

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



Projet de fin d'études



*En vue d'obtention du Diplôme
de Master en Travaux Publics,
Option : Voies et Ouvrages d'Arts*

Thème

*Etude du tablier d'un pont à poutres multiples en béton
Précontraint par pré-tension ; cas de la pénétrante
autoroutière au niveau de Djébahia sur 48km.*



Proposé par : ENGOA Tizi-Ouzou

Réalisé par

Mr : FILALI Nassim

Encadré par :

Mme : MILOUDI. N

Promotion 2020- 2021

REMERCIEMENTS

Avant tout je remercie ALLAH, le tout-puissant de m'avoir accordé la force et la volonté nécessaire pour finir ce travail.

Je tiens à témoigner ma profonde gratitude et mes remerciements les plus sincères à ma promotrice Mme MILOUDI de m'avoir encadré, suivi et soutenu tout le long de ce travail.

Je remercie ma famille pour les sacrifices qu'elles ont fournis, pour que je puisse terminer mes études.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements aux membres du Jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

J'adresse de chaleureux remerciements à tous les enseignants de la filière Travaux Publics, ainsi qu'aux fonctionnaires et administrateurs de la faculté de Génie de Construction.

Je remercie aussi tous mes amis pour leurs aides, leurs Patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.



DEDICACES

***Je dédie ce travail
A Ma chère Mère***

*A la personne la plus chère dans ma vie pour sa
charité, son soutien et son amour, ma chère mère, que
dieu te protège.*

A mes frères et sœurs

*Qui ont toujours su me motiver même dans les
moments de doute. Un grand merci pour leurs
encouragements et leurs soutiens moraux.*

*A la mémoire de mon grand-père qui a pris la place de
mon père, que dieu tout - puissant l'accueille dans son
vaste paradis.*

A toute la promotion (VOA 2020/2021).

Ainsi qu'à l'ensemble de mes amis.

Yacino FILALI



NOTATIONS ET SYMBOLES

- f_{c_j} : Résistance caractéristique du béton à la compression à j jours.
- f_{t_j} : Résistance caractéristique du béton à la traction à j jours.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton.
- f_{b_u} : Résistance caractéristique du béton à l'ELU.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton.
- E_{i_j} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.
- E_{v_j} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.
- f_e : Limite élastique des aciers passifs.
- E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier passif.
- $\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite de traction de l'acier passif.
- E_p : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.
- γ_b : Coefficient de sécurité de l'acier.
- f_{prg} : Limite de rupture garantie des aciers actifs.
- f_{peg} : Limite élastique garantie des aciers actifs.
- f : Coefficient de frottement en courbe.
- A_p : Section des aciers actifs
- \emptyset : Diamètre de la gaine.
- φ : Coefficient de frottement en ligne.
- ρ_{1000} : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.
- h_p : Hauteur de la poutre.
- e_p : Épaisseur de l'âme.
- B : Section brute.
- b : Largeur de la table de compression
- V' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.
- V : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.
- I : Moment d'inertie de la section.
- ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.
- i^2 : Rayon de giration.
- ρ_b : Masse volumique du béton.
- l_c : Largeur chargeable.
- l_v : Largeur d'une voie.
- a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.
- a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

NOTATIONS ET SYMBOLES

G	: Charge permanente.
b_c	: Coefficient de pondération du convoi B_c .
n	: Nombre de voies.
Q	: Charge d'exploitation.
δ	: Coefficient de majoration dynamique (poutre).
δ'	: Coefficient de majoration dynamique (dalle).
R	: Résultantes des charges.
T	: Effort tranchant.
P_K	: Charge critique.
X_ϵ	: Section dangereuse.
Ω	: Aire de la ligne d'influence.
r	: La valeur de la rigidité de l'entretoise.
α	: Paramètre de torsion.
θ	: Paramètre d'entretoisement.
V	: Espacement des poutres.
U	: Espacement des entretoises.
γ_p	: Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.
γ_E	: Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.
I_p	: Moment d'inertie propre de la poutre principale.
I_E	: Moment d'inertie propre de l'entretoise.
K_a	: Coefficient de répartition transversale.
$2b$: Largeur active.
n	: Nombre de poutres.
ρ_p	: Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.
ρ_E	: Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.
P_{\min}	: Précontrainte minimale.
P_I	: Valeur caractéristique maximale de la précontrainte.
P_{II}	: Valeur caractéristique minimale de la précontrainte.
B_n	: Section nette.
B_{br}	: Section brute.
I_n	: Moment d'inertie de la section nette.
I_{br}	: Moment d'inertie de la section brute.
$\overline{\sigma_{bt1}}$: Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.
$\overline{\sigma_{bt2}}$: Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.
P_0	: Effort à l'origine.

NOTATIONS ET SYMBOLES

n	: Nombre de câbles
σ_{sup}	: Contrainte sur la fibre supérieure.
σ_{inf}	: Contrainte sur la fibre inférieure.
\bar{V}	: Effort tranchant limite.
V_M	: Effort tranchant maximum(en charge).
r_m	: Rayon moyen de la pièce.
$(\Delta\sigma_p)_p$: Perte due à la relaxation de l'acier.
$(\Delta\sigma_p)_{\text{flu}}$: Perte due au fluage du béton.
$(\Delta\sigma_p)_r$: Perte due au retrait du béton.
$\Delta\sigma_i$: Pertes instantanées.
$\Delta\sigma_d$: Pertes différées.
$\bar{\sigma}_{\text{bt}}$: Contrainte admissible de traction.
$\bar{\sigma}_{\text{bc}}$: Contrainte admissible de compression.
$\overline{\sigma_x(y)}$: Contrainte normale longitudinale.
$S(y)$: Moment statique / au centre de gravité de la poutre.
N_{bt}	: Contrainte de traction dans le béton.
P_m	: Valeur probable de la précontrainte.
S_t	: Espacement des armatures transversales.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Conception de l'ouvrage

I. Introduction.....	1
II. Présentation de l'ouvrage.....	1
III. Description de l'ouvrage	2
III.1 Superstructure.....	2
III.2 Infrastructure	3
III.3 Reconnaissance du site	3
III.3.1 Donnée fonctionnelles	3
III.3.2 Données relatives à l'obstacle franchi	4
III.3.3 Données naturelles.....	4
III.3.4 Données climatiques.....	5
IV. Choix des variantes	6
IV.1 Pont à poutre en béton précontraint.....	6
IV.2 Pont mixte	7
IV.3 Pont voussoir.....	7
V. Les matériaux utilisés	8
V.1 Béton (BAEL 99)	9
V.2 Acier.....	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement

I. Introduction.....	14
II. Pré dimensionnement des éléments	14
II.1 Hourdis	14
II.2 Les poutres.....	14
II.3 Caractéristiques géométriques des poutres.....	17
II.3.1 Notation	17
II.3.2 Caractéristiques géométriques des sections brutes	19
□ Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis.....	19
□ Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis	20

SOMMAIRE

II.3.3 Caractéristiques géométriques des sections nettes	20
Chapitre III : Charges et surcharges	
I. Introduction.....	21
II. Caractéristiques du pont	21
III. Calcul des charges	22
III.1 Charges permanente	22
III.2 Surcharges d'exploitation	23
IV. Calcul du coefficient de majoration dynamique δ	28
IV.1 Coefficient de majoration dynamique δ_B	28
IV.2 Détermination du coefficient de majoration dynamique δ_M	28
Chapitre IV : Répartition longitudinale des efforts	
I. Introduction.....	29
II. Calcul des moments fléchissant longitudinaux	29
II.1 Moment engendré par les charges permanentes G	29
II.2 Moment engendre par la surcharge A(l)	29
II.3 Moments engendrés par les surcharges B_c	30
II.4 Les Moment engendrés par les surcharges B_t	35
II.5 Moment engendré par la surcharge Mc120	38
II.6 Moment engendré par les surcharges D240	39
III. Calcul des efforts tranchants.....	39
III.1 Effort tranchant engendrés par les charges permanentes G.....	40
III.2 Effort tranchant engendrés par les surcharges A(l)	40
III.3 Efforts tranchants engendré par la surcharge Bc	41
III.4 Effort tranchant engendré par la surcharge Bt	42
III.5 Efforts tranchants engendrés par la surcharge Mc120	42
III.6 Efforts tranchants engendrés par la surcharge D240	43
Chapitre V : Répartition transversale des efforts	
I. Introduction.....	44
II. Flexibilité de l'entretoisement	44

SOMMAIRE

II.1 Moment d'inertie d'entretoise.....	44
II.2 Moment d'inertie équivalente d'une poutre	45
III. Présentation de la méthode de GUYON-MASSONNET.....	46
III.1 Modèle de tablier de pont selon Guyon-Massonnet	46
III.2 Paramètre de torsion α	49
III.3 Détermination du coefficient de répartition transversale $K\alpha$	49
III.4 Largeur active et position active	52
III.5 Détermination de la position réelle des poutres	52
III.6 Détermination de $K\alpha$ moy pour chaque poutre et chaque cas de chargement	54
III.7 Calcul des efforts dans les poutres.....	55
III.8 Combinaisons des efforts aux états limites	58
IV. Conclusion	60
Chapitre VI : Modélisation	
I. Introduction.....	61
II. Modélisation	61
II.1 Présentation du logiciel Robot	61
II.2 Modèle de calcul.....	61
II.3 Les étapes de modélisation	61
II.4 Effort interne dans les poutres	73
II.4.1 Moment fléchissant.....	73
II.4.2 Effort tranchant	74
III. Etude du platelage	76
III.1 Méthode numérique (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017)	76
III.2 Les résultats obtenus avec le logiciel robot millennium	76
III.2.1 Les résultats cartographiques.....	76
IV Ferrailages.....	78
IV.1 Ferrailage de la dalle	78
IV.2 Ferrailage de l'entretoise	81

SOMMAIRE

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

I. Introduction.....	86
II. Principe de précontrainte	86
II.1 Procédé de la pré-tension.....	87
II.2 Phases d'exécution.....	87
II.3 Dimensionnement de la précontrainte.....	88
II.4 Détermination du nombre de câbles.....	90
III. Vérification des sections.....	91
III.1 Vérification des contraintes à la mise en tension	91
III.2 Vérification des contraintes en fibre supérieure.....	91
III.3 Vérification des contraintes en fibre inférieur	92
IV. Les pertes de précontraintes	93
V. Conclusion.....	95

Conclusion générale

Bibliographie

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Conception de l'ouvrage

Figure I. 1: Vue satellite du site de l'implantation de l'ouvrage	1
Figure I. 2: Coupe longitudinale de l'ouvrage	2
Figure I. 3: Coupe transversale de l'ouvrage	4
Figure I. 4: Coupe en plan de l'ouvrage.....	4
Figure I. 5: Carte de la zone sismique de l'Algérie (RPOA 99 VERSION 2003)	5
Figure I. 6: Diagramme contrainte déformation du béton a L'ELU	11
Figure I. 7: Diagramme déformation contrainte pour les aciers passifs a L'ELU	12
Figure I. 8: Diagramme des contraintes des aciers de précontrainte.....	13

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Figure II 1: Coupe transversale d'une poutre.....	14
Figure II 2: Dimension de la section adoptée.....	17
Figure II 3: Les notations utilisés.....	18
Figure II 4: Caractéristique géométrique de la poutre	19

Chapitre III : Charges et surcharges

Figure III. 1: Système Bc.....	25
Figure III. 2: Système Bt	26
Figure III. 3: Système Br	26
Figure III. 4: Système Mc120.....	27
Figure III. 5: Système D240	27

Chapitre IV : Répartition longitudinale des efforts

Figure IV. 1: Répartition longitudinale de la charge permanente G	29
Figure IV. 2: Système Bc disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinale).....	30
Figure IV. 3: Recherche du moment maximal	31
Figure IV. 4: Linge d'influence du moment P3	32
Figure IV. 5: Linge d'influence du moment sous P4	33
Figure IV. 6: Chargement type sous un tandem (système Bt)	35
Figure IV. 7: Moment max sous P1	36
Figure IV. 8: Moment max sous P2	37
Figure IV. 9: Position de Mc120.....	38
Figure IV. 10: Position de D240 sur la travée	39
Figure IV. 11: Schéma statique d'une poutre.....	40
Figure IV. 12: Linge d'influence de l'effort tranchant à 0L	40
Figure IV. 13: Position du système Bc donnant Tmax à 0L	41
Figure IV. 14: Position du système Bt	42

LISTE DES FIGURES

Figure IV. 15: Surcharge Mc120.....	43
Figure IV. 16: Surcharge D240.....	43

Chapitre V : Répartition transversale des efforts

Figure V. 1: Modèle de tablier de pont selon Guyon-Massonnet	46
Figure V. 2: Section intermédiaire réelle de la poutre et sa section équivalente	47
Figure V. 3: Linge d'influences du K_a pour chaque poutre.....	54

Chapitre V : Modélisation

Figure VI. 1: Définition des unités.....	62
Figure VI. 2: Définition des linges de construction.....	62
Figure VI. 3: Définition de la section équivalente.....	63
Figure VI. 4: Définir la poutre	63
Figure VI. 5: Définir les appuis.....	64
Figure VI. 6: Définition des poutres.....	64
Figure VI. 7: Définir les entretoises	65
Figure VI. 8: Définir le panneau de dalle	65
Figure VI. 9: Modélisation du tablier.....	66
Figure VI. 10: Définir les charges.....	66
Figure VI. 11: Chargement sous le poids du revêtement.....	67
Figure VI. 12: Chargement sous le poids des garde-corps	67
Figure VI. 13: Chargement sous le poids des corniches.....	68
Figure VI. 14: Chargement sous le poids des accotements	68
Figure VI. 15: Chargement sous le système A1.....	69
Figure VI. 16: les charges roulantes.....	69
Figure VI. 17: Chargement sous le système Bc.....	70
Figure VI. 18: Chargement sous le système Mc120.....	70
Figure VI. 19: Chargement sous le système D240	71
Figure VI. 20: Définition des combinaisons d'actions.....	72
Figure VI. 21: Lancement du calcul	72
Figure VI. 22: Extraction des résultats.....	73
Figure VI. 23: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU .74	
Figure VI. 24: Diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS .74	
Figure VI. 25: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU75	
Figure VI. 26: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS75	
Figure VI. 27: Flexion longitudinale dans la dalle.....	77
Figure VI. 28: Flexion transversale dans la dalle	77
Figure VI. 29: Plan de ferrailage de l'entretoise	84

LISTE DES FIGURES

Figure VI. 30: Ferrailage de la dalle dans le sens longitudinal.....	84
Figure VI. 31: Ferrailage de la dalle dans le sens transversal.....	85
Figure VI. 32: Vu en plan du ferrailage de la dalle	85

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

Figure VII. 1: Principe de la précontrainte.....	86
Figure VII. 2: Banc de préfabrication	87
Figure VII. 3: Technique de la précontrainte par pré-tension.....	87
Figure VII. 4: Distance de base des câbles.....	92

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Conception de l'ouvrage

Tableau I. 1: Analyse multicritères	7
Tableau I. 2: Diagramme contrainte déformation du béton a L'ELU	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Tableau II. 1: Caractéristique géométrique de la section intermédiaire sans hourdis	19
Tableau II. 2: Caractéristique géométrique de la section intermédiaire avec hourdis	20

Chapitre III : Charges et surcharges

Tableau III. 1: Largeur roulable	21
Tableau III. 2: Largeur d'une voie	21
Tableau III. 3: Valeur du coefficient a_1	23
Tableau III. 4: Valeur de b_c	25

Chapitre IV : Répartition longitudinale des efforts

Tableau IV. 1: Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge A(L)	30
Tableau IV. 2: Vérification de l'inégalité	31
Tableau IV. 3: Lignes d'influence du moment sous P3	33
Tableau IV. 4: Ligne d'influence sous P4	34
Tableau IV. 5: Calcul du moment max sous P1 (pour une seule file de roue).....	36
Tableau IV. 6: Calcul du moment max sous P2 (pour une seule file de roue).....	37
Tableau IV. 7: Les lignes d'influence du à la surcharge B_c a 0,0L.....	42

Chapitre V : Répartition transversale des efforts

Tableau V. 1: Valeur de K_0 pour $\theta=0,70$	50
Tableau V. 2: Valeur de K_1 pour $\theta=0,70$	50
Tableau V. 3: Valeur de K_0 pour $\theta=0,75$	51
Tableau V. 4: Valeur de K_1 pour $\theta=0,75$	51
Tableau V. 5: Exemple de calcul pour K_0	51
Tableau V. 6: Valeur de K_0 pour $\theta=0,74$	51
Tableau V. 7: Valeur de K_1 pour $\theta=0,74$	52
Tableau V. 8: Valeur de K_a pour $\theta=0,74$	52
Tableau V. 9: Position réelle des poutres	52
Tableau V. 10: Exemple de calcul	53
Tableau V. 11: Valeur du coefficient K_a pour chaque poutres	53
Tableau V. 12: Les valeurs de K_a pour chaque poutre et chaque type de chargement	55
Tableau V. 13: Efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P6	55
Tableau V. 14: Efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P7	56
Tableau V. 15: Efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P8	56
Tableau V. 16: Efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P9	57

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V. 17: Efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P10	57
Tableau V. 18: Efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P11	58
Tableau V. 19: Efforts internes réels dans les poutres après combinaison pour la poutre P6	58
Tableau V. 20: Efforts internes réels dans les poutres après combinaison pour la poutre P7	59
Tableau V. 21: Efforts internes réels dans les poutres après combinaison pour la poutre P8	59
Tableau V. 22: Efforts internes réels dans les poutres après combinaison pour la poutre P9	59
Tableau V. 23: Efforts internes réels dans les poutres après combinaison pour la poutre P10	60
Tableau V. 24: Efforts internes réels dans les poutres après combinaison pour la poutre P11	60

Chapitre VI : Modélisation

Tableau VI. 1: Les combinaisons d'actions	71
Tableau VI. 2: Espacement des armatures	80

Chapitre VII : Etude de la précontrainte

Tableau VII 1 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire avec hourdis.....	88
----------------------------------------------------------------------------------------------------	----



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Grâce aux innovations technologiques et aux moyens puissants de réalisation, en plus des demandes croissantes de communication, la construction d'ouvrages d'art, particulièrement, les ponts est en pleine expansion.

L'élaboration d'un projet de pont nécessite une connaissance approfondie du domaine d'emploi des différents types de structures porteuses et de fondations, des bases de leur dimensionnement et des sujétions d'emploi des différentes méthodes d'exécution. On doit tenir compte de toutes les données, naturelles et fonctionnelles, liées au site et à la destination d'un ouvrage qui s'inscrit toujours dans le cadre général d'une opération d'équipement collectif. Le respect de l'environnement impose des exigences, allant d'une intégration harmonieuse de l'ouvrage dans son site au choix des matériaux de construction, qu'il convient de prendre en compte avec rigueur et précision dès les premières étapes de l'étude. Enfin, on doit avoir le souci du détail et le sens des dispositions constructives pour assurer à son œuvre un bon fonctionnement et une durabilité correspondant à une optimisation socio-économique raisonnée.

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres en béton armé, fait largement appel à la préfabrication. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

- Les ponts à poutres précontraints par pré-tension (PRAD), objet du présent document, qui occupent une gamme de portées allant de 10 à 30 mètres.
- Les ponts à poutres précontraints par post-tension (VIPP), qui sont employés pour des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

Dans ce travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par le calcul des caractéristiques du tablier et les matériaux utilisés, où on s'intéresse dans le chapitre (III) et (IV) à la présentation des charges et surcharges ainsi qu'au calcul longitudinal, au chapitre (V), en traitant le calcul transversal avec la méthode de Guyon Massonnet. Ensuite nous définissons les étapes nécessaires pour la modélisation d'un pont à poutre, ainsi que l'interprétation des résultats. Une comparaison entre la méthode numérique et analytique est définie en chapitre (VI). Enfin, nous présentons dans le dernier chapitre, l'étude de la précontrainte et les justifications des contraintes.

Chapitre I

Conception de l'ouvrage



I. Introduction

La conception des ponts c'est la phase la plus difficile dans l'élaboration d'un projet. Pour les ponts, c'est elle qui permet de fixer la nature et le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. C'est pour cela que nous avons proposé les deux variantes suivantes.

- Pont à poutres en béton précontraint par post-tension.
- Pont mixte à poutres métalliques.
- Pont vousoir

II. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de cette étude se situe sur la pénétrante autoroutière reliant Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest au niveau de Djébahia sur 48km, notre travail s'accroît sur *les deux viaducs du PK 24+315.710 Au PK 24+433.651*. Comme ce sont des viaducs identiques, le calcul se fera seulement pour un seul viaduc. La location Via 14 est affichée dans la Figure ci-dessous.

Les travaux de reconnaissances géotechniques ont été effectués par le Laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P). Le bureau d'étude d'ouvrage d'art chargé de la réalisation des études des ponts à poutres, comme le cas de notre projet est l'Entreprise National des Grands Ouvrages d'Arts (ENGOA).



Figure I. 1: Vue satellite du site de l'implantation de l'ouvrage

III. Description de l'ouvrage

L'ouvrage que nous allons étudier comporte deux structures.

La structure (GAUCHE) est constituée par 3 tabliers égaux et parallèles avec une longueur totale de 87.94 mètres divisée en une travée de 28.98 + 30.31 + 28.65 mètres

La structure (DROITE) est constituée par 3 tabliers égaux et parallèles avec une longueur totale de 87.20 mètres divisée en une travée de 28.55 + 30.00 + 28.65 mètres

Remarque : l'ouvrage se compose de deux ponts parallèles et identiques mais l'étude est faite pour un seul pont

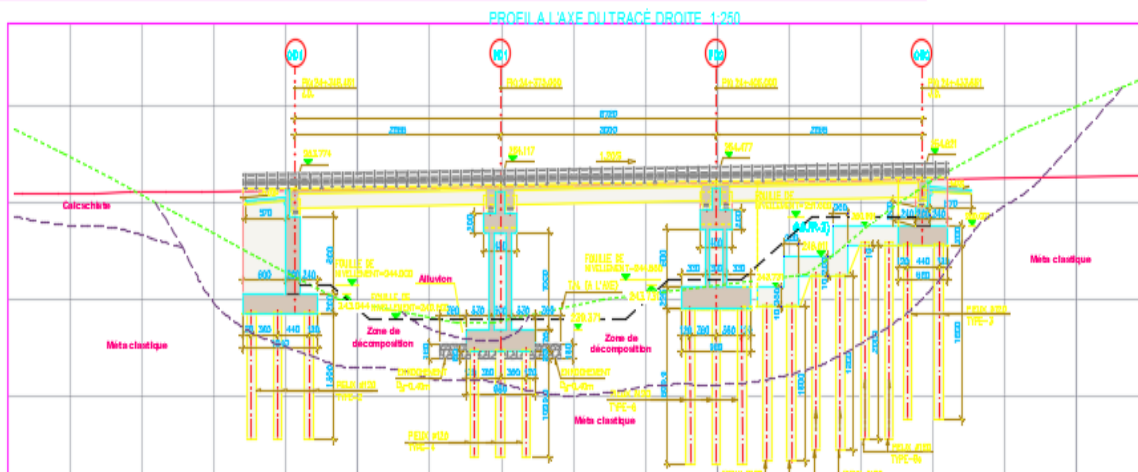


Figure I. 2: Coupe longitudinale de l'ouvrage

III.1 Superstructure

➤ Portée

Chacun des deux viaducs comprend 3 travées (3*2), séparé par un joint de chaussée avec une longueur totale (portée) de 87.20m est une largeur de 13.88m.

➤ Poutre (en béton précontraint)

Le béton précontraint est un matériau de **construction composite** dans lequel ont été préalablement introduit des tensions opposées à celles qu'il devra subir une fois mis en œuvre.

➤ Equipement

- **Les corniches :** élément d'aspect architectural, la corniche permet d'une part de couronner le bord latéral extérieur de l'hourdis et le protège, et d'autre part permet l'ancrage d'autres équipements notamment les barrières, les lampadaires, etc.
- **Les barrières :** protection des personnes et des biens contre les chutes dans l'obstacle franchit.
- **Les gargouilles :** dispositif d'évacuation des eaux de pluies hors de l'ouvrage.
- **Les joints de chaussées :** permettent de lutter contre les fissurations de la chaussée.
- **Les systèmes d'étanchéité :** protège le hourdis contre l'infiltration des substances nocifs telles que : l'eau de ruissellement, l'huile de moteur, etc.

- **La couche de roulement** : assure le confort de la circulation.
- **Les trottoirs** : dispositifs de sécurité et de confort de la circulation piétonnière et animalière.
- **La dalle de transition** : facilite l'accès à l'ouvrage (pont).

➤ **Tablier**

Les deux tabliers ont une portée de 87.20 m de longueur et 13.88 de largeur composée de 11 poutres dans chaque travée. La hauteur des poutres est de 1.5 m, appuyées sur des appareils d'élastomère fretté, et une dalle supérieure de 25 cm d'épaisseur qui sera coulée in situ sur les prédalles de béton armé disposées dessus les poutres.

Les charges ramenées par le tablier sont transmises aux culées par l'intermédiaire des appareils d'appui de type élastomère fretté.

III.2 Infrastructure

➤ **Pile (en béton armé)**

Les piles sont des fûts de hauteur variable, surmontées de chevêtre qui supportent les poutres, le nombre des piles est de 2.

➤ **Culée (en béton armé)**

Ce sont des culées massives, composée de murs frontaux, de murs en retour, de murs garde-grève et de corbeaux d'appui, le nombre des culées est 2, une au début de viaduc et l'autre à sa fin.

• **Fondations (en béton armé)**

Cet ouvrage sera fondé sur des pieux et sur des semelles filantes.

III.3 Reconnaissance du site

III.3.1 Donnée fonctionnelles

a. Profil en long (figure I-2)

Le pont comporte une longueur totale égale à 87.20

b. Profil en travers

Le profil en travers (figure 1-3) est l'ensemble des éléments définissant la géométrie et l'équipement de la voie dans le sens transversal.

- La largeur totale de l'ouvrage : 13.88 m.
- Largeur chargeable : $L_c = 12.50\text{m}$
- Largeur roulable : $L_r = 10.5\text{m}$.
- Nombre de voies de circulations : $N = L_r/3 \Rightarrow N = 3$ voies.
- Largeur de trottoir : $L = 1\text{m}$.
- La pente : 2,5 % en toit.

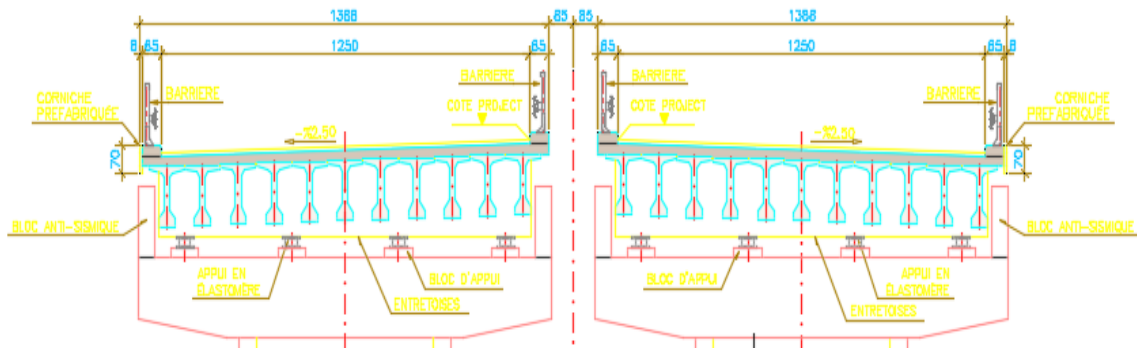


Figure I. 3: Coupe transversale de l'ouvrage

c. Profil en plan

L'alignement en plan donne la définition géométrique du tracé en plan de l'axe de la voie. On remarque que la voie portée est égale à 13.88 m.

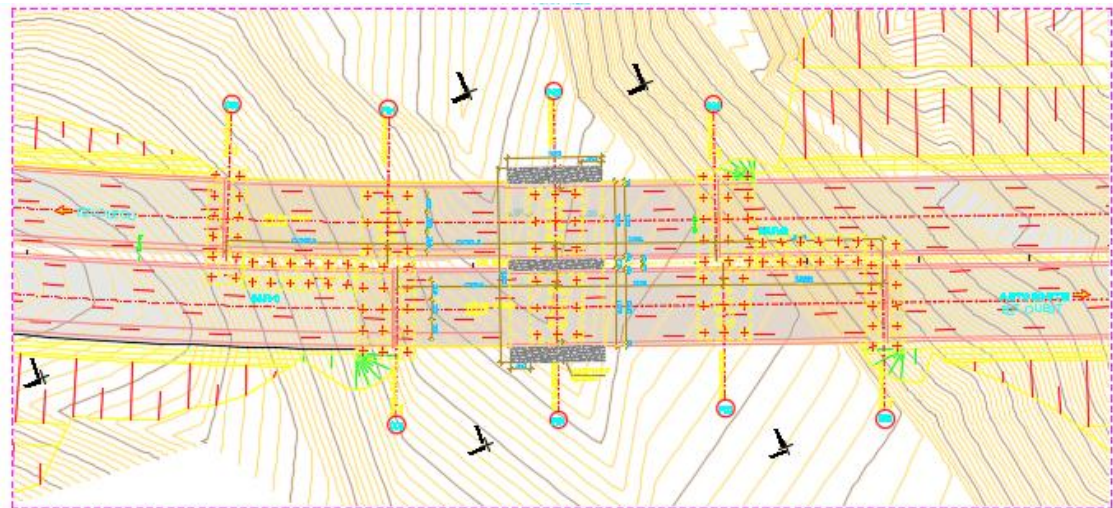


Figure I. 4: Coupe en plan de l'ouvrage

III.3.2 Données relatives à l'obstacle franchi

Tirant d'air : Il s'agit d'espace libre à réserver sous l'intrados du tablier lors du franchissement d'une voie de circulation terrestre ou autre. On doit réserver sous l'intrados du tablier et le niveau des hautes eaux connues (NHEC) une distance de sécurité minimale qui vaut **1,5m (RCPR référence)**.

III.3.3 Données naturelles

a) Géotechnique

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité. Dans le domaine des ouvrages d'art ou de la construction en général, le risque le

plus grave est celui de l'insuffisance des études géotechniques liée souvent à l'acceptation des variantes d'où la position des appuis, de ce fait il faut augmenter les marges de sécurité qu'induit une augmentation du prix. La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

b) Données topographique

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

c) Données sismologiques

En ce qui concerne la sismicité cela a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008). Selon la norme citée, les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, dedans le groupe 2. La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la Zone IIa et, pour ce groupe, le coefficient d'accélération à prendre en compte est $A = 0,25$, (RPOA 2008).

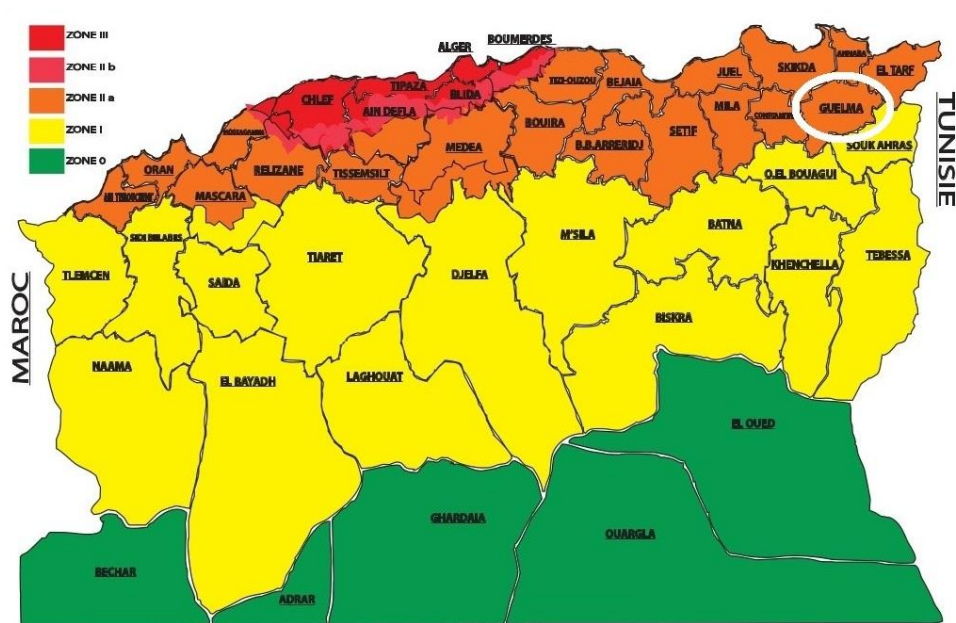


Figure I. 5: Carte de la zone sismique de l'Algérie (RPOA 99 VERSION 2003)

III.3.4 Données climatiques

➤ **La température**

Les effets de variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis. L'ouvrage d'art a été considéré comme situé dans une zone a température variante entre : Températures Min;

Max:10°C; 35°C ΔT de calcul = 25°

➤ **La neige**

Etant donné que les charges véhiculaires sont supérieures à celles de la neige accumulée et qu'elles n'agissent pas simultanément, les charges de neige seront négligées.

