



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic republic of Algeria

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم و التكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية والمعمارية

Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GC/2021

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE
MASTER ACADEMIQUE**

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Thème

**Etude d'un tablier (poutre)
d'un pont en béton précontraint**

Présenté par :

- SITOIE Siaquil Vucane

Soutenu le 03 / 10 / 2021 devant le jury composé de :

Président :	BOUHALOUFA Ahmed	M.A.A.	Université de Mostaganem
Examineur:	AYAD Tayueb	M.C.B.	Université de Mostaganem
Encadrant :	KADRI Tahar	Pr.	Université de Mostaganem

Année Universitaire : 2020 / 2021

Dédicace

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, à toi maman ANA PAULA MOIANE je vous dédie ce travail.

A vous, qui m'a toujours poussé et soutenu dans mes études. Sans vous, je n'aurais certainement pas fait d'études longues. Ce projet fin d'étude représente donc l'aboutissement du votre incessante sacrifice et soutien tout au long de ma vie scolaire.

Qui Dieu vous procure bonne santé et longue vie.

A la mémoire de mon père DOMINGOS A.Z. SITOIE disparu trop tôt.

Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde.

*A mes frères et sœurs en particulier : **Flora, Joana, Batanisse, Fácia, Agostinho, Mena, Nanato, Mingos, et à toute la famille**, en signe d'amour, de reconnaissance et de gratitude pour le dévouement et les sacrifices dont vous avez fait toujours preuve à mon égard.*

*A toute la promotion 2021 dans toute l'Algérie en particulier **Lazaro, Valdemar, Manzur, Lokchiner, Claudio, Liborio, Pandy, Karim, Alex, Manuel, Abudo, Nilton, Adamo, Inácio, Sigalho.***

*A mes amis que DIEU m'a donné la chance de vous avoir connu **Éric, Ditra, Enio, Derrick, Spinola, Neves, Sidney, Julieta, Vasco, Donélia, Samson Cleidy, Richard, Ilda, Hélio, frère Bernard et frère Xema**, au nom de l'amitié qui nous réunit, et au non de nous souvenir inoubliables.*

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

Remerciements

Avant tout je tiens à remercier Dieu, le tout puissant de m'avoir conduit sur le bon chemin et qu'il en soit ainsi tout au long de mon existence.

Je tiens à remercier a tous le corps administratif du département de génie civil et architecture, ainsi que tous les professeurs pour leurs soutiens morale et conseils pour l'élaboration de ce modeste travail.

A la suite je tiens à remercier sincèrement Mr. KADRI Tahar, qui en tant que mon encadreur de mémoire, s'est toujours montrée à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et temps qu'il a bien voulu m'accorder et sans lui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

J'exprime ma gratitude à Mme KRIM ARBI Melha, ingénieur principal, pour son soutien, et a tous les professionnels de la Direction de Travaux Publique de Mostaganem.

Je tiens également à remercier les membres du jury Mr BOUHALOUFA Ahmed et Mr AYAD Tayeb d'avoir acceptés des juger ce modeste travail.

Enfin, je remercie à tout proches, amis, qui mon toujours soutenue et encouragé pour réaliser ce mémoire.

Liste des figures

Figure I-1: vue en plan de l'ouvrage sur Google Earth	2
Figure I-2 tracé en plan du pont	4
Figure I-3 profil en long du pont.....	4
figure I-4 profil en travers	5
Figure III-1diagramme des contraintes et déformations du béton.....	13
Figure IV-1: schéma d'un tablier à poutres métalliques	18
Figure IV-2 schéma d'un tablier mixte	19
Figure IV-3 schéma type d'un pont VIPP	20
Figure V-1 Coupe transversal de la poutre : Coupe(a)-section médiane ; Coupe (b)- section d'about.....	27
Figure V-2 Coupe longitudinal de l'âme	27
Figure V-3 Caractéristiques de la poutre dans la zone médiane seule	28
Figure V-4 Caractéristiques géométriques de la section médiane + hourdis.....	30
Figure V-5 Caractéristiques géométriques de la section d'about seule.....	31
Figure V-6 Poutre + dalle à la zone d'about	32
Figure VI-1 système de charges Bc	43
Figure VI-2 système de charges Bt	46
Figure VI-3 système de charge Br	47
Figure VI-4 système de charge Br	48
Figure VI-5 La charge exceptionnelle D240	49
Figure VII-1 poutre real et poutre équivalente	55
Figure VII-2 dalle fictive tenue comme entretoise intermédiaire	57
Figure VII-3 Courbe de coefficient K_a	60
Figure VIII-1 Moment fléchissant dus au Surchage A(I)..... Erreur ! Signet non défini.	
Figure VIII-2 Moment dus au système Bc a mis-travée	66
Figure VIII-3 Moment dus au système Bt a mis-travée.....	67
Figure VIII-4 Moment dus au système MC ₁₂₀ a mis-travée	69
Figure VIII-5 Moment fléchissant de la charge exceptionnelle D ₂₄₀ a mis-portée	69
Figure VIII-6 Moment fléchissant de la surcharge A(L) à 0.25L	70
Figure VIII-7 Moment fléchissant dus au système Bc a 0.25L.....	71
Figure VIII-8 Moment fléchissant dus au système Bt a 0.25L	72

Figure VIII-9 Moment fléchissant dus à la surcharge du type M_{120} a $0.25L$	73
Figure VIII-10 Moment fléchissant dus à la surcharge exceptionnelle D_{240} a $0.25L$	73
Figure VIII-11 Efforts tranchants max. dus à la surcharge du type $A(L)$.....	74
Figure VIII-12 Efforts tranchants max. dus au convoi B_c	75
Figure VIII-13 Efforts tranchants max. dus au système B_t	76
Figure VIII-14 Efforts tranchants max. dus au système MC_{120}.....	77
Figure VIII-15 Efforts tranchants max. dus au convoie exceptionnelle D_{240}.....	78
Figure VIII-16 efforts tranchants dus au système $A(L)$ à $0.25L$.....	78
Figure VIII-17 Efforts tranchants dus au convoie B_c à $0.25L$	79
Figure VIII-18 Efforts tranchants dus au système B_t à $0.25L$	80
Figure VIII-19 Efforts tranchants dus au système MC_{120}	81
Figure VIII-20 Efforts tranchants dus au convoie exceptionnelle D_{240}.....	81
Figure IX-1 tracée des câbles dans la section médiane	96
Figure IX-2 tracée des câbles dans la section d'about	96
Figure IX-3 Position des câbles longitudinaux	98

Liste des tableaux

Tableau II-1 Récapitulatif des résultats d'échantillons SN°1	10
Tableau II-2 Récapitulatif des résultats d'échantillons SN°2	11
Tableau V-1 les caractéristique de la poutre dans la zone médiane	29
Tableau V-2 récapitulatif des caractéristiques de la poutre	29
Tableau V-3 caractéristiques de la section médiane + hourdis	30
Tableau V-4 Récapitulatif des caractéristiques de la section médiane plus+ hourdis	31
Tableau V-5 Caractéristiques géométriques de la section de about seule	31
Tableau V-6 Récapitulatif de caractéristiques de la section de about seule	32
Tableau V-7 Caractéristiques géométriques de la section d'about + dalle	33
Tableau V-8 Récapitulatif des caractéristiques de la section d'about + dalle	33
Tableau VI-1 Les charges permanentes	39
Tableau VI-2 classe du pont	41
Tableau VI-3 Les Coefficients A(L)	41
Tableau VI-4 Les valeurs de ν_0 selon la classe du pont	42
Tableau VI-5 Les coefficients BC	44
Tableau VI-6 Les coefficients BT	46
Tableau VII-1 valeurs du coefficient k	57
Tableau VII-2 Valeurs de k_0 et k_1 pour $\theta = 0.50$ et $\alpha = 0$	59
Tableau VII-3 K_a de la poutre la plus sollicitée	59
Tableau VII-4 coefficient transversal(K_a)des différents types de charges	61
Tableau VIII-1 Eléments de réduction M, T et R de la poutre	63
Tableau VIII-2 Eléments de réduction M, T et R de la dalle	63
Tableau VIII-3 éléments de réduction M, T et R occasionnée par la superstructure.....	64
Tableau VIII-4 éléments de réduction M, T et R occasionnée par l'ensemble de la superstructure.....	64
Tableau VIII-5 le tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges	74
Tableau VIII-6 valeurs de Y_i	75
Tableau VIII-7 Valeurs de Y_i	79
Tableau VIII-8 Récapitulatif des efforts tranchants	82
Tableau IX-1 Caractéristique géométriques de la section médiane plus hourdis	92
Tableau IX-2 récapitulatif des valeurs calculée	94

Tableau IX-3 les tracée des câbles	98
Tableau IX-4 Les valeurs de α	99
Tableau IX-5 les pertes dues au frottement des câbles	100
Tableau IX-6 pertes dues au glissement des câbles	100

Table des matières

Dedicace

Remerciements

Liste des figures

Liste des tableaux

Table des matieres

<i>Introduction générale</i>	<i>1</i>
<i>Chapitre I :</i>	<i>2</i>
<i>Présentation et Conception de l’Ouvrage</i>	<i>2</i>
<i>I.1 Présentation générale du projet</i>	<i>2</i>
<i>I.2 Conception général de l’ouvrage</i>	<i>3</i>
<i>Chapitre II :</i>	<i>6</i>
<i>Etude Géotechnique</i>	<i>6</i>
<i>II.1 Études géotechniques</i>	<i>6</i>
<i>Chapitre III :</i>	<i>12</i>
<i>Caractéristiques des Matériaux</i>	<i>12</i>
<i>III.1 Caractéristiques mécaniques</i>	<i>11</i>
<i>Chapitre IV :</i>	<i>16</i>
<i>Choix du type d’ouvrage</i>	<i>16</i>
<i>IV.1 Critères des choix du type d’ouvrage</i>	<i>17</i>
<i>Chapitre V :</i>	<i>22</i>
<i>Pré-dimensionnement détaillé de la variante retenue</i>	<i>22</i>
<i>V.1 Pré-dimensionnement :</i>	<i>23</i>
<i>Chapitre VI :</i>	<i>34</i>

<i>Calcul des charges et surcharges</i>	34
VI.1 <i>Calcul des charges permanentes</i> :	38
VI.2 <i>CALCUL DES SURCHARGES ROUTIERES</i>	40
<i>Chapitre VII</i>	51
<i>Etude du tablier à pont en béton précontraint</i>	51
VII.1 <i>REPARTITION TRASVERSALE DES EFFORTS</i>	54
<i>Chapitre VIII</i> :	62
<i>Evaluation des efforts longitudinaux</i>	62
VIII.1 <i>Calcul Des Eléments De Réductions Dus Aux Charges</i>	63
VIII.2 <i>Calcul Des Eléments De Réductions Dus Aux Surcharges</i> :.....	65
CHAPITRE : IX	84
ETUDE DE LA PRECONTRAINTÉ	84
IX.1 <i>Définitions des précontraints</i>	89
IX.2 <i>Formes de précontrainte</i>	89
IX.3 <i>Données de la précontrainte</i>	91
IX.4 <i>Calcul de la précontrainte</i>	92
IX.5 <i>Vérification à l'état limite de service (E.L.S)</i>	94
IX.6 <i>Trace des câbles</i>	96
IX.7 <i>Calcul des pertes de précontraint par post tension</i>	98
<i>Conclusion générale</i>	109
<i>Bibliographie</i>	110

Introduction générale

Le présent travail a été réalisé dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude de Master Académique spécialité Ouvrages d'Art en Travaux Publics au sein de la faculté science technique, département génie civil et architecture de l'Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem

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

C'est dans cet pensé, que l'Algérie a lancé un programme national pour, l'aménagement de la route national N°11, plus précisément au PK 317+655 à environ 6kms de la commune de Sidi Lakhdar, dans la Wilaya de Mostaganem qui traverse l'Oued Khril avec un cours d'eau ; pour cela la réalisation d'un pont a été proposé ; la nécessité d'un tel ouvrage est justifié par la nécessité d'un ouvrage que satisfait la nouvelle demande du trafic.

Nous allons traiter dans ce projet fin d'étude, les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, nous allons retenir la variante la plus avantageuse pour dimensionner et étudier d'une manière profonde notre ouvrage choisi.

Chapitre I :
Présentation et
Conception de l'Ouvrage

Introduction

Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, etc.) en passant par-dessus de cette séparation, normalement, une voie de circulation.

Il est composé par deux parties principales :

- *La Superstructure :*

C'est l'ensemble constitué par ce qui est situé au-dessus des appareils d'appuis ou "TABLIER"

- *L'infrastructure :*

C'est l'ensemble constitué par ce qui est situé dessous des appareils d'appuis, il se compose de la "CULEE" appui de rive, la "PILE" appuis intermédiaires et les "FONDATION" »

I.1 Présentation générale du projet

I.1.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage en question est un pont situé sur la RN11, plus précisément au PK 317+655 à environ 6kms de la commune de Sidi Lakhdar, dans la Wilaya de Mostaganem.

L'axe de la voie portée est droit (en plan).



Figure I-1: vue en plan de l'ouvrage sur Google Earth

I.1.2 Les caractéristiques principales de l'ouvrage

- *Ouvrage est en béton précontraint en post-tension.*

- *La structure est constituée par une travée de 40 mètres de longueur.*
- *Notre ouvrage a une longueur totale de 50.82 mètres.*
- *La section transversale de la travée a une largeur de 11.60 mètres et elle est formée par 7 poutres IPE175 de 1.75 mètres hauteur appuyées sur des appareils d'élastomère fretté.*
- *Une dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur et 7 cm de revêtement.*

I.2 Conception général de l'ouvrage

La conception des ponts est basée sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.

La même doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers dans chaque cas. Le choix de l'ouvrage dépend de contraintes imposée dont les principales sont de deux sortes :

- *Les données naturelles : contraintes ou données naturels qui est nécessaire respecter et qu'il n'est pas question de les modifier (ex : caractéristiques du sol, les rivières à affranchir, leurs hydrologies ainsi que l'ensemble des éléments de son environnement).*
- *Les données fonctionnelles de l'ouvrage : ils sont fixés par le maître d'ouvrage et qui concerne à l'ensemble de caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement. En compte par-là, le tracé en plan, profil en long et le profil en travers.*

Il est rappelé au maître d'ouvrage l'observation et analysassions stricte et rigoureuse de ces données, car ils pueront conduire à la modification complète du projet.

I.2.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points caractéristiques. La structure géométrique de l'ouvrage a une longueur de 50.82m.

Le tracé en plan, montre un ouvrage sur l'axe routier Alger-Mostaganem, constitué par deux voies de circulation avec un trottoir de chaque côté. En voit encore, la projection des poutres que constitue le tablier. L'image suivante illustre le tracé en plan.

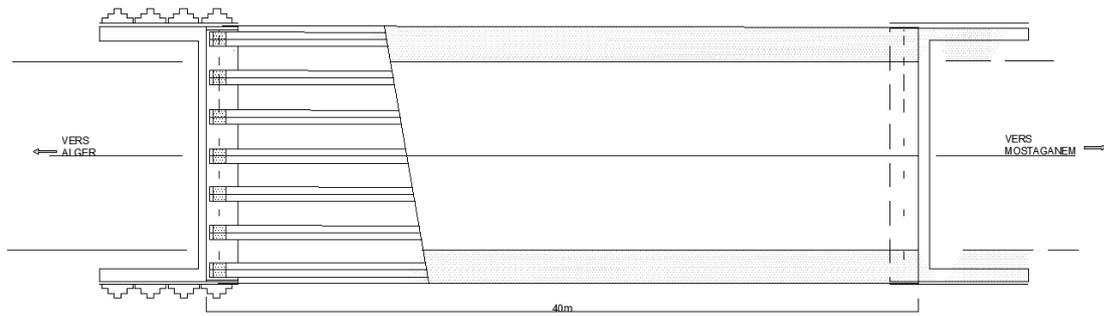


Figure I-2 tracé en plan du pont

I.2.2 Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'axe de l'ouvrage, définissant en élévation du tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes naturelles. Le tracé de la voie routière présente une pente dimensionnelle de 2,5%.

Le pont franchit un oued non navigable, car le lit varie d'une manière très irrégulière pendant les différentes saisons de l'année, son gabarit n'est pas conditionné par les contraintes fonctionnelles mais par des contraintes naturelles.

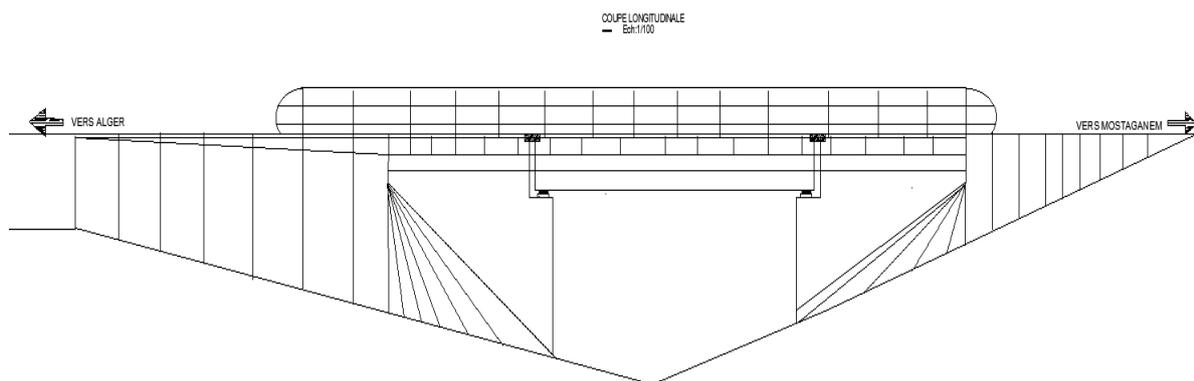


Figure I-3 profil en long du pont

I.2.3 Profil en travers

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

Le profil en travers par sens de l'ouvrage est défini comme suit :

La largeur totale de l'ouvrage : 11.60 m.

La largeur d'une voie : 3.80 m.

Largeur roulable : $L_r = 7.60$ m.

Nombre de voies de circulations : $N = 2$ voies.

La pente : 2.5 % en toit.

Chapitre I

Largueur de trottoir : $L = 2 \text{ m}$.

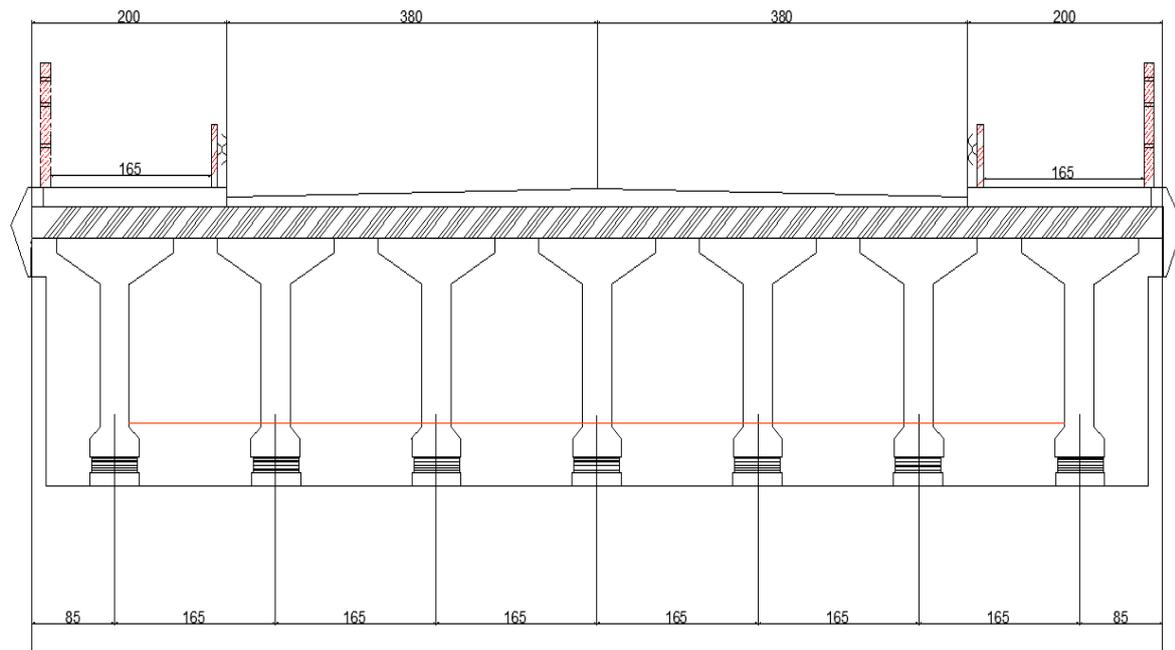


figure I-4 profil en travers

Conclusion

Les caractéristiques présentées ci-dessus fut une combinaison des recommandations techniques, tout en respectant le choix de l'ingénieur responsable pour la conception et étude du projet, en vue à réussir dans la matérialisation de cette structure de franchissement.

Chapitre II :
Etude Géotechnique

Introduction

Une étude géotechnique concerne à la détermination et analyses de l'ensemble des données concernant la nature du sol, appelé à constituer l'assise des fondations ainsi que le niveau de la nappe phréatique. Connaître ces données, est un exercice déterminant dans le choix du type d'ouvrage et du type de fondations les plus adaptés à l'environnement où il sera implanté.

En vue de déterminer les caractéristiques réelles du site vis-à-vis des sollicitations et actions futures de l'ouvrage. Le Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest (L.T.P.O) a effectué des essais in-situ et au laboratoire dont l'ensemble des résultats sont présentés dans le présent travail.

II.1 Études géotechniques

Le terrain étudié se trouve au Nord-est de la wilaya de MOSTAGANEM, environ 6 kms au sud-ouest de la commune de Sidi Lakhdar, vers la wilaya D'ALGER.

L'ouvrage en question servira au franchissement d'Oued Khril sur la RN11.

II.1.1 Reconnaissance *IN-SITU*

II.1.1.1 Organisation de la reconnaissance *IN-SITU*

Le programme géotechnique mené par le L.T.P.O. au niveau de l'assiette a consisté dans la réalisation de :

- *Deux (02) sondages carottés notés SN1 et SN2 de vingt-cinq (25,00) mètres de profondeur avec récupération d'échantillons intacts et remaniés pour essais en laboratoire.*
- *Quatre (04) essais de pénétration dynamique notés K1, K2, K3 et K4 poussés jusqu'au refus, au moyen du pénétromètre dynamique automatique du type BORRO.*
- *Les essais dynamiques ont été réalisés deux (02) par appui.*
- *Les sondages carottés et les essais de pénétration dynamique ont été exécutés au droit des appuis du futur ouvrage (culées), selon les conditions d'accès aux endroits à investiguer.*
- *La pose de piézomètre au droit des sondages SN1 afin de contrôler la présence d'eau dans le sol et estimer son agressivité vis-à-vis du béton.*

II.1.1.2 *Interprétation des résultats*

II.1.1.3 *Sondages carottés*

- *Sondage SN1 (culée sens Alger) :*

0.00 à 3.00 m : Sable fin à moyen brunâtre, consolide vers la base et concrétionné.

3.00 à 6.50 m : Grés brunâtre à grains fins durs.

6.50 à 25.00 m : Marne verdâtre, finement sableuse par endroits et compacte à certains niveaux.

- *Sondages SN2 (culée sens Mostaganem) :*

0.00 à 1.80 m : Sable fin à moyen brunâtre, concrétionné.

1.80 à 3.40 m : Grés brunâtre à grains fins durs.

3.40 à 25.00 m : Marne verdâtre, finement sableuse par endroits et compacte à certains niveaux.

II.1.1.3.1 *Niveau d'eau et agressivité vis-à-vis au béton*

D'après le relevé piézométrique effectué au droit de sondage SN1 le niveau d'eau a été décelé à 6.00 mètres de profondeur en dessous du niveau des berges de l'oued.

Des échantillons d'eau et du sol ont été prélevé pour une analyse chimique complète en vue d'estimer son agressivité vis-à-vis du béton et des armatures.

- *L'échantillon de sol prélevé du sondage SN1 profondeur 8.00/9.00 mètres est essentiellement constitué de silice ($SiO_2=72,53\%$) parmi laquelle s'ajoute une quantité appréciable de calcaire égale à 12,73% avec 7,48% d'alumine présentée sous forme d'alumino silicates.*
- *Des composantes tels que la magnésie et l'oxyde de fer sont très faibles.*
- *Son taux en sulfates est nul.*

Tandis que l'échantillon d'eau prélevé du sondage SN1 au profondeur de 6.00 m est de durée moyenne et de manière légère.

- *Sa minéralisation est essentiellement bicarbonatée calcique, légèrement magnésienne.*
- *Sa valeur de PH est proche de la neutralité.*

Selon la norme NFP 18-011 (Juin 1992), les échantillons d'eau et de sol analyses présent un degré d'agressivité nul vis-à-vis du béton.

II.1.1.3.2 Essais De Pénétration Dynamique

Pour c'est qui concerne au essais dynamiques, deux essais ont été faits au niveau de chaque berge (culée) implantés de la manière suivante :

K1 et K2 au niveau de la berge sens Alger

K3 et K4 au niveau de la berge sens Mostaganem.

- *Au niveau de la culée sens Mostaganem (essais K3 et K4), et après un pic superficiel ; les valeurs de la résistance de pointe *Rp* obtenues sont faibles depuis la surface du sol jusqu'au environ 6.00m de profondeurs. Ce n'est qu'à partir de cette dernière profondeur que les valeurs de *Rp* s'améliorent progressivement en une allure des dents de scie jusqu'aux profondeurs de refus.*
- *Tandis que la culée de Alger donne une allure nettement meilleure avec des valeurs de *Rp* moyennement fortes à assez fortes enregistrées avec une augmentation régulière, progressive et forte jusqu'au refus.*
- *Ces refus sont dus d'après la nature géologique du terrain à la présence d'une formation dure constituée de grés brunâtre à grains fins, durs qui se sont opposés à la pénétration de la pointe.*

Au vu de ces résultats, il ressort une différence d'épaisseurs des alluvions entre les berges (environ 4,00 à 6,00m). Ces alluvions sont dans l'ensemble de mauvaise portance, et elles reposent sur des grés brunâtres de bonne consistance qui a causé les refus.

II.1.2 Essais de laboratoire

II.1.2.1 Organisation et Type des essais de laboratoire

A partir des échantillons prélevés lors des sondages carottés et essentiellement de la marne en profondeurs ont été soumis aux analyses physiques suivantes :

- *Mesure du poids spécifique sec et humide,*
- *Mesure du poids spécifique des grains solides,*
- *Mesure de la teneur en eau naturelle,*
- *Détermination des limites d'ATTERBERG,*
- *Analyse granulo-sédimentométriques.*

II.1.2.2 Interprétation des résultats des essais en laboratoire

II.1.2.2.1 Poids spécifiques

- *Poids spécifiques apparents humides : $2,03 \text{ t/m}^3 < \gamma_h < 2,20 \text{ t/m}^3$*

Chapitre II

- *Poids spécifiques secs : $1,68 \text{ t/m}^3 < \gamma_d < 1,88 \text{ t/m}^3$*
- *Poids spécifiques des grains solides : $2,56 \text{ t/m}^3 < \gamma_s < 2,70 \text{ t/m}^3$*

Ces valeurs obtenues caractérisent des marnes en place moyennement dense à dense en général.

II.1.2.2 Teneurs en eau naturelle

Les échantillons prélevés des sondages, présentent en profondeur valeurs de la teneur en eau naturelle assez moyennes à moyenne (15% à 20,60 %) pour des degrés de saturation de 86% à 100%, attestant que la saturation des échantillons testés est quasi-total.

II.1.2.3 Limites d'ATTERBERG

*La mesure des limites d'ATTERBERG faite à différents niveaux du sol a montré une formation plastique à très plastique selon les niveaux pour des valeurs de limite de liquidité *WI* comprises entre 50,26% et 66,75% et des indices de plasticité *Ip* comprises entre 23,35 % et 33,36%*

D'après les valeurs d'ATTERBERG trouvée, il est sûr de dire que les formations marneuses rencontrées présentent un degré de gonflement élevé.

