caractéristique des charges verticales ; $Q_{vk} = 250\text{KN}$.

V : Vitesse maximale spécifiée [km/h] ; $V = 80\text{ km/h}$.

f : Coefficient de réduction ; $f = 1$; lorsque $V \leq 120\text{ km/h}$.

R : Rayon de courbure [m] ; $R = 250\text{ m}$.

D'où :

$Q_{tk} = 50,39\text{ KN}$. (Par essieu)

IV.3.2. Forces de lacet

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aussi bien sur les voies en alignement que sur les voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet doit être prise égale à $Q_{sk} = 100\text{ KN}$.

IV.3.3. Forces de freinage et d'accélération

Un métro occupe des lignes à trafic spécialisé, et donne naissance à des forces d'accélération (Q_{lak}) et des forces de freinages (Q_{lbk}), qui agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinale de la voie.

Les valeurs caractéristiques des forces de démarrage et de freinage sont égales à 25 % de la somme des charges d'essieux exercées sur la longueur d'influence de la sollicitation de l'élément structural considéré, avec une valeur maximale de 1000 KN pour Q_{lak} et de 6000 KN pour Q_{lbk} .

$$Q_{lak} = Q_{lbk} = 0,25 \times 250 = 62,5\text{ KN (Par essieu)}.$$

IV.4. Autres actions variables

Les actions variables pour cet ouvrage comprennent les actions naturelles :

- Effet du vent
- Effet de la variation de température.

IV.4.1. Actions dues au vent

L'effet du vent est traité selon le livret 2.01 Art.1.4.2.

IV.4.1.1. Vent compatible avec les circulations (W_1)

L'effet du vent est pris en considération en supposant que le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il donne naissance à des pressions d'une valeur de $1,5 \text{ KN/m}^2$ sur toute surface frappée normalement. Sur une surface partiellement masquée, le vent développe la pression qui s'exerce en avant du masque, multipliée par le rapport de la surface des vides à la surface totale de ce masque (les surfaces sont évaluées en projection sur un plan normal au vent).

Le métro est assimilé à un écran de 3 m de hauteur dont le bord inférieur se trouve à 0,50m au-dessus du rail et dont la longueur est à déterminer en vue d'obtenir le maximum de la sollicitation calculée.

Un tablier de pont-rail est habituellement considéré comme un écran plein au moins sur la hauteur comprise entre le dessus des rails et le dessous des longerons, pièces de contreventement ou poutres principales.

- L'effort qui s'exerce sur le masque :
 $q_t = \text{La hauteur du masque} \times \text{La pression normale à la surface en contacte}$

Où :

La hauteur du masque = la hauteur du tablier + la hauteur d'écran = $2,5 + 3 = 5,5 \text{ m}$.

La pression normale à la surface en contacte = $1,5 \text{ KN/m}^2$.

D'où :

$$q_t = 5,5 \times 1,5$$

$$q_t = 8,25 \text{ KN/ml}$$

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

$$c_x = \frac{8,25}{2}$$

$$c_x = 4,2 \text{ KN/ml}$$

- L'effort dû au vent avec circulation subit par la poutre est :

$$W_1 = \frac{c_x}{\text{la distance entre axes des poutres}} = \frac{4,2}{2,35}$$

$$W_1 = \pm 1,79 \text{ KN/ml}$$

IV.4.1.2. Vent sans circulation sur l'ouvrage (W_0)

Pour ce cas, on applique les mêmes règles citées dans le paragraphe ci-dessus, à l'exception que la valeur de la pression du vent étant toutefois prise égale à 2 KN/m^2 .

La hauteur du masque est égale à la hauteur du tablier qui est de 2,5 m.

- L'effort qui s'exerce sur le masque :
 $q_t = 2,5 \times 2$

$$q_t = 5 \text{ KN/ml}$$

- L'effort dû au vent avec circulation subit par la poutre est :
- $$W_0 = \pm 2,66 \text{ KN/ml.}$$

IV.4.2. Action dues aux variations de température

Notre viaduc est exposé aux charges climatiques, et donc au changement de température et des charges provoquées par cette dernière.

Les variations de température (principalement influencée par les conditions climatiques locales le type d'ouvrage et matériaux utilisés) peuvent être décomposées en :

- Une variation de température uniforme (température constante sur la hauteur de la section)
- Un gradient thermique (température linéaire sur la hauteur de la section).

Nous utilisons les données de températures de l'EMA, 2010 et ces variations seront traitées aux règles de l'EC partie 2-5.6.1.

1. Variation de température uniforme : ceci donnera une composante uniforme selon Les valeurs caractéristiques minimale et maximale de la température de l'air qui doivent correspondre au site de notre structure.

L'ouvrage étudié se situe dans la zone du nord centre (Alger), dont la température moyenne au moment de la réalisation de l'ouvrage est prise égale à $T_0 = +20^\circ\text{C}$.

Les températures extrêmes selon la zone sont :

- Température extérieure maximale : $T_{e, \max} = +42^\circ\text{C}$
- Température extérieure minimale : $T_{e, \min} = -12^\circ\text{C}$
- Augmentation de la température : $\Delta T_N = 42 - 15 = 27^\circ\text{C}$
- Réduction de la température : $\Delta T_N = -12 - 15 = -27^\circ\text{C}$.

2. Le gradient thermique est un phénomène résultant d'une inégalité de la température des deux faces supérieure et inférieure du tablier. Conventionnellement, Le gradient thermique est positif si la face supérieure du tablier est plus chaude que sa face inférieure, négative dans le cas contraire.

Le groupe de tablier de notre pont est le 3 et les valeurs caractéristiques des gradients linéaires de température sont présent du tableau suivant : [7]

Chapitre IV. Estimation des charges et surcharges

Tableau IV.3. Valeurs caractéristiques des gradients linéaires de température pour différents groupes de tabliers de ponts. [7]

Groupes de Tabliers	Ponts routiers		Ponts de chemin de fer	
	Gradient de température positif	Gradient de température négatif	Gradient de température positif	Gradient de température négatif
	$\Delta T_{M, pos} (^{\circ}C)$	$\Delta T_{M, neg} (^{\circ}C)$	$\Delta T_{M, pos} (^{\circ}C)$	$\Delta T_{M, neg} (^{\circ}C)$
Groupe 1 : Platelage en acier sur poutres métalliques de type caisson, en treillis ou en I.	[18]	[-13]	[18]	[-13]
Groupe 2 : Dalle en béton sur poutres métalliques de type caisson, en treillis ou en I.	[15]	[-18]	[15]	[-18]
Groupe 3 : Tablier en béton : - poutre caisson ; - poutre en T ; - dalle.	[10] [15] [15]	[-5] [-8] [-8]	[10] [15] [15]	[-5] [-8] [-8]

Tableau IV.4. Coefficients k_{sur} à prendre en compte pour différentes épaisseurs de revêtement. [7]

Pont routiers et de chemin de fer						
Epaisseur de revêtement	Béton		acier		Composites	
	Surface supérieure plus chaude que la partie inférieure	Partie inférieure plus chaude que la surface supérieure	Surface supérieure plus chaude que la partie inférieure	Partie inférieure plus chaude que la surface supérieure	Surface supérieure plus chaude que la partie inférieure	Partie inférieure plus chaude que la surface supérieure
(mm)	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}	k_{sur}
0	1.5	1.0	1.6	0.6	1.1	0.9
50	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
100	0.7	1.0	0.7	1.2	1.0	1.0
150	0.5	1.0	0.7	1.2	1.0	1.0
60 cm	0.6	1.0	0.6	1.4	0.8	1.2

- Gradient de température positif ($\Delta T_{M, \text{pos}}$) : 15°C

- Gradient de température négatif ($\Delta T_{M, \text{neg}}$) : -8°C

Les valeurs des gradients de température données dans le tableau IV.2 sont basées sur une épaisseur de revêtement de 50 mm pour les ponts routiers et de chemin de fer. Pour l'épaisseur de revêtement 190 mm, il convient que ces valeurs soient multipliées par un coefficient k_{sur} , tel que donné dans le tableau IV.3. Ce qui donne enfin :

-Gradient de température positif ($\Delta T_{M, \text{pos}}$) : $7,5^{\circ} \text{C}$

-Gradient de température négatif ($\Delta T_{M, \text{neg}}$) : -8°C

IV.5. Actions accidentelles

IV.5.1. Séisme

L'effet du séisme est assimilé à un effort d'inertie dans n'importe quelle direction, son intensité est proportionnelle à la valeur de la force de la pesanteur.

Il est pris en considération pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage des appuis.

IV.6. Définition des actions de circulation ferroviaire groupe de charge

IV.6.1. Principe

Les actions de circulation ferroviaire sont des actions composées organisées en groupes de charges. Ces derniers tiennent compte de la simultanéité des diverses charges élémentaires sur une ou plusieurs voies.

Chacun de ces groupes de charges, qui s'excluent l'un à l'autre, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autres que celles de circulation ferroviaire.

Chapitre IV. Estimation des charges et surcharges

IV.6.2. Groupes de charges

Les différents groupes de charges à considérer suivant une ou deux voies sont représentés sur le tableau ci-dessous.

Tableau IV.5. Groupes de charges. [6]

N ^{bre} de voie chargée	Groupe de charge	Voie chargée	UIC71 + SW/0	SW/2	Train à Vide	Freinage / Démarrage	Force centrifuge	Lacet
Une Voie (V1)	Gr1	/	1	0	0	1	0.5	0
	Gr2	/	1	0	0	0.5	1	0
	Gr3	/	1	0	0	1	0.5	1
	Gr4	/	0	1	0	1	0.5	0
	Gr5	/	0	0	1	0	1	0
Deux Voies (V2)	Gr11	V1	1	0	0	1	0.5	0
		V2	1	0	0	1	0.5	0
	Gr12	V1	1	0	0	0.5	1	0
		V2	1	0	0	0.5	1	0
	Gr13	V1	1	0	0	1	0.5	1
		V2	1	0	0	1	0.5	1
	Gr14	V1	1	0	0	0.75	0.5	0
		V2	0	1	0	0.75	0.5	0

➤ Combinaison de charges

Les combinaisons de charges sont présent conformément à l'article 1.7 du livret 2.01 de la SNCF.

On désigne par :

- G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.
- G_1 : L'ensemble des parties des actions permanentes, y compris les parties du poids propre, qui ont un effet stabilisateur.
- G_2 : L'ensemble des parties des actions permanentes, y compris les parties du poids propre, qui ont un effet déstabilisateur.
- Q : actions variables.
- Q_1 : actions de base.
- Q_i : actions d'accompagnement.
- T : actions thermiques.
- W_0 : action du vent sans circulation ferroviaire.
- W_1 : action du vent avec circulation ferroviaire.
- Ψ : Coefficient pour les actions variables (ELU et ELS)
- γ : Coefficient pour les actions à l'ELU.
- $(TR)_i$: modèle de trafic à la fatigue.
- E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique.

❖ E.L.U. d'équilibre statique :

$$\text{Max} [1.45 Gr_{21}, 1.35Gr_{24}] + 1.2T$$

$$1.5T + 1.16Gr_{21}$$

❖ E.L.U. fondamentale (résistance) :

Forme générale : $\gamma_p P_k + 1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum_{i>1} 1.5\Psi_{Q_i} Q_i$

$$\text{A vide : } \begin{cases} P_k + 1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5W_0 \\ 1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5W_0 \end{cases}$$

Une voie chargée : $1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.45 Gr_2$ (ou Gr_3) + $1.2T + 0.9W_1$
Max + $1.2T$
 $1.5T + 1.16Gr_1$

Deux voies chargées : $1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.45 Gr_{22}$ (ou Gr_{23}) + $1.2T + 0.9W_1$
Max + $1.2T$
 $1.5T + 1.16Gr_{21}$

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

Forme générale : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + A_d + \Psi_{11} Q_i + 0.5T$

A vide : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + A_d + 0.6T$

Une voie chargée : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + A_d + 0.8 (Gr_3 \text{ ou } Gr_4) + 0.5T$

Deux voies chargées : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + A_d + 0.7 (Gr_{23} \text{ ou } Gr_{24}) + 0.5T$
 G_{\max} et G_{\min} sont à remplacer par G_1 et G_2 pour l'équilibre statique.

❖ **E.L.U. sismique (résistance, équilibre statique) :**

Forme générale : $G_{\max} + G_{\min} + \sum_{i>1} \Psi_{s_i} Q_i$

A vide : $G + 0.6E$

Une voie chargée : $G + 0.6E + 0.3 Gr_1$

❖ **E.L.S. rares :**

Forme générale : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + \sum_{i>1} \Psi_{Q_i} Q_i$

A vide : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + W_0$

Une voie chargée : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + Gr_2 \text{ ou } Gr_3 + 0.8T + 0.6W_1$
 $Gr_1 \text{ ou } Gr_4 + 0.8T$
 $T + 0.8Gr_1$

Deux voies chargées : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + Gr_{22} \text{ ou } Gr_{23} + 0.8T + 0.6W_1$
 $Gr_{21} \text{ ou } Gr_{24} + 0.8T$
 $T + 0.8Gr_{21}$

❖ **E.L.S. fréquents :**

Forme générale : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + \Psi_{11} Q_i + 0.5T$

A vide : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0.6T$

Une voie chargée : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0.8 (Gr_1 \text{ ou } Gr_3 \text{ ou } Gr_4) + 0.5T$

Deux voies chargées : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0.7 (Gr_{21} \text{ ou } Gr_{23} \text{ ou } Gr_{24}) + 0.5T$

❖ **E.L.S. quasi-permanents :**

Forme générale : $P_k + G_{\max} + G_{\min} + 0.5T$

❖ **E.L.S. de fatigue :**

Forme générale : $P_k + G + Q_i + 0.6T$

Une voie chargée : $P_k + G + (TR)_1 + 0.6T$

Deux voies chargées : $P_k + G + (TR)_1 + (TR)_2 + 0.6T$

▪ **Conclusion**

A travers ce chapitre, nous avons pu énumérer toutes les différentes charges et surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage, à présent nous pouvons modéliser la structure et obtenir les sollicitations afin de dimensionner puis ferrailer chaque élément de la superstructure du viaduc.

La principale difficulté était de déterminer les combinaisons de charges car elles doivent tenir compte des groupes de charges propres au métro, chose qui restait peu développée dans la littérature.

Chapitre V

Modélisation de la structure

Introduction

Dans ce chapitre nous allons modéliser le pont à l'aide du logiciel Auto desk Robot. Après l'introduction de la géométrie, des conditions aux limites et du chargement appliqué à la structure, nous obtiendrons les sollicitations de façon graphique, numérique ou combinée.

V.1. Modélisation

V.1.1. Caractéristiques principales du logiciel Robot

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

Le système Robot regroupe plusieurs modules spécialisés, dont les étapes d'étude de la structure sont données.

V.1.2. Principes de fonctionnement du logiciel Robot

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

1^{ère} étape: le logiciel nécessite la définition des caractéristiques :

- Définition de la langue de travail ;
- Définition des caractéristiques des matériaux ;
- Définition des unités et de systèmes métriques utilisés ;
- Définition des normes et règlements.

2^{ème} étape: le logiciel nécessite la définition de la structure :

- Définition de la grille de système d'axe ;
- Définition des éléments verticaux (piles) de contreventement;
- Définition des éléments horizontaux (tablier, poutres);
- Définition des points singuliers (particularités et vides éventuels) ;
- Définition des conditions d'appuis.

3^{ème} étape: le logiciel nécessite la définition et l'application des chargements de la structure.

- Le logiciel génère automatiquement le poids propre des éléments de structures noté comme des charges permanentes (pp);

Chapitre V. Modélisation de la structure

- Définition des charges permanentes additionnelles (poids des éléments secondaires (CCP) ;
- Définition des charges d'exploitation (trafic) ;
- Définition des charges ponctuelles éventuelles.

4^{ème} étape: choix de type d'analyse de structure.

- Analyse sous charges permanente ;
- Analyse sous les surcharges d'exploitation ;
- Analyse modale ;
- Analyse sismique.

5^{ème} étape: définition des combinaisons de calcul et coefficients de pondération.

6^{ème} étape: lancement de calcul.

7^{ème} étape: affichage et édition éventuelle des résultats.

V.2. Modélisation graphique et vue 3D de notre structure

Après avoir effectué les différentes étapes de modélisation, on a abouti à la représentation graphique suivante.

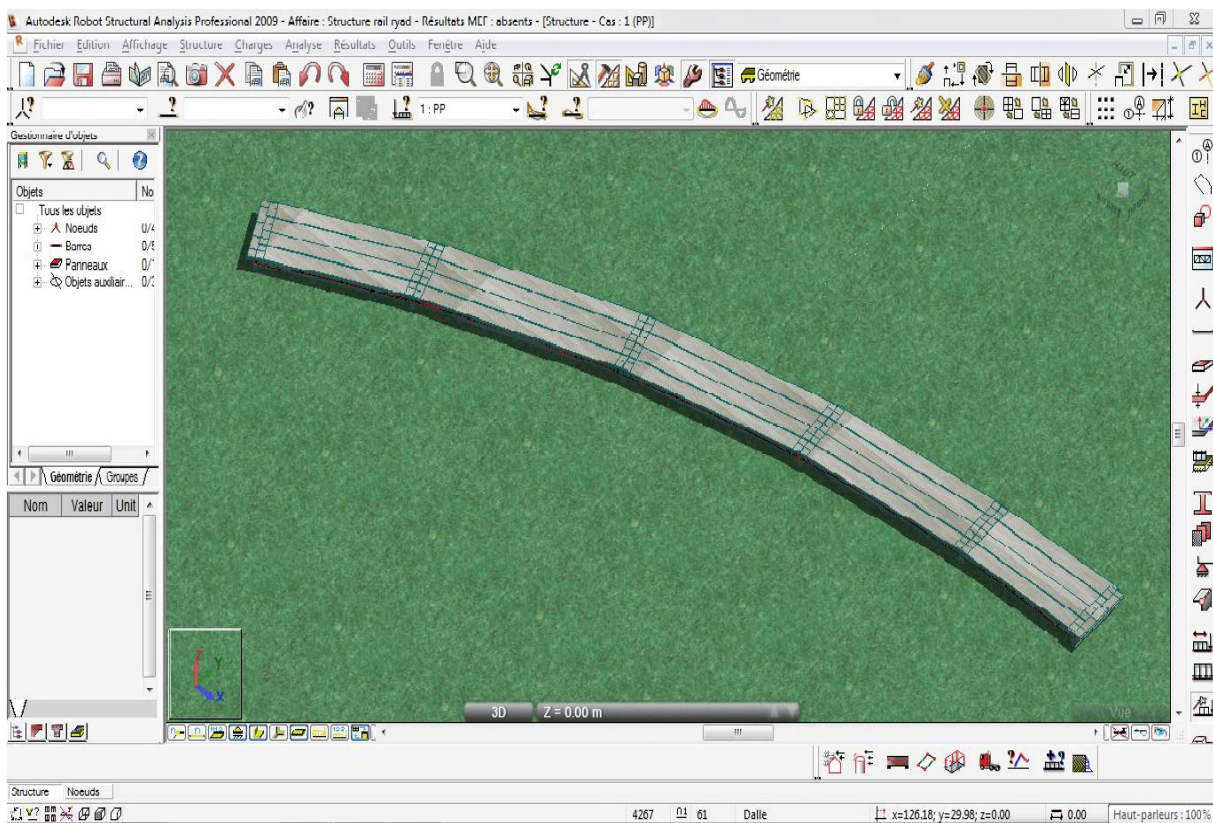


Figure V.1. Modélisation de la structure (poids permanent).

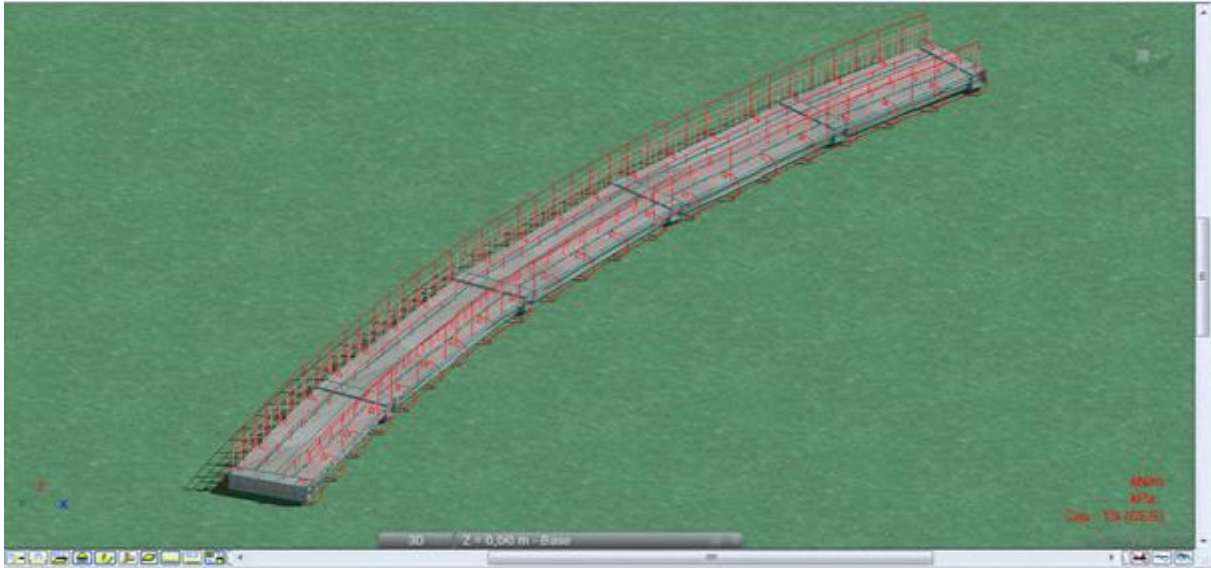


Figure V.2. Modélisation de la structure avec équipements fixes.

V.3. Calcul des sollicitations

V.3.1. Calcul du moment fléchissant

Les diagrammes des moments M_{Max} et M_{min} sont générés à partir du logiciel de calcul Robot Bat pour les différents cas de charge.

V.3.1.1. Moment fléchissant dû au poids propre des poutres

Préalablement, les poutres sont posées sur les piles et sont soumises à leurs poids propre. Elles connaîtront donc un schéma isostatique, ce qui engendre les rotations aux extrémités. Les poutres auront mémorisé ces déformations.

On considère la travée la plus longue qui représente le cas le plus défavorable.

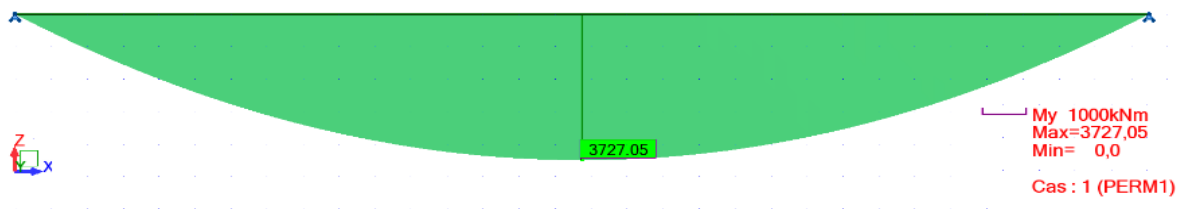


Figure V.3. Diagramme du moment M dû au poids propre de la poutre isostatique.