➤ **Le vent**

Les effets du vent sont bien pris en compte dans le calcul des constructions et sont effet au niveau du tablier et au niveau des piles, et la vitesse de référence prise égale à 28 m/s

IV. Choix des variantes

A la recherche de la solution engendrant le meilleur profit technico-économique tout en respectant les contraintes naturelles et fonctionnelles imposées. Comme dans le domaine des ouvrages d'art, la solution d'un problème de franchissement d'un obstacle n'est pas unique, la prochaine partie de notre travail comporte une analyse des différentes variantes existantes, leurs avantages, leurs inconvénients et leurs modes de construction qui dispose du matériel spécifique. Suite au recueil des données naturelles et fonctionnelles, on peut éliminer les ponts dalles en béton précontraint coulé en place vu à la circulation des eaux, ce qui engendre une grande difficulté d'étayage et de coffrage. On a opté à proposer trois variantes les plus adaptées et faire une étude comparative selon les avantages et les inconvénients que représente chaque variante.

IV.1 Pont à poutre en béton précontraint

Un pont en béton précontraint est un pont dont la structure porteuse (arc ou poutre), est en béton précontraint. Un pont dont le tablier est en béton précontraint (la poutre).

Dans le précontraint on utilise deux techniques (pré-tension et post tension) avec les vérines :

➤ **La pré-tension $L < 30m$**

Dans la précontrainte par pré-tension (le plus souvent utilisée en bâtiment), les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence. Cette technique ne permet pas d'atteindre des valeurs de précontrainte aussi élevées qu'en Post-tension.

➤ **La post tension $L \geq 30m$**

La Post-tension consiste à disposer les câbles de précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos. Cette technique, relativement complexe, est généralement réservée aux grands ouvrages (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).

IV.2 Pont mixte

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier (Tablier) et en béton armé (Pilles et Culées).

IV.3 Pont voussoir

Ces ponts sont construits à partir des piles en confectionnant des voussoirs qui s'adaptent d'une manière très performante aux actions mécaniques telles que la torsion, soit dans des ateliers de préfabrication, soit directement dans des coffrages portés par des équipages mobiles; ces voussoirs sont fixés, à l'aide des câbles de précontrainte, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite. Le tablier à hauteur variable devient plus économique et esthétique et il s'adapte sur une gamme de portées allant jusqu'à 300 m.

Le domaine d'emploi privilégié des ponts à tablier en caisson en béton précontraint construits par encorbellements successifs est celui des portées comprises entre 80 et 150m, mais cette technique peut être employée sans problèmes majeurs jusqu'à 300 m, pour des largeurs courantes. Au-delà de cette dernière valeur, les quantités de matière augmentent rapidement, ce qui limite la compétitivité de la méthode.

❖ Analyse multicritères

Pour cette analyse nous résumerons notre étude de variantes en cinq points importants dans le tableau suivant :

Tableau I. 1: Analyse multicritères

	Pont à poutre en béton précontraint			
	Pré-tension	Post-tension	Pont mixte	Pont voussoir
Economie	+	+	-	-
Entretien	+	+	-	+
Esthétique	+	-	+	+
Exécution	+	+	+	-
Délais de chantier	+	+	+	-

Avec :

+ : Favorable

- : Peu favorable

❖ Conclusion

Après analyse multicritères, on opte pour la solution la plus avantageuse qui est le pont à poutre en béton précontraint en pré-tension.

V. Les matériaux utilisés

Les règles BAEL 91 (modifié 99) et BPEL 91 (révisé 99) sont des références utilisées dans le but de fixer les principales caractéristiques mécaniques des matériaux constituant notre ouvrage, ces matériaux sont principalement : Le béton, Les aciers passifs et actifs

Ces règles nous définissent aussi les deux états limites pour lesquelles notre ouvrage devra être vérifié, ces deux états limites sont :

ELU : c'est l'état au-delà duquel les matériaux dépassent leur portance maximale entraînant ainsi la rupture de l'ouvrage.

ELS : c'est l'état qui définit les conditions limites d'exploitation et de durabilité, par une limitation des flèches et de l'ouverture des fissures.

Pour les deux états limite présentés, le RCPR (2009) considère plusieurs combinaisons de charges présentées comme suit :

$$\text{ELS : } G_{max} + G_{min} + 1,2Q_r + QT_r + 0,6T + 0,5\Delta\theta$$

A l'état limite de service, on considère les combinaisons d'actions suivantes :

- **Combinaisons rares**

$$G_{max} + G_{min} + 1,2Q_r + QT_r + 0,6T + 0,5\Delta\theta$$

$$G_{max} + G_{min} + 1,2Q_{rp} + QT_r + 0,6T + 0,5\Delta\theta$$

$$G_{max} + G_{min} + T$$

$$G_{max} + G_{min} + \Delta\theta$$

$$G_{max} + G_{min} + W$$

- **Combinaison fréquentes**

$$G_{max} + G_{min} + 0,6 * (1,2)QA + 0,6 QT_r + 0,6T + 0,5\Delta\theta$$

$$G_{max} + G_{min} + 0,6 * (1,2)QB + 0,6 QT_r + 0,6T + 0,5\Delta\theta$$

- **Combinaison quasi permanente**

$$G_{max} + G_{min}$$

ELU :

A l'état limite ultime, on considère les combinaisons d'actions suivantes :

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,5 (QA + QT_r) + 1,5 * 0,6T + 1,5 * 0,5\Delta\theta$$

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,5 (QB + QT_r) + 1,5 * 0,6T + 1,5 * 0,5\Delta\theta$$

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,35 Q_{rp} + 1,5 * 0,6 W$$

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,5 W$$

Avec :

G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables

Q_r : Actions dues aux surcharges routières système A ou B

Q_{rp} : Actions dues aux surcharges militaires ou exceptionnelles

Q_{Tr} : Actions dues aux charges de trottoir

A_d : Séisme

W : Vent sur ouvrage

T : La variation uniforme de température

$\Delta\theta$: Le gradient thermique vertical,

Note : Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règlements BAEL 91 et BPEL 91, qui se base sur la théorie des états limites.

V.1 Béton (BAEL 99)

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise ou spécifiée. Celle-ci notée f_{c28} est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettant de vérifier qu'elle est atteinte.

a. Résistance caractéristique à la compression

C'est la caractéristique mécanique essentielle du béton elle est mesurée à l'âge de 28 jours notée f_{c28} .

- Pour la superstructure : $f_{c28} = 40$ MPa
- Pour l'infrastructure : $f_{c28} = 30$ MPa

b. Résistance caractéristique à la traction

À l'âge de 28 jours la résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj}$$

Soit pour :

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 * 40 \Rightarrow f_{t28} = 3 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 * 30 \Rightarrow f_{t28} = 2.40 \text{ MPa}$$

c. Contrainte limite

Un état limite est celui dans lequel une condition requise d'une construction ou l'un de ces éléments est strictement satisfait, on distingue les états limites ultimes (**E.L.U**) qu'il corresponde à la limite :

- Soit de l'équilibre statique

- Soit de la résistance.
- Soit de la stabilité de forme

La contrainte limite de compression du béton à l'ELU est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b = 1.5$ combinaisons fondamentales

$\gamma_b = 1.15$ combinaisons accidentelles

Pour les justifications à l'ELS on utilise les combinaisons fondamentales :

Soit :

$$\begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 40}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 22.6 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 30}{1.5} \Rightarrow f_{bu} = 17 \text{ MPa} \end{cases}$$

Dans le cas des combinaisons accidentelles à l'ELU :

Soit :

$$\begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 40}{1.15} \Rightarrow f_{bu} = 29.6 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 * 30}{1.15} \Rightarrow f_{bu} = 23.07 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte admissible en compression du béton vaut :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28}$$

Soit pour :

$$\begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * 40 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * 30 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \end{cases}$$

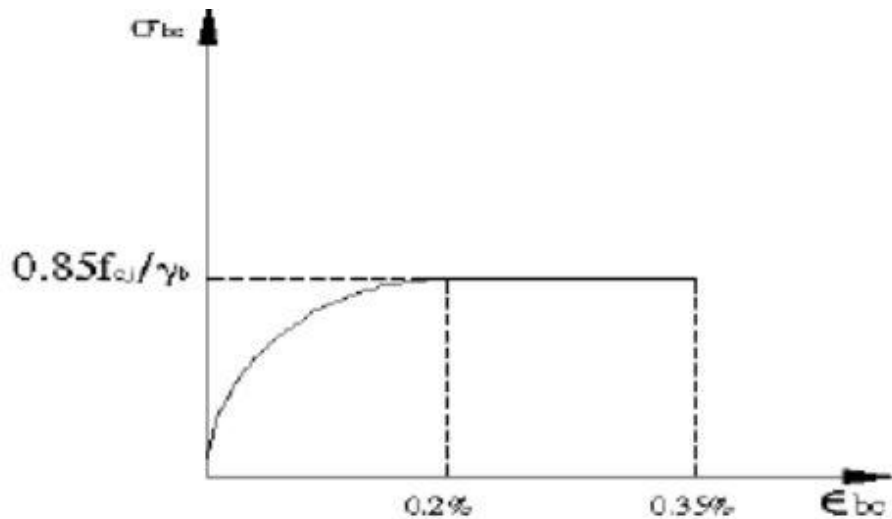


Figure I. 6: Diagramme contrainte déformation du béton a L'ELU

d. Module de Young

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24h le module de déformation instantanée du béton E_{ij} est égal à :

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

Soit pour

$$\begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{40} \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 37620 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{30} \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 34180 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage, la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donnée par la formule :

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

Soit pour :

$$\begin{cases} f_{c28} = 40 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{40} \Rightarrow E_{v28} = 12654 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{30} \Rightarrow E_{v28} = 11497 \text{ MPa} \end{cases}$$

e. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson est pris égale à :

$$\nu = 0.2 \text{ ELS}$$

$v = 0$ ELU

V.2 Acier

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 pour limiter la fissuration.

a. Aciers passif (BAEL)

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

Les armatures passives sont des aciers à haute adhérence de nuance E500

La limite d'élasticité garantie est : $f_e = 500$ MPa

Le module d'élasticité est : $E_s = 210\,000$ MPa

Pour les justifications à l'ELU, la contrainte de traction admissible est :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$\gamma_s = 1,15 \Rightarrow$ Situation durable ou transitoire $\Rightarrow \sigma_s = 434,78$ MPa

$\gamma_s = 1,00 \Rightarrow$ Situation accidentelle $\Rightarrow \sigma_s = 500$ MPa

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte de traction admissible est :

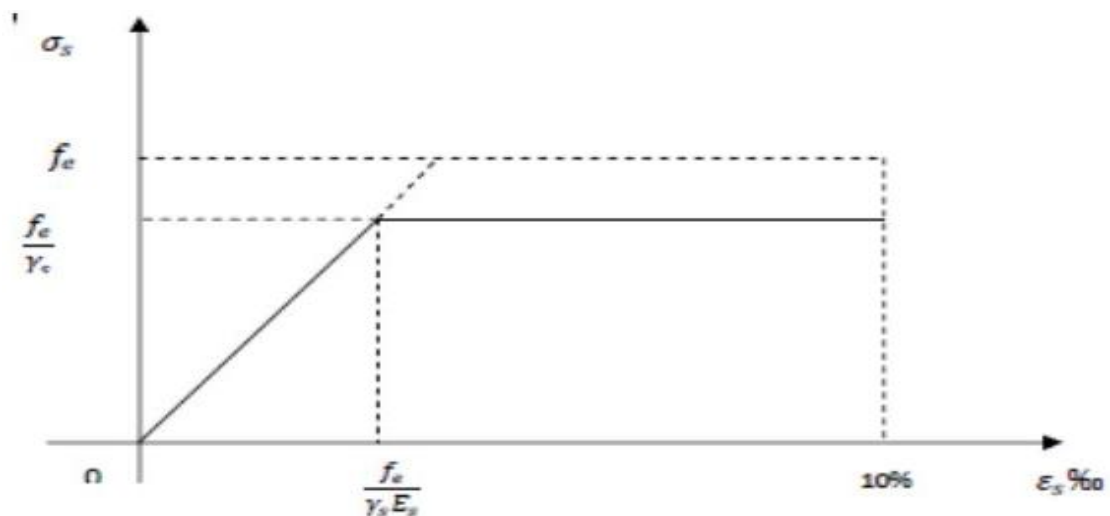


Figure I. 7: Diagramme déformation contrainte pour les aciers passifs à l'ELU

b. Aciers actifs ou de précontrainte (BPEL 99)

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

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

$$P_0 = (0,8 * f_{prg} ; 0,9 * f_{peg}) \text{ (Fascicule N° 62 art 3.2,2)}$$

f_{prg} : La limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte

f_{peg} : La limite d'élasticité de l'acier de précontrainte

➤ La limite d'élasticité

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

➤ Module de Young

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

$$E_p = 195\,000 \text{ MPa}$$

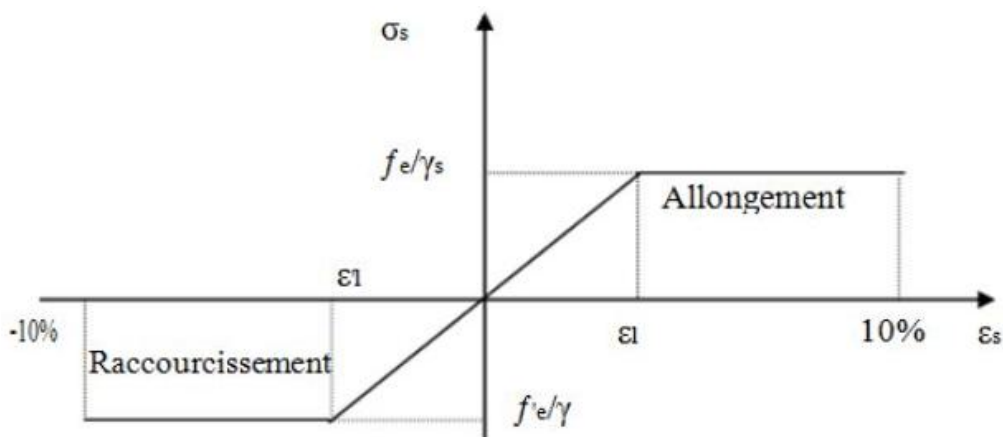
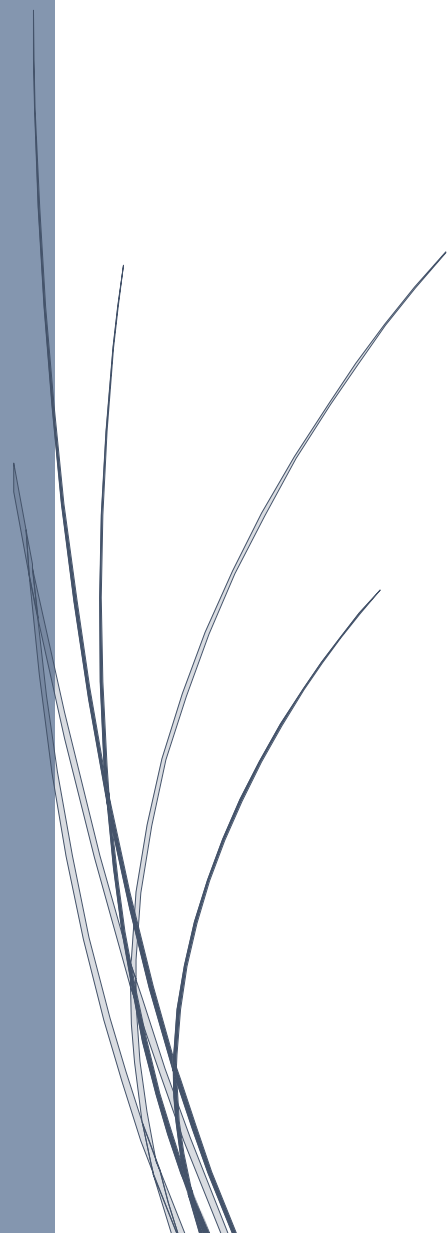


Figure I. 8: Diagramme des contraintes des aciers de précontrainte

Chapitre II

Pré-dimensionnement



I. Introduction

Dans ce présent chapitre nous établirons pré dimensionnement de la superstructure, tout ce qui concerne les caractéristiques de tablier ainsi que ses équipements (poutres, hourdis).

II. Pré dimensionnement des éléments

II.1 Hourdis

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civiles, militaires et exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces dernières aux poutres.

On distingue deux types :

- Hourdis intermédiaire : Le hourdis intermédiaire est coulé entre les poutres, dans le prolongement des tables de compression.
- Hourdis général : c'est une dalle habituellement coulée sur des coffrages perdus sur toute la largeur du tablier. Ces coffrages se présentent sous la forme de dalles en mortier de fibres ou en béton arme.

Dans notre cas, le hourdis adopté est le hourdis général en béton armé.

a. Epaisseur du hourdis

Selon le guide SETRA « Pont-route à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence » § 3.5.2, les valeurs à adopter pour l'épaisseur du hourdis sont de l'ordre de **18 à 20 cm**.

L'épaisseur « h » adoptée pour notre hourdis est : **$h = 25 \text{ cm}$** .

II.2 Les poutres

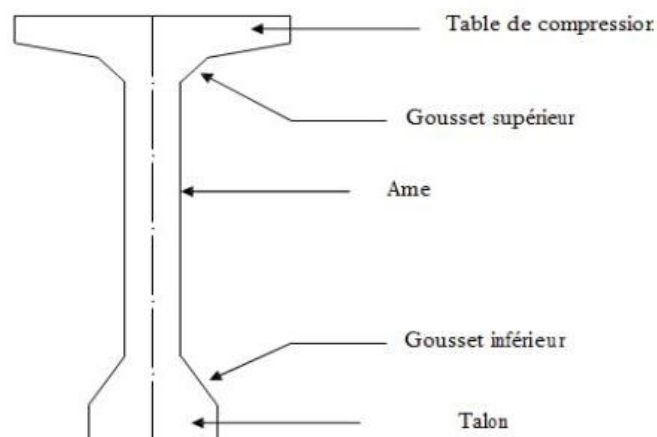


Figure II 1: Coupe transversale d'une poutre

a. L'espacement entre axes des poutres (λ)

Les poutres, de hauteur constante, sont préfabriquées sur chantier. Leur espacement est modéré, généralement de l'ordre **du mètre** pour les élancements courants selon SETRA « Pont-route à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence ».

Dans notre cas, l'espacement est pris égal à $\lambda = 1,21 \text{ m}$.

b. Nombre de poutre

Le nombre des poutres est déterminé par : $N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$

L_a : est la distance entre axe appui de rive $L_a = 12,1 \text{ m}$

$$N = \frac{12,1}{1,21} + 1 = 11 \Rightarrow N = 11 \text{ poutres}$$

c. Hauteur de la poutre

La hauteur des poutres est un paramètre très important, car si la hauteur des poutres préfabriquée est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent ; dans le cas contraire ou la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

La hauteur d'une poutre de pont dont la portée est supérieure ou égale à 20 m ($L \geq 20 \text{ m}$) est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L}{22} \leq H_p \leq \frac{L}{18}$$

Pour $L = 30 \text{ m}$ on aura : $1,36 \leq H_p \leq 1,66$

Donc la hauteur de la poutre est: $H_p = 1,50 \text{ m}$

d. Table de compression (Membrure supérieure)

➤ La largeur de la table de compression

D'après le guide de conception S.E.T.R.A « Ponts à poutres préfabriquées par posttension », § 3.2.3., la largeur de la table de compression ne descendra pas en dessous 60% de la hauteur de la poutre.

$$b > 0,6 H_p \Rightarrow b > 0,6 \times 150 = 90 \text{ cm}$$

Donc, nous adoptons une largeur $b = 1,2 \text{ m}$

e. Talon

Il constitue la fibre inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de précontraintes en section médiane. Il est dimensionné de telle sorte que le béton ne risque pas d'écaler sous la poussée au vide des armatures.

Selon SETRA « Ponts à poutres préfabriquées par prétension », § 3.2.1, les largeurs de talon peuvent atteindre une soixantaine de centimètres pour des hauteurs qui s'échelonnent entre 1,00 et 1,80 mètre.

Donc, nous prenons $b_t = 55 \text{ cm}$.

- La partie verticale du talon ou pied de talon, sa hauteur « h_t » est comprise entre 10 et 20 pour permettre un bon bétonnage.

Nous adoptons $h_t = 20 \text{ cm}$.

f. Epaisseur de l'âme b_0

La largeur de l'âme, généralement comprise entre 20 et 25 centimètres, et cette épaisseur courante de l'âme est suffisante, même au voisinage des appuis. Elle est choisie en fonction de l'espacement entre axes des poutres.

L'épaisseur de l'âme adoptée pour notre poutre est $b_0 = 20 \text{ cm}$

g. Le gousset de jonction entre le talon et l'âme

Elle doit avoir une pente suffisante pour assurer un bon bétonnage du talon. D'après le guide S.E.T.R.A on prend :

$$e_1(\text{gousset sup}) = 12 \text{ cm}$$

$$e_2(\text{gousset inf}) = 22.5 \text{ cm}$$

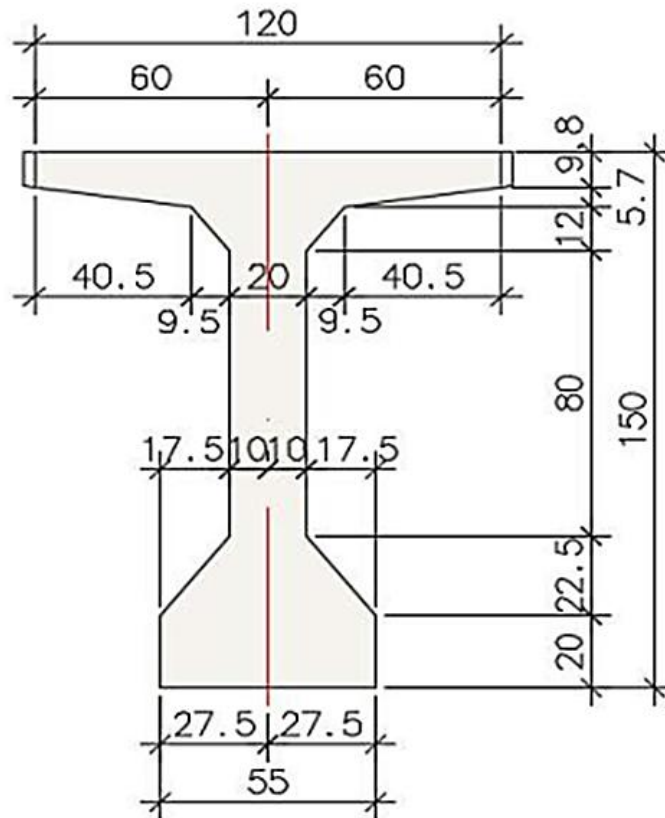


Figure II 2: Dimension de la section adoptée

II.3 Caractéristiques géométriques des poutres

II.3.1 Notation

- Δ : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême
- Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)
- B : section de l'élément
- I_{Δ} : Moment d'inertie de la section considéré e par rapport à (Δ) tel que

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

- I_0 : Montant d'inertie par rapport au centre de gravité.

→ Pour une section triangulaire $\Rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{36}$

→ Pour une section rectangulaire $\Rightarrow I_0 = \frac{bh^3}{12}$

- h : hauteur du rectangle ou du triangle considéré
- b : base du rectangle ou du triangle considéré.
- I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de gravité.

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

- S_{Δ} : moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ)

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

- R : Rayon de giration, avec

$$R = \frac{I_G}{B}$$

- ρ : Rendement géométrique de la section, avec

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

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

$$V = h_t - V' \quad ; \quad V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

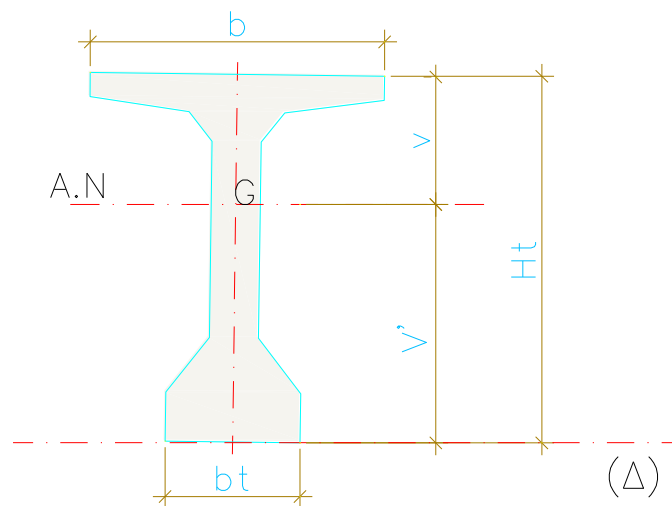


Figure II 3: Les notations utilisés

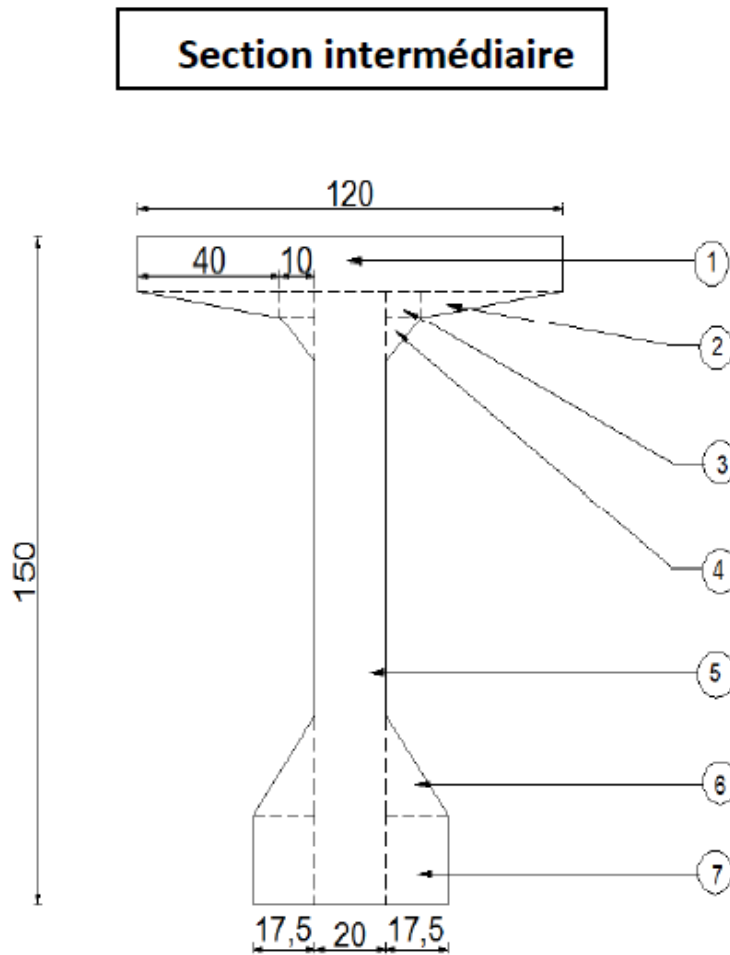


Figure II 4: Caractéristique géométrique de la poutre

II.3.2 Caractéristiques géométriques des sections brutes

➤ Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis

Tableau II. 1: Caractéristique géométrique de la section intermédiaire sans hourdis

Désignation	ht	b	h	dimensions	B	Z	S	I	I _Δ
1	150	20	150	150*20	3000	75	225000	5625000	22500000
2	150	50	9,8	50*9,8*2	980	145,1	142198	3921,633333	20636851,43
3	150	40,5	5,7	(40,5*5,7/2)*2	230,85	138,3	31926,555	208,342125	4415650,899
4	150	9,5	5,7	9,5*5,7*2	108,3	137,35	14875,005	146,611125	2043228,548
5	150	9,5	12	(9,5*12/2)*2	114	130,5	14877	456	1941904,5
6	150	17,5	22,5	(17,5*22,5/2)*2	393,75	27,5	10828,125	5537,109375	303310,5469
7	150	17,5	20	20*17,5*2	700	10	7000	11666,66667	81666,66667
tot					5526,9	663,75	446704,685	5646936,363	51922612,59

I _g	V'	V	r ²	ρ (%)
15818272.8	80,8237321	69,17626789	2862,051566	0,51189563

➤ Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis

Tableau II. 2: Caractéristique géométrique de la section intermédiaire avec hourdis

	h	b	B	Z	S	I	I_Δ
Poutre	150		5526,9	663,75	446704,69	5646936,36	51922612,6
Hourdis	25	121	3025	162,5	491562,5	157552,083	80036458,3
Poutre+hourdis			8551,9	826,25	938267,19	5804488,45	131959071

	I_g	V'	V	r	ρ (%)
Section intermédiaire	29017581,9	109,714472	40,2855284	3393,1152	0,76768954

II.3.3 Caractéristiques géométriques des sections nettes

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

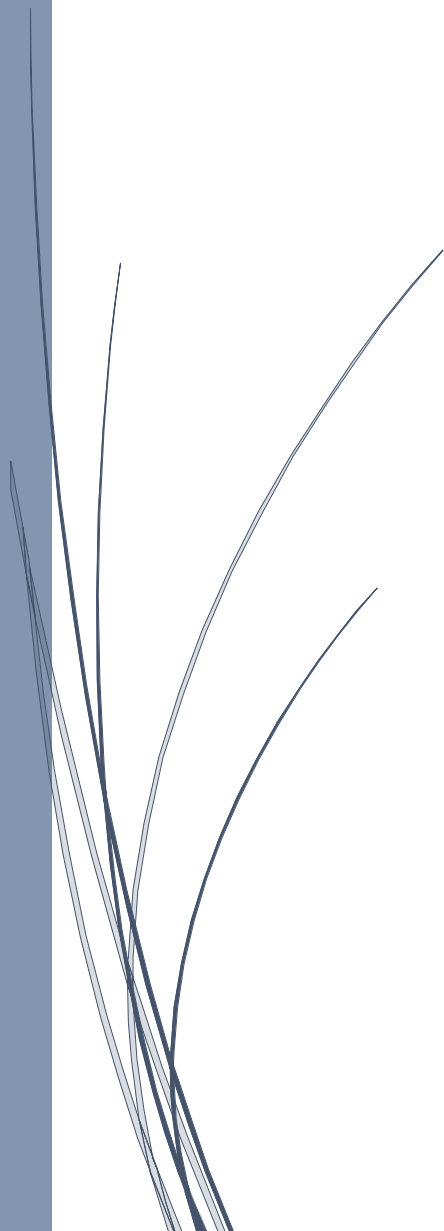
$$B \text{ (nette)} = B \text{ (brute)} - 5\%B \text{ (brute)} = 95\% B \text{ (brute)}$$

$$S_{\Delta} \text{ (nette)} = S_{\Delta} \text{ (brute)} - 8\% S_{\Delta} \text{ (brute)} = 92\% S_{\Delta} \text{ (brute)}$$

$$I_{\Delta} \text{ (nette)} = I_{\Delta} \text{ (brute)} - 10\% I_{\Delta} \text{ (brute)} = 90\% I_{\Delta} \text{ (brute)}$$

Chapitre III

Charges et Surcharges



I. Introduction

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter, car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

II. Caractéristiques du pont

- La largeur totale de l'ouvrage : 13.88 m.
- Largeur chargeable : $L_c = 12.50m$
- Largeur roulable : $L_r = 10.5m$.