Chapitre II

Tableaux récapitulatifs des résultats physiques et mécaniques :

Tableau II-1 Récapitulatif des résultats d'échantillons SN°1

Essais	sondages	SN°1									
	Profondeur (m) E. Paraffinée	8.7/9.0	9.1/9.4	9.4/10.5	10.5/10.8	10.81/12.7	15.5/15.8	17.5/17.8	22.8/23.0	24.3/24.6	
P H Y S I Q U E S	γ_s (t/m^3)	2.60	2.60		2.63		2.70	2.70	2.70	2.70	
	γ_h (t/m^3)	2.10	2.05		2.03		2.11	2.09	2.17	2.07	
	γ_d (t/m^3)	1.75	1.69		1.68		1.77	1.80	1.88	1.73	
	W (%)	20.0	20.6		20.5		18.7	15.9	15.0	19.1	
	Ws (%)	20.2	22.1		22.7		19.5	18.5	16.2	20.8	
	Sr (%)	99	93		90		96	86	93	92	
	WL (%)			66.75		58.13					
	Wp (%)			33.39		30.53					
	IP (%)			33.36		27.60					
	CaCO ₃ (%)			20		20					
	Passant à	5mm			100%		100%				
		1mm			100%		100%				
		0.2mm			100%		100%				
0.1mm				100%		100%					
20 μ				52%		46%					
	2 μ										
M E C A N I Q U E S	Pc (bars)	1.937	1.490		2.010		2.010	2.114	1.497	2.143	
	Ct	0.059	0.041		0.056		0.218	0.097	0.041	0.041	
	Cg	0.059	0.045		0.073		0.030	0.079	0.022	0.041	
	γ_d (t/m^3)	1.64	1.64		1.68		1.71	1.82	1.86	1.78	
	W init. (%)	20.15	20.35		20.23		13.74	12.63	13.85	17.16	
	W fin. (%)	25.25	24.31		25.19		17.70	20.92	16.64	21.05	
	Rc (bars)						14.4				
	γ_d (t/m^3)						2.12				
	W (%)										
	C (bars)	4.320	1.290		2.340			0.136	0.945		
	φ (degré)	33.42°	53.06°		35.75			50.35°	43.13°		
	W init. (%)	19.40	20.40		20.77			14.80	14.70		
W fin. (%)											

Chapitre II

Tableau II-2 Récapitulatif des résultats d'échantillons SN°2

Essais	sondages	SN°2								
	Profondeur (m) E. Paraffinée	8.0/8.3	9.1/9.4	9.4/10.5	10.5/10.8	10.8/12.0	12.0/12.3	14.0/14.3	15.5/15.8	17.0/17.3
P H Y S I Q U E S	γ_s (t/m^3)	2.67	2.70		2.70		2.70	2.61	2.67	2.56
	γ_h (t/m^3)	2.20	2.10		2.12		2.13	2.13	2.15	2.13
	γ_d (t/m^3)	1.85	1.77		1.80		1.79	1.80	1.83	1.82
	W (%)	18.9	18.1		17.3		18.4	18.1	17.2	16.7
	Ws (%)	17.0	19.5		18.5		18.8	18.5	17.6	17.9
	Sr (%)	100	93		94		98	98	98	93
	WL (%)			50.26		51.24				
	Wp (%)			26.65		27.88				
	IP (%)			23.61		23.35				
	CaCO ₃ (%)			20		20				
	Passant à	5mm			100%		100%			
		1mm			100%		100%			
		0.2mm			95%		94%			
0.1mm				91%		89%				
20 μ				44%		41%				
	2 μ			8%		8%				
M E C A N I Q U E S	Pc (bars)	1.955	2.134		2.124		2.114	1.867	2.350	2.038
	Ct	0.149	0.041		0.052		0.035	0.030	0.033	0.027
	Cg	0.034	0.025		0.020		0.026	0.027	0.024	0.023
	γ_d (t/m^3)	1.64	1.84		1.72		1.77	1.71	1.75	1.79
	W init. (%)	30.64	17.31		19.23		17.77	19.01	17.56	16.87
	W fin. (%)	22.15	17.90		21.11		20.31	21.16	20.63	17.93
	Rc (bars)									
	γ_d (t/m^3)									
	W (%)									
	C (bars)	2.910	5.000		3.290		0.790	2.080	1.740	2.285
	φ (degré)	12.41°	07.97°		30.54°		57.99°	45.00°	44.71°	42.78°
	W init. (%)	19.40	17.57		18.77		17.03	18.10	17.47	17.47
W fin. (%)										

Conclusion

La présente étude géotechnique regroupe l'ensemble des résultats des investigations sur site et au laboratoire, permettent au bureau d'études d'adopter les dispositions constructives adéquats au projet à réaliser.

Il est laissé comme recommandation au bureau chargée de la réalisation d'ouvrage :

Il faudra prévoir un gabionnage des talus pour les préserver contre les risque d'érosion éventuels particulièrement en période de crûes.

Chapitre III :
Caractéristiques des
Matériaux

Introduction :

La conception et le calcul d'un ouvrage d'art sont généralement conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction, donc dans ce chapitre on va s'engager dans l'étude des caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec les calculs à venir.

L'étude de cet ouvrage est vérifiée d'après les exigences et les recommandations données par le BAEL 91 révisé 99, S.E.T.R.A et BPEL.

III.1 Caractéristiques mécaniques

III.1.1 Le béton

Dans les matériaux plus utilisés dans le domaine des BTP on trouve le béton. Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions étudiées de ciment, de granulats (sable, gravier) et l'eau, le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction. Et, grâce à sa grande maniabilité et la facilité de mise en œuvre, il nous offre la possibilité d'avoir des formes diversifiées.

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf que l'on utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenées par les charges et surcharges. Le module d'élasticité longitudinal est élevé, pour réduire les pertes de tension des aciers.

Pour le béton, le dosage du ciment sera de 400 kg/cm³.

Densité : La masse volumique du béton armé : $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} , elle est choisie a priori tenu compte des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

III.1.1.1 Résistance à la compression

Pour le béton âgé de 28 jours, on a :

$$F_{Cj} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{SI } j \geq 28 \text{ JOURS} \\ \frac{j}{4.76 + 0.83 \times j} \times f_{Cj} & \text{SI } j \leq 28 \text{ JOURS} \end{cases}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} & \text{pour le beton du tablier} \\ 25 \text{ MPa} & \text{pour le beton des fondations et des appuis} \end{cases}$

III.1.1.2 Résistance caractéristique a la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée (F_{tj}) est liée à la résistance à la compression et il est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad (3.1)$$

Où dans notre cas on a :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ MPa pour le tablier}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa pour l'infrastructure}$$

III.1.1.3 Contraintes admissibles à la compression

Il est généralement fixé une valeur des contraintes qui ne peut pas être dépassé en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelé contrainte admissible

➤ À état limite ultime (E.L.U) :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad (3.2)$$

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.50$: Situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$: Situation accidentelle.

θ : Coefficient qui dépend de la durée probable (t) d'application de la combinaison d'action, il peut prend les valeurs suivantes :

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

D'où : $f_{bu} = \begin{cases} 20 \text{ MPa} & \text{pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 14.20 \text{ MPa} & \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$, En situation durable.

$f_{bu} = \begin{cases} 28.70 \text{ MPa} & \text{pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ 20.50 \text{ MPa} & \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$, En situation accidentelles.

➤ À état limite de service (E.L.S) :

L'expression qui nous permet de calculer la contrainte admissible à l'état limite de service, est la suivante :

$$\bar{\sigma}_b = \begin{cases} 0.5 \times f_{c28} & \text{en service} \\ 0.6 \times f_{c28} & \text{en construction} \end{cases} \quad (3.3)$$

III.1.1.4 Coefficient de poisson (ν)

Le coefficient de poisson est défini comme étant le rapport de la déformation relative Longitudinale et transversale d'une pièce.

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

$$\begin{cases} \nu = 0.2 & \text{pour un béton non fissuré.} \\ \nu = 0.00 & \text{pour un béton fissuré.} \end{cases}$$

III.1.1.5 Module de déformation longitudinal du béton (E)

- Module de déformation instantanée (courte durée <24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{Cj}} = 35981.7 \approx 36000 \text{MPa} \quad (3.4)$$

- Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{Cj}} = 12102.9 \text{MPa} \quad (3.5)$$

Avec :

f_{Cj} : désigne la résistance caractéristique du béton à J jours.

III.1.1.6 Module de déformation transversale du béton

Selon B.P.E.L le module de la déformation transversale du béton est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.6)$$

III.1.1.7 Diagramme des contraintes-déformations

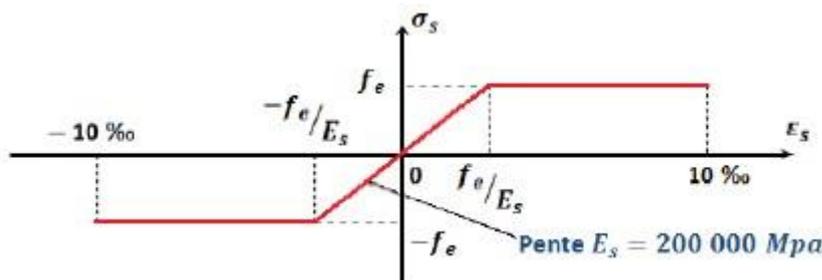


Figure III-1-diagramme des contraintes et déformations du béton

III.1.2 L'acier :

Est considérée, en béton armé, comme le matériau qui est encore apte à jouer son rôle dans la structure dont elle fait partie, lorsque la résistance à la traction par flexion de son béton constitutif est supposée nulle.

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

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

III.1.2.1 Les aciers actifs

Pour le béton précontraint, les armatures actives sont en aciers à haute adhérence et d'une grande résistance, car ils sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

En vue sur notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des câbles 12T15 T.B.R (très basse relaxation) en classe de résistance II, du système de précontrainte Freyssinet. Dont ses caractéristiques sont :

f_{prg} : Contraint garantie à la rupture ;

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

f_{peg} : Contraint garantie élastique ;

$$f_{peg} = 1553 \text{ MPa}$$

A_p : Section nominal de l'armature ;

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

La formule que nous donne la contrainte initial à prend en compte dans les calculs est la suivante : $\sigma_{p0} \leq \min(0.8 \times f_{prg}; 0.9f_{peg})$

Dans notre cas : $\sigma_{p0} \leq \min(1488 ; 1379.7)$

$$\sigma_{p0} = 1397.7 \text{ MPa}$$

III.1.2.2 Les aciers passifs

Pour les aciers passifs on utilise des barres à haute adhérence de classe F_eE500 avec une limite d'élasticité de 500 MPa, comparables à celles du béton armé ordinaire, car ils ne sont tendus que sous les sollicitations extérieures.

Pour la vérification des fissuration à ELU on aura : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b}$

Avec :

f_e : limite élastique d'acier

γ_b : coefficient de pondération pris égal à 1.15

Conclusion

Comme on a pu voir, les caractéristiques mécaniques des matériaux ont une grande influence sur la qualité et résistance cherchée sur notre ouvrage. Donc il est imposé dans les calculs de cette ouvrage, une stricte considération de ces caractéristiques (la résistance à la traction, la dureté la résistance caractéristique, etc.) et les déférentes contraintes admissibles sur le béton et acier choisis pour les différentes parties de notre structure.

Chapitre IV :
Choix du type d'ouvrage

Introduction

La conception d'un pont est une démarche interactive dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes à respecter et des types de ponts à envisager, afin de faire le choix du type de pont le plus approprié.

Est retenue la solution résultant de l'étude de ces deux ensembles. Elle se présente comme une opération de synthèse dans laquelle intervient des nombreux paramètres qui font appel au jugement et à l'expérience des ingénieurs chargés.

IV.1 Critères des choix du type d'ouvrage

Le choix d'un type d'ouvrage est conditionné par des critères techniques quantifiables suivantes :

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

Toutes en tenant compte des contraintes naturelles et fonctionnelles imposés à l'ouvrage comme :

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

IV.1.1 Conception du tablier

Pour la conception du tablier, il y'a une grande gamme des tabliers à concevoir, mais Nous nous limiterons aux variantes suivantes :

- Variante n° 1 : Pont métallique.
- Variante n° 2 : Pont mixte a poutres métalliques.
- Variante n° 3 : Pont à poutres en béton précontraint à travée indépendante.

IV.1.1.1 Variante n° 1 : Pont métallique

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

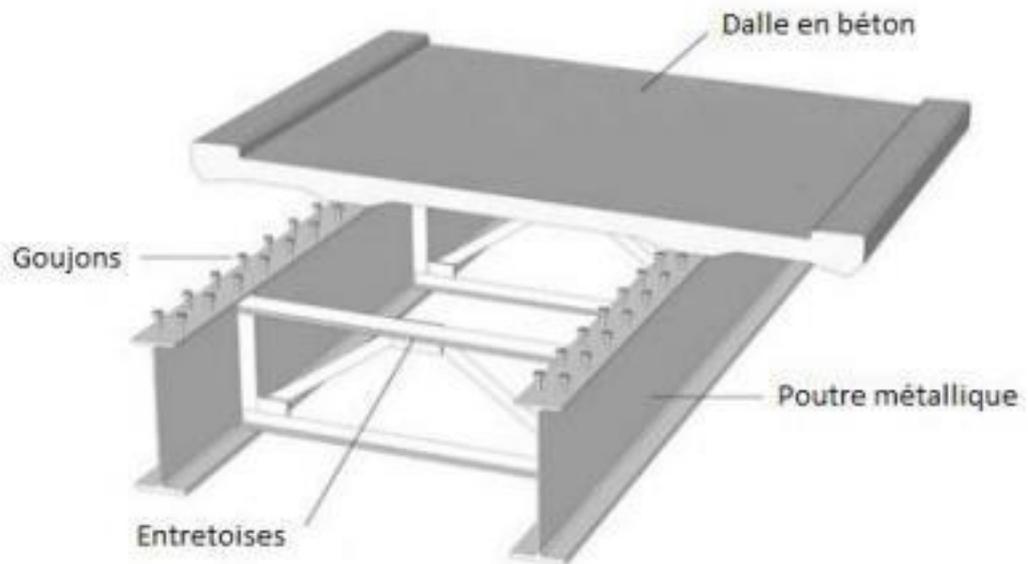


Figure IV-1: schéma d'un tablier à poutres métalliques

Avantages :

- Structures légers (excellent rapport poids performances).
- Economique.
- Temps d'exécution réduit.
- Qualité architecturale.

- *Confort et sécurité sur le chantier (grâce à la mise en œuvre des produits semi-finis fabriqués en usine, la masse de travail est réduite. C'est qui permet une diminution des accidents de travail).*

Inconvénients :

- *Plus les portées sont petites plus le cout de cette construction augmente.*
- *Une résistance en compression plus faible que celle du béton.*
- *Le pris d'acier en Algérie.*

IV.1.1.2 Variante n° 2 : Pont mixte à poutres métalliques

Les ponts mixtes représentent l'association mécanique entre l'acier et le béton dans le but d'obtenir un tablier résistant. L'acier résistant à la traction sous forme de poutres et le béton à la compression par le biais d'une dalle en béton armé. Ces deux éléments étant reliés par une connexion mécanique, afin de garantir la compatibilité de leurs déplacements. Les portées économiques de ce mode de construction se situent entre 30 à 110m.

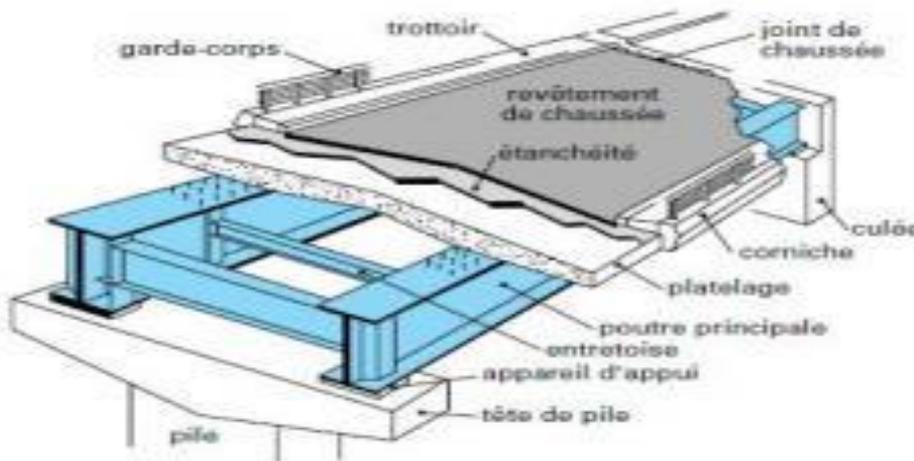


Figure IV-2 schéma d'un tablier mixte

Avantages :

- *Une fois que les poutres sont en acier, la structure est plus légère, ce qui permet d'envisager un nombre réduit des appuis avec des formes simplifiées des poutres.*
- *La conception de ce type d'ouvrage nous permet encore sur le plan esthétique, une bonne symétrie en élévation.*
- *La structure résiste bien à la traction.*

Inconvénients :

- *Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.*
- *Le coût de réalisation est élevé, grâce au pris d'aciers.*
- *Une nécessité constante des vérifications de la stabilité de la structure pendant les grands moments de montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier avec une demande de mains d'ouvre qualifiées (surtout les soudeurs).*
- *Une petite durée pour effectuer des entretiens périodiques.*
- *Sensible aux tassements différentiels.*

IV.1.1.3 Variante n° 3 : Pont à poutres en béton précontraint à travées indépendantes

Dont la famille des ponts à poutre sous chaussée en béton, on trouve les ponts à poutre en précontraint du type VIPP. Où le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constantes, qui sont solidarisiées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Ce type de pont nous permet d'avoir des travées indépendantes des portées comprises entre 30 à 50 mètres latéral ou bilatéralement. Avec des poutres plus souvent parallèles et équidistantes. Ces poutres comportent une large table de compression, formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, ces deux éléments étant reliés par une âme de faible épaisseur. Les poutres ainsi confectionnée ont un bon rendement mécanique qui permet à la structure de bien se placer dans la gamme des portées moyennes. Bien conseilles pour les ponts franchissant une rivière.

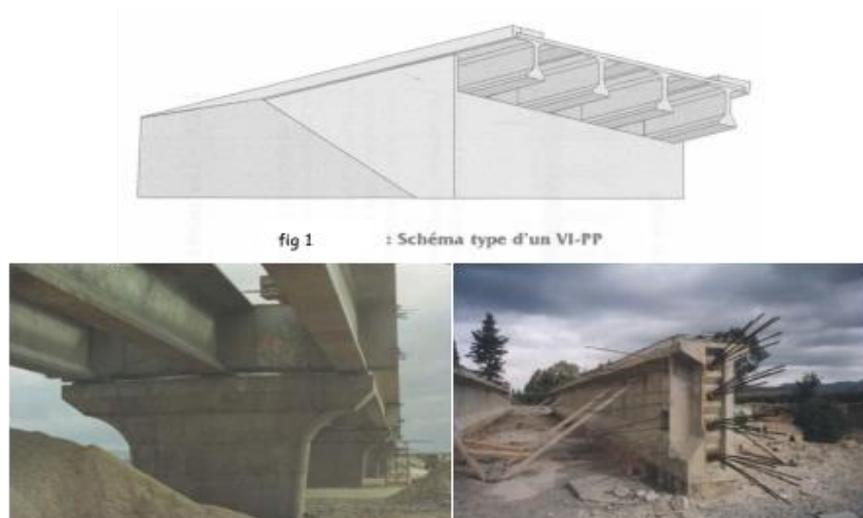


Figure IV-3 schéma type d'un pont VIPP

Avantages :

- Réduit le nombre d'appuis.
- Evite l'échafaudage et des coffrages difficiles à réaliser.
- Diminue la quantité des armatures.
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage Puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques.

Inconvénients :

- La nécessité du personnel bien qualifiée pour l'exécution de la précontrainte.
- La difficulté de réparation des parties endommagées du béton.
- Ce type d'ouvrage est bien plus lourds que les ponts métalliques.
- La nécessité d'attendre 28 jours, pour qui le béton puisse acquérir ces qualités mécaniques.

Conclusion

Après l'analyse multicritères des variantes précédemment présentées, la variante retenue est le Pont à poutres en béton précontraint à travée indépendante, grâce à ces plusieurs avantages qui répond aux critères exigés. Les concepts de cette variante seront traités plus en détail dans les chapitres qui suivants.

Chapitre V :
Pré-dimensionnement détaillé
de la variante retenue

Introduction :

Dans cette partie du projet on va tourner nous regarde pour le pré-dimensionnement de la variante choisie. Dans nous cas, le pont à poutres en béton précontraint à travée indépendante. Les calculs ci-dessous présenté ont été fait en tout conformité avec le guide des recommandations S.E.T.R.A pour les ponts routiers à poutre.

V.1 Pré-dimensionnement :

V.1.1 Pré-dimensionnement de la poutre :

V.1.1.1 Hauteur des poutres

D'après S.E.T.R.A l'intervalle suivante nous permet de déterminer la hauteur des poutres :

$$\frac{l}{22} \leq h_t \leq \frac{l}{16}$$

Avec :

l : la portée real de la poutre

$$l=40m$$

$$1.80m \leq h_t \leq 2.5m$$

Il est pris :

$$h_t = 2.0m$$

$$h_p = h_t - h_h$$

Avec :

h_p : hauteur de la poutre

h_h : hauteur d'hourdis

h_t : hauteur total du tablier

$$h_p = 2.0m - 0.25m$$

$$h_p = 1.75m = 175cm$$

V.1.1.2 Largeur de la table de compression

$$0.6h_p \leq b \leq 0,7h_p$$

$$1.08m \leq b \leq 1.26m$$

On prend : $b=1.20m = 120cm$

V.1.1.3 Largeur du talon

$$b_t \geq \frac{b_{tT}}{6}$$

Avec :

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

b_t : largeur du talon

l : portée du travée

L : largeur du tablier

h_t : hauteur total du tablier

k_t : coefficient sans dimension pris comme : $1100 \leq K \leq 1300$

On prend : $K=1275$

$$b_{tT} \geq \frac{40 \times (11.60)^2}{1275 \times 2^2}$$

$$b_{tT} \geq 1.05m$$

On prend : $b_{tT} = 1.08m$

Enfin, la largeur du talon $b_t \geq \frac{1.08}{6}$

Donc, dans notre cas on a choisi :

$$b_t = 0.50m = 50cm$$

V.1.1.4 Espacement des poutres

$$1.5 \leq d \leq 2.5$$

On prend : $d=1.65m = 165cm$

V.1.1.5 Nombre des poutres

Pour la détermination du nombre des poutres il est appelée la formule suivante selon notre guide **S.E.T.R.A** :

$$N = \left(\frac{La}{d} \right) + 1$$

Avec :

N : le nombre des poutres

La : est la distance entre deux poutres de rive

d : est la distance entre deux poutres successifs

$$N = \left(\frac{9.9}{1.65} \right) + 1 = 7.0$$

$N = 7$ poutres

V.1.1.6 *Épaisseur de l'âme*

Là l'âme de la poutre doit être conçu avec une variation de l'épaisseur ayant jusqu'à 20 cm minimum dans la zone courante et une augmentation dans la zone d'about (allée jusqu'à $L/4$), en vue à assurer une bonne résistance à l'effort tranchant qui se vérifie dans cette zone.

La variation de l'épaisseur se fait de manière progressive pour ne pas avoir de concentrations des contraintes.

Il a été choisi une épaisseur 20cm pour la zone courante (médiane) : $b_0=0.20m$

Et, 30cm dans la zone d'about : $b'_0= 0.30m$

V.1.1.7 *Épaisseur du talon*

$$10cm \leq e_t \leq 20cm$$

On prend : $e_t = 15cm$

V.1.1.8 *Épaisseur de la table de compression*

D'après le guide *S.E.T.R.A.*, l'épaisseur h_c de la table de compression pourra être donnée d'environ 10 cm.

On prend : $h_c = 12cm$

V.1.1.9 *Gousset :*

Il est appelé gousset l'angle reliant la table de compression et le talon avec l'âme pour permettre d'améliorer la section de la poutre et de loger les armatures d'acier et les câbles de précontrainte. Cet angle est fixe entre 45° à 60° .

- *Gousset de la table de compression :*

Médiane :

$$\alpha_1 = 45^\circ \quad e_1 = 10.23cm$$

$$\alpha_2 = 60^\circ \quad e_2 = 39.51cm$$

About :

$$\alpha_2 = 60^\circ \quad e_2 = 44.74cm$$

- *Gousset du talon :*

Médiane :

$$\alpha = 45^\circ \quad e_0 = 15.14cm$$

About :

$$\alpha = 46^\circ \quad e_0 = 10.22cm$$

V.1.2 Pré-dimensionnement de la dalle

V.1.2.1 Longueur de la dalle (hourdis)

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à la longueur des poutres.

Donc pour notre cas $L_d = 40m$.

V.1.2.2 Largeur de la dalle

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal à la largeur de la chaussée roulable plus les trottoirs.

Pour notre cas la largeur roulable est de 7.60m plus les trottoirs, glissière de sécurité et garde-corps de 2×2 m.