La valeur du moment M dû au poids propre à mi travée, d'une poutre de 31,5 m est de 3727,50KN·m.

Après coulage des entretoises sur appuis, ce qui a permis de rendre le pont hyperstatique, donc réduire le moment à mi-travée et naissance d'un moment négatif au niveau des appuis qui sera repris par les armatures passives.

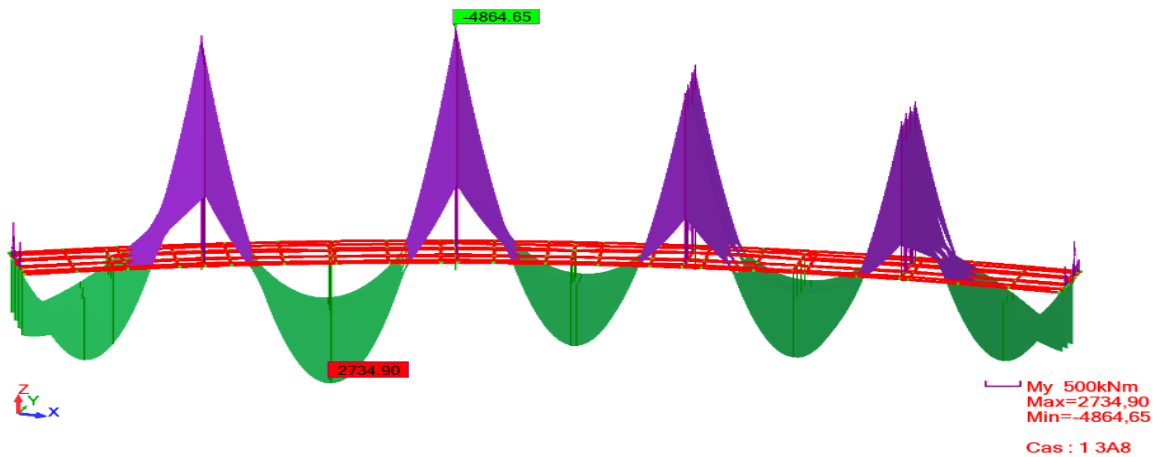


Figure V.4. Diagramme de M dû au poids propre de la poutre hyperstatique.

Le diagramme du moment dû au poids propre des éléments du pont en considérant les poutres hyperstatiques est représenté par la figure qui suit :

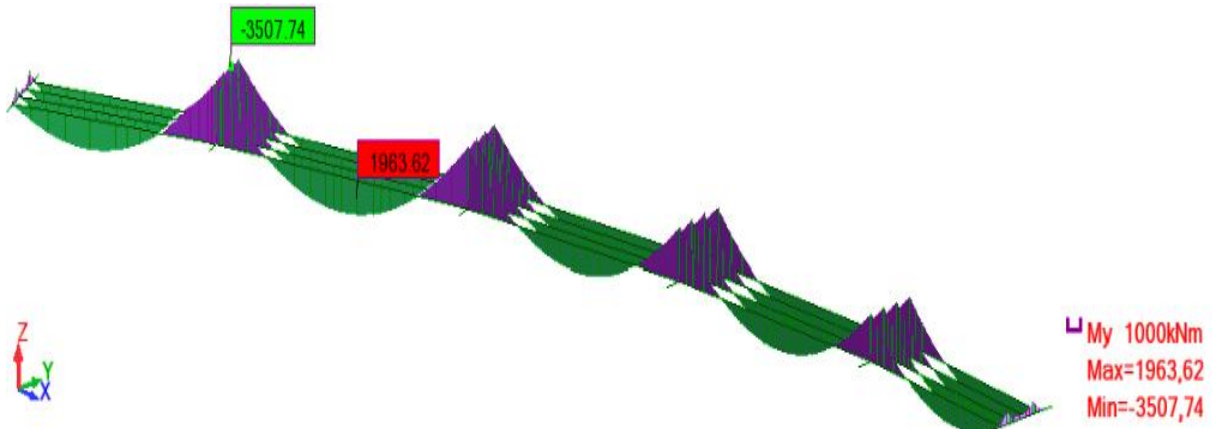


Figure V.5. Diagramme de M dû au poids du pont hyperstatique + précontraint.

Nous remarquons qu'après avoir coulé les entretoises sur les appuis, le moment à mi-travée a diminué.

V.3.1.2. Moment dû à la surcharge d'exploitation

Le diagramme des moments M_{Max} et M_{min} donné par le logiciel, avec un passage de la charge roulable sur toute la longueur du viaduc est représenté ci-dessous. Nous avons paramétré le calcul de telle manière à avoir les sollicitations chaque 0.1 sec autrement dit un pas de 2,22 m, ce qui nous permettra d'identifier la position du chargement donnant les sollicitations les plus défavorables.

Le viaduc comporte deux voies, on calculera alors le moment fléchissant pour les deux cas de chargement possibles :

a. Passage du métro dans une voie

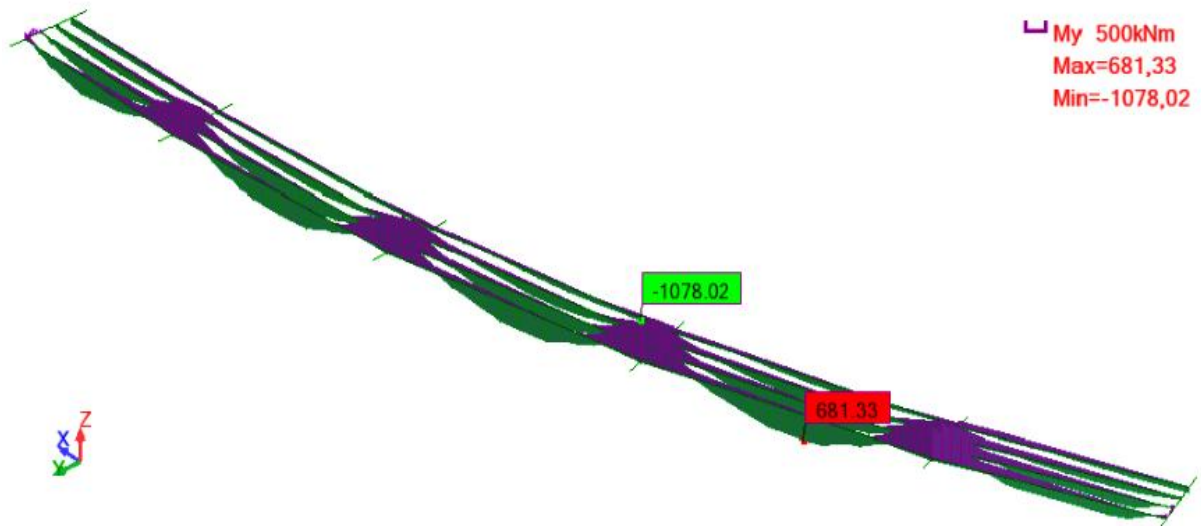


Figure V.6. Diagramme du moment dû au passage du métro sur une voie

b. Passage du métro dans les deux voies

Le diagramme des moments M_{Max} et M_{min} est donné par le logiciel, pour un passage de la charge roulable sur toute la longueur du viaduc et sur les deux voies. Nous avons utilisé le même paramétrage que précédemment.

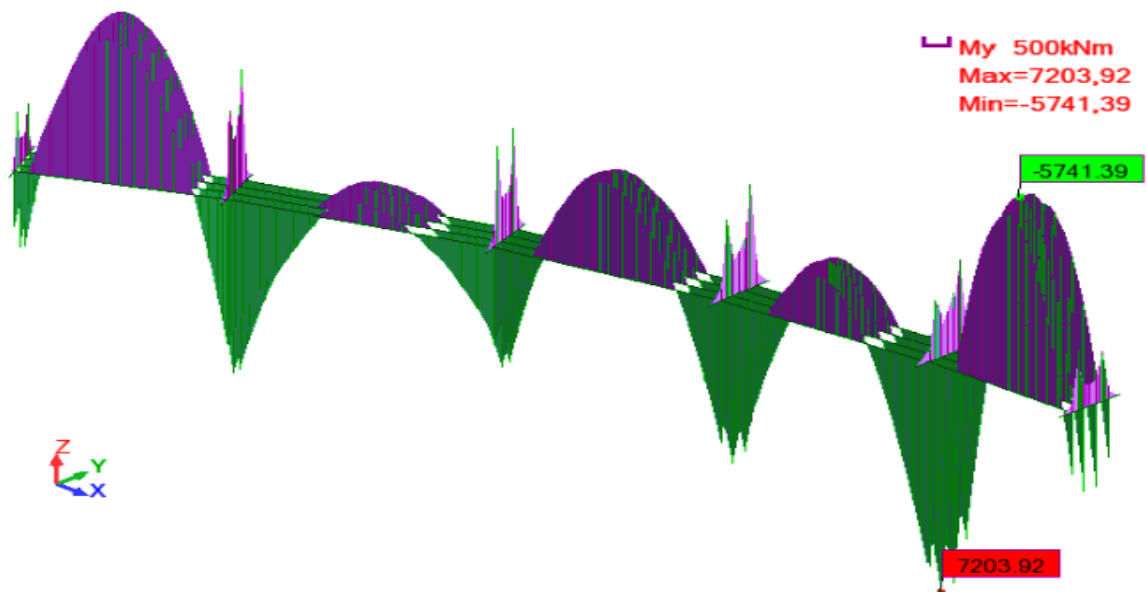


Figure V.7. Diagramme du moment pour la position défavorable du métro sur deux voies à l'ELS

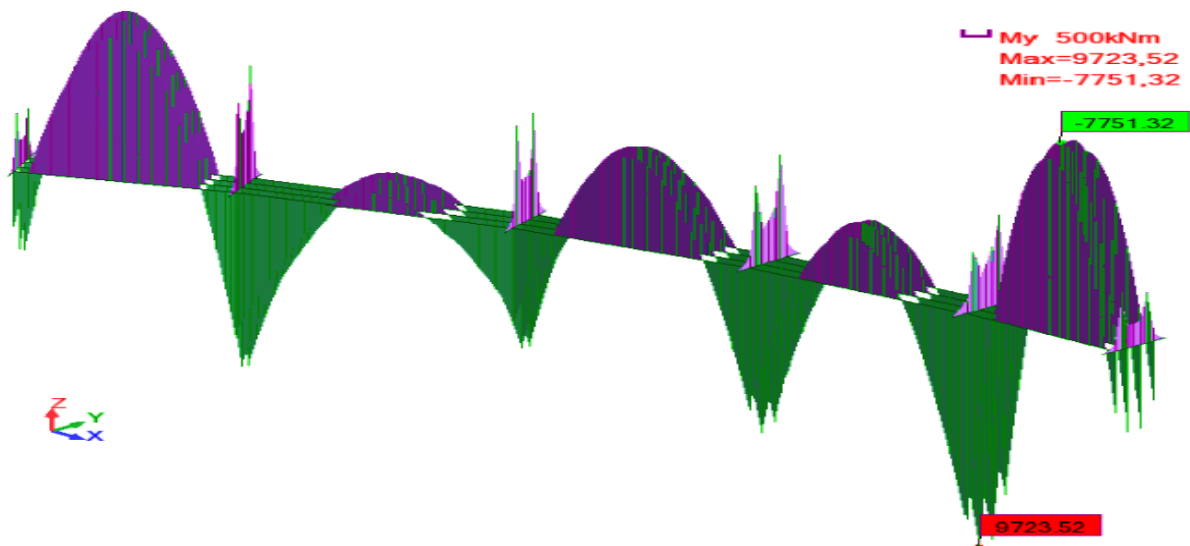


Figure V.8. Diagramme du moment pour la position défavorable du métro sur deux voies à l'ELU

V.3.2. Calcul de l'effort tranchant

Le calcul de l'effort tranchant se fait parallèlement au calcul de M, on suivra alors le même cheminement.

V.3.2.1. Effort tranchant dû au poids propre d'une poutre isostatique

Ce cas de figure est envisagé immédiatement après la pose des poutres préfabriquées sur les appuis et avant coulage des entretoises, où les poutres sont considérées isostatiques.

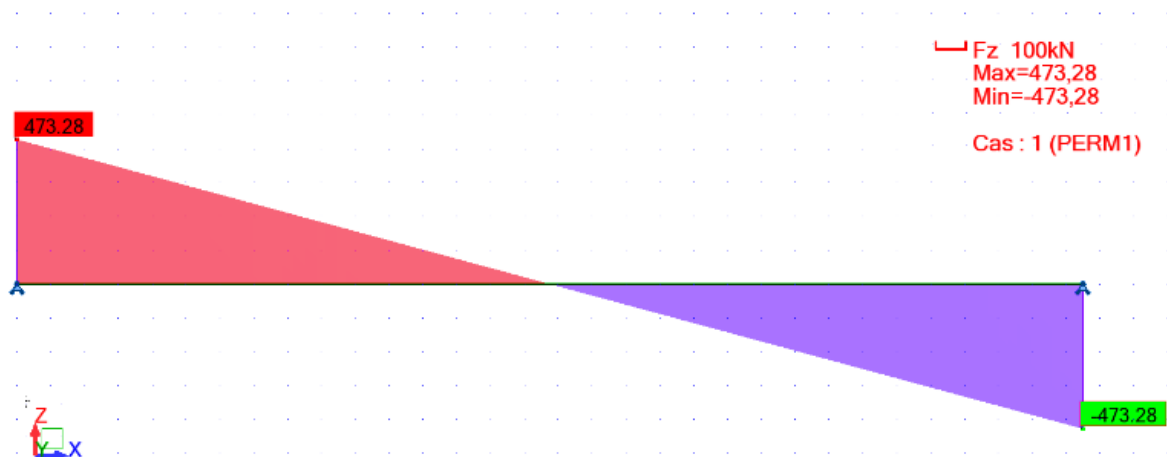


Figure V.9. Diagramme de L'effort tranchant dû au poids propre d'une poutre isostatique.

V.3.2.2. Effort tranchant dû au poids propre du pont hyperstatique

Ce cas de figure est envisagé après coulage des entretoises donc les poutres seront continues et considérées hyperstatiques.

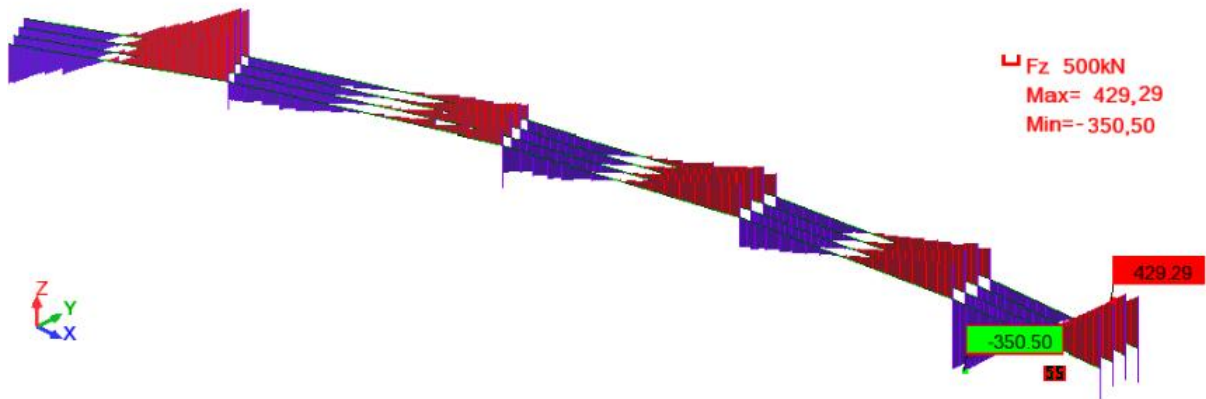


Figure V.10. Diagramme de l'effort tranchant dû au poids propre d'une poutre hyperstatique.

V.3.2.3. Effort tranchant dû à la surcharge d'exploitation

- Passage du métro dans les deux voies

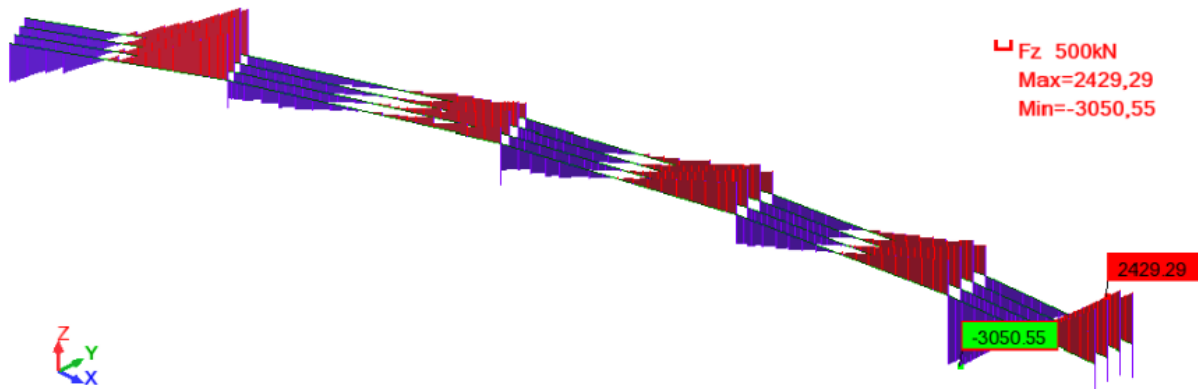


Figure V.11. Diagramme de l'effort tranchant pour la position défavorable du métro sur deux voies.

▪ Conclusion

La modélisation de la structure à l'aide du logiciel Auto-desk Robot, nous a permis de déterminer les sollicitations pour les différentes combinaisons de charges. Il nous a permis aussi d'avoir les diagrammes du moment, de l'effort tranchant et d'identifier les sections les plus sollicitées, et ce, pour le passage de la charge roulable pour un pas de distance de 2,22m

- La combinaison qui nous a donné les moments et l'effort tranchant les plus défavorables à l'ELU est :

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,45 G_{r12} + 1,2 AQS + 0,9 T_k + 0,9 W_1$$

- La combinaison qui nous a donné les moments et l'effort tranchant les plus défavorables à l'ELS est:

$$G_{max} + G_{min} + G_{r12} + 0,8 AQS + 0,6 T_k + 0,6 W_1$$

Nous pouvons donc passer au calcul de la précontrainte ainsi qu'au ferrailage des éléments constructifs du tablier, et de les vérifier à E.L.S puis à E.L.U.

- ✓ Une bonne modélisation permet d'avoir des résultats fiables.
- ✓ Néanmoins, les vérifications de la modélisation sont nombreuses et un bon ingénieur peut estimer le résultat selon le type de sollicitations.

Chapitre VI

Calcul de la dalle du tablier

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons dimensionner le tablier du viaduc vis-à-vis des efforts internes.

La dalle du tablier entre axe des poutres est supposée travailler en flexion transversale.

VI.1. Détermination des moments

VI.1.1. Charges permanentes

Bilan des charges qui s'appliquent sur la dalle en béton armé de section 1 x 0,25 :

- Poids propre de la dalle 6,25 KN/ml
- Rail et matériel de voie..... 6,19KN/ml
- Poids de la corniche..... 16,73KN/ml
- Poids de la passerelle de service..... 12,50KN/ml

VI.1.2. Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation représente la force générée par l'essieu d'un train selon les recommandations du livret 2.01 de la SNCF. (Un essieu de 250KN x 2voies)

VI.1.3. Diagrammes des moments fléchissant résultants

Le moment fléchissant transversal M_{YY} est donné par le logiciel de calcul AUTO DESK ROBOT, présenté sous forme de diagramme comme la montre la figure ci-dessous.

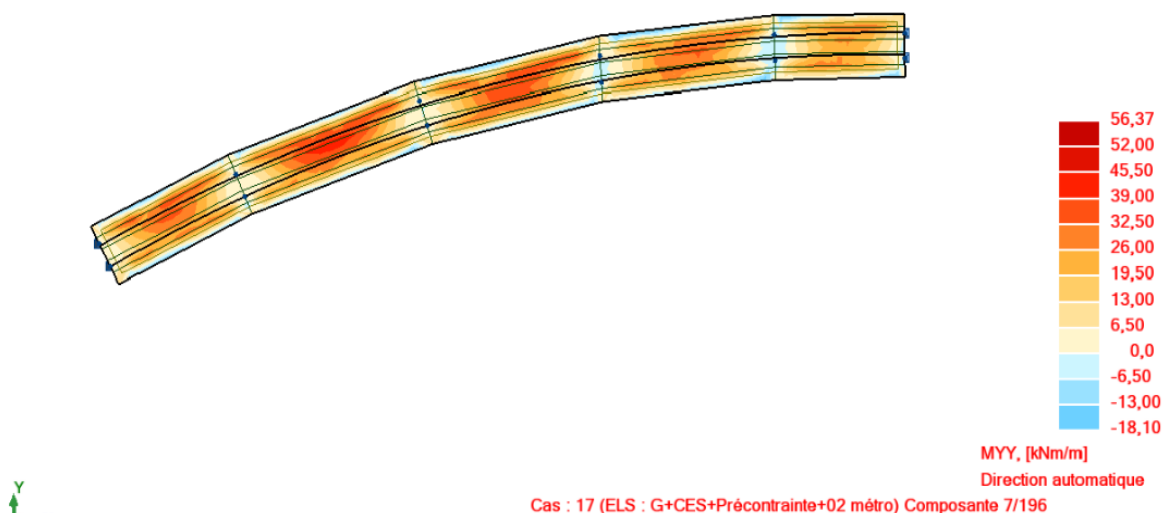


Figure VI.1. Diagramme du moment fléchissant transversal à l'ELS.

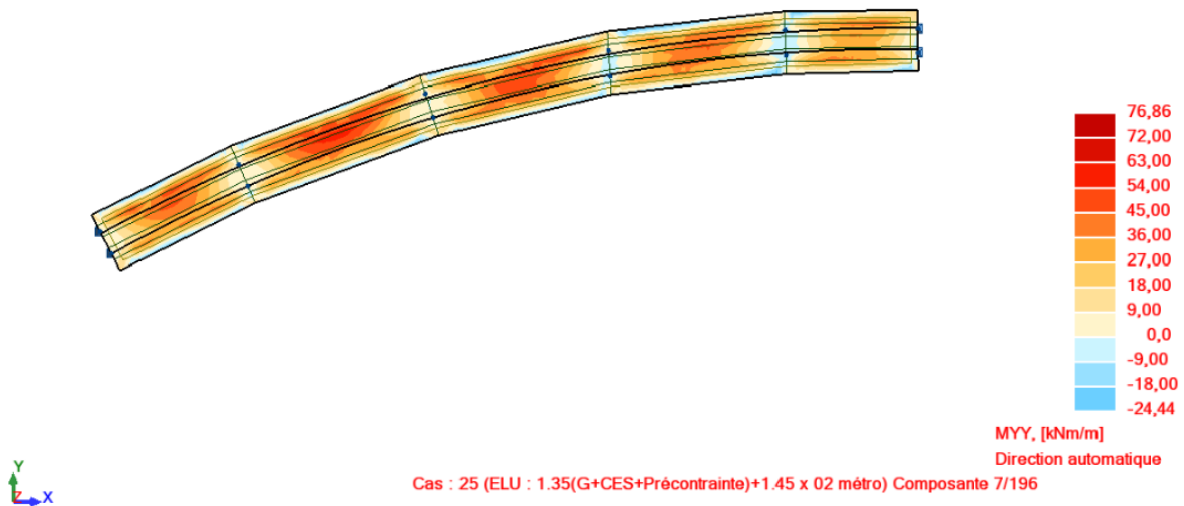


Figure VI.2. Diagramme du moment fléchissant transversal à l'ELU.

