

UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS
FACULTE DE SCIENCES ET TECHNOLOGIES
APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



BP. 368 GOMA

www.ulpgl.net

**ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DES
PONTS POUTRES EN BETON ARME AVEC ENTRETOISES
INTERMEDIAIRES : Cas de la méthode de Courbon, méthodes
des poutres continues et la méthode des éléments finis.**

Par **MBUSA MUYISA Isaac**

Mémoire présenté et défendu en vue de l'obtention
du Diplôme d'Ingénieur Civil.

Option : Structures et ouvrages d'art

Directeur : Prof. **BISHWEKA BIRYONDEKE
Cherif**

Encadreur : Ingénieur **CIRHUZA BADEZIRE
Paterne**

ANNEE ACADEMIQUE 2023 – 2024

Epigraphe

"Dans le labyrinthe des structures, les méthodes de calcul sont nos compas pour bâtir des ouvrages durables."

Dit-on

Dédicace

A toute la communauté scientifique de Génie civil de la République démocratique du Congo.

MBUSA MUYISA Isaac

Remerciement

Dans le sanctuaire du cœur humain résident de multiples aspirations, mais c'est la volonté divine qui en orchestre l'accomplissement. Nous adressons nos plus sincères remerciements à Dieu tout-puissant, dont la grâce nous confère le souffle vital et la force indispensable à la concrétisation de ce projet. À Lui revient, en premier lieu, l'honneur de notre gratitude.

Nous tenons également à exprimer notre reconnaissance envers les autorités de l'université, ainsi qu'à celles de la faculté des sciences et technologies appliquées, et plus particulièrement à nos éminents enseignants, le professeur Chérif BISHWEKA et l'Ingénieur CIRHUZA BADESIRE Paternelle, respectivement directeur et encadreur, pour leur précieux accompagnement scientifique tout au long de l'élaboration de ce travail.

Nos remerciements particuliers s'adressent à notre famille MUYISA SAA-SITA REGINE, qui nous soutient inlassablement dans toutes nos démarches académiques et recherches scientifiques. Nous leur adressons notre profonde gratitude pour tous les efforts consentis.

Nous remercions également nos camarades étudiants Etienne Mwaka et Murphy TUSSI pour leur disponibilité face à toutes nos préoccupations d'ordre scientifique. Enfin, à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail, nous vous prions de recevoir notre sincère reconnaissance.

MBUSA MUYISA Isaac

Résumé

La région de l'est de la RDC est parsemée des cours d'eau impliquant la pluralité des ouvrages d'art sur les voies routières de ces régions. La plupart de pont y rencontrés sont de ponts à poutre droites avec entretoise intermédiaires. Les processus d'optimisations sécuritaire des ouvrages doivent s'intéresser à tous les aspects techniques dans l'élaboration des projets de construction de ces ouvrages. C'est ainsi que nous abordons dans ce travail la comparaison de méthodes de calcul appropriée aux ponts poutres avec entretoises intermédiaires. Dans le cadre de cette étude comparative, plusieurs méthodes de calcul pour les ponts à poutres avec entretoises intermédiaires ont été examinées, en particulier la méthode de Courbons, la méthode des poutres droites et la méthode des éléments finis. La méthode de poutres droites, bien qu'elle soit simple et rapide, présente des limites de précision et est surtout adaptée aux calculs préliminaires. La méthode de Courbon est une approche intermédiaire qui propose un bon compromis entre précision et simplicité, mais qui peut être insuffisante pour des structures plus complexes. En revanche, la méthode des éléments finis, bien que plus précise, nécessite des ressources informatiques considérables et une expertise technique. Cette étude conclut que le choix de la méthode optimal doit se porter sur les exigences spécifiques du projet, la précision souhaitée et les ressources disponibles. Cependant elle précise que toute autre chose égales par ailleurs, la méthode de Courbon est la plus indiquée.

Mots clés

- Etudes, - Méthode, - Comparative, - Calcul, - Pont poutre, - Courbons, - Eléments finis

Abstract

The eastern region of the DRC is dotted with rivers implying the plurality of engineering structures on the roads of these regions. Most of the bridge encountered there is a straight girder bridge with intermediate spacers. The processes of safety optimization of structures must take into account all the technical aspects in the development of construction projects for these structures. This is how we approach in this work the comparison of design methods appropriate to girder bridges with intermediate struts. In this comparative study, several design methods for girder bridges with intermediate struts were examined, in particular the Courbon method, the straight girder method and the finite element method. The straight beam method, although simple and fast, has limitations in accuracy and is especially suitable for preliminary calculations. The Courbon method is an intermediate approach that offers a good compromise between precision and simplicity, but which may be insufficient for more complex structures. In contrast, the finite element method, although more accurate, requires considerable computing resources and technical expertise. This study concludes that the choice of the optimal method should focus on the specific requirements of the project, the desired accuracy and the available resources. However, it specifies that anything else equals messaging, the curb method is the most indicated.

Sommaire

Epigraphe	i
Dédicace.....	ii
Remerciement.....	iii
Résumé	iv
Abstract	v
Sommaire.....	vi
Liste des abréviations et sigles.....	a
Liste de tableaux.....	b
Liste de figures.....	c
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAP I. GENERALITES	4
I.1. INTRODUCTION.....	4
I. 2. GENERALITE SUR LE PONT.....	4
I.2.1. Définition	4
I.2.2. Une brève historique des ponts.....	4
I.2.3. Classification	6
I .2.4. Terminologie du pont [7]	9
I.3. GENERALITES SUR LES REGLES DE CHARGEMENTS DES PONTS	11
I.3.1 charges permanentes.....	11
I.3.2. Charges variables [17].....	11
I.4. GENERALITES SUR LES CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DE PONT POUTRES AVEC ENTRETOISE INTERMEDIAIRE	14
I.4.1. Aperçu général de la méthode de Courbons	14

I.4.2. Aperçu de la méthode de poutres droites continues.....	14
I.4.3. Généralités sur la méthode des éléments finis (MEF).....	15
I.5. CONCLUSION PARTIELLE.....	16
CHAPITRE II. METHODOLOGIES DE CALCUL DE PONTS POUTRES.....	17
II.1. INTRODUCTION	17
II.2. CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT DU PONT.....	17
II.2.1. Conception architecturale.....	17
II.2.2. Pré-dimensionnement du structurale	19
II.3. LES CHARGES ROUTIERES NORMALES AVEC SYSTEME BC	20
II. 3. MÉTHODES DE CALCUL DE PONT POUTRE	22
II.3.1. Méthode de courbons.....	23
II.3.2. Méthode de poutres droites continues.....	34
II.3.3. Méthode des éléments finis (MEF).....	37
II.4. PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES EN BETON ARME	39
II.4.1. Données géométriques [16].....	39
II.4.2. Dimensionnement de la poutre en t	40
II.5. COMPARAISON ET CHOIX DE LA METHODE OPTIMALE	48
II.6. CONCLUSION PARTIELLE	49
CHAPITRE 3 : RESULTATS ET ANNALYSE	50
III. 1. INTRODUCTION.....	50
III. 2. PREDIMENSIONNEMENT.....	50
III. 2.1 Conception architecturale du pont.....	50
III.2.2. Pré-dimensionnement du tablier	50
III.3. CALCUL PAR LA METHODE DE COURBON.....	54

III.3.1. Ligne d'influence des réactions et moment de poutre avec le système Bc et charge du trottoir.....	54
III.3.2. Calcul des réactions RE(Bc) de chaque poutre dues aux charges Bc	55
III.3.3. Calcul des réactions RE(St) de chaque poutre dues aux surcharges sur trottoir	57
III.3.4. Calculs des moments fléchissant maximaux des éléments du tablier ...	59
III.3.5. Calcul des moments fléchissant dans les poutres principales du pont ..	59
III.3.6. Calcul de l'effort tranchant dans les poutres principales	62
III.3.5. Calcul des entretoises.....	67
III.4. CALCUL DU PONT POUTRE PAR LA METHODE DE POUTRES DROITES	71
III.4.1. Poutre principale	71
III.4.1. Entretoise intermédiaire	73
III.5. CALCUL PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS	74
III.5.1. Modélisation.....	74
III.5.2. Chargement et pondération	74
III.5.3. Calcul et présentation des résultats	74
III.6. DIMENSIONNEMENT	77
III.6.1. Hypothèses de dimensionnement	77
III.6.2. Dimensionnement du tablier par la méthode de Courbon.....	78
III.6.3. Dimensionnement du tablier par la méthode de poutres droites continues	84
III.6.4. Dimensionnement du tablier par la méthode des éléments finis	90
III.7. ANALYSE ET COMPARAISON DE RESULTATS.....	95
III.8. DISCUSSION DE RESULTATS	98

III.8.1. Discussion de résultats des moments fléchissant dans les éléments du tablier	98
III.8.2. Discussion de résultats des efforts tranchants dans les éléments du tablier	99
III.8.3. Discussion de résultats des sections transversales en béton et en acier dans les éléments du tablier.....	99
III.8.4. Discussions généralisées de résultats.....	99
III.9. CONCLUSION PARTIELLE.....	102
CONCLUSION GENERALE	103
ANNEXES	107

Liste des abréviations et sigles

1. **ACI** : normes américaines
2. **BAU** : Bande d'arrêt d'urgence
3. **CPC** : Cahier des prescriptions communes
4. **CPS** : Cahier de prescriptions spécifiques
5. **ELU** : états limites ultimes
6. **ELS** : états limites de services
7. **GB** : normes chinoises
8. **Lch** : largeur chargeable
9. **Lr** : largeur roulable
10. **MEF** : Méthode des éléments finis
11. **Nf** : normes françaises
12. **Nv** : nombre de voie
13. **RSA** : Robot structure Analysis
14. **RDM** : Résistance de matériaux
15. **RN** : route nationale
16. **RPP** : les routes provinciales prioritaires
17. **RPS** : les routes provinciales secondaires

Liste de tableaux

TABLEAU 1. 1 - POIDS DES ELEMENTS DU TABLIER [17].....	11
TABLEAU 1. 2 - VALEUR DU COEFFICIENT BC [20].....	12
TABLEAU 2. 1 - CLASSEMENT DU PONT EN FONCTION DE LA LONGUEUR CHARGEUR.....	19
TABLEAU 2. 2 - VALEURS DU COEFFICIENT BC.....	21
TABLEAU 2. 3 - SECTION EN EN CM ² 1 A 20 ARMATURES DE DIAMETRE EN MM.....	47
TABLEAU 3. 1 - RESUME DU PRE-DIMENSIONNEMENT.....	51
TABLEAU 3. 2 - CALCUL MOMENT MAXIMAL ET REACTION MAX PAR LE THEOREME DE BARRE (METHODE DE POUTRES DROITES CONTINUES).....	72
TABLEAU 3. 3 - DIMENSIONNEMENT DES ENTRETOISES INTERMEDIAIRES (METHODE DE COURBON).....	83
TABLEAU 3. 4 - DIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES (METHODE DE POUTRES DROITES CONTINUES).....	86
TABLEAU 3. 5 - DIMENSIONNEMENT DES ENTRETOISES INTERMEDIAIRES (METHODE DE POUTRES DROITES CONTINUES).....	89
TABLEAU 3. 6 - MOMENTS AUX DIFFERENTS CAS DE CHARGEMENT SUR LA POUTRE PRINCIPALE.....	95
TABLEAU 3. 7 - EFFORTS TRANCHANTS AUX DIFFERENTS CAS DE CHARGEMENT SUR LA POUTRE PRINCIPALE	96
TABLEAU 3. 8 - MOMENTS AUX DIFFERENTS CAS DE CHARGEMENT SUR L'ENTRETOISE.....	96
TABLEAU 3. 9 - EFFORTS TRANCHANTS AUX DIFFERENTS CAS DE CHARGEMENT SUR L'ENTRETOISE.....	97
TABLEAU 3. 10 - SECTION D'ARMATURES DES POUTRES PRINCIPALES.....	98
TABLEAU 3. 11 - SECTION D'ARMATURES DES ENTRETOISES INTERMEDIAIRES.....	98

Liste de figures

FIGURE 3. 1 - LA COUPE TRANSVERSALE DU PONT.	52
FIGURE 3. 2 - LA COUPE LONGITUDINALE DU PONT.	53
FIGURE 3. 3 - VUE EN PLAN DU PONT.	53
FIGURE 3. 4. LIGNE D'INFLUENCE DE REACTION DE LA POUTRE 1 SOUS LA CHARGE BC.	54
FIGURE 3. 5 - LIGNE D'INFLUENCE DE REACTION DE LA POUTRE 2 SOUS LA CHARGE BC.	55
FIGURE 3. 6 - LIGNE D'INFLUENCE DE REACTION DE L'ENTRETOISE INTERMEDIAIRE SOUS LA CHARGE BC ..	55
FIGURE 3. 7 - LIGNE D'INFLUENCE DE LA REACTION SUR L'ENTRETOISE SOUS LA CHARGE SUR TROTTOIR (St).	57
FIGURE 3. 8 - LIGNE D'INFLUENCE DE LA REACTION DE LA POUTRE 1 SOUS LA CHARGE SUR TROTTOIR (St). 57	57
FIGURE 3. 9- LIGNE D'INFLUENCE DE LA REACTION DE LA POUTRE 2 SOUS LA CHARGE SUR TROTTOIR (St). 58	58
FIGURE 3. 10 - Y1 ET Y2 SUR LA LIGNE D'INFLUENCE DE REACTION SUR LA POUTRE 1 SOUS CHARGES SUR TROTTOIR.	60
FIGURE 3. 11 - LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT SUR LA POUTRE 62	62
FIGURE 3. 12 - LIGNE D'INFLUENCE TRANSVERSALE DE LA REACTION DE LA POUTRE 2 SOUS CHARGE BC.... 63	63
FIGURE 3. 13 - APPLICATION DU SYSTEME BC SUR LA LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT SUR LA POUTRE.	63
FIGURE 3. 14 - LA LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT Ts AU POINT D'ABSCISSE XS=5,33 (Li Ts).	64
FIGURE 3. 15 - APPLICATION DU SYSTEME BC SUR LA LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT Ts AU POINT D'ABSCISSE XS=5,33 (Li Ts).	64
FIGURE 3. 16 - LA LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT Ts AU POINT D'ABSCISSE XS=2 METRES. .. 65	65
FIGURE 3. 17 - LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT Ts A XS =6M SOUS CHARGEONS LA DE DU SYSTEME DE CHARGE BC 66	66
FIGURE 3. 18 -LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT Ts A L1 SOUS CHARGEONS LA DE DU SYSTEME DE CHARGE BC 67	67
FIGURE 3. 19..... 68	68
FIGURE 3. 20 - LIGNE D'INFLUENCE DE MOMENT A XS=0..... 69	69
FIGURE 3. 21 - LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT A X= -D/2..... 70	70
FIGURE 3. 22 - LIGNE D'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT A X= -D/2 CHARGEE DU SYSTEME BC 70	70
FIGURE 3. 23 - CHARGES DU SYSTEME BC SUR LE PONT..... 72	72
FIGURE 3. 24 - CHARGES DU SYSTEME BC SUR LE PONT POSITION A ET B DE CHAQUE ESSIEU. 72	72
FIGURE 3. 25 - PERSPECTIVES DU TABLIER DU PONT POUTRES DANS LE LOGICIEL ROBOT STRUCTURES 74	74
FIGURE 3. 26 - MOMENT ET EFFORT TRANCHANT DUE AU SYSTEME DE CHARGE BC SUR LA POUTRE PRINCIPALE AU ELU (MEF)..... 75	75
FIGURE 3. 27 - MOMENT ET EFFORT TRANCHANT DUE AU SYSTEME DE CHARGE BC SUR LA POUTRE PRINCIPALE AU ELS (MEF). 75	75

ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DES PONTS POUTRES AVEC
ENTRETOISES INTERMEDIAIRES

FIGURE 3. 28 - RESULTATS GLOBAUX DU MOMENT MAX ET DE L'EFFORT TRANCHANT MAX DANS LA POUTRE PRINCIPALE EN T AUX ELU.....	76
FIGURE 3. 29 - C. RESULTATS GLOBAUX DU MOMENT MAX ET DE L'EFFORT TRANCHANT MAX DANS LA POUTRE PRINCIPALE EN T AUX ELS.....	77
FIGURE 3. 30 - SECTIONS TRANSVERSALES DE LA TU TABLIER ET DE LA POUTRE RESPECTIVEMENT.	78
FIGURE 3. 31 - LIGNE D'INFLUENCE DE LA REACTION A LA POUTRE 1 DUE A LA CHARGE PERME G DU TABLIER.....	80
FIGURE 3. 32 - SECTION EN T DE LA POUTRE PRINCIPALE AVEC PLAN FERRAILLAGE (COURBON).	82
FIGURE 3. 33. SECTION EN T DE L'ENTRETOISE AVEC PLAN DE FERRAILLAGE (COURBON).....	84
FIGURE 3. 34 - SECTION EN T DE LA POUTRE PRINCIPALE AVEC PLAN FERRAILLAGE (METHODE DES POUTRES DROITES)	87
FIGURE 3. 35 - SECTION EN T DE L'ENTRETOISE AVEC PLAN DE FERRAILLAGE (METHODE DE POUTRES DROITES).	90
FIGURE 3. 36 - PLANS DES FERRAILLAGES DE LA MAITRESSE POUTRE PAR LA MEF.	91
FIGURE 3. 37 - PLANS DES FERRAILLAGES DE L'ENTRETOISE INTERMEDIAIRE PAR LA MEF (COUPES C-C ET D-D).	93
FIGURE 3. 38 - PLANS DES FERRAILLAGES DE L'ENTRETOISE INTERMEDIAIRE PAR LA MEF (COUPES I-I ET J-J).....	94
FIGURE 3. 39 - RENDUES PHOTOS REALISTES EN PERSPECTIVES DU PONT POUTRES AVEC ENTRETOISES INTERMEDIAIRE.....	110

INTRODUCTION GENERALE

Le réseau routier de la République démocratique du Congo est ainsi réparti en trois catégories selon leur importance : les routes nationales (RN), les routes provinciales prioritaires (RPP) et les routes provinciales secondaires (RPS) [1].

Compte tenu du relief et de certains obstacles naturels ou artificiels empêchant la continuité du réseau routier, il est fréquent de rencontrer des ouvrages de franchissement le long du réseau routier qui assurent la continuité de celui-ci. C'est dans ce contexte que se situent les ponts [2]. Le réseau routier congolais compte ainsi à ces jours 3500 ponts de portée allant de 4 à 750 mètres pour une longueur totale de 68000 mètres [2].

Les ponts sont des structures indispensables pour l'émergence dans une localité où ils jouent leur rôle. Ils permettent de franchir les obstacles naturels ainsi que artificiels [3]. Dans la zone Est de La République Démocratique du Congo, il y'a sur les voies routières plusieurs ponts poutre dont la portée moyenne est de 15 mètres de longueur, c'est le cas par exemple du pont Lushoga qui mesure de 15 mètres de long et est soutenu par deux piliers latéraux de plus de 10 mètres de haut chacun [4]. Se trouvant entre plusieurs localités à très fort échange économique, ces ouvrages sont sujets à des trafics importants [5]. La conception des ponts est en constante évolution grâce à l'emploi de matériaux de plus en plus performants, à des moyens de calculs permettant d'établir des modèles de comportement très sophistiqués et à la création de formes originales apportant de nouvelles solutions aux problèmes posés par le franchissement d'obstacles de plus en plus impressionnant [6].

Ils existent plusieurs méthodes de calcul des ponts poutres avec entretoises intermédiaires. La plus couramment utilisée de ces méthodes est celle de des poutres droites continues [7]. Le choix de méthode de calcul dépend de plusieurs facteurs dont nature du pont et de sa géométrie (nombre et longueur de travée, tablier avec ou sans entretoises intermédiaires, etc.); ressources disponibles: la disponibilité de logiciels spécialisés (éléments finis, poutres continues) influencera le choix de la méthode ; précision souhaitée [8]. Dans ce présent travail, notre attention est spécifiquement portée sur trois de ces méthodes dont la méthode de poutres droites continues, la méthode de Courbon et la méthode des éléments finis.