Donc = 11.60m

V.1.2.3 Epaisseur de l'hourdis

$$20cm \leq h_0 \leq 30cm$$

On prend : $h_0 = 25cm = 0.25m$

V.1.2.4 Hauteur des entretoises de liaison

Selon S.E.T.R.A la hauteur des entretoises de liaison est déterminé à partir de la formule suivante :

$$H_{\text{entretoise}} \geq h_t - b_{\text{entretoise}}$$

Avec :

h_t : hauteur total du tablier

$$h_t = 2.0m$$

$$b_{\text{entretoise}} = 0.5m$$

Où on aura :

$$H_{\text{entretoise}} \geq 2.0 - 0.5$$

$$H_{\text{entretoise}} \geq 1.50m$$

On prend :

$$H_{\text{entretoise}} = 1.50m = 150cm$$

V.1.3 Caractéristiques géométriques de la poutre :

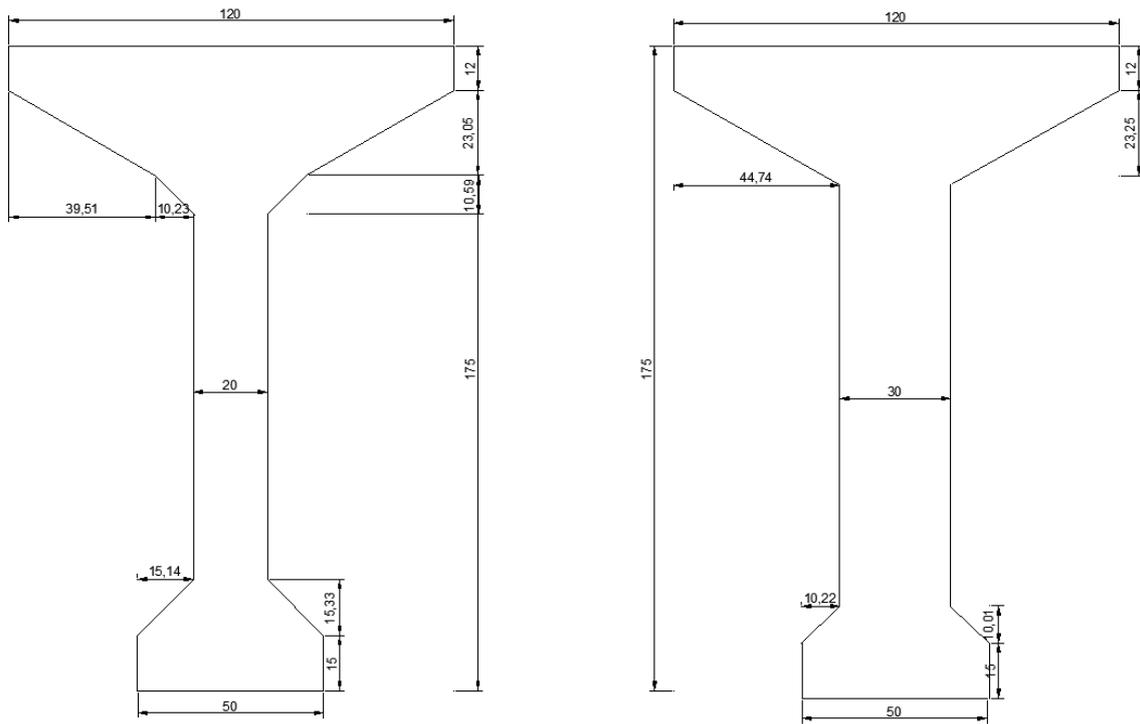


Figure V-1 Coupe transversal de la poutre : Coupe(a)-section médiane ; Coupe (b)-section d'about

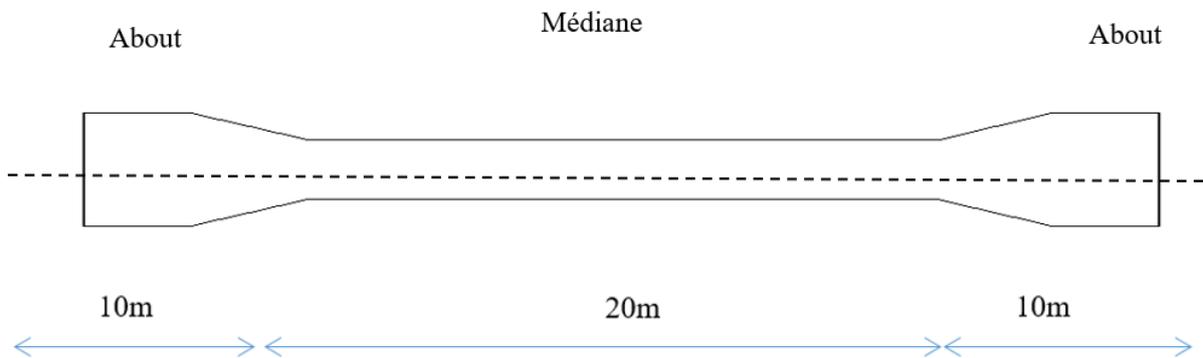


Figure V-2 Coupe longitudinale de l'âme

b : la largeur de la section

h : la hauteur de la section

B : surface de la section (i)

Z : la distance du centre de gravité de la i 'ème section à la fibre inférieure

S/Δ : le moment statique de la section (i)

V_{sup} : distance du centre de gravité de la section totale à la fibre supérieure.

V_{inf} : distance du centre de gravité de la section totale à la fibre inférieure.

I/Δ : moment d'inertie de la section i par rapport à la base de la poutre.

I_0 : moment d'inertie propre de la section considérée.

- Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{36}$
- Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{bh^3}{12}$

I_G : moment d'inertie par rapport au centre de gravité

ρ : rendement de la section

$$\rho = \frac{I_{total}}{B \times V_{sup} \times V_{inf}}$$

$$B_{(nette)} = B_{(brute)} - 5\% \times B_{(brute)}$$

$$S/\Delta_{(nette)} = S/\Delta_{(brute)} - 5\% S/\Delta_{(brute)}$$

$$I/\Delta_{(nette)} = I/\Delta_{(brute)} - 5\% I/\Delta_{(brute)}$$

V.1.3.1 Caractéristiques de la poutre dans la zone médiane seule :

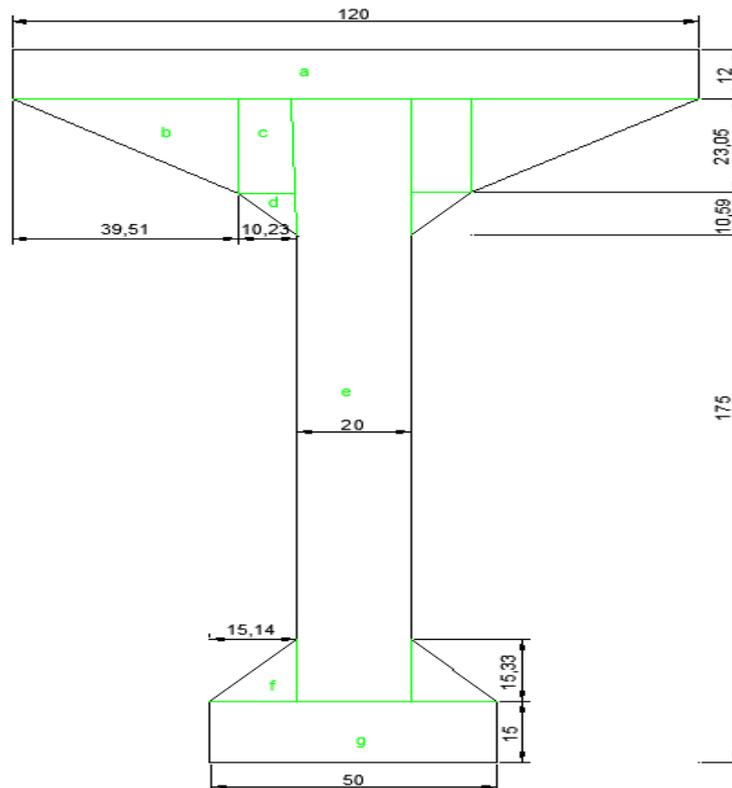


Figure V-3 Caractéristiques de la poutre dans la zone médiane seule

Chapitre V

Tableau V-1 les caractéristique de la poutre dans la zone médiane

Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/Δ = B × Z	I ₀ (Δcm ⁴)	I/Δ = I ₀ + B × Z ²
A	120	12	1440	169	243360	17280	41145120
B×2	39.51	23.05	910.706	147.633	134450.259	13440.559	19862735.63
C×2	10.23	23.05	471.603	151.475	71436.064	10440.161	10831218.02
D×2	10.23	10.59	108.336	132.89	14396.731	337.490	1913519.096
E	20	172	3440	89	306160	8480746.667	35728986.67
F×2	15.14	15.33	232.096	20.11	4667.454	1515.130	95377.642
G	50	15	750	7.5	5625	14062.5	56250
Σ (brute)			7352.7409		780096.508		109633207.1
Σ (nette)			6985.1039		741691.6826		104151546.7

$$V_{sup} = \frac{\sum S/\Delta}{\sum B}$$

$$V_{sup} = 106.2 \text{ cm}$$

$$V_{inf} = H - V_{sup}$$

$$V_{inf} = 175 - 106.2 \text{ cm}$$

$$V_{inf} = 68.8 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V_{sup}^2$$

$$I_G = 25370471.47$$

$$\rho = \frac{I_G}{V_{inf} \times V_{sup} \times B_{(nette)}}$$

$$\rho = 0.497 = 49.70\%$$

Donc notre cas la poutre a une section légère.

Tableau V-2 récapitulatif des caractéristiques de la poutre

Fibre supérieure (cm)	Fibre inférieure (cm)	Centre de gravité (cm ⁴)	Rendement géométrique (ρ) %
106.2	68.8	25370471.47	49.70

V.1.3.2 Caractéristiques géométriques de la section médiane + hourdis :

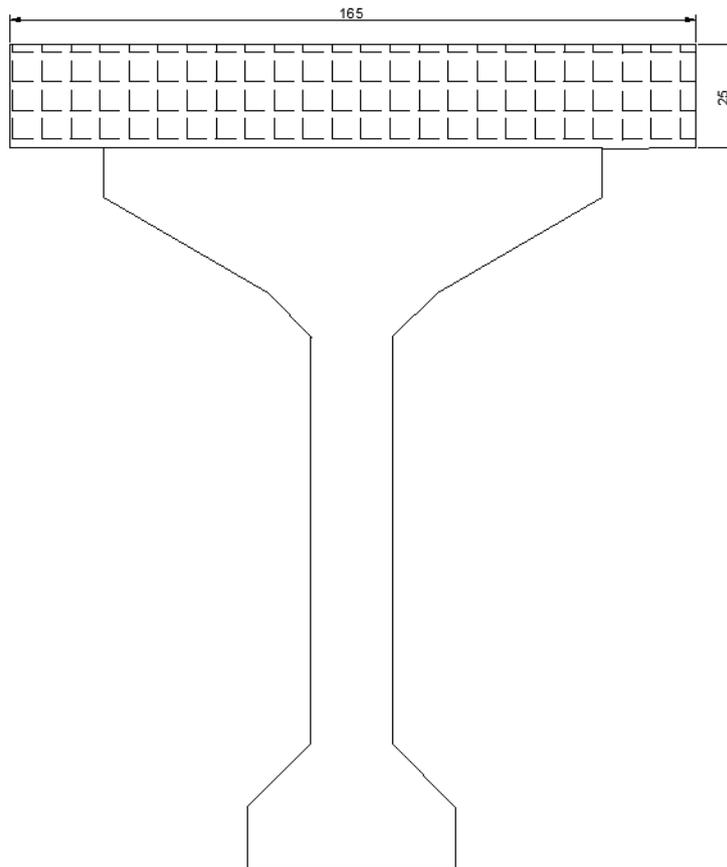


Figure V-4 Caractéristiques géométriques de la section médiane + hourdis

Tableau V-3 caractéristiques de la section médiane + hourdis

Désignation	Dimensions		Caractéristiques				
	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/ _Δ = B × Z	I ₀ (cm ⁴)	I/ _Δ = I ₀ + B × Z ²
poutre			7352.7409		780096.508		109633207.1
dalle	165	25	4125	187.5	773437.5	214843.75	145234375
Σ (brute)			11477.7409		1553534.008		254867582.1
Σ (nette)			10903.85386		1475857.308		242124203

$$V_{sup} = \frac{\Sigma S/\Delta}{\Sigma B_{nette}}$$

$$V_{sup} = 135.35 \text{ cm}$$

$$V_{inf} = H - V_{sup}$$

$$V_{inf} = 39.65 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V_{sup}^2$$

$$I_G = 42369716.49 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{V_{inf} \times V_{sup} \times B_{(nette)}} = 0.7240 = 72.40\%$$

Chapitre V

Tableau V-4 Récapitulatif des caractéristiques de la section médiane plus+ hourdis

Fibre supérieure (cm)	Fibre inférieure (cm)	Centre de gravité (cm^4)	Rendement géométrique (ρ)%
135.35	39.65	42369716.49	72.40

V.1.3.3 Caractéristiques géométriques de la section d'about seule :

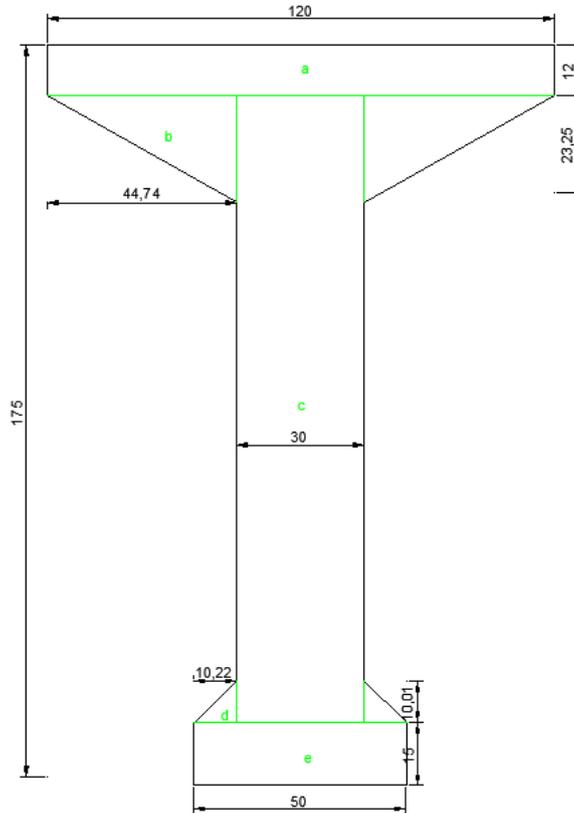


Figure V-5 Caractéristiques géométriques de la section d'about seule

Tableau V-5 Caractéristiques géométriques de la section de about seule

désignation	dimensions		Caractéristiques				
	X	Y	B(cm^2)	Z(cm)	$S/\Delta = B \times Z$	$I_0(cm^4)$	$I/\Delta = I_0 + B \times Z^2$
A	120	12	1440	169	243360	17280	41145120
B×2	44.74	23.25	1040.205	147.5	153430.238	15619.328	22646579.36
C	30	148	4440	89	395160	8104480	43273720
D×2	10.22	10.01	102.3022	18.337	1875.915	284.741	34683.402
E	50	15	750	7.5	5625	14062.5	56250
\sum (brute)			7772.507		799451.153		107156352.8
\sum (nette)			7383.882		759478.596		101798535.1

$$V_{sup} = \frac{\sum S/\Delta}{\sum B}$$

Chapitre V

$$V_{sup} = 102.86 \text{ cm}$$

$$V_{inf} = H - V_{sup}$$

$$V_{inf} = 72.14 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V_{sup}^2$$

$$I_G = 23675737.39 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{V_{inf} \times V_{sup} \times B_{(nette)}}$$

$$\rho = 0.4321 = 43.21\%$$

Tableau V-6 Récapitulatif de caractéristiques de la section de about seule

Fibre supérieure (cm)	Fibre inférieure (cm)	Centre de gravité (cm^4)	Rendement (ρ)%
102.86	72.14	23675737.39	43.21

V.1.3.4 Caractéristiques de la poutre + dalle à la zone d'about :

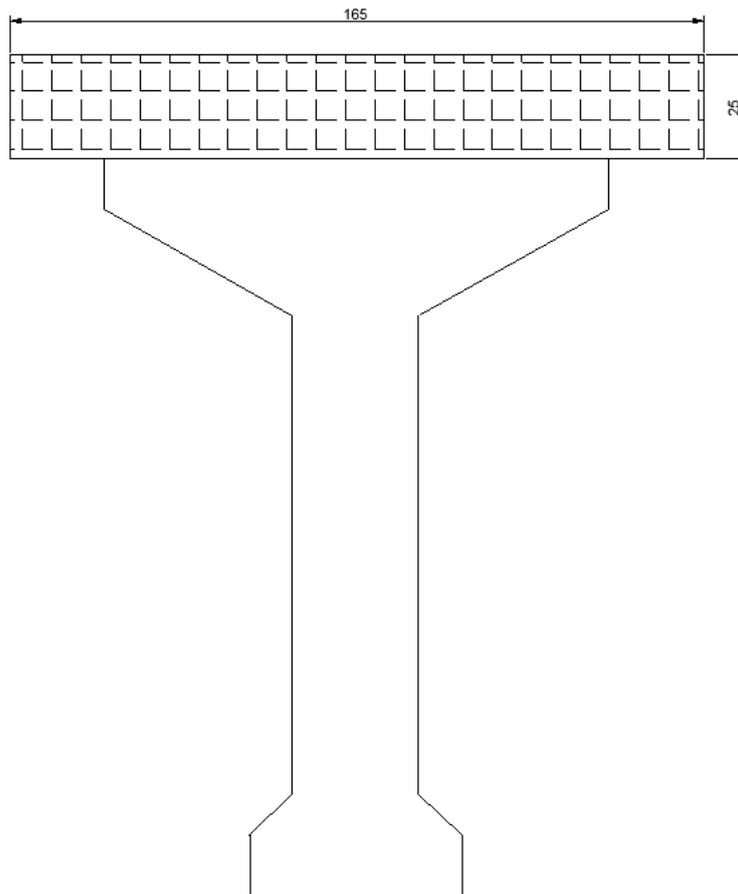


Figure V-6 Poutre + dalle à la zone d'about

Chapitre V

Tableau V-7 Caractéristiques géométriques de la section d'about + dalle

Désignation	Dimension		Caractéristiques				
	X	Y	B(cm ²)	Z(cm)	S/ _Δ = B × Z	I ₀ (cm ⁴)	I/ _Δ = I ₀ + B × Z ²
POUTRE			7772.507		799451.153		107156352.8
DALLE	165	25	4125	187.5	773437.5	214843.75	145234375
∑(brute)			11897.507		1572888.653		252390727.8
∑(nette)			11302.63165		149424 4.22		239771191.4

$$V_{sup} = \frac{\sum S/\Delta}{\sum B_{nette}}$$

$$V_{sup} = 132.20 \text{ cm}$$

$$V_{inf} = H - V_{sup}$$

$$V_{inf} = 42.80 \text{ cm}$$

$$I_G = I/\Delta - B \times V_{sup}^2$$

$$I_G = 42236906.47 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{V_{inf} \times V_{sup} \times B_{nette}}$$

$$\rho = 0.6604 = 66.04\%$$

Tableau V-8 Récapitulatif des caractéristiques de la section d'about + dalle

Fibre supérieure (cm)	Fibre inférieure (cm)	Centre de gravité (cm ⁴)	Rendement (ρ)%
132.20	42.80	42236906.47	66.04

Conclusion :

A titre d'information le rendement d'une section en I est aux alentours de 40 %, par contre celui d'une section rectangulaire est de 33 %. La valeur idéale du rendement est égale à 1 soit 100% pour une section symétrique dont toute la matière sera concentrée au droit des fibres extrêmes. Pour ce qui concerne aux différentes sections déterminées dans cette chapitre, on observe une légère augmentation du rendement dans les sections que contemple la poutre + dalle. C'est qu'est tout affaire espéré, car il est nôtre objective concevoir des structures composites plus performantes.

Chapitre VI :
Calcul des charges et
surcharges

Introduction

Après la présentation et pré-dimensionnement du tablier, ce chapitre est consacré aux calculs des charges et surcharges qui notre pont doit être capable de supporter, car il ne doit pas seulement être capable de résister à son poids propre, mais aussi aux actions naturelles et fonctionnelles qui sont imposé à notre ouvrage. Tout en vue a assuré sa fonction porteuse.

Selon la Fascicule n° 61(Titre II) pour le calcul des charges des exploitations routières, sur un ouvrage, des actions appliquées peuvent être de deux natures différentes soit : permanentes ou variables.

- *Les charges permanentes aussi appelée charges mortes correspond à celles qui sont toujours présente sur l'ouvrage, qui correspond bien souvent, a son poids propre. En fait, c'est l'ossature d'un ouvrage qui reprend tous les efforts qui lui sont soumis et qui lui garantisse sa géométrie globale quel soit l'effort. En cas de exemple, sur un pont les charges permanentes sont : les poids propres des poutres, hourdis, de l'asphalte pour le revêtement de la chaussé, garde-corps etc.*
- *Les charges variables sont des charges mobiles agissant sur la structure dans un moment donné. En comprend par-là, les surcharges due à l'exploitation de l'ouvrage et les actions accidentelles tel qui :*
 -  *Le système A (L) ;*
 -  *Le système de charges B ;*
 -  *Le système militaire Mc 120 ;*
 -  *La surcharge du trottoir ;*
 -  *La charge exceptionnelle D240 ;*
 -  *L'effet du séisme et du vent.*

VI.1 Calcul des charges permanentes :

On appelle de charges permanentes, toutes les charges qui restent constantes durant tout la vie de l'ouvrage. Tels comme : Poutres, dalle, revêtement de la chaussée, corniche plus trottoirs, garde-corps.

Chapitre VI

Tableau VI-1 Les charges permanentes

Eléments	Données	Formules	Résultats	Commentaires
Poutres	$\gamma_b = 2.5t/m^3$ $S_1 = 0.777m^2$ $S_2 = 0.735m^2$ $l_1 = 10m$ $l_2 = 20m$ $N=7$	$g_1 = \gamma_b \times N(2S_1l_1 + S_2l_2)$	$g_1 = 529.2t$	γ_b : poids volumique du béton armé ; S_i : section de la figure i ; N : nombre des poutres ; l_i : longueur de la zone considérée ;
Dalle	$e_d = 0.25m$ $L_d = 11.60m$ $\gamma_b = 2.5t/m^3$ $l = 40m$	$g_2 = e_d \times L_d \times \gamma_b \times l$	$g_2 = 290t$	e_d : Épaisseur de la dalle ; L_d : Largeur de la dalle ; l : Portée du pont ;
Revêtement de la chaussée	$e_r = 0.08m$ $L_r = 7.60m$ $l = 40m$ $\gamma_b = 2.2t/m^3$	$g_3 = e_r \times L_r \times \gamma_b$	$g_3 = 53.5t$	e_r : Épaisseur de la couche de revêtement ; L_r : Largeur roulable ; γ_b : Masse volumique du enrobé bitumineux ;
Entretoise	$e_e = 0.5m$ $S = 1.795m^2$ $\gamma_b = 2.5t/m^3$ $N=12$	$g_4 = N \times S_e \times e_e \times \gamma_b$	$g_4 = 27t$	e_e : Épaisseur de l'entretoise ; N : Nombre de sections identiques ;
Corps du trottoir	$\gamma_b = 2.5t/m^3$ $e_t = 0.16m$ $L_t = 2m$ $l = 40m$ $N=2$	$g_5 = N \times l \times L_t \times e_t \times \gamma_b$	$g_5 = 64t$	e_t : Épaisseur de la dalle du trottoir ; L_t : Largeur du trottoir ;
Glissière de sécurité	$\gamma_s = 0.06t/m^3$ $l = 40m$ $N=2$	$g_6 = N \times l \times \gamma_s$	$g_6 = 4.8t$	
Garde-corps	$l = 40m$ $\gamma_g = 0.1t/m^3$ $N=2$	$g_7 = N \times l \times \gamma_g$	$g_7 = 8t$	
Corniches	$l = 40m$ $\gamma_c = 1.12t/m^3$ $N=2$	$g_8 = N \times l \times \gamma_c$	$g_8 = 89.6t$	
Charge total		$G = \sum g_i$	$G=1066.1t$	

$$g = \frac{1066.1}{40} = 26.65t/ml$$

VI.2 CALCUL DES SURCHARGES ROUTIERES

Il est important de rappeler quelques notions sur des caractéristiques géométriques et fonctionnelles du notre ouvrage, en vue à assurer la continuation des travaux de conception et dimensionnement du notre futur pont :

VI.2.1 Largeur roulable (L_r)

Selon la fascicule n° 61 (titre II), document technique pour les surcharges de exploitations routière, la largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures.

Dans notre projet : $L_r = 7.60m$

VI.2.2 La largeur chargeable (L_c)

Cette largeur est déduite de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0.5m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Dans notre cas on aura : $L_r = L_c$ (donc : $L_c = 7.60m$).

VI.2.3 Le nombre des voies (N)

Pour le nombre des voies de circulation sur le pont, le document technique régule qui il doit être pris comme la partie entière du quotient par 3 de la largeur chargeable du pont.

$$N = \text{Entier} \left(\frac{L_c}{3} \right)$$

Dont notre cas on aura : $N = \frac{7.60}{3} = 2.5$

Donc : $N=2$ voies de circulation.

VI.2.4 Largeur de la voie (L_v)

$$L_v = \frac{L_c}{N}$$

D'où on aura : $L_v = \frac{7.60}{2} = 3.8m$

Donc chaque voie aura une largeur chargeable de 3.8m.

VI.2.5 Classe des ponts routiers

D'après le fascicule n°61 (titre II), on distingue trois classe des ponts, en fonction de leur largeur roulable. Voir le tableau suivant :

Chapitre VI

Tableau VI-2 classe du pont

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7m$
2	$5.50m < L_r < 7m$
3	$L_r < 5.50m$

Notre pont comporte une chaussée de largeur roulable égale à 7.60m ($L_r = 7.60m$), il est donc de première classe.

VI.2.6 Système de charge A(L)

$$\begin{cases} A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} ; (kg/m^2) \\ A_2 = a_1 \times a_2 \times A(L) \times L_v \end{cases}$$

L : portée du pont

$$L=40m$$

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{40+12} = 922.31 \frac{kg}{m^2}$$

$$A(L) = 0.922 t/m^2$$

a_1 : est déterminée en fonction de la classe du pont et du nombre des voies chargées, comme est démontré sur le tableau suivant :

Tableau VI-3 Les Coefficients A(L)

Nombre des voies chargées		1	2	3
Classe du pont	Première	1	1	0.9
	Deuxième	1	0.9	-
	Troisième	0.9	0.8	-

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

Où :

v : Largeur d'une voie ;

v_0 : valeur donnée par le tableau ;

Chapitre VI

Tableau VI-4 Les valeurs de v_0 selon la classe du pont

Classe du pont	v_0
Première classe	3.5 m
Deuxième classe	3.0 m
Troisième classe	2.75 m

Dans notre cas v_0 est égale à 3.5 m, car le ouvrage est classée comme étant de la première classe.

Donc :

$$v = \frac{L_c}{N} = \frac{7.60}{2} = 3.8m$$

$$\text{Et, } a_2 = \frac{3.5}{3.8} = 0.921$$

$$A_i(L) = a_1 \times a_2 \times A(L) \times L_v$$

Avec :

L_v : largeur de la voie considérée ;

- $A_1(L)$ pour une voie chargée :

$$A_1(L) = a_1 \times a_2 \times A(L) \times L_v = 1 \times 0.921 \times 0.922 \times 3.80 = 3.23 \text{ t/ml}$$

- $A_2(L)$ pour deux voies chargée :

$$A_2(L) = a_1 \times a_2 \times A(L) \times L_v = 1 \times 0.921 \times 0.922 \times 7.60 = 6.45 \text{ t/ml}$$

VI.2.7 Système de charge B :

Le système B est divisé en trois sous-systèmes, les suivantes :

- Sous-système Bc : ce sous-système est composé par des camions types de 30t chaque
- Sous-système Bt : il est composé par une roue isolée
- Sous-système Br : ce sous-système est composé par des groupes de deux essieux dénommés essieux tandems de 8T

Importe dire, que tous ces charges sont applicables dans le calcul des ponts des tous les classe à l'exception du sous-charge Bt, qui s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe. Tel est le cas du notre tablier.

Les résultats trouvés de ces sous-systèmes sont après multiplies par un coefficient de majoration dynamique, trouvé à partir de la formule suivante :

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

Avec :

L : la longueur de la travée ; $L=40m$

S : la surcharge maximale ; $S=N_{camions} \times P \times BC$

G : la charge permanente ; $G= 1066.1t$

VI.2.7.1 Système de charges Bc

Dans ce système il est disposé sur la chaussée autant de files ou convois de camions types que la chaussée ne comporte plus de voies de circulation, Et l'emplacement de ces camions se fait toujours dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

- **Disposition dans le sens longitudinal :** Dans ce sens, le nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.
- **Disposition dans le sens transversal :** Et là, le nombre maximal de files que l'on peut disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, Les files peuvent être accolées ou non.