Tableau III. 1: Largeur roulable

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7 m$
2	$5,5m < L_r < 7m$
3	$L_r \leq 5,5m$

- Nombre de voies de circulations : $N = L_r/3$
- $N = 10.5/3 \Rightarrow N = 3 \text{ voies}$
- Largeur d'une voie : $L_v = L_r/N$
 $\Rightarrow L_v = 10.5/3 \Rightarrow L_v = 3,5 m$

Tableau III. 2: Largeur d'une voie

La classe	La largeur d'une voie
1	3,5 m
2	3 m
3	2,75 m

- Classe du pont : Pont de 1^{ère} classe.
- Nombre de poutre : 11 poutres.
- Longueur de la poutre : 30 m.
- Epaisseur de la dalle : 0.25m.
- Largeur des trottoirs : $L_{t1} = 1 m$ et $L_{t2} = 1m$.
- La pente : 2,5 % en toit.

III. Calcul des charges

III.1 Charges permanente

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

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

a. Les éléments porteurs

➤ La dalle (hourdi)

Épaisseur de la dalle est de 25cm.

Le poids de la dalle qui revient à la poutre est :

$$P_i = 0,25 \times 13,80 \times 2,5 \times 1 = 8,625 \text{ t/ml}$$

Le poids propre de la dalle qui revient à toutes les poutres (une seule travée) :

$$P_d = P_i \times N_p$$

$$P_d = 8,625 \times 11 = 94,875 \text{ t/ml}$$

➤ Les poutres

$$P_p = 11 \times 0,555 \times 2,5 = 15,2625 \text{ t/ml}$$

➤ Les entretoises

$$P_e = S \times \rho \times n$$

S : surface de l'entretoise

ρ : Poids propre du béton

N : nombre d'entretoise

$$P_e = 2,5 \times (1,907 * 1,20) \times 10 = 57,21\text{t}$$

b. Les éléments non porteurs

➤ Revêtement (la chaussée)

$$P_{\text{revetement}} = 0,08 * 12,5 * 2,4 = 2,4 \text{ t/ml}$$

➤ Accotements

$$P_{\text{accot}} = 0,65 * 0,525 * 2,5 = 0,85 \text{ t/ml}$$

➤ Garde-corps

$$P_{\text{Garde}} = 2 \times 0,2 = 0,4 \text{ t/ml}$$

➤ **Corniche**

$$P_{corniche} = 0,08 \times 0,70 \times 2,5 = 0,14 \text{ t/ml}$$

III.2 Surcharges d'exploitation

a. Système de charge A (RCPR 4.5.1)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la longueur L chargée est donné par la formule suivante :

$$A(l) = 2,3 + \left(\frac{360}{(L + 12)} \right) (\text{KN}/\text{m}^2)$$

Avec :

L : longueur chargée = 30.00 m

$$A(l) = 2,3 + \left(\frac{360}{(30 + 12)} \right) = 10,87 (\text{KN}/\text{m}^2 = 1,087 \text{ T}/\text{m}^2$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A est multipliée par les coefficients a1 de suivant tableau :

Tableau III. 3: Valeur du coefficient a1

Nombres de voies		1	2	3	4	> 5
Classes de ponts	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Du côté de la sécurité, on considère $\Rightarrow a_1 = 0,9$

$$a_2 = \frac{L_v}{L_{v0}} = 1$$

Avec :

v : la largeur d'une voie = 3.50 m

V0 : largeur conventionnelle = 3.50 m

$$\text{Si } A(l) \leq 4 - 0,002l \text{ alors : } A = \max \{ a_1 A(l) ; 4 - 0,002l \}$$

$$\text{Si } A(l) > 4 - 0,002l \text{ alors : } A = a_1 a_2 A(l)$$

Vérification

$$4 - 0,002l = 4 - 0,002 \times 30 = 3,94 \text{ KN}/\text{m}^2 \quad A(l) > 4 - 0,002l$$

Donc :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(l)$$

$$A = 0,9 \times 1 \times 1,087 = 0,978 \text{ T/m}^2$$

Calcul des charges q_A

$$q_A = A \times n \times L_v$$

$$q_A = 0,978 \times 3 \times 3,5 = 10,269 \text{ T/ml}$$

b. Système de charge B

Le système de charges B comprend les surcharges civiles qui peuvent sollicitées et qui se composent en trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types (30 t).
- Le système Bt se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (32 t).
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t).

➤ Surcharge Bc

Un camion type du système Bc comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 300 KN
- Charge portée par chacun des essieux arrière : 120 KN
- Charge portée par l'essieu avant : 60 KN
- Longueur d'encombrement : 10,50 m
- Largeur d'encombrement : 2,5 m
- Distance des essieux arrière : 1,5 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière : 4,5 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu : 2m
- Surface d'impact d'une roue arrière : carré de 0,25 m de côté.
- Surface d'impact d'une roue avant : carré de 0,20 m de côté.

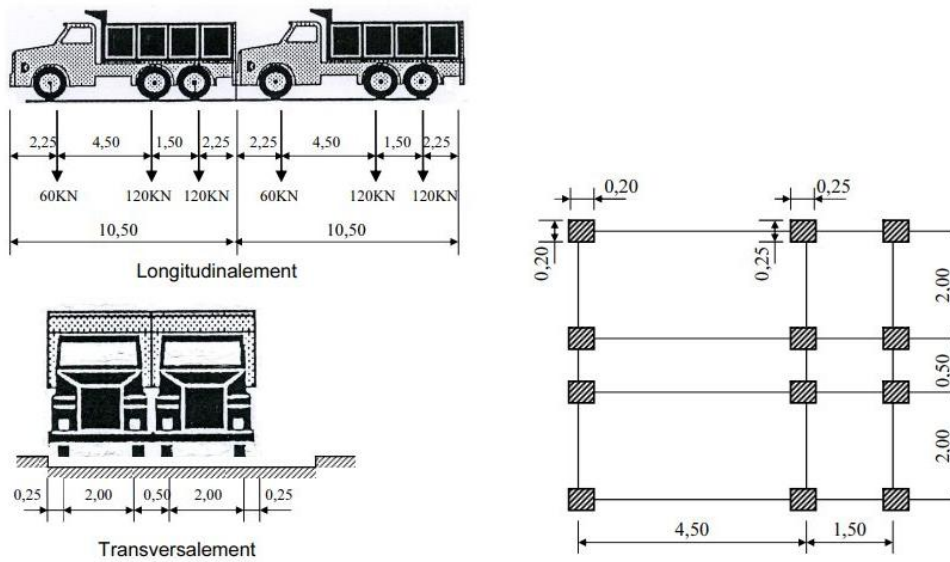


Figure III. 1: Système Bc

$$Bc = 2 \times (30 \times n \times bc)$$

n : Nombre de voies prises dans le calcul.

bc = 0.95 pour un pont de première classe avec trois voies chargées.

$$Bc = 2 \times 30 \times 3 \times 0.95 \rightarrow Bc = 171 t$$

Tableau III. 4: Valeur de bc

Nombres de voies chargées					
Classes de ponts	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

➤ **Surcharge Bt**

Un tandem du système Bt, il comporte deux essieux (2x16t), chaque un à deux roues simples qui répond à la caractéristique suivante.

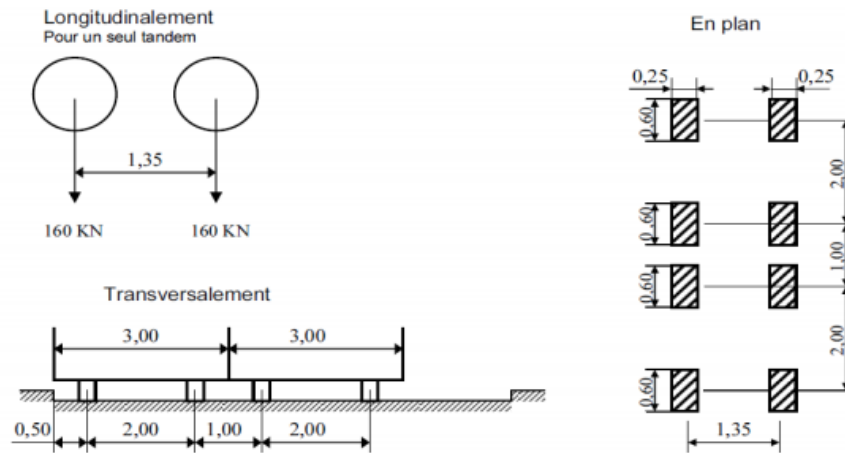


Figure III. 2: Système Bt

$$Bt = 2 \times (16 \times n \times bt)$$

n : Nombre de voies prises dans le calcul.

$bt = 1$ pour un pont de première classe avec deux voies chargées.

$$Bt = 2 \times 3 \times 16 \times 1 \rightarrow Bt = 96t$$

➤ **Système Br**

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être placée n'importe où sur la largeur rouable pour avoir le cas le plus défavorable.

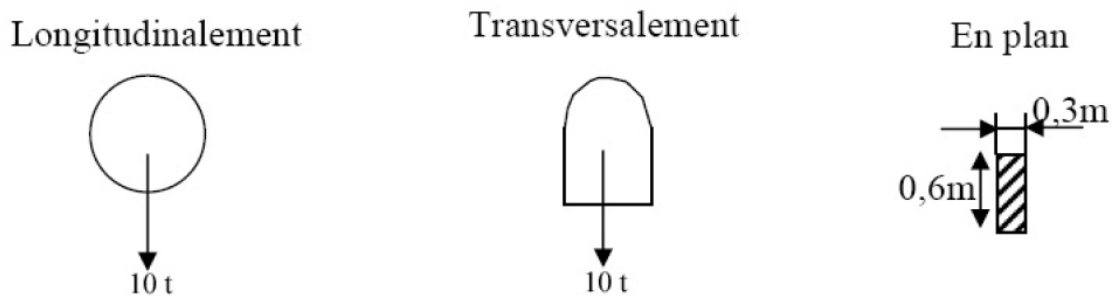


Figure III. 3: Système Br

c. Surcharge militaire M_{C120}

Un véhicule type du système M_{C120} comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale : 1100 kN= 110 t
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1,0 m
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m
- Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

- A distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

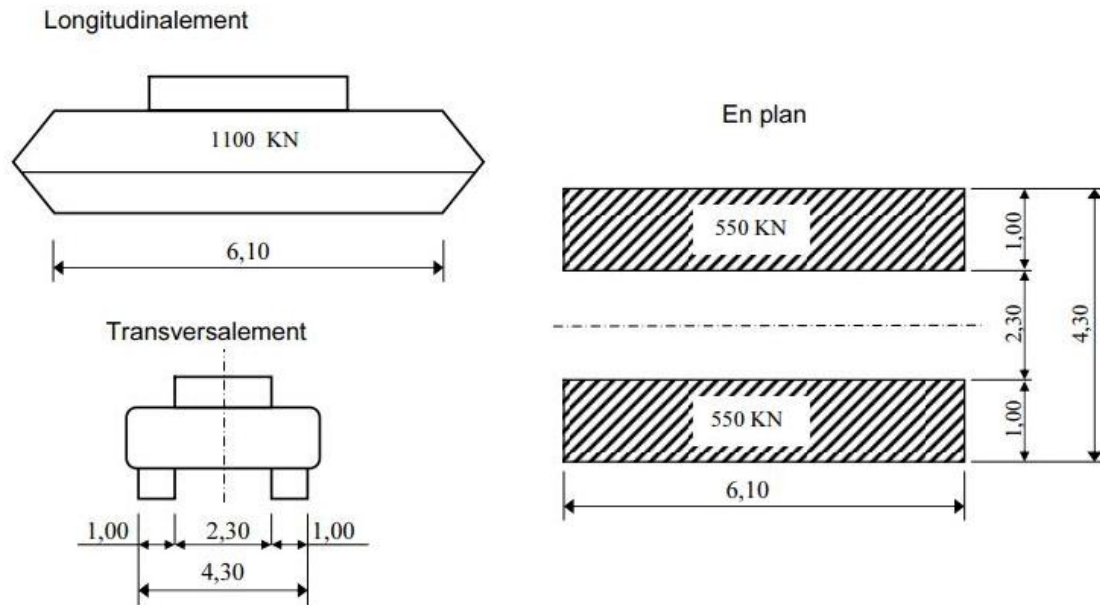


Figure III. 4: Système Mc120

Charge militaire appliquée uniquement sur les itinéraires faisant l'objet d'un classement

$$q_{Mc120} = \frac{110}{6,1} = 18,03 \text{ t/ml}$$

d. Surcharge exceptionnelle types D₂₄₀

C'est une charge de 240t répartie uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m² cette surcharge n'est pas multipliée par un coefficient de majoration dynamique.

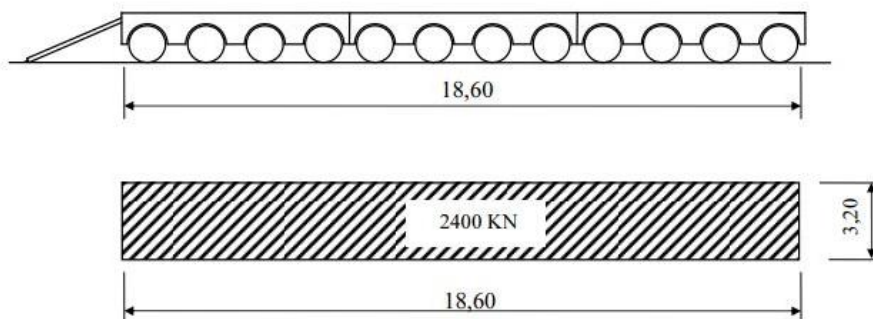


Figure III. 5: Système D240

$$q_{D240} = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t/ml}$$

IV. Calcul du coefficient de majoration dynamique δ IV.1 Coefficient de majoration dynamique δ_B

Les surcharges du système Bc sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\Rightarrow \delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{Q}}$$

- L : longueur de l'élément chargé en mètres
 $\Rightarrow L = 30 \text{ m}$
- G : charge permanente de l'élément chargé
 $\Rightarrow G = 8321 \text{ KN}$
- S : charge d'exploitation
 $\Rightarrow S = 300 \text{ KN}$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 30} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{8321}{300}} = 1,0625$$

IV.2 Détermination du coefficient de majoration dynamique δ_M

$$L = 30,00 \text{ m}$$

$$G = 8321 \text{ KN}$$

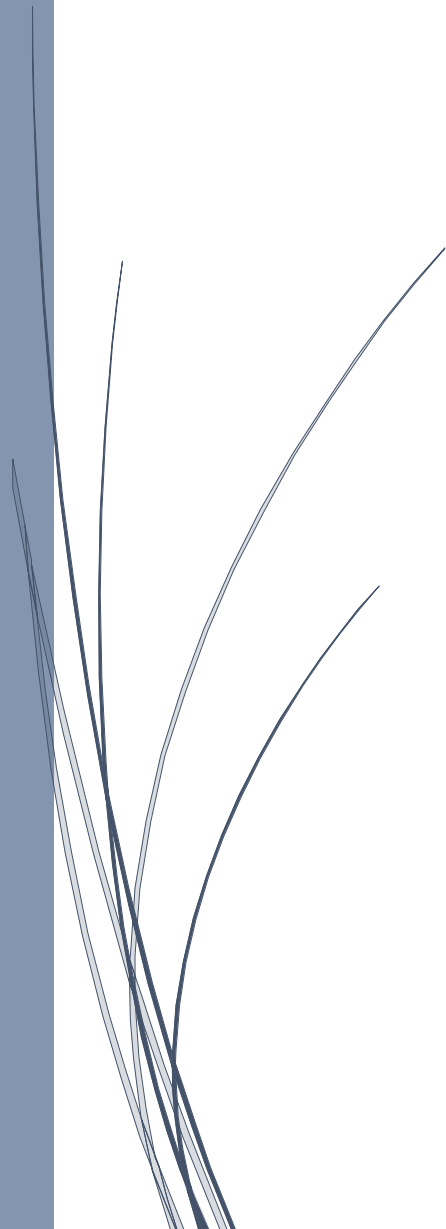
$$S = 1100 \text{ KN}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 30} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{8321}{1100}} = 1,0763$$

Note: Les charges Mc80, Me80 et Me120 n'ont pas été utilisées car la charge Mc120 est la plus critiques.

Chapitre IV

Répartition longitudinale des efforts



I. Introduction

Le calcul consiste à déterminer les efforts internes dans les différentes sections des poutres et cela en considérant le tablier comme une seule poutre reposant sur deux appuis simples. Les efforts ainsi obtenus seront divisés par le nombre de poutres.

Les charges et surcharges à prendre en considération sont calculées dans le chapitre précédent.

II. Calcul des moments fléchissant longitudinaux

II.1 Moment engendré par les charges permanentes G

Poids totale du tablier : $G_T = 832,1 \text{ t}$

Poids totale du tablier par le mètre linéaire : $q = \frac{G_T}{L_T} = \frac{832,1}{30} = 27,74 \text{ t/ml}$

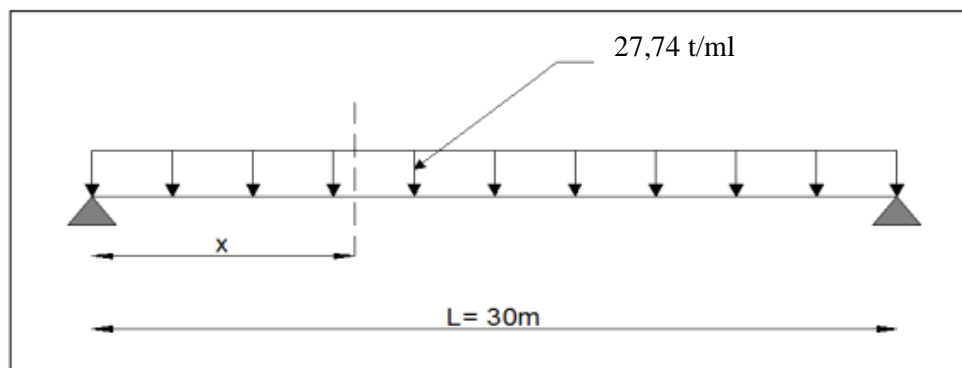


Figure IV. 1: Répartition longitudinale de la charge permanente G

$$M_{\max} = q(t) * \frac{\frac{L}{2} * \frac{L}{2}}{L} = q(t) * \frac{L}{4}$$

$$\Leftrightarrow M_{\max} = 27,74 * \frac{30}{4} = 208,05 \text{ t. ml}$$

II.2 Moment engendre par la surcharge A(l)

- $A = 10,87 \text{ KN/m}^2 = 1,087 \text{ T/m}^2$
- $v = 3,50 \text{ m}$ Largeur d'une voie
- $n = 3$ Nombre de voie
- q_A : la surcharge A par mètre linéaire
- $q_A = 3 * 3,50 * 1,087 * L = 342,41 \text{ t/ml}$ Pour trois voies
- $q_A = 2 * 3,50 * 1,087 * L = 228,27 \text{ t/ml}$ Pour les deux voies
- $q_A = 1 * 3,50 * 1,087 * L = 114,14 \text{ t/ml}$ Pour une voie

En appliquant la formule suivante :

$$M_{\max} = Q * S$$

Avec : S est la section max sous la charge A(l)

Pour une voie chargée

$$M_{\max} = 114,14 * 112,5 = 12840,75 \text{ t.m}$$

Pour deux voies chargées

$$M_{\max} = 228,27 * 112,5 = 25680,38 \text{ t.m}$$

Pour trois voies chargées

$$M_{\max} = 342,41 * 112,5 = 38521,13 \text{ t.m}$$

Le moment fléchissant maximal sous la charge permanente A est illustré sur le **Tableau ci-dessus** :

Tableau IV. 1: Valeurs des moments dans les différentes sections sous la surcharge A(L)

	Section	L/2
	X (m)	15
M (t.m)	01 voie chargée	12840,75
	02 voie chargées	25680,38
	03 voie chargées	38521,13

II.3 Moments engendrés par les surcharges B_c

On utilise le théorème de (**BARRE**) pour déterminer la section dangereuse.

• **Théorème de BARRE**

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

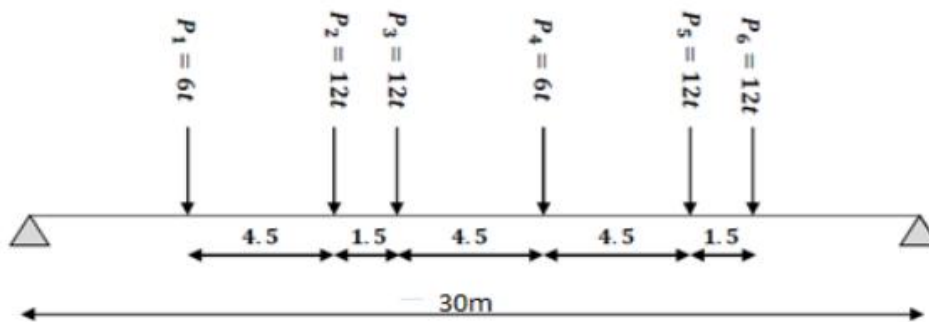


Figure IV. 2: Système Bc disposition de deux camions sur la chaussée (sens longitudinale)

• **Section Dangereuse**

La charge au droit de la section droite vérifier l'inégalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{K-1} P_g \leq \frac{a R}{L} \leq \sum_{i=1}^K P_g + P_k$$

Avec :

P_k est la charge considérée

P_g sont les charges se trouvant à gauche de la charge considérée

a est la distance entre l'appui de gauche est la charge considérée

R est la résultante des charges

Le **Tableau suivant** illustre les résultats de l'inégalité pour chaque charge du système B_c .

Tableau IV. 2: Vérification de l'inégalité

Charges	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Valeurs	6	12	12	6	12	12
L'inégalité	$0 \leq 30 \leq 6$	$6 \leq 30 \leq 18$	$18 \leq 30 \leq 30$	$30 \leq 30 \leq 36$	$36 \leq 30 \leq 48$	$48 \leq 30 \leq 60$
Vérification	non	non	oui	oui	non	non

Résultat : la section dangereuse sera donnée soit par P_3 ou P_4 . Effectivement, d'après Barré la section dangereuse se trouve au niveau des charges les plus voisines de la résultante.

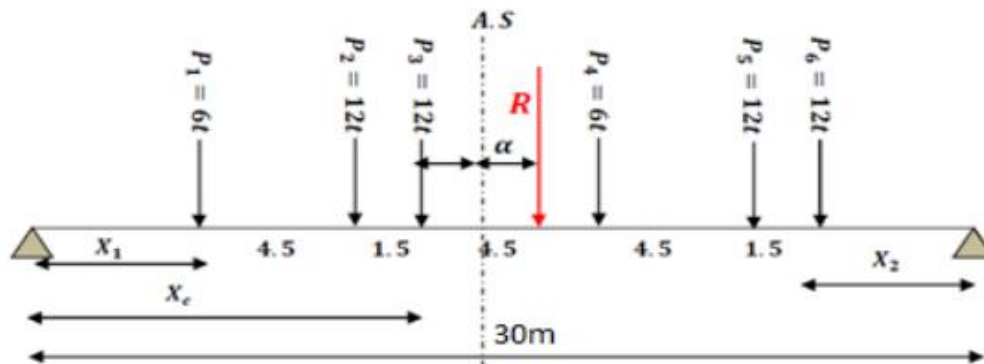


Figure IV. 3: Recherche du moment maximal

$$R = \sum P_i$$

$$R = 6 + 12 + 12 + 6 + 12 + 12 = 60 \text{ t}$$

$$X = \frac{\sum P_i d_i}{R}$$

$$X = \frac{(60 * 0) + (12 * 4,5) + (12 * 6) + (6 * 10,5) + (12 * 15) + (12 * 16,5)}{60} = 9,45 \text{ m}$$

$$2\alpha = X - 6 = 9,45 - 6 = 3,45 \text{ m}$$

$$1- \alpha = 1,725 \text{ m}$$

$$\alpha' = 10,5 - X = 10,5 - 9 = 1,5 \text{ m}$$

$$\frac{\alpha'}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$$

$$X_1 = \frac{L}{2} - (X - \alpha)$$

$$X_1 = \frac{30}{2} - (9,45 - 1,725) = 7,275 \text{ m}$$

$$X_c = X_1 + 4,5 + 1,5$$

$$X_c = 7,275 + 4,5 + 1,5 = 13,275 \text{ m}$$

$$X_2 = L - (X_1 + 16,5)$$

$$X_2 = 30 - (7,275 + 16,5) = 6,225 \text{ m}$$

➤ Le moment sous P_3

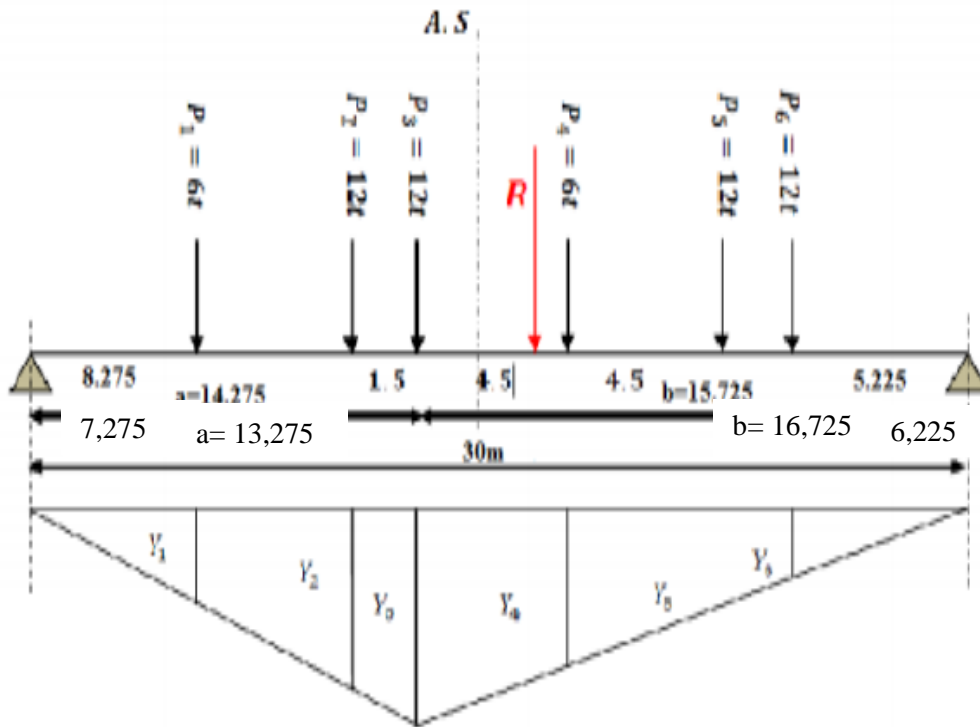


Figure IV. 4: Linge d'influence du moment P_3

D'après la similitude des triangles semblables la valeur de Y_0 est donnée par la formule suivante :

$$Y_0 = \frac{a * b}{L}$$

$$a = X_1 + 4,5 + 1,5 = 7,275 + 4,5 + 1,5 = 13,275 \text{ m}$$

$$b = L - a = 30 - 13,275 = 16,725 \text{ m}$$

$$\Rightarrow Y_0 = \frac{13,275 * 16,725}{30} = 7,41 \text{ m}$$

D'après la règle des trois on a :

- $\frac{Y_0}{a} = \frac{Y_1}{X_1} = \frac{Y_2}{4.5+X_1}$
- $\frac{Y_0}{b} = \frac{Y_6}{X_2} = \frac{Y_5}{X_2+1.5} = \frac{Y_4}{X_2+1.5+4.5}$

Exemple de calcul :

$$\frac{Y_0}{a} = \frac{Y_1}{X_1}$$

$$\Rightarrow \frac{7,41}{13,275} = \frac{Y_1}{7,275}$$

$$Y_1 = \frac{7,41 * 7,275}{13,275} = 4,06 \text{ m}$$

Tableau IV. 3: Linges d'influence du moment sous P3

Y_i	Y_1	Y_2	$Y_3 = Y_0$	Y_4	Y_5	Y_6
Valeurs	4,06	6,57	7,41	5,42	3,42	2,76

Le moment max sous P_3 est donnée par la formule suivante:

$$M_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i Y_i$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 4,06 * 6 + 6,57 * 12 + 7,41 * 12 + 5,42 * 6 + 3,42 * 12 + 2,76 * 12 = 298,8 \text{ t.m}$$

➤ Le moment sous P_4 :

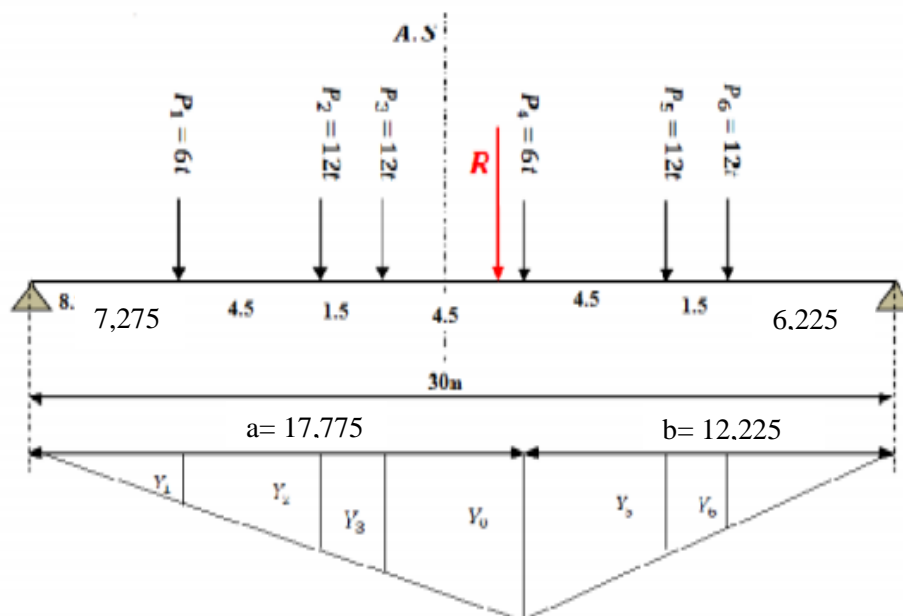


Figure IV. 5: Linge d'influence du moment sous P4

$$a = X_1 + 4,5 + 4,5 + 1,5 = 7,275 + 4,5 + 1,5 + 4,5 = 17,775 \text{ m}$$

$$b = L - a = 30 - 17,775 = 12,225 \text{ m}$$

La valeur de Y_0 est donnée par la formule

$$Y_0 = \frac{a * b}{L} = \frac{12,225 * 17,775}{30} = 7,24 \text{ m}$$

D'après la règle des trois on a :

$$\frac{Y_0}{a} = \frac{Y_1}{X_1} = \frac{Y_2}{X_1 + 4,5} = \frac{Y_3}{X_1 + 4,5 + 1,5}$$

$$\frac{Y_0}{b} = \frac{Y_6}{X_2} = \frac{Y_5}{X_2 + 1,5}$$

Exemple de calcul :

$$\frac{Y_0}{a} = \frac{Y_1}{X_1}$$

$$\Rightarrow \frac{7,24}{17,775} = \frac{Y_1}{7,275}$$

$$\Rightarrow Y_1 = 2,96 \text{ m}$$

Tableau IV. 4: Linge d'influence sous P4

Y_i	Y_1	Y_2	Y_3	$Y_0 = Y_4$	Y_5	Y_6
Valeurs	2,96	4,80	5,41	7,24	4,57	3,69

Le moment max sous P_4 :

$$M_{\max} = 2,96 * 6 + 4,80 * 12 + 5,41 * 12 + 7,24 * 6 + 4,57 * 12 + 3,69 * 12 = 282,84 \text{ t.m}$$

➤ **Conclusion**

Le moment max $M_{\max} = 298,80 \text{ t.m}$ se produit sous la charge $P_3 = 12\text{t}$ au droit de la section $X = 13,275 \text{ m}$.