La méthode de poutres continues modélise le pont comme une série de poutres reliées entre elles en des points d'appui. Plus simple à mettre en œuvre, mais moins flexible pour les géométries complexes et les variations de section. Convient pour les ponts à poutres continues simples ou multiples et les ponts à travées multiples. Elle est souvent utilisée pour une première évaluation ou pour des calculs simplifiés [7]. En effet dans l'application de cette méthode on ne tient pas compte de la répartition transversale des charges, sur les poutres, due aux entretoises ; il y a donc abstraction des moments de flexions dans les entretoises et du moment de torsion dans les poutres pourtant présents à ces niveaux [9]. Quant à la méthode de Courbon, elle se base sur une simplification de la structure réelle, en considérant les poutres comme indépendantes et en tenant compte de l'effet des entretoises par des coefficients empiriques des répartitions [10]. La précision des résultats dépend de la validité des hypothèses de départ. Elle est généralement suffisante pour les ponts à poutres répondant aux critères de la méthode. La méthode de Courbon et la méthode des poutres continues sont deux approches utilisées en génie civil, plus particulièrement dans le calcul des structures, pour déterminer les efforts internes (moments fléchissant, efforts tranchants) dans les poutres. Bien qu'elles aient un objectif commun, elles reposent sur des hypothèses et des simplifications différentes, ce qui conduit à des résultats surement différents [11].

La méthode des éléments finis divise la structure en petits éléments (triangles, quadrangles, etc.) interconnectés par des nœuds [12]. Chaque élément est défini par ses propriétés matérielles et géométriques. Cette approche permet de modéliser des géométries complexes et des comportements non linéaires. Les calculs sont plus complexes et nécessitent l'utilisation de logiciels spécialisés [13].

Il se pose ainsi la question de savoir laquelle de ces méthodes est la plus efficace en évaluation des efforts internes (moments fléchissant, efforts tranchants) en présentant une bonne marge sécuritaire pour le calcul et le dimensionnement d'un pont à poutre avec entretoises intermédiaires entre la méthode de courbons, la méthode de poutres droites continues et la méthode des éléments finis.

Dans cette quête nous pensons que l'analyse quantitative et la comparaison des résultats obtenues par application de ces méthodes, sur un même model structural

du pont poutre, nous permettraient de savoir laquelle de ces méthodes est la plus orientée pour cette fin.

Dans ce travail, nous allons donner l'orientation sur la méthode optimale de calcul d'un pont à poutre avec entretoise pour un dimensionnement sécuritaire.

Pour y parvenir nous allons d'abord faire la conception d'un modèle architecturale et structurale d'un pont poutre avec entretoises intermédiaires, en suite passerons par son chargement et les calculs suivant les trois méthodes pour en fin analyser les résultats et préciser le choix propice entre ces méthodes, en fonctions de paramètres quantitatives de comparaisons entre autre le moment fléchissant dans les poutres et les entretoises, l'effort tranchant, la section d'acier et des éléments en béton obtenue après dimensionnement, etc.

Mis à part l'introduction et la conclusion générale, ce présent travail comporte trois chapitres qui sont :

- Chapitre premier : généralités sur les ponts poutres ;
- Chapitre deuxième : méthodologies de calcul de pont par les méthodes de Courbon, de poutres droites et des éléments finis ;
- Chapitre troisième : résultats et analyse.

CHAP I. GENERALITES

I.1. INTRODUCTION

Ce chapitre présente les généralités sur les ponts. D'une manière succincte, il reprend la définition du pont, une brève historique des ponts, la classification des ponts, la terminologie du pont, les généralités sur les règles de chargements des ponts, les généralités sur les méthodes de calculs et dimensionnement des ponts poutre avec entretoises intermédiaires.

I. 2. GENERALITE SUR LE PONT

I.2.1. Définition

Le pont est un ouvrage destiné à franchir un obstacle naturel (ravin, rivière) ou à franchir une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime [3]. En technique, nous disons qu'un pont est un ouvrage lancé ou jeté pour permettre le franchissement d'un obstacle naturel ou artificiel : vallée, rivière, canal de navigation, canal d'irrigation, une dépression, une zone d'inondation, une zone marécageuse, un lac, un bras de mer et d'autres voies de communication [7].

I.2.2. Une brève historique des ponts

L'ingénierie des ponts remonte du 15^e siècle après Jésus Christ. Il sied de signaler que Les principes fondamentaux de la statique ont été développés par les Grecs et ont été illustrés dans les travaux scientifiques et les applications d'ingénierie de Léonard de Vinci, Cardan et Galilée. Néanmoins, Les ingénieurs des 15^e et 16^e siècles, apparemment ignorants de ce record, se sont appuyés uniquement sur l'expérience et la tradition pour construire des ponts et des aqueducs. Vers la fin du 17^e siècle, Leibnitz, Newton et les frères Bernoulli utilisaient des calculs infinitésimaux et l'état de l'art évoluait rapidement. Lahire (1695) et Belidor (1729) ont publié des ouvrages sur l'analyse théorique des structures et ont fourni le cadre du domaine de la mécanique des matériaux qui est devenu le centre des travaux en France au cours du 18^e siècle. Des centres de formation notables ont été créés en France et sont devenus assez célèbres. Avec cela, l'impact des ingénieurs formés sur la conception des ponts se fait sentir à partir de 1850. Par exemple certains des ingénieurs de ponts américains les plus éminents y ont été formés.

Kuzmanovic (1977) d'écrit la pierre et le bois comme les premiers matériaux de construction de ponts. Le fer étant introduit pendant la période de transition du bois à l'acier. Selon des archives connues, le béton a été utilisé en France dès 1840 pour un pont de 12,0 m de long pour traverser le canal de la Garoynèa Grisolles, mais le béton armé n'a été utilisé dans les travaux de pont qu'au début du siècle. Le béton précontraint a été introduit en 1927 [14].

Les premiers ponts se limitent probablement à un arbre, à des rondins placés en travers d'un cours d'eau, à des lianes ou des cordes tendues au travers d'une étroite.

L'historique des ponts peut se résumer en différentes périodes ci-dessous :

1. Période empirique : celle de la construction des ponts voute, en maçonnerie par les romains avant 1500.
2. Période de grand savant : newton, Galilée, Hooke cette période se détermine par naissance de l'acier (de 1500 à 1800).
3. Période, de 1800 à 1900 : c'est le début de l'industrialisation d'où le début du chemin de fer et de la construction de 1^{er} pont métallique pour chemin de fer. Il y a aussi naissance du béton armé.
4. Période de 1900 à 1950 :
 - Apparition des voitures d'où des ouvrages d'art routiers.
 - Apparition du béton précontraint.
5. Période de 1900 à 1975 :

Développement de l'autoroute. A partir de 1975 à cause de la crise pétrolière, et de l'apparition des écologistes, on assiste à un frein dans la construction des routes et des ponts [7].

6. Les grandes lignes de l'évolution de la construction des ponts ces dernières années sont les suivantes :
 - **Evolution du trafic en flèche** : le trafic à évoluer qualitativement et quantitativement.

- **Evolution des techniques de constructions** : les techniques mettent à la disposition des ingénieurs, des moyens les plus en plus sûrs ;
 - Du point de vue matériaux
 - Du point de vue calculs
 - Du point de vue exécutions [15]

I.2.3. Classification des ponts

La classification des ponts se fait de plusieurs manières. Les critères permettant de classer les ponts sont :

Selon les matériaux constitutifs

- Ponts en bois,
- Ponts en métal,
- Ponts en béton,
- Ponts en béton armée,
- Ponts en béton précontraint,
- Ponts en maçonnerie (de moellon, de briques),
- Ponts mixtes à pré dalle (poutrelles et dalle en béton armé) [7].

Selon la portée

- Ponceaux (dalots) : $L < 8$ m,
- Pont à faibles portées : $0 < L \leq 30$ m,
- Pont à portées moyennes : $30\text{m} \leq L \leq 60\text{m}$,
- Pont à grande portées : $150\text{m} < L < 300\text{m}$,
- Pont suspendu : $L > 300\text{m}$.

Selon le type de charge

- Pont rail : pour un chemin de fer - Pont route : pour un automobile,
- Passerelle : pont pour piétons,
- Pont canal : pour canal de navigation d'irrigation,
- Aqueduc,

- Oléoduc [1].

Selon le niveau de la circulation

- Pont à tablier inférieur,
- Pont à tablier supérieur,
- Pont à tablier suspendu,

Selon les niveaux des berges

- Pont horizontal,
- Pont incliné longitudinalement.

Selon la mobilité : un pont dont le tablier est mobile sur une partie ou sur la totalité de la portée pour permettre le passage pour des raisons de sécurité ou pour donner passage à un autre trafic.

- Pont fixe,
- Pont flottant,
- Pont levant verticalement : un pont dont le tablier subit une translation verticale tout en restant horizontal.
- Pont tournant autour d'un axe vertical,
- Pont roulant horizontal,
- Pont démontable,
- Pont basculant.

Selon l'orientation du pont à la voie

- Pont droit (normal à la voie ou perpendiculaire),
- Pont oblique par rapport à la voie (pont biais).

B. Selon le fonctionnement mécanique (RDM)

- Pont isostatique : pont dont les éléments de réduction peuvent être obtenus en utilisant les trois équations d'équilibre. Parmi ces ponts on peut citer :

- Les ponts en console,
- Les ponts cantilevers,
- Les ponts à travées indépendantes,
- Les arcs à trois rotules ou à trois articulations [2].
- Pont hyperstatique : pont dont les éléments de réduction seront déterminés en faisant intervenir les déformations pour avoir les équations supplémentaires. Parmi ces ponts on peut citer :
 - Les ponts cadres ;
 - Les ponts à travées continues ;
 - Les ponts à béquilles ;
 - Les ponts bow-strings ;
 - Les arcs encastrés aux deux extrémités ;
 - Arcs à deux articulations ;

C. Selon la forme des poutres

- Poutre caisson ;
- Poutre à âme plein ;
- Poutre en treillis ;
- Poutre à hauteur constante ou variable ;
- Poutre dalle.

D. Selon durée de vie envisagée

- Ponts provisoires ;
- Ponts définitifs.

E. Selon la configuration générale

- Ponts voutes, en forme de courbe avec la concavité tournée vers le bas, à tablier inférieur, à tablier intermédiaire ou à tablier supérieur.
- Ponts à poutres, à poutres sous chaussées et à tablier inférieur (les poutres de rives se désignent aussi par les poutres parapets) ;
- Ponts dalles ;
- Ponts suspendus ;
- Ponts à béquilles ;
- Ponts cantilevers ;

- Ponts bow-strings, arc à tablier inférieur qui sert de tirant [1].

I.2.4. Terminologie du pont [7]

- **La superstructure** : La superstructure comprend le tablier (composé de la dalle, des poutres longitudinales et des poutres transversales ou entretoises) et les équipements du pont (trottoirs et glissières de sécurité, corniches etc....).
- **Les appareils d'appui** : Les appareils d'appui sont des dispositifs permettant d'amortir les déplacements ou les vibrations du tablier sous l'effet des différences de température ou l'application des surcharges du trafic. Ils sont interposés entre le tablier et les chevêtres.
- **L'infrastructure** : L'infrastructure comprend les appuis et les fondations : – Les appuis sont appelés « piles » quand ils sont intermédiaires et « culées » quand ils sont aux extrémités. Ils transmettent les charges verticales venant du tablier au sol par l'intermédiaire des semelles (ou non) et des pieux. Les culées sont conçues pour supporter la poussée des terres.

Les fondations sont directement en contact avec le sol (semelles, pieux) et constituent la partie essentielle de l'ouvrage car leur étude et leur mise en œuvre correcte participent à la bonne tenue de l'ouvrage.

- **Tablier** : C'est le platelage (dalle) où circulent les véhicules ;
- **Poutres principales (maîtresse)** : Ce sont les poutres de pont dans le sens de la circulation ;
- **Entretoises** : Ce sont des poutres transversales d'un pont, c'est à dire perpendiculaires aux poutres principales et ont pour rôle d'éviter le basculement ;
- **Longrines ou longerons** : Ce sont des poutres longitudinales qui s'appuient sur l'entretoise ;
- **Contreventements** : Ce sont des poutres diagonales servant à reprendre les efforts verticaux dus à la charge permanente, au train de charge et les efforts horizontaux dus au freinage, à la variation de la température et les transmettent à la fondation ;

- **Culées** : Appuis extrêmes du pont dont le rôle est de retenir les terres et de transmettre les charges à la semelle dans le bon sol ;
- **Piles** : Appuis intermédiaire du pont ;
- **Appuis** : Ce sont les supports sur lesquels repose le tablier ;
- **Appareils d'appuis** : Ce sont des éléments de pont placés entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitations, routières ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation ;
- **Joint de dilatation** : Ouverture (espace) servant à la dilatation de la structure;
- **Dos d'âne** : Bosse en béton armé permettant la diminution de la vitesse du véhicule ; - **Glissière de sécurité** :
- **Trottoirs** :
- **Dalle flottante** : C'est une dalle de transition construite avant d'accéder sur le pont pour éviter les affaissements devant le pont ;
- **Travée** : C'est la partie du pont située entre deux appuis successifs ;

- **Portée** : C'est la distance entre axe de deux appuis successifs ;
- **Ouverture** : C'est la distance entre nu de deux appuis ;
- **Gabarit** : C'est la section géométrique nécessaire pour le passage qu'il faut laisser au-dessus et en dessous du pont. Elle est de 5 m ;
- **Voûte** : Pont en maçonnerie en forme d'un arc ;
- **Lit mineur** : Largeur du niveau des plus basses des eaux (P.B.E), le niveau le plus connu ;
- **Affouillement** : C'est l'érosion sous-marine ;
- **Pieux** : Colonne en béton ou en métal servant à reporter les efforts du pont sur le bon sol ;
- **Couche de revêtement** : La dernière couche posée sur notre pont route ;
- **Garde –corps** : C'est un dispositif de sécurité bordant les ouvrages (ponts) sur sa longueur essentiellement pour assurer la sécurité des circulations.

I.3. GENERALITES SUR LES REGLES DE CHARGEMENTS DES PONTS

Comme tous ouvrages du génie civil, le pont est soumis à des charges permanentes et des charges variables.

I.3.1 charges permanentes

Elles prennent en compte le poids propre des différents éléments structuraux du tablier. Le tableau 1.1, présente les poids volumiques des éléments du tablier prise en compte dans l'évaluation des sollicitations de calcul en vue du dimensionnement du tablier [16].

Tableau 1. 1 - Poids des éléments du tablier [17].

Béton armé	25	kN/m ³
Revêtement	22	kN/m ³
Trottoirs	10	kN/m ³
Garde-corps	0,5	kN/ml

La valeur de la charge permanente est évaluée par mètre linéaire de la poutre principale. Cette charge est constituée de la somme des poids des éléments supportés

$$q_G = q_{poutres} + q_{hourdis} + 2 * q_{trottoirs} + q_{revetement} + q_{garde-corps} + q_{entretoises} \quad (1.1)$$

I.3.2. Charges variables [17]

Elles concernent les charges routières (sur chaussées et sur trottoirs).

A. Charges routières

Les Ponts routiers : (Titre II du fascicule 61 du CPC) sont définis :

- Les charges routières normales: systèmes A et B ;
 - Les charges routières à caractères particulier : charges militaires, convois exceptionnels.
 - Les charges de trottoirs et de pistes cyclables : systèmes local et général ;
 - Les charges de remblai ;
 - Les charges dues au vent et aux séismes ;
 - Les efforts dues aux chocs de bateaux sur une pile de fait [3].
- **Les charges routières normales avec système A [18]**

Système de charge "a" ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou

plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement (pont urbain équipé de feux aux extrémités ou embouteillage d'ordre quelconque), ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds. Ainsi, la chaussée des ponts de portées unitaires inférieures à 200 m est soumise à une surcharge uniformément répartie dont l'intensité est égale au produit de a_l (variable avec la longueur surchargée l) par des coefficients a_1 et a_2 donnés ci-après. La valeur de a_l est donnée par la formule :

$$A_L = 0,23 + \frac{36}{L+12} \text{ En t/m}^2 \quad (1.2)$$

Où L , la longueur chargée, est en m.

Cette valeur d' A_l est à multiplier par des coefficients de corrections a_1 et a_2 . Les valeurs du coefficient a_1 sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1. 2 - Valeur du coefficient a_1 [20].

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1	1	1	0,9	0,75	0,7
	2	1	0,9	---	---	---
	3	0,9	0,8	---	---	---

Mais si la valeur de $A_1 = a_2 \times A_L$ trouvée par application des règles ci-dessus est inférieur à $(0,44 - 0,0002 L)$ exprimé en t/m^2 (avec L en m) ou à $(3,92 - 0,002 L)$ exprimé en kN/m^2 , c'est cette dernière valeur qu'il faut prendre en compte, c.à.d

$$A_1 = \text{Sup} [a_1 (2,3 + 360/L + 12), (4 - 0,002 L)]. \quad (1.3)$$

Ensuite, la charge A_1 est multipliée par le coefficient a_2 qui est donné par : $a_2 = V_0/V$.

On rappelle que V étant la largeur d'une voie

$$V = Lch/Nv \quad (1.4)$$

$$V_0 \text{ ayant pour valeur} = \begin{cases} 3,5 \text{ m pour les ponts de la 1}^{\text{ère}} \text{ classe} \\ 3 \text{ m pour les ponts de la 2}^{\text{ème}} \text{ classe} \\ 2,75 \text{ m pour les ponts de la 3}^{\text{ème}} \text{ classe} \end{cases}$$

Donc en général on a : $A_2 = a_1 \times a_2 \times A_L$ (1.5) à appliquer uniformément sur toute la largeur de chaussée des voies considérées. Cette valeur tient compte des effets

dynamiques et donc elle n'est pas à multiplier par un coefficient de majoration dynamique.

- **Les charges routières normales du système B sont composées de 3 systèmes distincts :**
 - Le système Bc se composant de camions types.
 - Le système Bt composé de groupes de 2 essieux (essieux-tandems).

Un tandem de sous-système Bt est composé de 2 essieux de 16t chacun. Ces 2 essieux, à roues simples munies de pneumatiques, possèdent les caractéristiques suivantes : La surface d'impact de chaque roue est de : (0,60x0,25) m² On peut disposer transversalement sur la chaussée au maximum deux tandems Bt et longitudinalement le nombre de tandem est limité à 1. En plus du coefficient de majoration dynamique, ces charges sont affectées des coefficients de pondération b_t pour les ponts de classe I et II [19].

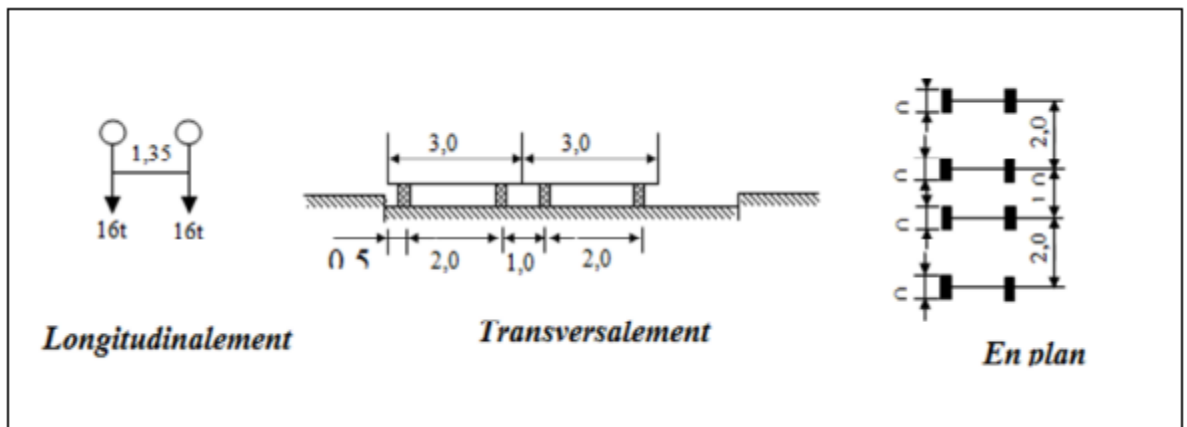


Figure 1. 1 - Chargement Bt

- Le système Br qui est une roue isolée [19].