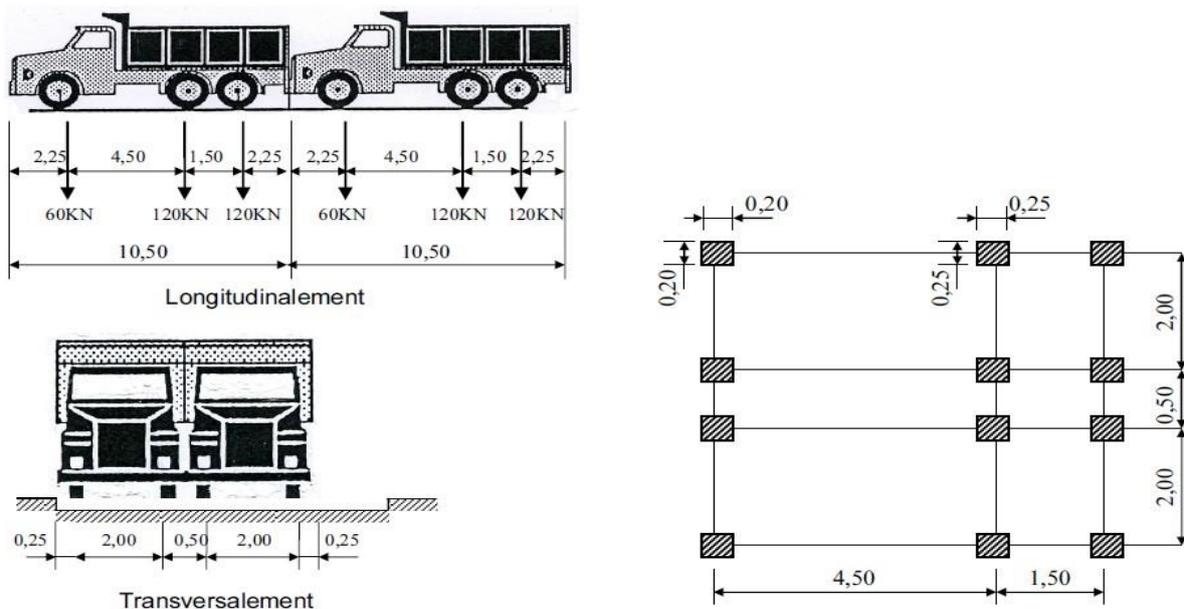


Figure VI-1 système de charges Bc

Chapitre VI

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies considérées, les valeurs des charges du système Bc prises en compte sont multipliées par le coefficient BC du tableau suivant :

Tableau VI-5 Les coefficients BC

Nombre de voies chargées (N)		Les coefficients BC				
		1	2	3	4	>=5
CLASSE DU PONT	Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	Deuxième	1.00	1.00	/	/	/
	Troisième	1.00	0.80	/	/	/

VI.2.7.2 Détermination du système Bc

- Pour une voie chargée :

D'après le tableau ci-dessus le BC pour un pont de première classe avec une voie chargée est de 1.20, donc :

$$BC=1.20$$

La surcharge maximal S :

$$S = N_{camions} \times P \times BC$$

$$S=2 \times 30 \times 1.20$$

$$S=72 \text{ t}$$

Coefficients de majoration dynamique :

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

Tel que :

L : la longueur de la travée ; L=40 m

S : la surcharge maximale ; S=72 t

G : la charge permanente total du tablier ; G=1066.1 t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{1066.1}{72}}$$

Chapitre VI

$$\delta = 1.054$$

- Pour deux voies chargée :

D'après le tableau : $BC=1.10$

Car notre pont est de la première classe avec deux voies chargeables, donc on peut placer 2x2 camions (2 longitudinal et 2 transversalement). Chaque camion port trois essieux a roues simple ayant une masse totale de 30t.

La surcharge maximal (S) :

$$S = N_{\text{camions}} \times P \times BC$$

$$S = 4 \times 30 \times 1.10$$

$$S = 132t$$

Coefficients de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{1066.1}{132}}$$

$$\delta = 1.062$$

$$B_c = S \times \delta$$

$$B_c = 132 \times 1.062$$

$$B_c = 140.184 t$$

VI.2.7.3 Système de charges B_t

Le système B_t est composée par un tandem comportant deux essieux a roues simple répondant aux caractéristiques montré dans la figure ci-dessous :

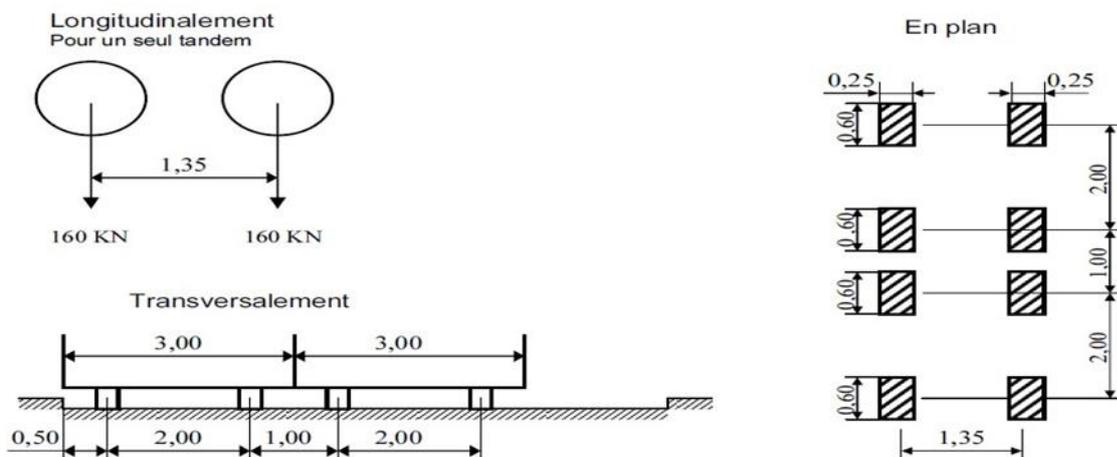


Figure VI-2 système de charges Bt

La valeur des charges du système Bt sont multipliées par le coefficient BT obtenu à partir du tableau :

Tableau VI-6 Les coefficients BT

Classe du pont	Coefficient BT
Première	1
Deuxième	0.9

VI.2.7.4 Détermination du système Bt

Un tandem à une masse de 32 t ;

Pont de première classe, donc le coefficient BT est égale à 1 (d'après le tableau BT)

La charge permanente (G) ;

$$G = 1066.1 \text{ t}$$

La surcharge Bt (S) ;

$$S = n \times P \times BT$$

Avec :

n : nombre de tandem ;

P : masse du tandem ;

- Pour une voie chargée :

La surcharge maximal (S) :

$$S = 1 \times 32 \times 1$$

$$S = 32 \text{ t}$$

Coefficients de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1 + 4 \times \frac{1066.1}{32}}$$

$$\delta = 1.049$$

- Pour deux voies chargée :

La surcharge maximal (S) :

Chapitre VI

$$S = 2 \times 32 \times 1$$

$$S = 64 \text{ t}$$

Coefficients de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{1066.1}{64}}$$

$$\delta = 1.053$$

$$B_t = S \times \delta$$

$$B_t = 64 \times 1.053$$

$$B_t = 67.392 \text{ t}$$

VI.2.7.5 Système de charge Br

Le système Br est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable, afin d'avoir le cas le plus défavorable. (Voir la figure) :

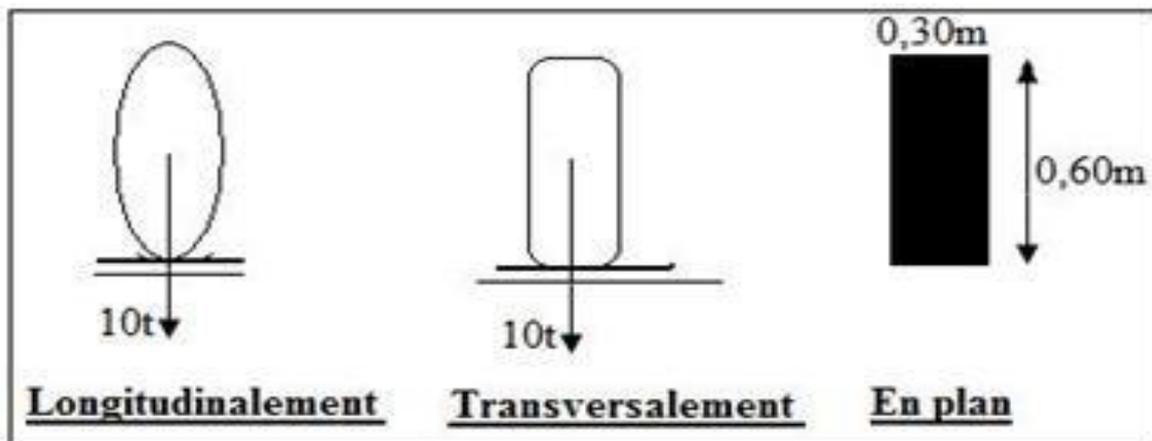


Figure VI-3 système de charge Br

VI.2.7.6 Détermination du système Br :

$$S=10t$$

$$G=1066.1 \text{ t}$$

$$L=40 \text{ m}$$

Coefficients de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{1066.1}{10}}$$

$$\delta = 1.046$$

$$B_r = S \times \delta$$

$$B_r = 10 \times 1.046$$

$$B_r = 10.46 t$$

VI.2.8 Surcharge militaire Mc120

La conception et calcul un pont doit être fait de telle manière qui l'ouvrage supporte les surcharges portées par des véhicules militaires du type Mc120, qui sont susceptibles d'être dans certain cas les plus défavorables qui celle définie précédemment (système A et B).

La surcharge militaire Mc120 est composée par deux chenilles de 6.1 m de longueur et 1m de largeur, avec une charge totale des chenilles de 110t.

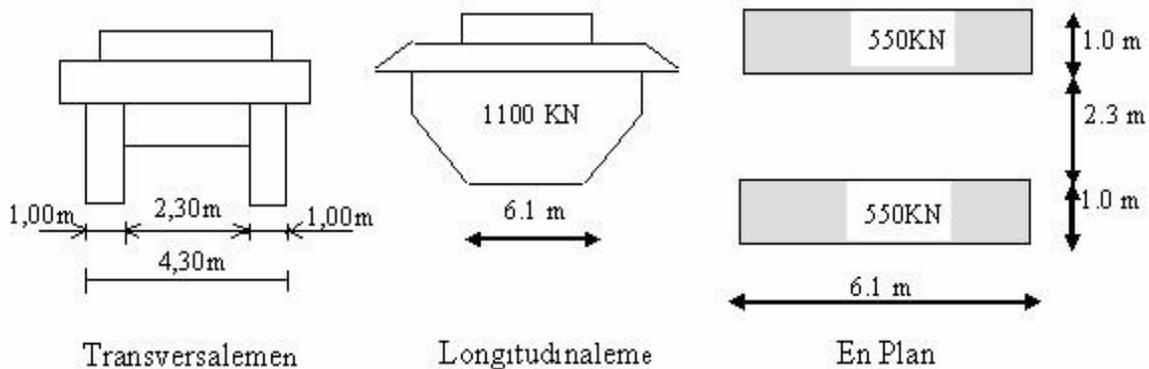


Figure VI-4 système de charge B_r

VI.2.8.1 Détermination de la surcharge Mc120

$$S=110t$$

$$G=1066.1 t$$

$$L=40 m$$

Coefficients de majoration dynamique :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 40} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{1066.1}{110}}$$

$$\delta = 1.059$$

$$Mc 120 = S \times \delta$$

$$Mc 120 = 110 \times 1.059$$

$$Mc = 116.49 t$$

VI.2.9 La charge exceptionnelle D240

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de

240 t de poids total. Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

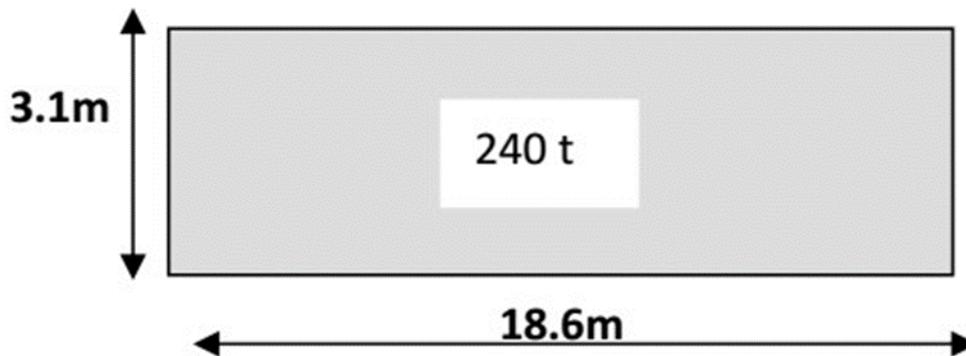


Figure VI-5 La charge exceptionnelle D240

Poids total de la chenille : 240 t

Longueur de chenille : 18.6 m

Donc :

$$D_{240} = \frac{240}{18.6}$$

$$D_{240} = 12.90 \text{ t/ml}$$

La charge exceptionnelle D240 :

$$M_{max} = R \times \frac{L}{2} - q \frac{(9.3)^2}{2}$$

$$M_{max} = 120 \times \frac{40}{2} - 12.9 \times \frac{(9.3)^2}{2}$$

$$M_{max} = 1842.139 \text{ t.m}$$

VI.2.10 Surcharge de trottoir

Il est suivant, appliquée sur le trottoir une charge uniforme de 150 Kg/m², ce surcharge il ne pas de majorée pour effets dynamique.

La largeur du trottoir est de 1.65 m

Donc :

➤ Pour un trottoir chargée :

$$p = 0.15 \times 1.65$$

$$p = 0.248 \text{ t/ml}$$

➤ Pour les deux trottoirs chargés :

$$p = 2 \times 0.248$$

$$p = 0.495 \text{ t/ml}$$

VI.2.11 L'effet du vent

Le vent souffle horizontalement et perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée, ce qui engendre sur toute la surface frappée des efforts fixé a 2KN/m^2 , soit 2000N/m^2 . (Selon la fascicule n°61, titre II du CPC).

Et elles ne sont pas cumulables au niveau des justifications avec les charges d'exploitation.

VI.2.12 L'effet du séisme

La wilaya de Mostaganem est située dans la zone IIa, zone de moyenne sismicité. Selon le RPOA⁽¹⁾, la conception et réalisation des ouvrages, devront tenir compte de la sismicité de la région où les mêmes sont implantés.

RPOA- Règlement parasismique Algerian des ouvrages d'art.

Conclusion

A conclure, les charges et surcharges pris en compte dans cette chapitre tient compte des coefficients de pondérations de mode à voir la surcharge la plus défavorable à tenir en copte dans les calculs de dimensionnement du tablier.

Chapitre VII

Etude du tablier à pont en béton précontraint

VII.1 REPARTITION TRASVERSALE DES EFFORTS

Introduction

Le choix de la méthode de calcul à utiliser dans l'étude et conception d'un pont est une étape emportant. Car il servira de guide dans la détermination des différents paramètres a lui caractéristiques. Dans nos jours le calcul des ponts à poutres à travée indépendantes se fait, en général, par aide de l'un des méthodes à savoir :

- *La méthode de rigidité infinie de JEAN COURBON*
- *Et, la méthode des dalles orthotropes de messieurs GUYON-MASSONET et BARES*

Dans notre cas on optera par LA METHODE DE GUYON-MASSONET et BARES, car elle nous permet de déterminer les efforts transversaux dans les poutres et entretoises lorsque le chargement est ponctuel et excentré.

VII.1.1 PRESENTATION DE LA METHODE DE GUYON-MASSONNET

La méthode de Guyon-Massonnet est devenue dans nos jours l'une des plus utilisé au monde pour le calcul des ponts à poutres multiples, tout grâce à ces résultats satisfaisants par rapport à d'autre méthodes de calcul. Tel est le cas de la méthode de JEAN COURBON. Car ici la rigidité transversale du béton est tenue compte dans les calculs.

Cette méthode est basée sur le remplacement de la structure réelle discontinue, pour une autre fictive continue ayant pour rigidité en flexion et en torsion dans le sens longitudinal et transversal, avec des valeurs moyennes qu'ont ces rigidités dans la structure réelle.

Sur cette méthode le tablier est considérée comme une dalle orthotrope, ce qui nous permet de déterminer l'équation différentielle du 4^{émé} degré de la série de Fourier, obtenue à partir d'équilibre d'un élément (dx, dy) autour d'un nœud soumis à une charge $p=dx dy$.

La poutre équivalente est décrite sur la figure au-dessous :

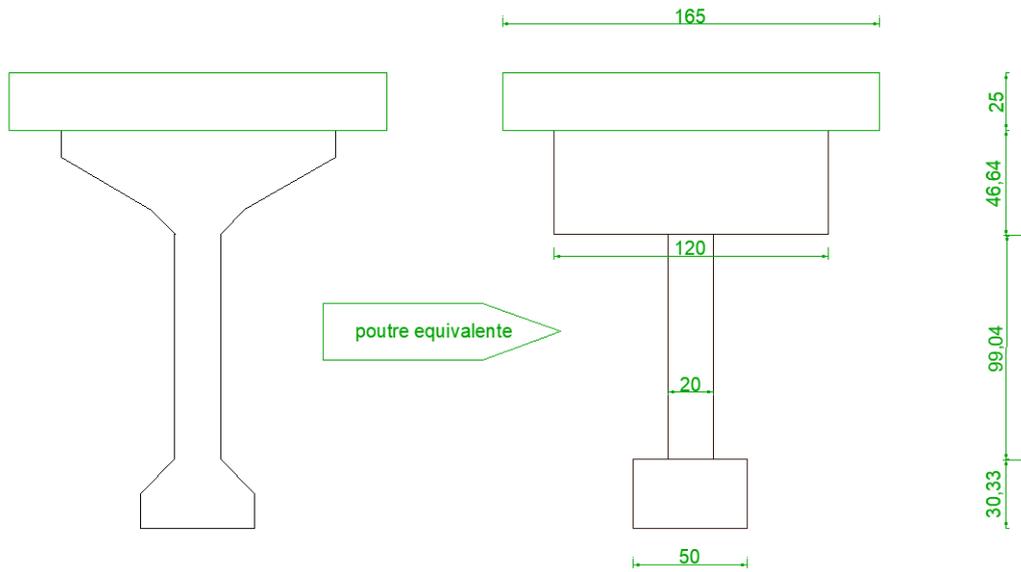


Figure VII-1 poutre real et poutre équivalente

Cette méthode consiste à déterminer le paramètre de entretoisement θ qui est définie par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{l} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

VII.1.2 Détermination des paramètres de calcul

La largeur active est : $b=1/2n\lambda= 5.78$; $2b= 11.56m$

Le pont est constitué de 7 poutres ($n=7$) , espacé de $\lambda = 1.65 m$.

Les paramètres de répartition :

Paramètre de torsion : $\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$

Paramètre d'entretoisement $\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$, avec $0 \leq \alpha \leq 1$

VII.1.2.1 Définition des coefficients de calcul :

b = demi-largeur de la dalle

l =portée de la travée

ρ_p : rigidité flexionnelle des poutres par unité de largeur

ρ_E : rigidité flexionnelle des entretoises par unité de longueur

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E \times I_p}{b_1} \text{ et } \rho_E = \frac{E \times I_E}{l_1} ;$$

Avec :

Chapitre VII

b_0 : distance entre-axe des poutres

l_0 : unité de largeur (1.65m)

Paramètre d'entretoisement (θ) :

- Moment d'inertie équivalente :

$$I_p = I_0 + \frac{8}{3\pi}(I_m - I_0)$$

$$I_0 = 25370471.47 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 42369716.49 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 39799878.8 \text{ cm}^4$$

Avec :

I_0 : inertie de la section médiane de la poutre

I_m : inertie de la section médiane (poutre + dalle)

- Rigidité flexionnelle de la poutre :

$$b_0 = b = 165 \text{ cm}$$

$$\rho_p = E \times I_p / b_0 = 241211.3866E$$

- Rigidité flexionnelle de l'entretoise :

Une fois que sur notre tablier, il n'y a pas d'entretoises intermédiaires, le hourdis joue le rôle d'entretoise. Et pour celle-là, on considère un rectangle fictif de largeur ($b'_0 = 165 \text{ cm}$) et une épaisseur ($d = 25 \text{ cm}$), sa rigidité à la torsion est prise à moitié.

$$I_d = (b'_0 \times \frac{d^3}{12}) = (165 \times \frac{25^3}{12}) = 214843.75 \text{ cm}^4$$

$$\rho_E = E \times \frac{I_d}{b'_0} = E \times \frac{214843.75}{165} = 1302.08 E$$

$$\theta = \frac{b^4}{l} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = 0.53 > 0.3$$

On prend :

$$\theta = 0.50$$

Avec :

E : module de Young

DONC, nous avons la méthode de Guyon – Massonnet.

Paramètre de torsion (α) :

Le paramètre de torsion α , qui caractérise l'effet de la torsion sur la structure, est donné par la formule suivante :

Chapitre VII

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{\sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

Le coefficient de torsion α varie entre 0 à 1, c'est-à-dire $0 \leq \alpha \leq 1$.

Avec :

γ_p : la rigidité tensionnelle de la poutre par unité de largeur

γ_E : la rigidité tensionnelle des entretoises (dalle) par unité de largeur

Moment d'inertie de torsion :

Pour obtenir le moment d'inertie de torsion, on appellera la formule suivante :

$$\Gamma = k \times \left(\frac{b_0'}{d} \right) \times b_0' \times d^2$$

Avec :

b_0' : longueur de la dalle

d : épaisseur de la dalle

k : une fonction du rapport (b_0'/d), tenue à partir du tableau de coefficients k de Guyon-Massonnet

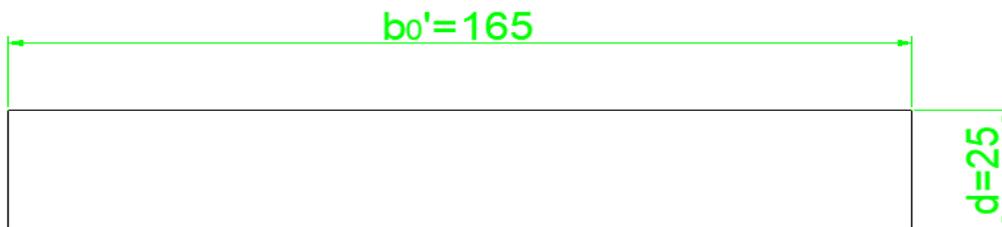


Figure VII-2 dalle fictive tenue comme entretoise intermédiaire

Tableau VII-1 valeurs du coefficient k

b_0'/d	1	1.2	1.5	1.75	2	2.25	2.5	3	4	5	10
k	0.141	0.166	0.196	0.213	0.229	0.240	0.249	0.263	0.281	0.293	0.312

Dont cette mode, on obtiendra :

$$\Gamma = k \times \left(\frac{1.65}{0.25} \right) \times 1.65 \times (0.25)^2$$

Le rapport $\left(\frac{b_0'}{d} \right)$ donne 6.6

Chapitre VII

Selon le tableau de Guyon-Massonnet, (voir au-dessus), le résultat du rapport $(\frac{b_0'}{d})$, est comprise entre 5 et 10. Donc on procèdera à une interpolation linéaire entre ces deux valeurs en vue à trouver notre k .

$$k = \frac{0.0025 \times 0.0165}{0.312} + 0.293$$

$$k = 0.293$$

D'où :

$$\Gamma = k \times \left(\frac{1.65}{0.25}\right) \times 1.65 \times (0.25)^2$$

$$\Gamma = 0.293 \times \left(\frac{1.65}{0.25}\right) \times 1.65 \times (0.25)^2$$

$$\Gamma = k_p = 0.1994$$

$$\gamma_p = \frac{k_p \times E}{b_0'} = 0.1208E$$

$$\gamma_E = \rho_E = E \times \frac{1.65 \times (0.25)^3}{12} = 2.15 \times 10^{-3}E$$

Donc :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{\sqrt{\rho_p \times \rho_E}} = \frac{0.1208 + 2.15 \times 10^{-3}}{\sqrt{24.1211 \times 2.15 \times 10^{-3}}} = 0.02$$

On prend :

$$\alpha = 0.00$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1 donc il vérifie.

Calcul du coefficient de répartition transversal :

$\alpha = 0.00 < 1$, donc le coefficient de répartition transversal s'obtiendra de la formule suivante :

$$k_\alpha(\theta i) = k_0 + (k_1 - k_0)\alpha^{1-e^{\theta_0}}$$

Soit : $\alpha = 0.00$

La formule devient :

$$k_\alpha(\theta i) = k_0$$

Avec :

$$\theta_0 = \frac{0.065 - \theta}{0.663}$$

$$\theta = 0.50$$

$$b = 5.78m$$

$$l = 40m$$

Chapitre VII

Les tables de Guyon-Massonnet et Barrés donnent les valeurs de K_0 et K_1 pour $\theta = 0.50$, donc il suffit d'interpoler linéairement les valeurs de K_i avec les coordonnées de poutres, pour obtenir des tables de Guyon-Massonnet avec des valeurs de K_i correspondants à notre ouvrage.

Donc, pour l'excentricité des charges et surcharges par rapport à l'axe du tablier (e) sera tenue comptes les valeurs suivantes : $-b, -3b/4, -b/2, -b/4, 0, b/4, b/2; 3b/4$ et b . Et pour les coordonnées des poutres (y) on aura : $0, 2b/7, 4b/7, 6b/7$ et b .

Tableau VII-2 Valeurs de k_0 et k_1 pour $\theta = 0.50$ et $\alpha = 0$

$\theta = 0.50$		$\alpha = 0.00$							
K_0									
$e \backslash y$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	+0.6203	+0.8288	+1.0273	+1.1877	+1.2575	+1.1877	+1.0273	+0.8288	+0.6203
$2b/7$	-0.0740	+0.2475	+0.5681	+0.7861	+1.1647	+1.3806	+1.4850	+1.5185	+1.5303
$4b/7$	-0.6507	-0.2664	+0.1247	+0.5343	+0.9712	+1.4312	+1.8870	+2.3001	+2.6872
$6b/7$	-1.9951	-0.7450	-0.3015	+0.1784	+0.7405	+1.4088	+2.2096	+3.1097	+4.0580
b	-1.4286	-0.9828	-0.5198	-0.0021	+0.6203	+1.3968	+2.3613	+3.5140	+4.7981
K_1									
$e \backslash y$	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
0	+0.8609	+0.9276	+1.0028	+1.0767	+1.1146	+1.0767	+1.0028	+0.9276	+0.8609
$2b/7$	+0.6651	+0.7438	+0.8375	+0.8809	+1.1654	+1.1563	+1.1785	+1.1606	+1.1345
$4b/7$	+0.5240	+0.6047	+0.7030	+0.8284	+0.9815	+1.1515	+1.3090	+1.4155	+1.4875
$6b/7$	+0.4205	+0.5000	+0.5983	+0.7285	+0.8993	+1.1142	+1.3685	+1.6426	+1.9084
b	+0.3751	+0.4538	+0.5516	+0.6834	+0.8609	+1.0937	+1.3876	+1.7409	+2.1362
K_a									
$P_6=4b/7$	-0.6507	-0.2664	+0.1247	+0.5343	+0.9712	+1.4312	+1.8870	+2.3001	+2.6872

Les valeurs de K_a présents sur le tableau ci-dessous, représente les K_a d'une seule poutre, considérée comme étant la plus sollicitée en cas d'application d'une ou plusieurs charges et surcharges. Ces valeurs vont nous permettre de tracer la ligne d'influence de cette même poutre.