❖ **Remarque**

Ce calcul est fait pour une seule voie, alors :

Pour deux voies $M_{\max} = 597,60 \text{ t.m}$

Pour trois voies $M_{\max} = 896,40 \text{ t.m}$

Moment fléchissent après majoration est donné comme suit:

- **Pour une voie chargée**

$$M = \delta_B * n * 2 * b_c * M_{\max} = 1,0625 * 1 * 2 * 0,95 * 298,80 = 603,20 \text{ t.m}$$

- **Pour deux voies chargées**

$$M = \delta_B * n * 2 * b_c * M_{\max} = 1,0625 * 2 * 2 * 0,95 * 298,80 = 1206,41 \text{ t.m}$$

- **Pour trois voies chargées**

$$M = \delta_B * n * 2 * b_c * M_{max} = 1,0625 * 3 * 2 * 0,95 * 298,80 = 1809,61 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \delta = 1,0625 \text{ (chap III page 5)}$$

II.4 Les Moment engendrés par les surcharges Bt

Pour les ponts supportant au moins deux types de voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée. Soit 4 files de 8t. La section dangereuse peut être obtenue sous P1 ou P2.

$$P_1 = P_2 = 8 \text{ t}$$

$$\Rightarrow R = \sum_i^2 P_i = 16 \text{ T}$$

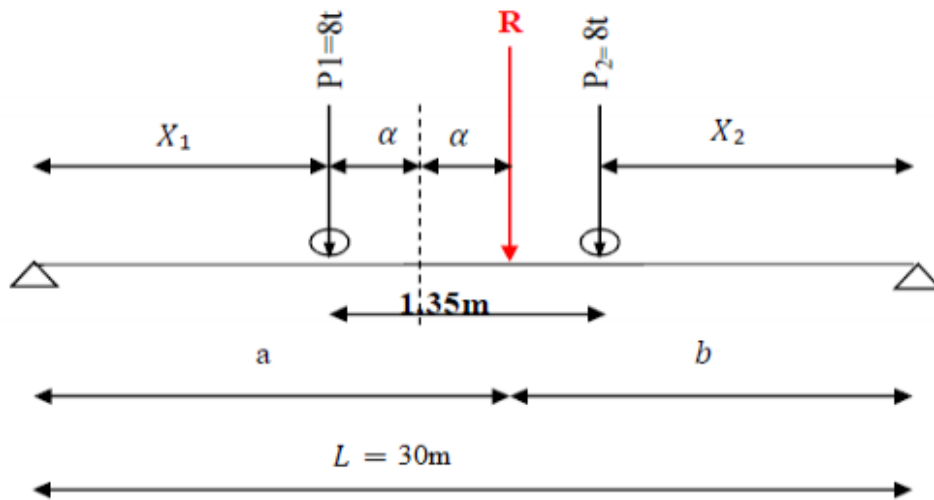


Figure IV. 6: Chargement type sous un tandem (système Bt)

• La résultante R

$$R = 16 + 16 = 32 \text{ t}$$

$$X = \frac{(16 * 0) + (16 * 1,35)}{32} = 0,675 \text{ m}$$

$$\text{On a : } 2\alpha = X = 0,675 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,675}{2} = 0,337 \text{ m}$$

$$X_1 = \frac{L}{2} - \alpha = \frac{30}{2} - 0,337 = 14,663 \text{ m}$$

$$X_2 = L - 1,35 - X_1 = 30 - 1,35 - 14,663 = 13,987 \text{ m}$$

➤ Le moment sous P₁

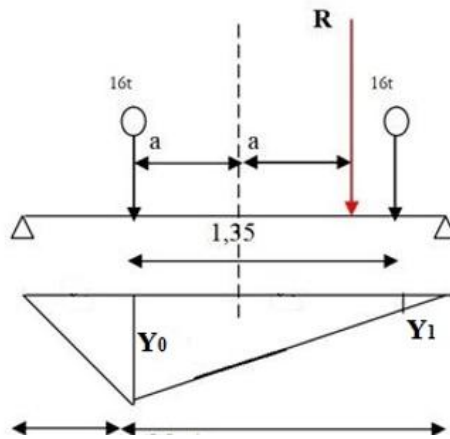


Figure IV. 7: Moment max sous P1

$$a = X_1 = 14,663 \text{ m}$$

$$b = 30 - 14,663 = 15,337 \text{ m}$$

La valeur de Y₀ :

$$Y_0 = \frac{14,663 * 15,337}{30} = 7,49 \text{ m}$$

Selon la règle des trois :

$$\frac{Y_0}{b} = \frac{Y_2}{X_2}$$

$$\Rightarrow Y_2 = \frac{7,49 * 13,987}{15,337} = 6,83 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 7,49 * 16 + 6,83 * 16 = 229,12 \text{ t.m}$$

Tableau IV. 5: Calcul du moment max sous P1 (pour une seule file de roue)

Sous P ₁			
Y ₁	Y ₀	Y ₁	Moment
Valeurs	7,49	6,83	229,12

➤ Le moment max sous P2

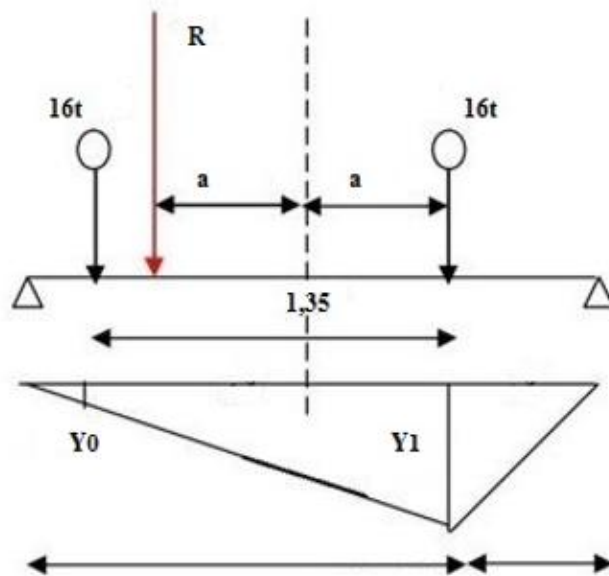


Figure IV. 8: Moment max sous P2

$$a = X_1 = 14,663 \text{ m}$$

$$b = 30 - 14,663 = 15,337 \text{ m}$$

La valeur de Y_0 :

$$Y_0 = \frac{14,663 * 15,337}{30} = 7,50 \text{ m}$$

Selon la règle des trois :

$$\frac{Y_0}{b} = \frac{Y_1}{X_2}$$

$$\Rightarrow Y_1 = \frac{7,50 * 13,987}{15,337} = 6,84 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 7,50 * 16 + 6,84 * 16 = 229,44 \text{ t.m}$$

Tableau IV. 6: Calcul du moment max sous P2 (pour une seule file de roue)

Sous P ₂			
Y_i	Y_0	Y_1	Moment
Valeurs	7,50	6,84	229,44

Le moment max est engendré sous la charge P2 avec une valeur de 229,44 t.m, cette valeur sera ensuite multipliée par un coefficient de pondération b_t , et le coefficient dynamique

$\delta_B = 1.0629$, notre pont est de 1ere classe donc $b_t = 1,0$.

$$\Rightarrow M_{\max} = 229,44 * 1,0 * 2 * 3 * 1,0629 = 1463,23 \text{ t.m}$$

II.5 Moment engendré par la surcharge Mc120

Les véhicules du système M_c peuvent circuler en convoi. Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelque soit la largeur de la chaussée. Dans le sens longitudinal, le nombre n'est pas limité sauf que la distance libre entre les points de contacts des chenilles de deux véhicules consécutifs doit avoir au moins 30,50 m.

De ce fait, un seul véhicule est considéré pour le calcul du moment.

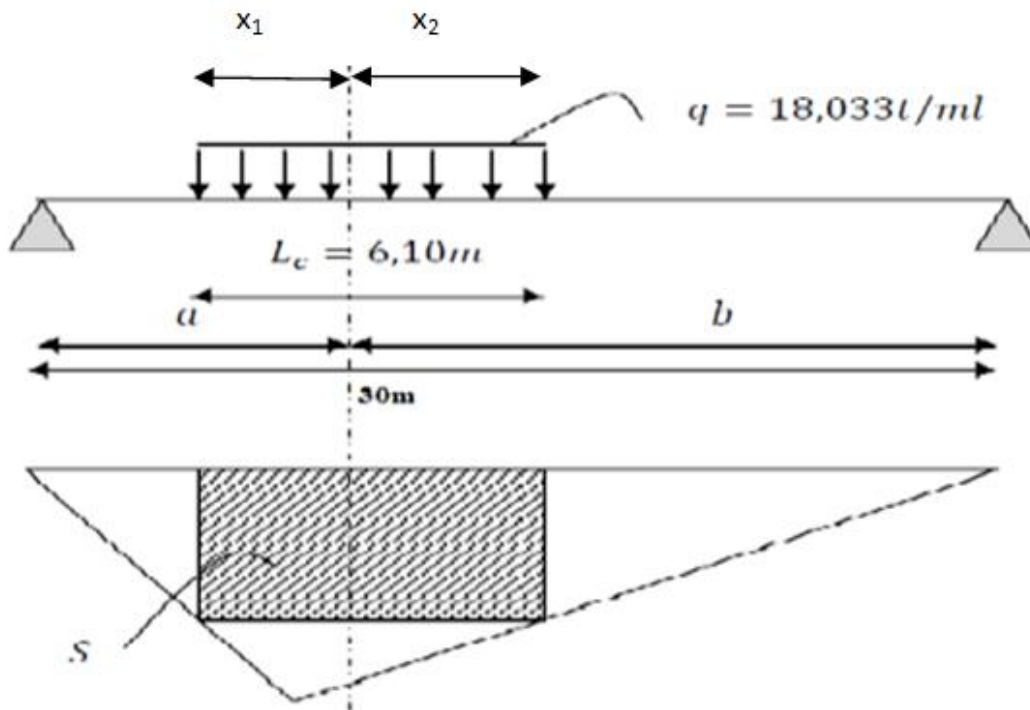


Figure IV. 9: Position de Mc120

Le convoi comporte 2 chenilles et représente une charge de totale de 1 100 KN, alors que :

$$q = \frac{110}{6,10} = 18,033 \text{ t/ml}$$

La valeur de Y_0 :

$$Y_0 = \frac{15 * 15}{30} = 7,5 \text{ m}$$

$$\frac{Y_0}{15} = \frac{Y_1}{11,95} = \frac{Y_2}{11,95}$$

Donc $Y_2 = Y_1 = 5,975 \text{ m}$

La valeur du moment fléchissant max d'une charge uniformément répartie, s'écrit sous la forme :

$$M_{\max} = Q * \Omega \text{ (t.m)}$$

Avec:

Q est la charge uniformément répartie (t/ml)

Sest la section max sous la chargeQ

$$\text{Avec } S = (Y_0 + Y_1) * \frac{3,05}{2} * 2 = (7,5 + 5,975) * \frac{3,05}{2} * 2 = 41,09 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S = 41,09 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 41,09 * 18,033 = 740,96 \text{ t.m}$$

Moment fléchissant après majoration est donné comme suit:

$$M_{\max} = \delta_M * M_{\max} = 1,763 * 740,96 = 797,49 \text{ t.m}$$

II.6 Moment engendré par les surcharges D240

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 2400 KN de poids total.

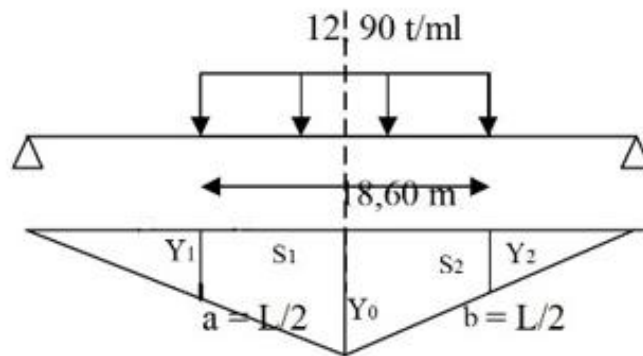


Figure IV. 10: Position de D240 sur la travée

$$q = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t/ml}$$

On procède de la même manière que les surcharges $M_c 120$ pour déterminer le moment max.

$$Y_0 = \frac{15 * 15}{30} = 7,5 \text{ m}$$

Selon la règle des trois :

$$\frac{Y_0}{15} = \frac{Y_1}{5,7} = \frac{Y_2}{5,7}$$

$$\text{Donc } Y_2 = Y_1 = 2,9 \text{ m}$$

$$S = (7,5 + 2,9) * \frac{9,3}{2} * 2 = 96,72 \text{ m}^2$$

$$M_{\max} = 96,72 * 12,90 = 1247,688 \text{ t.m}$$

III. Calcul des efforts tranchants

La section dangereuse vis-à-vis de l'effort tranchant se trouve au niveau des appuis, et ce pour toutes les charges, qu'elles soient concentrées ou uniformément réparties.

III.1 Effort tranchant engendrés par les charges permanentes G

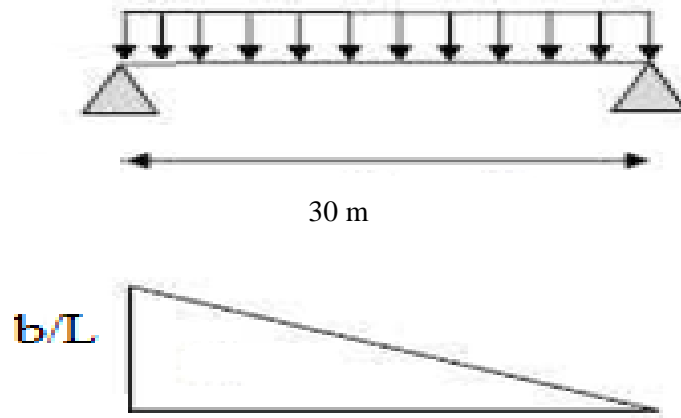


Figure IV. 11: Schéma statique d'une poutre

La valeur de l'effort tranchant d'une section située à une distance x de l'appui gauche l'expression suivante :

$$T(X) = q \left(\frac{L}{2} - x \right)$$

Et $T_{\max} = T(x = 0) = \frac{qL}{2}$

$$\Rightarrow T_{\max} = \frac{27,74 \times 30}{2} = 416,1 \text{ t}$$

III.2 Effort tranchant engendrés par les surcharges A(l)

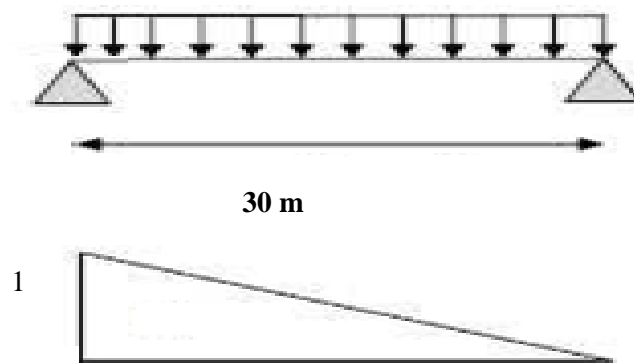


Figure IV. 12: Linge d'influence de l'effort tranchant à 0L

$$T = q * S = q_a * \left(\frac{b}{l} * \frac{b}{2} \right) = q * \frac{b^2}{2L}$$

Exemple de calcul x = 0,0L :

a = 0.0m ; b = 30m

$$T_{\max} = T(x = 0) = \frac{1}{2} * q_a * L$$

$$A = 0,978 \text{ T/m}^2 \quad (\text{Chap 3})$$

- Pour une voie chargée :

$$q_a = A \times L_v \text{ et } L_v = 3,50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow q_a = 0,978 \times 3,50 = 3,423 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = \frac{1}{2} * 3,423 * 30 = 51,345 \text{ t}$$

- Pour deux voies chargées

$$\Rightarrow q_a = 0,978 \times 2 \times 3,50 = 6,846 \text{ t/ml}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 102,69 \text{ t}$$

- Pour trois voies chargées

$$q_A = 10,269 \text{ T/ml}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 154,04 \text{ t}$$

III.3 Efforts tranchants engendré par la surcharge B_c

On utilise la méthode des lignes d'influence et on calcule, comme exemple, l'effort tranchant à la section X = 0.0L

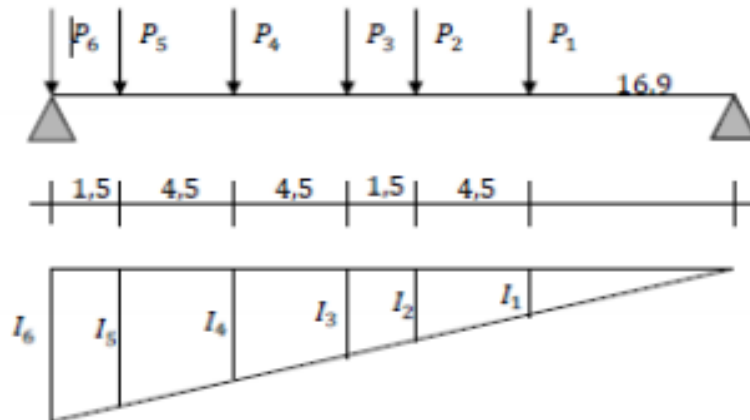


Figure IV. 13: Position du système Bc donnant T_{max} à 0L

- Exemple de calcul

$$a=0 \text{ m} \quad ; \quad b=30 \text{ m}$$

$$I_6 = \frac{b}{L} = \frac{30}{30} = 1 \text{ m}$$

D'après la similitude des triangles semblables : $I_i = \frac{I_6}{L} * X_i$

Tableau IV. 7: Les lignes d'influence du à la surcharge Bc a 0,0L

I_i	I_6	I_5	I_4	I_3	I_2	I_1
Valeurs (m)	1	0,95	0,80	0,65	0,60	0,45

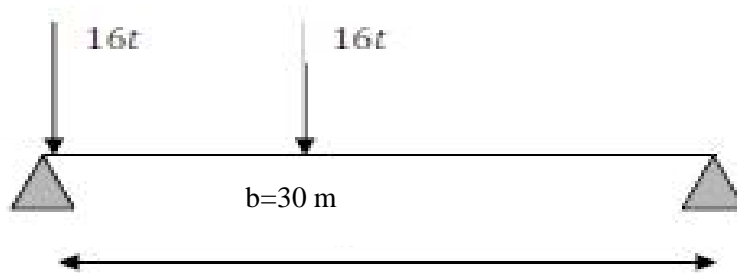
$$T_{\max} = \sum_{i=1}^6 P_i * I_i \quad (*)$$

$$T_{\max} = (1 * 6) + (12 * 0,95) + (12 * 0,80) + (6 * 0,65) + (12 * 0,60) + (12 * 0,45) = 43,5 \text{ t}$$

- Un seul convoi : $T_{\max} = 43,5 \text{ t}$
- Deux convois : $T_{\max} = 87 \text{ t}$

III.4 Effort tranchant engendré par la surcharge B_t

De la même façon nous utilisons la méthode des lignes d'influences, pour calculer l'effort tranchant par la formule (*) :

Figure IV. 14: Position du système B_t

- $a = 0,00 \text{ m}$
- $b = 30 \text{ m}$
- $Y_1 = \frac{b}{L} = 1 \text{ m}$
- $Y_2 = \frac{Y_1}{L-b} * X_i = 0,96 \text{ m}$
- $T_{\max} = 16 \times 0,96 + 16 \times 1 = 31,36 \text{ t}$

III.5 Efforts tranchants engendrés par la surcharge M_c120

En utilisant la méthode RDM :

$$a = 0,00 \text{ m}$$

$$b = 30 \text{ m}$$

$$q = \frac{110}{6,1} = 18,033 \text{ t/ml}$$

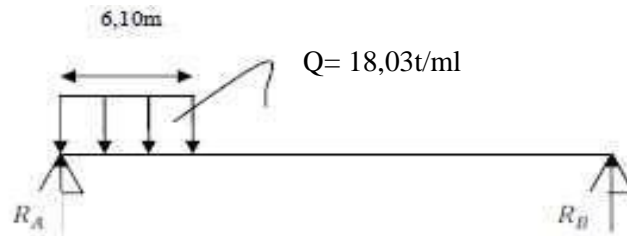


Figure IV. 15: Surcharge Mc120

$$T_{\max} = R_A$$

$$\sum M_{/B} = (R_A \cdot L) - (q \times 6,10) * \left(b - \frac{6,10}{2}\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{q \cdot 6,10}{L} * \left(b - \frac{6,10}{2}\right) = \frac{110}{30} * \left(30 - \frac{6,10}{2}\right) = 98,81 \text{ t}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 98,81 \text{ t}$$

III.6 Efforts tranchants engendrés par la surcharge D₂₄₀

Avec la méthode utilisée précédemment on calcul l'effort tranchant dû à la surcharge D₂₄₀.

Soit :

- $L = 30 \text{ m}$
- $q = \frac{240}{18,6} = 12,903 \text{ t/ml}$

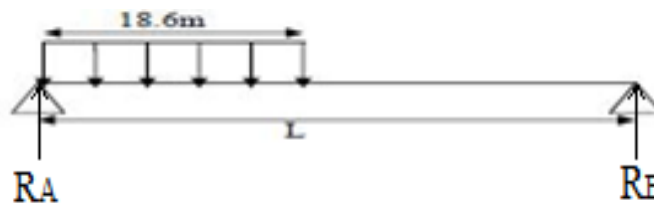


Figure IV. 16: Surcharge D240

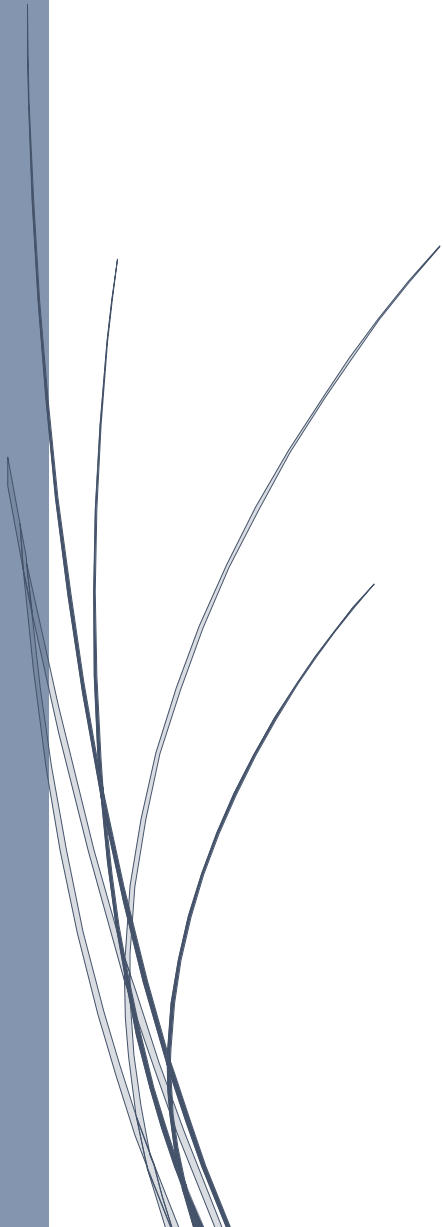
$$T_{\max} = R_A$$

$$R_A = \frac{q * 18,60}{L} * \left(b - \frac{18,60}{2}\right) = \frac{240}{30} * \left(30 - \frac{18,60}{2}\right) = 165,6 \text{ t}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 165,6 \text{ t}$$

Chapitre V

Répartition transversale des efforts



I. Introduction

Après avoir calculé les efforts longitudinaux les plus défavorables dans les différentes sections, on procédera à une répartition transversale afin de déterminer la poutre la plus sollicitée.

Nous disposons de deux méthodes de calcul, à savoir:

- a. *La méthode numérique* : présentée en chapitre V
- b. *La méthode manuelle* : Peut se faire par :
 - La méthode de "GUYON-MASSONNET" : si $\theta > 0.3$
 - La méthode de "COURBON": si $\theta < 0.3$

II. Flexibilité de l'entretoisement

La méthode utilisée pour calculer des efforts transversaux est celle de GUYON-MASSONNET ou J.COURBON.

Le choix de l'une de ces méthodes dépend du coefficient de flexibilité de l'entretoisement (θ), celui-ci est donné par la formule suivante :

$$\theta = \sqrt[4]{\frac{b^4}{L^4} * \frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

$$b = \frac{n * b_1}{2}$$

Avec :

- n : Nombres de poutres principales.
- b_1 : entre axes des poutres principales.
- L : portée des poutres principales
- ρ_p : rigidité flexionnelle de la poutre
- ρ_E : rigidité flexionnelle de l'entretoise.

Calcul de (θ)

- n = 11 poutres.
- $b_1 = 1,21$ m.
- L = 30 m.

II.1 Moment d'inertie d'entretoise

Pour une bande de 1 mètre.

$$I_E = b \times \frac{h^3}{12} = 120 \times \frac{25^3}{12} = 156250 \text{ cm}^4$$

II.2 Moment d'inertie équivalente d'une poutre

Nos poutres ont des sections variables le long de leurs portées. On calcule leur inertie moyenne avec la relation suivante :

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

Avec :

- I_0 : Moment d'inertie net de la section d'about + dalle.
- I_M : Moment d'inertie net de la section médiane + dalle

Dans notre cas, nous avons une seule section de la poutre ($I_M = I_0$), donc le moment d'inertie équivalente d'une poutre serait égale à :

$$I_M = I_0$$

$$I_M = I_0 = 5804488.45 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de rigidité flexionnelle / ml**

- **Rigidité flexionnelle de la poutre ρ_p**

$$\rho_p = \frac{EI_P}{b_1} = E \frac{0.2405}{1.21} = 0.1987E$$

- **Rigidité flexionnelle de la dalle ρ_D**

$$\rho_D = \rho_E = \frac{EI_E}{l_1}$$

On a:

$$I_E = \frac{bh^3}{12} = \frac{1,2(0.25)^3}{12} = 0.0016\text{m}^4$$

$$\rho_D = \frac{0.0016E}{1} = 0.0016E$$

- **Calculs des paramètres d'entretoisement θ**

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

$b = \frac{1}{2} n b_1$ Cas d'un pont à poutre

$$b = \frac{1}{2} * 11 * 1.21 = 6,655\text{m}$$

$$\theta = \frac{6,655}{30} \sqrt[4]{\frac{0.1987}{0.0016}} = 0.74 > 0.3 \rightarrow \text{on utilise la méthode de GUYON-MASSONET}$$

III. Présentation de la méthode de GUYON-MASSONNET

Elle consiste à remplacer la structure réelle discontinue par une structure fictive continue, ayant pour rigidité en flexion et en torsion, les valeurs moyennes des rigidités dans la structure réelles. La structure fictive ainsi constituée se présente comme une dalle orthotrope, car elle présente des rigidités différentes dans les deux sens (Ox, Oy), et possède deux bords libres dans le sens transversal et deux bords simplement appuyés dans le sens longitudinal. On peut analyser, d'une manière approchée, les effets de la répartition transversale des charges, en admettant que cette dernière est la même que si la distribution des charges, selon l'axe du pont, était sinusoïdale est de forme :

$$P(x) = P_1 \times \sin\left(\pi \times \frac{x}{L}\right)$$

- P_1 : Valeur constante du chargement.

III.1 Modèle de tablier de pont selon Guyon-Massonnet

On considère une travée indépendante de n poutres de longueur L disposées longitudinalement, espacées de b_1 et m entretoises espacées de $2b$ disposées transversalement, dont le schéma est représenté par la figure

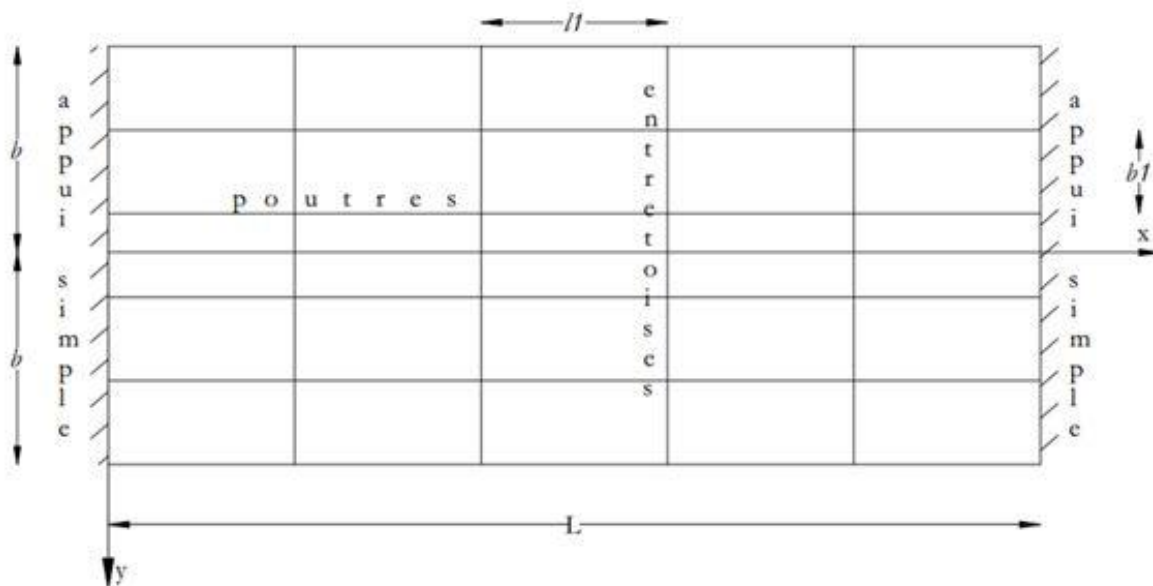


Figure V. 1: Modèle de tablier de pont selon Guyon-Massonnet

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

- Leurs rigidités à la flexion $B_p = E * I_p$
- Leurs rigidités à la torsion $C_p = G * K_p$

De même, toutes les entretoises sont identiques, et également caractérisées par :

- Leurs rigidités à la flexion $B_E = E * I_E$
- Leurs rigidités à la torsion $C_E = G * K_E$

Avec :

- E : module de Young
- G : module de torsion (ou d'élasticité transversale)

$$G = \frac{E}{2(1 + \vartheta)}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + 0,2)} = 0,416 E$$

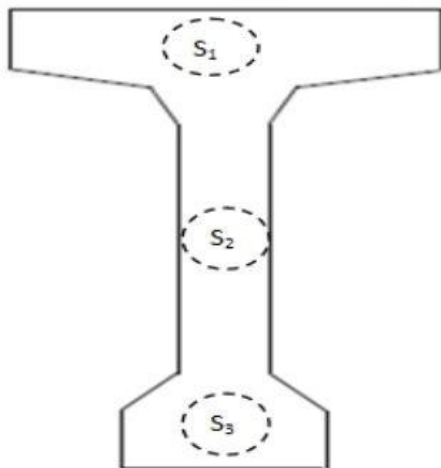
- ϑ : coefficient de poisson = 0.2 (ELS)
- I_p : moment d'inertie de flexion des poutres
- K_p : rigidité torsionnelle des poutres
- I_E : moment d'inertie de flexion des entretoises
- K_E : rigidité torsionnelle des entretoises

La dalle fictive à structure continue équivalente au pont réel, aura pour :

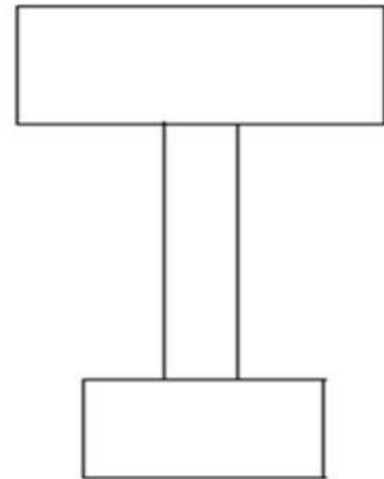
- **Rigidités de torsion par unité de longueur** : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_P = \frac{C_p}{b_1} = \frac{GK_P}{b_1} \\ \gamma_E = \frac{C_E}{l_1} = \frac{GK_E}{l_1} \end{array} \right.$

Ou : $K_P = \frac{1}{3} [(\sum h_i b^3) + \frac{b_1 d^3}{2}]$

Pour le calcul de « C_p » et pour faciliter les calculs, on utilise la poutre équivalente (figure1) pour la section médiane (la méthode des sections).