La surcharge prise en compte dans ce cas de figure est une roue isolée de 10t qui peut prendre n'importe quelle position sur la largeur roulable. Sa zone d'impact est formée par un rectangle, chargé d'une façon uniforme, et ayant 0,60m de côté transversal et 0,30m de côté longitudinal

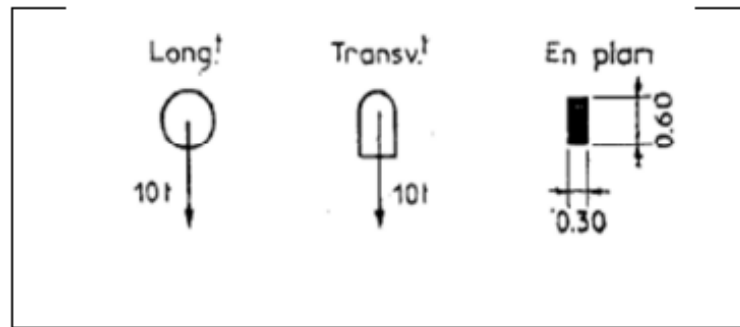


Figure 1. 2 - chargement Br

I.4. GENERALITES SUR LES CALCUL ET DIMENSIONNEMENT DE PONT POUTRES AVEC ENTRETOISE INTERMEDIAIRE

I.4.1. Aperçu général de la méthode de Courbons

Cette méthode dite des entretoises rigides est due à J. Courbons (calcul des ponts à poutres multiples solidarisiées par des entretoises, Annales des Ponts et Chaussées, novembre-décembre 1940). Dans les calculs on suppose que les déformations des entretoises sont négligeables vis-à-vis des déformations des poutres, c'est-à-dire que les entretoises présentent une rigidité infinie.

En pratique, l'hypothèse de l'entretoisement rigide est vérifiée si les trois conditions suivantes sont remplies :

- La largeur du pont est nettement inférieure à sa longueur (leur rapport inférieur à 1/2) ;
- Les entretoises sont espacées d'une distance maximale égale à la largeur du pont. - Pour réaliser des entretoises rigides, on doit avoir :
 - Dans les ponts en béton ; des entretoises dont la hauteur est du même ordre que celles des poutres.
 - Dans les ponts métalliques ou mixtes ; des entretoises en PRS renforcées ou en treillis, ces dernières présentent une grande rigidité par rapport aux sections à âme pleine [8].

I.4.2. Aperçu de la méthode de poutres droites continues

Cette méthode considère le pont comme une poutre continue formée par les poutres principales et les entretoises. Les équations de flexion des poutres sont résolues en tenant compte des conditions d'appui et des charges appliquées [7].

I.4.3. Généralités sur la méthode des éléments finis (MEF)

La méthode des éléments finis (MEF) est une méthode numérique puissante et polyvalente pour le calcul des structures complexes. Elle divise la structure en un grand nombre de petits éléments simples, appelés éléments finis, et utilise des équations différentielles pour décrire le comportement de chaque élément. En assemblant les équations de tous les éléments, on obtient un système d'équations linéaires qui peut être résolu numériquement pour déterminer les déformations, les contraintes et les efforts dans la structure [13].

Logiciels de calcul de ponts

De nombreux logiciels de calcul de ponts sont disponibles sur le marché. Ces logiciels permettent de modéliser la géométrie du pont, de définir les charges appliquées et les conditions d'appui, et d'effectuer les calculs nécessaires pour déterminer les sollicitations dans la structure. Le choix du logiciel approprié dépend des besoins spécifiques du projet et des compétences de l'utilisateur [20].

I.5. CONCLUSION PARTIELLE

Dans ce premier chapitre il a été question de donner les notions de base sur le pont : la définition, l'une brève historique, la classification ainsi que la terminologie. En suite avons donné les aspects générale sur le mode de chargement des ponts en considérant les charges pérennantes et les charges variables entre autres la charge d'exploitations sur trottoirs et charge de convoie. En fin nous avons donné les connaissances générales sur les méthodes de calcul de pont poutres dont il sera question dans ce travail, il s'agit de la méthode de courbons, la méthode des poutres droites et la méthode des éléments finis ; tout en donnant les lignes directives sur le dimensionnement des éléments poutres en béton armé.

CHAPITRE II. METHODOLOGIES DE CALCUL DE PONTS POUTRES

II.1. INTRODUCTION

Ce présent chapitre contient toutes les méthodologies utilisées dans ce travail de recherche. Il se résume en la présentation de la méthode de conception architecturale et structurale des éléments du tablier (prédimensionnement), la présentation du principe de chargement d'un pont routier, les méthodes de calcul d'un pont poutre entre autres courbons ; méthode de moment fléchissant (méthode de poutre droite continues) et élément finis et en fin les méthodes d'analyse et de comparaison de résultats.

II.2. CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT DU PONT

II.2.1. Conception architecturale

Nous allons faire la conception en deux volets entre autres la conception architecturale et la conception structurale. Du point de vue architectural nous faisons référence aux proportions des mesures confortables et acceptables pour la bonne exploitation de l'ouvrage.

Dans notre cas ici il s'agit de trouver les dimensions nécessaires pour le passage d'un véhicule pour une voie, le nombre de voie, la largeur des trottoirs.

Quant à la structure il s'agit d'abord d'établir une trame des éléments porteurs et éléments portés en tenant comptes des dispositions constructives dans leurs la superposition les uns sur les autres ; en suite affecter des dimensions aux sections des éléments porteurs de par des formules empiriques ; c'est le pré dimensionnement. En ce qui concerne notre ouvrage, le pont, la conception structurale s'articule sur le tablier, c'est-à-dire les dimensions des poutres maitresses et les entretoises [18].

D'une manière explicite la conception architecturale consiste à définir les valeurs de concepts suivantes :

- Largeur roulable (l_r) : c'est la largeur de tablier comprise entre dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les sur largeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (bau), bandes dérasées (bdg), etc.
- Largeur chargeable (L_{ch}) : $L_{ch} = L_r - n.0,5$ (2.1) ;

L_{ch} : largeur chargeable en m. L_r : largeur roulable en m n : nombre de dispositifs de retenue; $n \leq 2$

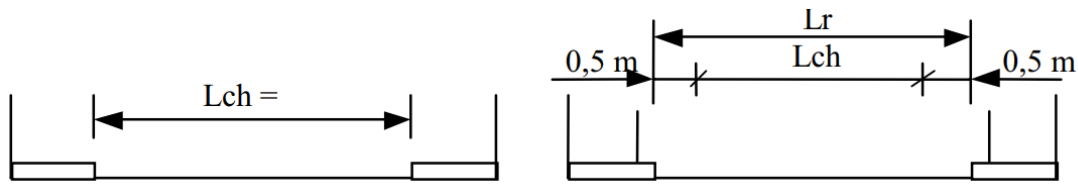


Figure 2. 1 - longueur chargeable L_{ch} et longueur roulable L_r

- Nombre de voies (N_v) : par convention, le nombre de voies de circulation des chaussées N_v est tel que: $N_v = E \left(\frac{3}{L_{ch}} \right)$ (2.2)
- L_{ch} : largeur chargeable en m. Le symbole E désigne la partie entière. Exceptions : Les chaussées comprises entre 5 m (inclus) et 6 m sont considérées comme ayant 2 voies.
- Classe des ponts : Les ponts sont rangés en 3 classes suivant leur largeur roulable, L_r , et leur destination :
 - 1^{ème} classe : tous les ponts supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7 m c.à.d $L_r = 7$ m et ceux portant des bretelles d'accès à de telles chaussées, ainsi que les autres ponts éventuellement désignés par le Cahier des Prescriptions Spéciales (C.P.S.), tels que ponts urbains ou en zone industrielle avec risque d'accumulation de poids lourds quel que soit leur largeur.
 - 2^{ème} classe : tous les ponts autres que ceux de la 1^{ère} classe supportant des chaussées de largeur roulable comprise strictement entre 5,50 m et 7 m, c.à.d. $5,5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$.
 - 3^{ème} classe : les ponts autres que ci-dessus portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure ou égale à 5,5 m. c.à.d. $L_r \leq 5,5 \text{ m}$ [18].

En résumé :

Tableau 2. 1 - Classement du pont en fonction de la longueur chargeur.

Pont de la 1 ^{ère} classe	Si Lr supérieur ou égale à 7m ou exception
Pont de la 2 ^{ème} classe	Si Lr entre 5,5 et 7m
Pont de la 3 ^{ème} classe	Si Lr inférieure ou égale à 5,5m

II.2.2. Prédimensionnement du structurale

Ce pré dimensionnement structurale du tablier consiste ici a trouver :

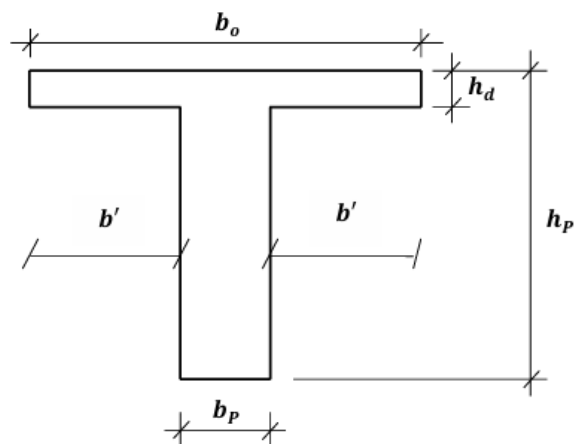


Figure 2. 2 - Section en T

A. Pour les poutres principales,

- La hauteur de la poutre est

$$h_p = H_p + h_d \quad (2.3)$$

- L'espacement de poutres b dépend du nombre de poutre et se calcul par

$$b = \frac{Lu}{N_p} \quad (2.4)$$

- Lu et N_p sont respectivement la largeur utile et le nombre de poutre
- La hauteur de l'hourdi h_d

$$\frac{b}{16} \leq h_d \leq \frac{b}{10} \quad (2.5)$$

- La hauteur de poutre sous dalle

$$\frac{L}{17} \leq H_p \leq \frac{L}{12} \quad (2.6)$$

- La largeur de la poutre b_p est trouvée à partir de la relation :

$$\frac{1}{5} \leq \frac{b_p}{h_p} \leq \frac{1}{3} \quad (2.7)$$

B. Pour les entretoises

- La hauteur ainsi que la largeur de l'entretoise sont les mêmes que celles de la poutre maitresse
- Le nombre d'entretoises intermédiaire

C. Le trottoir

Les trottoirs seront surélevés de 0,15 m et large de 1,25m.

II.3. LES CHARGES ROUTIERES NORMALES AVEC SYSTEME BC (BAEL)

Ils existent plusieurs types de chargement applicable sur le tablier d'un pont routier parmi lesquels, dans le cadre de ce travail nous allons utiliser les charges routières et plus particulièrement le système Bc. Ce type de chargement nous est encore plus réaliste et pragmatique pour le calcul de charge de convie applicable à notre mode de pont poutre, comme nous pouvons bien le voir dans la suite de ce travail.

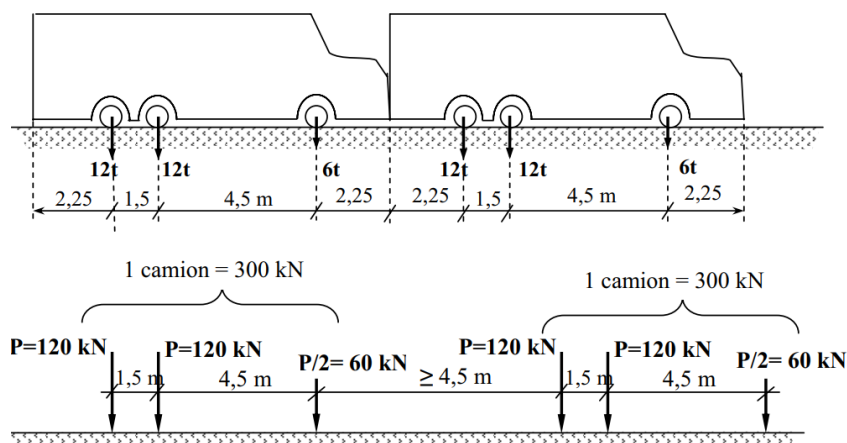


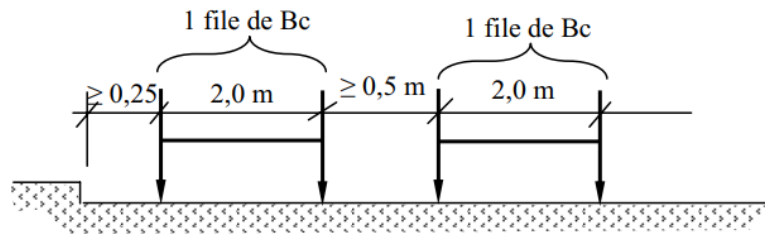
Figure 2. 3 - charges sur essieux système Bc vue longitudinale [19].

Ce convoi est mobile et les valeurs de charges sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique.

Le convoi Bc se compose d'un ou au maximum de 2 camions types par file. Dans le sens transversal le nombre de files est inférieur ou égal au nombre de voies. Les caractéristiques du convoi Bc sont présentées ci-après (Figure 2.4). Les charges sont

données par essieu. Longitudinalement : (masse relative à une file de camion et charge donnée par essieu).

➤ Transversalement.



➤ En plan

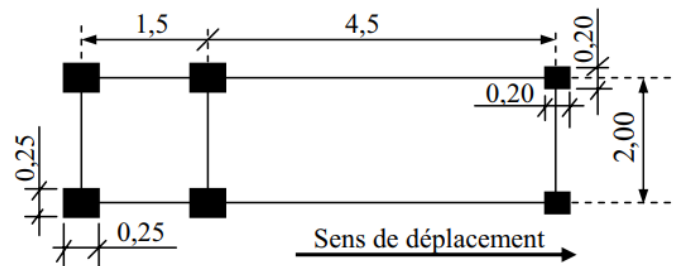


Figure 2. 4- charges sur essieux système Bc vue transversale [19].

Suivant la classe du pont et le nombre de files de camions considérées, les valeurs des charges du système Bc à prendre en compte sont multipliées par un coefficient bc dont les valeurs sont indiquées dans le tableau suivant (Tableau 2.2):

Tableau 2. 2 - Valeurs du coefficient bc .

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	1	1,2	1,1	0,95	0,8	0,7
	2	1	1	---	---	---
	3	1	0,8	---	---	---

- Règles d'application de la charge Bc [18]: On choisit le nombre et la disposition des convois de manière à produire l'effet le plus défavorable ; tout en respectant le règlement suivant :
 - Dans le sens longitudinal, le nombre de camions est limité à 2 par file, orientés dans le même sens. La distance des 2 camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable et peut être nulle

(minimum 4,5 m entre essieux des 2 camions). On peut considérer une partie d'un camion, l'autre partie étant sur la travée suivante ou sur le remblai d'accès, mais on ne peut couper un camion.

- Dans le sens transversal, le nombre de files de camions, N_f , ne doit pas dépasser le nombre de voies, N_v , (c.à.d. $N_f \leq N_v$), même si cela est géométriquement possible. On ne peut pas couper une file de camion. De plus, une distance minimale de 0,25 m, est exigée entre l'axe de la file de roues la plus excentrée et le bord de :
 - la largeur chargeable s'il s'agit du calcul des poutres principales.
 - la largeur rouable s'il s'agit du calcul des autres éléments du tablier (hourdis, entretoises) [18].

II. 3. MÉTHODES DE CALCUL DE PONT POUTRE

Les tabliers des ponts à poutres sont des structures tridimensionnelles pour lesquelles de nombreuses méthodes de calcul classique ont été proposées. En général, l'étude du tablier de pont sous chargement mobile est subdivisée en deux étapes distinctes :

- Le calcul longitudinal : qui a pour but de déterminer les sollicitations globales (moment fléchissant et effort tranchant) dans le tablier en disposant les surcharges longitudinalement de la façon à avoir l'effet le plus défavorable en utilisant le théorème de barre pour déterminer la section dangereuse puis le moment critique dans cette section par les lignes d'influence.
- le calcul transversal : les sollicitations globales les plus défavorables calculées suivant le sens longitudinal, seront réparties transversalement sur les poutres principales en tenant en compte de la présence ou non des entretoises qui influent sur la répartition des sollicitations totales sur les poutres [21].

II.3.1. Méthode de courbons

A. Ligne d'influence

Les lignes d'influences sont obtenues pour une section donnée x . Dans le cas des poutres, ces lignes d'influences sont déterminées pour les moments fléchissant et les efforts tranchants. Ils sont obtenus en faisant un balayage d'une charge unitaire ($P=1$) le long de la poutre et en cherchant le moment fléchissant ou l'effort tranchant dans la section x considérée [22].

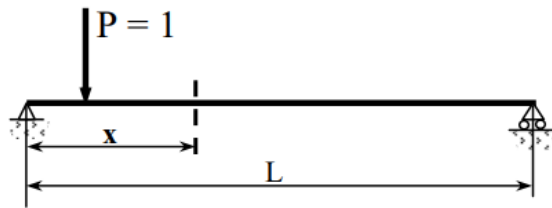


Figure 2. 5 - Section x pour une ligne d'influence [19].

Donc une ligne d'influence est toujours liée avec une section donnée (x). On écrit pour les lignes d'influences des moments fléchissant : Li " M_x " et ceux des efforts tranchants : Li " T_x ".

- **Lignes d'influences des poutres sur appuis simples [22]**

Les lignes d'influences des moments fléchissant et des efforts tranchants sont présentées dans la Figure 2 ci-après. Pour les moments fléchissant, la ligne d'influence d'une poutre sur appui simple est une ligne brisée dont le sommet, y , est :

$$y = \frac{x(L-x)}{L} \quad (2.8)$$

Ainsi, les valeurs sont positives et de même signe. Pour les efforts tranchants, la ligne d'influence est formée par deux parties (Figure 2): une partie positive d'extrémité, y' , tel que : $y' = 1 - \left(\frac{x}{L}\right)$ (2.9)

Et une partie négative d'extrémité :

$$-\left(\frac{x}{L}\right)$$

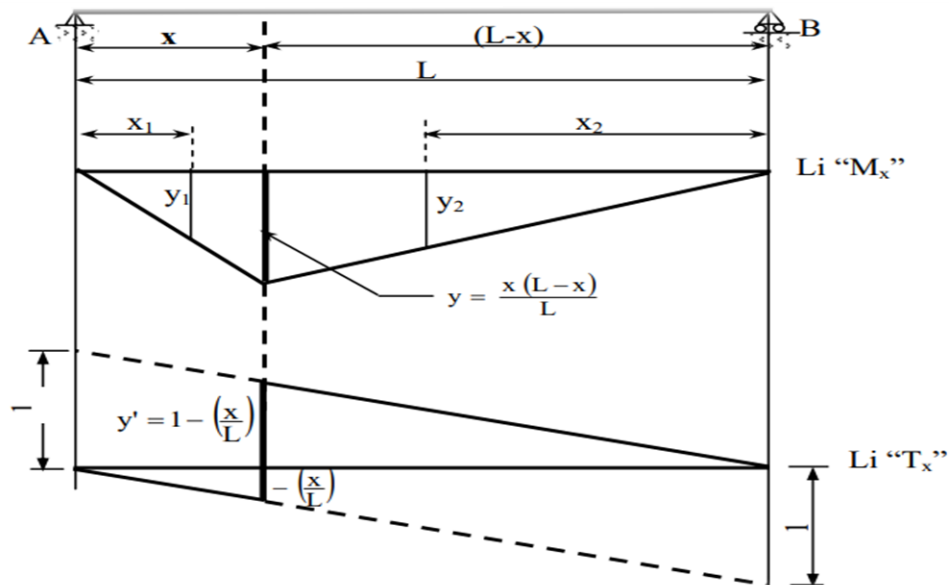


Figure 2. 6 - ligne d'influence moment et effort tranchant poutre isostatique [19].

Les valeurs des ordonnées y_1 ou y_2 sont retrouvées à partir de la règle des triangles semblables (ou Thalès). Ainsi, connaissant x , y , x_1 on peut retrouver y_1 , c.à.d.

$y_1 = y \left(\frac{x_1}{x} \right)$ Avec $y = \frac{x(L-x)}{L}$ De la même manière, en connaissant $(L-x)$, y , et x_2 on peut retrouver y_2 .

$$y_2 = y \left(\frac{x_2}{L-x} \right)$$

Pour les valeurs des ordonnées intermédiaires des lignes d'influences des efforts tranchants, nous procédons de la même manière.

- **Application des lignes d'influences [23]:**

Lignes d'influence des moments fléchissant à $x = L/2$ (au milieu de la travée)
et les lignes d'influences des efforts tranchants à $x = 0$ (Réaction d'appui).