Tableau VII-3 K_a de la poutre la plus sollicitée

	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
$P_6=4b/7$	-0.6507	-0.2664	+0.1247	+0.5343	+0.9712	+1.4312	+1.8870	+2.3001	+2.6872

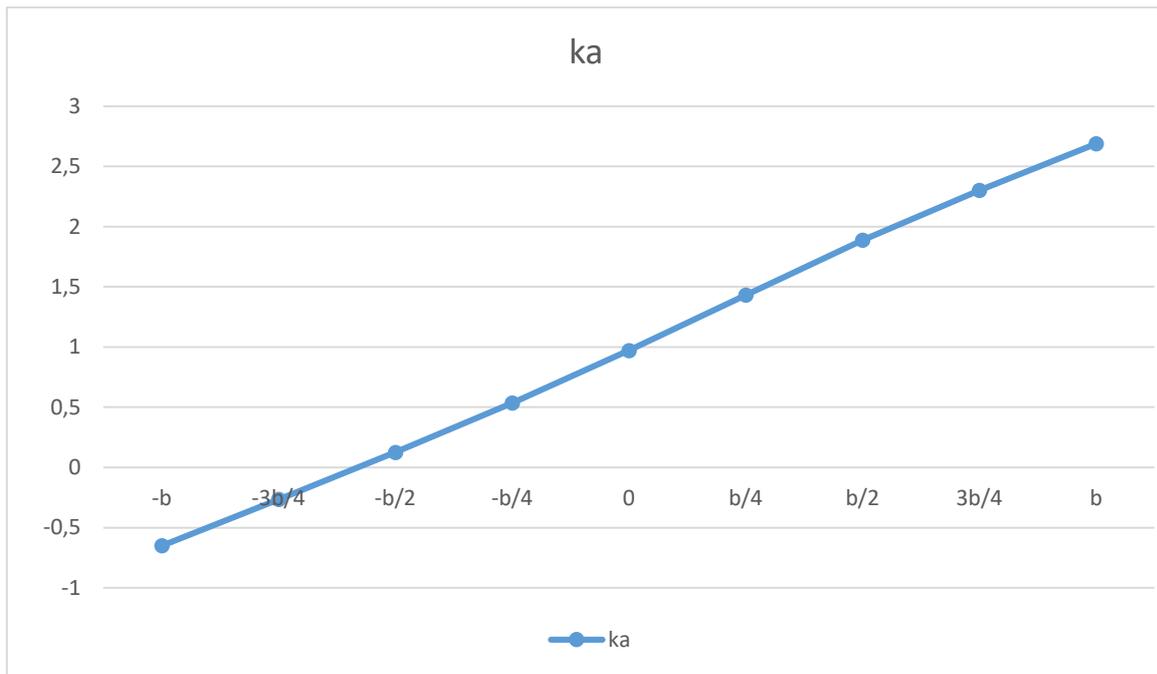


Figure VII-3 Courbe de coefficient K_a

VII.1.3 CALCUL DES COEFFICIENTS K_a

- Pour le cas des surcharges localisées, il faut tout d'abord déterminer les coordonnées y_i de la ligne d'influence de k_a sous chaque surcharge. Le k_a est déterminé à partir de l'expression suivante :

$$K_a = \frac{\sum P_i y_i}{\sum P_i}$$

Dans le sens transversal les valeurs de P_i ont même valeur, donc la formule devienne :

$$K_a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i$$

Avec :

n : Nombre de files des roues

- Et, dans le cas des surcharges et charges réparties dans le sens transversal le K_a est déterminé de la façon suivante :

$$K_a = \frac{\Omega}{l}$$

Avec :

Ω : aire d'influence de la charge ou surcharge

l : largeur chargée

Chapitre VII

Pour obtenir le K_α maximal dans les deux cas des charges, toutes les disposition transversales des charges sont envisageables.

Voici dans le tableau ci-dessous les K_α maximal pour chaque type de charge

Tableau VII-4 coefficient transversal(K_α)des différentes tipes de charges

CHARGES ET SURCHARGES	MODE DE CHARGEMENT	POUTRE P ₆ y = 3.30m
A(L)	Une voie chargée $l_{v1}=3.8m$	2.145
	Deux voies chargées $l_{v2}=7.6m$	1.558
Trottoirs	Un trottoir chargée $l_{t1}=1.65 m$	2.465
	Deux trottoirs chargées $l_{t2}=3.3 m$	2.035
Bc	1 convoi, 2 files des roues $l_{v1}= 3.8m$	1.764
	2 convoi, 4 files des roue $l_{v1}= 7.6m$	1.378
Bt	1 convoi, 2 files des roues	1.689
	2 convoi, 4 files des roues	1.223
Br	Roue isolée	0.157
M120	Toute la largeur	1.483
D240	Toute la largeur	1.325

Conclusion

Il a été objet d'étude dans ce chapitre, la détermination du coefficients K_α , de la poutre la plus sollicité vis-à-vis aux différentes charges et surcharges à partir de la méthode de Guyon Massonnet. Les coefficients ici déterminés ils vent être intégré sur les calculs pour déterminer les efforts tranchants et moments fléchissant réels agissent sur la poutre.

Chapitre VIII :
Evaluation des efforts
longitudinaux

Introduction

Dans ce chapitre on tournera notre regard, à l'évaluations des efforts longitudinaux dus à différentes charges et surcharges que le tablier doit supporter en vue à assurer sa fonction porteuse. Cette évaluation tiendra compte des différents placements des systèmes des charges sur le tablier. En vue à déterminer le cas le plus défavorable.

VIII.1 Calcul Des Eléments De Réductions Dus Aux Charges

VIII.1.1 Poutre Seule

$$g_p = 1.89 \text{ t/ml}$$

$$R_{Ay} = R_{By} = 37.8 \text{ t}$$

$$M_0(x) = R_{Ay} \cdot x - g_p \cdot \left(\frac{x^2}{2}\right) = 37.8x - 0.945x^2$$

$$T(x) = -R_{Ay} + g_p x$$

$$= -37.8 + 1.89x$$

Tableau VIII-1 Eléments de réduction M, T et R de la poutre

Section x(m)	M	T	R
Sur appui (0.00L)	0	37.8	37.8
0.25L	283.5	18.9	
0.5L	378	0	

VIII.1.2 Dalle

$$g_d = 0.25 \times 1.65 \times 2.5 = 1.03 \text{ t/ml}$$

$$R_{Ay} = R_{By} = 20.6 \text{ t}$$

$$M_0(x) = R_{Ay} \cdot x - g_d \cdot \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$= 20.6 - 0.515x^2$$

$$T(x) = -R_{Ay} + g_d x = -20.6 + 1.03x$$

Tableau VIII-2 Eléments de réduction M, T et R de la dalle

Section x(m)	M(t.m)	T(t)	R(t)
Sur appuis (0.00L)	0	20.6	20.6
0.25L	154.5	10.3	
0.5L	206	0	

Chapitre VIII

VIII.1.3 Superstructure

$$ccp = \frac{\text{revêtement de la chaussée} + \text{garde-corps} + \text{corniches} + \text{glissières de sec.} + \text{corps de trottoir}}{L}$$

$$ccp = \frac{220}{40} = 5.5 \text{ t/ml}$$

$$ccp' = \frac{ccp}{n} = 0.79 \text{ t/ml}$$

Avec :

L : longueur du tablier

n : nombre de poutres

$$R_{Ay} = R_{By} = 15.8$$

$$M_0(x) = R_{Ay} \cdot x - ccp' \cdot \left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$= 15.8x - 0.395x^2$$

$$T(x) = -R_{Ay} + ccp' \cdot x$$

$$= -15.8 + 0.79x$$

Tableau VIII-3 éléments de réduction M , T et R occasionnée par la superstructure

Section $x(m)$	M	T	R
Sur appuis	0	15.8	15.8
0.25L	118.5	7.9	
0.5L	158	0	

Tableau VIII-4 éléments de réduction M , T et R occasionnée par l'ensemble de la superstructure

Section $x(m)$	M	T	R
Sur appuis	0	97.57	97.57
0.25L	731.80	48.79	
0.5L	975.73	0	

VIII.2 Calcul Des Eléments De Réductions Dus Aux Surcharges :

VIII.2.1 Moment fléchissant

VIII.2.1.1 Moment fléchissant à $X=0.5L$

VIII.2.1.1.1 Surcharge $A(l)$

- Pour une voie chargée

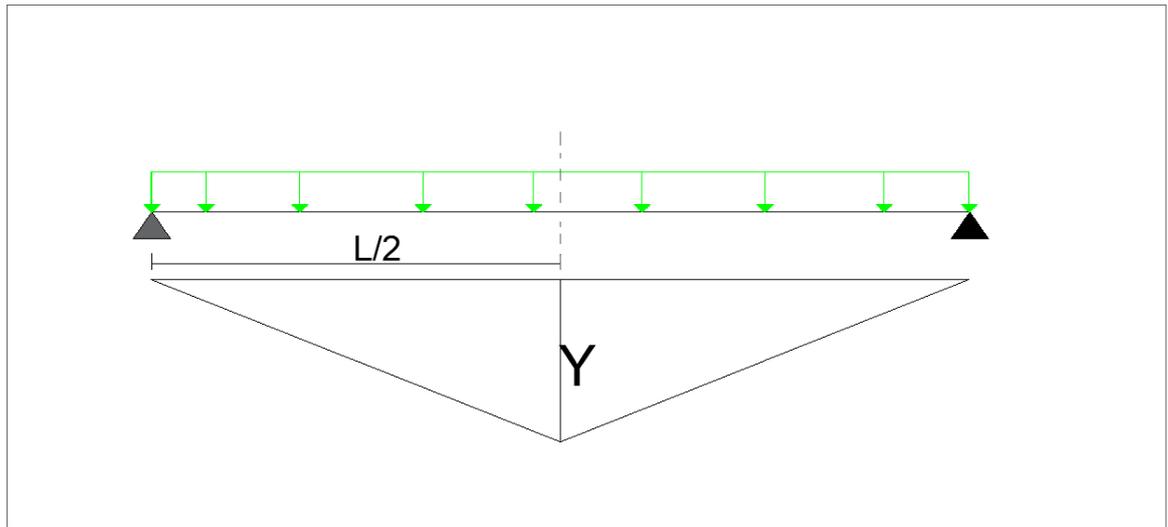


Figure VIII-1 Moment fléchissant a mis travée dus a la surcharge $A(l)$

$$A(l) = 3.23 \text{ t/ml} ; \quad l = 40\text{m} ;$$

$$M_{max} = \frac{A(l) \times l^2}{8} = \frac{3.23 \times 40^2}{8}$$

$$M_{max} = 646 \text{ t.m}$$

- Pour deux voies chargées

$$A(l) = 6.45 \text{ t/ml} ; \quad l = 40\text{m} ;$$

$$M_{max} = \frac{A(l) \times l^2}{8} = \frac{6.45 \times 40^2}{8}$$

$$M_{max} = 1290 \text{ t.m}$$

VIII.2.1.1.2 Surcharge des trottoirs

- Un trottoir chargée

$$p = 0.248 \text{ t/ml} ; \quad l = 40\text{m} ;$$

$$M_{max} = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{0.248 \times 40^2}{8}$$

$$M_{max} = 49.6 \text{ t.m}$$

- Les deux trottoirs chargées

$$p = 0.495 \text{ t/ml} ; \quad l = 40\text{m} ;$$

$$M_{max} = \frac{p \times l^2}{8} = \frac{0.495 \times 40^2}{8}$$

$$M_{max} = 99 \text{ t.m}$$

VIII.2.1.1.3 Système B :

En vue à obtenir l'expression du moment fléchissant maximal sous l'effet du convoi Bc, on tient à recourir au théorème de Barré qui dit : **“le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport à l'axe de la poutre ”.**

Système Bc à $X=0.5L$

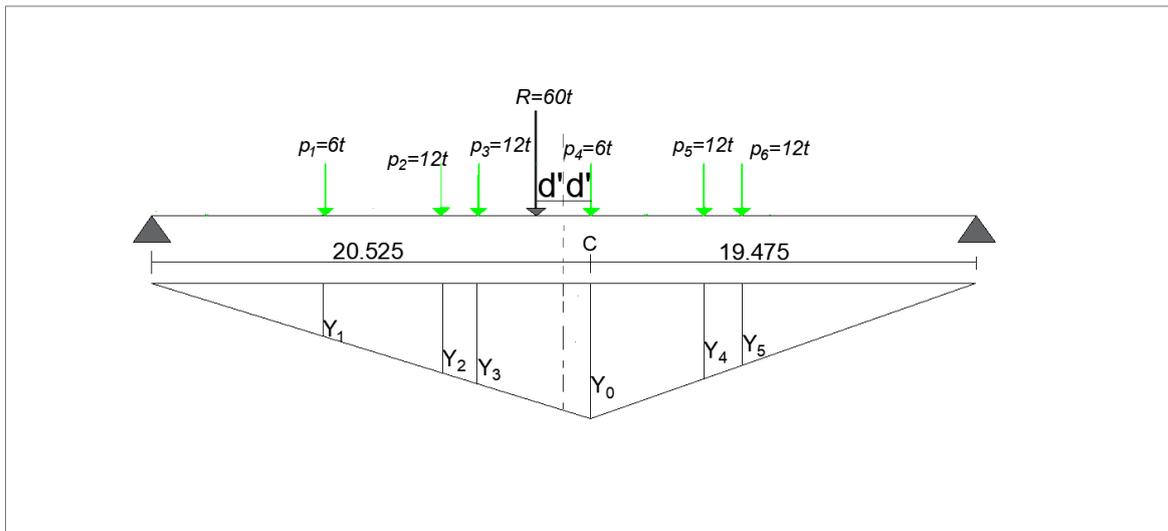


Figure VIII-2 Moment dus au système Bc a mis-travée

La résultante du convoi est : $R = 2 \times 6 + 12 \times 4 = 60 \text{ t}$

- Position de la résultante :

$$\sum M_{/0} = M_{R/0}$$

$$\sum M_{/0} = (12 \times 1.5) + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (6 \times 16.5)$$

$$\sum M_{/0} = 423 \text{ t.m}$$

$$M_{R/0} = 60X$$

Donc :

$$\sum M_{/0} = M_{R/0}$$

$$423 = 60X$$

$$X = 423/60$$

$$X = 7.05 \text{ m}$$

$$d = X - 6$$

$$d = 1.05 \text{ m}$$

$$d' = d/2$$

$$d' = 0.525 \text{ m}$$

$$M_{max} = \frac{R \times L}{4} \left(1 - \frac{d}{L}\right)^2 - \sum P_j (e_j - e_c)$$

Où :

P_j : Est la charge concernée

e_j : Distance de la charge j

e_c : Distance de la charge la plus proche de la résultante.

$$M_{max} = 568.91 - 189$$

$$M_{max} = 379.91 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = M_{max} \times \delta \times BC$$

- Pour une voie chargée

$$\delta = 1.054 \quad BC = 1.20$$

$$M_{max} = 379.91 \times 1.054 \times 1.20$$

$$M_{max} = 480.51 \text{ t.m}$$

- Pour deux voies chargées

$$\delta = 1.062 \quad BC = 1.10$$

$$M_{max} = 379.91 \times 1.062 \times 1.10 \times 2$$

$$M_{max} = 887.62 \text{ t.m}$$

VIII.2.1.1.4 Système Bt

Le système Bt est essentiellement, composé par un tandem comportant deux essieux espacés de 1.35 m, comportant chacun une masse de 16t.

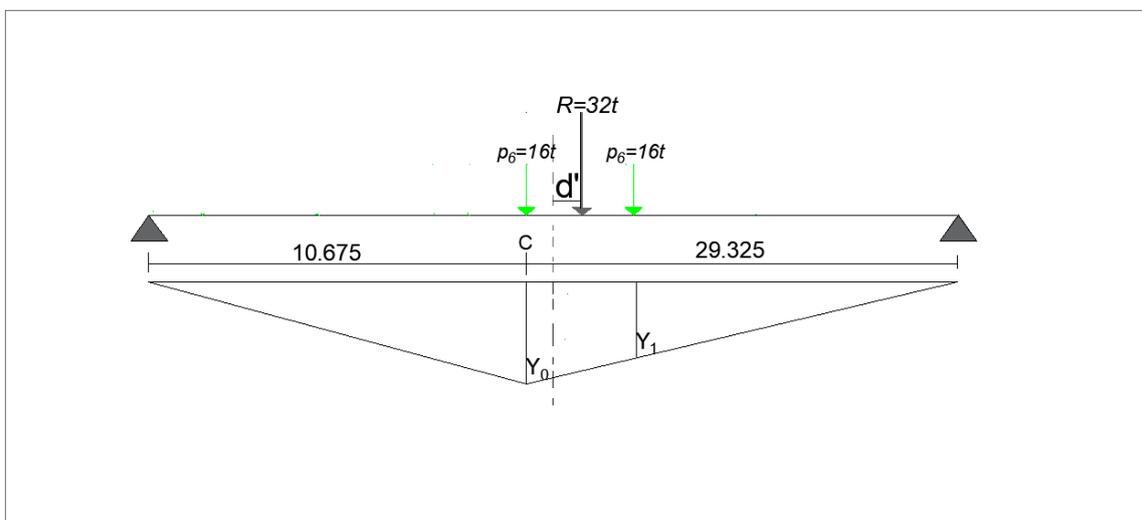


Figure VIII-3 Moment dus au système Bt a mis-travée

Chapitre VIII

La résultante :

$$R = 2 \times 16 = 32t$$

- *Position de la résultante :*

Un seul cas se présente pour la position de R par rapport à l'axe médiane de la poutre

Le système peut prendre n'importe quelle position (à droite ou à gauche l'axe de la poutre) sans influencer sur le résultat.

Moment fléchissant :

$$M_{max} = \frac{R \times L}{4}$$

$$M_{max} = \frac{32 \times 40}{4}$$

$$M_{max} = 320 \text{ t.m}$$

- *Pour un tandem :*

$$M_{max} = M_{max} \times Bt \times \delta$$

$$\delta = 1.049 \quad Bt = 1$$

$$M_{max} = 320 \times 1 \times 1.049$$

$$M_{max} = 335.68 \text{ t.m}$$

- *Pour deux tandems :*

$$M_{max} = M_{max} \times Bt \times \delta \times 2$$

$$\delta = 1.053 \quad Bt = 1$$

$$M_{max} = 320 \times 1 \times 1.053 \times 2$$

$$M_{max} = 673.92 \text{ t.m}$$

VIII.2.1.1.5 *Système Br*

$$P = 10t \quad L = 40m \quad \delta = 1.046$$

$$M_{max} = \frac{P \times L}{4}$$

$$M_{max} = \frac{10 \times 40}{4}$$

$$M_{max} = 100 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = M_{max} \times \delta$$

$$M_{max} = 100 \times 1.046$$

$$M_{max} = 104.6 \text{ t.m}$$

Chapitre VIII

VIII.2.1.1.6 Système MC_{120}

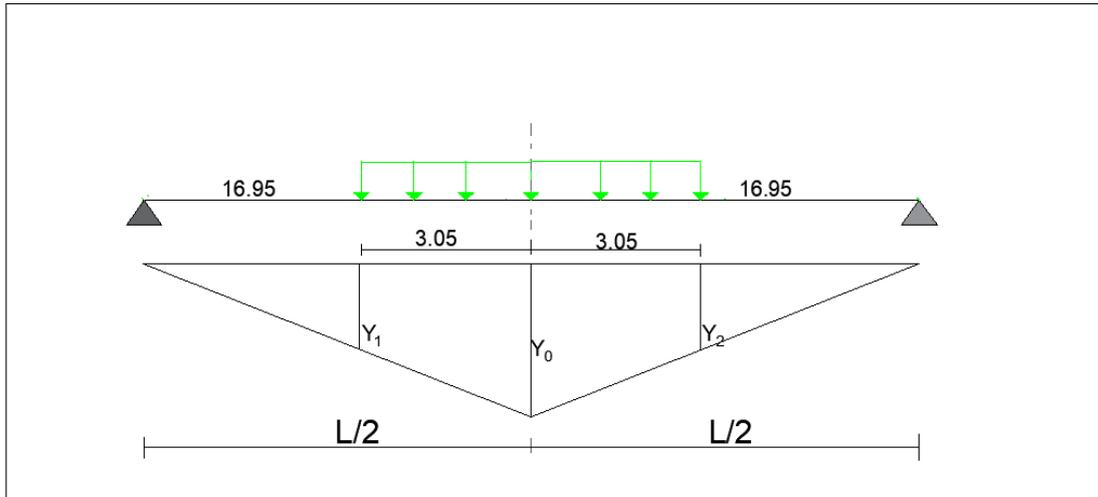


Figure VIII-4 Moment dus au système MC_{120} a mis-travée

$$R = 58.25 \text{ t} \quad \delta = 1.059 \quad q = 19.10 \text{ t/ml}$$

$$M_{max} = \frac{R \times L}{2} - q \times \frac{(3.05)^2}{2}$$

$$M_{max} = \frac{58.25 \times 40}{2} - 19.10 \times \frac{(3.05)^2}{2}$$

$$M_{max} = 1076.16 \text{ t.m}$$

VIII.2.1.1.7 Charge exceptionnelle D240

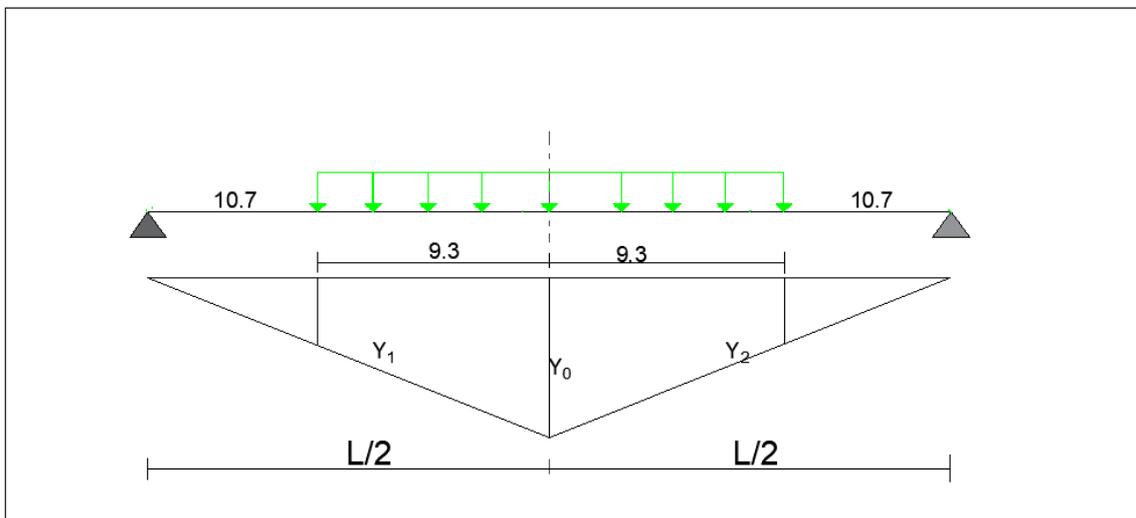


Figure VIII-5 Moment fléchissant de la charge exceptionnelle D240 a mis-portée

$$R = 120 \quad q = 12.9 \text{ t/ml} \quad L = 40 \text{ m}$$

$$M_{max} = R \times \frac{L}{2} - q \frac{(9.3)^2}{2}$$

$$M_{max} = 120 \times \frac{40}{2} - 12.9 \times \frac{(9.3)^2}{2}$$

$$M_{max} = 1842.14 \text{ t.m}$$

VIII.2.1.2 Moment fléchissant à $X=0.25L$

VIII.2.1.2.1 Surcharge A(l)

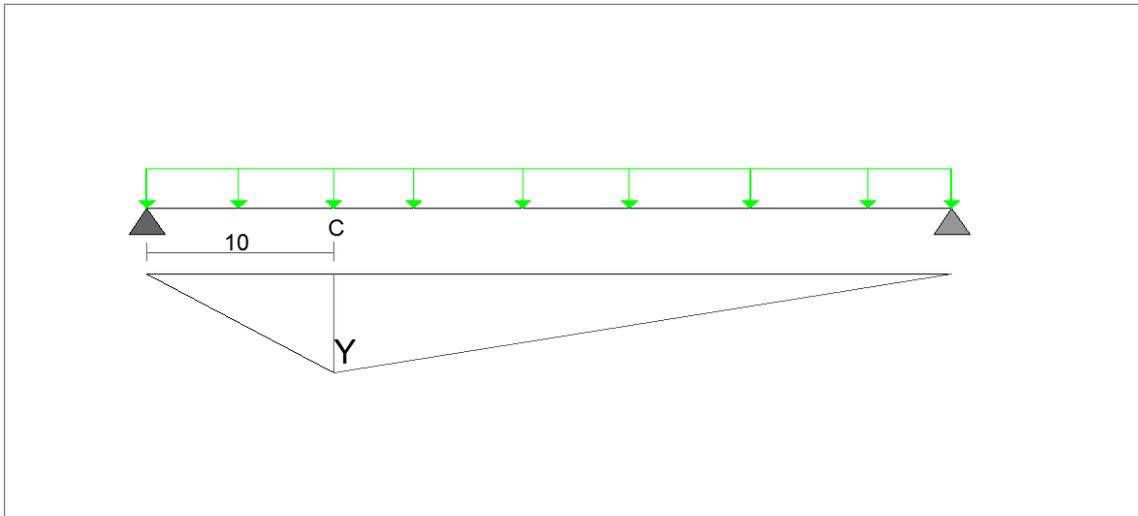


Figure VIII-6 Moment fléchissant de la surcharge A(L) à 0.25L

- Pour une voie chargée

$$A(l) = 3.23 \text{ t/ml} ; \quad L = 40\text{m} ;$$

$$M_{max} = \frac{3}{4} \times \frac{A(l) \times l^2}{8}$$

$$= \frac{3}{4} \times \frac{3.23 \times 40^2}{8}$$

$$M_{max} = 484.5 \text{ t.m}$$

- Pour deux voies chargées

$$A(l) = 6.45 \text{ t/ml} ; \quad L = 40\text{m} ;$$

$$M_{max} = \frac{3}{4} \times \frac{A(l) \times L^2}{8} = \frac{3}{4} \times \frac{6.45 \times 40^2}{8}$$

$$M_{max} = 967.5 \text{ t.m}$$

VIII.2.1.2.2 Surcharge des trottoirs

- Un trottoir chargée

$$p = 0.248 \text{ t/ml} ; \quad L = 40\text{m} ;$$

$$M_{max} = \frac{3}{4} \times \frac{p \times L^2}{8} = \frac{3}{4} \times \frac{0.248 \times 40^2}{8}$$

$$M_{max} = 37.2 \text{ t.m}$$

- Les deux trottoirs chargées

$$p = 0.495 \text{ t/ml} ; \quad l = 40\text{m} ;$$

Chapitre VIII

$$M_{max} = \frac{3}{4} \times \frac{p \times L^2}{8} = \frac{3}{4} \times \frac{0.495 \times 40^2}{8}$$