VI.2. Ferrailage Sous Flexion Transversale

Afin de ferrailer la dalle du tablier en flexion simple, on considère une bande de 1m. Le calcul des armatures passives sera effectué à l'ELS puis à l'ELU et on suppose que la fissuration est préjudiciable.

Le tableau ci-dessous résume les différents moments obtenus.

Tableau VI.1. Moment à l'appui et en travée.

	ELU	ELS
Moment à en travée (KN·m)	76.86	56.37
Moment sur appui (KN·m)	-24.44	-18.10

VI.2.1. Calcul à l'ELS

$$\text{A l'ELS : } \left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Moment en travée} = 56.37 \text{ KN m.} \\ \bullet \text{ Moment sur appui} = -18.10 \text{ KN m.} \end{array} \right.$$

➤ La contrainte admissible des aciers est :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 334 \text{ MPa} \\ \text{Max}(0.5 f_e = 250 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} = 264 \text{ MPa}) \end{array} \right.$$

D'où : $\bar{\sigma}_s = 264 \text{ MPa}$

➤ La contrainte admissible du béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

VI.2.1.1. Section entre axe des poutres

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{56,37 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,25)^2 \cdot 21} = 0,043$$

$$\alpha_r = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \cdot 264}{15 \cdot 21 + 264} = 0,544$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,25 \left(1 - \frac{0,544}{3}\right) = 0,20$$

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot Z_r} = 10,68 \text{ cm}^2$$

VI.2.1.2. Section à l'axe des poutres

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{18,10 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,25)^2 \cdot 21} = 0,014$$

$$\alpha_r = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,544$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,20$$

$$A_{ser2} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot Z_r} = 3,43 \text{ cm}^2$$

VI.2.2. Calcul à L'ELU

A l'ELU :	{	<ul style="list-style-type: none"> • Moment entre axe des poutres = 76.86 KN m. • Moment à l'axe = -24,44 KN m.
------------------	---	---

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Tel que : } f_{c28} = 35 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 19,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

VI.2.2.1. Section entre axes des poutres

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{76,86 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,25)^2 \cdot 19,83} = 0,062 \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0,080$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,25(1 - 0,4 \cdot 0,08) = 0,24$$

$$A_{u1} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = 7,36 \text{ cm}^2$$

VI.2.2.2. Section à l'axe de la poutre

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24,44 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,25)^2 \cdot 19,83} = 0,020 \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,025$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,25(1 - 0,4 \cdot 0,025) = 0,25$$

$$A_{U2} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = 2,25 \text{ cm}^2$$

VI.2.3. La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,105 \text{ cm}^2$$

VI.2.4. Ferrailage entre axe des poutres

$$A_s = \max(A_U, A_{\text{ser}}, A_{\min})$$

$$A_{st1} = 10,68 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad 7\text{HA}14 ; \text{Espacement } t = 15 \text{ cm/ml.}$$

Et les armatures longitudinales sont déterminées par la relation suivante :

$$A_{s11} = \text{Max}(A_{\min} ; \frac{1}{3}A_{st1})$$

$$\text{D'où : } A_{s11} = 3,56 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad 4\text{HA}12 ; \text{Espacement } t = 20 \text{ cm/ml.}$$

VI.2.5. Ferrailage à l'axe des poutres

$$A_{st2} = 3,43 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad 4\text{HA}14 ; \text{Espacement } t = 20 \text{ cm/ml.}$$

$$A_{s12} = \text{Max}(A_{\min} ; \frac{1}{3}A_{st2}) = A_{\min}$$

$$\text{D'où : } A_{s12} = 3,105 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad 4\text{HA}12 ; \text{Espacement } t = 20 \text{ cm/ml.}$$

- Conclusion

Le schéma ci-dessous illustre la disposition des armatures afin d'optimiser au mieux la structure.

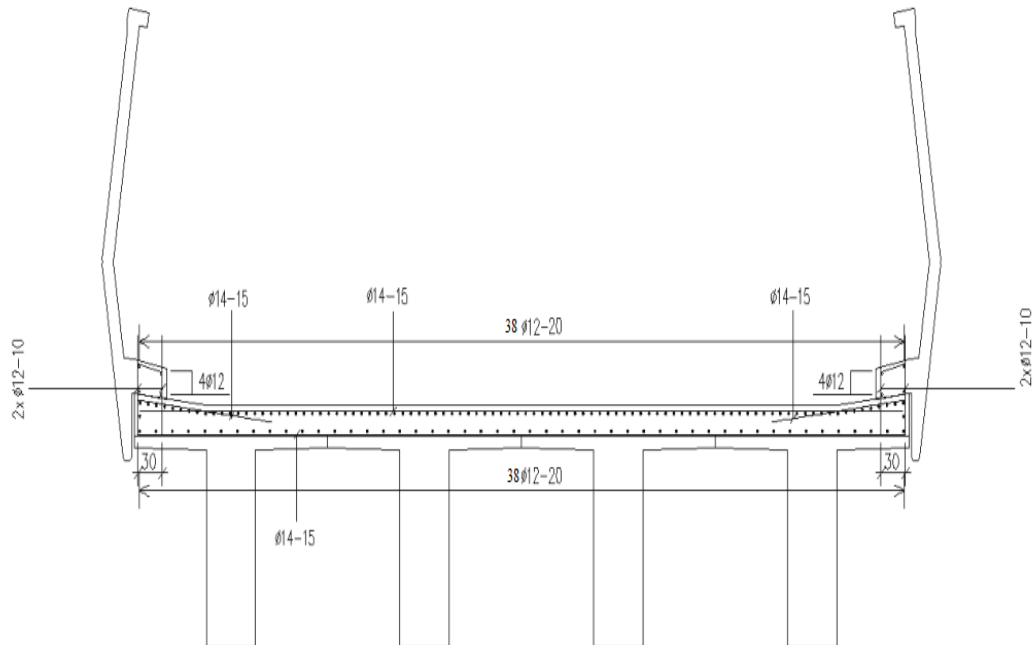


Figure VI.3. Ferrailage de la dalle.

Chapitre VII

Etude des entretoises

Introduction

Les entretoises sont des poutres transversales coulées sur appuis, elles assurent la continuité des poutres principales et permettent de rendre le système hyperstatique.

Dans ce chapitre, nous illustrerons les charges qui reviennent à l'entretoise sur pile représentée par la figure VII.1 et par la suite nous calculerons le ferrailage nécessaire.

Afin d'assurer la continuité des poutres, les entretoises sur piles devront enrober l'âme de chaque poutre, avec un enrobage qui permettra d'assurer un encastrement parfait.

Le schéma ci-dessous représente les caractéristiques géométriques de l'entretoise coulée sur pile.

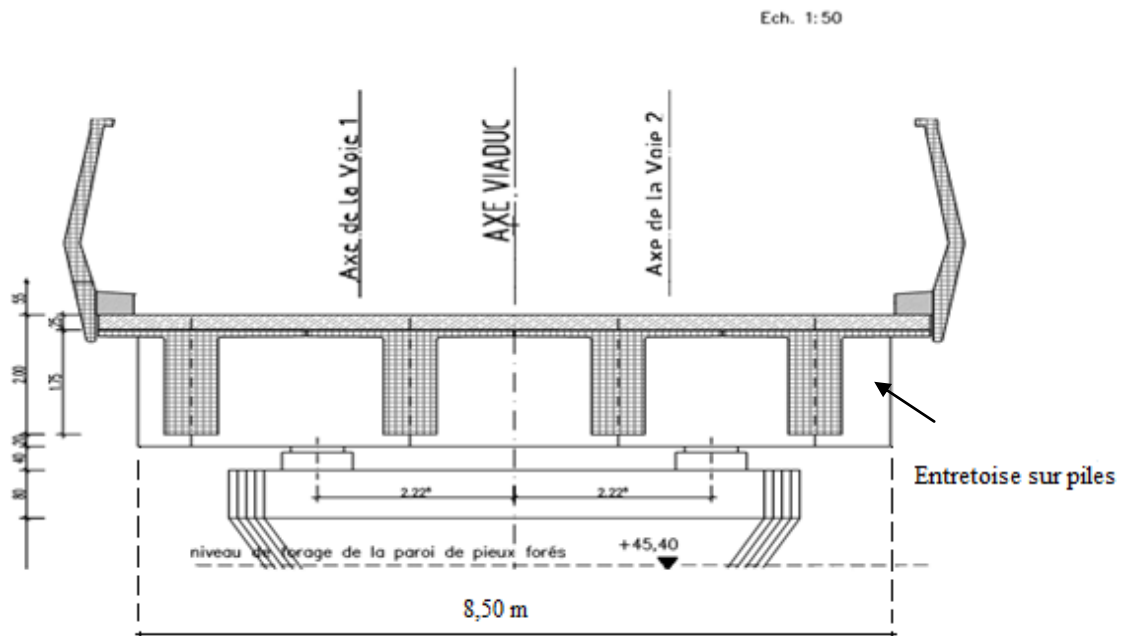


Figure VII.1. Coupe transversale de l'entretoise sur pile.

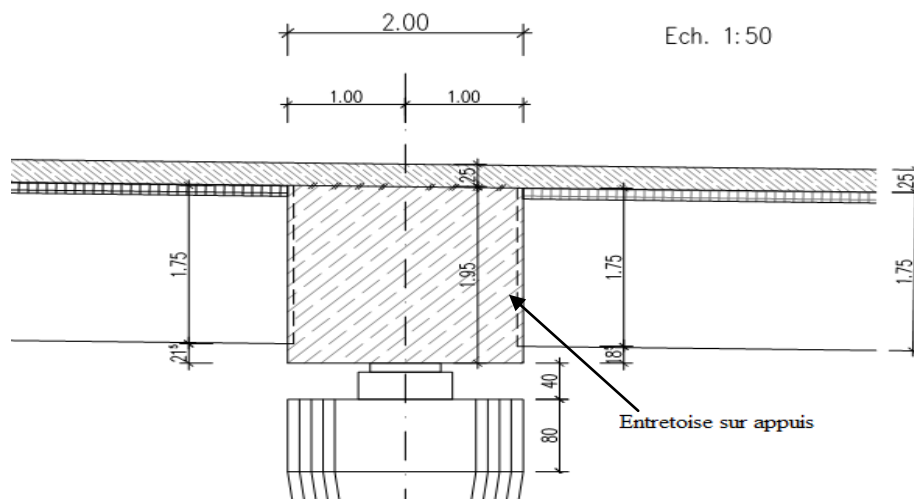


Figure VII.2. Coupe longitudinale de l'entretoise sur pile.

VII.1. Étude à la flexion

Nous considérons une section 2 x 2 m que nous allons étudier à la flexion.

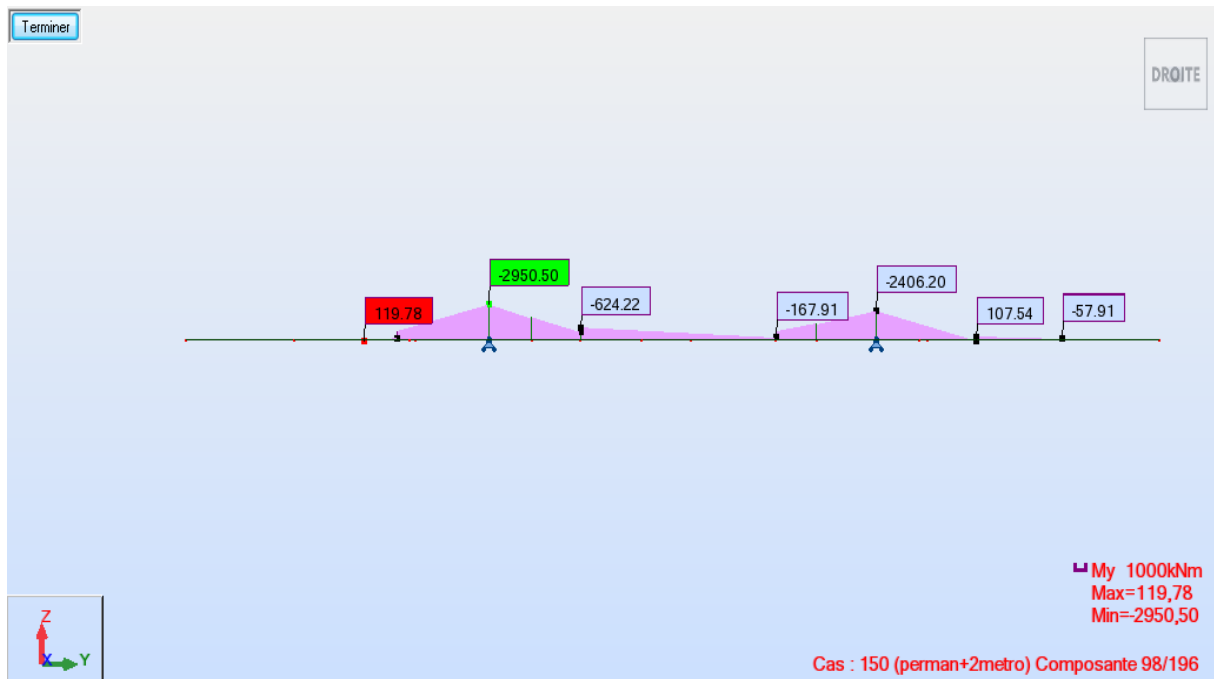


Figure VII.3. Diagramme du moment fléchissant pour l'entretoise à l'ELS.



Figure VII.4. Diagramme du moment fléchissant pour l'entretoise à l'ELU.

Nous nous placerons dans le cas de la fissuration préjudiciable. Nous allons faire les calculs des armatures à L'ELS puis à L'ELU.

Les calculs se feront selon les prescriptions du B.A.E.L.

Les moments maximaux sont donnés par le tableau suivant :

Tableau VII.1. Valeurs du moment fléchissant pour l'entretoise sur pile

	ELU	ELS
Moment positif (MN.m)	0,16	0,12
Moment négatif (MN.m)	-4,02	-2,95

VII.1.1. Calcul du ferrailage de l'entretoise à l'ELS

La contrainte admissible des aciers est donnée par la relation suivante:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 334 \text{ MPa} \\ \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e = 250 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} = 264 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

D'où : $\bar{\sigma}_s = 264 \text{ MPa}$.

Et : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa}$

➤ Moment négatif

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{2,95}{2 \cdot (1,9)^2 \cdot 21} = 0,0019$$

$$\alpha_r = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0,544$$

$$\mu_{rb} = \frac{1}{2} \alpha_r \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,2226 \geq \mu_{ser}$$

$$\Longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 1,9 \cdot (1 - 0,18) = 1,555m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot Z_r} = 61,86cm^2$$

➤ Moment positif

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{0,12}{2 \cdot (1,9)^2 \cdot 21} = 0,79 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \cdot 21}{15 \cdot 21 + 264} = 0,616$$

$$\mu_{rb} = \frac{1}{2} \alpha_r \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,2448 \geq \mu_{ser}$$

$$\Longrightarrow A_{sc} = 0$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 1,9 \cdot \left(1 - \frac{0,616}{3} \right) = 1,509m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot Z_r} = \frac{0,12}{264 \cdot 1,509} = 3,01cm^2$$

VII.1.2. Calcul du ferrailage de l'entretoise à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } f_{c28} = 35 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 19,83MPa$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435MPa$$

➤ Moment négatif

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,02}{2 \cdot (1,9)^2 \cdot 19,83} = 0,028 \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,036$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,9(1 - 0,4 \cdot 0,028) = 1,87 \text{ cm}$$

$$A_U = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = 49,42 \text{ cm}^2$$

➤ Moment positif

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,16}{2 \cdot (1,9)^2 \cdot 19,83} = 0,001 \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0014$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,9 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,0014) = 1,8989$$

$$A_U = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = 1,94 \text{ cm}^2$$

VII.1.3. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 50,55 \text{ cm}^2 ; \text{ tel que : } f_{t28} = 2,7 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \max(A_U, A_{\text{ser}}, A_{\min})$$

$$\text{Finalement : } A_s = 71,86 \text{ cm}^2$$

Nous optons pour des armatures : 14HA25 ; espacement : t = 15cm.

VII.2. Étude à la torsion

Le passage d'un train de charge d'un seul coté sur le tablier, peut engendrer une torsion au niveau des entretoises.

Les contraintes de torsion au niveau des entretoises sont représentées par le diagramme ci-dessous donné par le logiciel Auto desk ROBOT.

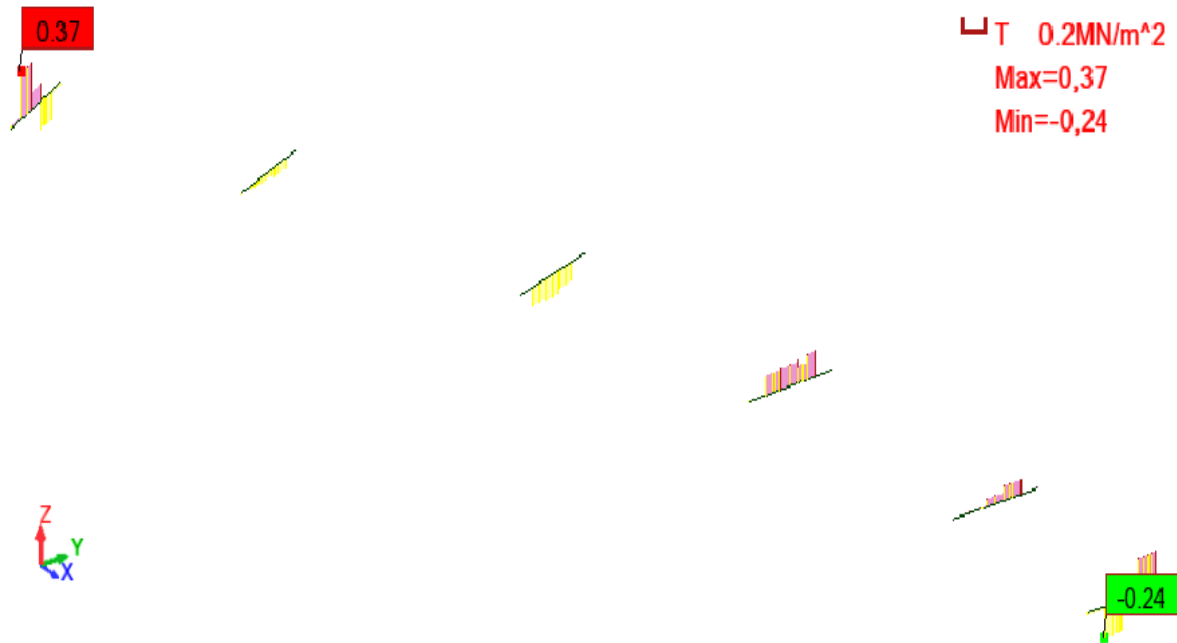


Figure VII.5. Diagramme du moment de torsion pour le passage du métro sur une voie (cas le plus défavorable).

La contrainte de torsion est donnée par la formule suivante :

$$\tau_T = \frac{T_U}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

Avec :

T_U : Moment de torsion ;

b_0 : Epaisseur de la paroi au point considéré ;

Ω : Aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois.

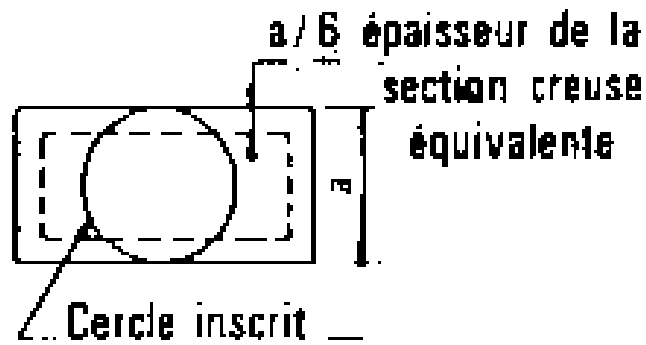


Figure VII.6. Calcul de b_0 .

Le ferrailage nécessaire est déduit de la formule suivante :

$$\frac{A_t f_{et}}{s_t \gamma_s} = \frac{\Sigma A_f f_e}{u \gamma_s} = \frac{T_u}{2\Omega}$$

$$\tau_T = \frac{T_U}{2\Omega \cdot b_0} = \frac{0,37}{2 \cdot 3,44 \cdot 0,33} = 0,163 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où : } A_t = \frac{T_u \cdot s_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot f_e} = 0,7 \text{ cm}^2.$$

Le calcul de la contrainte de torsion ainsi que celui du ferrailage nécessaire nous donne une valeur négligeable, ce qui s'explique par l'importance de la rigidité torsionnelle de cet élément.

Nous optons pour un ferrailage minimum : $A_t = 49.68 \text{ cm} \implies 10\text{HA}25 ; S_t = 20 \text{ cm.}$

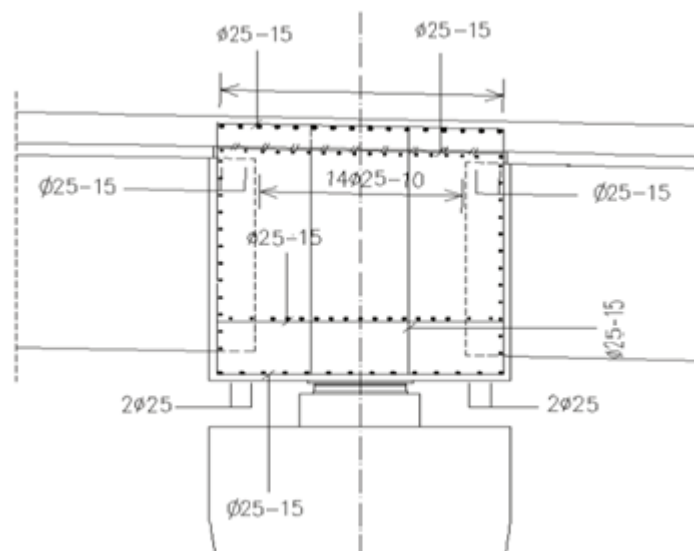


Figure VII.7. Ferrailage de l'entretoise.

- **Conclusion**

Après avoir étudié l'entretoise, on a remarqué que sa section importante en béton lui assure une bonne résistance à la torsion.

Chapitre VIII

Précontrainte des poutres

VIII.1. Etude de la précontrainte

En 1935, son inventeur, Eugène Freyssinet, a défini la précontrainte comme : «Précontraindre une construction, c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération.»