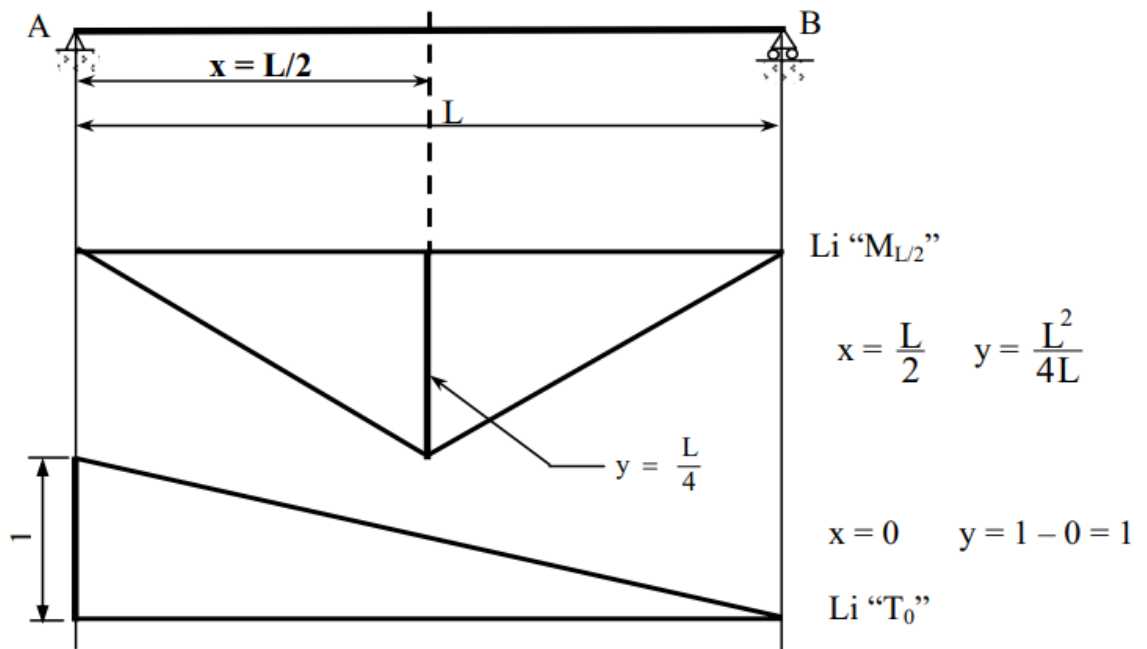


Figure 2. 7 - Lignes d'influences des moments fléchissant à $x=L/2$ et lignes d'influences des efforts tranchants à la section $x=0$ [19].

- **Emploi des lignes d'influences** [23]
 - 1er cas : Une charge concentrée, P.

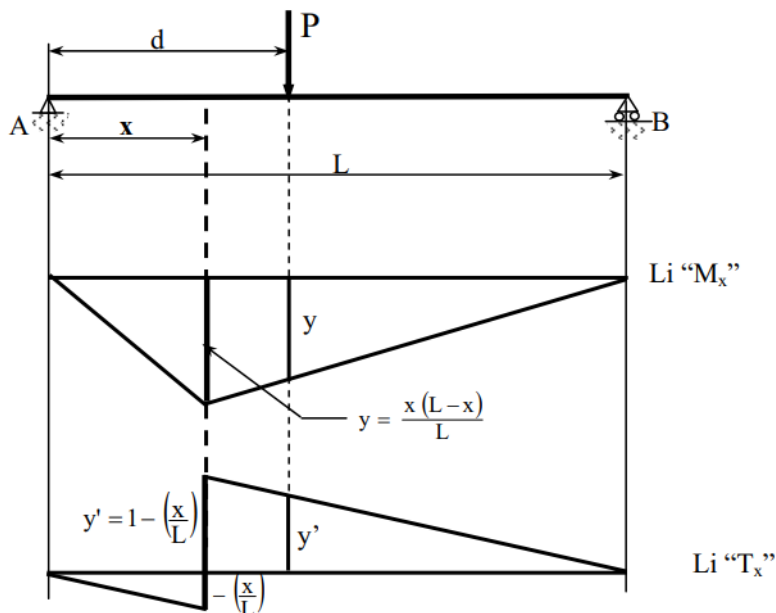


Figure 2. 8 - Charge concentrée P appliquée à une distance d [19].

Dans ce cas : $M_x = P * y$;

y : ordonnée correspondant à P sur la Li de M_x

$T_x = P * y'$;

y' : ordonnée correspondant à P sur la Li de T_x

- 2ème cas : Plusieurs charges concentrées, P_i

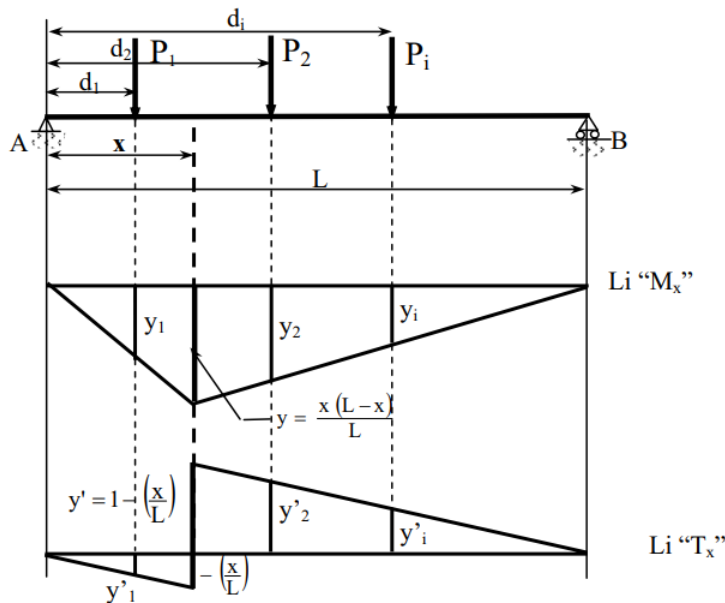


Figure 2. 9 - Plusieurs charges concentrées P_i appliquée à une distance d_i [19].

Dans ce cas, on somme :

$$M_X = \sum_{i=1}^n P_i y_i = P_1 \cdot Y_1 + P_2 \cdot Y_2 + \dots \quad (2.10)$$

Y_i : ordonnée correspondant à P sur le Li de M_X .

$$T_X = \sum_{i=1}^n P_i y'_i = P_1 \cdot y'_1 + P_1 \cdot y'_2 + \dots \quad (2.11)$$

Y'_i : ordonnée correspondant à P sur le Li de T_X

- 3ème cas : Charge répartie, q , sur une longueur c .

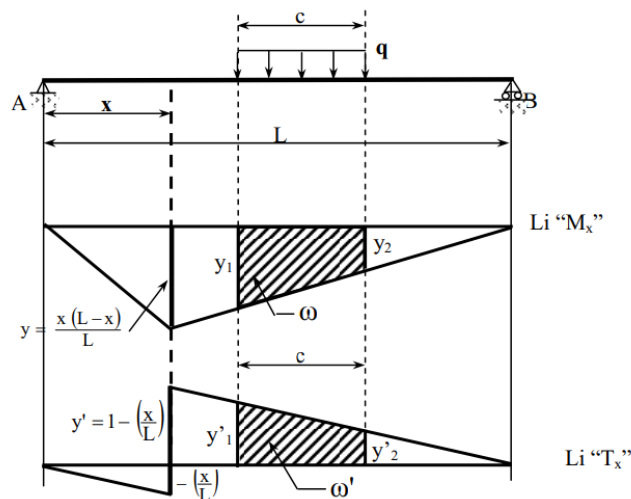


Figure 2. 10 - Charge concentrée P appliquée à une distance d .

Dans ce cas :

$$MX = q w \quad (2.12)$$

w : aire de la ligne digne d'influence de M_x comprise entre y_1 et y_2 .

$$Tx = q w' \quad (2.13)$$

w' : aire de la ligne digne d'influence de T_x comprise entre $y'1$ et $y'2$.

$$w = \frac{1}{2}(y_1 + y_2). c \quad (2.14)$$

et

$$w' = \frac{1}{2}(y'1 + y'2). c \quad (2.15)$$

B. Calcul des réactions de poutres

- Répartition des charges entre les poutres [23]

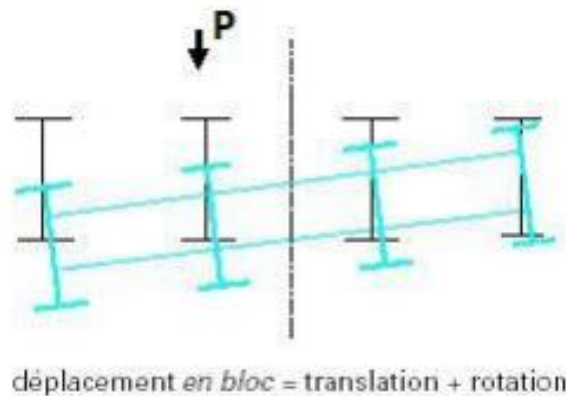


Figure 2. 11 - déformation entretoise rigide.

Fig. Répartition des charges entre les poutres par une entretoise rigide

Supposons que le tablier reçoit dans le plan de l'entretoise une charge concentrée P d'excentricité e (fig. 24). Ecrivons les équations d'équilibre de l'entretoise.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_z = 0 \Rightarrow \sum_{j=1}^n R_j = P \quad (2.16) \\ \sum M_{/0}^t = 0 \Rightarrow \sum_{j=1}^n R_j * y_i = P * e \quad (2.17) \end{array} \right.$$

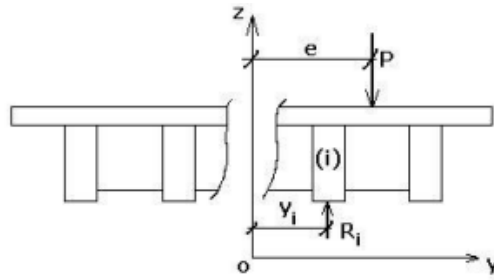


Figure 2. 12 - Bilan des forces sur une entretoise.

Sous la charge P d'excentricité e l'entretoise supposée infiniment rigide subit une déformée linéaire (figure 2. 11). Sa flèche peut s'écrire sous la forme

$$f_i = \alpha y_i + \beta \alpha \quad (2.18)$$

Où α et β sont des constantes réelles.

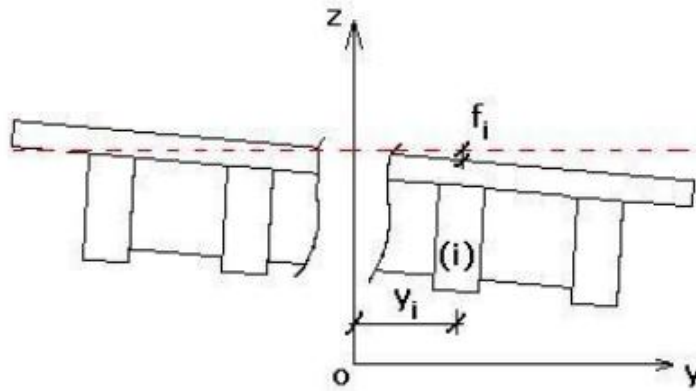


Figure 2. 13 - Déformation rigide du tablier transversalement.

La flèche f_i est proportionnelle à la charge R_i reprise par la poutre (i), et inversement proportionnelle à son inertie I_i . On peut écrire

$$f_i = k \frac{R_i}{I_i} \quad (2.19)$$

, Où k est une constante réelle

❖ Les réactions sur les poutres s'obtiennent par application de l'expression

$$R_i = \frac{P * I_j}{\sum_{j=1}^n I_j} \Delta_i \quad (2.20)$$

Avec

$$\Delta_i = 1 + \frac{\sum_{j=1}^n I_j}{\sum_{j=1}^n I_j y_i^2} * e * y_i \quad (2.21)$$

- si l'axe d'une poutre passe par le centre de l'inertie, on aura :

$$y_i = 0 \Rightarrow \Delta_i = 1 \Rightarrow R_i = \frac{P * I_j}{\sum_{j=1}^n I_j} \quad (2.22)$$

- si les charges sont disposées symétriquement par rapport au centre d'inertie, on aura

$$e = 0 \Rightarrow \Delta_i = 1 \Rightarrow R_i = \frac{P * I_j}{\sum_{j=1}^n I_j} \quad (2.23)$$

Dans les cas des poutres identiques également espacées, les n poutres espacées de la distance dont un moment d'inertie I et sont numérotées de droite à gauche (fig.)



Figure 2. 14 - Cas des poutres identiques [17].

L'expression $\frac{I_i}{\sum_{j=1}^n I_j}$, devient $\frac{I}{nl} = \frac{1}{n}$,

En remplaçant l'équation (75) dans (74), on aura $R_i = \frac{P}{n} * \Delta_i$, et l'expression

$$\Delta_i = 1 + \frac{\sum_{j=1}^n I_j}{\sum_{j=1}^n I_j y_i^2} * e * y_i \quad (2.24)$$

Devient

$$\Delta_i = 1 + 6 \left(\frac{n+1-2i}{n^2-1} \right) * \frac{e}{d} \quad (2.26)$$

En faisant varier la valeur de l'excentricité e, on obtient la ligne d'influence de réaction sur la poutre i.

❖ **Calculs des réactions dues aux charges Bc et St de chaque poutre.**

On opère de la manière suivante :

Etape 1 : Rechercher la position longitudinale du convoi qui donne la réaction max de l'entretoise en utilisant la ligne d'influence longitudinale de la réaction de l'entretoise.

Etape 2 : Rechercher la position transversale du convoi qui donne soit la réaction max soit min de chaque poutre. Pour cela on utilisera les lignes d'influence de réaction de chaque poutre.

C. Calcul du moment de flexion des poutres [23]

Les moments fléchissant sont proportionnels aux réactions R_i .

Où $M(x)$ est le moment fléchissant total du tablier. $M_i(x)$ est le moment fléchissant dans la poutre (i).

Moment fléchissant maximal du tablier par le système de charge Bc (Théorème de Barré appliquée à la méthode de courbon)

En appliquant le théorème de Barrés,

$$M_{(x)} = n * bc * \partial_{bc} * P + \left(1,25L + \frac{14,878125}{L} - 13,125 \right) \quad (2.27. a)$$

$$\partial_{bc} = 1 + \frac{0,4}{0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}} \quad (2.27. b)$$

∂_{bc} Est le coefficient de majoration dynamique, G est la charge permanente et S le chargement du système Bc,

En utilisant les lignes d'influence transversales des réactions R_i , et en substituant les équations, on trouve :

- Pour des charges concentrées

$$M_{i(x)} = M_{(x)} * \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \quad (2.28. a)$$

- Pour une charge répartie

$$M_{i(x)} = M_{(x)} * \frac{\omega}{L_c} \quad (2.28. b)$$

, n est le nombre de poutre et l_c est la longueur chargée.

D. Calcul de l'effort tranchant dans les poutres [23]

❖ Cas de charges concentrées

- En travée l'effort tranchant dans la poutre (i) est directement lié à sa réaction R_i sur l'entretoise.

- En voisinage de l'appui les flèches et les courbures des poutres tendent vers 0. Dans ces conditions on ne pourra plus négliger les déformations des entretoises devant celles des poutres. Le rôle répartiteur des entretoises va diminuer pour s'annuler complètement sur l'appui. On découpera le tablier en deux zones (fig. 31).

- Zone 1 : (Entre l'appui et la première entretoise) Le rôle répartiteur des entretoises est partiel.
- Zone 2 : (Entre la première entretoise et l'autre appui) Le rôle répartiteur des entretoises est total.

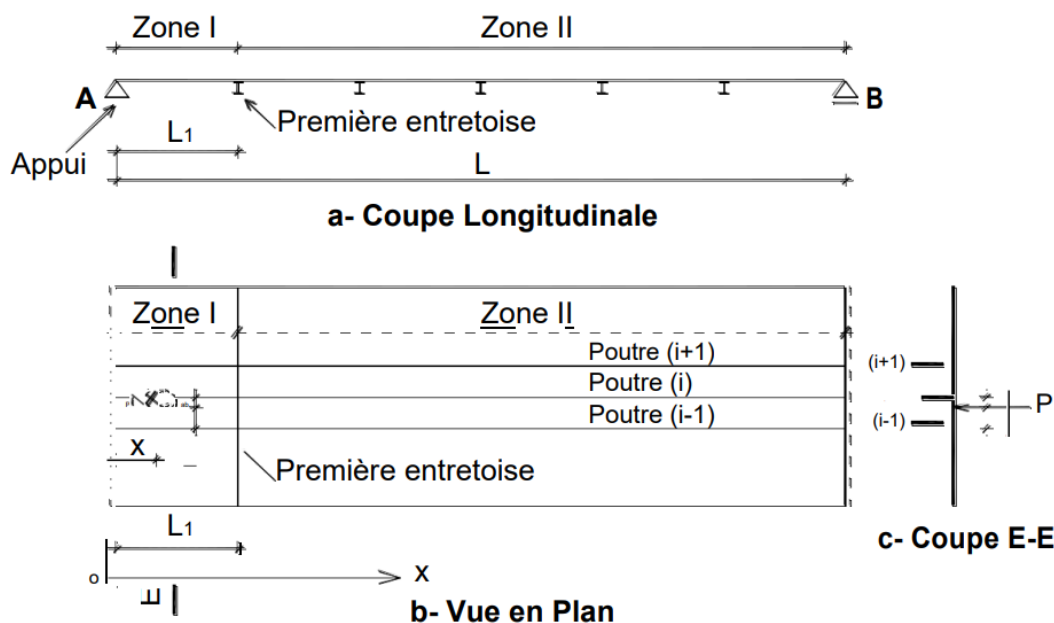


Figure 2. 15 - Effort tranchant, cas des charges concentrées [17].

- Effort tranchant dans la zone 1 Le rôle répartiteur de l'entretoise est :
 - Nul au niveau de l'appui A ($x = 0$).
 - Total au niveau de la 1ère entretoise ($x = L_1$).
 - Intermédiaire dans l'intervalle $0 < x < L_1$

• Hypothèse de répartition nulle

Dans l'intervalle de $0 < x < L_1$, en appliquant l'hypothèse de répartition

nulle, on peut admettre que l'hourdis est simplement appuyé sur les poutres.

En utilisant la figure 31-c, la réaction de la poutre (i) se calcule par

$$R_i'' = \frac{P \cdot b}{(a + b)} \quad (2.29)$$

En utilisant la figure 32, on peut écrire

$$R_A = \frac{R_i'' \cdot (L - x)}{L} \quad (2.30)$$

L'effort tranchant dans la poutre (i) sous l'effet de la réaction R_i'' se calcule par

$$T_{i(x)}'' = R_A = \frac{R_i'' \cdot (L - x)}{L} \quad (2.31)$$

En remplaçant R_i'' par sa valeur, il résulte :

$$T_{i(x)}'' = \frac{P \cdot b}{(a + b)} \frac{(L - x)}{L} = \frac{P \cdot b}{(a + b)} \left(1 - \frac{x}{L}\right) \quad (2.32)$$

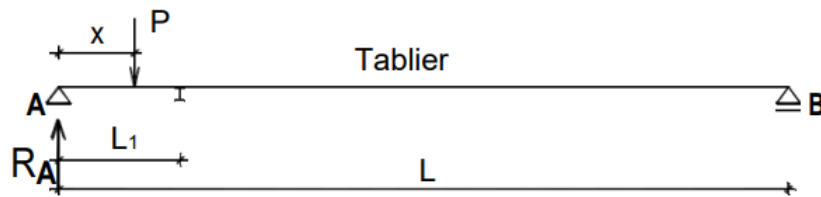


Figure 2. 16 - Effort tranchant dans la zone 1.

- **Hypothèse de répartition totale**

Sous la charge concentrée P appliquée dans l'intervalle $0 < x < L1$ (fig. 33), on a

$$T_{i(x)}' = T_{(x)} \frac{I_i}{\sum_{j=1}^n I_j} \Delta_i \quad (2.33)$$

Avec

$$\Delta_i = 1 + \frac{\sum_{j=1}^n I_j}{\sum_{j=1}^n I_j y_i^2} * e * y_i \quad (2.34)$$

et

$$T_{(x)} = P \left(1 - \frac{x}{L}\right) \quad (2.35)$$

• **Hypothèse de répartition intermédiaire (cas réel)**

L'effort tranchant revenant à la poutre (i) s'écrit sous la forme

$$T'_{i(x)} = a_{(x)} \cdot x + b_{(x)} \quad (2.36)$$

Où $a_{(x)}$ et $b_{(x)}$ sont 2 fonctions de l'abscisse x .