$$M_{max} = 74.25 \text{ t.m}$$

VIII.2.1.2.3 Système Bc

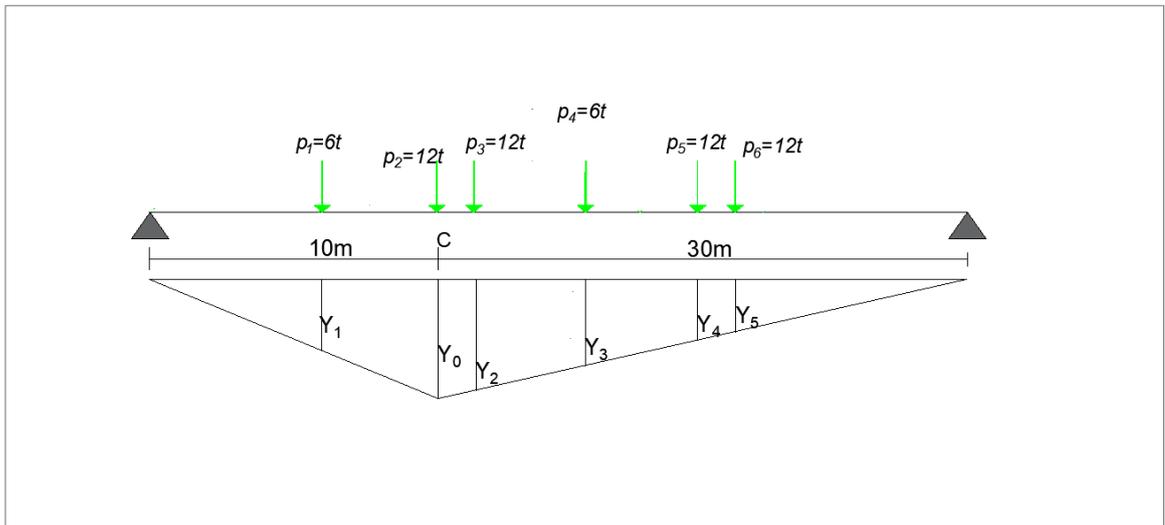


Figure VIII-7 Moment fléchissant dus au système Bc a 0.25L

La résultante du convoi est : $R = 2 \times 6 + 12 \times 4 = 60 \text{ t}$

- Pour une voie chargée

$$R_B = 36.4 \text{ t}$$

$$M_{max} = R_B \times 10 - (6 \times 6) - (12 \times 1.5)$$

$$M_{max} = 306 \text{ t.m}$$

$$M_{max} = M_{max} \times \delta \times BC$$

$$\delta = 1.054 \quad BC = 1.20$$

$$M_{max} = 306 \times 1.054 \times 1.20$$

$$M_{max} = 387.03 \text{ t.m}$$

- Pour deux voies chargées

$$\delta = 1.062 \quad BC = 1.10$$

$$M_{max} = 306 \times 1.062 \times 1.10 \times 2$$

$$M_{max} = 714.94 \text{ t.m}$$

VIII.2.1.2.4 Système Bt

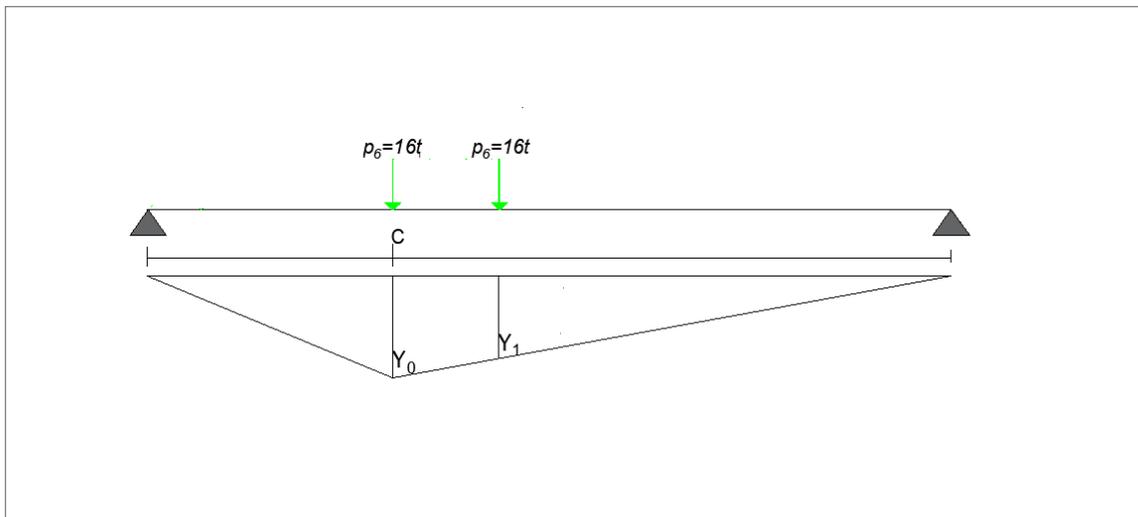


Figure VIII-8 Moment fléchissant dus au système Bt a 0.25L

- *Un seul tandem*

$$R = 32 t$$

$$R_T = 23.70 t$$

$$M_{max} = \frac{R_T \times L}{4}$$

$$M_{max} = \frac{23.70 \times 40}{4} = 237 t.m$$

$$M_{max} = M_{max} \times Bt \times \delta$$

$$M_{max} = 237 \times 1 \times 1.049$$

$$M_{max} = 248.61 t.m$$

- *Deux tandems*

$$M_{max} = M_{max} \times Bt \times \delta \times 2$$

$$M_{max} = 237 \times 1 \times 1.053 \times 2$$

$$M_{max} = 499.12 t.m$$

VIII.2.1.2.5 Système Br

$$R_R = 7.5 t$$

$$M_{max} = \frac{R_R \times L}{4}$$

$$M_{max} = \frac{7.5 \times 40}{4}$$

$$M_{max} = 75 t.m$$

$$M_{max} = M_{max} \times \delta$$

$$M_{max} = 75 \times 1.046 = 78.45 t.m$$

VIII.2.1.2.6 Système M_{CI20}

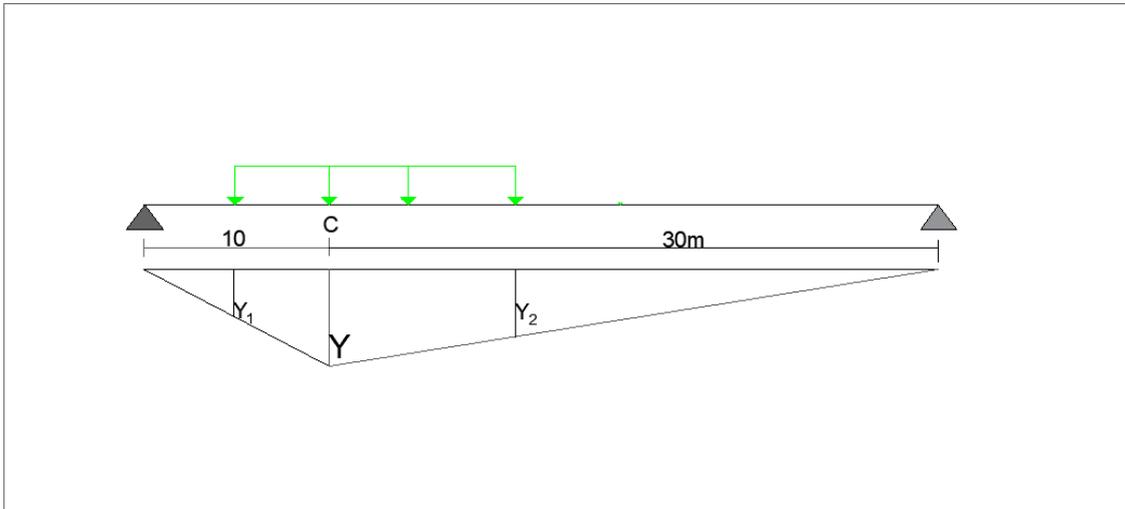


Figure VIII-9 Moment fléchissant dus à la surcharge du type M_{120} a 0.25L

$$R = 116.49 \text{ t} \quad q = 19.10 \text{ t/ml}$$

$$M_{max} = \frac{R \times L}{4} - q \times \frac{(3.05)^2}{2}$$

$$M_{max} = \frac{116.49 \times 40}{4} - 19.10 \times \frac{(3.05)^2}{2}$$

$$M_{max} = 1080.16 \text{ t.m}$$

VIII.2.1.2.7 Charge exceptionnelle D240

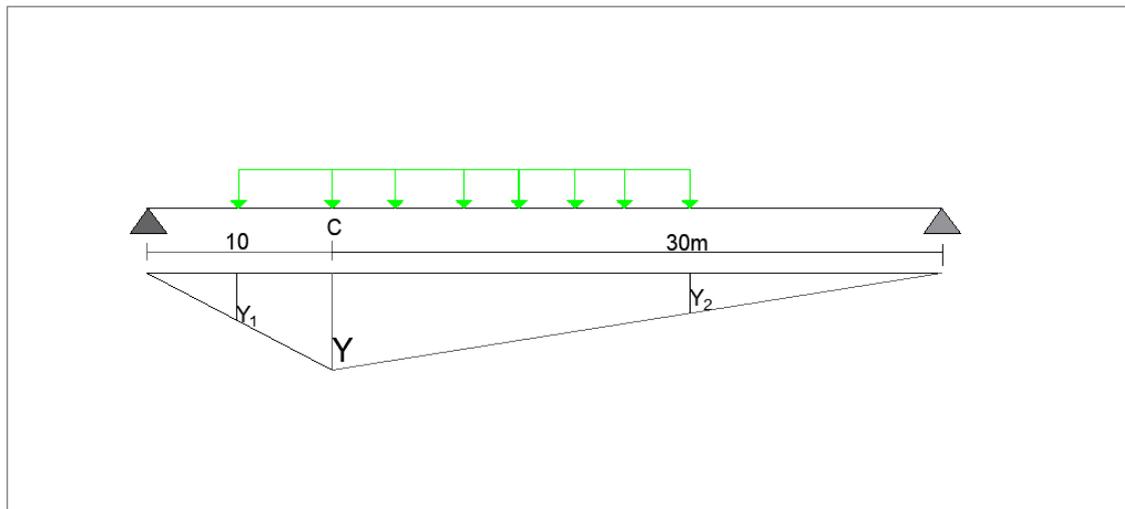


Figure VIII-10 Moment fléchissant dus à la surcharge exceptionnelle D240 a 0.25L

$$R = 180 \text{ t} \quad q = 12.9 \text{ t/ml} \quad L = 40\text{m}$$

$$M_{max} = R \times \frac{L}{4} - q \frac{(9.3)^2}{2}$$

$$M_{max} = 180 \times \frac{40}{4} - 12.9 \times \frac{(9.3)^2}{2}$$

Chapitre VIII

$$M_{max} = 1242.139 \text{ t.m}$$

Tableau VIII-5 le tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges

Désignation		Pour x=0.25L		Pour x=0.5	
		M_{max}	M_0	M_{max}	M_0
Surcharge A(L)	1 voie	484.5	148.46	646	197.95
	2 voies	967.5	215.34	1290	287.12
Trottoirs	1 voie	37.2	13.10	49.6	17.47
	2 voies	74.25	21.59	99	28.78
Surcharge Bc	1 voie	387.03	97.53	480.51	121.09
	2 voies	714.94	140.74	887.62	174.73
Surcharge Bt	1 voie	248.61	59.99	335.68	80.99
	2 voies	499.12	87.20	673.92	117.74
Surcharge Br		78.45	1.76	104.6	2.35
Convoie MC_{120}		1080.16	228.84	1076.16	227.99
Convoie D_{240}		1242.139	235.12	1842.14	348.69

Le moment maximum le plus défavorable sous combinaison suivante :

À Etat Limite Ultime (ELU) : $1.35(G + D_{240})$

$$M_{max} = 1.35 \times (975.73 + 348.69)$$

$$M_{max} = 1787.967 \text{ t.m}$$

À Etat Limite de Service (ELS) : $(G + D_{240})$

$$M_{max} = (975.73 + 348.69)$$

$$M_{max} = 1324.42 \text{ t.m}$$

VIII.2.2 EFFOTS TRACHANTS

VIII.2.2.1 EFFOTS TRACHANTS A X= 0.5L

VIII.2.2.1.1 Surcharge A(l)

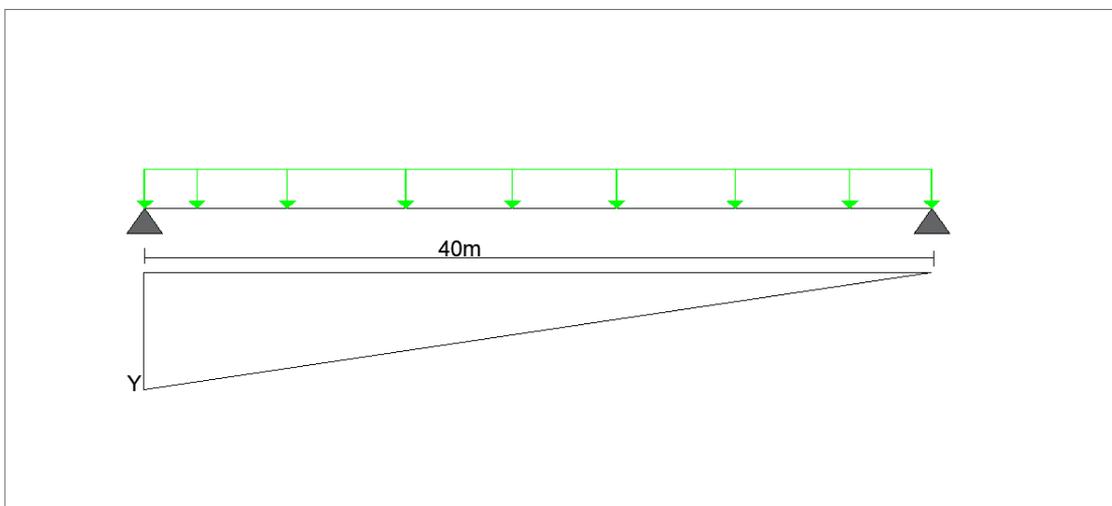


Figure VIII-11 Efforts tranchants max. dus à la surcharge du type A(L)

Chapitre VIII

$$T_{max} = R_A = R_B = A(L) \times \frac{L}{2}$$

Une voie chargée

$$A(L) = 3.23 \text{ t/ml}$$

$$L = 40\text{m}$$

$$T_{max} = 3.23 \times \frac{40}{2}$$

$$T_{max} = 64.6\text{t}$$

Deux voies chargées

$$A(L) = 6.45\text{t/ml}$$

$$T_{max} = 129\text{t}$$

VIII.2.2.1.2 Surcharge trottoirs

Un trottoir chargée

$$p = 0.248\text{t/ml}$$

$$T_{max} = 4.96\text{t}$$

Deux trottoirs chargée

$$p = 0.495\text{t/ml}$$

$$T_{max} = 9.9\text{t}$$

VIII.2.2.1.3 Système Bc

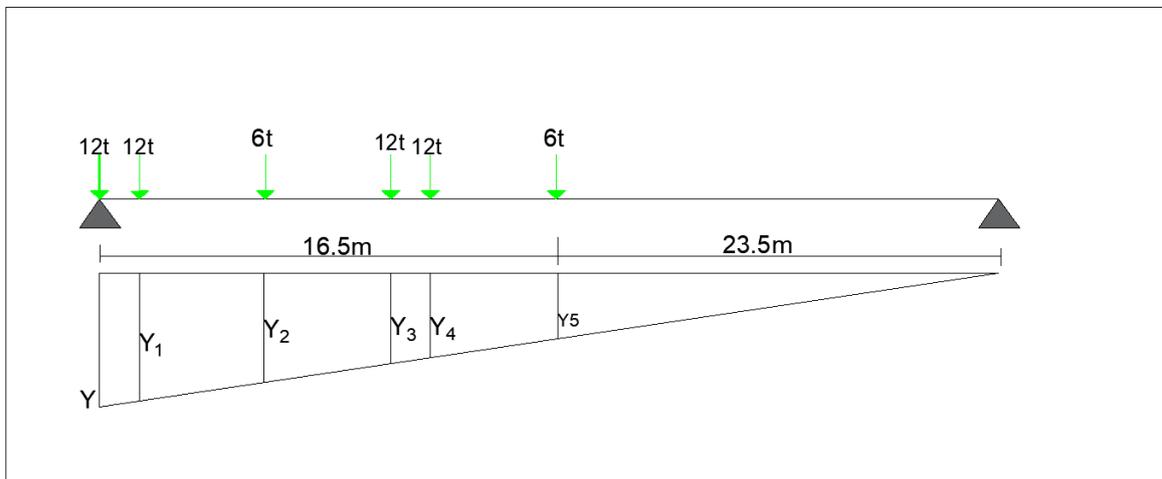


Figure VIII-12 Efforts tranchants max. dus au convoi Bc

Pour déterminer les valeurs de Y_i on, appliquera le théorème de Thalès que nous propose un $Y = 1\text{m}$. Dans cette mode on trouve les valeurs présentes sur le tableau suivant :

Tableau VIII-6 valeurs de Y_i

Y	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5
1.00m	0.96m	0.85m	0.74m	0.70m	0.59m

Chapitre VIII

$$T = \sum p_i \times Y_i$$

$$T = 12 \times 1 + 12 \times 0.96 + 6 \times 0.85 + 12 \times 0.74 + 12 \times 0.70 + 6 \times 0.59$$

$$T = 49.44 \text{ t/ml}$$

Pour une voie chargée

$$T_{max} = T \times \delta \times BC$$

$$\delta = 1.054 \quad \text{et} \quad BC = 1.20$$

$$T_{max} = 49.44 \times 1.054 \times 1.20$$

$$T_{max} = 62.53 \text{ t/ml}$$

Pour deux voies chargées

$$T_{max} = T \times \delta \times BC$$

$$\delta = 1.062 \quad \text{et} \quad BC = 1.10$$

$$T_{max} = 49.44 \times 1.062 \times 1.10$$

$$T_{max} = 115.51 \text{ t/ml}$$

VIII.2.2.1.4 Système Bt

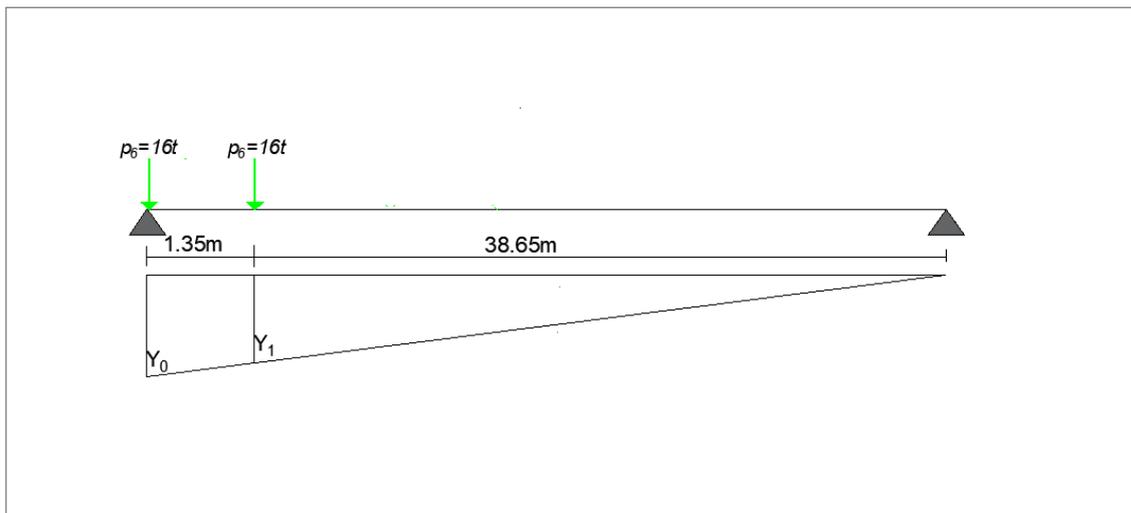


Figure VIII-13 Efforts tranchants max. dus au système Bt

$$Y_0 = 1.00 \text{ m}$$

$$X_{0/B} = 40 \text{ m}$$

Donc selon le théorème Thalès, on trouve :

$$X_1 = 38.65 \text{ m et } Y_1 = 0.97 \text{ m}$$

$$\sum Y_i = 1 + 0.97 \text{ m}$$

$$\sum Y_i = 1.97 \text{ m}$$

$$T = \frac{1}{40} (16 \times 40 + 16 \times 38.65)$$

Chapitre VIII

$$T = 31.46t/ml$$

Un tandem

$$T_{max} = T \times BT \times \sum Y_i$$

$$BT = 1 \quad \text{et} \quad \sum Y_i = 1.97m$$

$$T_{max} = 61.07t/ml$$

Deux tandem

$$T_{max} = 2 \times T \times BT \times \sum Y_i$$

$$BT = 1 \quad \text{et} \quad \sum Y_i = 1.97m$$

$$T_{max} = 123.95t/ml$$

VIII.2.2.1.5 Système Br

$$T_{max} = p \times \delta$$

$$T_{max} = 10 \times 1.046$$

$$T_{max} = 10.05t/ml$$

VIII.2.2.1.6 Système MC₁₂₀

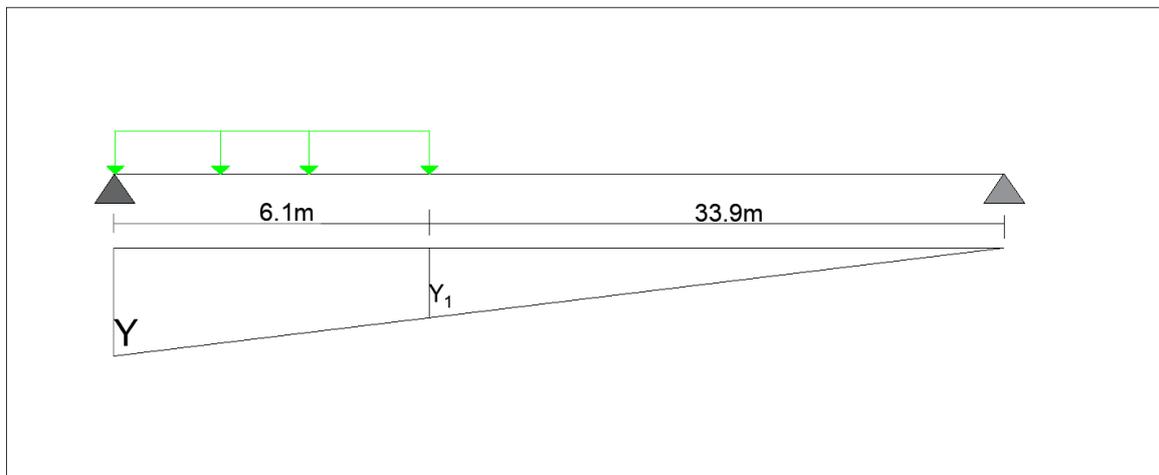


Figure VIII-14 Efforts tranchants max. dus au système MC₁₂₀

$$T = \frac{110 \times (40 - 3.05)}{40}$$

$$T = 101.61$$

$$T_{max} = T \times \delta$$

$$T_{max} = 107.61t/ml$$

VIII.2.2.1.7 Convoie exceptionnelle D₂₄₀

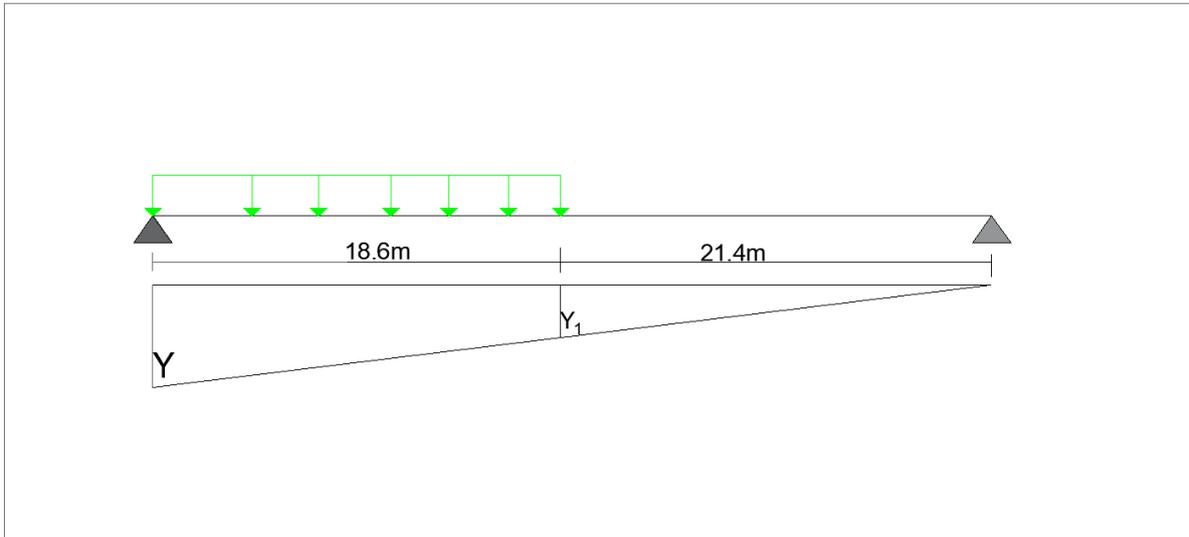


Figure VIII-15 Efforts tranchants max. dus au convoie exceptionnelle D₂₄₀

$$T_{max} = \frac{240 \times (40 - 9.3)}{40}$$

$$T_{max} = 184.2 \text{ t/ml}$$

VIII.2.2.2 EFFORTS TRANCHANTS A X= 0.25L

VIII.2.2.2.1 Système A(L)

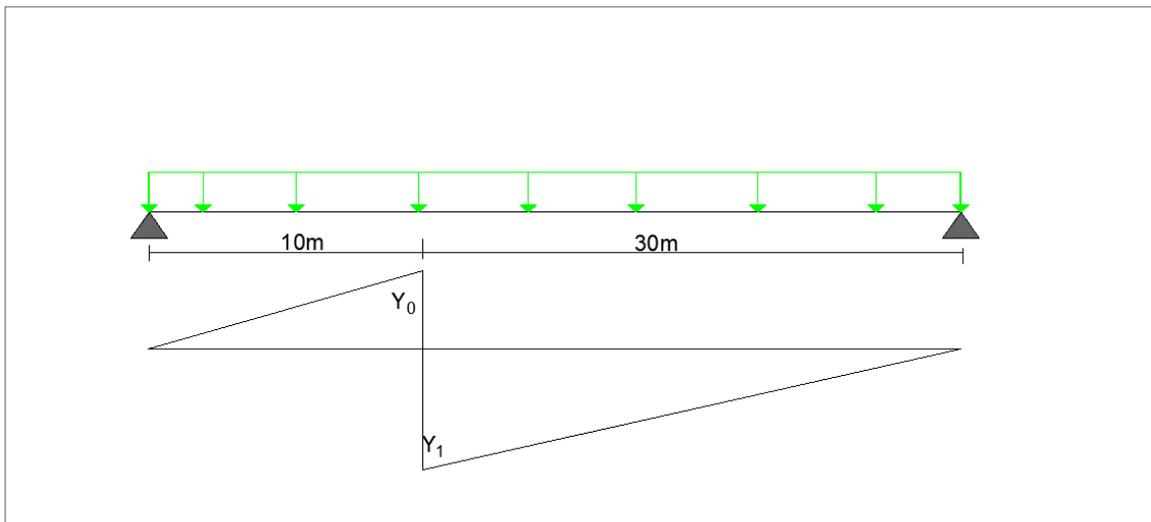


Figure VIII-16 efforts tranchants dus au système A(L) à 0.25L

$$T_{max} = R_A = R_B = L \times \frac{q}{4}$$

Une voie chargée

$$T_{max} = 40 \times \frac{3.23}{4}$$

Chapitre VIII

$$T_{max} = 32.3t/ml$$

Deux voies chargée

$$T_{max} = 64.5t/ml$$

VIII.2.2.2 Surcharge trottoir

Pour un trottoir chargée

$$p = 0.248$$

$$T_{max} = 40 \times \frac{0.248}{4}$$

$$T_{max} = 2.48t/ml$$

Pour deux trottoirs chargée

$$p = 0.495$$

$$T_{max} = 40 \times \frac{0.495}{4}$$

$$T_{max} = 4.95t/ml$$

VIII.2.2.3 Système Bc

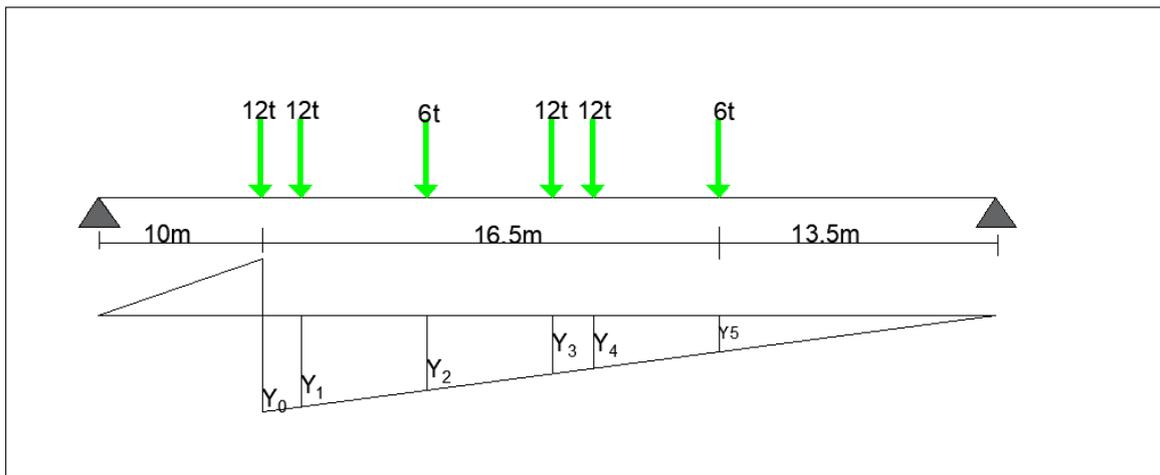


Figure VIII-17 Efforts tranchants dus au convoie Bc à 0.25L

$$Y_i = L \times \frac{x_i}{L}$$

Les valeurs de Y_i sont présent dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII-7 Valeurs de Y_i

Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y_4	Y_5
0.75	0.71	0.60	0.49	0.45	0.34

$$T = (12 \times 0.75 + 12 \times 0.71 + 6 \times 0.60 + 12 \times 0.49 + 12 \times 0.45 + 6 \times 0.34)$$

Chapitre VIII

$$T = 34.44t/ml$$

Pour une voie chargée

$$T_{max} = T \times \delta \times BC$$

$$T_{max} = 34.44 \times 1.054 \times 1.20$$

$$T_{max} = 43.56t/ml$$

Pour deux voies chargées

$$T_{max} = T \times \delta \times BC \times 2$$

$$T_{max} = 34.44 \times 1.062 \times 1.10 \times 2$$

$$T_{max} = 80.47t/ml$$

VIII.2.2.2.4 Système Bt

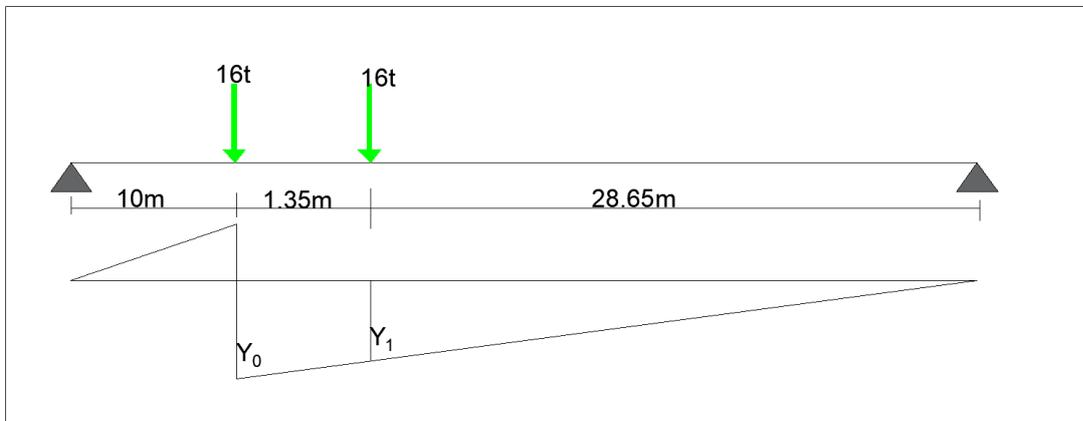


Figure VIII-18 Efforts tranchants dus au système Bt à 0.25L

$$Y_0 = \frac{40-10}{40} = 0.75$$

$$Y_1 = \frac{40-11.35}{40} = 0.72$$

$$\sum Y_i = 1.47$$

$$T = \frac{1}{40} (16 \times 30 + 16 \times 28.65)$$

$$T = 23.46t/ml$$

Un tandem

$$T_{max} = T \times \sum Y_i \times BT$$

$$T_{max} = 23.46 \times 1.47 \times 1$$

$$T_{max} = 34.49t/ml$$

Deux tandems chargées

$$T_{max} = T \times \sum Y_i \times BT \times 2$$

$$T_{max} = 68.97t/ml$$

Chapitre VIII

VIII.2.2.2.5 Système Br

$$T = \frac{1}{40} (10 \times 30)$$

$$T = 7.5t/ml$$

$$T_{max} = T \times \delta$$

$$T_{max} = 7.7 \times 1.046$$

$$T_{max} = 7.85t/ml$$

VIII.2.2.2.6 Système MC₁₂₀

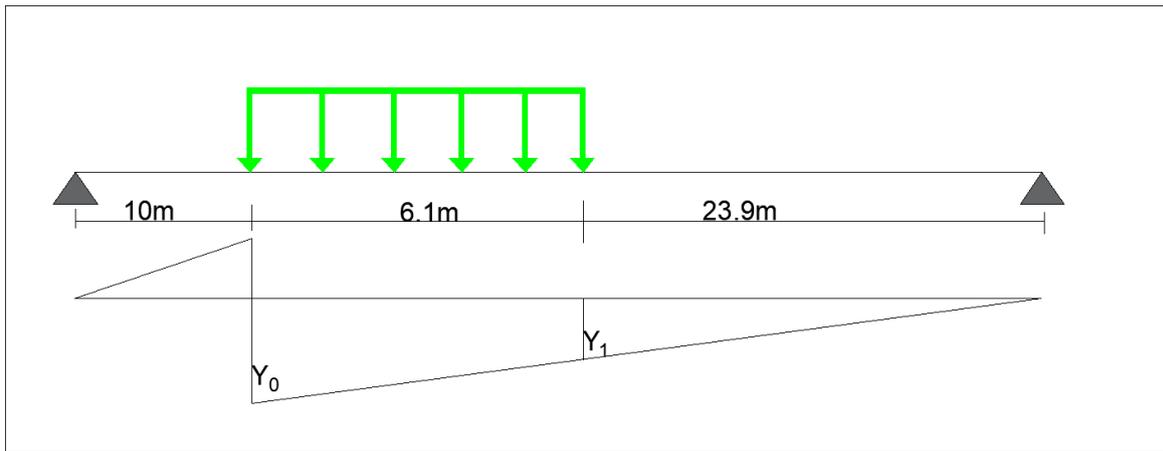


Figure VIII-19 Efforts tranchants dus au système MC₁₂₀

$$T = \left(\frac{110 \times 26.95}{40} \right)$$

$$T = 74.11t/ml$$

$$T_{max} = T \times \delta$$

$$T_{max} = 74.11 \times 1.059$$

$$T_{max} = 78.48t/ml$$

VIII.2.2.2.7 Convoie exceptionnelle D₂₄₀

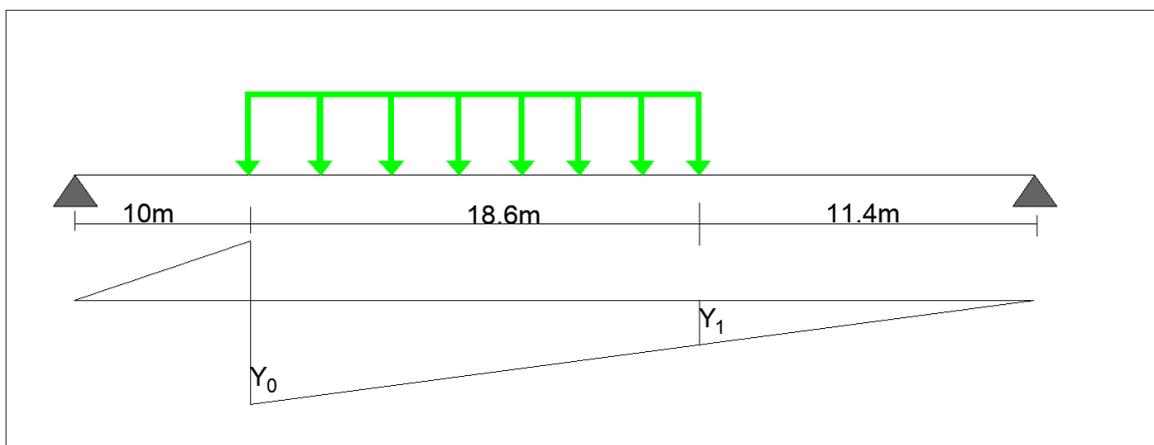


Figure VIII-20 Efforts tranchants dus au convoie exceptionnelle D₂₄₀

Chapitre VIII

$$T_{max} = \frac{240 \times 20.7}{40}$$

$$T_{max} = 124.2 \text{ t/ml}$$

Les valeurs des efforts tranchants trouvées au niveaux des calculs effectués, seront récapitulées sur le tableau ci-dessous :

Tableau VIII-8 Récapitulatif des efforts tranchants

Désignation		Pour X=0.25L		Pour X= 0.5L	
		T_{max}	T_0	T_{max}	T_0
Surcharge A(L)	1 voie	32.30	9.90	64.60	19.80
	2 voie	64.50	14.36	129.00	28.71
Trottoirs	1 voie	2.48	0.87	4.96	1.74
	2 voie	4.95	1.44	9.90	2.88
Surcharge Bc	1 voie	43.56	10.98	62.53	15.76
	2 voie	80.47	15.84	115.51	22.74
Surcharge Bt	1 voie	34.49	8.32	61.07	14.74
	2 voie	68.97	12.05	123.95	21.66
Surcharge Br		7.85	0.18	10.05	0.23
Convoie MC_{120}		78.48	16.63	107.61	22.80
Convoie D_{240}		124.20	23.51	184.20	34.87

L'effort maximum le plus défavorable sous la combinaison suivante :

$$\text{À Etat Limite Ultime (E.L.U)} = 1.35 \times (G + D_{240})$$

$$T_{max} = 1.35 \times (97.57 + 34.87)$$

$$T_{max} = 178.80 \text{ t.m}$$

$$\text{À Etat Limite de Service (E.L.S)} : (G + D_{240})$$

$$T_{max} = (97.57 + 34.87)$$

$$T_{max} = 132.44 \text{ t.m}$$

Conclusion

Les valeurs des efforts présentées sur les grands tableaux récapitulatifs correspondent au moment fléchissant et efforts tranchants dans le tablier sont déterminés, tenue compte des coefficients transversales (K_a) déterminées à partir de l'interpolation des tableaux de GUYON-MASSONET.

CHAPITRE : IX

ETUDE DE LA

PRECONTRAINTE

Introduction

Eugène Freyssinet, séduit par le matériau béton, a le sentiment que le béton armé ne permet pas de tirer le meilleur parti des deux éléments qui le composent. Encore, que le mariage du béton et acier peut être beaucoup plus fécond. De là, une longue réflexion a débouté sur l'idée de pouvoir préparer le béton à faire face sans dommages à son avenir.

Où, son avenir est d'être soumis à des surcharges et donc, à des tractions dangereuses pour son intégrité (fissuration puis rupture).

Et, préparer le béton c'est le comprimer suffisamment pour que en tous points les compressions soient supérieur aux tractions qui se développeront une fois l'ouvrage mis en œuvre.

IX.1 Définitions des précontraints

La précontrainte est une technique qui vise améliorer la résistance du béton face à des sollicitations très élevés. En créant des efforts internes favorables, permettant au béton d'être totalement comprimé sous les sollicitations des surcharges.

Autrement dit, « pré-contraindre une construction est la soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnels déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultants inférieurs aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération » (Selon Freyssinet).

La précontrainte, en effet, a pour but de soumettre le béton à des contraintes préalables de compression telles qu'une fois en service, elles s'opposent aux contraintes de traction créées par les charges et maintiennent le béton en état de compression.

IX.2 Formes de précontrainte

Si on observe l'état de prise du béton au moment d'application des efforts de la précontrainte, on peut distinguer deux (2) formes des précontrainte : par pré-tension et par post-tension.

IX.2.1 Précontrainte par pré-tension

Dans la pré-tension, les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Et, ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

Les fils ou les torons sont tendus avant le bétonnage. Le béton est ensuite mis en place au contact de ces câbles « pré-tendus » auxquels il va se trouver lié. On libère la tension des câbles lorsque le béton est suffisamment durci, pour permettre aux câbles de transmettre au béton par adhérence en engendrant, par réaction, sa mise en compression ;

Cette technique est difficile à mettre en œuvre en chantier, donc il convient tout particulièrement à la préfabrication en usine. La précontrainte par adhérence ne permet pas d'attendre des valeurs de précontrainte aussi élevées qu'en post-tension. Elle est beaucoup plus employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs surtout dans le secteur de bâtiment tels que les poutres, poutrelles de planchers, prédalles, dalles alvéolées de planchers ou panneaux de bardage de grandes dimensions (entre 10 à 15 mètres de longueur), pour bâtiments industriels, commerciaux ou agricoles. Cette technique est aussi utilisée dans la fabrication des poteaux de tous types (électriques ou télégraphiques, clôtures, etc.) ou encore pour les traverses de chemin de fer.

Etapas générales de la technique de la pré-tension :

- *Mise en tension des armatures*
- *Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de la précontrainte (torons)*
- *Suppression de tension extérieurs. Première chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression*
- *Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension*

IX.2.2 Précontrainte par post tension

Cette technique consiste à disposer les câbles de la précontrainte dans les gaines incorporées au béton. Une fois étaié la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen des vérins de manière comprimer l'ouvrage en repos. A cause de sa complexité de mise en œuvre, cette technique est généralement réservée aux grands ouvrages, tels sont le cas des ponts, puisqu'elle nécessite la mise en œuvre d'encombrantes « pièces d'about » (dispositifs mis en place de part et d'autre de l'ouvrage et permettant la mise en tension des câbles).

La post tension est une technique, utilisée pour les ouvrages de grand importance, donc sa mise en œuvre est généralement sur chantier.

Cette technique est applicable à des structures dont le béton a déjà durci. Les forces de précontrainte sont alors créées par des câbles circulant librement dans la structure, mis en tension à partir de leur extrémité par des vérins prenant appui sur la structure elle-même.

Etapas du processus de la post tension :

- *Pose des armatures enrobées dans une gaine insolente mise en place et positionné selon un tracé calculé*

- *Coulage du béton et durcissement de l'élément*
- *Mise en tension des aciers (câbles) qui glissent dans leur gaine, le vérin hydraulique s'appuyant sur le béton durci (les éléments d'ancrage d'about transmettent les efforts de compression à la poutre)*
- *Blocage des aciers au cône d'ancrage. Et injection du colis dans la gaine*
- *Remplissage des gaines au coulis de ciment (injection sous pression) ou utilisation des torons gainés graissés : limiter les effets de la corrosion sous tension*
- *Le béton soumis au retrait se raccourcit provoquant une chute de tension dans les aciers.*

IX.3 Données de la précontrainte

IX.3.1 Béton

Dans la réalisation des ouvrages par précontraint la résistance du béton est un paramètre très important, car il peut définir de tel manière la qualité des travaux finals. Est dite f_{c28} , la résistance à la compression caractéristique du béton à 28 jours d'âge.

La résistance caractéristique du béton :

- *A la compression $f_{c28} = 35\text{MPa}$*
- *A la traction $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7\text{MPa}$*

L'étude de la précontrainte dans le tablier s'effectuera dans la classe II.

Cette classe est caractérisée par une contrainte de traction admissible.

$$\text{Contraintes admissibles} \begin{cases} \sigma_{cs} = 0.6f_{c28} = 21\text{MPa} \\ \sigma_{ts} = -1.75f_{t28} = -4.73\text{MPa} \end{cases}$$

IX.3.2 Les aciers de la précontrainte

En vue sur notre ouvrage, les aciers utilisés pour la précontrainte sont des câbles 12T15 T.B.R (très-basse- relaxation) en classe de résistance II, dont ses caractéristiques sont :

f_{prg} : Contraint garantie a la rupture ;

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

f_{peg} : Contraint garantie elastique ;

$$f_{peg} = 1553\text{MPa}$$

A_p : Section nominal de l'armature ;

$$A_p = 1668 \text{ mm}^2$$

Chapitre IX

La formule que nous donne la contrainte initial à prend en compte dans les calculs est la suivante : $\sigma_{P0} \leq \min(0.8 \times f_{prg}; 0.9f_{peg})$

Dans notre cas : $\sigma_{P0} \leq \min(1488 ; 1379.7)$

$$\sigma_{P0} = 1397.7 \text{ MPa}$$

IX.4 Calcul de la précontrainte

IX.4.1 Dimensionnement de l'effort de la précontrainte

Pour le dimensionnement de l'effort de la précontrainte dans notre tablier il sera tenu en considération les caractéristiques géométriques de la section médiane (poutre+ dalle) récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau IX-1 Caractéristique géométriques de la section médiane plus hourdis

élément	$S(m^2)$	$V_{inf}(m)$	$V_{sup}(m)$	$I_G(m)$	$\rho(\%)$
Poutre+ dalle	1.090	0.397	1.353	0.424	72.40

Selon le fascicule n° 62 - Titre I - Section II, l'enrobage minimal est de 4cm, donc on prend une enrobage $d' = 10 \text{ cm} = 0.1m$;

- Contraint admissible en service :

$$\text{Sous combinaison rare } \begin{cases} \sigma_{cs} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21\text{MPa} \\ \sigma_{ti} = -f_{t28} = -2.7\text{MPa} \end{cases} ; (\text{\grave{a} charge})$$

$$\text{Sous combinaison permanente } \begin{cases} \sigma_{ci} = 0.6f_{c28} = 21\text{MPa} \\ \sigma_{ts} = -1.75f_{t28} = -4.73\text{MPa} \end{cases} ; (\text{\grave{a} vide})$$

L'effort minimal de la précontrainte est défini par le max des deux forces, soit : P_1 et P_2 selon l'état critique de la section considérée.

$$\text{Alors : } P_{min} = \text{MAX}(P_1; P_2)$$

Avec :

P_1 : précontrainte minimal en section sous critique

P_2 : précontrainte minimal en section sur critique

La contraint de traction du béton est :

$$\overline{\sigma}_2' = -f_{t28} = -2.7\text{MPa} \text{ (Dans la section d'enrobage).}$$

$$\overline{\sigma}_1 = -1.75f_{t28} = -4.73\text{MPa} \text{ (Hors la section d'enrobage)}$$

M_{max} : moment dû à la charge permanente plus la surcharge(MG+MQ)

$$M_{max} = 1324.42 \text{ t.m}$$

M_{min} : moment dû à la charge permanente (MG)

$$M_{min} = 975.73 \text{ t.m}$$

IX.4.1.1 Section sous critique

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \times h} + \frac{s}{h} \times (\bar{\sigma}_1 \times V_{inf} + \bar{\sigma}'_2 \times V_{sup})$$

Où :

$$\Delta M = M_{max} - M_{min} = (MG + MQ) - MG = MQ$$

h : hauteur de la poutre ($h=1.75\text{m}$)

ρ : rendement de la poutre

s : section de la poutre

$$\Delta M = M_{max} - M_{min}$$

$$\Delta M = 348.69 \text{ t.m}$$

$$P_1 = \frac{3.486}{0.724 \times 1.75} + \frac{1.09}{1.75} \times ((-4.73 \times 0.397) + (-2.7 \times 1.35))$$

$$P_1 = -0.70 \text{ MN}$$

IX.4.1.2 Section sur critique

$$P_2 = \frac{M_{max} + \rho \times S \times V_{inf} \times \bar{\sigma}_1}{\rho \times V_{inf} + (V_{sup} - d')}$$

$$P_2 = \frac{13.244 + 0.724 \times 1.09 \times 0.397 \times (-4.73)}{0.724 \times 0.397 + (1.35 - 0.1)}$$

$$P_2 = 7.23 \text{ MN}$$

$$P_{min} = \text{MAX}(P_1; P_2)$$

$$P_{min} = \text{MAX}(-0.70 \text{ MN}; 7.23 \text{ MN})$$

$$P_{min} = 7.23 \text{ MN (Section sur critique)}$$

Excentricité (e)

$$e = -(V_{sup} - d') = -(1.353 - 0.10)$$

$$e = -1.253$$

IX.4.2 Détermination du nombre de câbles

L'intensité des pertes (P) est fixée a priori à 25 % de la tention inicial P_{min} , en tenant compte de ces pertes, la valeur de la précontrainte sera :

$$P_\rho = \frac{P_{min}}{0.98 - 1.2 \times \frac{\Delta P_{min}}{P_{min}}}$$

$$P_\rho = \frac{7.23}{0.98 - 1.2 \times (0.25 \times \frac{7.23}{7.23})}$$

$$P_\rho = 10.63 \text{ MN}$$

Chapitre IX

- Nombre de câbles :

$$\eta = \frac{P_p}{P_{/cable}}$$

$P_{/cable}$: Précontrainte développée par un seul câble

$$P_{/cable} = \sigma_{p0} \times A_p$$

$$P_{/cable} = 1397.7 \times 1668 \times 10^{-6}$$

$$P_{/cable} = 2.33MN$$

Donc :

$$\eta = \frac{10.63}{2.33}$$

$$\eta = 4.56$$

Et là, on prend $\eta = 5$ câbles.

- La valeur de la précontrainte réelle :

$$P_{réelle} = \eta \times P_{/cable}$$

$$P_{réelle} = 5 \times 2.33 MN$$

$$P_{réelle} = 11.65MN$$

Tableau IX-2 récapitulatif des valeurs calculées

Précontrainte $P_{min} = P_2(MN)$	Excentricité (m)	Nombre de câbles	Précontrainte initial $P_{réelle}(MN)$
7.23	-1.253	5 câbles 12T15	11.65

IX.5 Vérification à l'état limite de service (E.L.S)

La mise en tension :

On calcule les contraintes caractéristiques

$$\begin{cases} P_1 = 1.02 \times P_{réelle} - 0.8\Delta P_{réelle} \\ P_2 = 0.98 \times P_{réelle} - 1.2\Delta P_{réelle} \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_1 = 1.02 \times 11.65 - 0.8 \times (0.25 \times 11.65) \\ P_2 = 0.98 \times 11.65 - 1.2 \times (0.25 \times 11.65) \end{cases}$$

$$\begin{cases} P_1 = 9.55MN \\ P_2 = 7.922 MN \end{cases}$$

Pour les contraintes caractéristiques à vide, il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \text{Dans la fibre supérieure: } \sigma_s \geq \sigma_{ts} = -4.73 MPa \\ \text{Dans la fibre inférieure: } \sigma_i \leq \sigma_{ci} = 21 MPa \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{min} \times V_{inf}}{I_G} + P_1 \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e \times V_{inf}}{I_G} \right) \geq \sigma_{ts}$$

$$\sigma_s = \frac{9.76 \times 0.397}{0.424} + 9.55 \times \left(\frac{1}{1.09} + \frac{(-1.253 \times 0.397)}{0.424} \right) \geq \sigma_{ts}$$

$$\sigma_s = 6.70 \text{ MPa} > \sigma_{ts} = -4.73 \text{ MPa} \quad C.V$$

$$\sigma_i = \frac{M_{min} \times V_{sup}}{I_G} + P_1 \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e \times V_{sup}}{I_G} \right) \leq \sigma_{ci}$$

$$\sigma_i = \frac{9.76 \times 1.353}{0.424} + 9.55 \times \left(\frac{1}{1.09} + \frac{(-1.253 \times 1.353)}{0.424} \right) \leq \sigma_{ci}$$

$$\sigma_i = 1.72 \text{ MPa} < \sigma_{ci} = 21 \text{ MPa} \quad C.V$$

En exploitation à long terme :

Pour les contraintes caractéristiques à charge, il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \text{Dans la fibre superieur: } \sigma_i \leq \sigma_{cs} = 21 \text{ MPa} \\ \text{Dans la fibre inferieur: } \sigma_s \geq \sigma_{ti} = -2.7 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_i = \frac{M_{max} \times V_{sup}}{I_G} + P_2 \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e \times V_{sup}}{I_G} \right) \leq \sigma_{cs}$$

$$\sigma_i = \frac{13.244 \times 1.353}{0.424} + 7.922 \times \left(\frac{1}{1.09} + \frac{(-1.253 \times 1.353)}{0.424} \right) \leq \sigma_{cs}$$

$$\sigma_i = 17.85 \text{ MPa} \leq \sigma_{cs} = 21 \text{ MPa} \quad C.V$$

$$\sigma_s = \frac{M_{max} \times V_{inf}}{I_G} + P_2 \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e \times V_{inf}}{I_G} \right) \geq \sigma_{ti}$$

$$\sigma_s = \frac{13.244 \times 0.397}{0.424} + 7.922 \times \left(\frac{1}{1.09} + \frac{(-1.253 \times 0.397)}{0.424} \right) \geq \sigma_{ti}$$

$$\sigma_s = 10.37 \text{ MPa} > \sigma_{ti} = -2.7 \text{ MPa} \quad C.V$$

IX.6 Trace des câbles

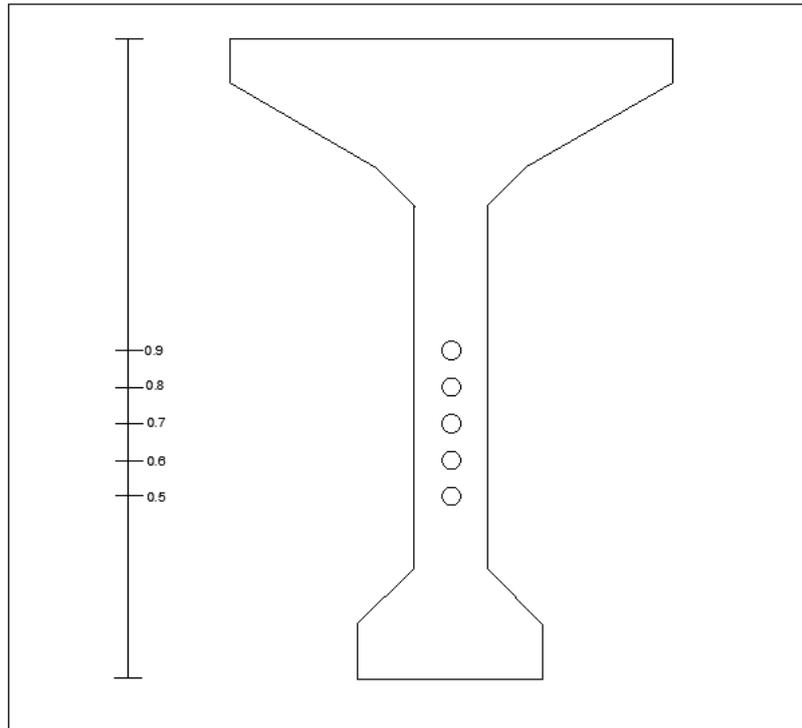


Figure IX-1 tracée des câbles dans la section médiane

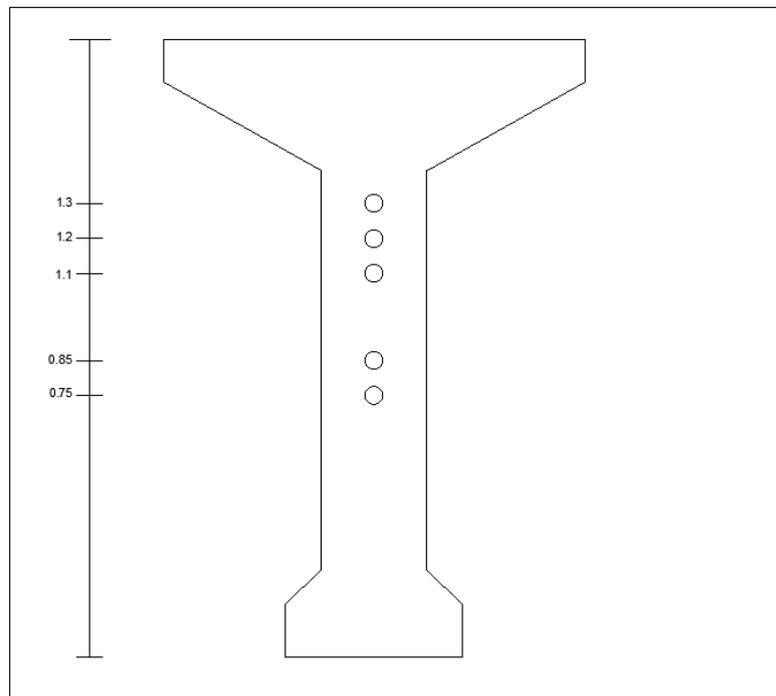


Figure IX-2 tracée des câbles dans la section d'about

Selon le document *FREYSSINET INTERNATIONAL*, le tracé des câbles s'effectuera de la manière suivante :

Chapitre IX

Pour ce qui concerne au placement des axes, il est choisi a priori un repère (x, y) dans l'axe X passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe Y passe par le milieu de la poutre.