Le béton précontraint est un matériau qui est soumis, préalablement à toute charge extérieure, à un effort de compression qui permettra de supprimer les contraintes de traction qui apparaissent dans un élément en béton armé. On évite ainsi les inconvénients du béton armé tels que la fissuration, corrosion des aciers. [2]

VIII.1.1. Historique

Alors que les origines de nombreuses techniques sont souvent incertaines et contestées, l'invention du béton précontraint est connue de façon nette et précise. Elle date des brevets d'invention délivrés les 2 octobre et 19 novembre 1928 à Eugène Freyssinet (1879-1962).

L'idée de soumettre le béton à un effort de compression permanent lui permettant de travailler en flexion sans qu'il n'en résulte de traction avait été émise dès la fin du XIXème siècle (l'idée intuitive des constructeurs de voutes, dans lesquelles la compression préalable provient de la gravité). Sa réalisation s'était cependant heurtée aux propriétés mécaniques insuffisantes des aciers de l'époque, ainsi qu'aux conséquences mal maîtrisées des déformations différées du béton soumis à des efforts permanents importants.

C'est seulement à la fin des années 1920 que les progrès dans la fabrication des aciers durs et une meilleure connaissance du phénomène du fluage et des lois de retrait, ont permis à Eugène Freyssinet de mettre au point le béton précontraint, dans lequel les efforts de compression permanents sont obtenus à l'aide d'armatures en acier fortement tendues.

Les premiers ponts en béton précontraint ont été réalisés en Allemagne par précontrainte extérieure au béton au moyen de câbles (le pont de Saale à Alse 1928).

VIII.1.2. Principe

Le béton précontraint est né du raisonnement suivant : le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus utilisé. Il résiste bien à la compression, mais peu à la traction.

Il faut donc construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon qu'au total le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résistant, en tous cas de charge.

Chapitre VIII. Précontrainte des poutres

Soit par exemple une poutre en béton armé reposant sur deux appuis simples. Si on la soumet à une charge verticale elle se déforme. La section transversale au droit de l'application de la charge se trouve comprimée à la fibre supérieure et tendue à la fibre inférieure de la poutre. Lorsque la charge est trop forte, des fissures apparaissent à la partie inférieure. En supprimant les armatures de traction classique pour les remplacer par une gaine courbe suivant la déformée de la poutre et contenant des câbles de précontrainte, en tirant sur ces câbles, on comprime la poutre ; la fibre supérieure de la section transversale, se trouve tendue et la fibre inférieure comprimée. Si l'on applique une charge au centre de la poutre, la fibre inférieure va se tendre et la fibre supérieure se comprime.

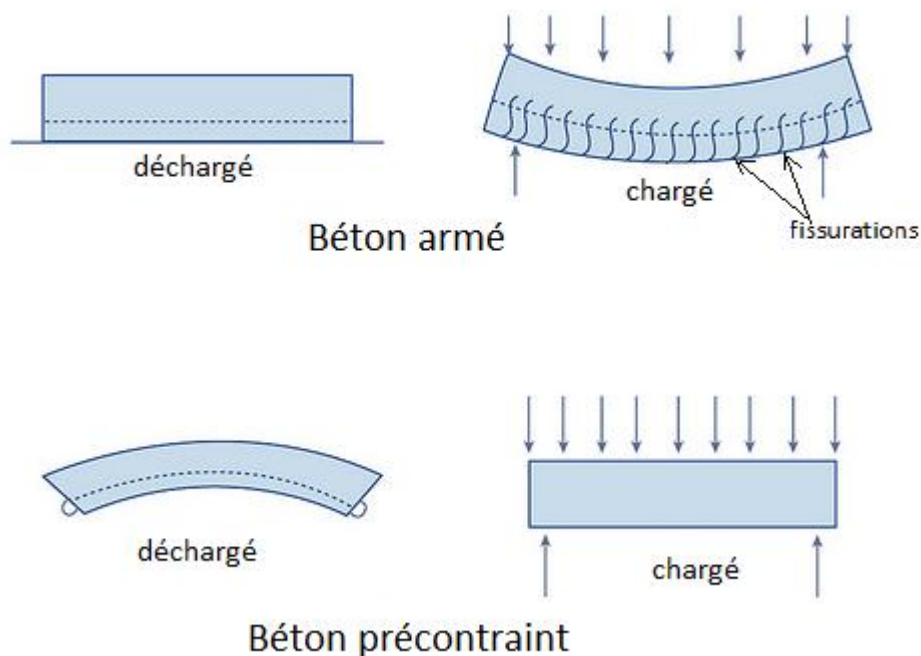


Figure VIII.1 Comparaison entre le béton armé et le béton précontraint.

En revanche, la compression totale du béton doit rester inférieure à une valeur raisonnable, de façon à éviter tout risque de fissuration longitudinale des éléments pré-contraints (alors que les tractions y développent généralement des fissures transversales).

Au total, un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes qui, composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre des limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité.

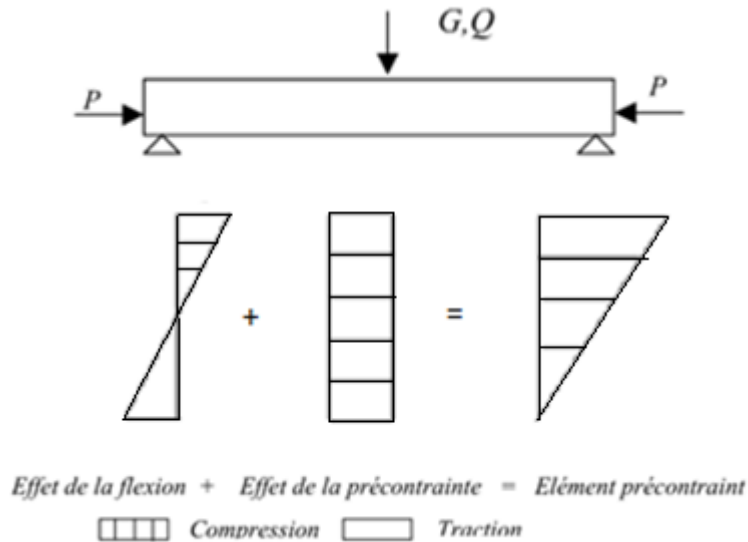


Figure VIII.2. Principe de la précontrainte.

La philosophie ainsi exposée est celle de la précontrainte totale. Bien entendu, la précontrainte totale d'un ouvrage ne peut être réalisée que pour des charges appartenant à un domaine limité, supposé parfaitement connu à l'avance. Si ce domaine inclut des charges rarement atteintes dans la réalité, les principes précédents peuvent entraîner un surdimensionnement de la précontrainte, conduisant à faire travailler la matière dans des conditions peu rationnelles sous l'effet des charges effectivement appliquées pendant la majeure partie de la vie de l'ouvrage.

C'est pourquoi s'est développée progressivement la notion de précontrainte partielle : la décompression du béton n'y est interdite que sous l'effet des charges permanentes ou quasi permanentes.

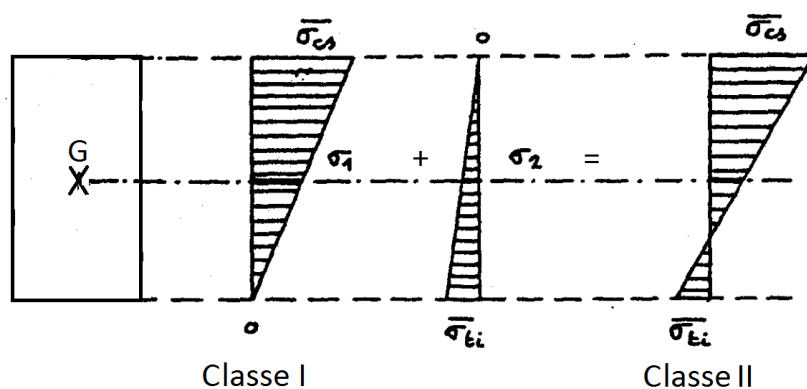


Figure VIII.3. Notion de précontrainte partielle.

Sous l'effet de charges plus agressives, on admet que des fissures puissent se former (comme en béton armé) à condition que leur ouverture demeure suffisamment limitée.

La section minimale de béton découle, pour sa part, du plafonnement de la contrainte normale de compression du béton.

VIII.1.3. Modes de réalisation de la précontrainte

Pour une structure en béton précontraint, conception et mise en œuvre ne peuvent être dissociées. Le béton précontraint n'est ni un mode de construction, ni un mode de calcul, ni des câbles de précontrainte, ni des systèmes d'ancrages ; c'est un mode de pré-chargement d'une structure donnée qui lui permet de supporter les sollicitations de service, pour la durée prévue, avec le minimum de servitudes d'entretien.

En générale, la précontrainte peut être appliquée de deux manières différentes, soit par pré-tension soit par post-tension des armatures, selon que celles si sont mises en tension avant le coulage du béton ou après sont durcissement.

a- Pré-tension :

Les fils ou les torons sont tendus avant le bétonnage. Le béton est ensuite mis en place au contact de ces câbles auxquels il va se trouver lié. Lorsque le béton est suffisamment durci, on libère la tension des câbles qui se transmet au béton par adhérence en engendrant, par réaction, sa mise en compression, cette forme de précontrainte est dite « par fils adhérents»

Les armatures de précontrainte sont tendues en prenant appui sur des culées fixes (bancs de précontrainte), spécialement construites à cet effet.

Ce mode de réalisation concerne des produits qui se répètent de façon identique dans une structure, ou qui sont difficilement réalisables par bétonnage en place, ou qui correspondent à un standard en catalogue ; dans ce dernier cas, il s'agit de préfabrication industrielle en usine bénéficiant de toutes les méthodes d'organisation des productions de grandes séries. Dans les premiers cas, il s'agit plutôt d'une fabrication sur le chantier même ou sur une installation foraine.

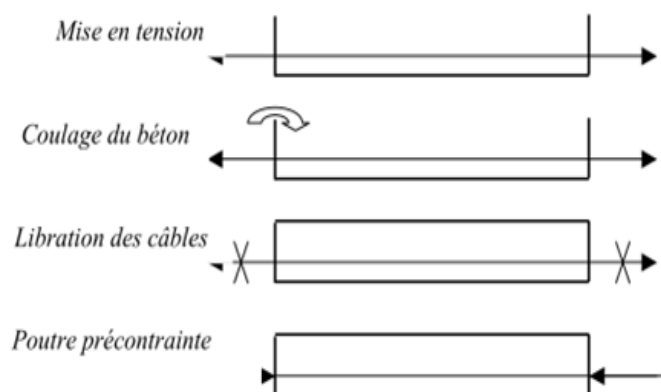


Figure VIII.4. Précontrainte par pré-tension

Parfois, la précontrainte par prétention est complétée par une précontrainte par post-tension après transport des pièces sur le site d'utilisation.

b- précontrainte par post-tension :

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte, après coulage et durcissement du béton, en prenant appui sur la pièce à comprimer. Cette technique est utilisée pour les ouvrages importants est, généralement, mise en œuvre sur chantier. Ceci sera plus détaillé en ce qui suit car pour ce projet, nous utiliserons la précontrainte par post-tension.

VIII.1.4. Précontrainte par post- tension

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures (câbles ou torons) en tension après coulage du béton lorsqu'il a acquis une résistance mécanique suffisante. Après coulage et durcissement du béton, les câbles de précontrainte sont enfilés dans des gaines et des ancrages qui s'appuient sur l'ouvrage en béton à comprimer, mis en tension à l'aide de vérins et bloqués tendus dans les ancrages. Les câbles transmettent leur tension au béton et le transforme en béton précontraint.

Le contrôle de la tension est effectué soit par manomètre, soit de manière plus précise par mesure de l'allongement des câbles. Le calcul de l'allongement des câbles doit tenir compte des différentes causes de pertes de tension.

Après mise en tension des armatures, les conduits sont remplis avec des coulis de ciment qui doivent occuper aussi parfaitement que possible les espaces entre câbles et conduits. La qualité de l'injection est une opération très importante, qui conditionne la protection des armatures, donc leur durabilité.

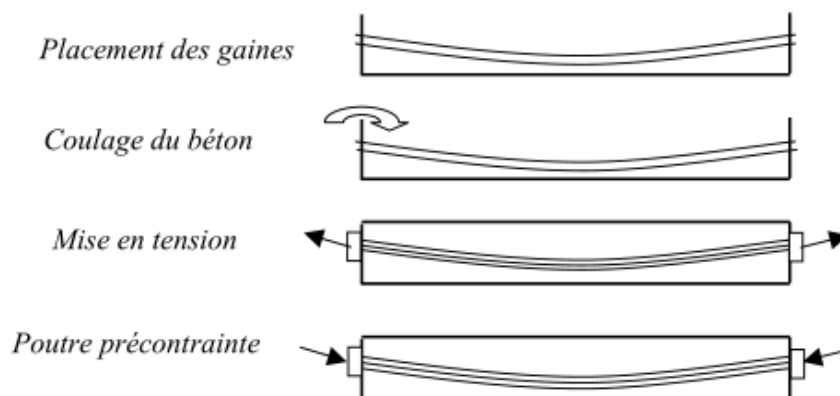


Figure VIII.5. Précontrainte par post-tension

Il existe deux types de précontrainte par post-tension :

- Intérieure au béton;
- Extérieure au béton.

Les méthodes de mise en œuvre sont très voisines pour les deux types de précontrainte. La différence est que dans le premier cas, la précontrainte peut être rendue adhérente à la structure en béton par une injection de coulis de ciment postérieure à la mise en tension ; l'injection assure également la protection de l'acier de précontrainte contre la corrosion. Au plan de la durabilité de l'ouvrage, c'est probablement la fonction la plus importante.

La mise en précontrainte par post-tension est réalisée par la succession des étapes suivantes : Des conduits (les plus utilisés sont des « gaines ») sont positionnés à l'intérieur du coffrage ou à l'extérieur avant bétonnage. Les armatures sont enfilées dans les conduits après bétonnage; Les armatures sont tendues à leurs extrémités par des vérins qui prennent appui sur le béton de la poutre et « ancrées » par des systèmes d'ancrages ; la tension des armatures se transmet au béton et le comprime;

- Le contrôle de la tension des câbles est effectué par mesure de leur allongement (l'allongement étant proportionnel à l'effort de traction exercé sur les câbles
- Le calcul de l'allongement du câble doit tenir compte des différentes pertes de tension, par frottement, par déformations instantanée ou différée du béton ou par recul d'ancrage;
- Les vérins sont ensuite démontés et les excédents de câbles coupés ;
- Les conduits sont enfin injectés par un coulis de ciment (ou parfois par des cires ou de graisse) afin de protéger les armatures de précontrainte de la corrosion
- La mise en tension peut être faite en tendant l'acier aux deux extrémités de la pièce (actif - actif) ou en tendant une seule extrémité uniquement (actif - passif).

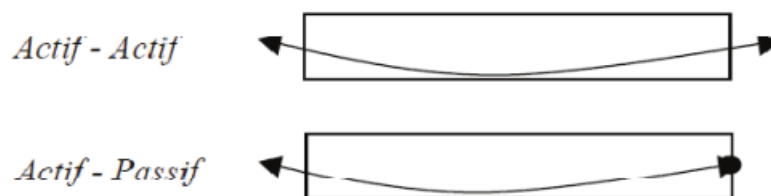


Figure VIII.6. Types de mise en tension des câbles par post-tension

VIII.1.5. Tension à l'origine

La tension à l'origine nous permet d'évaluer l'effort de précontrainte tout au long des armatures. Ils sont évalués à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée « σ_{p0} »
Ils ne doivent pas dépasser la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Limite de rupture garantie : } f_{prg} = 1860 \text{ MPa;} \\ \text{Limite d'élasticité garantie : } f_{peg} = 1660 \text{ MPa;} \end{array} \right.$$

$$\sigma_0 = \min (0,80 \times f_{prg} ; 0,90 \times f_{peg}) = \min (1488, 1494) = 1488 \text{ MPa}$$

VIII.1.6. Calcul du nombre de câbles de précontrainte

- **Caractéristiques géométriques de la section médiane**

Poutre seule :

A_0 (cm^2)	V_i (cm)	V_s (cm)	I_0 (m^4)	ρ (%)
12250	99.29	75.71	0.37	40.20

Poutre avec dalle :

A_0 (cm^2)	V_i (cm)	V_s (cm)	I_0 (m^4)	P (%)
18125	127.88	72.12	0.68	40.81

- **Détermination de la précontrainte**

Calcul des moments à l'about de la poutre hyperstatique:

$$M_{\text{Max}} = 6,11 \text{ MN.m}$$

$$M_{\text{min}} = 6,11 - 1,06 = 5,05 \text{ MN.m}$$

$$\Delta M = M_{\text{Max}} - M_{\text{min}} = 1,06 \text{ MN.m}$$

Conformément aux prescriptions du LIVRET 2.01 de la SNCF, Le calcul sera fait en classe I et donc $\sigma_{ts} = \sigma_{ti} = 0$

- **Calcul de la force de précontrainte**

On calcule les valeurs de F_{P1} et F_{P2} correspondantes respectivement à la section sous-critique et sur-critique; la valeur la plus grande des deux sera prise comme la précontrainte minimale qui doit être introduite dans la section :

$$F_p = \text{Max} \{F_{p1}, F_{p2}\}$$

1- section sous-critique : F_{p1}

$$F_{p1} = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h_t} = \frac{1.06}{0.40 \times 2} \quad \Longrightarrow \quad F_{p1} = 1.33 \text{ MN}$$

2- section sur-critique: F_{p2}

$$F_{p2} = \frac{M_{Max}}{V_s - d' + \rho \cdot V_i} = \frac{6.11}{0.75 - 0.20 + 0.40 \times 0.99} \quad \Longrightarrow \quad F_{p2} = 6,46 \text{ MN}$$

$$F_p = \text{Max} \{f_{p1}, f_{p2}\} \quad \Longrightarrow \quad F_p = P = 6,46 \text{ MN}$$

On est dans le cas d'une section sur-critique.

- **La force de précontrainte initiale**

On estime un pourcentage de la perte égale à 25% ; la force de précontrainte initiale P_0 sera :

$$P_0 = \sigma_0 A_p ; \text{ avec } : A_p = 2,25 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2.$$

Donc : $\sigma_0 = 1488 \text{ MPa}$.

Ce qui donne : $P_0 = 3,35 \text{ MPa}$.

$$N = \frac{P}{P_0 - 0.25P_0} = \frac{P}{0.75P_0} = \frac{6,46}{0.75 \cdot 3,35}$$

$N = 3$ câbles.

Nous optons pour trois câbles de précontrainte 15 T 15 dont nous allons déterminer leur tracé et leurs pertes dans les paragraphes qui suivent.

VIII.2. Tracé des câbles de précontrainte

Le meilleur tracé est celui qui minimise le plus l'intensité des contraintes de cisaillement à l'appui, et cela pour les modes isostatique et hyperstatique.

VIII.2.1. Allure du câble

Le tracé adopté est d'allure parabolique, il permet au mieux la maîtrise du calcul de contrainte, et la transition entre les deux modes de fonctionnement. Il permet aussi d'optimiser au mieux l'effet de la précontrainte tant sur le plan de la résistance en flexion que sur celui de la résistance à l'effort tranchant. Le tracé est symétrique par rapport au milieu de la poutre.

Afin de pouvoir positionner convenablement les ancrages des deux câbles à l'about tout en respectant les dimensions de l'âme, nous adopterons les distances suivantes :

Tableau VIII.1 Distance entre la fibre inférieure et le câble à l'appui et à mi travée.

	Câble 1	Câble 2	Câble moyen
d à mi travée (m)	0.20	0.20	0.20
d à l'appui (m)	1.39	1.49	1.59

L'excentricité sera donc résumée dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.2. Excentricités des câbles à l'appui et à mi travée par rapport au centre de gravité de la section.

	Câble 1	Câble 2(câble moyen)	Câble 3
e à $x=0$ (à mi travée)	-0.79	-0,79	-0,79
e à $x=\frac{L}{2}$ (à l'appui)	0,40	0.50	0,60

Chapitre VIII. Précontrainte des poutres

Les câbles auront pour équation : $y = a_i x^2 + b_i$; tel que $i=1,2$

Et d'après les conditions aux limites imposées par les contraintes, on déduit les constantes a_i et b_i :

Tableau VIII.3. Constantes a_i et b_i .

	Câble 1	Câble 2 (câble moyen)	Câble 3
a_i	0.0048	0.0052	0.0056
b_i	- 0,79	-0,79	-0.79

Nous aurons alors pour chaque câble, les excentricités résumées dans les tableaux suivants :

Câble 1 :

Tableau VIII.4. Excentricité du câble 1.

x	0	1,96875	3,9375	5,90625	7,875	9,84375	11,8125	13,78125	15,75
e(x)	-0,79	-0,7714	-0,71558	-0,62256	-0,49233	-0,32488	-0,12023	0,12163	0,4007

Câble 2 (câble moyen) :

Tableau VIII.5. Excentricité du câble 2 (câble moyen).

x	0	1,96875	3,9375	5,90625	7,875	9,84375	11,8125	13,78125	15,75
e(x)	-0,79	-0,76984	-0,70938	-0,6086	-0,46752	-0,28612	-0,06442	0,197599	0,499925

Câble 3 :

Tableau VIII.6. Excentricité du câble 3.

x	0	1,96875	3,9375	5,90625	7,875	9,84375	11,8125	13,78125	15,75
e(x)	-0,79	-0,76829	-0,70318	-0,59465	-0,44271	-0,24736	-0,0086	0,273568	0,59915

Chapitre VIII. Précontrainte des poutres

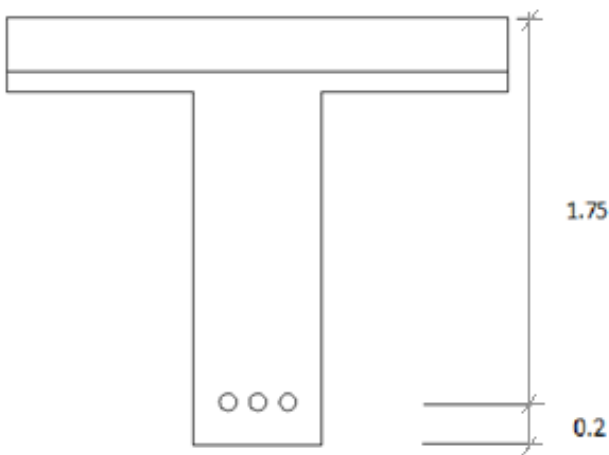
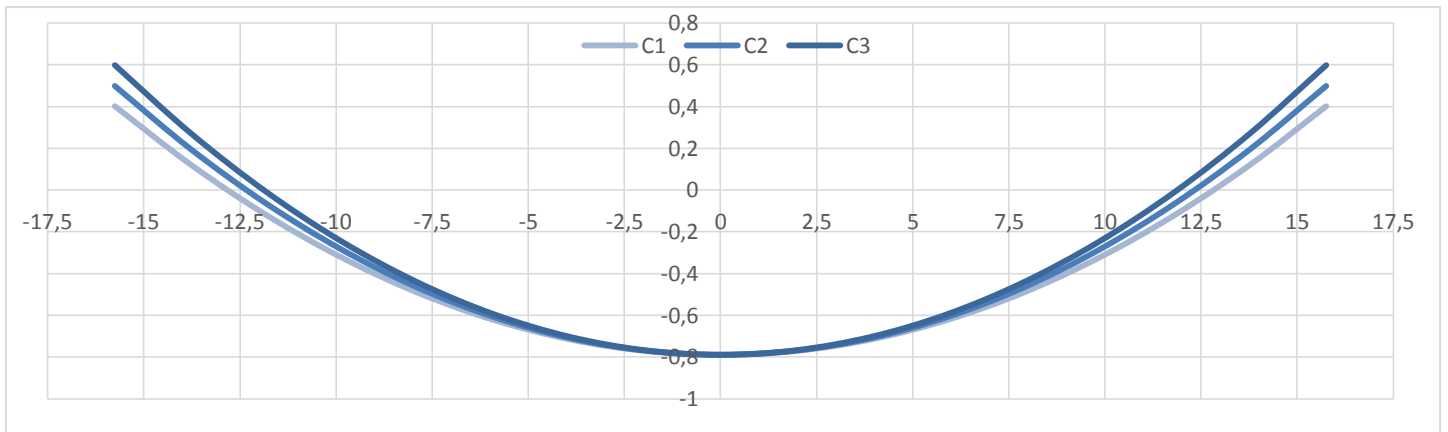


Figure VIII.9. Position des câbles à mi-travée.