$x = 0 \rightarrow$ Répartition nulle $\rightarrow T_{i(x)} = T''_{i(x)} = b_{(x)}$

d'où

$$b_{(x)} = T''_{i(x)} \quad (2.37)$$

$x = L_1 \rightarrow$ Répartition totale \rightarrow

$$T_{i(x)} = T'_{i(x)} = a_{(x)} \cdot L_1 + b_{(x)} \quad (2.38)$$

d'où

$$\begin{aligned} T'_{i(x)} &= a_{(x)} \cdot x + T''_{i(x)} \\ a_{(x)} &= \frac{(T'_{i(x)} - T''_{i(x)})}{L_1} \end{aligned} \quad (2.39)$$

En remplaçant les équations (2.37) et (2.39) dans (2.36), il en résulte

$$T_{i(x)} = \frac{(T'_{i(x)} - T''_{i(x)})}{L_1} * x + T''_{i(x)} \quad (2.40)$$

Remarques

1 - Pour $x = 0$; $T_{i(x)} = T''_{i(x)}$

2 - Pour $x = L_1$; $T_{i(x)} = T'_{i(x)}$

3 - L'effet de $T''_{i(x)}$ ne s'applique que si la charge P se trouve dans les deux panneaux d'hourdis qui encadrent la poutre (i), sinon $T''_{i(x)} = 0$.

❖ **Effort tranchant dans la zone 2**

La répartition transversale des charges est reprise totalement par les entretoises. On peut écrire

$$T_{i(x)} = T_{(x)} \frac{I_i}{\sum_{j=1}^n I_j} * \Delta_i \quad (2.41)$$

;

avec

$$T_{(x)} = P \left(1 - \frac{x}{L} \right) \quad (2.42)$$

Calcul de l'effort tranchant dans les poutres par application de la ligne d'influence à l'abscisse $x=5,333m$

- **Cas de la zone 1**

- **Au niveau de l'appuis : $x = 0$; $T_{i(x)} = T''_{i(x)}$**
- **Au niveau de l'entretoise : $x = L_1$; $T_{i(x)} = T'_{i(x)}$**
- **Dans la zone intermédiaire entre l'appuis et le premier entretoise :**

$$T_{i(x)} = \frac{(T'_{i(x)} - T''_{i(x)})}{L_1} * x + T''_{i(x)} \quad (2.43)$$

E. Calcul des entretoises [23]

On opère pour une entretoise donnée de la façon suivante :

- 1- Rechercher la position longitudinale du convoi qui donne la réaction RE maximale de l'entretoise.
- 2- Rechercher la position transversale du convoi la plus défavorable qui donne l'effet maximal recherché dans une section donnée de l'entretoise.

Dans une sections s de l'entretoise d'abscisse x_s (fig) , l'effort tranchant T_s et le moment fléchissant M_s se calculent à partir des forces situées à gauche de la sections

$$T_s = \sum_g R_i + \sum_g P_k \quad (2.44)$$

$$M_s = \sum_g R_i (y_s - y_i) + \sum_g P_k (y_s - e_k) \quad (2.45)$$

Les calculs de T_i et M_s se font à partir des lignes d'influence des réactions de la poutre concernée

II.3.2. Méthode de poutres droites continues

Hypothèses de calcul :

La méthode exposée ci-dessous considère que les charges sont appliquées directement sur les poutres, les hypothèses suivantes :

1. Les poutres principales sont équidistantes et situées dans un même plan.
2. Les charges appliquées sont verticales.
3. Le tablier entier du pont est assimilé à une poutre simple de même portée (L) que celle du pont et avec les mêmes charges totales appliquées. Puis, on calcule les sollicitations globales dans une section quelconque située à une distance (a) de l'appui

de gauche, ensuite, on procède à la répartition transversale des sollicitations trouvées sur les différentes poutres principales [21]

Cette méthode se réalise en déterminant sur le pont poutre les éléments suivants :

- Application de charge, système Bc, avec le cas de chargement plus défavorable ;
- Calcul de poutres maitresses: réactions, moment et efforts tranchant [9].

4. pour l'évaluation des effets globaux des charges, le principe de la superposition de la superposition des effets est applicable

5. Les poutres sont considérées comme étant de section en T

6. Les charges sur trottoirs sont supposées s'appliquer uniquement aux poutres des rives.

B. Calcul de moment max due à la charge d'exploitation Bc

Comme il s'agit de trouver le moment max d'un chargement mobile (un convoi) sur le pont poutre, le calcul du moment et de l'effort tranchant ne s'effectuent uniquement sur la statique appliquée mais bien évidemment en passant par le théorème de Barré

- **Théorème de Barré [24]**

Le théorème de Barré permet de déterminer la position du convoi fournissant le moment maximal : le moment fléchissant maximum au droit d'une charge lorsque cette charge et la résultante R des charges du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre.

Le théorème est applicable dans les travées isostatiques et permet de déterminer le max des maximums du moment.

Le moment fléchissant M au droit d'une charge P_K faisant partie d'un ensemble de charges mobiles engagées sur une poutre AB sera maximum lorsque cette charge P_K et la résultante R de toutes les charges mobiles seront symétriques par rapport au centre de la poutre.

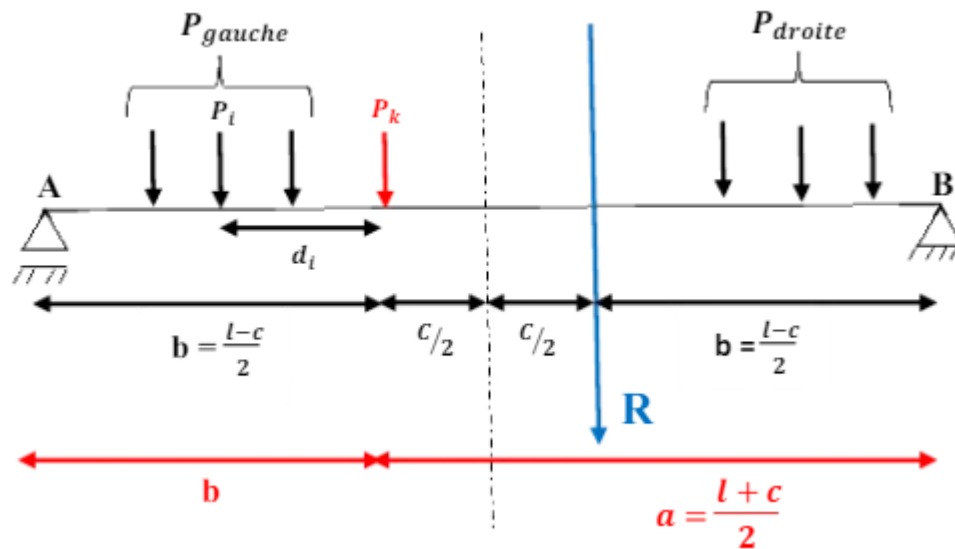


Figure 2. 17 - Théorème de Barré illustré [17].

Avec P_K symétrique à R.

Et R la résultante de toutes les charges.

Étapes de calcul

- 1) Calculer la résultantes de toutes les forces se trouvant sur AB (noté R) .
- 2) On détermine la position de la résultante R par rapport à l'une des charges du convoi.
- 3) On vérifie pour chacune des charges P_K les deux inégalités suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum P_g < (\sum P_d + P_K) * \frac{b}{a} \\ (\sum P_g + P_K) > \sum P_d * \frac{b}{a} \end{array} \right. \quad (2.46)$$

$$(2.47)$$

Si P_K vérifie ces deux inégalités alors P_K est une charge critique (notée P_{cr}).

Si plusieurs charges sont critiques, alors il faudra calculer le max pour tous ces cas et prendre le moment le plus grand.

- 4) Calcul du moment max (M_{max}) après avoir positionné symétriquement P_k et R par rapport à l'axe de la poutre.

On détermine tout d'abord la réaction R_A :

$$\sum M_{/B} = 0 ; R_A * l - R * b = 0$$

$$R_A = \frac{R * b}{l} \quad (2.48)$$

Pour la détermination de M_{max} , on fait une coupe de P_K .

$$M_{max} = R_A * b - (P_1 d_1 + P_2 d_2 + \dots + P_{K-1} d_{K-1})$$

$$M_{max} = R * \frac{b^2}{l} - \sum_{i=1}^{k=-1} P_i * d_i \quad (2.49)$$

II.3.3. Méthode des éléments finis (MEF)

La modélisation et le calcul par Robot Structural Analysis possède plusieurs étapes. Tout d'abord, la création de la structure en utilisant les outils du logiciel. Ensuite, la définition des charges et des conditions aux limites. Enfin, le calcul de la structure pour obtenir les résultats souhaités. Pour question d'optimisation, Il est important de vérifier les résultats et d'ajuster la structure si nécessaire [20].

A. Présentation du logiciel

Robot Structural Analysis est un logiciel de calcul de structures par éléments finis (MEF) développé par la société Autodesk. Il est largement utilisé par les ingénieurs en génie civil et les bureaux d'études pour la conception et l'analyse de ponts, de bâtiments et d'autres structures complexes [20].

- **Principales fonctionnalités de Robot Structural Analysis pour la MEF:**
 - **Modélisation 3D avancée :** Création de modèles géométriques précis des structures à l'aide d'outils de modélisation paramétriques et de maillage automatique.
 - **Analyse statique et dynamique :** Calcul des sollicitations, des déformations et des contraintes dans les structures sous l'effet de charges statiques, dynamiques et thermiques.
 - **Vérification des codes de construction :** Vérification de la conformité de la conception aux codes de construction internationaux et nationaux.
 - **Optimisation de la conception :** Recherche de la solution de conception la plus optimale en termes de poids, de coût et de performances.
 - **Production de rapports et de visualisations:** Création de rapports détaillés et de visualisations 3D des résultats de l'analyse [20].

- **Normes utilisées**

Les normes de calcul et de dimensionnement utilisées dans le logiciel Robot Structure dépendent du type de structure et des matériaux utilisés. Les normes utilisées sont les Eurocodes, notamment l'Eurocode 2 pour le béton armé et l'Eurocode 3 pour l'acier, BAEL 91 pour le béton armé [20].

- **Paramètres et normes utilisés dans Robot Structural Analysis**

Robot Structural Analysis (RSA) est un logiciel de calcul de structures par éléments finis (MEF) développé par Autodesk. Il offre une large gamme de paramètres et de normes pour la modélisation et l'analyse des structures, permettant aux ingénieurs de concevoir et d'analyser des structures conformes aux exigences de sécurité et de performance [20].

- **Paramètres clés dans RSA :**

- **Propriétés des matériaux :** Définition des propriétés des matériaux tels que l'acier, le béton, le bois, etc., y compris les modules d'élasticité, les coefficients de Poisson et les limites de résistance.
- **Sections des éléments :** Définition des sections transversales des éléments structuraux, telles que les poutres, les colonnes et les dalles, y compris les dimensions, les formes et les propriétés géométriques.
- **Conditions d'appui :** Définition des conditions d'appui des éléments structuraux, telles que les appuis articulés, les encastremements et les appuis élastiques.
- **Charges :** Définition des charges appliquées à la structure, telles que les charges permanentes (poids propre, neige), les charges variables (trafic, vent) et les charges accidentelles.
- **Combinaisons de charges:** Définition des combinaisons de charges qui représentent les différents scénarios de chargement auxquels la structure peut être soumise [20].

- **Normes utilisées dans RSA :**

- **Eurocodes** : Les Eurocodes sont une série de normes européennes qui harmonisent les exigences de conception des structures en béton armé, en acier, en bois et en maçonnerie. RSA prend en charge les Eurocodes 1 à 9.
- **Normes nationales** : RSA prend également en charge les normes nationales de construction d'un grand nombre de pays, telles que les normes françaises (NF), les normes américaines (ACI, AISC), les normes canadiennes (CSA) et les normes chinoises (GB).
- **Normes personnalisées**: Il est également possible de définir des normes personnalisées dans RSA pour répondre à des exigences spécifiques ou à des codes de construction non standard [20].

II.4. PRINCIPE DE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES EN BETON ARME

Dans le cas d'une poutre solidaire d'une dalle, on envisage le comportement en poutre en T (voir 10.1). Dans ce cas, pour l'analyse de la poutre, celle-ci sera considérée avec la largeur collaborant de dalle correspondant aux travées.

II.4.1. Données géométriques [16]

Largeur participante de dalle - Poutres en T Les poutres en béton armé d'un bâtiment supportent souvent des dalles et sont, par construction, solidaires de celles-ci. Dans ce cas, si la poutre subit un moment positif, la dalle reprend une partie des contraintes de compression induites par la flexion de la poutre. La poutre travaille donc comme une poutre en T. En général, la partie comprimée est contenue dans la dalle, et donc calculer une poutre en T revient dans ce cas à calculer une poutre rectangulaire de largeur $b_{eff,+}$. Si la poutre subit un moment négatif, ce qui est le cas sur appuis pour une poutre continue, la poutre se calcule comme une poutre rectangulaire de largeur égale à la largeur de l'âme, ses armatures devant alors être situées dans la largeur $b_{eff,-}$.

L'Eurocode 2 définit la largeur participante à prendre en compte de façon forfaitaire.

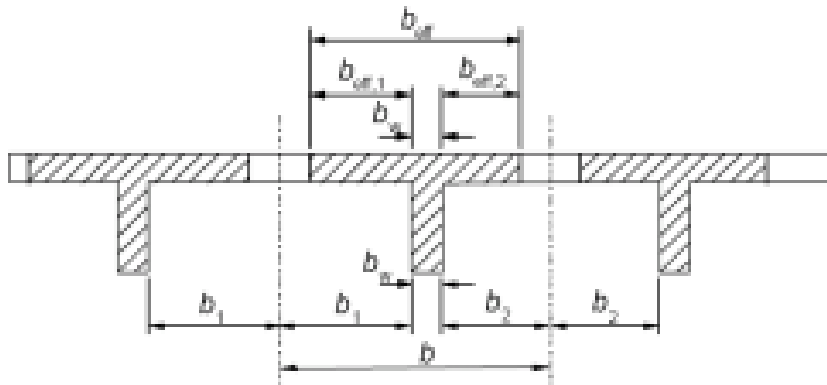


Figure 2. 18 - Tablier avec des poutres en T [16].

Débord participant (efficace) de table est limité

- à gauche: $b_{eff,1} = \text{Min} [b_1 ; 0,2 b_1 + 0,1 L_0 ; 0,2 L_0] ;$

- à droite: $b_{eff,2} = \text{Min} [b_2 ; 0,2 b_2 + 0,1 L_0 ; 0,2 L_0]$ $L_0 =$ portée entre points de moments nuls !!! Donc pour une poutre isostatique $L_0 = L$ entre appuis, pour une poutre continue : voir figure ci-dessus. Largeur participante de la table $b_{eff} = b_w + b_{eff,1} + b_{eff,2}$,

II.4.2. Dimensionnement de la poutre en t

- **Hypothèses de calcul**

Dans le calcul du dimensionnement des éléments en béton armé il sied de savoir que les poutres en section en T ne majoritairement calculé qu'aux ELU [25].

Le calcul se fait selon la norme BAEL 99.

A. Evaluation de charges et combinaison

Nous allons considérer les charges pérennantes (le poids propre) et les charges variable (charges d'exploitation)

- Charges permanentes

Parmi les charges permanentes nous distinguons :

- Le poids des poutres en T
- Le poids des entretoises
- Les charges dues aux surélévations et aménagement du trottoir
- Le poids de garde-corps

- Charges variables

On en distingue :

- Les charges des convois sur chaussée
- Les charges de circulation des piétons sur les trottoirs

Dans la suite de ce travail nous allons appréhender les calculs des chaque type de charges selon la méthode considérée.

• **Calcul de la section en te sans aciers comprimés aux ELU [25]**

Calcul en section rectangulaire ou en Té

La section en Té (figure 2. 2) se calcul en suivant la procédure suivante :

- On calcule la valeur de y_u , par $y_u = \alpha_u d$

Avec

$$d = 0,9 h \quad (2.50)$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \quad (2.51)$$

μ_{bu} est le moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \quad (2.52)$$

- Le moment réduit critique est :

$$\mu_c = 0,80 \alpha_c (1 - 0,40 \alpha_c) \quad (2.53)$$

- Le moment par rapport aux aciers tendus :

$$M_u = N_u * Z_u \quad (2.54)$$

$$M_u = 0,80 y_u * f_{bu} * b(d - 0,40 y_u) = 0,80 y_u * f_{bu} * b * d^2(1 - 0,40 \alpha_u) \quad (2.55)$$

- Le bras de levier :

$$Z_u = d - 0,4 * y_u \quad (2.56)$$

- La section d'armature

$$A_u = \frac{M_u}{Z_u * \sigma_{su}} \quad (2.57)$$

- Le moment équilibré par la table seule est égal à :

$$M_{btu} = h_0 * f_{bu} * b * \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad (2.58)$$

Contrôler si $y_u \leq 1,25 h_0$ et $M_{btu} > M_u$ alors le diagramme rectangulaire est dans la table

- Si $y_u > 1,25 h_0$, le diagramme rectangulaire est dans la table et la nervure ; c'est-à-dire que : $M_{btu} < M_u$ si oui , Il s'agit de calculer une valeur section en T \acute{e}
- Si non il s'agit du calcul d'une section rectangulaire

1^{er} cas : $y_u \leq 1,25 h_0$, calcul d'une section rectangulaire

Principe de calcul [25]

- Calcul du moment équilibré par la table seule : (formule 2.57)
- Vérifier que $M_{btu} > M_u$ si non on passe au second cas ;
- Calcul des moments réduits ultime et critique μ_c :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

Et $\mu_c = 0,80 \alpha_c (1 - 0,40 \alpha_c)$

- Contrôler si $\mu_{bu} < \mu_c$,si oui alors pas d'aciers comprimés ; si non les aciers comprimés sont nécessaires ;
- Déterminer la position relative de l'axe neutre α_u , $\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$
- Bras de levier : $Z_u = d - 0,4 * y_u$
- La section des armatures tendues $A_u = \frac{M_u}{Z_u * \sigma_{su}}$

Déterminer la contrainte de calcul de l'acier :

$$\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \tag{2.59}$$

où

$$\sigma_{su} = \varepsilon_{st} * E_s \tag{2.60}$$

, avec

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{bc} \left(\frac{d - y_u}{y_u} \right) \tag{2.61}$$

- Calculer la section théorique d'armatures tendues : A_u
- Vérifier la condition de non fragilité

$$A_u \geq 0,23 * \frac{f_{tj}}{f_e} * b d \tag{2.62}$$

, cette condition se vérifie pour la section pratique d'armatures du ferrailage.

f_{tj} Est la résistance du béton à la traction à j jours ;

$$f_{tj} = 0,60 + 0,06 * f_{cj} \quad (2.63)$$

, f_{cj} la résistance du béton à la compression à j jours.