L'équation de câbles moyens :

$$Y = ax^2 + b$$

- Câble 01

$$x=0 \Rightarrow y = b = 0.5$$

$$x = \frac{l}{2} = 20m \Rightarrow y = 0.75m$$

$$y = ax^2 + b$$

$$a = \frac{y-b}{x^2}$$

$$a = \frac{0.75-0.5}{20^2}$$

$$a = 0.000625$$

$$Y = 0.000625x^2 + 0.5$$

- Câble 02

$$x=0 \Rightarrow y = b = 0.6$$

$$x = \frac{l}{2} = 20m \Rightarrow y = 0.85m$$

$$a = 0.000625$$

$$Y = 0.000625x^2 + 0.6$$

- Câble 03

$$x=0 \Rightarrow y = b = 0.7$$

$$x = \frac{l}{2} = 20m \Rightarrow y = 1.10m$$

$$a = 0.001$$

$$Y = 0.001x^2 + 0.7$$

- Câble 04

$$x=0 \Rightarrow y = b = 0.8$$

$$x = \frac{l}{2} = 20m \Rightarrow y = 1.20m$$

$$a = 0.001$$

$$Y = 0.001x^2 + 0.8$$

- Câble 05

$$x=0 \Rightarrow y = b = 0.9$$

$$x = \frac{l}{2} = 20m \Rightarrow y = 1.30m$$

$$a = 0.001$$

$$Y = 0.001x^2 + 0.9$$

Tableau IX-3 les tracée des câbles

X	0	L/8	L/4	3L/8	L/2
	0	5m	10m	15m	20m
Câble 01	0.5	0.515	0.560	0.640	0.750
Câble 02	0.6	0.615	0.660	0.740	0.850
Câble 03	0.7	0.725	0.800	0.925	1.100
Câble 04	0.8	0.825	0.900	1.025	1.200
Câble 05	0.9	0.925	1.00	1.125	1.300

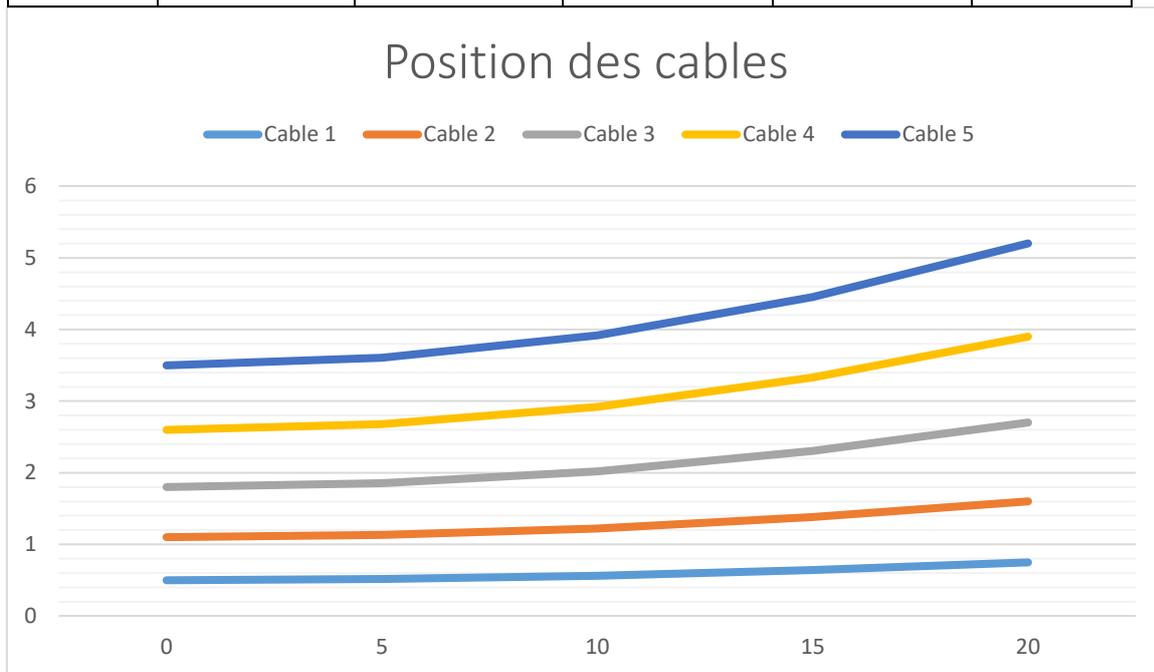


Figure IX-3 Position des câbles longitudinaux

IX.7 Calcul des pertes de précontraint par post tension

La force de la précontrainte dans les armatures d'un élément en béton précontraint a , d'une façon générale, la tendance à diminuer au cours du temps. Cette perte de tension initial dans les aciers tendus, est due à plusieurs phénomènes, dépendent des propriétés des matériaux utilisés ainsi que les conditions environnementales, où se trouve implanté l'ouvrage. Cette diminution de la précontrainte est dus à plusieurs facteurs et déboute au moment même de la

mise en tension et d'autres atteignent leur valeur maximale au bout des mois, voire des années.

IX.7.1 Les pertes instantanées

IX.7.1.1 Frottement des câbles « $\Delta\sigma_{fr}$ »

Ces pertes résultent du frottement de l'acier des câbles sur leurs gaines au cours de la mise en tension.

$$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_{P0} - \sigma_P(x)$$

Où :

σ_{P0} : est la tension initiale de la précontrainte

$\sigma_P(x)$: est la tension en un point donné

$$\sigma_P(x) = \sigma_{P0} \times e^{-(f\alpha + \rho x)}$$

Avec :

f : coefficient de frottement de la section des câbles par rapport à la gaine

ρ : coefficient d'imperfection de la section des câbles

α : angle de déviation du câble

x : représente le point de calcul de la tension

Remarque

Le calcul des pertes se fera seulement pour le câble moyen : câble 03.

$$Y = 0.001x^2 + 0.7$$

$$\alpha = y' = 0.002x$$

D'après la norme B.P.E.L.(91), $f = 0.18$ et $\rho = 0.002$

Tableau IX-4 Les valeurs de α

X(m)	0	5	20	30	40
Y(m)	0.7	0.73	1.1	1.6	2.3
α	0	0.01	0.04	0.06	0.08

Chapitre IX

Tableau IX-5 les pertes dues au frottement des câbles

X(m)	0	5	20	30	40
$\sigma_p(x)$	1397.7	1381.3	1333.3	1302.2	1271.8
$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_{p0} - \sigma_p(x)$	0	16.4	64.4	95.5	125.9

IX.7.1.2 Pertes dues au recul à l'ancrage « $\Delta\sigma_g$ »

Ces pertes résultent d'un glissement des torons ou fils dans les clavettes, et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détention du vérin et du blocage des clavettes.

Si $d \leq l/2$ il faut tirée le câble par les deux extrémités

Si $d \geq l/2$ il faut tirée le câble par une seule extrémité

La distance de glissement « d »

$$G \times E_p = 0.006 \times 1.9 \times 10^5 = 1140 \text{ MN/m}$$

G : glissement du câble à l'intérieur de la gaine ou le recule d'ancrage (g=6m)

$$\text{Pour } x = \frac{l}{8} = 5\text{m}$$

$$\text{Aire}_1 = \frac{1397.7 - 1381.3}{2} \times 5.00 \times 2 = 82 < 1140$$

$$\text{Pour } x = \frac{l}{2} = 20\text{m}$$

$$\text{Aire}_1 = \frac{1381.3 - 1333.3}{2} \times 20 \times 2 = 1288 > 1140$$

Donc $5\text{m} < d < 20\text{m}$

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p \times l_{AB}}{\sigma_{p0} - \sigma_{pAB}}} = 14.42 < \frac{l}{2}$$

Le tire des câbles doit être fait dans les deux extrémités.

Tableau IX-6 pertes dues au glissement des câbles

X(m)	0	5	20	40
$\Delta\sigma_g = \Delta\sigma_{fr} - \sigma_g$	137.4	104.6	8.6	137.4

IX.7.1.3 Raccourcissement élastique « $\Delta\sigma_{el}$ »

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{\eta - 1}{2N} \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_B(x)$$

Avec

Chapitre IX

N : nombre de câbles

$\sigma_B(x)$: Contraint normal du béton

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée du béton

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.73 \approx 36000 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{\eta-1}{2N} \times \frac{E_P}{E_{ij}} \times \sigma_B(x)$$

$$\Delta\sigma_{el} = \frac{5-1}{2 \times 5} \times \frac{1.9 \times 10^5}{36000} \times \sigma_B(x)$$

$$\Delta\sigma_{el} = 2.1 \times \sigma_B(x)$$

$$A \text{ } L/2 = 20 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{fr} = 64.4 \text{ MPa} \\ \Delta\sigma_g = 8.6 \text{ MPa} \end{cases}$$

La précontrainte à partir de la section des câbles

$$P(x) = A_P \times (\sigma_{P0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_g)$$

$$P(x) = 5 \times 1668 \times 10^{-6} (1397.7 - 64.4 - 8.6)$$

$$P(x) = 11.04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_B(x) = \frac{M_g \times e(x)}{I_G} + \eta \left(\frac{P(x)}{S} + \frac{P(x) \times e^2(x)}{I_G} \right)$$

Avec :

S : surface nette de la poutre

I_G : centre de gravité de la poutre composite

$e(x)$: excentricité du câble (i) par rapport au centre de gravité de la poutre (x) = 0.3m

M_g : moment correspondant au point (x) de la poutre

$$M_g = \frac{g \times L^2}{8} = \frac{1.89 \times 40^2}{8} = 3.78 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_B(x) = \frac{3.78 \times 0.3}{0.424} + 5 \times \left(\frac{11.04}{1.090} + \frac{11.04 \times (0.3)^2}{0.424} \right)$$

$$\sigma_B(l/2) = 65.03 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\Delta\sigma_{el} = 2.1 \times 65.03$$

$$\Delta\sigma_{el} = 136.563 \text{ MPa}$$

Sur l'appui (L=0)

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{fr} = 0.00 \text{ MPa} \\ \Delta\sigma_g = 137.4 \text{ MPa} \end{cases}$$

La précontrainte à partir de la section des câbles

$$P(x) = A_p \times (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{fr} - \Delta\sigma_g)$$

$$P(x) = 5 \times 1668 \times 10^{-6} (1397.7 - 0 - 137.4)$$

$$P(x) = 10.51 \text{ MPa}$$

$$M_g = 0 ; e(x) = 0.7 \text{ m} ;$$

$$\sigma_B(0) = \frac{0 \times 0.3}{0.424} + 5 \times \left(\frac{10.51}{1.090} + \frac{10.51 \times (0.7)^2}{0.424} \right)$$

$$\sigma_B(0) = 108.94 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\Delta\sigma_{el} = 2.1 \times 108.94$$

$$\Delta\sigma_{el} = 228.77 \text{ MPa}$$

IX.7.1.4 Cumul des pertes instantanée

Sur l'appui :

$$\Delta\sigma(0) = \Delta\sigma_{fr} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{el}$$

$$\Delta\sigma(0) = 363.17 \text{ MPa (25.98\% des pertes instantanée)}$$

A 0.5L(x=20m) :

$$\Delta\sigma(l/2) = \Delta\sigma_{fr} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{el}$$

$$\Delta\sigma(l/2) = 209.563 \text{ MPa (15.71\% des pertes instantanée)}$$

IX.7.2 Pertes différées

Cette type des pertes est en générale, le résultat des déformations ou contraintes appliquées aux matériaux constitutifs, se produisent simultanément pendant un certain temps de vie de l'ouvrage. Vue cette simultanéité le B.E.L propose un principe qu'étudie séparément les pertes, tout en tenant compte de la simultanéité par une valeur forfaitaire.

IX.7.2.1 Pertes dues au retrait du béton « $\Delta\sigma_{ret}$ »

Après le coulage du béton, de l'eau excédentaire contenu dans le béton s'évapore. C'est que cause une diminution du volume initial du béton. A c'est raccourcissement est appelée : retrait du béton et sa perte total est exprimée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{ret} = E_p \sum r(1 - r(t_0)) \text{ avec : } \begin{cases} r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9 \times rm} \\ rm = \frac{\text{aire de la section nette}}{\text{perimetre de la section}} \end{cases}$$

t_0 : Jour de mise en tension

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$\sum r = 2 \times 10^{-4}$: le retrait total du béton dans la zone d'implantation d'ouvrage proposé par BPEL91

r_m : rayon moyenne en (cm)

$$r_m = \frac{B}{U} = \frac{6985.1059}{520} = 13.43 \text{ cm}$$

B : aire de la section nette

U : périmètre de la section

$$r(28) = \frac{28}{28 \times 9 \times 13.43} = 0.188$$

$$\Delta\sigma_{ret} = E_p \sum r(1 - r(t_0))$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 1.9 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} \times (1 - 0.188)$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 38.812 \text{ MPa}$$

IX.7.2.2 Pertes dues à la relaxation des aciers « $\Delta\sigma_{rel}$ »

Les pertes par relaxation sont définies comme étant le relâchement de tension dans les armatures de précontraintes à longueur constante. Cette relâchement dépend de la température, du temps et de la contrainte au niveau des armatures

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

ρ_{1000} : coefficient de relaxation à 1000h ($\rho_{1000} = 2.5$)

f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture ($f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$)

μ_0 : coefficients pris à 0.43 pour les armatures à très basse relaxation

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

$$\mu(x) = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$$

Sur l'appui ($x=0$)

$$\sigma_{pi}(0) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma(0)$$

$$\sigma_{pi}(x) = 1397.7 - 363.17 = 1034.53$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} = \frac{1034.53}{1860} = 0.556$$

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times 2.5(0.556 - 0.43) \times 1034.53$$

$$\Delta\sigma_{rel} = 19.55 \text{ MPa}$$

A 0.5L ($x=20m$) :

$$\sigma_{pi}(l/2) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma(l/2)$$

$$\sigma_{pi}(0) = 1397.7 - 209.563 = 1188.14 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} = \frac{1188.14}{1860} = 0.639$$

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \times 2.5(0.639 - 0.43) \times 1188.14$$

$$\Delta\sigma_{rel} = 37.25 \text{ MPa}$$

IX.7.2.3 Pertes due au fluage « $\Delta\sigma_{fl}$ »

Le fluage est défini comme étant l'augmentation de la déformation du béton sous des contraintes de compression permanente. Cette phénomène s'observe à partir d'un raccourcissement progressif dans le temps de l'élément impliquant une perte de tension dans les armatures actives.

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5\Delta\sigma_b \times \left(\frac{E_p}{E_{ij}}\right)$$

Où :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{35} = 35981.73 \approx 36000 \text{ MPa}$$

$$E_p: 1.9 \times 10^5$$

$\Delta\sigma_b$: contrainte permanente finale dans le béton au niveau du câble moyenne

$$\Delta\sigma_b = \frac{P(x)}{S} + \frac{P \times e_p^2}{I_G} + \frac{M_g \times e_p}{I_G}$$

Sur l'appui ($x=0$) :

$$P(0) = 10.51 \text{ MPa}$$

$$S = 1.090 \text{ m}^2$$

$$e_p = 0.7 \text{ m}$$

$$I_G = 0.424 \text{ m}^2$$

$$M_g = 0$$

$$\Delta\sigma_b = \frac{10.51}{1.090} + \frac{10.51 \times (0.7)^2}{0.424} + \frac{0 \times 0.7}{0.424}$$

$$\Delta\sigma_b = 21.79 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times 21.79 \times \left(\frac{1.9 \times 10^5}{36000}\right)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 287.507 \text{ MPa}$$

A 0.5L ($x=20\text{m}$)

$$P(0.5L) = 11.04 \text{ MPa}$$

$$S = 1.090 \text{ m}^2$$

$$e_p = 0.3 \text{ m}$$

$$I_G = 0.424 \text{ m}^2$$

$$M_g = 3.78 \text{ t.m}$$

$$\Delta\sigma_b = \frac{11.04}{1.090} + \frac{11.04 \times (0.3)^2}{0.424} + \frac{3.78 \times 0.3}{0.424}$$

$$\Delta\sigma_b = 15.146 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \times 15.146 \times \left(\frac{1.9 \times 10^5}{36000}\right)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 199.84 \text{ MPa}$$

IX.7.2.4 Le Cumul des pertes différées « $\Delta\sigma_d$ »

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

Sur l'appui :

$$\Delta\sigma_d = 287.507 + 19.55 + 38.812 \times \frac{5}{6}$$

$$\Delta\sigma_d = 339.40 \text{ MPa} \quad (24.28\% \text{ des pertes dans le temps})$$

A 0.5L (x=20m)

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

$$\Delta\sigma_d = 199.84 + 37.25 + 38.812 \times \frac{5}{6}$$

$$\Delta\sigma_d = 269.43 \text{ MPa} \quad (20.21\% \text{ des pertes dans le temps})$$

IX.7.3 Vérification de la flexion à E.L.S

Il a été Object d'étude dans la première partie de ce chapitre la détermination et l'emplacement de la force de précontrainte à exercer sur les différentes sections, afin de satisfaire les conditions aux limites supérieures et inférieures des contraintes admissibles, dans ce qui suite, nous allons à vérifier les conditions pour les différentes sections ainsi que pour les phases de construction et en service.

Les vérifications de flexion sont faites à mi- travée en considérant la poutre seule avec une précontrainte a la mise en tension de 50%. (À vide)

Et, une foi coulée la dalle sur la poutre jusqu'à la mise en service du tablier, on considère dans cette phase (sur la section composite) les pertes instantanées et différées dans les calculs. (En service)

$$P_0 = P_{réelle} = 11.65 \text{ MN}$$

$$\Delta P_0 = \frac{\Delta\sigma_i}{\sigma_{p0}} \times P_0 = \frac{209.56}{1397.7} \times 1165 = 174.67 \text{ MPa} = 1.74 \text{ MN}$$

A vide :

Il faut vérifier que

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_1}{S} + \frac{P_1 \times e_0 \times V_{inf}}{I_G} + \frac{M_{min} \times V_{inf}}{I_G} \geq \sigma_{ts} = -4.73 \text{ MPa} & (\text{fibre supérieur}) \\ \sigma_i = \frac{P_1}{S} - \frac{P_1 \times e_0 \times V_{sup}}{I_G} - \frac{M_{min} \times V_{sup}}{I_G} \leq \sigma_{cs} = 21 \text{ MPa} & (\text{fibre inférieur}) \end{cases}$$

$$P_1 = 0.5(1.02P_0 - 0.8\Delta P_0) = 5.24MN$$

$$\sigma_s = \frac{P_1}{S} + \frac{P_1 \times e_0 \times V_{inf}}{I_G} + \frac{M_{min} \times V_{inf}}{I_G} \geq \sigma_{ts}$$

$$\sigma_s = \frac{5.24}{0.70} + \frac{5.24 \times (-1.253) \times 0.688}{0.3} + \frac{3.78 \times 0.688}{0.3} \geq \sigma_{ts}$$

$$\sigma_s = 1.27MPa > \sigma_{ts} = -4.73MPa \Rightarrow CV$$

$$\sigma_i = \frac{P_1}{S} - \frac{P_1 \times e_0 \times V_{sup}}{I_G} - \frac{M_{min} \times V_{sup}}{I_G} \leq \sigma_{cs} = 21MPa$$

$$\sigma_i = \frac{5.24}{0.7} - \frac{5.24 \times (-1.253) \times 1.062}{0.3} - \frac{3.78 \times 1.062}{0.3} \leq \sigma_{cs} = 21MPa$$

$$\sigma_i = 17.35MPa < \sigma_{cs} = 21MPa \Rightarrow CV$$

En service :

Il faut vérifier que

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_2}{S} + \frac{P_2 \times e_0 \times V_{inf}}{I_G} + \frac{M_{max} \times V_{inf}}{I_G} \leq \sigma_{cs} = 21MPa \\ \sigma_i = \frac{P_2}{S} - \frac{P_2 \times e_0 \times V_{sup}}{I_G} - \frac{M_{max} \times V_{sup}}{I_G} \geq \sigma_{ti} = -2.4MPa \end{cases}$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.2\Delta P_0 = 9.32MN$$

$$\sigma_s = \frac{P_2}{S} + \frac{P_2 \times e_0 \times V_{inf}}{I_G} + \frac{M_{max} \times V_{inf}}{I_G} \leq \sigma_{cs} = 21MPa$$

$$\sigma_s = \frac{9.32}{1.090} + \frac{9.32 \times (-1.253) \times 0.397}{0.424} + \frac{13.24 \times 0.397}{0.424}$$

$$\sigma_s = 10.01MPa < \sigma_{cs} = 21MPa \Rightarrow CV$$

$$\sigma_i = \frac{P_2}{S} - \frac{P_2 \times e_0 \times V_{sup}}{I_G} - \frac{M_{max} \times V_{sup}}{I_G} \geq \sigma_{ti} = -2.4MPa$$

$$\sigma_i = \frac{9.32}{1.090} - \frac{9.32 \times (-1.253) \times 1.353}{0.424} - \frac{13.24 \times 1.353}{0.424} \geq \sigma_{ti} = -2.4MPa$$

$$\sigma_i = 3.57MPa > \sigma_{ti} = -2.4MPa \Rightarrow CV$$

IX.7.4 Ferrailage passif longitudinal

Pour les armatures passives longitudinaux, nous choisissons les aciers du type (HA) et une nuance FeE500.

$$Fe = 500MPa$$

IX.7.4.1 Armatures de peau

La section de ces armatures doit être de telles manières à avoir, selon le B.P.E.L, une disposition de 3cm²/ml longitudinalement et 2cm²/ml dans le sens transversal.

$$\text{Soit: } \frac{0.1}{100} \times 10903.85 = 10.90$$

On prend: 3HA12 (3.39cm²) dans le sens longitudinal

Et, 3HA10 (2.36cm²) dans le sens transversal

IX.7.4.2 Armatures longitudinales dans la zone tendue

Pour déterminer ces types de armatures il faut tout d'abord distinguer deux cas possibles d'étude, selon la position d'axe neutre dans la poutre considérée.

- SI $M_f \leq M_0$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression et la section de calcul devient d'un rectangle de dimension $(b \times h_0)$.
- SI non ($M_f > M_0$), l'axe neutre se trouve dans la nervure donc ,la section de calcul est une section en T ;

$$M_f = 1787,967 \text{ t.m} = 15906,55 \text{ kn.m}$$

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \times h_0 \times b \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \quad (9.)$$

$$\bar{\sigma}_b: \text{Contraint limite du béton, } \bar{\sigma}_b = \frac{0.85f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 35}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

h_0 : Épaisseur de la table de compression, ($h_0 = 12 \text{ cm}$)

b : Largeur de la table de compression, ($b = 120 \text{ cm}$)

d : hauteur utile de la poutre, ($d = h - \frac{h}{10} = 157.5 \text{ cm}$)

$$M_0 = 19.83 \times 12 \times 120 \times \left(157.5 - \frac{12}{2}\right)$$

$$M_0 = 4326112.8 \times 10^{-3} = 4326 \text{ kn.m}$$

$M_f > M_0$, donc l'axe neutre se trouve dans la nervure, dans ce cas la section de calcul est en T é

Moment dans la nervure

$$M = M_f - \bar{\sigma}_b \times h_0 \times (b - b_0) \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M = 15906,55 - 19.83 \times 12 \times (120 - 20) \times \left(157.5 - \frac{12}{2}\right)$$

$$M = -3589187.45 \text{ N.m}$$

Moment réduit dans la nervure

$$M_n = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \times b_0 \times d^2} = 0.365$$

Pour l'acier FeE500 le moment réduit limite est dit égal à $M_l = 0.372$

$M_n < M_l$, donc :il ne y a pas des armatures de compression (solution économique).

En fin, Selon le B.P.E.L les armatures longitudinales dans la zone tendue sont déduits à partir de la formule suivante :

$$A = \frac{\frac{M}{\beta d} + \bar{\sigma}_b \times (b - b_0) \times h_0}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \quad \text{avec :} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2M_n})$$

$$\alpha = 0.600 \quad \text{et} \quad \beta = 0.760$$

$$A = \frac{\frac{3589187.45 \times 10^{-6}}{0.760 \times 157.5} + 19.83 \times (120 - 20) \times 12}{435}$$

$$A = 54.70 \text{ cm}^2$$

Pour les armatures dans la zone tendue, il a été choisi après vérifications, 7T32 ce qui correspond à une section de armatures de 56.30 cm².

Suite à la Vérifications des efforts tranchants à E.L.S de la poutre, il a été défini les armatures de section 6T16, comme étant capables des limiter les efforts de traction dans les conditions désirées.

Conclusion

En conclusion, la poutre de 40.00 m en béton précontraint préfabriquée selon le procédé post-tension en fonction de son coffrage et son câblage (aciens actifs et passifs) a été vérifiée pour les différentes phases de construction en respectant le règlement BPEL et le fascicule 61 pour les différents cas de Surcharges (la surcharge la plus défavorable).

Conclusion générale

L'étude et conception d'un ouvrage d'art est une expérience enrichissante dans le cycle de formation d'un étudiant ingénieur, qui nécessite la réflexion d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part. L'ingénieur doit donc faire preuve de rigueur et d'un sens de l'observation très développé au cours de l'exercice de son métier.

Dans ce mémoire nous avons fait la conception et l'étude d'un tablier d'un pont à poutre en béton précontraint par post tension.

Dans le cadre de ces études, il nous a été proposé, après l'examen de fournier des solutions fiables, devant aider la mise à niveau d'un pont du type pont à poutre sous chaussée sur la RN11, plus précisément au PK 317+655 à environ 6kms de la commune de Sidi Lakhdar, dans la Wilaya de Mostaganem que garant la sécurité des usagers.

Le choix de type d'ouvrage a été basé essentiellement sur des critères techniques comme la durée d'exécution des travaux et les contraintes fonctionnelles comme le type d'obstacle à franchir. Pour ce que, il a été choisi le tablier à précontraint par post tension comme étant la plus satisfaisante entre les trois variantes proposées.

Sur la partie d'étude, les efforts ont été pointé sur l'étude des éléments de réduction pour trouver les sollicitations maximales et à partir de-là, dimensionner et d'étudier le précontraint nécessaire pour notre structure. Les câbles de la précontrainte sont mise en tension suivant les phases de construction réglementées par le document technique (S.E.T.R.A)

Le présent Project de fin d'étude, nous a permis de comprendre de près le travail de conception et étude de différents éléments d'un ouvrage d'art et sur l'application des règlements techniques (comme : BPEL et BAEL), et encore solidifier les connaissances acquises sur des logiciels (comme : robot, auto CAD, Excel...)

Pour conclure, le présent Projet de fin d'études fut une première expérience, pour nous, de connaître les difficultés rencontrées par les ingénieurs d'étude d'un projet.

Bibliographie

Documents consultés :

- [1] CALGARO JEAN,2000. *Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants*, presse de L'ENPC, Paris.
- [2] THONIER Henry,1985. *Le béton précontraint aux états limites*, presse de L'ENPC, Paris.
- [3] BAEL.91 révisé « *cours de béton armé à état limite* », Paris.
- [4] FASCICULE.61, Titre II. (CPC) *Programmes des charges et épreuves des ponts-routiers*, Paris.
- [5] NFP 18-011, 1992.*Sols et l'eau : Norme française pour l'exécution des essais in-situ et au laboratoire*, Paris.
- [6] *Guide SETRA*,1998. *Guide du projeteur ouvrages d'art ponts courants*, Paris.
- [7] BPEL.83 « *cours de béton précontraint à état limite* », Paris.
- [8] *Guide SETRA*,1998. *Service d'étude technique des routes et autoroutes : guide de conception générale*, Paris

Cahiers des cours :

- [1] *Cours d'ouvrage d'art 3eme licence,1^{er} master*
- [2] *Cours de béton précontraint 1^{er} master*
- [3] *Cours de béton armé 3eme licence*

Mémoire :

Touré A., 2020. Étude d'un tablier de pont à poutres en béton précontraint. Mémoire de master académique, Université de Mostaganem.