Section réelle de la poutre intermédiaire



Section équivalente

Figure V. 2: Section intermédiaire réelle de la poutre et sa section équivalente

Calcul de la section simplifiée

- Section de table de compression à mi-travée S1

$$S_1 = (120 * 9.8) + \left(\frac{40.5 * 5.7}{2}\right) * 2 + (5.7 * 39) + \left(\frac{9.5 * 12}{2}\right) * 2 + (12 * 20) = 1983.15 \text{ cm}^2$$

$$= 0.198 \text{ m}^2$$

Largeur de la table de compression 1.20m

$$h_1 = \frac{S_1}{1.2} = \frac{0.198}{1.2} = 0.165 \text{ m}$$

- Section du talon S2

$$S_2 = (55 * 20) + (22.5 * 17.5) * 2 + (20 * 22.5) = 2337.5 \text{ cm}^2 = 0.2337 \text{ m}^2$$

La largeur du talon 0.55m

$$h_2 = \frac{S_2}{0.55} = \frac{0.2337}{0.55} = 0.425 \text{ m}$$

$$h_3 = 1.50 - (0.425 + 0.165) = 0.91 \text{ m}$$

Donc :

$$C_P = \frac{G}{3} \sum b_i h_i^3 = \frac{0.416E}{3} \sum b_i h_i^3$$

$$C_P = \frac{0.416E}{3} \left[1.2 * 0.165^3 + 0.55 * 0.425^3 + 0.2 * 0.91^3 + \frac{1.21 * 0.25^3}{2} \right] = 0.028E$$

$$\gamma_P = \frac{c_P}{b_1} = \frac{0.028E}{1.21} = 0.023 E$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{l_1} = \frac{GK_E}{l_1}$$

$$I_E : I_D = \frac{bh^3}{12} = \frac{1.2 * 0.25^3}{12} = 0.0016 \text{ m}^4$$

$$C_E = C_D = 2 * 0.416E * 0.0016 = 0.00133E$$

$$\gamma_E = \frac{0.00133E}{1} = 0.00133E$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} C_P = 0.028E \\ C_E = 0.00133E \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \gamma_P = 0.023 E \\ \gamma_E = 0.00133 E \end{cases}$$

Avec :

l_1 : Distance entre axes des entretoises par unité de longueur ($l_1 = 1\text{m}$)

b_1 : Distance entre axe entre les poutres = 1.21m

C_P : Rigidité torsionnelle de la poutre

C_E : Rigidité torsion elle de l'entretoise

III.2 Paramètre de torsion α

L'effet de torsion est caractérisé par le paramètre de torsion α dont la valeur est comprise entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p * \rho_E}}$$

$$\alpha = \frac{0.023E + 0.00133E}{2\sqrt{0.1987E * 0.0016E}} = 0.68$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,68$$

Avec :

- $\gamma_p + \gamma_E \Rightarrow$ Coefficient de rigidité torsionnelle.
- $\rho_p \rho_E \Rightarrow$ Rigidités de flexion par unité de longueur.

III.3 Détermination du coefficient de répartition transversale K_α

Pour α quelconque, l'interpolation n'est pas linéaire. Pour éviter le calcul séparément de K_α pour chaque valeur de α à partir de la relation complexe, Massonnet a déduit, sur la base de calcul d'un grand nombre de cas, la formule d'interpolation :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) * \sqrt{\alpha}$$

Dans laquelle on emploie des coefficients K_0 et K_1 pour les valeurs extrêmes $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$. Il s'en suit qu'il suffit en pratique de connaître, en dehors de α , les valeurs de $K_0 = K(\alpha = 0, \theta, e/b, y/b)$ et $K_1 = K(\alpha = 1, \theta, e/b, y/b)$, pour déterminer K_α .

- K : coefficient de répartition transversal qui dépend de $(\theta, \alpha, e/b, y/b)$.
- θ : Paramètre d'entretoisement
- α : Paramètre de torsion
- e/b : Excentricité relative du point considéré de la construction
- y/b : Ordonnée relative du point considéré de la constriction

Pour éviter de calculer K pour chaque valeur de α , MASSONNET a déduit la formule d'interpolation (formules de SATTLE) suivante :

$$\text{Pour } 0 < \theta \leq 0.1 \leftrightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0.05}$$

$$\text{Pour } 0 < \theta \leq 1 \leftrightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 + K_0) * \alpha * (1 - \exp^{-\theta_0})$$

$$\text{Avec : } \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663}$$

$$\text{Pour } \theta \geq 0.1 \leftrightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

La valeur du coefficient d'entretoisement $\theta = 0,74$, de ce fait on prend :

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 + K_0) * \alpha * (1 - \exp^{-\theta_0})$$

K_0 et K_1 sont données par le tableau de Guyon-Massonnet en fonction de θ , e et y :

Si la valeur de θ ne figure pas dans les tables de MASSONNET, les valeurs de K_0 et K_1 doivent subir

une interpolation. Pour cela, on prend deux tables correspondantes à deux valeurs de θ qui enveloppent la valeur calculée, qu'on considère par *min* et *max*.

Soit : $\theta_{min} < \theta_{calculé} < \theta_{max}$

$$K_0 = K_{00} + (K_{01} - K_{00}) * \frac{\theta - \theta_{min}}{\theta_{max} - \theta_{min}}$$

$$K_1 = K_{10} + (K_{11} - K_{10}) * \frac{\theta - \theta_{min}}{\theta_{max} - \theta_{min}}$$

Avec :

- K00 : Valeur lue pour θ_{min} et $\alpha = 0$.
- K01 : Valeur lue pour θ_{max} et $\alpha = 0$.
- K10 : Valeur lue pour θ_{min} et $\alpha = 1$.
- K11 : Valeur lue pour θ_{max} et $\alpha = 1$.

Tableau V. 1: Valeur de K0 pour $\theta=0,70$

$\theta=0,70$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,058	1,4938	1,6955	1,4938	1,058	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,067	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,058	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
B	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,1809	2,0618	3,9282	6,2464

Tableau V. 2: Valeur de K1 pour $\theta=0,70$

$\theta=0,70$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$							
e \ y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,708	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,708
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,708	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

Tableau V. 3: Valeur de K0 pour $\theta=0,75$

$\theta=0,75$	$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$								
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,126	0,4719	1,0606	1,5732	1,8138	1,5732	1,0606	0,4719	-0,126
b/4	-0,4324	0,0588	0,5657	1,092	1,5732	1,814	1,5951	1,1305	0,6074
b/2	-0,4953	-0,1809	0,1589	0,5657	1,0606	1,5951	1,9919	2,0449	1,9577
3b/4	-0,4508	-0,3299	-0,1809	0,0588	0,4719	1,1305	2,0449	3,0841	4,0292
B	-0,3776	-0,4508	-0,4953	-0,4323	-0,126	0,6074	1,9577	4,0292	6,6762

Tableau V. 4: Valeur de K1 pour $\theta=0,75$

$\theta=0,75$	$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$								
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,667	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,667
b/4	0,4351	0,549	0,711	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233
b/2	0,2906	0,3804	0,5118	0,711	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456
3b/4	0,203	0,2741	0,3804	0,549	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628
B	0,1452	0,203	0,2906	0,4351	0,667	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462

La loi d'interpolation

$$y = \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} * (y_2 - y_1) + y_1$$

Tableau V. 5: Exemple de calcul pour K0

Colonne1	X	Y	Colonne4
0,7	x1	y1	k0(0,70)
0,74	x	y	k0(0,74)
0,75	x2	y2	k0(0,75)

$$y = \frac{0,74-0,70}{0,75-0,70} * (-0,1260 - 0,0216) + 0,0216 = 0,153456$$

Tableau V. 6: Valeur de K0 pour $\theta=0,74$

$\theta=0,74$	$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$								
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,153456	0,612953	1,055677	0,597755	1,589819	1,422869	1,055677	0,612953	0,153456
b/4	-0,29324	0,154792	0,604513	0,134352	1,422869	1,620501	1,518799	1,249591	0,935893
b/2	-0,525783	-0,17087	0,198471	-0,16494	1,055677	1,518799	1,892311	2,06478	2,154796
3b/4	-0,652819	-0,42362	-0,17087	-0,385	0,612953	1,249591	2,06478	2,972961	3,837973
b	-0,748125	-0,65282	-0,52578	-0,58206	0,153456	-0,20011	2,154796	3,837973	5,862445

Tableau V. 7: Valeur de K1 pour $\theta=0,74$

$\theta=0,74$	$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$								
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,744627	0,857271	0,997124	1,148597	1,232651	1,148597	0,997124	0,857271	0,744627
b/4	0,521625	0,627573	0,767232	0,94906	1,148597	1,284425	1,255243	-0,73399	1,066468
b/2	0,373149	0,465411	0,590752	0,767232	0,997124	1,255243	1,461319	1,514861	1,508869
3b/4	0,276272	0,355513	0,465411	0,627573	0,857271	1,159347	1,514861	1,852869	2,08104
b	0,20768	0,276272	0,373149	0,521625	0,744627	1,066468	1,508869	2,08104	2,754848

Tableau V. 8: Valeur de Ka pour $\theta= 0,74$

$\theta=0,74$	Ka								
e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,543519	1,251514	1,947268	1,356246	2,815699	2,539732	1,947268	1,251514	0,543519
b/4	-0,19405	0,494596	1,200302	0,604909	2,539732	2,882195	2,723645	1,473532	1,805577
b/2	-0,59208	-0,04294	0,541253	0,096657	1,947268	2,723645	3,348889	3,619522	3,746032
3b/4	-0,81636	-0,4532	-0,04294	-0,27964	1,251514	2,295862	3,619522	5,06896	6,408772
b	-0,98286	-0,81636	-0,59208	-0,60831	0,543519	0,176179	3,746032	6,408772	9,605186

III.4 Largeur active et position active

Cette méthode est valable seulement si on considère une largeur active de la construction (2b), donc il est nécessaire que les positions transversales réelles des poutres soient réduites à leurs positions actives.

Largeur active $2b = 2 * 6,25 = 12,5 m$

III.5 Détermination de la position réelle des poutres

Nous avons 6 poutres

Exemple de calcul :

$b \rightarrow 6,25$

$y \rightarrow 1,21$

$y = \frac{1,21}{6,25} b = 0,1936b$

Les positions réelles des poutres sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V. 9: Position réelle des poutres

Position des poutres	P1	P2	P3	P4	P5	P6
position des poutres	0	0,1936	0,25	0,5	0,75	1
position des poutres	0b	0,1936b	0,25b	0,5b	0,75b	b

• Formule générale d'interpolation

Les positions des poutres de notre projet ne coïncident pas avec les positions exigées pour l'application de la méthode de MASSONET, Donc pour se faire, il faut faire une interpolation linéaire, pour trouver les valeurs de K_α correspondantes aux positions de nous poutres.

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 + K_0) * \alpha * (1 - e^{\theta_0})$$

Exemple :

Pour la Poutre P1

Tableau V. 10: Exemple de calcul

Colonne1	X	Y	Colonne4
0	x1	y1	Ka(0)
0,1936	x	y	Ka(0,193)
1,5625	x2	y2	Ka(1,56)

$$y = \frac{x - x_1}{x_2 - x_1} * (y_2 - y_1) + y_1$$

Après interpolation on obtient les résultats suivants :

Tableau V. 11: Valeur du coefficient Ka pour chaque poutres

e y	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
Poutre6	0,543519	1,251514	1,947268	1,356246	2,815699	2,539732	1,947268	1,251514	0,543519
Poutre7	0,40072564	1,10497468	1,80265538	1,21078716	2,76227179	2,60603284	2,097575	1,294497	0,78785343
Poutre8	-0,19405	0,494596	1,200302	0,604909	2,539732	2,882195	2,723645	1,473532	1,805577
Poutre9	-0,59208	-0,04294	0,541253	0,096657	1,947268	2,723645	3,348889	3,619522	3,746032
Poutre10	-0,81636	-0,4532	-0,04294	-0,27964	1,251514	2,295862	3,619522	5,06896	6,408772
Poutre11	-0,98286	-0,81636	-0,59208	-0,60831	0,543519	0,176179	3,746032	6,408772	9,605186

Les valeurs de K_α trouvées, seront représentées sous formes de graphe « Les lignes d'influences » pour chacune des poutres :

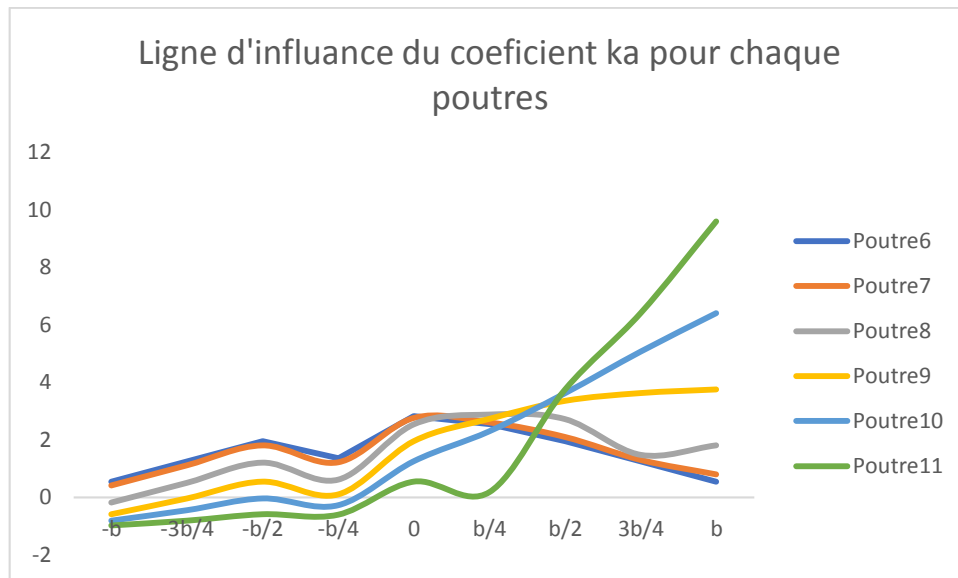


Figure V. 3: Linge d'influences du K_α pour chaque poutre

III.6 Détermination de K_α moy pour chaque poutre et chaque cas de chargement

Après avoir le tracé des lignes d'influence, on dispose les différentes surcharges transversalement sur le pont, on les déplace de façon à trouver les plus grandes de ces coefficients

➤ cas d'une charge concentrée

$$K_{\alpha moy} = \frac{\sum P_i * K_i(y)}{\sum P_i}$$

Avec :

P_i : Charge concentrée

ky_i : Ordonnée des lignes d'influence de K_α au droit de P_i .

Comme dans le sens transversal, les charges concentrées ont la même valeur pour le convoi B_c et B_t , alors :

$$K_{\alpha moy} = \frac{\sum K_i(y)}{n} \text{ Avec : } n : \text{ le nombre des chargées concentrées.}$$

➤ Cas de charges uniformément réparties

$$K_{\alpha max} = \frac{\Omega_{max}}{L}$$

L : Largeur chargée.

Ω_{max} : Aire de la ligne d'influence qui sera calculée par la méthode des trapèzes.

Tableau V. 12: Les valeurs de Ka pour chaque poutre et chaque type de chargement

Surcharges	Chargement	P6	P7	P8	P9	P10	P11
AL	1V	0,0496	0,0576	0,0904	0,141	0,201	0,267
	2V	0,0217	0,0315	0,0721	0,149	0,256	0,383
	3V	0,0216	0,0314	0,0721	0,149	0,256	0,384
Bc	1V	-2,064	-1,416	1,304	7,123	12,444	26,77
	2V	1,065	1,094	1,333	1,516	1,55	1,573
	3V	0,573	0,539	0,401	0,248	0,113	0,014
MC120	/	-0,129	0,089	0,907	2,57	4,148	7,79
G	/	0,0216	0,0236	0,0321	0,063	0,112	0,172
D240	/	0,35	0,367	0,437	0,474	0,461	0,306

III.7 Calcul des efforts dans les poutres

$$M(x) = M_L(x) \cdot \frac{K_{\alpha \max}}{n}$$

$$T(x) = T_L(x) \cdot \frac{K_{\alpha \max}}{n}$$

- **n** : nombre de poutres.
- **M(x)** : moment fléchissant revenant à une poutre.
- **M_L(x)** : moment longitudinal.
- **T(x)** : effort tranchant revenant à une poutre.
- **T_L(x)** : effort tranchant longitudinal.

Tableau V. 13: Efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P6

Charges	Impact	Ka	Effort (max)	0L	L/2
AL	1V	0,0496	Mmax		199,250
			Tmax	0,797	
	2V	0,0217	Mmax		398,470
			Tmax	1,593	
	3V	0,0216	Mmax		597,720
			Tmax	2,390	
Bc	1V	-2,064	Mmax		-207,501
			Tmax	-14,964	
	2V	1,065	Mmax		214,137
			Tmax	15,442	
	3V	0,573	Mmax		172,817
			Tmax	12,462	
Mc120		-0,129	Mmax		-17,146
			Tmax	-2,124	
D240		0,35	Mmax		720,781
			Tmax	90,66	
G		0,0216	Mmax		4,492
			Tmax	0,596	

Tableau V. 14: Efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P7

Charges	Impact	Ka	Effort (max)	0L	L/2
AL	1V	0,0576	Mmax		257,880
			Tmax	1,031	
	2V	0,0315	Mmax		515,747
			Tmax	2,062	
	3V	0,0314	Mmax		773,632
			Tmax	3,094	
Bc	1V	-1,416	Mmax		142,355
			Tmax	-10,266	
	2V	1,094	Mmax		219,968
			Tmax	15,863	
	3V	0,539	Mmax		162,563
			Tmax	11,723	
Mc120		0,089	Mmax		11,829
			Tmax	1,465	
D240		0,367	Mmax		76,316
			Tmax	10,129	
G		0,0236	Mmax		4,908
			Tmax	0,651	

Tableau V. 15: Efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P8

Charges	Impact	Ka	Effort (max)	0L	L/2
AL	1V	0,0904	Mmax		500,789
			Tmax	2,002	
	2V	0,0721	Mmax		100,534
			Tmax	4,005	
	3V	0,0721	Mmax		150,324
			Tmax	6,007	
Bc	1V	1,304	Mmax		131,095
			Tmax	9,454	
	2V	1,333	Mmax		268,024
			Tmax	19,328	
	3V	0,401	Mmax		120,942
			Tmax	8,721	
Mc120		0,907	Mmax		120,553
			Tmax	14,936	
D240		0,437	Mmax		90,873
			Tmax	12,061	
G			Mmax		6,675
			Tmax	0,886	

Tableau V. 16: Efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P9

Charges	Impact	Ka	Effort (max)	0L	L/2
AL	1V	0,141	Mmax		943,795
			Tmax	3,774	
	2V	0,149	Mmax		188,507
			Tmax	7,547	
	3V	0,149	Mmax		283,303
			Tmax	11,321	
Bc	1V	7,123	Mmax		716,098
			Tmax	51,641	
	2V	1,516	Mmax		304,819
			Tmax	21,982	
	3V	0,248	Mmax		74,797
			Tmax	5,394	
Mc120	/	2,57	Mmax		342,389
			Tmax	9,386	
D240	/	0,474	Mmax		98,567
			Tmax	13,082	
G	/		Mmax		13,101
			Tmax	1,738	

Tableau V. 17: Efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P10

Charges	Impact	Ka	Effort (max)	0L	L/2
AL	1V	0,201	Mmax		1525,909
			Tmax	6,101	
	2V	0,256	Mmax		3051,685
			Tmax	12,202	
	3V	0,256	Mmax		4577,594
			Tmax	18,305	
Bc	1V	12,444	Mmax		1251,036
			Tmax	90,219	
	2V	1,55	Mmax		311,655
			Tmax	22,475	
	3V	0,113	Mmax		34,081
			Tmax	2,457	
Mc120		4,148	Mmax		551,331
			Tmax	68,31	
D240		0,461	Mmax		95,864
			Tmax	12,723	
G			Mmax		23,29
			Tmax	3,091	

Tableau V. 18: Efforts internes réels engendrés par les charges dans la poutre P11

Charges	Impact	Ka	Effort (max)	0L	L/2
AL	1V	0,267	M max		221,029
			Tmax	8,857	
	2V	0,383	M max		442,865
			Tmax	17,714	
	3V	0,384	M max		664,894
			Tmax	26,571	
Bc	1V	26,77	M max		269,277
			Tmax	194,082	
	2V	1,573	M max		316,28
			Tmax	22,808	
	3V	0,014	M max		4,222
			Tmax	0,304	
Mc120		7,79	M max		135,407
			Tmax	128,288	
D240		0,306	M max		63,632
			Tmax	8,445	
G			M max		35,767
			Tmax	4,747	

III.8 Combinaisons des efforts aux états limites

Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS pour les poutres, en utilisant les règles du B.P.E.L 91.

Tableau V. 19: Efforts internes réels dans les poutres après combinaison pour la poutre P6

P6	Combinaisons	Effort	0L	1/2L
ELU	1,35G+1,6[max(A , B)]	M_{max}	/	962,416
		T_{max}	25,512	/
	1,35 [G +max(Mc120,D240)]	M_{max}	/	979,118
		T_{max}	123,845	/
ELS	G+1,2 [max (A , B)]	M_{max}	/	721,756
		T_{max}	19,126	/
	G+ max (Mc120 , D240)	M_{max}	/	725,273
		T_{max}	91,256	/

Tableau V. 20: Efforts internes réels dans les poutres après combinaison pour la poutre P7

P7	Combinaisons	Effort	0L	1/2L
ELU	1,35G+1,6[max(A , B)]	M_{max}	/	124,437
		T_{max}	26,259	/
	1,35 [G +max(Mc120,D240)]	M_{max}	/	109,652
		T_{max}	14,553	/
ELS	G+1,2 [max (A , B)]	M_{max}	/	933,266
		T_{max}	19,686	/
	G+ max (Mc120 , D240)	M_{max}	/	81,224
		T_{max}	10,78	/

Tableau V. 21: Efforts internes réels dans les poutres après combinaison pour la poutre P8

P8	Combinaisons	Effort	0L	1/2L
ELU	1,35G+1,6[max(A , B)]	M_{max}	/	809,011
		T_{max}	32,121	/
	1,35 [G +max(Mc120,D240)]	M_{max}	/	171,757
		T_{max}	21,362	/
ELS	G+1,2 [max (A , B)]	M_{max}	/	607,621
		T_{max}	24,079	/
	G+ max (Mc120 , D240)	M_{max}	/	127,228
		T_{max}	15,822	/

Tableau V. 22: Efforts internes réels dans les poutres après combinaison pour la poutre P9

P9	Combinaisons	Effort	0L	1/2L
ELU	1,35G+1,6[max(A , B)]	M_{max}	/	454,771
		T_{max}	84,972	/
	1,35 [G +max(Mc120,D240)]	M_{max}	/	479,912
		T_{max}	20,007	/
ELS	G+1,2 [max (A , B)]	M_{max}	/	341,664
		T_{max}	63,707	/
	G+ max (Mc120 , D240)	M_{max}	/	355,49
		T_{max}	14,820	/

Tableau V. 23: Efforts internes réels dans les poutres après combinaison pour la poutre P10

P10	Combinaisons	Effort	0L	1/2L
ELU	1,35G+1,6[max(A , B)]	M_{max}	/	735,592
		T_{max}	148,523	/
	1,35 [G +max(Mc120,D240)]	M_{max}	/	775,738
		T_{max}	96,391	/
ELS	G+1,2 [max (A , B)]	M_{max}	/	551,402
		T_{max}	111,353	/
	G+ max (Mc120 , D240)	M_{max}	/	574,621
		T_{max}	133,035	/

Tableau V. 24: Efforts internes réels dans les poutres après combinaison pour la poutre P11

P11	Combinaisons	Effort	0L	1/2L
ELU	1,35G+1,6[max(A , B)]	M_{max}	/	160,115
		T_{max}	316,939	/
	1,35 [G +max(Mc120,D240)]	M_{max}	/	144,084
		T_{max}	179,597	/
ELS	G+1,2 [max (A , B)]	M_{max}	/	800,639
		T_{max}	237,645	/
	G+ max (Mc120 , D240)	M_{max}	/	171,174
		T_{max}	133,035	/

IV. Conclusion

La poutre la plus sollicitée est la poutre n°6 (P6), selon la combinaison 1,35G + 1,35D₂₄₀

Nous présentons ci-dessous, la valeur maximale des efforts tranchants et des moments fléchissant trouvés sous la combinaison susmentionnée.

ELU:

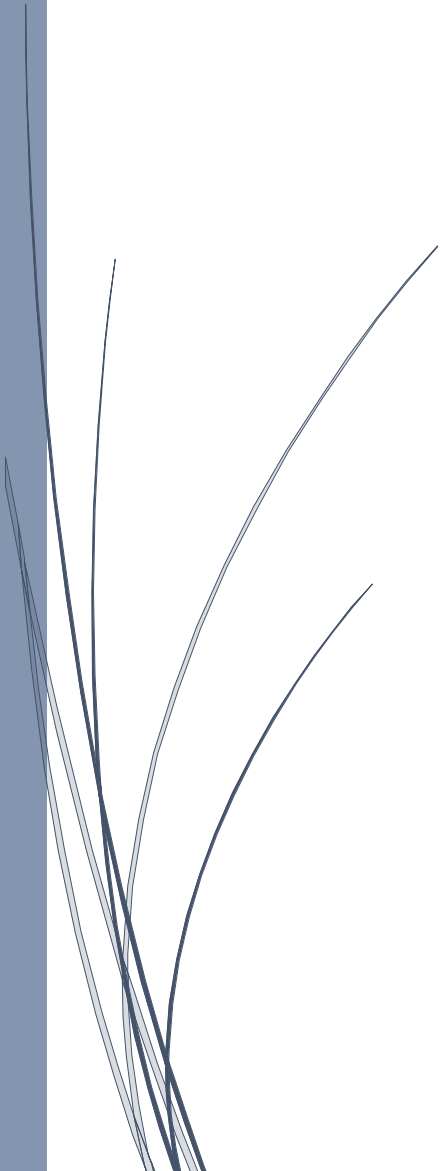
ELS:

$$\begin{cases} \text{Mu} = 979,118 \text{ t.m} \\ \text{Tu} = 123,845 \text{ t} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{Mser} = 725,273 \text{ t.m} \\ \text{Tser} = 91,256 \text{ t} \end{cases}$$

Chapitre VI

Modélisation



I. Introduction

Pour modéliser le tablier du pont on a opté pour le calcul numérique on utilisant le programme aux éléments finis Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.

II. Modélisation**II.1 Présentation du logiciel Robot**

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

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

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

II.2 Modèle de calcul

Pour calculer les efforts dans la structure (M, N, T), Le modèle numérique a été généré en utilisant un ensemble d'éléments finis. Des éléments finis bidimensionnels ont été utilisés pour la dalle (élément plaque) et éléments barres pour les poutres. Chaque élément fini est décrit par nœuds et des caractéristiques mécaniques données calculées à partir des matériaux et des sections adéquatement introduites dans le modèle de calcul.

Le tablier est modélisé par des poutres et une dalle supportée par sept appuis, les poutres sont modélisées par des éléments (barre) et la dalle est modélisée par des éléments panneau à 4 nœuds.

II.3 Les étapes de modélisation

On a modélisé suivant les étapes ci-après :

➤ *1ère étape*

Le logiciel nécessite la définition des caractéristiques « préférences de l'affaire » :

- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités.
- Définition des normes et des règlements.

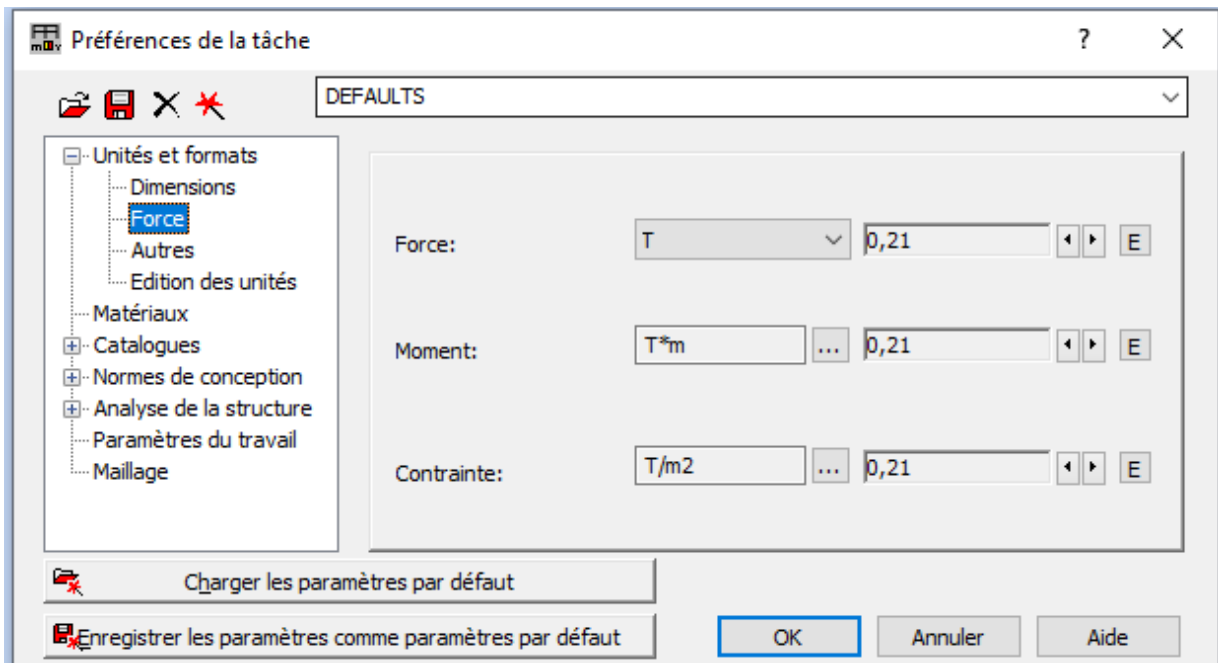


Figure VI. 1: Définition des unités

➤ 2ème étape

- La définition de la structure (les lignes de constructions, éléments verticaux et éléments horizontaux).

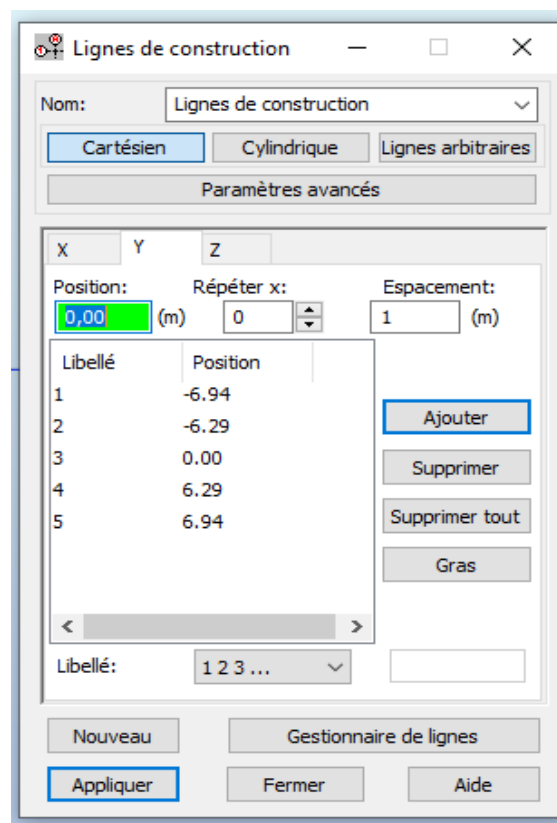


Figure VI. 2: Définition des lignes de construction

➤ 3ème étape

Définition des poutres en considérant leur section équivalente.