NB : si les aciers comprimés sont nécessaires alors :

- Calculer la position de l'axe neutre critique

$$y_c = \alpha_c * d \quad (2.64)$$

- Calculer le bras de levier critique

$$Z_c = d - 0,4 * y_c \quad (2.65)$$

- Calculer $\varepsilon_{st} = 3,5 \left(\frac{1-\alpha_c}{\alpha_c} \right)$ et déterminer σ_{su} ;

- Calculer le moment dans la première section fictive $M_{u1} = 0,8 * y_c * b * f_{bu} * Z_c$

- Calculer le moment dans la deuxième section fictive $M_{u2} = M_u - M_{u1}$

- Vérifier que $M_{u2} < 0,4 M_u$

- Si oui, continuer le calcul de la section ;
- Si non, redimensionner la section du béton (trouver les nouvelles valeurs de b et h et recommencer le calcul ;

- Déterminer les armatures tendues dans la première et la deuxième

section fictive : $A_{u1} = \frac{M_{u1}}{Z_c * \sigma_{su}}$

Et $A_{u2} = \frac{M_u - M_{u1}}{(d-d') * \sigma_{su}}$

La section théorique des armatures tendues est $A_u = A_{u1} + A_{u2}$

- Déterminer la contrainte de l'acier comprimé σ_{sc}

Pour ce faire, il faut calculer :

$$\varepsilon_{sc} = 3,5\% \left(\frac{y_c - d'}{y_c} \right) \quad (2.66)$$

Comparer ensuite ε_{sc} et ε_l :

- Si $\varepsilon_{sc} > \varepsilon_l$, alors $\sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- Si non si $\varepsilon_{sc} < \varepsilon_l$, alors $\sigma_{sc} = \varepsilon_{sc} * E_s$;
- Déterminer les armatures comprimées :

$$A_{uc} = \frac{M_u - M_{u1}}{(d - d') * \sigma_{su}} \quad (2.67)$$

Vérifier la conditionne non fragilité : $A_u \geq 0,23 * \frac{f_{tj}}{f_e} * bd$,

2^{ème} cas : $y_u > 1,25 h_0$, calcul d'une section en Té

Principe de calcul :

Décomposition en sections fictives

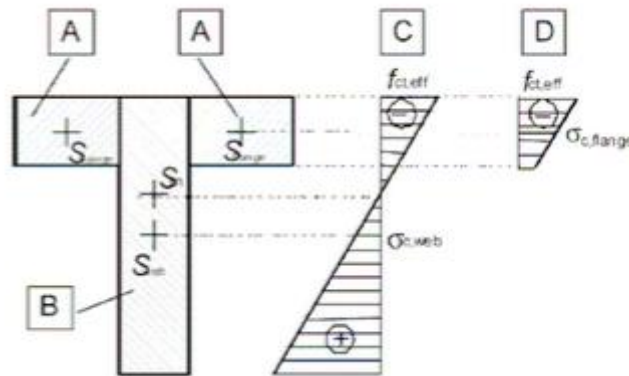


Figure 2. 19 - Sections fictives [25].

1^{ère} section fictive :

- Effort normal : $N_{bu1} = h_0 * f_{bu}(b - b_0)$
- Bras de levier :

$$Z_1 = d - \frac{h_0}{2} \quad (2.68)$$

La figure 2.21 illustre la décomposition de la section en T en section fictives.

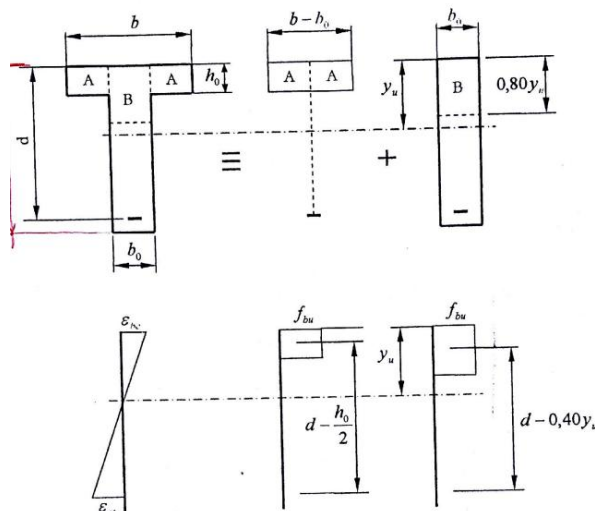


Figure 2. 20 - moment et bras de levier des sections fictives [25].

Le moment par rapport aux aciers tendus :

$$M_{u1} = N_{bu1} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad (2.69)$$

2^{ème} section fictive :

- Effort normal : $N_{bu2} = 0,80 y_u * f_{bu} * b_0$
- Le bras de levier $Z_{u2} = d - 0,4 * y_u$;
- Le moment par rapport aux aciers tendus : $M_{u2} = N_{bu2} * (d - 0,4 * y_u)$

a) Equations d'équilibre

- Egalité des efforts normaux : $N_{bu1} = N_{su1} = A_{bu1} * \sigma_{su}$ et

$$N_{bu2} = N_{su2} = A_{bu2} * \sigma_{su}$$

- Egalité des moments de flexion : $M_{bu} = M_{bu1} + M_{bu2}$
- Les sections des armatures tendues : $A_{bu} = A_{bu1} + A_{bu2}$

Dans la première section fictive nous trouvons

$$A_{u1} = \frac{M_{u1}}{\left(d - \frac{h_0}{2} \right) * \sigma_{su}} \quad (2.70)$$

Et dans la deuxième section fictive nous avons :

$$A_{u2} = \frac{M_u - M_{u1}}{(d - 0,4 * y_u) * \sigma_{su}} \quad (2.71)$$

D. Section en te avec aciers comprimés

Principe de calcul

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de trois sections

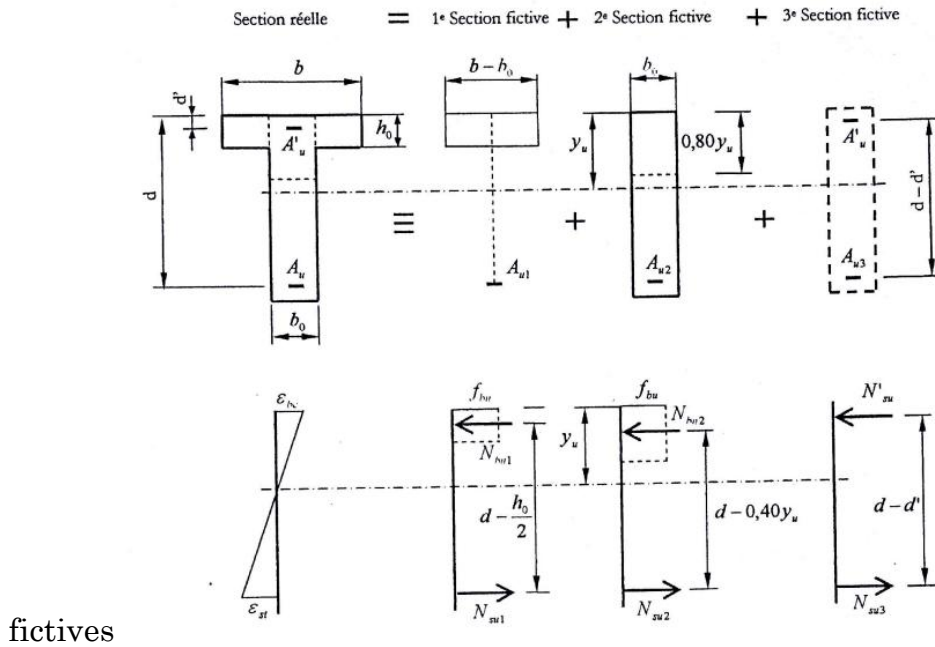


Figure 2. 21 – 3^{ème} section fictive [25].

Première section fictive

- Efforts normaux : $N_{bu1} = h_0 * f_{bu} * (b - b_0)$
- Bras de levier : $Z_1 = d - \frac{h_0}{2}$
- Le moment par rapport aux aciers tendus :

$$M_{u1} = N_{bu1} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Deuxième section fictive

- Effort normal $N_{bu2} = 0,80 y_u * f_{bu} * b_0$;
- Le bras de levier : $Z_{u2} = d - 0,4 * y_u$;
- Le moment par rapport aux aciers tendus : $M_{u2} = N_{bu2} * (d - 0,4 * y_u)$.

La troisième section fictive

- Effort normal :

$$N'_{su} = A'_u * \sigma'_{su} \quad (2.72)$$

- Le bras de levier :

$$Z = d - d' \quad (2.73)$$

- le moment par rapport aux aciers tendus :

$$M_{u3} = N'_{su}(d - d') \quad (2.74)$$

Les équations d'équilibre

- égalité des efforts normaux : $N_{bu1} = N_{su1} = A_{u1} * \sigma_{su}$;

$$N_{bu2} = N_{su2} = A_{u2} * \sigma_{su} \text{ et } N'_{su} = N_{su3} = A'_u * \sigma'_{su}.$$

- Egalité des moments : $M_u = M_{u1} + M_{u2} + M_{u3}$

Les sections d'armatures

Les armatures tendues : $A_u = A_{u1} + A_{u2} + A_{u3}$

$$A_u = \frac{M_{u1}}{\left(d - \frac{h_0}{2}\right) * \sigma_{su}} + \frac{M_{u2}}{(d - 0,4 * y_u) * \sigma_{su}} + \frac{M_{u3}}{(d - d') * \sigma_{su}} \quad (2.75)$$

- Les armatures comprimées :

$$A'_u = \frac{M_{u3}}{(d - d') * \sigma_{su}} \quad (2.76)$$

La détermination de la section réelle d'aciers se base sur les sections nominales reprises dans le tableau. On prend les valeurs majorées.

Tableau 2. 3 - Section en en cm² 1 à 20 armatures de diamètre en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

II.5. COMPARAISON ET CHOIX DE LA METHODE OPTIMALE

Cette analyse comparative de résultats de méthodes de calcul du pont poutre avec entretoises intermédiaire s'effectue de façon quantitative. C'est-à-dire que on fera la comparaison des valeurs trouvées des moments et efforts tranchants dans les éléments du tablier entre autres les poutres principales et les entretoises intermédiaires. Ensuite la discussion de résultat en se basant sur les éléments de comparaison et en fin le choix de la méthode optimale.

II.6. CONCLUSION PARTIELLE

Le présent chapitre a porté sur la méthodologie utilisée dans ce travail. Il a été question de montrer la démarche suivie et les normes sur lesquelles sont basés les calculs dans ce travail. Nous avons d'abord donné le principe de pré-dimensionnement et la conception architecturale du pont, après quoi nous avons succinctement présenté la méthodologie de chargement de pont, les méthodes de calcul du tablier du pont (méthode de Courbon, méthode de poutre continue et méthode des éléments finis) et les paramètres d'analyse et de comparaison des résultats des calculs des méthodes.

CHAPITRE 3 : RESULTATS ET ANALYSES

III. 1. INTRODUCTION

Ce présent chapitre comprend les résultats de la conception, de calculs, de dimensionnement du pont poutre par différentes méthodes (Courbon, poutre droites ; élément finis) ainsi l'interprétation, l'analyse et la discussion des résultats.

Tandis qu'ici l'analyse de résultat se fait de façon quantitative, la discussion se fait de façon qualitative. Dans ce dernier découlent le choix de la méthode optimale ainsi que des recommandations.

III. 2. PREDIMENSIONNEMENT

III. 2.1 Conception architecturale du pont

La portée du pont est de 16m, la largeur totale étant de 8m, appart ces deux données de base, la conception architecturale consiste à déterminer les éléments suivants :

- Largeur rouable (L_r) : La largeur rouable est de 5,5m ;
- La largeur chargeable : la largeur chargeable est de $L_{ch} = L_r - n \cdot 0,5$; avec n nombre de dispositifs de retenue ; ici on en a deux
 $L_{ch}=4,5m$;
- Le nombre de voies N_v : il y en a deux ;
- La largeur de la voie est $V = L_{ch} / N_v$; ici $v=2,25m$;
- les ponts porte des chaussées de 2 voies de largeur rouable inférieure ou égale à 5,5 m. c.à.d. $L_r = 5,5$ m il est donc de la classe 3 ;

III.2.2. Prédimensionnement du tablier

Ce pré dimensionnement structurale du tablier consiste ici a trouver :

A. Pour les poutres principales,

- La hauteur de poutre h_p
En appliquant les formules (2.3), (2.4), (2.5) et (2.6) on a $h_d = 0,20m$ et $h_p = 1,4m$.
- La largeur de la poutre b_p
Nous considérons $b_p = 0,4m$ (formule 2.7).
- Le nombre de poutre $N_p = 4$
- L'espacement de poutres b : $b = 2m$ dimensions entre axes de poutre.

D. Pour les entretoises

- La hauteur ainsi que la largeur de l'entretoise sont les mêmes que celles de la poutre maitresse
- Le nombre d'entretoises intermédiaire est 2 et donc l'espacement entre axes des entretoises est de 5,333m,

E. Le trottoir

Les trottoirs seront surélevés de 0,15 m et large de 1,25m.

Le tableau 3.1 résume le pré dimensionnement architecturale et structurale du pont poutre avec entretoises intermédiaires dont il est question dans ce travail.

Tableau 3. 1 - Résumé du pré-dimensionnement.

	Désignation	Abréviation	Valeur	Unité
Dimensions de base	Portée de travée	L	16	mètre
	largeur totale	Lt	8	mètre
	nombre de portée	Nt	1	
poutres	nombre		4	
	hauteur	Ht	1,4	mètre
	hauteur sous dalle	hd	1,2	mètre
	épaisseur de l'âme	bp	0,4	mètre
	entraxe des poutres	b	2	mètre
	distance de nu à nu des poutres	Ln	1,6	mètre
	largeur table de compression	bo	2	mètre
entretoises	hauteur	he	1,4	mètre
	hauteur sous dalle	hes	1,2	mètre
	Nombre d'entretoise intermédiaires		2	
	largeur	be	0,4	mètre
	distance d'axe en axe	espe	5,33333	mètre
	distance de nu à nu	Dnne	4,93333	mètre

	Portée de l'entretoise	Le	2	mètre
tablier	épaisseur de hourdis	hd	0,2	mètre
	longueur des panneaux Ly	Ly	4,93333	mètre
	largeur des panneaux Lx	Lx	1,6	mètre
	élancement de la dalle $\rho = (Lx/Ly)$		0,32432	
trottoirs	hauteur de surélévation	htr	0,2	mètre
	largeur totale	ltr	1,25	mètre
	largeur bordure	lb	0,1	mètre
	largeur de garde-corps	lgc	0,05	mètre
chaussée	largeur roulable	lr	5,5	mètre
	largeur utile	lu	8	mètre
	largeur chargeable	lch	4,5	mètre
	classe de pont	C.P	3	
	nombre de voies	Nv	2	
	largeur d'une voie	Lv	2,75	mètre
	épaisseur de revêtement	e'	0,05	mètre

Les figures 3.1 ; 3.2 et 3.3 illustrent respectivement la coupe transversale, la coupe longitudinale et la vue en plan du pont poutres prédimensionné selon les résultats présentés dans le tableau 3.1.

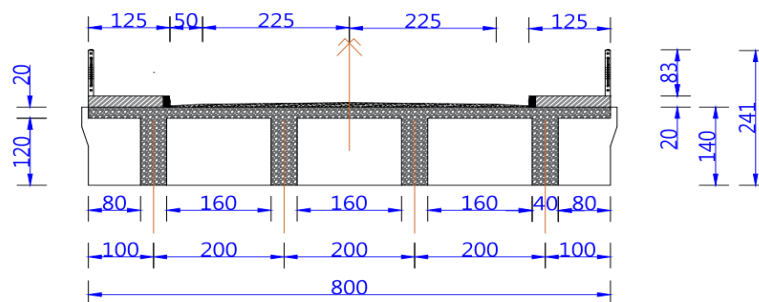


Figure 3. 1 - La coupe transversale du pont.

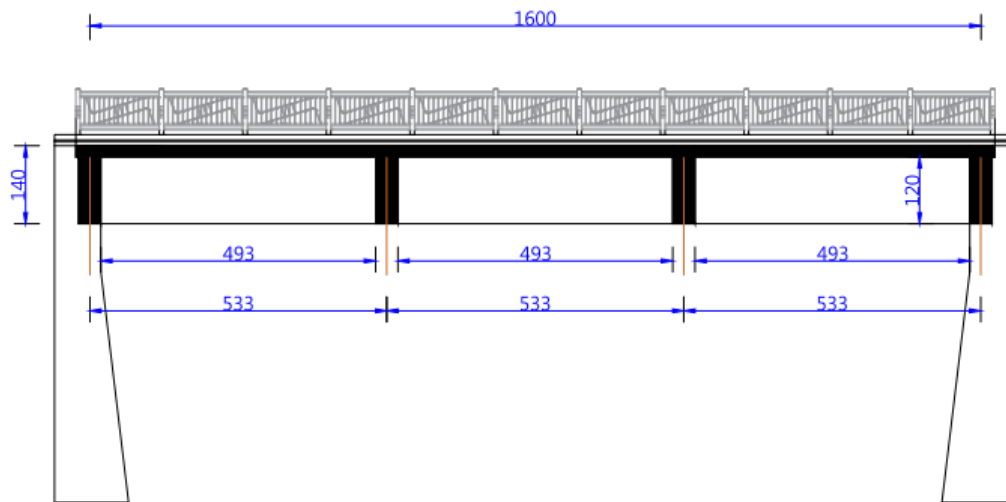


Figure 3. 2 - La coupe longitudinale du pont.

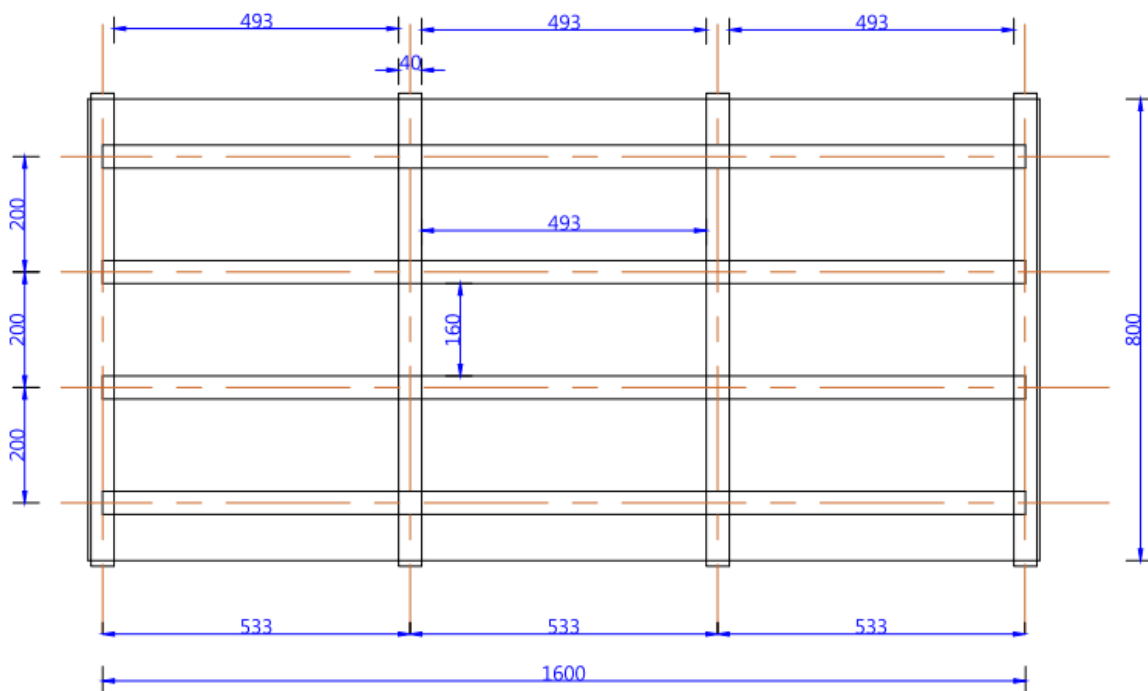


Figure 3. 3 - Vue en plan du pont.

III.3. CALCUL PAR LA METHODE DE COURBON

III.3.1. Ligne d'influence des réactions et moment de poutre avec le système Bc et charge du trottoir

A. Ligne d'influence sur la Poutre 1 :

$$e = +2d, i=1, n=4, \Delta_i = 1 + \frac{6e}{5d}, R_1 = \frac{1}{4} \left[1 + \frac{6e}{5d} \right]$$

- $e = -2d, R_1 = \frac{-7}{20}$;
- $e = -3d/2, R_1 = \frac{-1}{5}$;
- $e = -\frac{d}{2}, R_1 = +\frac{1}{10}$;
- $e = +\frac{d}{2}, R_1 = +\frac{2}{5}$;
- $e = +\frac{3d}{2}, R_1 = +\frac{7}{5}$;
- $e = +2d, R_1 = +\frac{17}{20}$;

$$R_1 = \frac{1}{4} \left[1 + \frac{6e}{5d} \right] = 0, \quad e = -\frac{5d}{6} = -1,666 m$$

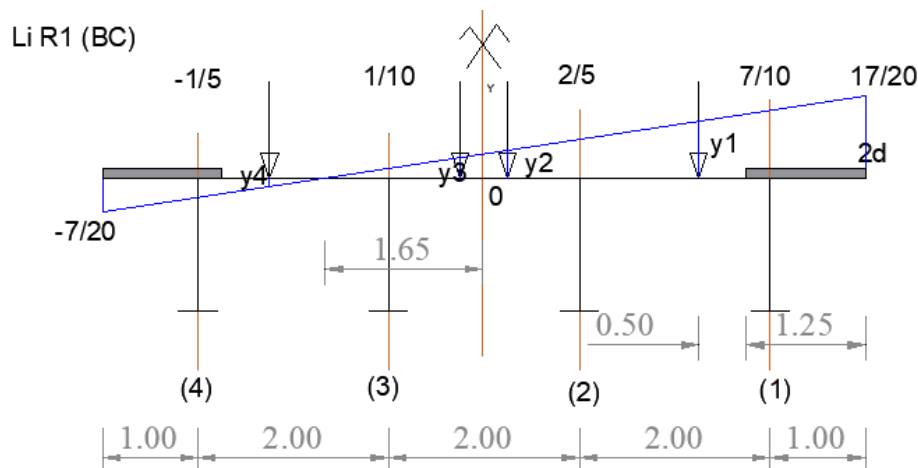


Figure 3. 4. Ligne d'influence de réaction de la poutre 1 sous la charge Bc.