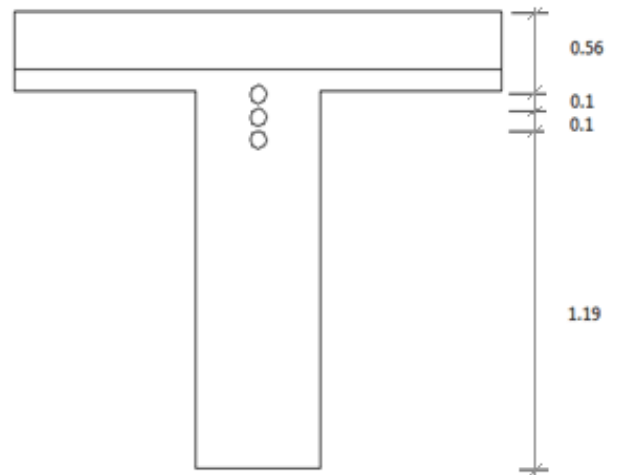


Figure VIII.8. Position des câbles à l'about.

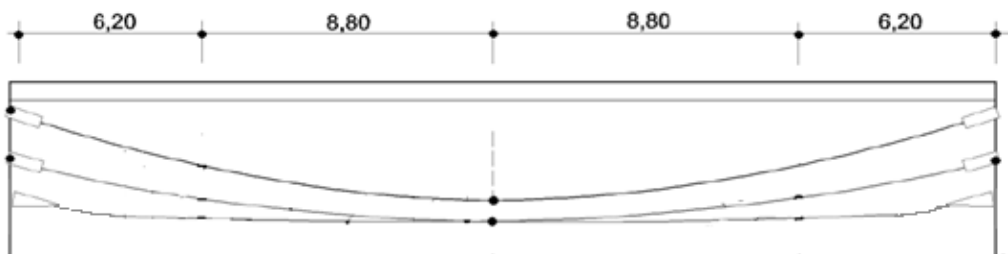


Figure VIII.10. Allure des câbles dans la poutre.

VIII.2.2. Fuseau limite

Le fuseau limite est la zone où doit se situer le centre de pression des forces agissantes dans la section. Il est limité par deux courbes, il faut vérifier que le câble équivalent est à l'intérieur des deux courbes délimitant le fuseau limite.

- **Premier fuseau limite**

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'ait pas de traction (quel que soit le cas de chargement).

Pour cela, il faut que :

- $-C' \leq e_0 \leq C$ (VIII.1)
 - $C' = \rho \cdot V'$
 - $C = \rho \cdot V$
 - $M_{\min} \leq M \leq M_{\max}$
 - $N = P \cdot \sin \alpha$
 - $e_0 = e_p + \frac{M}{N} \implies e_p = e_0 + \frac{M}{N}$

Donc (VIII.1) devient :

- $-C' - \frac{M_{\min}}{N} \leq e_p \leq C - \frac{M_{\max}}{N}$ (VIII.2)
 - C, C' : limites du noyau central ;
 - e_p : excentricité du câble moyen ;
 - e_0 : centre de pression ;
 - N : effort normale ;
 - P : tension finale dans le câble après l'estimation des pertes ;
 - M_{\min} : moment due aux charges permanentes ;
 - M_{\max} : moment due aux charges permanentes et aux surcharges ;

La vérification des sections se fera dans le tableau suivant :

Tableau VIII.7. Caractéristiques du 1^{er} fuseau limite à différentes sections.

X (m)	0	7,875	15,75
M _{min} (MN·m)	-2,6	1,623	3,704
M _{Max} (MN·m)	-5,7	5,269	7,2
P (MN)	8,898	9,099	9,145
N=P·sinα (MN)	8,254	8,875	8,977
M _{min} /N (m)	-0,314	0,182	0,412
M _{max} /N (m)	-0,690	0,593	0,802
-C' - M _{min} /N (m)	-0,075	-0,572	-0,802
C - M _{MAX} /N (m)	0,990	-0,293	-0,502
e _p (m)	0,499	-0,467	-0,79

- **Deuxième fuseau limite**

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit passer le câble équivalent pour les contraintes extrêmes.

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

Avec :

- $a = \min (e_1, e_2) ;$
- $a' = \min (e'_1, e'_2) ;$
- $-e'_1 = \rho \cdot V \cdot (1 - \overline{\sigma}_c \cdot \frac{B}{N}) ;$
- $-e'_2 = \rho \cdot V' \cdot (-1 + \overline{\sigma}_t \cdot \frac{B}{N}) ;$
- $e_1 = \rho \cdot V \cdot (1 - \overline{\sigma}_t \cdot \frac{B}{N}) ;$
- $e_2 = \rho \cdot V \cdot (-1 + \overline{\sigma}_c \cdot \frac{B}{N}) ;$

La vérification des sections se fera dans le tableau suivant :

Tableau VIII.8. Caractéristiques du 2^{ème} fuseau limite à différentes sections.

section	0	7.875	15.75
$-e_1'$ (m)	-2,649	-2,614	-2,586
$-e_2'$ (m)	-0,521	-0,521	-0,521
a' (m)	0,521	0,521	0,521
e_1 (m)	0,294	0,294	0,294
e_2 (m)	4,698	4,635	4,586
a (m)	0,294	0,294	0,294
N (MN)	8,254	8,875	8,977
M_{\min} (MN·m)	-0,314	0,182	0,412
M_{\max} (MN·m)	-0,690	0,593	0,802
$-a'-(M_{\min}/N)$ (m)	-0,381	-0,540	-0,865
$a-(M_{\max}/N)$ (m)	0,573	0,223	0,200
e_p (m)	0,499	-0,467	-0,79

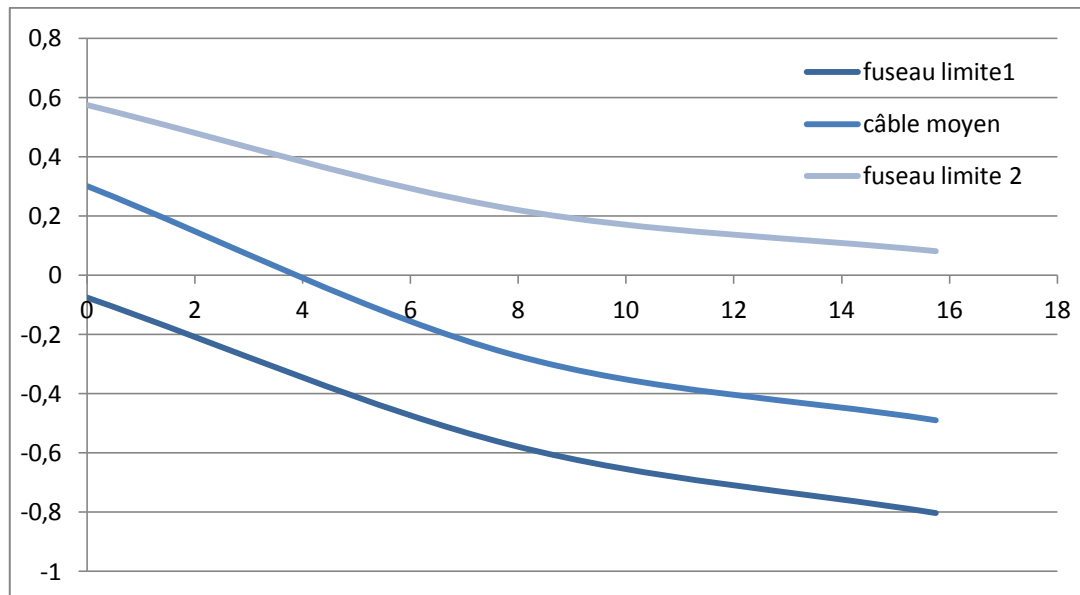


Figure VIII.10. Fuseau limite.

- Le tracé des câbles retenu est compris dans l'intervalle délimité par le fuseau limite.

VIII.3. Pertes de tension

D'une façon générale, on désigne sous le nom «perte de tension» ou «perte de précontrainte» toute différence entre l'effort exercé lors de sa mise en tension et l'effort qui s'exerce en un point donné d'une armature à un instant donné. En effet, certains phénomènes qui n'avaient pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable sur l'effort de précontrainte.

En post tension, cet effort varie à la fois :

- Dans l'espace, avec l'abscisse le long du câble, du fait de frottement ;
- Dans le temps, à cause du retrait et du fluage du béton et de la relaxation des aciers.

De ce fait, Les pertes de tension se divisent en deux groupes :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte et qui sont les pertes de tension par frottement, les pertes de tension par recul de l'ancrage, les pertes de tension par déformations instantanées du béton.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise en tension. On distingue les Pertes de tension dues au retrait du béton, Perte de tension due au fluage du béton, et les Pertes de tension due à la relaxation de l'acier.

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

VIII.3.1. Calcul des pertes de tension

VIII.3.1.1. Pertes instantanées

- **Pertes par frottement**

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine métallique, ou plastique servant de conduit aux câbles. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, on admet en général une variation parasite dans les gaines qu'on note ϕ .

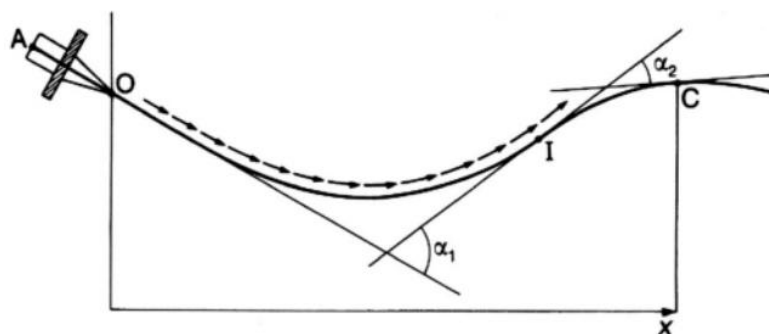


Figure VIII.11. Frottement le long du câble lors de la mise en tension.

Chapitre VIII. Précontrainte des poutres

La tension appliquée σ_{po} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse « x », sa nouvelle valeur est donnée par la relation :

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

- σ_{po} : la tension à l'origine;
 $\sigma_{po} = 1488 \text{ MPa}$
- e : la base des logarithmes népériens ;
- f : coefficient de frottement en courbe (rd^{-1}) ;
 $f = 0,2 \text{ rad}^{-1}$
- α : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rd) ;
 $\alpha/x = 2 \cdot a = 2 \cdot 0.0052 = 0.0104 \text{ rd}$
- φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ;
 $\varphi = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
- x : la distance de la section considérée (m).

Si l'exposant est faible, on peut admettre la relation suivante :

$$\Delta\sigma_{\text{frot}}(x) \cong \sigma_{po}(f\alpha + \varphi x)$$

Tableau VIII.9. Perte par frottement.

x	0	1,969	3,938	5,906	7,875	9,844	11,812	13,781	15,750
$\Delta\sigma_{\text{frott}}$	0	11,952	23,905	35,857	47,809	59,762	71,7142	83,667	95,619

- **Pertes par recul d'ancrage**

Le jeu existant dans l'ancrage permet un léger glissement avant blocage définitif. Ce léger glissement et la déformation propre des pièces d'ancrage lorsque l'effort appliqué par le vérin leur sont transmis, entraînent un raccourcissement du câble donc une perte de tension.

Ce raccourcissement diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « λ » à partir de laquelle la tension demeure inchangée.

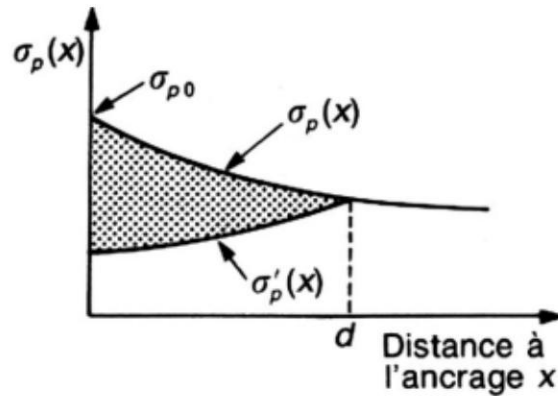


Figure VIII.12. Tension le long du câble, avant et après relâchement de la pression dans le vérin.

En pratique, en assimilant les branches d'exponentielle à des droites, la perte par recul d'ancrage peut être évaluée à partir de l'aire d'un triangle.

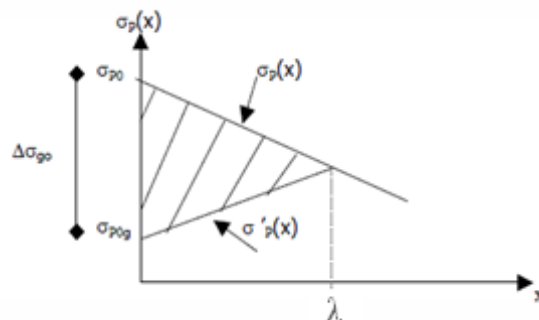


Figure VIII.13. Approximation de la tension exponentielle du câble.

$$\sigma_x = \sigma_0(1 - f\alpha + \varphi x)$$

La symétrie des pentes des droites entraîne :

$$\sigma_0 - \sigma_2 = 2(\sigma_0 - \sigma_3) = 2 \cdot \Psi \cdot \lambda \cdot \sigma_0$$

Avec : $\Psi = f(\alpha / l) + \varphi$

A l'abscisse x on a :

$$\Delta\sigma = 2(\sigma_0 - \sigma_2) \frac{\lambda - x}{d} = 2\sigma_0\Psi(\lambda - x)$$

Chapitre VIII. Précontrainte des poutres

D'où la longueur d'influence du glissement : $\lambda = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 \cdot \Psi}} = 14.64 \text{ m.}$

Avec $g = 6\text{mm}$

Et $E_p = 195000 \text{ MPa}$

On peut déduire alors : $\sigma_2 = \sigma_0(1 - 2\psi\lambda)$

Tableau VIII.10. Pertes par recule d'ancrage.

x	0	1,969	3,938	5,906	7,875	9,844	11,812	13,781	15,750
σ_{re}	159,797	138,313	116,829	95,345	73,862	52,378	30,894	9,410	0,000

- **Pertes par déformation instantanée du béton**

La perte de tension qui résulte des déformations instantanées du béton dues à l'action des armatures de précontrainte et aux autres actions permanentes peut être assimilée à une perte moyenne affectant chacune des armatures et égale dans une section donnée :

$$\Delta\sigma_{racc}(x) = \frac{n-1}{2n} \frac{E_p}{E_{ij}} \sigma_b(x)$$

Avec :

- n : nombre de gaines
- E_p : module d'élasticité des armatures;
- E_{ij} : module instantané du béton au jour « j » ;
- $\sigma_b(x)$: contrainte normale du béton :

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{B_n} + \frac{P e^2(x)}{I_n} + \frac{M(x) e(x)}{I_n}$$

- $e(x)$: excentricité du câble de précontrainte.

Tableau VIII.11. Pertes par déformation instantanée du béton.

x	0,000	1,969	3,938	5,906	7,875	9,844	11,813	13,781	15,750
e (x)	0,500	0,198	-0,064	-0,286	-0,468	-0,609	-0,709	-0,770	-0,790
σ_b	4,458	3,250	2,798	4,956	7,922	10,990	13,604	15,360	15,942
$\Delta\sigma_{rac}$	10,700	7,799	6,714	11,894	19,013	26,377	32,650	36,865	38,260

VIII.3.1.2. Pertes différées

Les déformations différées ont une action importante sur le béton précontraint, en agissant non seulement sur les déformations comme en béton armé, mais aussi sur :

- La valeur de la précontrainte en fonction du temps,
- La répartition des sollicitations dans les systèmes hyperstatiques.

Il est donc nécessaire de connaître aussi bien que possible l'évolution de ces phénomènes dans le temps et leur variation en fonction des nombreux paramètres pouvant avoir une influence sur leur comportement.

Bien que la relaxation ne soit pas une déformation, mais une chute de tension à longueur constante en fonction du temps passé, nous étudierons également ce phénomène en plus du retrait et du fluage.

- **Pertes dues au retrait**

Le retrait, dit retrait hydraulique, est dû principalement à une évaporation de l'eau qui avait été mise dans le béton pour améliorer le gâchage et la mise en œuvre. Il dépend d'un certain nombre de paramètres : la géométrie de la pièce, la proportion d'armatures passives longitudinales, le taux d'humidité relative de l'atmosphère en contact avec la pièce, le dosage du ciment, la quantité d'eau de gâchage.

Différentes formules ont été avancées pour essayer de transcrire l'influence des différents paramètres sur le retrait.

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

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r [r(t) - r(t_1)]$$

- ✓ ε_r : retrait total du béton
- ✓ t_1 : l'âge du béton au moment de sa mise en précontrainte
- ✓ $r(t)$: une fonction traduisant l'évolution du retrait en fonction du temps.

Très souvent, on peut négliger $r(t_1)$ devant 1, ce qui conduit à la formule simplifiée suivante :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r ; \quad \text{Avec} \quad \varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$$

Tableau VIII.12. Pertes dues au retrait.

x	0	1,96875	3,9375	5,90625	7,875	9,84375	11,8125	13,78125	15,75
$\Delta\sigma_{\text{retrait}}$	39	39	39	39	39	39	39	39	39

- **Pertes dues à la relaxation des aciers**

La relaxation provoque une chute de tension pour les armatures de précontrainte, c'est-à-dire, le tirant perd au cours du temps une partie de sa contrainte de traction et cette diminution dépend de la nature de l'acier et de son traitement.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % ρ 1000.

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

- $\sigma_{pi}(x)$: contrainte dans les armatures de précontrainte ; après les pertes instantanées.
- ρ_{1000} : coefficient de relaxation à 1000 h
 $\rho_{1000} = 2,5 \%$.
- f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture
- μ_0 : étant un coefficient pris égal à :
 - 0.35 pour les armatures à très basse relaxation (TBR).

Tableau VIII.13. Pertes dues à la relaxation des aciers.

x	0,000	1,969	3,938	5,906	7,875	9,844	11,813	13,781	15,750
$\Delta\sigma_{i,tot}$	170,496	158,065	147,448	143,097	140,684	138,516	135,259	129,942	133,879
σ_{pi}	1317,504	1329,935	1340,552	1344,903	1347,316	1349,484	1352,741	1358,058	1354,121
$\Delta\sigma_{relaxation}$	70,816	72,818	74,547	75,261	75,658	76,015	76,554	77,438	76,783

- **Pertes dues au fluage**

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_M)E_P/E_{ij}$$

- ✓ σ_b : étant la contrainte finale ;
- ✓ σ_M : la contrainte maximale, supportées par le béton dans la section considérée, au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte sous les actions précédentes, y compris celles dues à la précontraintes.

A titre de simplification, la perte finale de tension due au fluage du béton est donnée par:

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,4 \sigma_b E_P / E_{ij}$$

Chapitre VIII. Précontrainte des poutres

Tableau VIII.14. Pertes dues au fluage du béton.

x	0,000	1,969	3,938	5,906	7,875	9,844	11,813	13,781	15,750
σ_b	4,458	3,250	2,798	4,956	7,922	9,990	11,604	12,987	13,257
$\Delta\sigma_{\text{fluage}}$	44,582	32,498	27,977	49,560	79,221	99,903	116,044	129,865	132,569

- **Pertes différées totales**

La formule donnée pour la relaxation suppose que la longueur de l'armature est constante ; or la perte par relaxation est diminuée par l'effet du raccourcissement due au retrait et au fluage du béton. Pour tenir compte de cette interaction, le BPEL propose de minorer forfaitairement la relation par le coefficient 5/6.

Ainsi, La perte différée finale est prise égale à :

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

Tableau VIII.15. Pertes différées totales.

x	0	1,96875	3,9375	5,90625	7,875	9,84375	11,8125	13,78125	15,75
$\Delta\sigma_{\text{retrait}}$	39	39	39	39	39	39	39	39	39
$\Delta\sigma_{\text{relaxation}}$	70,8162	72,81772	74,54674	75,26068	75,65784	76,01549	76,55439	77,4376	76,78311
$\Delta\sigma_{\text{fluage}}$	44,58179	32,49782	27,97663	49,55996	79,22131	99,90317	116,0435	129,8652	132,569
$\Delta\sigma_d \text{ totale}$	142,5953	132,1793	129,0989	151,2772	181,2695	202,2494	218,8388	233,3965	235,5549

Tableau VIII.16. Pertes totales.

X	0,000	1,969	3,938	5,906	7,875	9,844	11,813	13,781	15,750
$\Delta\sigma_{\text{ins}}$	170,496	158,065	147,448	143,097	140,684	138,516	135,259	129,942	133,879
$\Delta\sigma_{\text{diff}}$	142,595	132,179	129,099	151,277	181,270	202,249	218,839	233,397	235,555
$\Delta\sigma_{\text{totale}}$	313,092	290,244	276,547	294,374	321,954	340,766	354,098	343,338	349,434
%pertes	0,210	0,195	0,186	0,198	0,216	0,229	0,238	0,229	0,230

- **Conclusion**

Ayant pris au départ un pourcentage de pertes de précontrainte de 25%, et que le résultat après calcul nous donne des pertes de près de 23%. Nous pouvons donc affirmer que les résultats obtenus pour le calcul du nombre de câbles restent valables.

Chapitre IX

Justification des contraintes

IX.1. Justifications des contraintes normales

Tout élément de structure doit nécessairement faire l'objet de vérification vis-à-vis de toute sollicitation. Pour les sollicitations normales, il y a lieu de procéder à deux catégories de justifications:

- ❖ Aux E.L.U, pour s'assurer de la résistance de la structure ;
- ❖ Aux ELS, pour vérifier la convenance vis-à-vis des conditions d'exploitation et de durabilité. Ces vérifications doivent être menées en différentes situations (phases de construction et la mise en service), ainsi qu'aux différentes combinaisons d'actions que subit l'ouvrage.

IX.1.1. Justifications aux ELS

Cette vérification consiste à calculer les contraintes dans le béton et de les comparer aux contraintes limites autorisées. Elle doit être établie pour chacune des phases de construction et en phase de service.