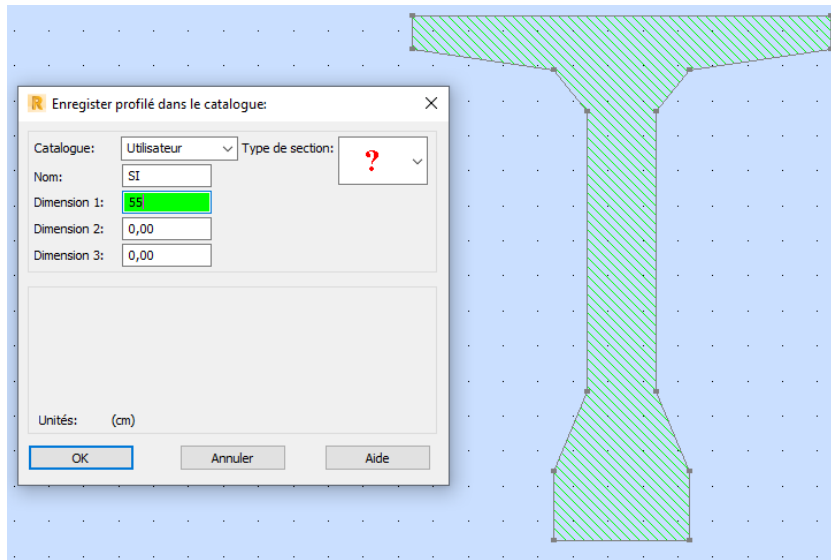


Figure VI. 3: Définition de la section équivalente

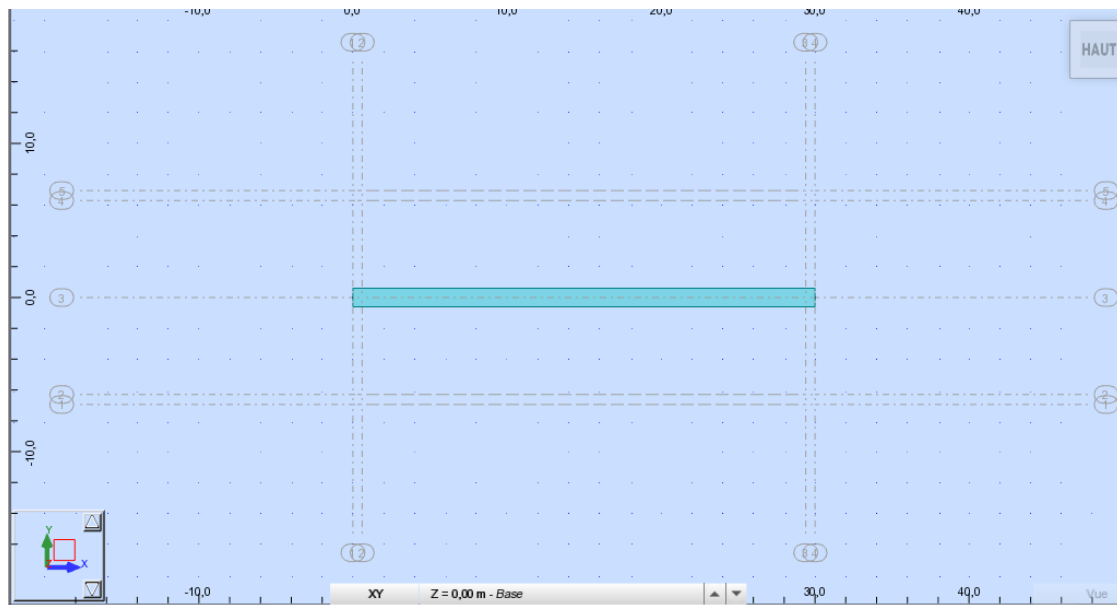


Figure VI. 4: Définir la poutre

➤ 4ème étape

- Définition des appuis

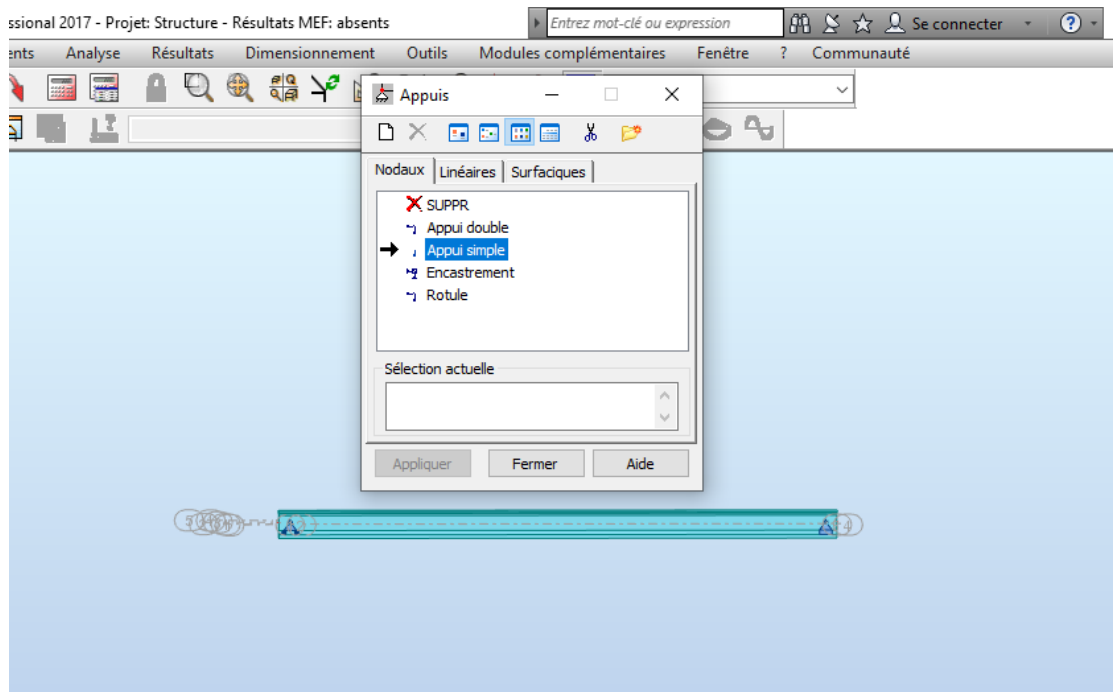


Figure VI. 5: Définir les appuis

- **Modélisation du tablier**
Définir les 11 poutres

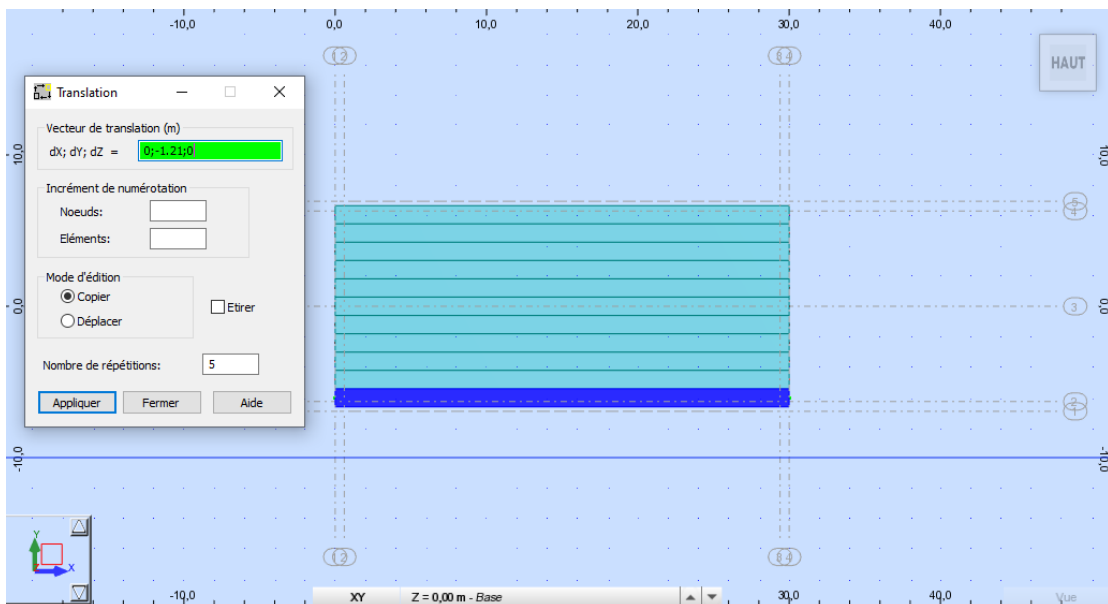


Figure VI. 6: Définition des poutres

➤ **5ème étape**

Définir les entretoises

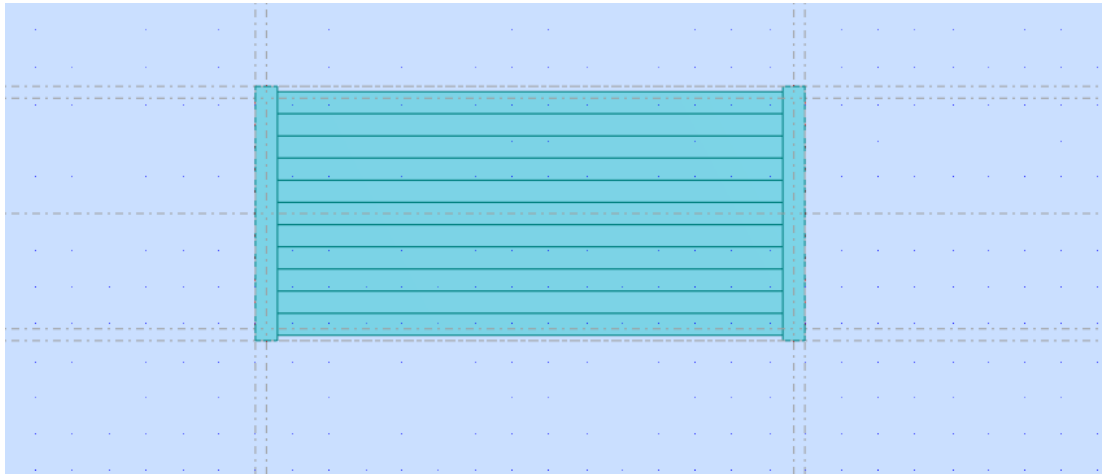


Figure VI. 7: Définir les entretoises

➤ 6ème étape

Modélisation du panneau de dalle

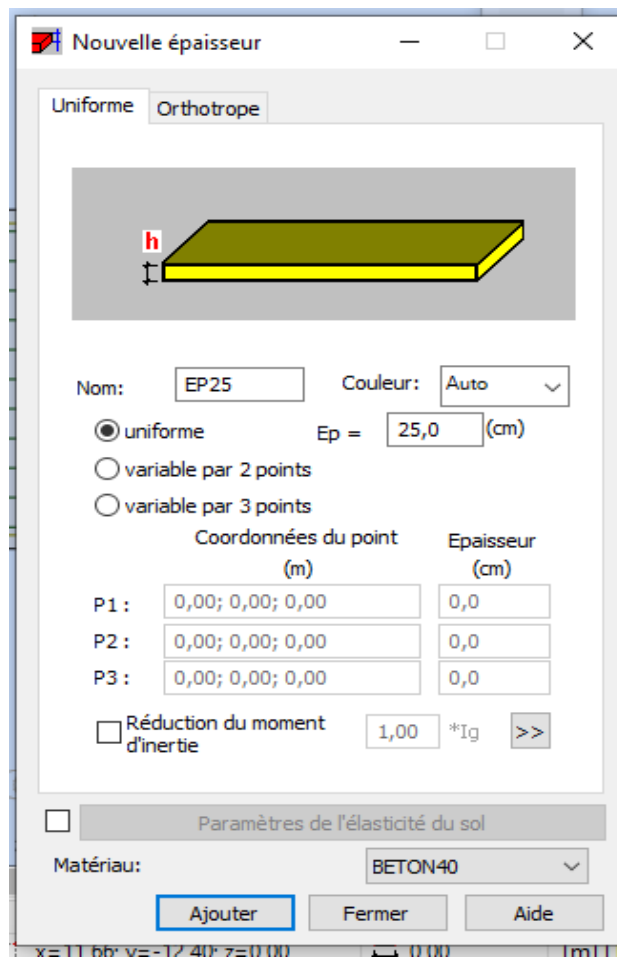


Figure VI. 8: Définir le panneau de dalle

➤ 7ème étape

Modélisation du tablier :

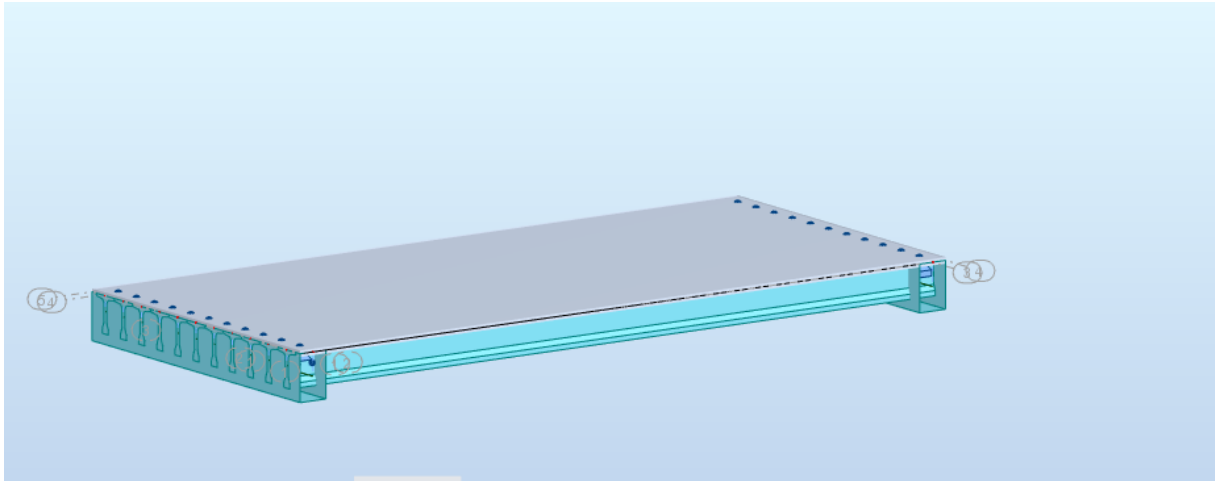


Figure VI. 9: Modélisation du tablier

➤ 8ème étape

Une fois le tablier modélisé, il faut définir et appliquer les différents chargements de la structure

- **Poids propre du tablier G**

Cette charge est générée automatiquement par le logiciel.

- ❖ **Les charges permanentes**

Elles sont définies comme suit

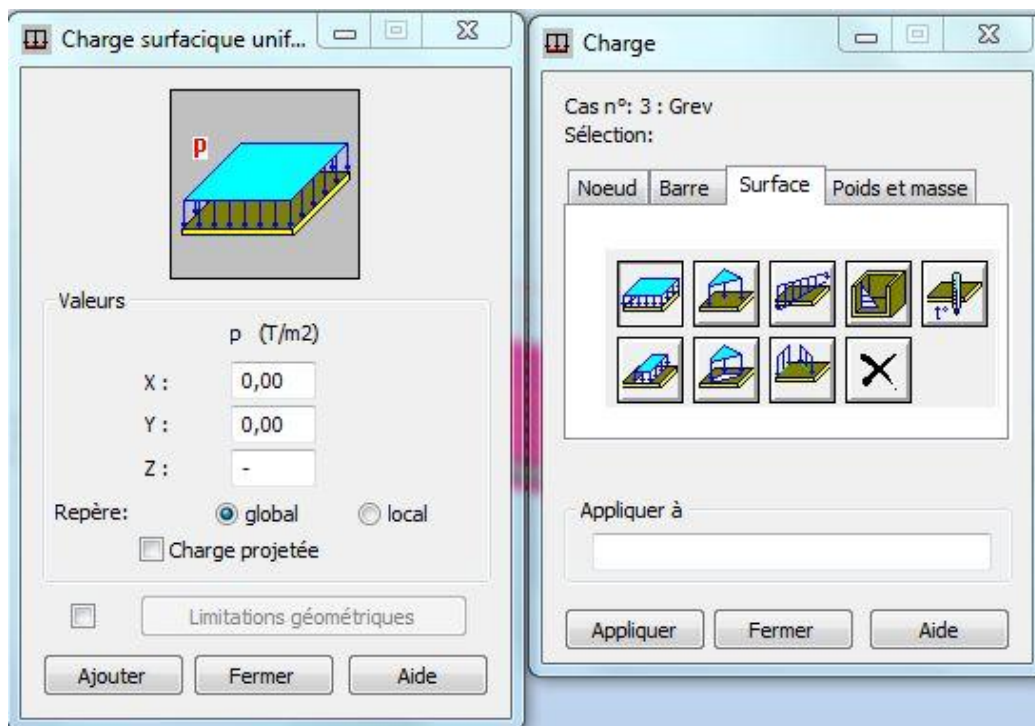


Figure VI. 10: Définir les charges

- **Poids propre du tablier** : est généré automatiquement par le logiciel.
 - **Revêtement**

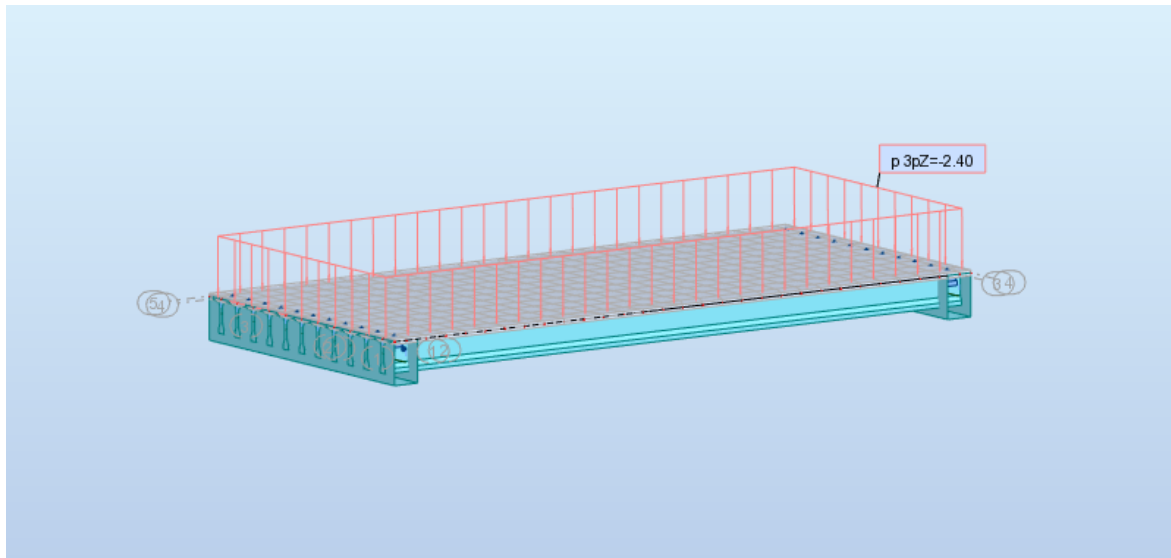


Figure VI. 11: Chargement sous le poids du revêtement

- **Garde-corps**

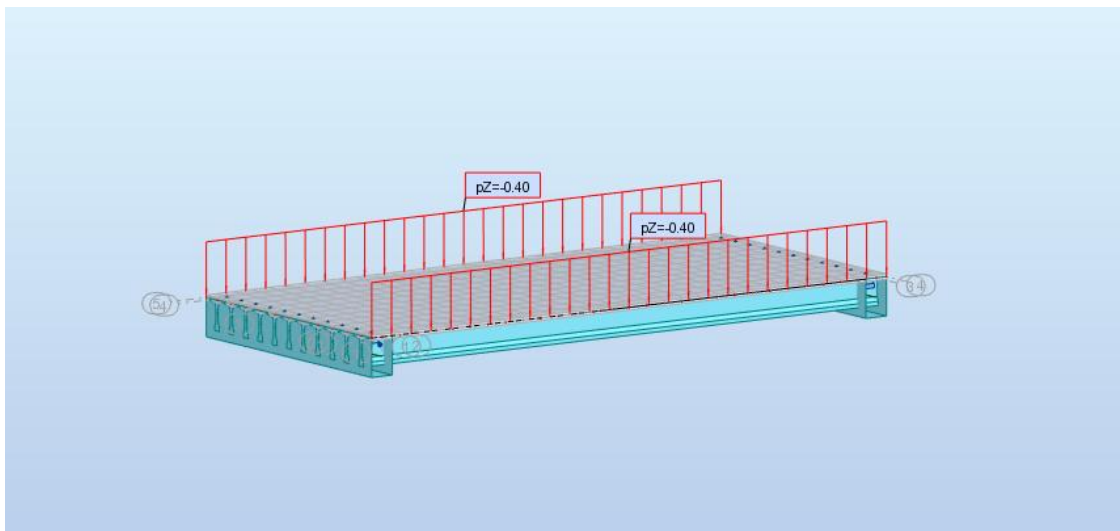


Figure VI. 12: Chargement sous le poids des garde-corps

- Les corniches

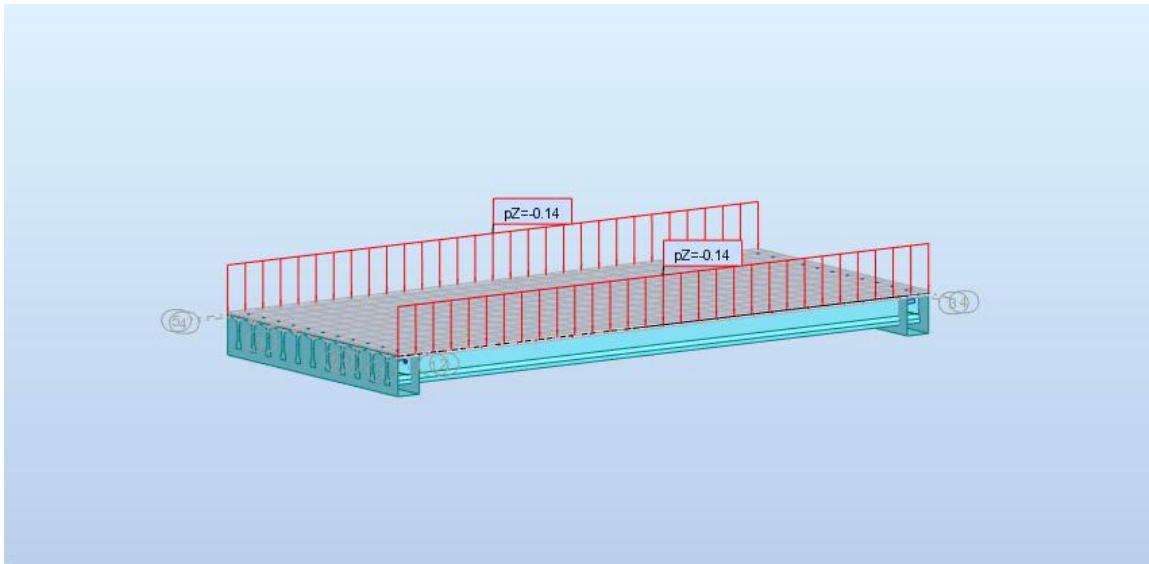


Figure VI. 13: Chargement sous le poids des corniches

- Les accotements

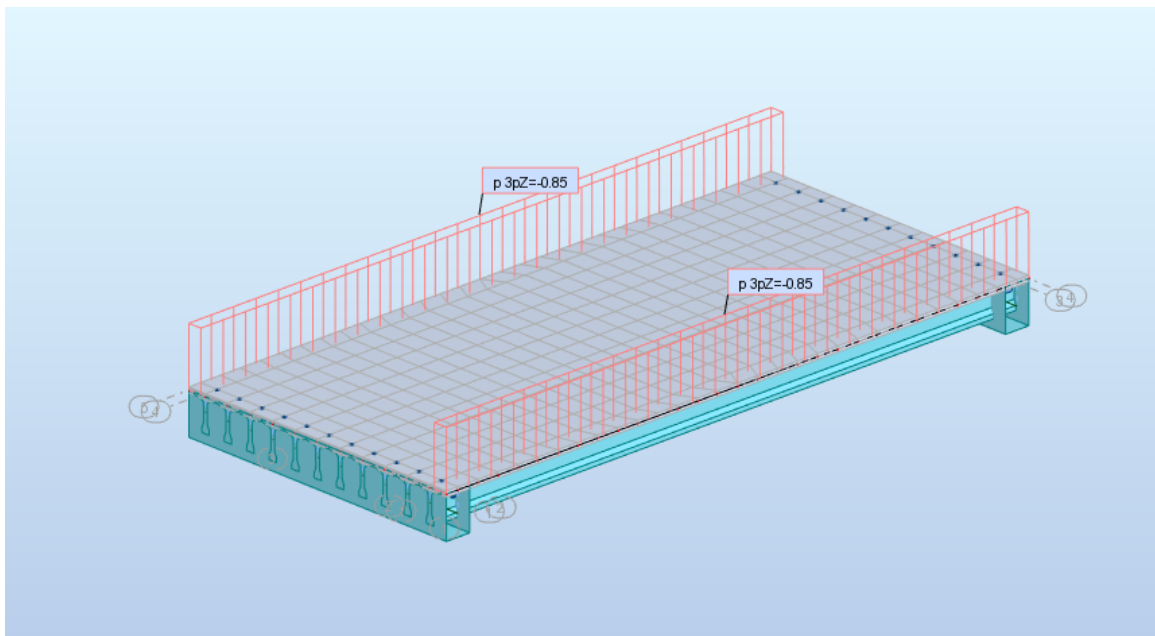


Figure VI. 14: Chargement sous le poids des accotements

- ❖ Les charges d'exploitations

- Système de charges A(l)

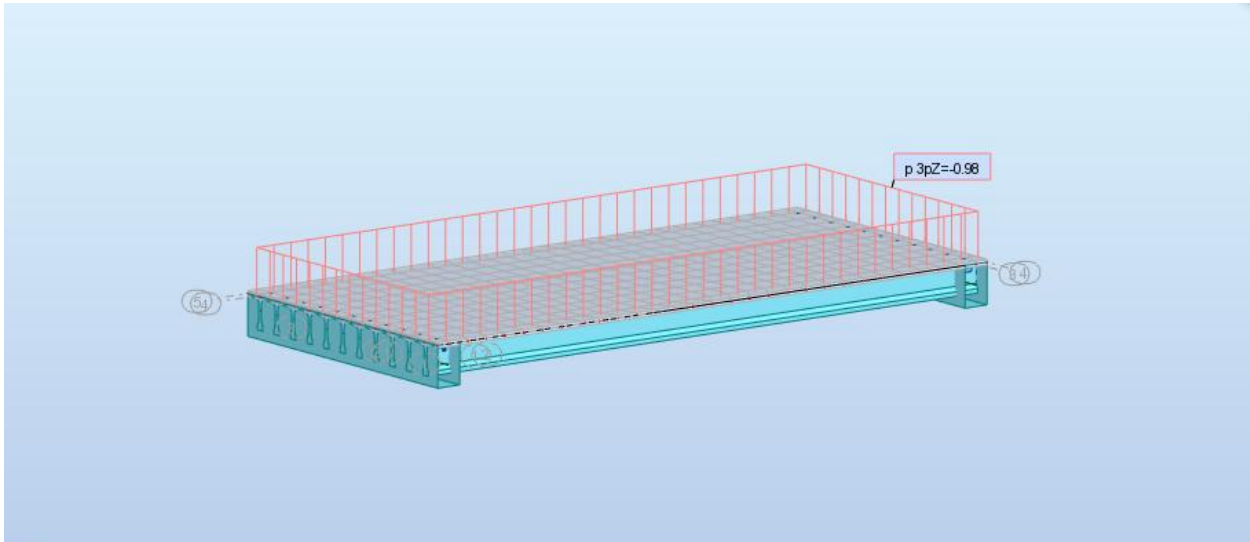


Figure VI. 15: Chargement sous le système A1

❖ Les charges roulantes

Elles sont définies comme suit :