B. Ligne d'influence sur la Poutre 2 :

$$e = +\frac{3d}{2}, i=2, n=4, \Delta_i = 1 + \frac{2e}{5d}, R_2 = \frac{1}{4} \left[1 + \frac{2e}{5d} \right]$$

- $e = -2d, R_2 = +\frac{1}{20}$;
- $e = -\frac{3d}{2}, R_2 = +\frac{1}{10}$;

- $e = -\frac{d}{2}, R_2 = +\frac{1}{5};$
- $e = +\frac{d}{2}, R_2 = +\frac{3}{10};$
- $e = +\frac{3d}{2}, R_2 = +\frac{2}{5};$
- $e = +2d, R_2 = +\frac{9}{20};$

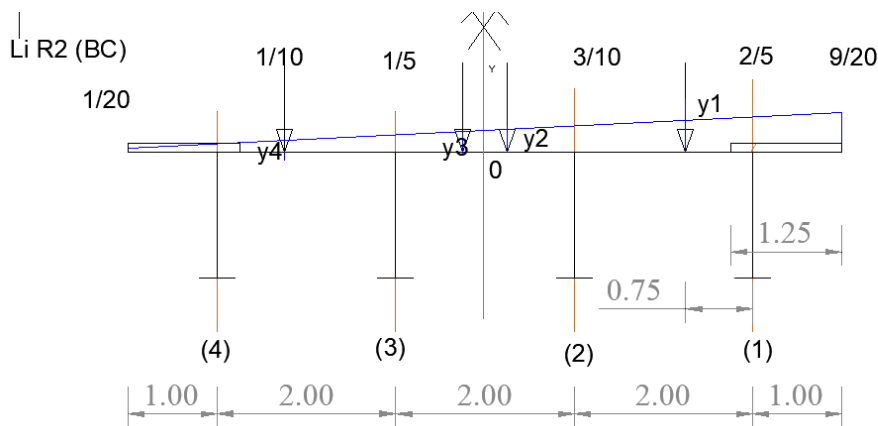


Figure 3. 5 - Ligne d'influence de réaction de la poutre 2 sous la charge Bc.

Par symétrie de l'ouvrage les lignes d'influence sur les poutres 4 et 3 sont respectivement les mêmes que sur 1 et 2.

III.3.2. Calcul des réactions $R_{E(Bc)}$ de chaque poutre dues aux charges Bc

A. Etape 1 : la position longitudinale du convoi qui donne la réaction max de l'entretoise. Pour ce faire nous utilisons les lignes d'influence longitudinale de la réaction de l'entretoise.

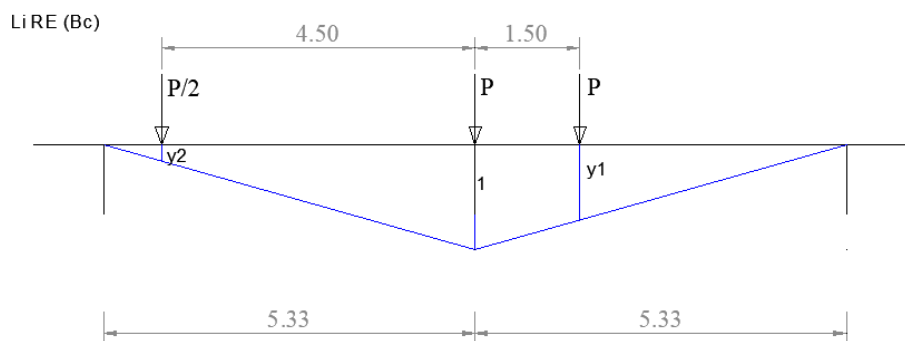


Figure 3. 6 - Ligne d'influence de réaction de l'entretoise intermédiaire sous la charge Bc

$y_1 = 0,7187$; $y_2 = 0,7187$; $y_3 = 0,156285$ On calcul la réaction $R_{E(Bc)}$ par l'expression $R_{E(Bc)} = P * bc * \partial_{bc} * (1 + y_1 + y_2)$; avec P la charge sur essieux (pour le système Bc, $P=120$ kN);bc le coefficient du système Bc dépendant de n, $bc= 1,1$; ∂_{bc} est le coefficient de majoration dynamique

$$\partial_{bc} = 1 + \frac{0,4}{0,2L} + \frac{0,6}{1+4\frac{G}{S}}; \partial_{bc} = 1,156 ;$$

Ainsi nous obtenons $R_{E(Bc)} = 260,90Kn$

B. Etape 2 : on choisit la position transversale des essieux du système bc sur la largeur chargeable du pont qui offre l'effet le plus défavorable et on charge les lignes d'influences transversales des réactions des poutres par les réactions de l'entretoise $R_{E(Bc)}$ déjà calculé à l'étape 1

- Poutre 1 :

Les coefficients y_1, y_2, y_3 et y_4 (sur la figure 3. 4) sont obtenues en appliquant les théorèmes de Tales et ainsi on a :

$$\frac{0,7}{4,66} = \frac{y_1}{(1,66+2,25)} ; y_1 = 0,586 \text{ et par analogie, } y_2 = 0,287, y_3 = 0,212 \text{ et } y_4 = -0,0874$$

$$R_{1 \max(bc)} = R_{E(Bc)} * \sum_{i=1}^n y_i;$$

$$R_{1 \max(bc)} = 260,90kN * (0,586 + 0,287 + 0,212 + (-0,0874))$$

$$R_{1 \max(bc)} = 260,67kN$$

- Poutre 2 : $y = \frac{d}{2}$

les coefficients y_1, y_2, y_3 et y_4 (figure 3. 5) sont obtenues en appliquant les théorèmes de Tales et ainsi on a :

$$\frac{0,3-0,05}{5} = \frac{y_1-0,05}{(8-0,5-1,25)} , y_1 = 0,3625 \text{ et par analogie, } y_2 = 0,2625, y_3 = 0,2375 \text{ et } y_4 =$$

0,1375

$$R_{2 \max(bc)} = R_{E(Bc)} * \sum_{i=1}^n y_i$$

$$R_{2 \max(bc)} = 260,90kN * (0,3625 + 0,2625 + 0,2375 + 0,1375)$$

$$R_{2 \max(bc)} = 291,9kN$$

III.3.3. Calcul des réactions $R_{E(St)}$ de chaque poutre dues aux surcharges sur trottoir

A. Etape 1 : ici on calcule la réaction max (de l'entretoise due à la surcharge St du trottoir) appliquée sur une bande de largeur $l=1,25$ mètres.

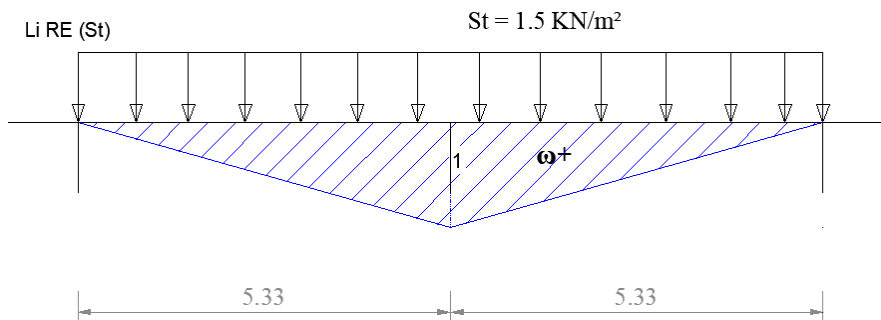


Figure 3. 7 - Ligne d'influence de la réaction sur l'entretoise sous la charge sur trottoir (St).

$$\omega^+ = \frac{1}{2} * 10,666 * 1,25 = 6,66625$$

$$q_{St} = R_{E(St)} = St * \omega^+, St=1,5\text{kN/m}^2 \text{ d'où } q_{St} = R_{E(St)} = 10\text{kN}$$

B. Etape 2 : on charge les lignes d'influence transversales des réactions des poutres par la réaction de l'entretoise due aux surcharges de trottoir calculée à l'étape 1

• **Poutre 1 :**

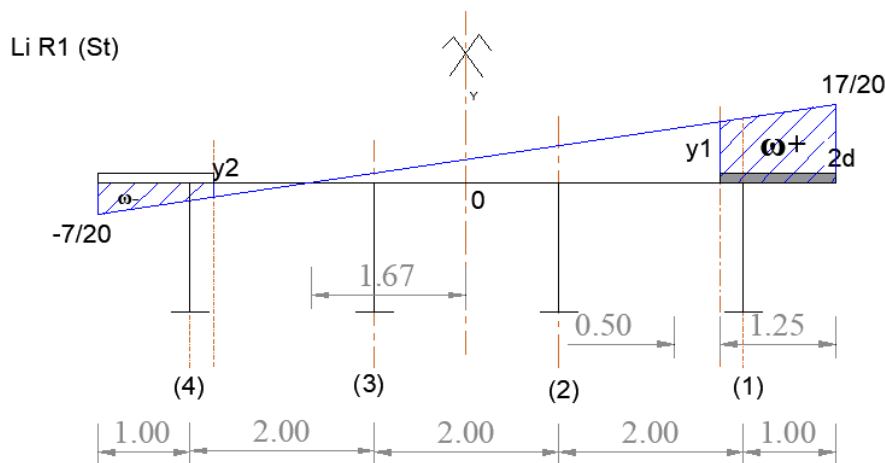


Figure 3. 8 - Ligne d'influence de la réaction de la poutre 1 sous la charge sur trottoir (St).

$$\omega^+ = \frac{1}{2} * \left(\frac{17}{20} + y_1 \right) * 1,25$$

Si on charge le trottoir du côté droit uniquement.

La valeur de y_1 s'obtient par application du théorème de Tales, $y_1 = 0,66318$

Ainsi $\omega^+ = 0,94573$;aussi $\omega^- = -0,3206$

$$R_{1\max(st)} = R_{E(st)} * \omega^+ = 10 * 0,9457 = 9,457kN$$

Et $R_{1\min(st)} = R_{E(st)} * \omega^- = 10 * (-0,3206) = 3,2kN$

La réaction maximale sur la poutre 1 est de $R_{1\max(bc)}$ et $R_{1\max(st)}$;

$$R_{1\max} = R_{1\max(bc)} + R_{1\max(st)} = 260,6kN + 9,4573kN$$

$$R_{1\max} = 270,0573kN$$

• **Poutre 2 :**

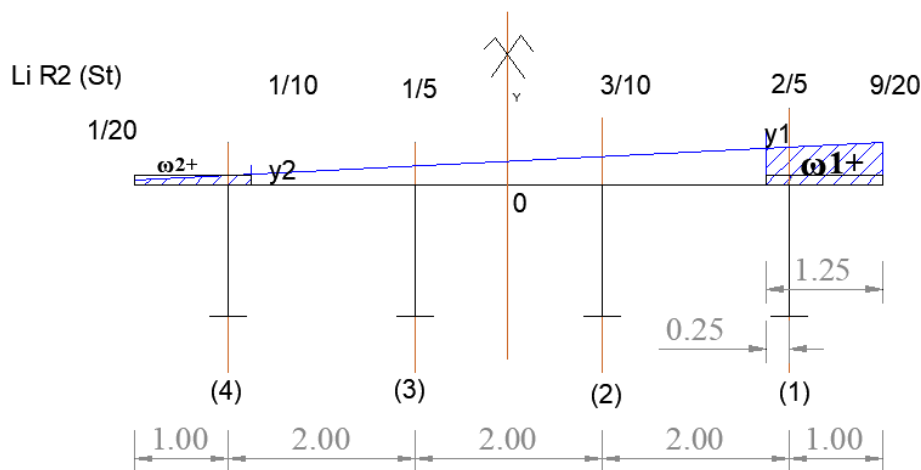


Figure 3. 9- Ligne d'influence de la réaction de la poutre 2 sous la charge sur trottoir (St).

Partant de la figure, la valeur de ω_1^+ et ω_2^+ s'obtiennent par l'expression

$$\omega_1^+ = \frac{1}{2} * \left(\frac{9}{20} + y_1 \right) * 1,25 \text{ et } \omega_2^+ = \frac{1}{2} * \left(\frac{1}{20} + y_2 \right) * 1,25$$

La valeur de y_1 et y_2 s'obtiennent par application du théorème de Tales, $y_1 = 0,387$ et $y_2 = 0,1125$

Ainsi $\omega_1^+ = 0,52343$ et $\omega_2^+ = 0,109375$; $\omega^+ = \omega_1^+ + \omega_2^+ = 0,632805$

$$R_{2\max(st)} = R_{E(st)} * \omega^+ ;$$

$$R_{2\max(st)} = 10 * 0,6328 = 6,328kN ;$$

$$R_{2\max} = R_{2\max(bc)} + R_{2\max(st)} = 291,9kN + 6,328kN ;$$

$$R_{2\max} = 298,228kN$$

Ici il n'existe pas de R_{2min} car il n'y a pas de valeur négative.

III.3.4. Calculs des moments fléchissant maximaux des éléments du tablier

A. Moment fléchissant maximal du tablier par le système de charge Bc

(Théorème de Barré appliquée à la méthode de Courbon)

En appliquant le théorème de Barrés (formule 2.27.a et 2.27b)

$bc = 1,1$ Car le nombre de voie est 2

∂_{bc} Est le coefficient de majoration dynamique, G est la charge permanente et S le chargement du système Bc, $\frac{G}{S} = 4,55$

$\partial_{bc} = 1,156$.

Le nombre de fils $n=2$, les charges sur essieux $P=120$ kN

$$M_{(x)} = 2382,083625 \text{ kN}$$

B. Surcharges du trottoir st

La densité linéique de la charge surfacique sur trottoir s'obtient par la relation suivante $q_{st} = 2 * s_t * l_t$, avec $S_t = 1,5$ kN/m², l_t la largeur du trottoir qui est de 1,25 mètres. $q_{st} = 3,75$ kN/ml

Le moment global induit par la charge sur trottoir sur tout le pont se calcule par l'expression

$M_{(x)t} = q_{st} * \frac{L^2}{8}$, avec L la portée du pont qui est de 16 mètres. On obtient le moment $M_{(x)t} = 120 \text{ kNm}$ pour les deux trottoirs et $M_{(x)t} = 60 \text{ kNm}$ pour un trottoir.

III.3.5. Calcul des moments fléchissant dans les poutres principales du pont

A. Calcul du moment dans la première poutre

- **Moment due au système de charge Bc dans la première poutre.**

Le moment dans la poutre 1 s'obtient par application de la formule (2.27)

. En se referant sur la figure 3. 4 on a que

$$\frac{0,7}{4,66} = \frac{y_1}{(1,66+2,25)} ; y_1 = 0,586, y_2 = 0,287, y_3 = 0,212 \text{ et } y_4 = -0,0874$$

Le moment dans la poutre 1, $M_{1(x)bc} = M_x * \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} = 2382,08 * \frac{(0,586+0,287+0,212+-0,0874)}{4}$

$$M_{1(x)} = 594,57kNm$$

- **Moment dans la première poutre due à la charge sur trottoir st**

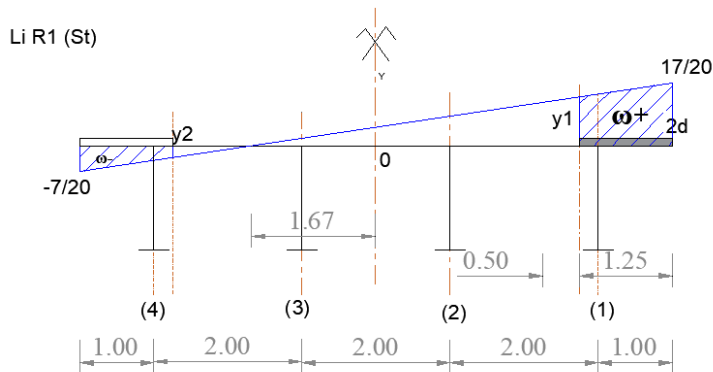


Figure 3. 10 - y_1 et y_2 sur la ligne d'influence de réaction sur la poutre 1 sous charges sur trottoir.

La valeur du moment max due à la charge du trottoir, celle-ci étant surfacique, s'obtient par la formule 2.28 , avec

$M_{(x)t}$ le moment global induit par la charge sur trottoir sur tout le pont , ω^+ de répartition surfacique d'une charge répartie, lc la largeur chargeable du trottoir correspondant à la largeur du trottoir.

Partant de la figure 3. 10, la valeur de ω^+ s'obtient par l'expression : $\omega^+ = \frac{1}{2} * (\frac{17}{20} + y_1) * 1,25$. Si on charge le trottoir du côté droit uniquement. La valeur de y_1 s'obtient par application du théorème de Tales, $y_1 = 0,66318$. Ainsi $\omega^+ = 0,94573$.

Le moment $M_{1(x)t} = 45,39kNm$

La valeur du moment max sur la poutre 1 est la somme des valeurs des moments due aux chargements du système Bc et celui du à la charge sur trottoir

$$M_{1(x)} = M_{1(x)bc} + M_{1(x)t} ; M_{1(x)} = 594,57kNm + 45,39kNm ; M_{1(x)} = 639,96kNm$$

B. Calcul du moment dans la deuxième poutre

- **Moment due au système de charge Bc dans deuxième poutre.**

Le moment dans la poutre 1 s'obtient par application de la formule (2.28)

$$M_{2(x)bc} = M_x * \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n},$$

les coefficients y_1, y_2, y_3 et y_4 (figure 3. 5) sont obtenues en appliquant les théorèmes de Tales et ainsi on a :

$$\frac{0,3-0,05}{5} = \frac{y_1-0,05}{(8-0,5-1,25)}, \quad y_1 = 0,3625 \text{ et par analogie, } y_2 = 0,2625, \quad y_3 = 0,2375 \text{ et } y_4 = 0,1375$$

Le moment dans la poutre 2 est

$$M_{2(x)bc} = M_x * \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} = 2382,08 * \frac{(0,3625 + 0,2625 + 0,2375 + 0,1375)}{4}$$

$$M_{2(x)bc} = 595,5209 \text{ kNm}$$

- **Moment dans la deuxième poutre due à la charge sur trottoir st**

La valeur du moment due à la charge du trottoir, celle-ci étant surfacique, s'obtient par la relation $M_{2(x)t} = M_{(x)t} * \frac{\omega_1^+ + \omega_2^+}{2 * Lc}$ (formule 2.28), si on charge les deux trottoirs, avec $M_{(x)t}$ le moment global induit par la charge sur trottoir sur tout le pont, ω^+ densité de répartition surfacique d'une charge répartie, l_c la largeur chargeable du trottoir correspondant à la largeur du trottoir.