Le calcul des contraintes se fait par l'application de la formule générale , en valeur algébrique, suivante : $\sigma(y) = \frac{P}{B} + (P_{ep} + M) \frac{y}{I}$

Dans le cas général, on doit avoir : $\bar{\sigma}_{min} < \sigma_y < \bar{\sigma}_{max}$

Les contraintes limites ne sont pas les mêmes pour les différentes combinaisons de charges, pour les vérifications en phase de construction et pour les vérifications en phases de service.

La verification se fait en classe I. [11]

Application au projet

Tableau IX.1. Phases de construction.

Phase N°	Date (jour)	Opération	Caractéristiques
0	0	Coulage de la poutre préfabriquée	/
I	14	Mise en tension des 3 câbles à 45 %	Section résistante : Poutre Poids de la poutre Précontrainte des câbles
II	28	Mise en tension des 3 câbles à 100 %	Section résistante : Poutre Poids de la poutre Précontrainte des câbles
III	>90	Coulage des entretoises sur piles.	Section résistante : Poutre Poids de la poutre+ entretoises Précontrainte des câbles
IV	>90	Coulage de la dalle	Section résistante : Poutre + hourdis Poids de la poutre + dalle + entretoises Précontrainte des câbles
V	>90	Mise en service	Section résistante : Poutre + dalle Poids propre du tablier Précontrainte des câbles

❖ Enrobage

L'enrobage est défini comme suit :

$$C \geq \text{Sup} \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \Phi \text{ (}\Phi \text{ : Largeur du paquet)} \\ 4 \text{ cm (ouvrages courants)} \end{array} \right.$$

$$C = a = \emptyset = 9,5 \text{ cm}$$

❖ Matériaux

- Béton

Tableau IX.2. Quelques valeurs de f_{cj} .

Jours	14	28
f_{cj} [Mpa]	47,62	50

- Armatures de précontraintes
 - $A_p = 2250 \text{ mm}^2$.
 - $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$.
- Valeur caractéristique de la précontrainte. [2]

La précontrainte est représentée à un instant 't' par deux valeurs caractéristiques :

$$\begin{cases} \sigma_{p1} = 1.02 \sigma_{p0} - 0.8 \Delta\sigma_j \\ \sigma_{p2} = 0.98 \sigma_{p0} - 1.2 \Delta\sigma_j \end{cases}$$

Avec :

σ_{p0} : Tension à l'origine ;

$\Delta\sigma_j$: Somme des pertes à l'âge considéré.

Tableau IX.3. Caractéristiques géométriques de la section médiane.

	$B_{brute} \text{ (m}^2\text{)}$	$I_{brute} \text{ (m}^4\text{)}$	$B_{nette} \text{ (m}^2\text{)}$	$I_{nette} \text{ (m}^4\text{)}$	V(m)	V' (m)
Poutre seule	1,225	0,3702	1.1025	0.33318	0,76	0,99
Poutre+dalle	1,813	0,6822	1.6313	0.61398	0,73	1,27

IX.1.1.1. Vérification des contraintes

Pour les quatre premières phases, la force de précontrainte qui donne à P l'effet le plus défavorable est P_1 , mais pour la phase d'exploitation (phase V), c'est la force P_2 .

Pour les quatre premières phases

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \times e_p \times v}{I} + \frac{M_{\min} \times v}{I} \geq \overline{\sigma_{ts}} \\ \sigma_i = \frac{P_1}{B} + \frac{P_1 \times e_p \times v'}{I} + \frac{M_{\min} \times v'}{I} \leq \overline{\sigma_{ci}} \end{array} \right.$$

Pour la phase V

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \times e_p \times v}{I} + \frac{M_{\min} \times v}{I} \geq \overline{\sigma_{ts}} \\ \sigma_i = \frac{P_2}{B} + \frac{P_2 \times e_p \times v'}{I} + \frac{M_{\min} \times v'}{I} \leq \overline{\sigma_{ci}} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma_{ts}} = 0 \text{ (Vérification en classe I ; le béton ne résiste pas à la traction.)} \\ \overline{\sigma_{ci}} = 0.6f_{cj} \end{array} \right.$$

Les résultats des vérifications sont répertoriés dans les tableaux suivant :

1. Pour la phase de mise en tension à 45 %

Tableau IX.4. Phase de mise en tension à 45%.

x (m)	0	1,96875	3,9375	5,90625	7,875	9,84375	11,8125	13,78125	15,75
M _{min} (MPa)	0	0,889596	1,66051	2,312742	2,846291	3,261157	3,557342	3,734844	3,793663
e (m)	0,499925	0,197599	-0,06442	-0,28612	-0,46752	-0,6086	-0,70938	-0,76984	-0,79
P (x) 45% (MPa)	4,002094	4,039857	4,072106	4,085324	4,092653	4,099238	4,109134	4,125284	4,113324
σ _{sup}	7,376658	6,764813	6,196139	5,68446	5,257166	4,920428	4,673931	4,515825	4,475503
σ _{inf}	8,620366	7,814028	7,065289	6,395493	5,837076	5,396804	5,073265	4,86332	4,81375

Chapitre IX. Justification des contraintes

2. Pour la phase de mise en tension à 100 %

Tableau IX.5. Phase de mise en tension à 100%.

x (m)	0	1,96875	3,9375	5,90625	7,875	9,84375	11,8125	13,78125	15,75
M_{\min} (MPa)	0	0,889596	1,66051	2,312742	2,846291	3,261157	3,557342	3,734844	3,793663
e (m)	0,499925	0,197599	-0,06442	-0,28612	-0,46752	-0,6086	-0,70938	-0,76984	-0,79
P (x) 100% (MPa)	8,898462	8,982425	9,054129	9,083519	9,099814	9,114456	9,136458	9,172369	9,145776
σ_{sup} (MPa)	16,40164	12,80565	9,603894	6,827119	4,536223	2,744929	1,452533	0,654923	0,417453
σ_{inf} (MPa)	19,16696	14,46196	10,27355	6,649172	3,660953	1,32394	0,134989	0,287125	0,184359

3. Pour la phase poutres continues avant coulage de la dalle

Tableau IX.6. Phase coulage de la dalle

x (m)	0	1,96875	3,9375	5,90625	7,875	9,84375	11,8125	13,78125	15,75
M_{\min} (MPa)	-2,53	-1,55	-0,78	0,5	1,0236	2,1026	3,02567	3,4569	3,6043
e (m)	0,499925	0,197599	-0,06442	-0,28612	-0,46752	-0,6086	-0,70938	-0,76984	-0,79
P (x) 100% (MPa)	8,898462	8,982425	9,054129	9,083519	9,099814	9,114456	9,136458	9,172369	9,145776
σ_{sup}	11,20488	7,794583	4,590954	3,10365	0,792318	0,365189	0,360451	0,084012	0,028491
σ_{inf}	12,3975	7,934396	3,743534	1,798863	0,784024	3,062025	5,212408	4,843438	4,777685

4. Pour la phase après coulage de la dalle

Tableau IX.7. Phase de service

x (m)	0	1,96875	3,9375	5,90625	7,875	9,84375	11,8125	13,78125	15,75
M_{\min} (MPa)	-2,6	-1,712	-0,9986	0,356	1,6236	2,5026	3,32567	3,5569	3,7043
e (m)	0,499925	0,197599	-0,06442	-0,28612	-0,46752	-0,6086	-0,70938	-0,76984	-0,79
P (x) 100% (MPa)	8,898462	8,982425	9,054129	9,083519	9,099814	9,114456	9,136458	9,172369	9,145776
σ_{sup}	9,248538	7,400135	5,692972	5,007187	4,60425	4,172015	4,07076	3,72557	3,68619
σ_{inf}	10,71651	7,450098	4,436804	3,225977	2,515138	1,754326	1,564883	0,942662	0,89021

▪ Conclusion

Les tableaux dressés ci-dessus montrent que les contraintes limites sont respectées dans tous les cas de chargements, que ce soit en service ou en construction.

IX.1.1.2. Ferrailage passif longitudinal

Dans les ouvrages précontraints deux sortes d'armatures sont à prévoir :

- Armatures de peau ;
- Armatures dans les zones tendues.

➤ Armatures longitudinales de peau

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

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

$$A_{L\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm}^2/\text{m de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction} \\ 0.1\% B \text{ (Section du béton)} \end{array} \right.$$

$$A_{L\min} = 0.1\% \cdot B = 0.001 \cdot (0.9 \times 12250) = 11.025 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures longitudinales dans la zone tendue

Etant donné que la vérification se fait en classe I, il n'y a pas lieu de disposer des armatures longitudinales dans la zone tendue, on aura que les armatures de peau.

IX.1.1.3. Ferrailage passif transversal

On prévoit des cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte.

$$\left\{ \begin{array}{ll} A_{c.f_e} \geq c \cdot t \cdot f_{t28} & \text{Si } \Phi_{\text{ext(gaine)}} < c < 1,3 \cdot \Phi_{\text{ext(gaine)}} \\ A_{c.f_e} \geq 1,3 \cdot t \cdot f_{t28} \cdot \Phi_{\text{ext(gaine)}} & \text{Si } c > 1,3 \cdot \Phi_{\text{ext(gaine)}} \end{array} \right.$$

Avec :

t : espacement des armatures ;

$c = 15\text{cm}$ (enrobage des câbles) ;

$\Phi_{\text{ext(gaine)}} = 9,5\text{cm}$;

$$c = 15\text{cm} > 1,3 \cdot \Phi_{\text{ext(gaine)}} = 12,35\text{cm} \longrightarrow \frac{A}{t} \geq \frac{1,3 \cdot f_{t28} \cdot \Phi_{\text{ext(gaine)}}}{f_e} = 0,09\text{cm}.$$

Pour des raisons de sécurité, on adopte comme section, un cadre HA12=2,26cm²

→ $t \leq 25,42\text{cm}$; Soit $t = 20\text{ cm}$.

IX.1.2. Justifications aux ELU

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

La vérification aux états limites ultimes est une vérification de sécurité vis-à-vis de la rupture soit par allongement critique des aciers , soit par rupture du béton (compression ou traction). Elle consiste à s'assurer que les sollicitations de calcul S_u sont à l'intérieur d'un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations résistantes ultimes $S_{\text{lim u}}$.

IX.1.2.1. Hypothèses de calcul

- ❖ les sections droites restent planes ;
- ❖ la résistance à la traction du béton est négligée ;
- ❖ les matériaux ne subissent aucun glissement relatif ;
- ❖ le diagramme des déformations de la section est un diagramme limite tel que défini par la règle de trois pivots.

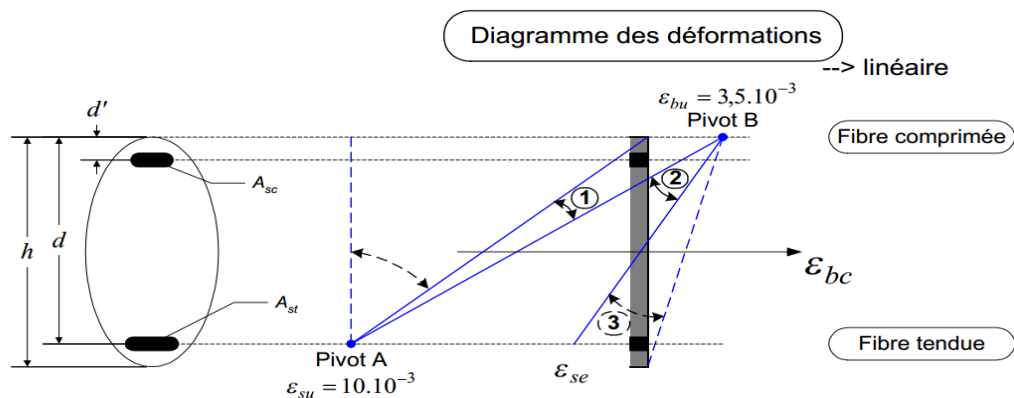


Figure IX.1. Diagrammes des déformations limites (ELU).

IX.1.2.2. Principe de la méthode de justification

Pour bien mener la justification d'une section aux ELU, il suffit de partir d'un diagramme de déformation limite de la section et de remonter aux contraintes, par l'intermédiaire des diagrammes contraintes-déformations de calcul, et de déterminer la sollicitation $\overline{S_U}$ qui équilibre ces contraintes. Donc on définira (comme indiqué dans la méthode exposée par le BPEL Art : 6.3.2) pour une section droite un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations constantes ultimes $\overline{S_U}(\overline{N_U}, \overline{M_U})$ qui, seront placées sur un repère orthonormé (N, M), et on définit une courbe fermée dite « courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.

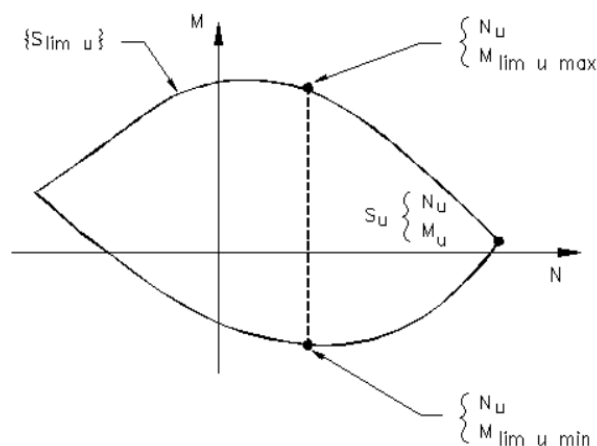


Figure IX.2. Courbe d'interaction effort normal-moment fléchissant.

Cette courbe délimite le domaine résistant de la section. Pour vérifier qu'un état de sollicitation S_U n'a pas atteint l'ELU, il faut s'assurer que le point représentatif de $S_U(N_U, M_U)$ est bien à l'intérieur de ce domaine. [16]

a- Démarche à suivre [16]

- On fixe N_U ;
- On détermine les deux moments résistants ultimes ($\overline{M_{Umin}}, \overline{M_{Umax}}$) correspondants à N_U ;
- On procède à la justification sur le moment M_U et on doit avoir : $M_{Umin} < M_U < M_{Umax}$; Avec :
 $M_{Umax} < \overline{M_{Umax}}$ et $M_{Umin} < \overline{M_{Umin}}$.

b- Les sollicitations à l'ELU

En admettant le diagramme des contraintes suivant :

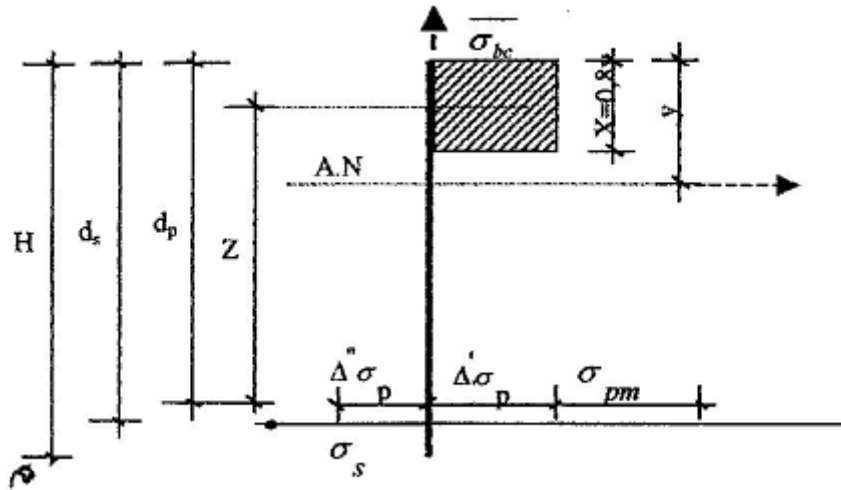


Figure IX.3. Diagramme des contraintes à l'ELU.

Avec :

σ_{pm} : contrainte probable à vide ;

$\Delta\sigma_p'$: 1^{er} complément de contraintes accompagnant le retour à zéro du béton adjacent ;

$\Delta\sigma_p''$: complément de contraintes jusqu'à l'épuisement de la résistance de la section.

Les sollicitations à l'ELU sont obtenues à partir des équations d'équilibre comme suit:

$$N_U = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \cdot \sigma_s \quad (\text{IX.1})$$

$$\bar{M}_{Umax} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot Z + A_s \cdot (d_s - d_p) \cdot \sigma_s \quad (\text{IX.2})$$

Avec :

$A_p \cdot \Delta\sigma_p$: Surtension de la précontrainte ;

$A_s \cdot \sigma_s$: Tension dans les armatures passives ;

Z : Bras de levier du moment de l'effort de compression par rapport au point de passage de l'effort de précontrainte.

c- Équations liées à l'hypothèse des sections planes

A partir des considérations sur la similitude des triangles dans le diagramme des déformations représenté comme suit :

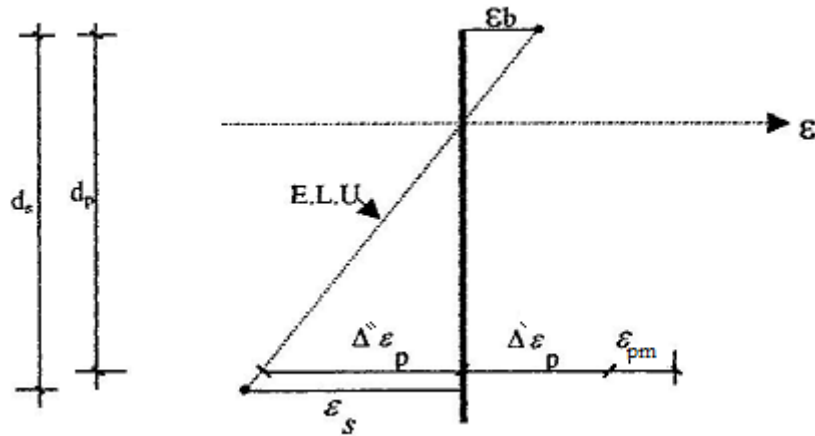


Figure IX.4. Diagramme des contraintes à l'ELU.

On peut écrire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta'' \varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_p}{x} - 1 \end{array} \right. \quad (\text{IX.3})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} = \frac{0,8 \cdot d_s}{x} - 1 \end{array} \right. \quad (\text{IX.4})$$

d- Equations traduisant le comportement de l'acier

Pour les armatures passives

$$\sigma_s = g \cdot \varepsilon_p \quad (\text{IX.5})$$

Pour les armatures de précontrainte

$$\Delta \sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta' \varepsilon_p + \Delta'' \varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm}) \quad (\text{IX.6})$$

Tel que :

g et f sont fonction du type d'acier utilisé. Avec la présence de deux cas possibles, soit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = \varepsilon_{su} \text{ (Pivot A)} \\ \varepsilon_b = \varepsilon_{bu} \text{ (Pivot B)} \end{array} \right.$$

Nous constatons la présence de 7 inconnues : $\Delta \sigma_p$, σ_s , y , $\Delta'' \varepsilon_p$, ε_b , ε_s , \bar{M}_U .

Donc pour la résolution de ce système (7 équations à 7 inconnues), on procède par approximation successive à partir d'un diagramme de déformation choisi par exemple (pivot A, pivot B).

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 3.5\text{‰} \end{cases}$$

$$N_{U1} = B(x) \cdot \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \cdot \sigma_s = \bar{N}_U$$

On distingue trois cas :

- Si $N_{U1} = N_U$ \longrightarrow on calcul directement M_U ;
- Si $N_{U1} > N_U$ \longrightarrow cela signifie que la section du béton comprimé est trop grande, on devra pivoter le diagramme de déformation autour du pivot A c'est à dire faire une autre itération avec une nouvelle valeur de ε_b ;
- Si $N_{U1} < N_U$ \longrightarrow on fait une nouvelle itération mais en pivotant autour du pivot B jusqu'à avoir $N_{U1} = N_U$.

❖ Application au projet

Équations d'équilibre:

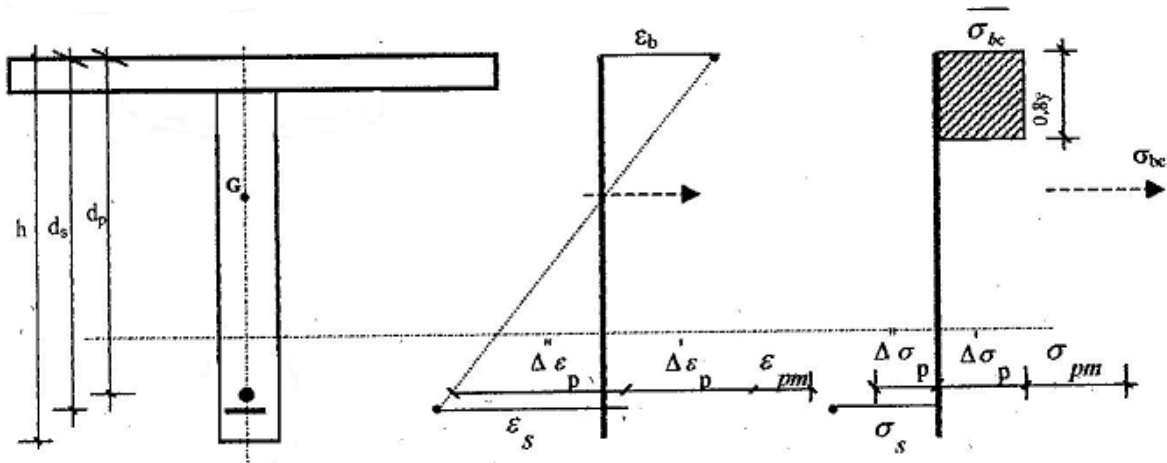


Figure IX.5. Equation d'équilibre.

$$\left\{ \begin{array}{l} d_p = 1.60\text{m} \\ d_s = 1.70\text{cm} \\ h = 175\text{cm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} A_p = 2250\text{mm}^2 \\ A_s = 5\text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$$N_U = (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_p) \cdot n \cdot A_p = (1488 - 349) \cdot 3.2250 \cdot 10^{-6} = 7.68825\text{ MN}$$

$$N_U = 7688.25\text{KN}$$

$$N_{U1} = B(x) \cdot 28,33 - A_p \cdot \Delta\sigma_p - A_s \cdot \sigma_s$$

$$N_U = 28,33 \cdot B(x) - 2250 \cdot \Delta\sigma_p - 0.05 \cdot \sigma_s$$

$$\bar{M}_{U\text{Max}} = B(x) \cdot 28,33 \times Z + A_s \cdot 1000 \cdot \sigma_s$$

$$\bar{M}_{U\text{Max}} = B(x) \cdot 28,33 \times Z + 0,05 \cdot 100 \cdot \sigma_s$$

N.B: Les forces en N et les surfaces en mm^2 .