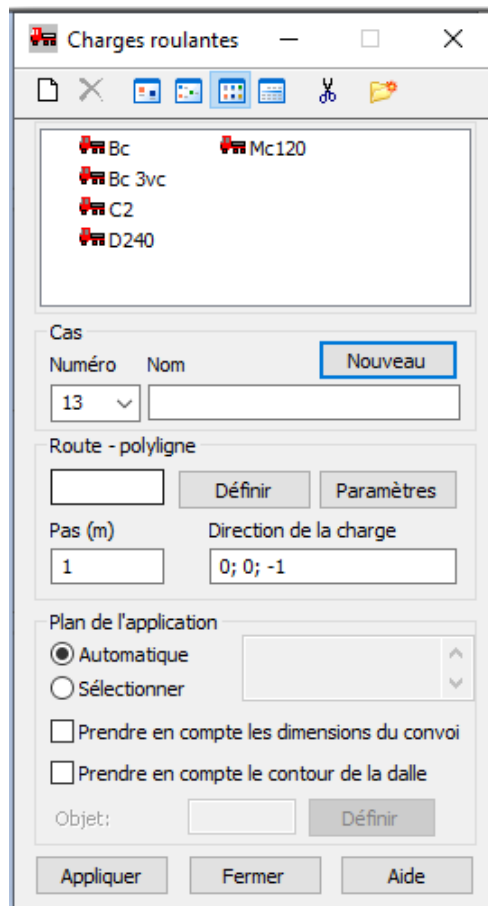


Figure VI. 16: les charges roulantes

- Système de charge Bc

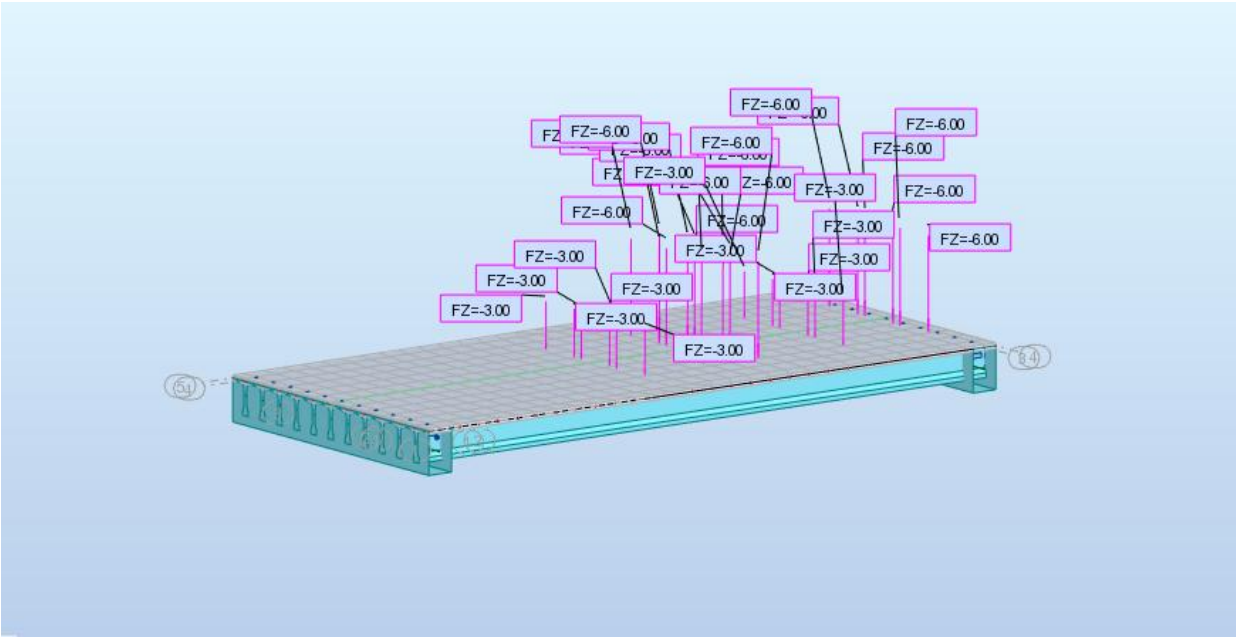


Figure VI. 17: Chargement sous le système Bc

- Système de charge Mc120

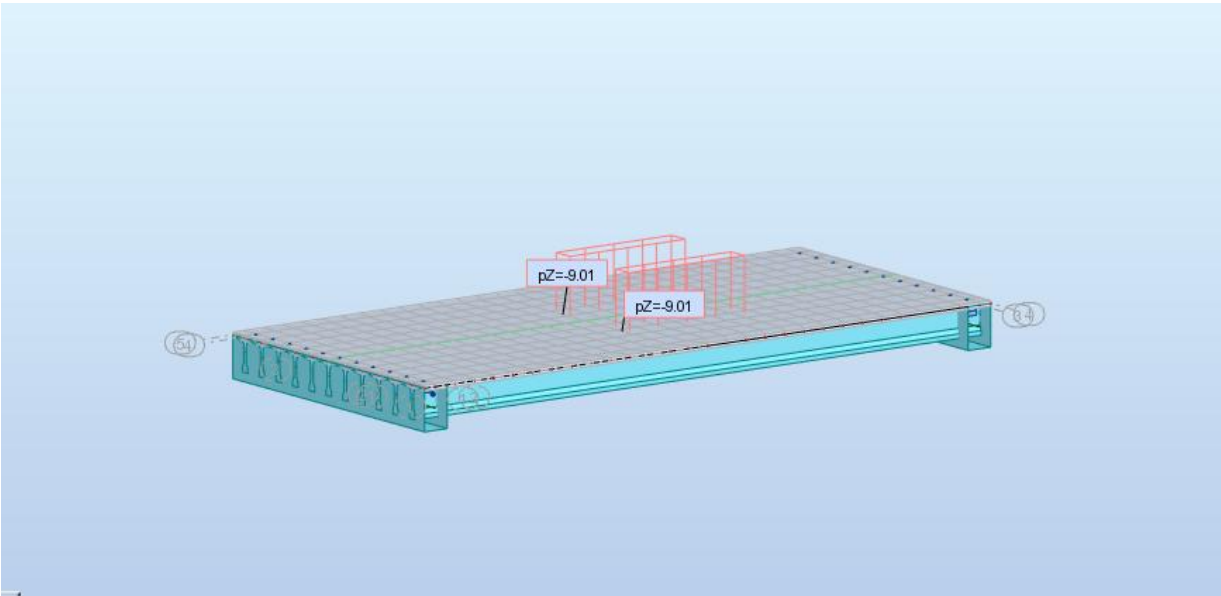


Figure VI. 18: Chargement sous le système Mc120

- Système de charge D240

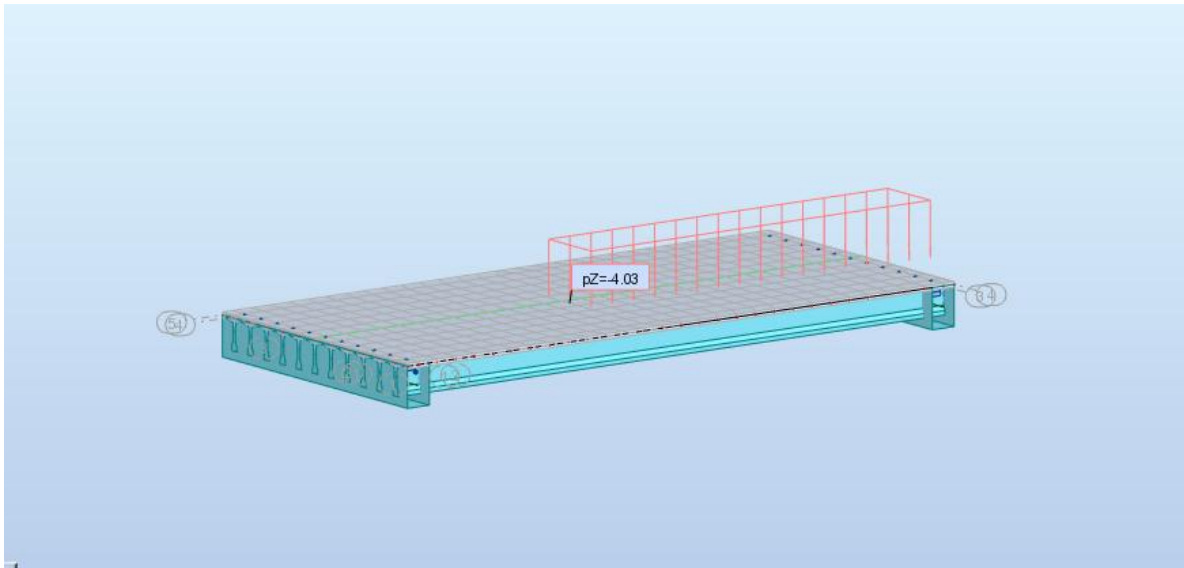


Figure VI. 19: Chargement sous le système D240

➤ 9ème étape

Définition des combinaisons d’actions et le lancement du calcul

Pour le calcul des efforts dans la structure on prend en considération les combinaisons de charges selon le B.P.A.E.L (le béton précontraint aux états-limites).

Tableau VI. 1: Les combinaisons d'actions

Action prépondérante	Combinaisons
A'ELU	$1,35 \cdot G + 1,6 \cdot (Q_t + AL)$
	$1,35 \cdot G + 1,6 \cdot (Q_t + B_c)$
	$1,35 \cdot (G + M_{C_{120}})$
	$1,35 \cdot (G + D_{240})$
A'ELS	$G + 1,2 \cdot (Q_t + AL)$
	$G + 1,2 \cdot (Q_t + B_c)$
	$G + D_{240}$
	$G + M_{C_{120}}$

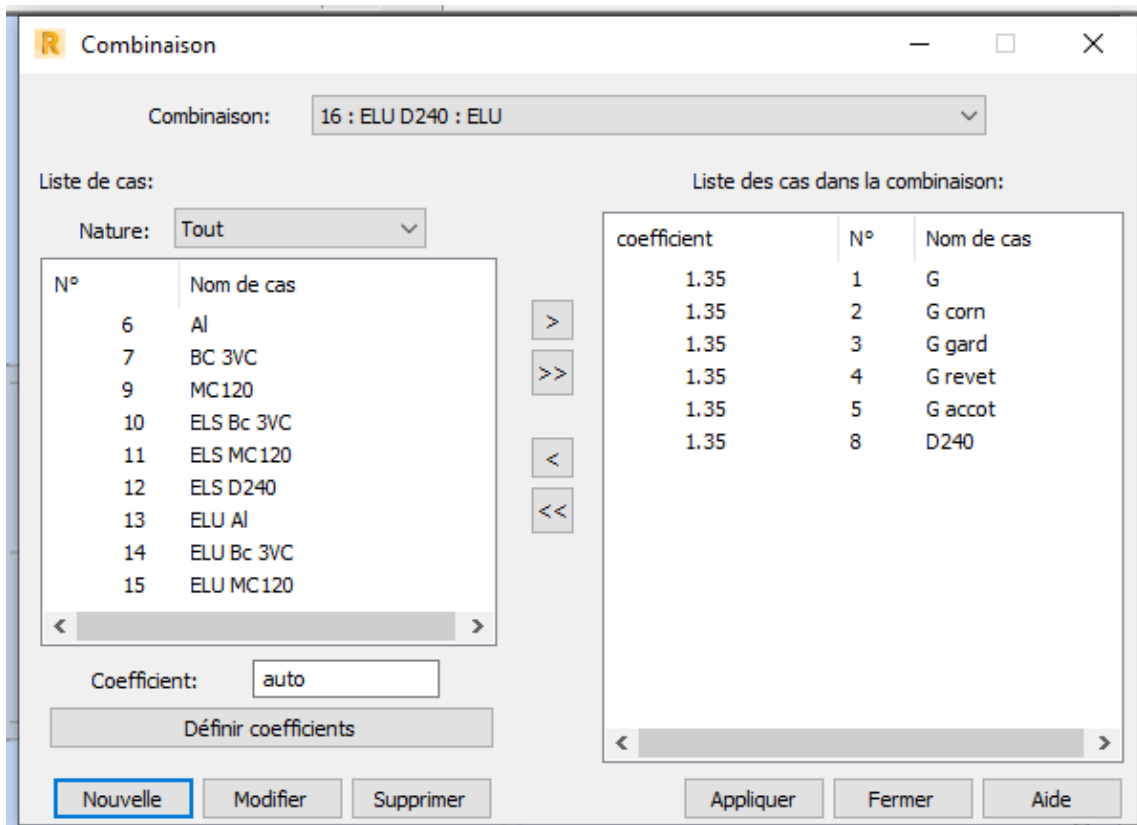


Figure VI. 20: Définition des combinaisons d'actions

➤ 10ème étape

Lancement du calcul

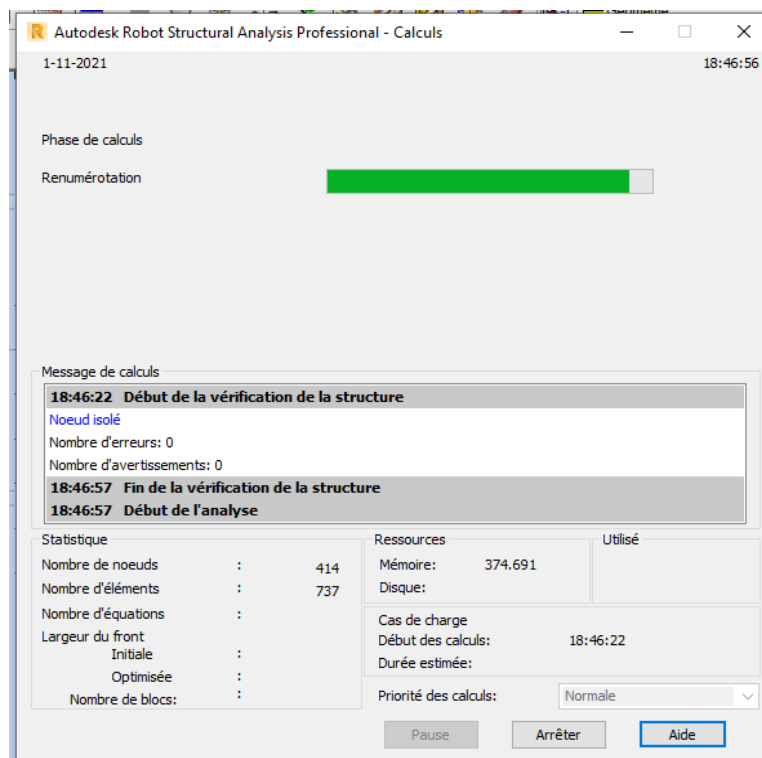


Figure VI. 21: Lancement du calcul

➤ 11ème étape

Affichage des résultats.

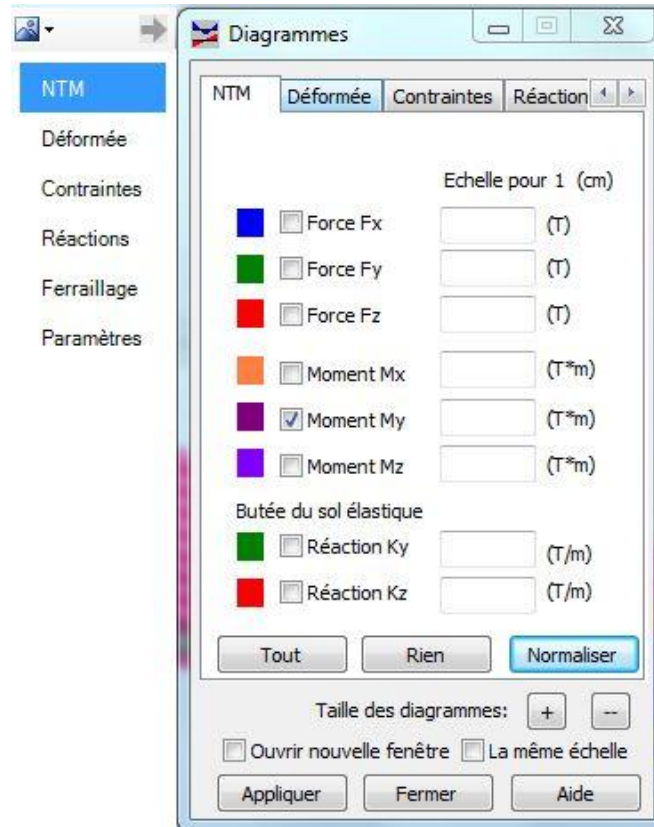


Figure VI. 22: Extraction des résultats

II.4 Effort interne dans les poutres

II.4.1 Moment fléchissant

D'après les résultats de calcul automatique, le moment maximum est donné à l'ELU par la combinaison la plus défavorable $1,35 * G + 1,35 * D_{240}$

$$M_{max} = 870,81 \text{ t.m à l'ELU}$$

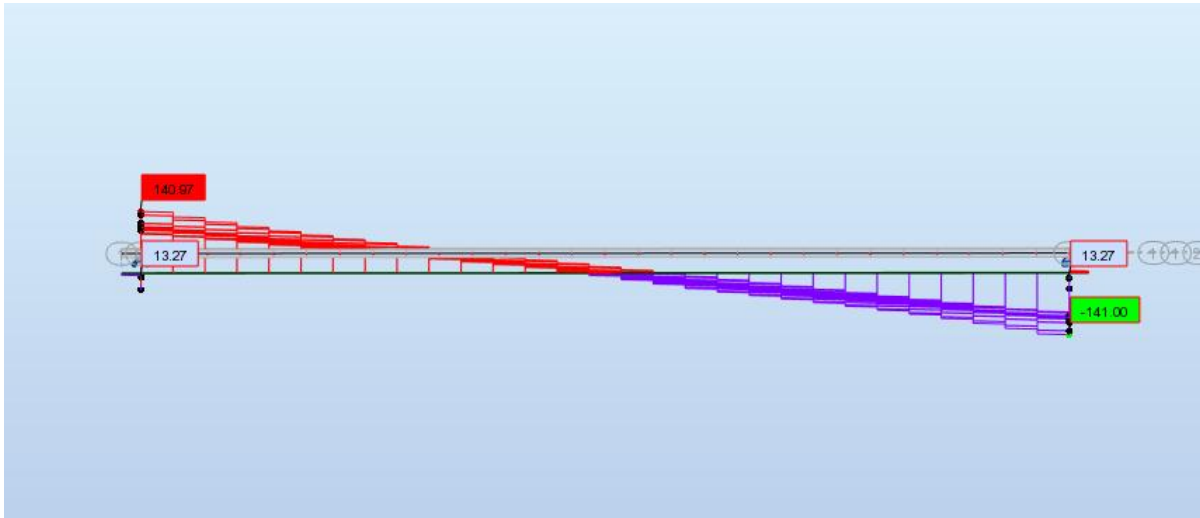


Figure VI. 25: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$$T_{max} = 104,42 \text{ t à l'ELS}$$

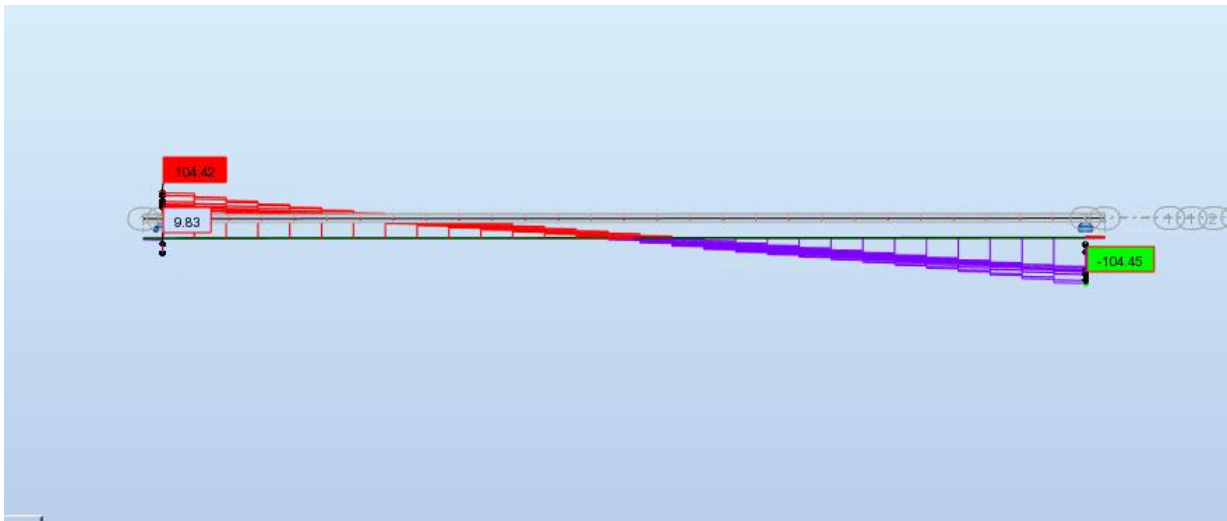


Figure VI. 26: Diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

D'où :

La poutre la plus sollicitée est la poutre n°6, selon la combinaison $1,35G + 1,35D_{240}$

Les valeurs qui seront utilisées pour le dimensionnement de la précontrainte et le ferrailage des poutres sera donc calculé à base des efforts internes suivants :

ELU:

$$\begin{cases} M_u = 870,81 \text{ t.m} \\ T_u = 140,97 \text{ t} \end{cases}$$

ELS:

$$\begin{cases} M_{ser} = 645,04 \text{ t.m} \\ T_{ser} = 104,42 \text{ t} \end{cases}$$

Conclusion

Nous tenons à préciser que les résultats trouvés reflètent parfaitement les effets calculés par la méthode numérique, à savoir la modélisation du tablier par le logiciel Rebot[®], présenté en chapitre VI. Nous pouvons conclure que ces deux méthodes sont correctes pour la détermination des sollicitations engendrées par les différentes actions d'exploitations ou permanentes, subits par le tablier.

III. Etude du platelage

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place, cette dernière assure deux rôles essentiels :

- L'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises intermédiaires ainsi que la répartition transversale des efforts.
- La réception des charges permanentes engendrées par les différentes couches de roulement ainsi que les surcharges appliquées et la transmission des efforts résultants aux poutres.

L'étude de la dalle nécessite l'étude des deux flexions suivantes :

- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale.

III.1 Méthode numérique (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017)

- Sélection du tablier à étudier
- On lance le calcul de l'élément panneau (Dalle en béton armé)

III.2 Les résultats obtenus avec le logiciel robot millenium**III.2.1 Les résultats cartographiques****Flexion longitudinale**

Autour de (YY) :

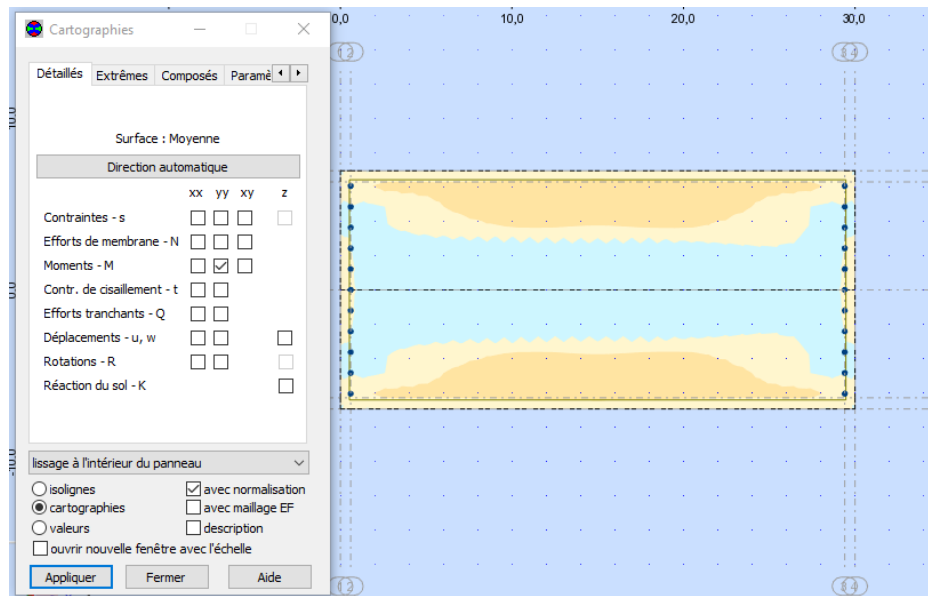


Figure VI. 27: Flexion longitudinale dans la dalle

Flexion transversale

Autour de (XX)

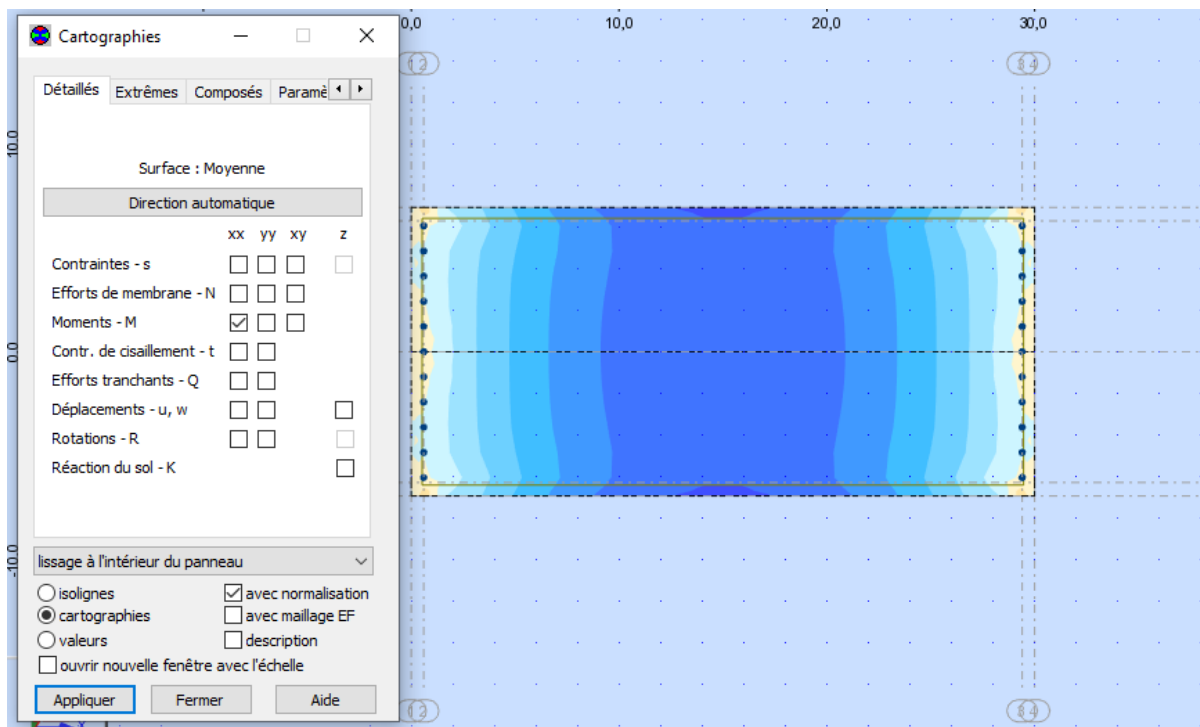


Figure VI. 28: Flexion transversale dans la dalle

IV Ferrailages

IV.1 Ferrailage de la dalle

La dalle sera calculée en flexion simple, la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,21}{30} = 0,040 \leq 0,4$$

⇒ Dalle qui travaille dans un seul sens.

Notons que les valeurs des moments fléchissant, ainsi que les efforts tranchants sont déterminés à partir de logiciel Robot Autodesk.

a. Dans le sens transversal (petite portée l_x)

- **En travée**

Armatures inférieures E.L.U :

$$M_x^{\text{tot}} = M_x^{\text{loc}} + M_y^{\text{glob}} = 3,36 \text{ t.m} = 3,36 \times 10^4 \text{ N.m}$$

$c = 3 \text{ cm}$ dans la face inférieure (d'après le BAEL 91)

$$\text{Donc : } d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$$

$b = 100 \text{ cm}$ (Pour un mètre linéaire)

L'article E.5.4.1.1 du BAEL 99 préconise de calculer la section d'armatures pour une paroi fléchie reposant sur deux appuis comme suit :

$$A_u = \frac{M_u}{z * \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$z = 0,2(l + 2h) \quad \text{si } 0,5 \leq \frac{h}{l} \leq 1$$

$$z = 0,6l \quad \text{si } h > l$$

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{1,21} = 0,83$$

$$z = 0,2 * (1,21 + 2 * 1) = 0,6 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{3,36 * 10^4 * 10^2}{0,6 * 10^2 * \frac{500 * 10^2}{1,15}} = 1,29 \text{ cm}^2$$

- **En appui**

Armatures supérieurs E.L.U :

$$M_x^{\text{tot}} = M_x^{\text{loc}} = 10,37 \text{ t.m} = 10,37 * 10^4 \text{ N.m}$$

$c = 3 \text{ cm}$ dans la face inférieure (ceci d'après le BAEL 91)

$$\text{Donc : } d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$$

$b = 100 \text{ cm}$ (Pour un mètre linéaire)

L'article E.5.4.1.1 du BAEL 99 préconise de calculer la section d'armatures pour une paroi fléchie reposant sur deux appuis comme suit :

$$A_u = \frac{M_u}{z * \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$z = 0.2(l + 2h) \text{ si } 0,5 \leq \frac{h}{l} \leq 1$$

$$z = 0.6 l \text{ si } h > l$$

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{1,21} = 0,83$$

$$z = 0,2 * (1,21 + 2 * 1) = 0,6 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{10,37 * 10^4 * 10^2}{0,6 * 10^2 * \frac{500 * 10^2}{1,15}} = 3,97 \text{ cm}^2$$

b. Dans le sens longitudinal (grande portée l_y)

- **En travée**

Armatures inférieures E.L.U :

$$M_y^{\text{tot}} = M_y^{\text{loc}} = 2,13 \text{ t.m}$$

$c = 3 \text{ cm}$ dans la face inférieure (ceci d'après le BAEL 91)

$$\text{Donc : } d = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm (Pour un mètre linéaire)}$$

L'article E.5.4.1.1 du BAEL 99 préconise de calculer la section d'armatures pour une paroi fléchie reposant sur deux appuis comme suit :

$$A_u = \frac{M_u}{z * \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$z = 0.2(l + 2h) \text{ si } 0,5 \leq \frac{h}{l} \leq 1$$

$$z = 0.6 l \text{ si } h > l$$

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{1,21} = 0,83$$

$$z = 0,2 * (1,5 + 2 * 1) = 0,6 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{2,13 * 10^4 * 10^2}{0,6 * 10^2 * \frac{500 * 10^2}{1,15}} = 0,82 \text{ cm}^2$$

c. Valeur minimale des armatures : Condition de non-fragilité (CNF)

$$12 \leq h_d = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_{x \text{ appuis}} = 3,97 \text{ cm}^2 \geq A_{\min x} = \frac{1}{2} * \rho_0 * (3 - \rho) * b * h_d = \frac{1}{2} * 0,6 * 10^{-3} * (3 - 0,040) * 100 * 25 = 2,22 \text{ cm}^2 \text{]vérifie}$$

$$A_{x \text{ travée}} = 1,29 \text{ cm}^2 < A_{\min x} = \frac{1}{2} * \rho_0 * (3 - \rho) * b * h_d = \frac{1}{2} * 0,6 * 10^{-3} * (3 - 0,040) * 100 * 25 = 2,22 \text{ cm}^2 \text{]} \rightarrow \text{non vérifie}$$

$$A_{y \text{ travée}} = 0,82 \text{ cm}^2 < A_{\min y} = \rho_0 * b * h_d = 0,6 * 10^{-3} * 100 * 25 = 1,5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Non vérifie}$$

$$\text{Avec : } A_y = 1,5 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x}{3} = \frac{2,22}{3} = 0,74 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

d. Section de ferrailage

$$A_{x \text{ appuis}} \Rightarrow 4\text{HA}14 \Rightarrow S = 6,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \text{ travée}} \Rightarrow 4\text{HA}16 \Rightarrow S = 8,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \text{ travée}} \Rightarrow 4\text{HA}12 \Rightarrow S = 4,51 \text{ cm}^2$$

✚ Disposition des armatures dans le hourdis

- Diamètre minimal des armatures

$\phi \geq 6 \text{ mm}$ Fissuration préjudiciable. (**Notre cas**)

$\phi \geq 8 \text{ mm}$ Fissuration très préjudiciable.

- Espacement maximal des armatures

Tableau VI. 2: Espacement des armatures

Types de fissures	Préjudiciable	Très préjudiciable
Espacement max	Inf (2 * h _d ; 25 cm)	Inf (1,5 * h _d ; 20 cm)

$$e_{\max} = \text{Inf} (2 * h_d; 25 \text{ cm}) = \text{inf}(2 * 25; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

e. Condition relative au poinçonnement

$$h_d = 25 \text{ cm} \geq \frac{Q_u}{0,045 * u_c * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}} = \frac{10,2}{0,045 * 6 * \frac{30}{1,15}} = 1,448 \text{ cm}$$

Q_u : Charge de calcul vis-à-vis de l'ELU.

$$Q_u = \gamma_{Q1} * \delta * P = 1,6 * 1,0625 * 6 = 10,2 \text{ t}$$

$P = 10,2 \text{ t/ml}$ pour Bc

$\gamma_{Q1} = 1,6$ à l'ELU pour le système Bc

$\delta = 1,0625$: Coefficient de majoration dynamique pour le système Bc.

u_c : Périmètre du rectangle de répartition.

$$u_c = 2 * (u + v) = 2 * (1,5 + 1) = 6$$

u, v : Dimension du rectangle de répartition.

γ_b : Coefficient de sécurité pour la résistance du béton = 1,5 en général.

f. Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T}{b_d * d} = \frac{117,74}{100 * 25} = 0,05 \leq 0,07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 * \frac{30}{1,5} = 1,4$$

⇒ **Condition vérifiée**

T : Valeur de l'effort tranchant à l'ELU.

D : Hauteur utile du hourdis.

b_d : 1 ml du hourdis.

IV.2 Ferrailage de l'entretoise

Les poutres sont calculées en flexion simple. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

➤ 1,35 * G + 1,6 Al

➤ G + 1,2 Al

a. A l'ELU

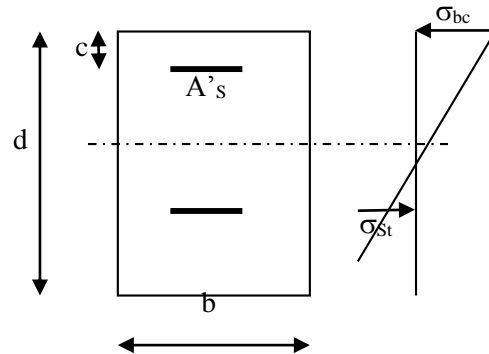
➤ **Calcul du moment réduit**

Acier FeE500

Béton $f_{c28} = 30$ MPa

C = 4 cm

$\alpha_b = 1.5$ (situation durable).



$$f_{bu} = \frac{0,85 * c_{28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 30}{1,5} = 17 \text{ MPa.}$$

$$M\mu = 115,39 \text{ t.m} = 115,39 * 10^4 \text{ N.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{115,39 * 10^4}{120 * 190,7^2 * 17} = 0,016 < \mu_u = 0,392$$

→ Section simplement armée

$\mu_{bu} = 0,016$ → De l'abaque $\beta = 0,992$

Alors la section d'Armatures tendus sera :

$$A_u = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{115,39 \times 10^4}{0,994 \times 190,7 \times 435} = 13,9 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} = 435 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

b. Vérification des contraintes à l'E.L.S

$$M_s = 85,48 \text{ t.m} = 85,48 \times 10^4 \text{ N.m}$$

La fissuration étant préjudiciable, nous devons vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{t28} \right\}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$$

$\eta = 1,6$ (HA): Fissuration préjudiciable.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 13,9}{120 \times 190,7} = 0,061 \rightarrow [\beta_1 = 0,955; K_1 = 98,6$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \times \beta_1 \times d} = \frac{85,48 \times 10^4}{13,9 \times 0,955 \times 190,7} = 337,67 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 240,99 \text{ MPa}$$

Il faudra refaire le ferrailage de la section à l'E.L.S.