Équations liées à l'hypothèse des sections planes :

$$\text{De (IX.3) et (IX.4) : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta''\varepsilon_p}{\varepsilon_b} = \frac{1,60-y}{y} = \frac{1,28}{x} - 1 \\ \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{1,70-y}{y} = \frac{1,36}{x} - 1 \end{array} \right.$$

Equations traduisant le comportement des aciers :

1. Armatures passives (Fe500)

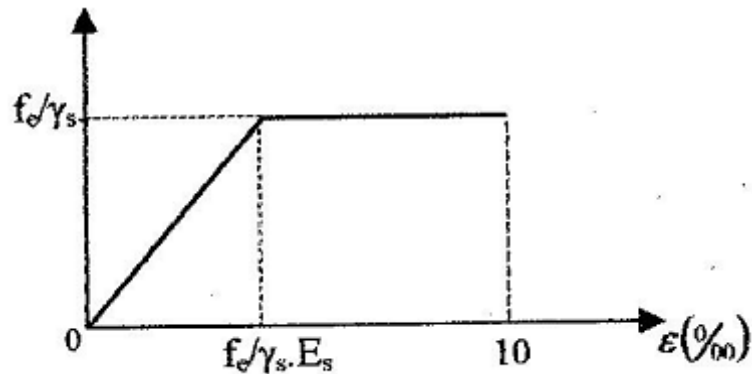


Figure IX.6. Armatures passive (Fe500).

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s < \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \\ \varepsilon_s \geq \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \end{array} \right.$$

2. Armatures actives (torons)

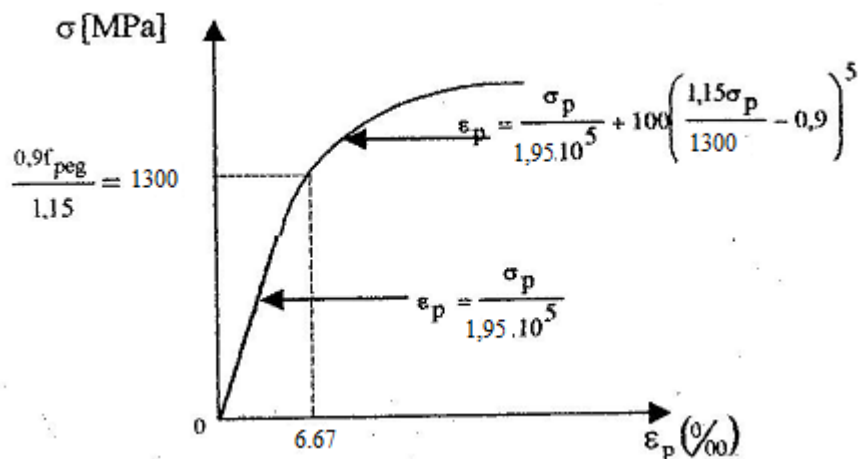


Figure IX.7. Armatures actives (torons).

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_p < 0,9 \frac{f_{peg}}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p \\ \varepsilon_p \geq 0,9 \frac{f_{peg}}{\gamma_s \cdot E_s} \Rightarrow \sigma_p \text{ sera calculée par approximations successives.} \end{array} \right.$$

La surtension des armatures de précontrainte s'écrit :

$$(IX.6) \implies \Delta\sigma_p = f(\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f(\varepsilon_{pm})$$

Avec:

$$\sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = \frac{4974,2 \cdot 10^3}{2250} = 2208,89 \text{ MPa (P}_m \text{ doit tenir compte des pertes)}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} + (P_m \cdot e_p + M_{min}) \cdot \frac{e_p}{I}$$

Cette dernière représente la contrainte du béton en service à vide au niveau des armatures actives (en prenant en compte la valeur probable de la précontrainte).

$$\sigma_{bpm} = 4975,55 \text{ MPa (À partir des tableaux de vérification à l'ELS)}$$

D'où :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = 5,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta'\varepsilon_p = 5 \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 0,13 \cdot 10^{-3}$$

Atteinte de l'ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s = 10\% \\ \varepsilon_b = 3,5\% \end{array} \right.$$

$$\text{De (IX.4) : } y = 0,43 \text{ m}$$

$$\text{De (IX.3) : } \Delta''\varepsilon_p = 9,22 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{De (IX.5) : } \sigma_s = 345 \text{ Mpa (FeE50 et } \varepsilon_s = 10\%)$$

$$\text{De (IX.6) : } \Delta\sigma_p = \sigma_p(5,75 + 0,13 + 9,22) - \sigma_p(5,74)$$

Détermination de σ_p :

$$\text{Pour : } \begin{cases} \varepsilon_p < 6,67 \cdot 10^{-3} \Leftrightarrow \sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p \\ \varepsilon_p > 6,67 \cdot 10^{-3} \Leftrightarrow \sigma_p \text{ sera calculée par approximations successives} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{pm} = 5,74\text{‰} \Leftrightarrow \sigma_p = 1119,30 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_p = 15,09\text{‰} \Leftrightarrow \sigma_p = 1444,4 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\Delta\sigma_p = 1444,4 - 1119,30 = 325,1 \text{ MPa}$$

$$0,8 \cdot y = 0,344 \text{ m}$$

De (1) :

$$B(x) = 0,8 \cdot y \cdot b = 0,8084 \text{ m}^2$$

$$\Leftrightarrow N_U = 28,33 \cdot 0,808400 - 4500 \cdot 325,1 - 0,05 \cdot 435 = 21221,52 \text{ KN}$$

$$N_{U1} > N_U$$

En conclusion

Le diagramme de déformations ainsi choisi entraîne une section de béton comprimée trop importante, on doit donc faire pivoter le diagramme autour du pivot A. Il faudra calculer N_{U1} de manière à avoisiner le plus possible la valeur de N_U en diminuant ε_b .

Un calcul par approximations successives nous permet d'avoir les résultats suivant :

$$\text{Soit : } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 0,8037\text{‰} \end{cases}$$

$$\text{On aura } y = 0,1264 \text{ m}$$

$$B(x) = 0,2377 \text{ m}^2$$

$$\Delta'' \varepsilon_p = 9,36\text{‰}$$

$$\Delta\sigma_p = \sigma_p(15,31) - \sigma_p(5,82) = 327,4 \text{ MPa}$$

$$(IX.1) \implies N_{U1}=5,044MN \approx N_U=5,043MN$$

En conclusion, le diagramme d'équilibre est atteint ainsi que le diagramme de déformation ultime.

$$\text{Soit : } \begin{cases} \varepsilon_s = 10\text{‰} \\ \varepsilon_b = 0,8037\text{‰} \end{cases}$$

$$\implies \bar{M}_{UMax} = 10.6536MN \cdot m$$

$$M_{Max} = 7,764MN \cdot m < \bar{M}_{UMax} = 10,654 MN \cdot m \longrightarrow \text{La résistance à l'ELU est assurée.}$$

IX.2. Justifications des contraintes tangentielles

Une poutre soumise à un effort tranchant doit faire l'objet des justifications suivantes :

- Dans toutes les zones de la poutre vis-à-vis de :
 - l'état-limite de service,
 - l'état-limite ultime
- Dans les zones d'about de la poutre. , justifications complémentaires relatives à l'équilibre de la bielle de l'effort tranchant et éventuellement du coin inférieur.

La présence de la précontrainte induit une nouvelle donnée dans le calcul des éléments précontraints. Ainsi, aux effets des charges permanentes et des charges d'exploitation s'ajoutent celui de la précontrainte : $V = V_g + V_q + V_p$.

Pour le cas d'une précontrainte de force P inclinée d'un angle « α » par rapport à la fibre moyenne, l'action de l'effort de précontrainte sur la section peut se décomposer en deux forces : l'une « N » normale et l'autre « V_p » perpendiculaire.

$$N = P \cos \alpha$$

$$N > 0$$

$$V_p = - P \sin \alpha$$

$$V_p < 0$$

En conséquence, la valeur de l'effort tranchant à considérer est un effort tranchant réduit défini par :

$$V_{\text{réd}} = (V_g + V_q) - P \sin \alpha$$

N.B: En fonction du signe de « $\sin \alpha$ », l'effort tranchant peut être favorable ou défavorable.

IX.2.1. Justification à ELS

Les justifications sont conduites pour une section donnée de la poutre à partir des contraintes σ_x , σ_t et τ_t , calculées pour l'élément considéré au niveau de la vérification, dans l'hypothèse de déformations élastiques et linéaires des matériaux et en supposant le béton non fissuré.

- σ_x : Contrainte normale longitudinale ;
- σ_t : Contrainte normale transversale dont l'existence est liée à une précontrainte transversale
- τ_t : Contrainte tangentielle ou de cisaillement.

Les contraintes σ_x , σ_t et τ_t calculées sous l'effet des sollicitations de service doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right) \\ \tau^2 - \sigma_x \cdot \sigma_t \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right) \end{cases} \quad (\text{IX.7})$$

Si $\sigma_x < 0$, alors la relation précédente s'écrit comme suit :

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{cj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \quad (\text{IX.8})$$

Puisque $\sigma_t = 0$ dans notre cas, alors (X.7) et (X.8) peuvent s'écrire sous la forme suivante :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) \\ \tau^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) \cdot \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right) \end{cases} \quad (\text{IX.7}') \quad (\text{IX.8}') \quad (\text{IX.8}'')$$

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} \cdot f_{cj} \quad (\text{IX.8}')$$

Et comme σ_x au niveau du centre de gravité « G » est strictement positive, donc on applique le système d'équations (X.7').

IX.2.1.1. Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant

Cette contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\tau_v(y) = \frac{V_{rd} \cdot S}{I_n \cdot b_n} \quad (\text{IX.9})$$

Avec :

- $V_{rd} = V - p_i \cdot \sin \alpha$.
- S : Moment statique par rapport à l'axe G_z .
- b_n : Largeur nette de l'âme de la poutre, $b_n = b_0 - m \cdot k \cdot \emptyset$.

Avec : $\begin{cases} m : \text{nombre de câbles par lit.} \\ k = \frac{1}{2}; \text{ dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.} \end{cases}$

❖ I_n : Moment d'inertie net par rapport à l'axe G_z .

❖ Application au projet

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui.

La vérification des contraintes se fera par phases de construction (voir Chapitre IX.1.).

Tableau IX.8. Caractéristiques géométriques de la section d'appui.

	B [m ²]	I _G [m ⁴]	v [m]	v' [m]	r ² = I/B [m ²]	e _p [m]
Poutre seule	1,103	0,3332	0.76	0.99	0.3022	0.23
Poutre+hourdis	1,631	0,6140	0.72	1.28	0.3764	-0.05

Phase I : mise en tension de la précontrainte à 40%

$$\sigma_{P0} = 1488 \cdot 40\% = 595,2 \text{ MPa}$$

$$g = B \cdot \rho = 1,103 \times 25 = 27,575 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad V_{gl} = \frac{g \cdot l}{2} = 434,306 \text{ KN}$$

$$\Delta\sigma_j = 170,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{P1} = 1,02 \sigma_{P0} - 0,8 \Delta\sigma_j = 546,59 \text{ MPa}$$

$$P_1 = n \cdot A_p \cdot \sigma_{P1} = 3 \cdot 2250 \cdot 10^{-6} \cdot 546,59 = 3,689 \text{ MN}$$

$$V_{red} = V_{gl} - P \cdot \sin \alpha = 434,306 - 3,689 \cdot 10^3 \cdot \sin 0,0104 = 395,94 \text{ KN}$$

$$V_{red} = 0,3959 \text{ MN.}$$

- **Contrainte de cisaillement « τ »**

Approximativement, on a: $S = \frac{I_G}{0,8 \times h}$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{V_{red}}{b_n \cdot 0,8 \cdot h}$$

Avec: $b_n = b_0 - \phi/2 = 55,25 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \tau(y) = \frac{0,3959}{0,5525 \times 0,8 \times 1,75} = 0,5118 \text{ MPa}$$

- **Contrainte normale « σ_G » au niveau du centre de gravité**

Au niveau du CDG :

$$\sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} \times v$$

A partir des résultats trouvés, on doit vérifier les inégalités de la formule (X.7')

Chapitre IX. Justification des contraintes

Nous procédons de la même manière pour les autres phases

Tableau IX.9. Vérification des contraintes de cisaillement τ .

Phase	V_g	P	V_{red}	$\tau(y)$	contraintes normales			vérifications	
					σ_s	σ_i	σ_g	inéqua1	inéqua2
I	0,48235	2,102	0,2073	0,26802	3,68233	1,02985	2,5304	vérifiée	vérifiée
II	0,48235	6,1995	-0,329	-0,8336	7,64531	1,19413	4,84366	vérifiée	vérifiée
III	0,48235	4,935	-0,163	-0,4143	7,64531	1,19413	4,84366	vérifiée	vérifiée
IV	0,48235	4,935	-0,163	-0,4143	4,91945	4,74492	4,84366	vérifiée	vérifiée
V	0,97265	4,935	1,2916	3,7405	1,55647	6,31846	3,27079	vérifiée	vérifiée

▪ Conclusion

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées pour toutes les phases, en construction et en exploitation.

IX.2.2. Justifications aux E.L.U

IX.2.2.1. Minimum d'armatures transversales

Les armatures transversales sont caractérisées par leur section « A_t » et leur espacement « S_t ».

$$S_t < \min \{1 \text{ m}; 0,8h; 3 \cdot b_0\} = \min. \{1\text{m} ; 0,8 \cdot 1,75; 3 \cdot 0,6\} \quad (\text{IX.10})$$

$$S_t \leq 1\text{m}$$

Pour éviter une rupture due à l'effort tranchant, on disposera d'un minimum d'armatures transversales de façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0,6 \text{ MPa} \quad (\text{IX.11})$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l'effort tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d'éviter une grande fragilité du béton de l'âme de la poutre. [2]

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{0,6 \cdot b_n \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{0,6 \times 0,5525 \times 1,15}{500} = 0,00076245 \text{ m}^2/\text{ml} = \mathbf{7.62 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

On choisit des cadres HA16 ; $A_t = 4.02 \text{ cm}^2$; soit : 2 HA 16

$$s_t \leq \frac{A_t}{0,6 \cdot b_n} \times \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{0,000402 \times 500}{0,6 \times 0,5525 \times 1,15} = 0.527 \text{ m}$$

On adopte : 2 HA 16 / $S_t=15 \text{ cm}$ à l'appui et à mi-travée ; $S_t=25 \text{ cm}$.

IX.2.2.2. Justifications des armatures transversales

Le but de cette justification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis constitués par les bielles du béton et les armatures.

$$\tau_{red}^u \leq \frac{A_t}{b_n \cdot s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times \cot \beta + \frac{f_{tj}}{3} \quad (\text{IX.12})$$

L'inclinaison des bielles selon l'article 7.3. 21 du B.P.E.L.91 est définie comme suit :

$$\tan 2\beta = \frac{2 \cdot \tau_{red}^u}{\sigma_x^u - \sigma_t^u} \quad (\text{IX.13})$$

Avec :

$$\tau_{red}^u = \tau_v^u + \tau_T^u$$

- τ_T^u : contrainte de cisaillement dû à la torsion.

- **Calcul de τ_v^u**

$$\tau_v^u = \frac{V_{red}^u}{0,8 \cdot h \cdot b_n}$$

$$V_{red}^u = V - p_u \cdot \sin \alpha$$

$$p_u = 6460 \text{ KN}$$

$$V_{u \max} = 1427.34 \text{ KN}$$

$$V_{red}^u = 1427.34 - 6460 \times 0,104 = 755.50 \text{ KN}$$

$$\tau_v^u = \frac{V_{red}^u}{0,8 \cdot h \cdot b_n} = \frac{0.7555}{0,8 \times 2 \times 0,5525} = 0.8546 \text{ MPa}$$

$$\tau_v^u = \mathbf{0.8546 \text{ MPa}}$$

- $\tau_T^u = 3,956 \text{ MPa}$

$$\tau_{red}^u = 0.8546 + 3,956 = 4,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_{red}^u = 4,81 \text{ MPa}$$

- Angle d'inclinaison β_u

$$N_u = P_u \cos \alpha = 6460 \cdot 0.9946 = 6425,10 \text{ KN}$$

$$\sigma_G = 3,27 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tan 2\beta_u = \frac{2 \times 4,81}{3,27 - 0} \rightarrow \beta_u = 35,61^\circ$$

- Détermination des armatures verticales

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \left(\tau_{red}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) \times \frac{b_n \times 1,15}{f_e} \cdot \tan \beta_u$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq \left(4,81 - \frac{3,6}{3} \right) \times \frac{0,5525 \times 1,15}{500} \times \tan(35,61)$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq 32,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq \max\{32,85 ; 7,62\} \text{ cm}^2/\text{ml} = 32,85 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit des cadres supplémentaires par rapport à ceux destinés à reprendre l'effort tranchant. On choisit comme ferrailage transversal 2 HA 14 + 2 HA 16 soit $A_t = 7,097 \text{ cm}^2$.

$$s_t \leq \frac{7,097}{32,85} = 0,2160 \text{ m}$$

On prendra $s_t = 15 \text{ cm}$.

IX.2.2.3. Armatures transversales supérieures

Elles doivent être au moins égales à $2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, soit un cadre **HA10** tous les 20 cm.

IX.2.2.4. Justification des bielles de compression du béton

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{vu}^2 + \tau_{Tu}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b} \right)^2 \quad (\text{IX.13})$$

$$(0,31)^2 + (3,956)^2 \leq \left(\frac{50}{4 \times 1,5}\right)^2 \quad \Leftrightarrow \quad (\text{condition vérifiée})$$

IX.2.2.5. Justification des armatures longitudinales

La sollicitation de torsion dans une poutre engendre des tractions longitudinales, et ces tractions doivent être équilibrées, soit :

- ✓ Par la compression développée par la flexion et la précontrainte longitudinale.
- ✓ Par le recours à des armatures longitudinales passives. [2]

La valeur d'effort de traction longitudinale due à la torsion le long de la ligne moyenne vaut :

$$F_t = \tau_T^u \times b_n \times \cot \beta_u \quad (\text{IX.14})$$

$$\sigma_t = \frac{F_T}{B_{\text{âme nette}}}$$

$$B_{\text{âme nette}} = B_{\text{br}} - B_{\text{gaine}} = 0,6 \times 1,65 - 2 \times \frac{\pi \times 0,095^2}{4} = 0,9758 \text{ m}^2$$

$$\sigma_t = \frac{3,956 \times 0,5525 \times 1,29}{0,9758} = 2,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = 2,89 \text{ MPa} < \sigma_x^u = 3,27 \quad \Leftrightarrow \quad (\text{condition vérifiée}).$$

▪ Conclusion

A travers ce chapitre nous avons montré que la résistance des sections est assurée selon les prescriptions du BPEL 91 que ce soit à l'ELU ou à l'ELS.

Chapitre X

Calcul des déformations

Introduction

Dans ce présent chapitre, nous calculerons les flèches et les rotations dues à la charge permanente, à la charge du métro et à la précontrainte, sans oublier les déplacements horizontaux dus aux phénomènes se produisant dans le temps tel que le fluage du béton et la relaxation des aciers.

X.1. Calcul des flèches

- **Calcul de la flèche due au poids propre**

La flèche due au poids propre est donnée par l'expression :

$$f_G = \frac{5 \times M_G \times L^2}{48 \times E_v \times I}$$

Avec :

L : La portée = 31.5 m.

E_v : Module de déformation longitudinal à long terme.

$$E_v = \frac{E_{inst}}{3} = \frac{11000}{3} \quad \sqrt[3]{f_{c28}} = 13508.11 \text{ t/m}^2$$

I : Moment d'inertie de la section « poutre + hourdis ».

$$I = 0,68225 \text{ m}^4$$

$$M_G = 395,72214558 \text{ t.m}$$

$$\text{.D'où : } f_g = 4.46 \text{ cm}$$

- **Calcul de flèche due à la précontrainte**

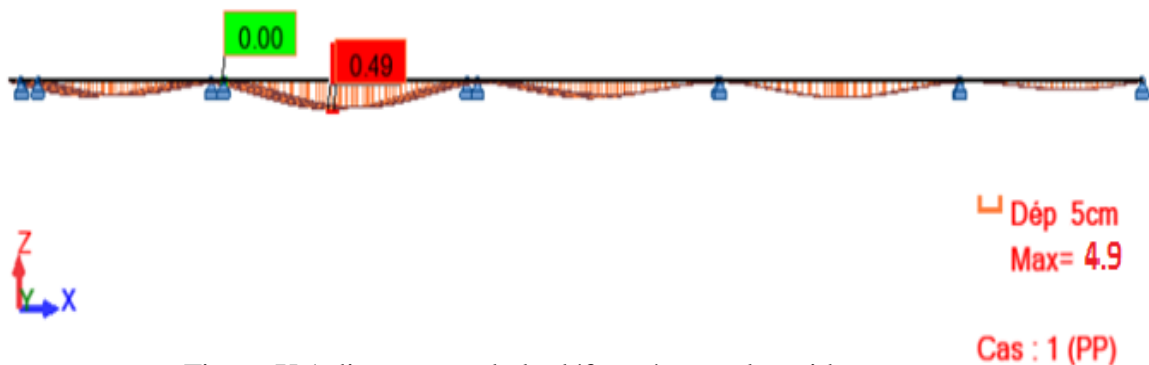


Figure X.1 diagramme de la déformée sous le poids propre

Cette flèche est donnée par l'expression de « VERESHAGUINE »

$$f_p = \frac{5}{576 \cdot E_v \cdot I} \int_0^{L/2} M_p \bar{M} dx$$

Avec :

- $M_p(x)$: Moment dû à la précontrainte.

$$M_p(x) = P \times e(x)$$

- M : Moment sous une charge unitaire appliqué à mi-travée

$$\bar{M} = 7,875$$

- $e(x) = 0.0052 x^2 - 0.1638 x + 0.499$ L'excentricité du câble moyen.

D'où : $f_p = -3,88657$ cm

- **Calcul de Flèche due à la surcharge du métro**

Cette flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_s = \frac{5 \times M_{\text{métro}} \times L^2 \times \bar{M} \times L}{576 \times E_i \times I}$$

Avec :

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 4052434,65 \text{ t} / \text{m}^2$$

\bar{M} : Moment sous une charge unitaire à mi-travée

$$\bar{M} = 7,875 \text{ t}\cdot\text{m}.$$

$M_{\text{métro}}$: moment du au métro.

$$M_{\text{métro}} = 68,8 \text{ t}\cdot\text{m}$$

D'où : $f_{\text{métró}} = 0,2482 \text{ cm}$

Nous aurons donc

- Flèche en service à vide : $F = f_G + f_p = 0,58 \text{ cm}$.
- Flèche en service en charge : $F = f_G + f_p + f_{\text{métró}} = 0.83 \text{ cm}$.