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{85,48 \times 10^4}{120 \times 190,7^2 \times 240,99} = 0,00081 \rightarrow \{\beta_1 = 0,950; K_1 = 88$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{85,48 \times 10^4}{0,950 \times 190,7 \times 240,99} = 19,58 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{240,99}{88} = 2,74 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa.}$$

-Pour les armatures tendues :

$$A = \text{Max} (A_u; A_s) = \text{Max} (13,9; 19,58) = 19,58 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA20**

2 HA16

➤ **Vérification de la contrainte de non fragilité du béton (CNF)**

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0,23 \times \frac{2,4}{500} \times 120 \times 190,7 = 25,26 > A$$

→ Condition non vérifiée.

➤ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}.$$

$$\tau_u = \frac{13,29 \times 10^3}{120 \times 190,7} = 0,58 < \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 4 \text{ MPa.}$$

→ Condition vérifiée.

➤ **Vérification à la contrainte d'adhérence**

$$\bar{\tau}_u = \Psi_s * f_{t28} = 1,5 \times 2,4 = 3,6 \text{ MPa}$$

Avec :

$\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U}$$

Avec :

$\sum U$: Le périmètre des aciers.

$$\text{Poutres transversales : } \tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U} = \frac{13,29 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 190,7 \cdot 314} = 0,25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Poutres longitudinales : } \tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U} = \frac{13,29 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 190,7 \cdot 1130,4} = 0,068 \text{ MPa.}$$

$\tau_s = 0,34 < \bar{\tau}_u = 4,5$, → donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.

➤ **Calcul des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales (BAEL91/ A.7.2.12):

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \varphi_{long} \right\} = \min \{ 12 ; 5,4 ; 1,6 \}$$

Soit $\varphi_t = 1,6 \text{ cm}$

La section des armatures transversales

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4H10 = 3,14 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement minimal entre les cadres :** (BAEL91/A.5.1.22) est :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 28,8 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm} .$$

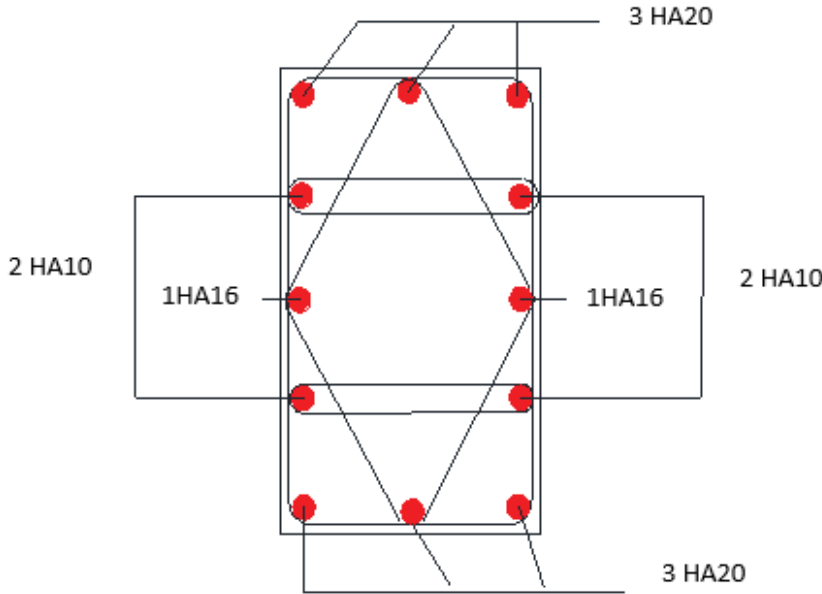


Figure VI. 29: Plan de ferrailage de l'entretoise

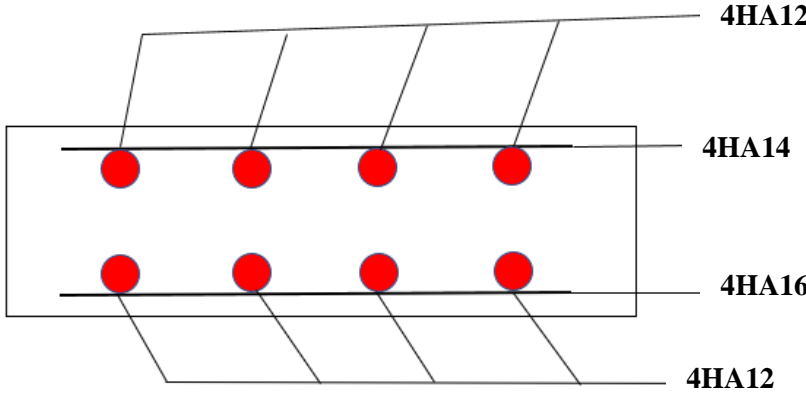


Figure VI. 30: Ferrailage de la dalle dans le sens longitudinal

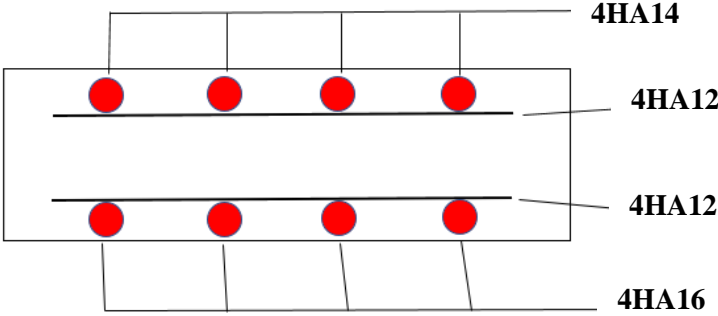


Figure VI. 31: Ferrailage de la dalle dans le sens transversal

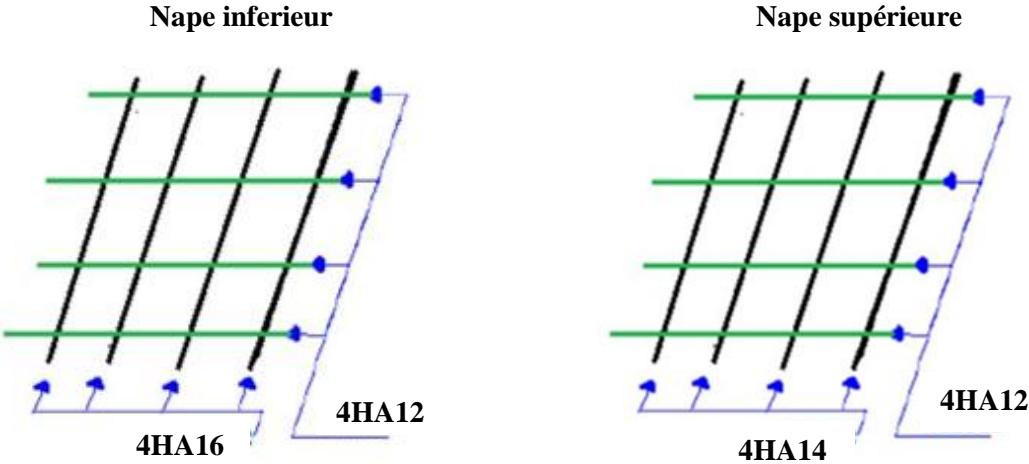
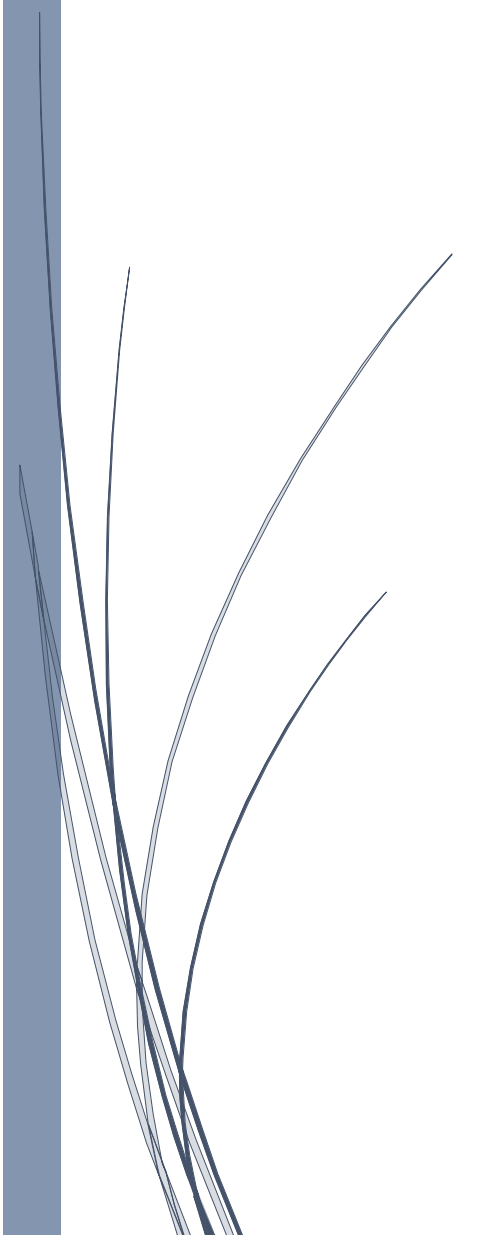


Figure VI. 32: Vu en plan du ferrailage de la dalle

Chapitre VII

Etude de la précontrainte



I. Introduction

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression et mal à la traction, pour cela on a recours à un traitement mécanique, qui consiste à exercer dans un matériau avant l’exploitation des contraintes opposées à celles produites par les charges qui le sollicitèrent.

Le traitement mécanique appelé précontraint, exige généralement deux matériaux :

- Le béton qui est le précontraint.
- Les aciers actifs qui produisent à la précontrainte ; Cette mise en tension de l’acier peut se faire avant ou après le coulage du béton, il existe deux procédés la Post-tension et la pré tension.

Dans ce chapitre nous allons étudier la précontrainte par pré tension (ledimensionnement, calcul des contraintes, calcul des pertes et déformation) due aux effortsd’exploitation.

II. Principe de précontrainte

La précontrainte a pour objectif, en imposant aux éléments un effort de compression axial judicieusement appliqué, de supprimer (ou fortement limiter) les sollicitations de traction dans le béton

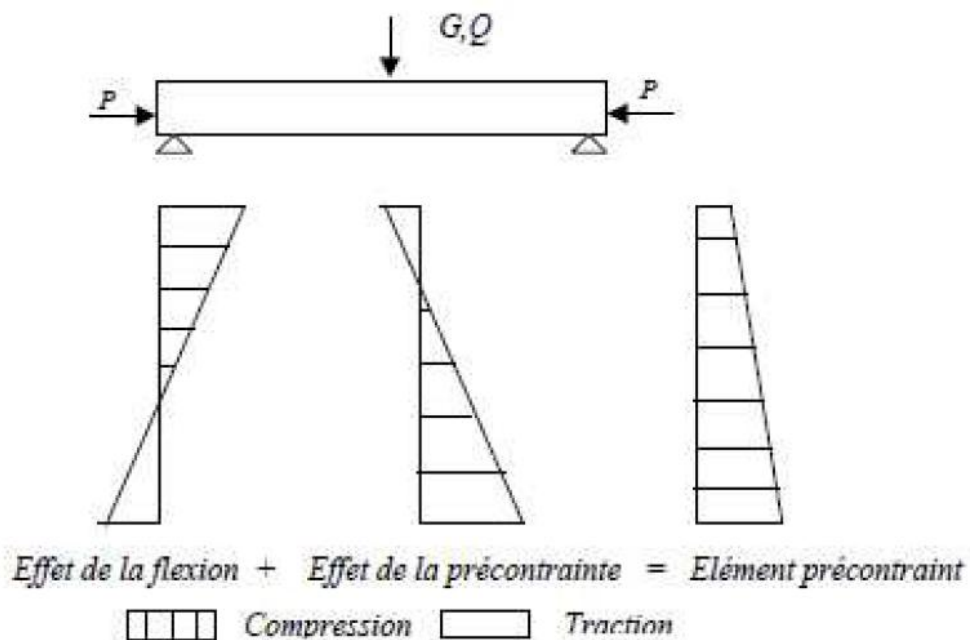


Figure VII. 1: Principe de la précontrainte

II.1 Procédé de la pré-tension

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton. Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, Pour réaliser des éléments répétitifs.

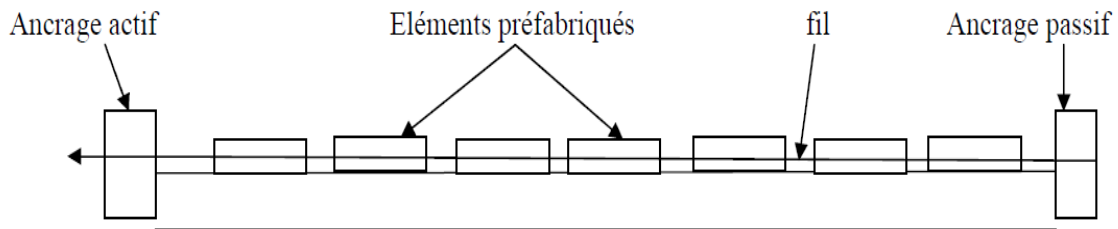


Figure VII. 2: Banc de préfabrication

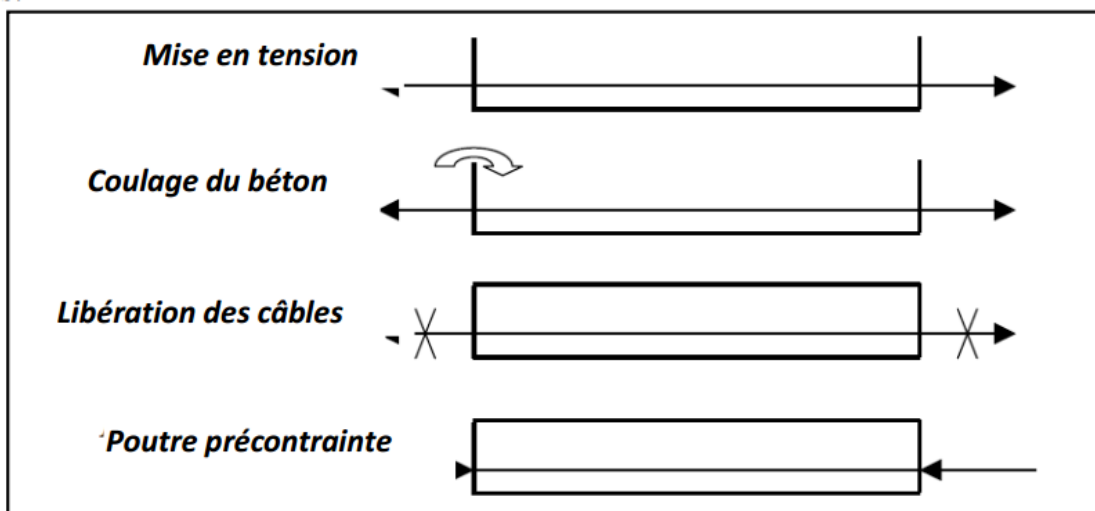


Figure VII. 3: Technique de la précontrainte par pré-tension

II.2 Phases d'exécution

Nous décrivons ci-dessous les phases les plus courantes de pré-tension :

- Mise en tension des câbles.
- Coulage du béton.
- La libération des câbles après le durcissement du béton.

Par adhérence, la précontrainte de compression est transmise au béton. D'une façon plus détaillée, la Méthode de précontrainte par pré-tension suit les cycles suivants :

- Nettoyage des moules ;
- Mise en place d'huile de décoffrage des moules
- Déroulement des armatures actives et blocage aux extrémités dans des plaques
- Mise en place des armatures passives
- Mise en place des moules dans leur position finale

- Mise en place des déviateurs éventuels
- Mise en tension des armatures par des vérins
- Mise en place du béton par pont-roulant ou grue
- Lissage de la partie supérieure
- Vibration du béton
- Étuvage ou chauffage du béton
- Décoffrage
- Dé-tension des armatures actives
- Découpage des fils situés entre deux éléments préfabriqués
- Manutention et stockage.

II.3 Dimensionnement de la précontrainte

L'étude de la précontrainte se fera pour la poutre la plus sollicitée et dans la section la plus dangereuse

La valeur minimale de la précontrainte est donnée par l'expression suivante :

$$P_{\min} = \sup(P_I, P_{II})$$

Avec :

P_I : Précontrainte minimale en section sous critique.

P_{II} : Précontrainte minimale en section sur critique.

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

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \overline{\sigma_{ti}}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

Soit à l'E.L.S :

M_{\max} : Moment maximale sous la combinaison G+D240

$$M_{\max} = 645,03 \text{ t.m}$$

M_{\min} : Moment minimale sous G uniquement

$$M_{\min} = 214,07 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M_{\max} - M_{\min} = 645,03 - 214,07 = 430,96 \text{ t.m}$$

Nous considérons les caractéristiques géométriques de la section intermédiaire (poutre + dalle).

Tableau VII 1 : Caractéristiques géométriques de la section intermédiaire avec hourdis

	B(cm ²)	I _G (cm ⁴)	V(cm)	V'(cm)	ρ(%)	H(cm)
Poutre seule	5526,9	15818272,8	69,18	80,82	0,51	150
Poutre avec hourdi	8551,9	29017581,9	40,28	109,72	0,77	175

- **Les contraintes limites :**

La contrainte de traction du béton est :

$$\bar{\sigma}_{t1} = -f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 40 = -3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{ts} = -1,5f_{t28} = -1,5 \times 3 = -4,5 \text{ MPa}$$

- **En section sous critique :**

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} + \frac{B}{h} \cdot (V \cdot \bar{\sigma}_{t1} + V' \cdot \bar{\sigma}_{ts})$$

$$P_1 = \frac{430,96 \times 10^3}{0,51 \times 150} + \frac{5526,9}{150} \times [(69,18 \times -3 \times 10^{-1}) + (80,82 \times -4,5 \times 10^{-1})]$$

$$P_1 = 3528,71 \text{ KN}$$

- **En section sur critique :**

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho \cdot B \cdot V \cdot \bar{\sigma}_{t1}}{\rho \cdot V + V' - d'}$$

d'; l'enrobage des armatures

$$d' = h - 0,9h = 150 - (0,9 \times 150) = 15 \text{ cm}$$

$$P_{II} = \frac{645,03 \times 10^3 + 0,51 \times 5526,9 \times 69,18 \times (-3 \times 10^{-1})}{0,51 \times 69,18 + 80,82 - 15}$$

$$P_{II} = 5801,38 \text{ KN}$$

$$P_1 = 3528,71 \text{ KN} < P_{II} = 5801,38 \text{ KN}$$

La section est **sur critique**, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_1 n'est plus suffisant.

La précontrainte doit reprendre 100% du poids propre donc

$$P_{\min} = \sup(P_1, P_{II}) = \sup(3528,71 \text{ KN}; 5801,38 \text{ KN}) = 5801,38 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = 5801,38 \text{ KN} \rightarrow \text{Section sur critique}$$

Alors l'excentricité e_0

$$e_0 = -(V' - d') = -(80,82 - 15) = -65,82 \text{ cm}$$

II.4 Détermination du nombre de câbles

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P_0 avant le coulage de la dalle.

Nous estimons les pertes de précontrainte à 25% :

$$P_{\min} = 0.75 \times P_0$$

$$\Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.75} = \frac{5801,38}{0.75} = 7735,17 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

Section nominale du câble $A_p = 140 \text{ mm}^2$

- $f_{\text{prg}} = 1860 \text{ Mpa}$

- $f_{\text{peg}} = 1600 \text{ Mpa}$

- $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$ (Module d'élasticité de l'acier).

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0.8f_{\text{prg}} = 0.8 \times 1860 = 1488 \text{ Mpa} \\ 0.9f_{\text{peg}} = 0.9 \times 1600 = 1440 \text{ Mpa} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{p0} = 1440 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{p0} \cdot A = 1440 \times 140 = 201.600 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{7735,17}{201.600} = 38,37 \text{ soit } n = 38 \text{ cables}$$

$$P_{\min} = 38 \times 1440 \times 140 = 7.6608 \text{ KN}$$

III. Vérification des sections

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\min} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} + \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma}_{cs} \\ \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I} - \frac{M_{\max} \cdot V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ti} \end{cases}$$

- $\bar{\sigma}_{ci}$ Et $\bar{\sigma}_{cs}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.
- $\bar{\sigma}_{ts}$ Et $\bar{\sigma}_{ti}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

III.1 Vérification des contraintes à la mise en tension

La résistance caractéristique du béton à 28 jours est de 40 MPa

- **Contrainte limite**
- **En compression**

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 0.6 f_{cj} = 0.6 f_{c14} = 0.6 \frac{j}{4.76 + 0.83 j} \times f_{c28}; \quad f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{ci} = \bar{\sigma}_{cs} = 20.51 \text{ Mpa}$$

- **En traction**

$$\bar{\sigma}_t = \begin{cases} \bar{\sigma}_{ts} = -1.5 f_{t14} = -1.5 \times 1.21 = -3.97 \text{ MPa} \rightarrow \text{hors de la section d'enrobage} \\ \bar{\sigma}_{ti} = -f_{t14} = -2.65 \text{ MPa} \rightarrow \text{dans la section d'enrobage} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } f_{c14} = f_{cj} = \frac{14}{4.76 + 0.83 \times 14} \times 40 = 34.2 \text{ MPa}$$

$$f_{t14} = 0.6 + 0.06 f_{c14} = 2.65 \text{ MPa}$$

III.2 Vérification des contraintes en fibre supérieure

$$\sigma_{ts} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e_0 \cdot V}{I_G} + \frac{M_{\min} \cdot V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3.97 \text{ MPa}$$

A la mise de en tension la poutre n'est soumise qu'à son poids propre $q=27,74 \text{ t/m}$ dans (Chapitre 4)

$$M_{\min} = M_G = \frac{qL^2}{8} = \frac{27,74 \times 30^2}{8} = 3120,75 \text{ t.m} \Rightarrow 31207,5 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{ts} = \frac{5801,38}{5526,9} + 5801,38 \frac{(-65,82) * 69,18}{15818272,8} + 31207,5 \frac{69,18 * 10^2}{15818272,8} = 13,03 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 130,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} = 130,3 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_{ts} = -3,97 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3 Vérification des contraintes en fibre inférieur

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{B} - \frac{P \cdot e_0 \cdot V'}{I_G} - \frac{M_{\min} \cdot V'}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{ci} = 20,51 \Rightarrow \text{A la fibre inferieure}$$

$$\sigma_{ci} = \frac{5801,38}{5526,9} - 5801,38 \frac{(-65,82) \times 80,82}{15818272,8} - 31207,5 \frac{80,82 \times 10^2}{15818272,8} = -12,94 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ci} = -129,4 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{ci} = 20,51 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition non verifier}$$

➤ **Section d'about:**

N.B : Dans la pré-tension, l'excentricité constante, due au précontraint rectiligne de la totalité des armatures, provoque des contraintes de traction à l'about des pièces sur le parement opposé à celui même ou se situent les armatures actives car à l'about n'existe aucun moment fléchissant autre que celui du poids extérieure de poids propre, on est tenu dans ce cas, de gagner, donc d'annuler la force de précontrainte d'un certain nombre de torons sur une longueur suffisante qui, ajoutée à la longueur d'établissement, correspond à une zone de la poutre ou le moment de poids propre peut équilibrer les contraintes de traction sur le parement considéré.

- **Centre de gravité des armatures actives :**

Nombre de câbles $\sum a_i$	Distance de la base (cm) $\sum a_i \cdot g_i$
8	8 * 8
8	8 * 14
8	8 * 20
6	6 * 26
4	4 * 32
4	4 * 38

Figure VII. 4: Distance de base des câbles

$$d_i = \frac{\sum a_i \times g_i}{\sum a_i} = \frac{\sum a_i}{n} = \frac{772}{38} = 20,31 \text{ cm}$$

- **Position de la fibre neutre : (poutre seul)**

$$v = 80,82 \text{ cm} \quad , \quad v = 69,18 \text{ cm}$$

- **Excentricité de la force de précontrainte**

$$e_0 = -(\dot{v} - d_i) = -(80,82 - 15) = -65,82$$

- **Position de la fibre neutre : (poutre avec hourdis)**

$$\dot{v} = 109.72 \text{ cm} \quad v = 40.28 \text{ cm}$$

- **Excentricité de la force de précontrainte**

$$e_0 = -(\dot{v} - d_i) = -(109.72 - 15) = -94.72 \text{ cm}$$

IV. Les pertes de précontraintes

Les chutes de tension se produisent entre l'instant de la mise en tension des câbles et la période de service, ce qui diminue l'intensité de la précontrainte initiale qu'on doit tenir compte afin d'assurer la sécurité de l'ouvrage.

Ces pertes sont classées en deux familles :

- Pertes de tension instantanées.
- Pertes de tension différées.

➤ Calcul des pertes à mi-travée

a. Pertes instantanées

Tension à l'origine : Min (0,8 f_{prg} , 0,9 f_{peg})

$$0,8 \times 1860 = 1488 \text{ MPa}$$

$$0,9 \times 1600 = 1440 \text{ MPa (valeur tient en compte)}$$

b. Perte de Non-simultanéité de mise en tension

$$\Delta\sigma_e(x) = \frac{1}{2} \times \frac{E_p}{E_{bi}} \sigma_b(x) = \frac{1}{2} * \frac{1.95 \times 10^5}{19818,18} \times 0,092 = 0,45 \text{ MPa} = 0,06 \%$$

$$\sigma_b(x) = \frac{P}{B} + \frac{P \times e_0^2}{I} = \frac{201,600}{5526,9} + \frac{201,600 \times (-65,82)^2}{15818272,8} = 0,092 \text{ MPa}$$

$$E_{bi} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{34,2} = 19818,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_e = 1440 - 0,45 = 1439,55 \text{ MPa}$$

Avec :

EP : module d'élasticité des armatures

E_{bi} : module instantané du béton

$\sigma_b(x)$: contrainte de l'armature à une distance x

P: force de précontrainte

B : section du béton

e₀ : excentricité des câbles par rapport au centre de gravité

c. Pertes instantanées totales :

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_e(x) = 0.06 \text{ MPa}$$

➤ Pertes différées :

a. Perte due à la relaxation de l'acier

$$\Delta\sigma_\rho = \frac{6}{100} \rho 1000 \left[\frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] \sigma_{i(x)} = \frac{6}{100} * 2.5 \left[\frac{1439,55}{1860} - 0.43 \right] * 1439.55$$

$$\Delta\sigma_\rho = 74.27 \text{ MPa} = 5.15 \%$$

avec :

$\rho_{1000}(\%)$: relaxation garantie à 1 000 h,

μ_0 : coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation, 0,30 pour les armatures à relaxation normale.

$\sigma_i(x)$: Contrainte initiale (contrainte après les pertes instantanées).

f_{prg} : contrainte de rupture garantie.

b. Perte due au retrait du béton

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r(1 - r(t))E_p$$

$$r_m = \frac{\text{aire de section}}{\text{périmètre extérieur}} = \frac{5026,9}{539,8554} = 9.31 \text{ cm}$$

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

$$r(7) = \frac{7}{7 + 9 \times 9,31} = 0.077$$

$$\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$$

$$E_p = 19.5 \times 10^4$$

$$\Delta E_r = 3 \times 10^{-4}(1 - 0,077) \times 19,5 \times 10^4 = 54 \text{ MPa} = 3,76 \%$$

ε_r : est le retrait final du béton.

r_m : Rayon moyen de la section, exprimé en centimètres.

$r(t)$: Une fonction du temps variant de 0 à 1, quand le temps t varie de 0 à l'infini à partir du bétonnage.

c. La perte par fluage différées

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b + \sigma_m) \times \frac{E_p}{E_{ij}} = (7.2 + 7.2) \times \frac{1.95 \times 10^5}{19818.18} = 141.69 \text{ MPa} = 9,83 \%$$

$$\sigma_b = \sigma_m = 7.2 \text{ MPa}$$

D'où :

E_P : module d'élasticité des armatures ;

E_{bi} : module instantané du béton au jour « j » ;

σ_b : contrainte normale du béton après les pertes instantanées.

d. Pertes différées totales

Pour tenir compte de la non-indépendance des pertes du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, on

Introduit le coefficient 5/6.

e. Les pertes différées finales sont évaluées par la formule

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_p = 3,76 + 9,83 + \frac{5}{6} * 5,15 = 17,88 \%$$

$$\Delta\sigma_t = \Delta\sigma_{d+\Delta\sigma_i} = 17,88 + 0,06 = 17,94 \%$$

V. Conclusion

Nous remarquons que les pertes totales varient entre 3.76 % et 9.83 % de P_0 , et qu'elles sont inférieures à la valeur prise en considération lors du calcul de P_0 qui est 25 % de P_0 .



CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude nous a permis de synthétiser et de lier les différentes connaissances théoriques générales acquises durant l'ensemble des années d'études ainsi que de se familiariser avec les différents règlements en vigueur dans le domaine des travaux publics, en procédant à leur application sur un cas réel.

A L'issue de cette étude on retient que pour calculer un pont à poutre multiples en béton précontraint par pré-tension, il faut passer par deux étapes : l'étude de la superstructure et l'étude de l'infrastructure. Dans mon cas, je me suis basé uniquement sur l'étude de tablier.

Etude de la superstructure : Le pré dimensionnement des poutres principales est déterminé d'après le guide de conception de **SETRA (VIPP)**.

Pour trouver la poutre la plus sollicitée, nous avons procédé à l'évaluation des efforts longitudinaux suivi de la répartition transversale de ces efforts sur les différentes poutres en utilisant la méthode de **GUYON–MASSONNET** et avec le logiciel **Robot Autodesk** afin de dimensionner la précontrainte, et de justifier les contraintes créées.

Le platelage a été ferrailé en flexion simple en considérant les deux flexions transversales et locales.

Pour conclure nous pouvons dire que, ce mémoire (Projet de Fin d'Etude), nous a permis d'avoir une idée sur les différentes étapes de calcul des ouvrages d'arts en béton précontraint, d'autre part il nous a permis de faire un rapprochement réel sur la vie professionnelle.



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages

- ❖ **BPEL 91 révisé 99**, EYROLLES, (Edition 1993) ;
- ❖ **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés** : JEAN-PIERREMOUGIN, (Edition 2000) ;
- ❖ **Document technique règlementaire** : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;
- ❖ **Guide de conception de la SETRA**: Pont routes à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence ;
- ❖ **Fascicule 61 titre II du CPC** : "Programme de charges et épreuves des ponts routes" (Edition 1971) ;

Cours

- ❖ Cours Béton Précontraint, Master 1 Voies et Ouvrages d'Arts, M^{me} GHANEM FADILA UMMTO.
- ❖ Cours de Dimensionnement des Ponts 1 et 2, Master 1 Voies et Ouvrages d'Arts, M^{me} MILOUDI NASSIMA UMMTO.
- ❖ Travaux Pratiques de Modélisation numérique des Ponts, Master 2 Voies et Ouvrages d'Arts, M^{me} MILOUDI NASSIMA UMMTO.
- ❖ Cours Ouvrage en Béton, Master 1 Voies et Ouvrage d'Arts M^{me} BELHOCINE MALIKA UMMTO.

Thèses et P.f.e

- ❖ **Les différentes Thèses UMMTO et ENTP.**

Logiciels

- ❖ Robot Autodesk Structural Analysis Professional 2017 : Logiciel de calcul.
- ❖ Microsoft office 2019.
- ❖ AutoCAD 2017 : Logiciel de dessin.