La flèche admissible maximale est donnée par la relation :

$$F_{\text{max}} = 0.005 + \frac{1 \text{ [m]}}{1000} = 0.036 \text{ m} = 3.6 \text{ cm} \text{ Pour une portée } > 5\text{m.}$$

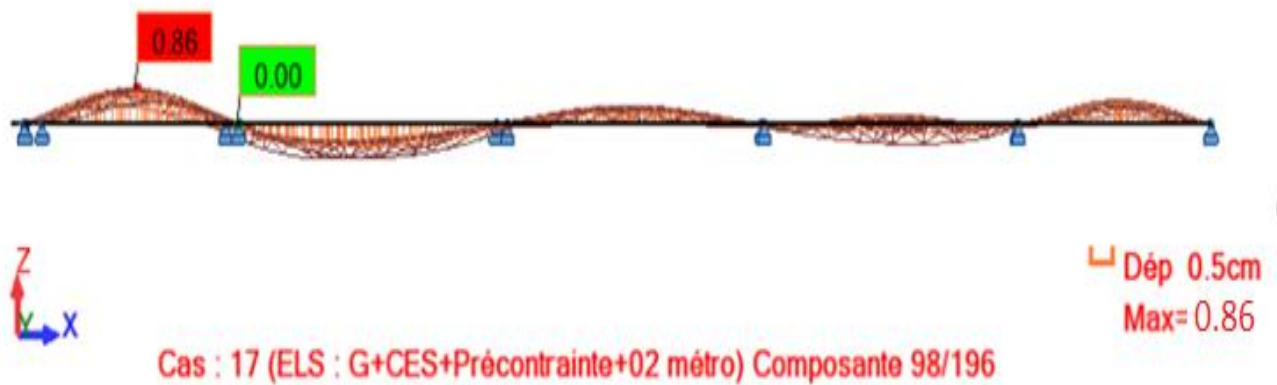


Figure X.2 Diagramme de la déformée sous le chargement le plus défavorable

X.2. Calcul des rotations

- **Rotation due aux charges permanentes**

$$\theta_G = \frac{M_G \times L}{3 \times E_v \times I}$$

$$\theta_G = \frac{395,7 \times 31,5}{3 \times 1363091,654 \times 0,682257777}$$

$$\Theta_{MG} = 4,486107 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

- **Rotation due à la précontrainte**

$$\theta_p = \frac{M_p \times \bar{M} \times 2 \times L}{E_v \times I \times 2}$$

Avec :

$$\bar{M} = 0,5 \text{ t.m à mi- travée}$$

D'où :

$$\theta_p = - 6,8925 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

- **Rotation due à la surcharge du métro**

Cette rotation est donnée par la formule :

$$\theta_m = \frac{M_{\text{métro}} \times L}{E_i \times I \times 3} .$$

$$\theta_m = 0,267239 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

Nous aurons donc

- Rotation en service à vide : $\theta = \theta_G + \theta_p = -2,4907 \times 10^{-3} \text{ rd}$
- Rotation en service en charge : $\theta = \theta_G + \theta_p + \theta_m = -2,135 \times 10^{-3} \text{ rd}$

X.3. Calcul des déplacements horizontaux

- **Déplacement dû à la rotation d'appui**

Il est donné par la relation suivante:

$$\Delta h_{rot} = \theta_{rot} \cdot \frac{h_t}{2}$$

$$h_t = 1.95m \text{ (Poutre + dalle)}$$

$$\theta_{rot} = -2,3504 * 10^{-3} rd$$

$$\Delta h_{rot} = -2.3504 * 10^{-3} m$$

- **Déplacement dû au retrait**

Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{ret} = \varepsilon_r \cdot \frac{L}{2}$$

Avec : $\varepsilon_r = 3 * 10^{-4}$ et $L = 31,5m$

$$\Delta h_{ret} = 3 * 10^{-4} * \frac{31,5}{2}$$

$$\Delta h_{ret} = 4,725 * 10^{-3} m$$

- **Déplacement dû au fluage**

Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{flu} = \frac{L}{2} * \frac{\Delta \sigma_{flu}}{E_p}$$

Avec :

$$E_p = 1,95 * 10^7 t.m$$

$$\Delta \sigma_{flu} = 497,5552 t.m$$

$$\Delta h_{flu} = \frac{31,5}{2} * \frac{497,5552}{1,95 * 10^7}$$

$$\Delta h_{flu} = 0,40 * 10^{-3} m$$

- **Déplacement dû à la variation de la température**

Il est donné par la relation :

$$\Delta h_{T^{\circ}} = \varepsilon_T \cdot \frac{L}{2}$$

Avec :

$$\varepsilon_T = \begin{cases} 3 \cdot 10^{-4} & \text{actions de courte durée} \\ 2 \cdot 10^{-4} & \text{actions de longue durée} \end{cases}$$

$$L = 31,5m$$

$$\Delta h_{T^{\circ}} = \begin{cases} 4,725 * 10^{-3} & \text{actions de courte durée} \\ 3,15 * 10^{-3} & \text{actions de longue durée} \end{cases}$$

Nous aurons donc :

Le déplacement maximal à l'appui est donné par la formule :

$$\Delta h_{\max} = \frac{2}{3} (\Delta h_{ret} + \Delta h_{flu}) + \Delta h_{T^{\circ}} + \Delta h_{rot}$$

$$\Delta h_{\max} = \begin{cases} 5,82162 * 10^{-3} m & \text{actions de courte durée} \\ 4,2613162 * 10^{-3} m & \text{actions de longue durée} \end{cases}$$

Nous pouvons conclure que les flèches sont vérifiées à vide et en charge.

Chapitre XI

La fatigue

Introduction

Outre les critères de stabilité des structures et d'intégrité des matériaux et les critères généraux d'aptitude à l'emploi des structures, il y a lieu d'envisager des critères spécifiques de l'exploitation ferroviaire.

Ces critères concernent la fatigue et les mouvements des ponts-rails (déformations et vibrations), l'importance de ces critères étant encore accentuée pour les lignes circulées avec une vitesse moyenne.

XI.1. Etat limite de fatigue

La fatigue est définie par l'endommagement d'un élément de structure créé par la propagation lente et progressive d'une fissure sous l'effet de variations de contraintes répétées dès qu'elles dépassent une certaine amplitude.

Le principe de base pour la conception des ponts-rails consiste à réaliser une construction qui soit peu sensible à la fatigue. D'autres conditions à respecter sont l'exécution soignée et l'entretien aisé de l'ouvrage.

La vérification de la sécurité à la fatigue doit être effectuée pour tous les éléments de l'ouvrage sollicités par le schéma de charge du métro d'Alger. [11]

XI.2. Modèle de trafic vis-à-vis de la fatigue – Action de trafic

- Principes

Le trafic à prendre en compte vis-à-vis à la fatigue est caractérisé par :

- Son volume/voie : tonnage annuel circulant sur chacune des voies du pont,
- L'influence du nombre de voies: le trafic est considéré sur 2 voies au maximum et on suppose que 10% du trafic se croise sur le pont.

- Modèle de trafic

Le trafic défini ci avant est pris en compte au moyen d'un coefficient de correction λ appliqué au schéma de charges métro d'Alger.

$$\text{Modèle trafic} = (\text{métro d'Alger}) \times \lambda$$

Le coefficient de correction λ s'exprime sous la forme d'un produit de facteurs élémentaires :

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4 < \lambda_{\max}$$

- λ_1 : facteur tenant compte de la composition du trafic (ainsi que de la portée)

- λ_2 : facteur tenant compte du volume de trafic
- λ_3 : facteur tenant compte de la durée d'utilisation de l'ouvrage
- λ_4 : facteur tenant compte de l'influence de deux voies chargées
- λ_{\max} : limite supérieure pour la valeur de λ

XI.3. Calcul des λ

Calcul de λ_1

Pour la détermination de ce facteur nous avons besoin des caractéristiques des aciers de précontrainte et des aciers d'armature qui sont comme suit :

Tableau XI.1 caractéristiques des aciers de précontrainte et d'armatures.

Acier de précontrainte	Acier d'armature
Câbles de précontrainte dans gaines en acier	barres droites et courbées ($d_{Br} > 25 d_s$)
$N^* = 10^6$	$N^* = 10^6$
$K_1 = 3$	$k_1 = 5$
$K_2 = 7$	$k_2 = 9$

$$\lambda_{s1} = \lambda_{s1}(2m) + [\lambda_{s1}(20m) - \lambda_{s1}(2m)] \times (\text{Log } L - 0,3)$$

Les portées :

- Travée centrale : portée moyenne $L = (28.0 + 31.5)/2 = 29.75 > 20.0$ m
- Travée de rive : portée moyenne $L = (22.0 + 20.0)/2 = 21.0$ m > 20.0 m

Chapitre XI. La fatigue

Valeurs de λ_{S1} sont données selon

a) Tableau de poutre continue

Tableau XI.2. Valeurs de λ_{S1} à mi- travée.

Type	courbe de Wöhler			Portée L[m]	Composition du trafic	
	K ₁	K ₂	N*		Standard	Lourd
[1]	5	9	106	<2	0,95	1,05
				>20	0,5	0,55
[2]	3	7	106	<2	1	1,15
				>20	0,55	0,55
[3]	3	5	106	<2	1,25	1,4
				>20	0,55	0,55
[4]	3	5	107	<2	0,75	0,9
				>20	0,35	0,3

b) Tableau de Poutre continue (Section de la travée de rive)

Tableau XI.3. Valeur de λ_{S1} a travée de rive.

Type	courbe de Wöhler			Portée L[m]	Composition du trafic	
	K ₁	K ₂	N*		Standard	Lourd
[a]	5	9	106	<2	0,95	1,05
				>20	0,5	0,55
[b]	3	7	106	<2	1	1,15
				>20	0,55	0,55
[c]	3	5	106	<2	1,25	1,4
				>20	0,55	0,55
[d]	3	5	107	<2	0,75	0,9
				>20	0,35	0,3

c) Poutre continue (Section de la poutre centrale)

Tableau XI.4. Valeur de λ_{S1} poutre centrale.

Type	courbe de Wöhler			Portée L[m]	Composition du trafic	
	K_1	K_2	N^*		Standard	Lourd
[a]	5	9	10^6	<2	0,85	0,85
				>20	0,70	0,75
[b]	3	7	10^6	<2	0,90	0,95
				>20	0,70	0,75
[c]	3	5	10^6	<2	1,10	1,10
				>20	0,75	0,80
[d]	3	5	10^7	<2	0,70	0,70
				>20	0,35	0,40

Avec:

[a] Acier d'armature, câbles de précontrainte avec adhérence immédiate (tous) et câbles de précontrainte avec adhérence ultérieure (torons dans gaines plastiques et câbles droites dans gaines en acier)

[b] Câbles de précontrainte avec adhérence ultérieure (câbles courbés dans gaines en acier)

[c] Couplages (acier de précontrainte)

[d] jonction bout à bout (acier d'armature), barres soudées comprenant soudure de pointage et soudure bout à bout

d) Armature d'efforts tranchants

Tableau XI.5. Valeur de λ_{S1} pour armature d'effort tranchant.

Ari	courbe de Wö		Lier	Portée L[m]	Composition du trafic	
	K ₁	K ₂	N*		Standard	Lourd
[a]	5	9	106	<2	0,9	0.95
				>20	0.70	0.75
[b]	Valeurs conformément à la poutre centrale [d]					
[c]	3	5	106	<2	0,8	0.90
				>20	0.65	0.65
[d]	3	5	106	<2	0,85	0.90
				>20	0,7	0.75

Avec: [a] Poutre simple

[b] Poutre continue (travée intérieure, section dans la zone de la travée)

[c] Poutre continue (section à la travée extrême)

[d] Poutre continue (section à la poutre centrale)

La définition de la position des sections à la travée extrême, des sections des poutres et sections aux travées centrales est comme suit :

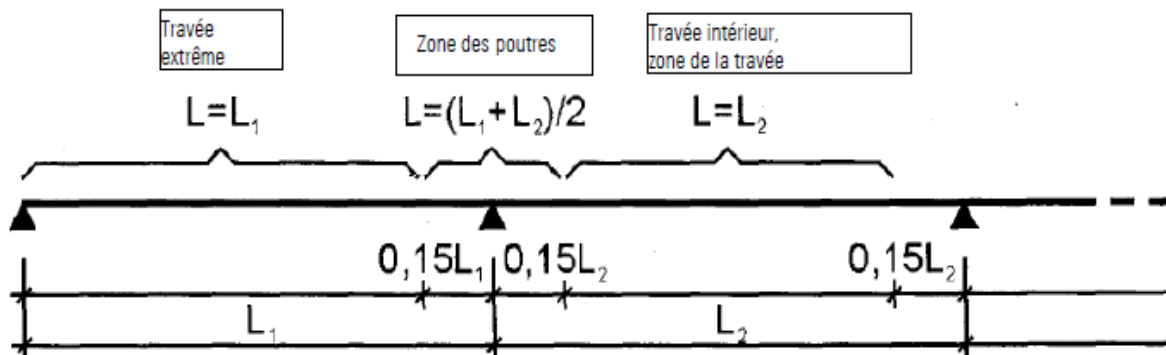


Figure XI.1. Définition de la position des sections aux travées extrême et centrale.

- A) $\lambda_{s1} = 0,50$ pour acier d'armature (travée centrale, section a mi- travée)
= 0,55 pour acier de précontrainte
- B) $\lambda_{s1} = 0,65$ pour acier d'armature (travée de rive, section a mi-travée)
= 0,65 pour acier de précontrainte
- C) $\lambda_{s1} = 0,70$ pour acier d'armature (sections des poutres centrales)
= 0,70 pour acier de précontrainte
- D) $\lambda_{s1} = 0,70$ (armature d'efforts tranchants, sections des poutres centrales)

- **Calcul de λ_2 :**

λ_2 étant donné pour un volume annuel de $25 \cdot 10^6$ tonnes par voie ; on a :

$$\lambda_2 = K_2 \sqrt{\frac{T}{25 \cdot 10^6}}$$

Avec :

- T : volume de trafic en tonnes par voie par ans ; $T=25 \cdot 10^6$ t/an/voie

D'où : $\lambda_2 = 1$

- **Calcul de λ_3 :**

λ_3 : étant donné pour une durée de vie de 100 ans, valeur retenue en règle générale, on a :

$$\lambda_3 = K_2 \sqrt{\frac{N}{100}}$$

Avec

- N : durée d'utilisation exprimée en années ; $N=100$ ans

D'où : $\lambda_3 = 1$

- **Calcul de λ_4 :**

$$\lambda_4 = K_2 \sqrt{n + (1 - n) \times S_1^{K_2} + (1 - n) \times S_2^{K_2}}$$

On a

$$S_1 = \Delta\sigma_1 / \Delta\sigma_{1+2} \quad ; \quad S_2 = \Delta\sigma_2 / \Delta\sigma_{1+2} \quad ; \quad n = N_C / N_T$$

Avec:

- N_C = Nombre de trains traversant le pont en même temps ($N_C = 2$)
- N_T = Nombre de total de trains sur une voie ($N_T = 20$)
- n = Le rapport de N_C et N_T défini comme étant la probabilité de rencontre $n = 2 / 20 = 10\%$
- K_2 = Inclination de courbe Wöhler ($K_2 = 9$)

Suppositions: $S_1 = S_2 = 0,9$ (les deux voies ne se chevauchent)

D'où : $\lambda = 0,975$

Calcul de λ :

- $\lambda = 0,5 \times 1 \times 1 \times 0,975 = 0,49$ pour les travées centrales avec section à mi-travée
- $\lambda = 0,65 \times 1 \times 1 \times 0,975 = 0,63$ pour les travées de rives avec section à mi-travée
- $\lambda = 0,70 \times 1 \times 1 \times 0,975 = 0,68$ pour section sur appuis
- $\lambda = 0,70 \times 1 \times 1 \times 0,975 = 0,68$ pour armature de cisaillement avec section sur appuis.

XI.4. Formule de vérification pour les ponts-rails (cas courants)

La sécurité à la fatigue est vérifiée en s'assurant que pour les contraintes normales σ , la condition suivante est satisfaite.

$$Y_{FF} \cdot \lambda \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{\text{m\u00e9tro}} \leq \frac{\Delta\sigma_{c,t}}{\gamma_{MF}}$$

Avec

- Y_{FF} : coefficient de sécurité partiel pour la fatigue, $Y_{FF} = 1$
- λ : facteur de correction, (calculé précédemment et suivant la travée)
- Φ : coefficient dynamique, $\Phi = 1,05$
- $\Delta\sigma_{\text{m\u00e9tro}}$: différence de contraintes normales entre les extrêmes σ_{Max} et σ_{min} dues au schéma de charge du m\u00e9tro d'Alger plac\u00e9s dans les positions les plus d\u00e9favorables:
$$\Delta\sigma_{\text{m\u00e9tro}} = \sigma_{\text{Max}} - \sigma_{\text{min}}$$
- $\Delta\sigma_{c,t}$: r\u00e9sistance \u00e0 la fatigue normale (d\u00e9duite de la courbe de W\u00f6hler).
- γ_{MF} : coefficient de s\u00e9curit\u00e9 partiel pour la r\u00e9sistance d\u00e9pendant du mat\u00e9riau, $\gamma_{MF} = 1,15$

XI.5. Calcul des contraintes

- **Résistance à la fatigue**

La résistance à la fatigue est déduite directement de la courbe de Wöhler, pour notre cas les valeurs de cette résistance sont les suivants :

- Acier d'armature $\Delta\sigma_{c,t}=195000 \text{ KN/m}^2$
- Acier de précontrainte $\Delta\sigma_{c,t}=120000 \text{ KN/m}^2$

a) contraintes dues à l'exploitation ferroviaire

- Les efforts internes sous le chargement métro d'Alger sont comme suit :

Tableau XI.6. Efforts internes sous le chargement métro d'Alger.

M(kN.m)	Max	688
	Min	-1078

- Les contraintes normales dans la poutre sous moment positif (mi- travée) :

Tableau XI.7. Contraintes normales dans la poutre sous moment positif

$\sigma_s = M/W_s(\text{kN/m}^2)$	1664,436
$\sigma_i = M/W_i(\text{kN/m}^2)$	-938,686

- Les contraintes normales dans la poutre sous moment négatif (appuis) :

Tableau XI.8 Contraintes normales dans la poutre sous moment négatif

$\sigma_s = M/W_s(\text{kN/m}^2)$	-1152,734
$\sigma_i = M/W_i(\text{kN/m}^2)$	650,103

$$\sigma_{\max} = 1664,436 \text{ kN/m}^2, \sigma_{\min} = -938,686 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \Delta\sigma_{\text{métro}} = 2603,122 \text{ kN/m}^2$$

Conclusion générale

Conclusion générale

Le métro d'Alger est un projet vaste et complexe, il regroupe de nombreuses réalisations, dont essentiellement les stations souterraines et les tunnels, mais des viaducs sont parfois nécessaires.

Reliant Hai El Badr et Ain Naadja, en faisant halte aux ateliers, les contraintes topographiques du site imposent au métro le passage par un viaduc, ce dernier a fait l'objet de notre travail.

L'examen des différentes variantes possibles, en tenant compte des contraintes technico-économiques et en particulier de la présence d'une aire de préfabrication à proximité, a abouti au choix d'un pont à poutres multiples préfabriquées, nous nous sommes attelés dans ce travail à la conception et l'étude du tablier de ce viaduc.

Le pré-dimensionnement des éléments préfabriqués a nécessité le recours à des relations empiriques tirées de la littérature, ce qui nous a permis d'adopter une section en T sans talon. Les poutres préfabriquées seront réalisées en béton précontraint par post-tension, avec un béton dosé à 50 MPa, par le procédé DYWIDAG. Quant aux entretoises sur piles et la dalle, elles seront coulées sur place avec un béton de 35MPa.

La spécificité de cet ouvrage est son hyperstaticité en service, réduisant ainsi le moment à mi travée, quitte à engendrer des moments négatifs sur appuis. Par ailleurs, la complexité de la structure a nécessité l'utilisation du logiciel de calcul AutoDESK ROBOT pour la détermination des efforts et des sections dangereuses afin de dimensionner par la suite les différents éléments du tablier.

Le phasage particulier des travaux présente une originalité, car les poutres une fois posées, et sous l'action de leur poids propre, subissent des rotations au niveau des extrémités. Le coulage des entretoises sur piles n'intervenant pas avant, par conséquent, il n'y aura pas de moments négatifs en hyperstatique dû au poids propre des poutres.

Les vérifications des contraintes normales et tangentielles, ainsi que la vérification de la zone d'about, pour toutes les étapes du phasage, assurent la résistance du tablier aux sollicitations imposées.

Le confort des voyageurs et la résistance de la structure à la fatigue sont assurés conformément aux normes en vigueur propre aux ponts-rails.

A titre personnel, la confrontation aux difficultés engendrées principalement par les aspects nouveaux présents dans cet ouvrage constituait un véritable challenge, nous avons dû faire preuve d'initiative et de responsabilité, afin de mener à bien cette étude et tirer les conclusions adéquates. Nous espérons qu'à travers ce mémoire, nous avons pu vous faire part de notre passion pour le Génie Civil. Ce travail nous a permis d'enrichir nos connaissances dans le domaine des ouvrages d'art, et de clôturer notre formation à l'ENP en beauté, pour mieux affronter les enjeux du métier d'ingénieur, appelé à identifier les solutions les plus économiques, tout en ayant une vaste culture technique.

Références Bibliographiques

- [1] : **B.A.E.L 91 révisé 99**. Bulletin Officiel des Marchés publics de travaux. Cahier des clauses techniques générales. Fascicule n° 62 - Titre I - Section I. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - Ministère de l'économie, des Finances et de l'industrie Commission Centrale des Marchés. 126 p. 12 annexes.
- [2] : **B.P.E.L 91 révisé 99**. Bulletin officiel des Marchés publics de travaux. Cahier des clauses techniques générales. Fascicule n° 62 - Titre I - Section II Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Ministère de l'économie, des Finances et de l'industrie Commission Centrale des Marchés. 124 p. 15 annexes.
- [3] : **CHAUSSIN, R. et al.** « La précontrainte ». Presses de l'école nationale des ponts et chaussées (1992).
- [4] : **DREUX, G.** « Pratique du béton précontraint ». Eyrolles (1975).
- [5] : **EMA** (2009). Procédure « éléments préfabriqués ». Document numéro L1B-GCG-DCT-199-ST-50-027-3. Alger. 63 p.
- [6] : **EUROCODE 1** (1997). Normalisation française. XP ENV 1991-3. Partie 3 : Charges sur les ponts dues au trafic. AFNOR. Paris. 147 p.
- [7] : **EUROCODE 1** (1997). Prénorme européenne. ENV 1991-2-5. Partie 2-5: Actions sur les structures - Actions thermiques. Comité Européen de Normalisation (CEN). Secrétariat Central. Bruxelles. 62 p.
- [8] : **EUROCODE 1** (2000). Normalisation française. XP ENV 1991-2-4. Partie 2-4 : Actions sur les structures — Actions du vent. AFNOR. Paris. 160 p.
- [9] : **GUILLEMONT P** (2005). Aide mémoire Béton armé. 2^{ème} édition. Dunod. Paris. 300 p.
- [10] : **Jean-Armand CALGARO, Anne BERNARD-GELY** « Conception des ponts », technique d'ingénieur C 4 498. Paris 360 p.
- [11] : **LIVRET 2.01, SNCF** (1995). Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes. Paris. 306 p.
- [12] : Note de Cours Béton Armé et Précontraint, ENP, dirigé par Mr **R.BOUTEMEUR**.
- [13] : Note de Cours pont, Ecole Nationale Polytechnique, dirigé par Mme **D.CHERID**.
- [14] : **S.E.T.R.A 1996**. Guide de conception, Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post tension (VIPP).

Références Bibliographiques

[15]: **SETRA** (1999). Guide du projeteur, ouvrages d'Art, ponts courants. Alpha presse.306 p.

[16]: **THONIER, H.** « Le béton précontraint aux états limites ».Presses de l'école nationale des ponts et chaussées (1992).

[17]: **YAZID, A.** (2006) Béton précontraint Cours et exercices centre universitaire de Bechar, institut de génie civil. 86 p.