Rappel : Partant de la figure 3.10, la valeur de ω_1^+ et ω_2^+ s'obtiennent par l'expression : $\omega_1^+ = \frac{1}{2} * \left(\frac{9}{20} + y_1 \right) * 1,25$ et $\omega_2^+ = \frac{1}{2} * \left(\frac{1}{20} + y_2 \right) * 1,25$

La valeur de y_1 et y_2 s'obtiennent par application du théorème de Tales, $y_1 = 0,387$ et $y_2 = 0,1125$

Ainsi $\omega_1^+ = 0,52343$ et $\omega_2^+ = 0,109375$ et le moment $M_{2(x)t} = 30,165 \text{ kNm}$

La valeur du moment max sur la poutre 1 est la somme des valeurs des moments due aux chargements du système Bc et celui du à la charge sur trottoir.

$$M_{2(x)} = M_{2(x)bc} + M_{2(x)t}; M_{2(x)} = 595,5209 \text{ kNm} + 30,165 \text{ kNm}; M_{2(x)} = 625,68 \text{ kNm}.$$

III.3.6. Calcul de l'effort tranchant dans les poutres principales

A. Hypothèses de calcul :

- les calculs s'effectueront sur la poutre ayant la valeur de la réaction la plus grande. Pour ce cas ici il s'agit de la poutre 2 celle-ci étant la plus sollicitée en l'effort tranchant.
- Les calculs se font par en deux volets : premièrement dans la zone de $x=0$ à $x=L_1$, avec L_1 la longueur de l'appui à la première entretoise et deuxièmes de $x=L_1$ à L ; avec L la portée du pont.
- Dans la première zone nous nous fixons de travailler avec la section d'abscisse $x= 2$ mètres et dans la deuxième zone à la section d'abscisse $x=6$ mètres.

B. Calcul de l'effort tranchant dans la zone 1 ($0 \leq x \leq L_1$).

- **Effort tranchant à $x=0$ m**

La ligne d'influence de l'effort tranchant à $x=0$ m se présente tel qu'illustre la figure 3.11 suivante

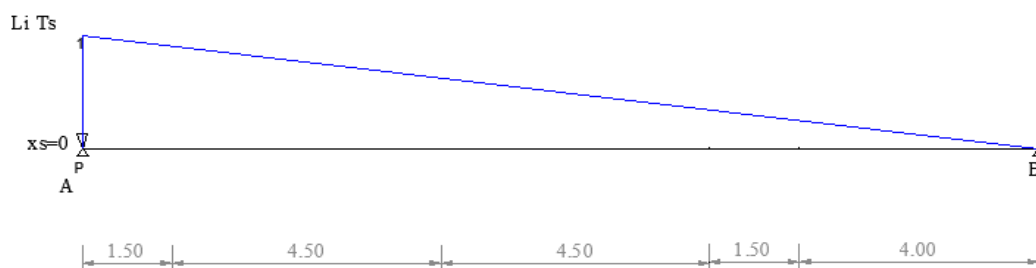


Figure 3. 11 - Ligne d'influence de l'effort tranchant sur la poutre

Comme dit au chapitre 2, à $x=0$ la valeur de l'effort tranchant, dans une poutre i , est

$$T_{i(x)} = T_{i(x)}'' ,$$

Nous calculons l'effort tranchant T_2'' par l'expression

$$T_2'' = R_2'' * bc * \partial_{bc} * \sum_{i=1}^n y_i \quad (2.77)$$

$$; bc=1,1 ; \partial_{bc} = 1,15$$

R_2'' et la réaction de la poutre 2 qui est la poutre intermédiaire, sous l'effet des charges B_c situé sur les panneaux encadrant la poutre 2

Li R''2

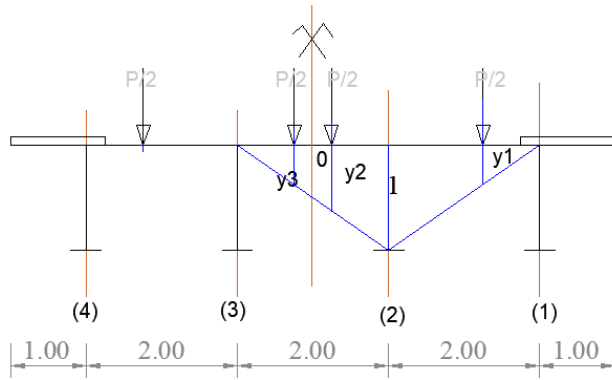


Figure 3. 12 - Ligne d'influence transversale de la réaction de la poutre 2 sous charge Bc.

En appliquant le théorème de Tales on a : $y_1 = 0,375$; $y_2 = 0,625$; $y_3 = 0,375$

$$R_2'' = P * \sum_{i=1}^n y_i \rightarrow R_2'' = 120 * (0,375 + 0,625 + 0,375)$$

$$\rightarrow R_2'' = 165kN$$

Nous Chargeons la ligne d'influence Ts de la poutre 2 par la réaction R_2'' et calculons T_2''

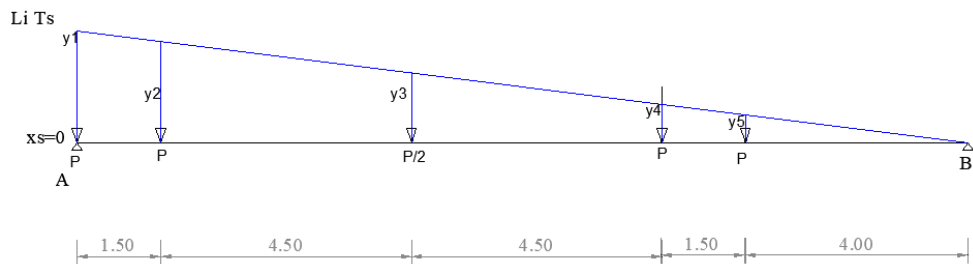


Figure 3. 13 - Application du système Bc sur la ligne d'influence de l'effort tranchant sur la poutre.

$$y_1 = 1; y_2 = 0,906; y_3 = 0,625; y_4 = 0,343; y_5 = 0,25$$

Par application de la formule (2.77), nous trouvons

$$\rightarrow T_2'' = 585,5779kN = T_2$$

- **Effort tranchant à $x=L1=5,333$ mètres**

Comme dit au chapitre 2, Au niveau de l'entretoise $x = L1$; $T_{i(x)} = T'_{i(x)}$

- Calcul de $T'_{2(x)}$.

Pour ce faire, nous traçons la ligne d'influence de l'effort tranchant Ts au point d'abscisse $x_s=5,33$ m (Li Ts)

Li Ts

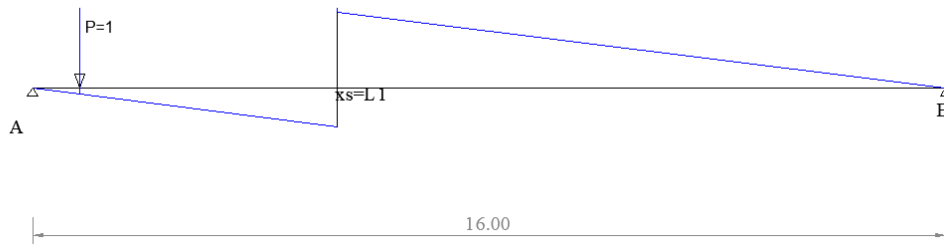


Figure 3. 14 - la ligne d'influence de l'effort tranchant T_s au point d'abscisse $x_s=5,33$ (Li T_s).

Ensuite nous Chargeons la ligne d'influence T_s et calculons l'effort tranchant max due aux charges du système Bc, T_{max}

$$T_{max} = n * bc * \partial_{bc} * \sum_{i=1}^n y_i \quad (2.78)$$

; n est le nombre de voies et égale à 2 dans ce cas ici; $bc=1,1$; $\partial_{bc} = 1,15$

Li Ts

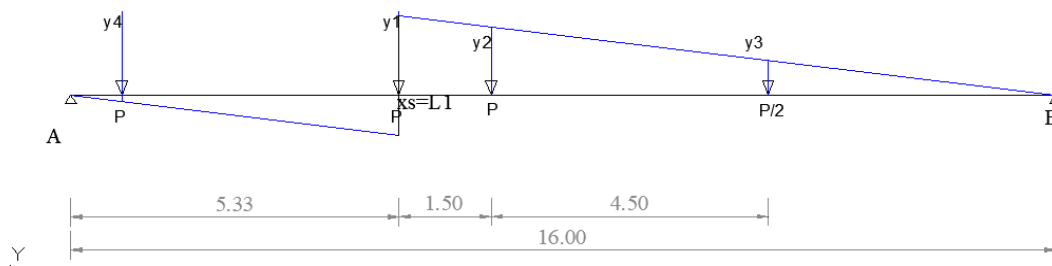


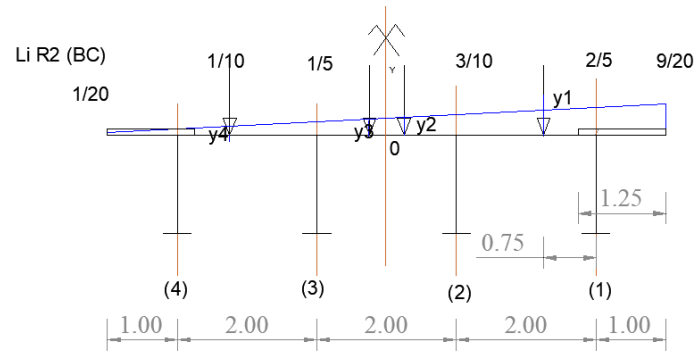
Figure 3. 15 - application du système Bc sur la ligne d'influence de l'effort tranchant T_s au point d'abscisse $x_s=5,33$ (Li T_s).

$$y_1 = 0,666; y_2 = 0,57312; y_3 = 0,2918;$$

À y_3 la charge sur essieux est $P/2$; ceci étant la valeur de y_3 est prise en moitier dans l'expression $\sum_{i=1}^n y_i$ et est donc $y_3 = 0,1459$.

$$T_{max} = 418,36kN$$

Nous calculons T'_2 en chargeant la ligne d'influence R_2 par le système Bc



$$y_1 = 0,3625, y_2 = 0,2625, y_3 = 0,2375 \text{ et } y_4 = 0,1375$$

$$T'_2 = T_{max} * (\sum_{i=1}^n y_i / n), n=4$$

$$T'_2 = 104,36kN = T_2$$

- **Effort tranchant à x = 2metres**

Dans la zone comprise entre $0 \leq x \leq L_1$ la valeur de l'effort tranchant se calcul par la formule ... et on à

$$T_{2(2)} = \frac{(T'_{2(2)} - T''_{2(2)})}{5,33} * 2 + T''_{2(2)}$$

Calculons les valeurs $T''_{2(2)}$ et $T'_{2(2)}$ en chargeant la ligne d'influence de l'effort tranchant T_s au point d'abscisse $x_s=2$ mètres ;

Li T_s

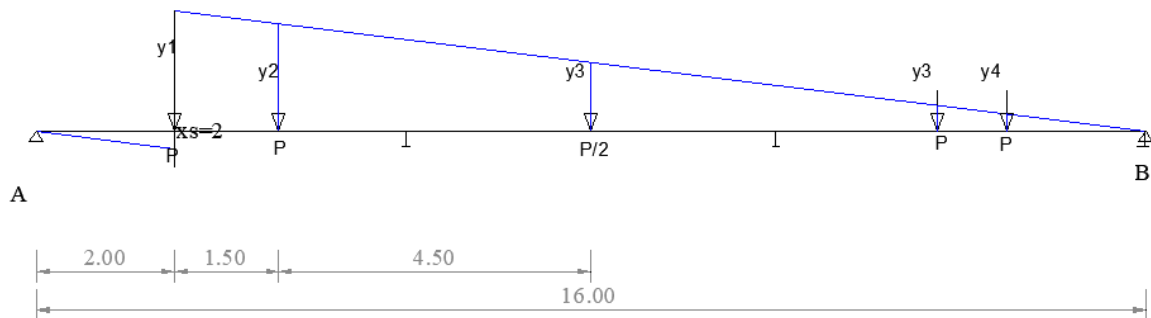


Figure 3. 16 - la ligne d'influence de l'effort tranchant T_s au point d'abscisse $x_s=2$ mètres.

Nous appliquons l'expression $T''_2 = R''_2 * bc * \partial_{bc} * \sum_{i=1}^n y_i$, avec, sur la fig ci-dessus, $y_1 = 0,875, y_2 = 0,7812, y_3 = 0,5 ; y_4 = 0,2197; \text{ et } y_5 = 0,125$

A y_3 la charge sur essieux est $P/2$; par conséquent la valeur de y_3 est prise en moitié dans l'expression $\sum_{i=1}^n y_i$ et est donc $y_3 = 0,25$. La réaction R_2'' est de 165kN (déjà calculée au point ...)

$$T_{2(2)}'' = T_2'' = 469,61kN$$

Nous trouvons la valeur de Tmax en appliquant la formule $T_{max} = n * bc * \partial_{bc} * \sum_{i=1}^n y_i$, ici; $bc=1,1$; $\partial_{bc} = 1,15$

La valeur $\sum_{i=1}^n y_i$ est la même que celle prise dans l'expression de T_2'' (for mule 2.77)

$$T_{max} = 682,79kN$$

Calculons $T_{2(2)}' = T_2'$ en chargeant la ligne d'influence de R_2 par le système Bc et trouvons la valeur de T_2'

Partant de la figure 3.5 ; $y_1 = 0,3625$, $y_2 = 0,2625$, $y_3 = 0,2375$ et $y_4 = 0,1375$

Par application de la formule, nous avons $T_2' = 170,6991kN$

Nous remplaçons chaque terme par sa valeur dans l'expression

$$T_{2(2)} = \frac{(T_{2(2)}' - T_{2(2)}'')}{5,33} * 2 + T_{2(2)}''$$

$$T_{2(2)} = T_2 = 281,76kN$$

C. Calcul de l'effort tranchant dans la zone 2 ($L_1 \leq x \leq L$).

- o Calculons l'effort tranchant au point d'abscisse $x_s = 6$ mètres

Traçons La ligne d'influence de l'effort tranchant T_s à $x_s = 6m$ et chargeons-la du système de charge Bc

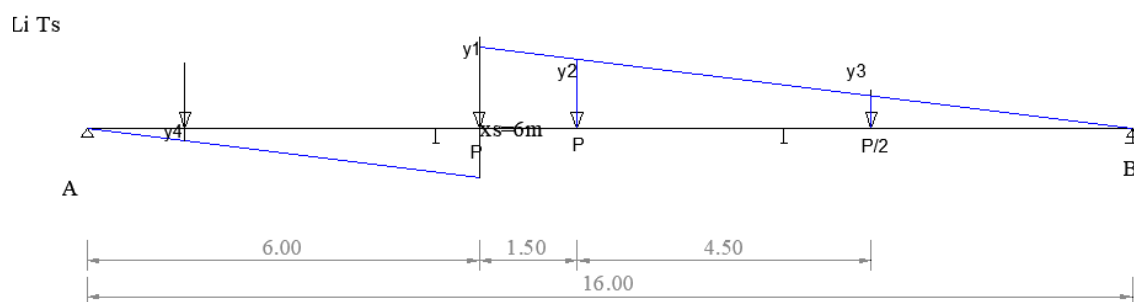


Figure 3. 17 - Ligne d'influence de l'effort tranchant T_s à $x_s = 6m$ sous chargeons la de du système de charge Bc

$$y_1 = 0,65, y_2 = 0,53, y_3 = 0,25 \text{ et } y_4 = -0,093$$

En appliquant la formule, nous obtenons

$$T_{\max} = 374,74 \text{ kN}$$

En appliquant la formule on a

$$T_2 = 93,6856 \text{ kN}$$

T_2 est nul au point $x_s = 8$ mètres au milieu de la poutre, lorsque le chargement Bc est symétrique, dans ce cas on aura une égalité de forces positives et forces négative sur la ligne d'influence de l'effort tranchant en ce point.

III.3.5. Calcul des entretoises

A. La position longitudinale du convoi qui donne la réaction R_E maximale de l'entretoise est lorsque l'axe vertical de l'essieu le plus chargé (120kN) coïncide avec l'axe de l'entretoise.

Li Ts

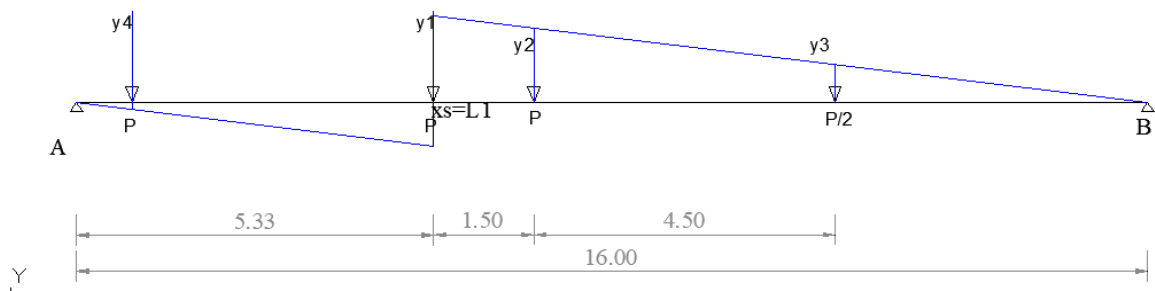


Figure 3. 18 -Ligne d'influence de l'effort tranchant Ts à L1 sous chargeons la de du système de charge Bc

Les calculs de réactions de poutre précédemment donne les valeurs suivante pour respectivement la réaction R_1 et la réaction R_2 ; $R_1 = \frac{1}{4} \left[1 + \frac{6e}{5d} \right]$ et $R_2 = \frac{1}{4} \left[1 + \frac{2e}{5d} \right]$

La poutre 3 est symétrique à la poutre 2 par rapport à l'axe oz ; l'expression de R_3 s'écrit à partir de celle de R_2 en changeant le terme de l'excentricité (e) par (-e), soit

La poutre 4 est symétrique à la poutre 1, l'expression de R_4 s'écrit

$$R_2 = \frac{1}{4} \left[1 - \frac{2e}{5d} \right]$$

De même pour la poutre 4 qui est symétrique à la poutre 1, l'expression de R_4 s'écrit

$$R_4 = \frac{1}{4} \left[1 - \frac{6e}{5d} \right]$$

Traçons les lignes d'influence du moment fléchissant M_s au milieu de l'entretoise ($y_s=0$).

$$\diamond \quad -2d \leq e \leq 0 \Rightarrow M_s = -1 * (-e) + R_4 * \frac{3d}{2} + R_3 \frac{d}{2}$$

$$\Rightarrow M_s = -1 * (-e) + \frac{1}{4} \left[1 - \frac{6e}{5d} \right] * \frac{3d}{2} + \frac{1}{4} \left[1 - \frac{2e}{5d} \right] \frac{d}{2}$$

$$M_s = \frac{1}{2} * (e + d)$$

- $e = -2d, \Rightarrow M_s = \frac{-d}{2} = 1$;
- $e = -3d/2, M_s = \frac{-d}{4} = -0,5$
- $e = -d, M_s = 0$;
- $e = -\frac{d}{2}, M_s = +\frac{d}{4} = 0,5$
- $e = +2d, M_s = +\frac{d}{2} = 1$

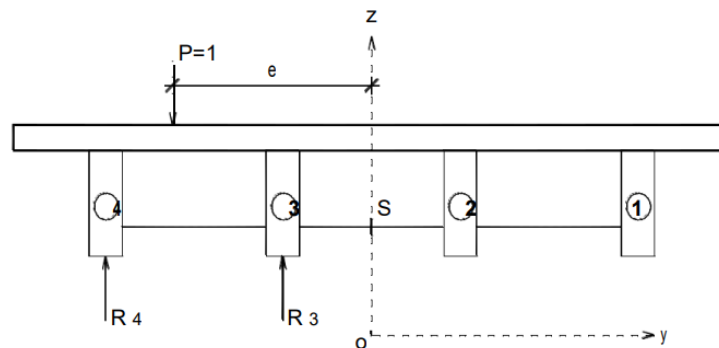


Figure 3. 19

$$\diamond 0 \leq e \leq 2d \Rightarrow M_s = R_4 * \frac{3d}{2} + R_3 \frac{d}{2}$$

$$\Rightarrow M_s = \frac{1}{4} \left[1 - \frac{6e}{5d} \right] * \frac{3d}{2} + \frac{1}{4} \left[1 - \frac{2e}{5d} \right] \frac{d}{2}$$

$$M_s = \frac{1}{2} * (e + d)$$

- $e = 2d, \Rightarrow M_s = \frac{-d}{2} = -1$;
- $e = 3d/2, M_s = \frac{-d}{4} = -0,5$
- $e = d, M_s = 0$;
- $e = \frac{d}{2}, M_s = +\frac{d}{4} = 0,5$;
- $e = 0, M_s = +\frac{d}{2} = 1$

Ainsi nous obtenons la ligne d'influence ci-dessous.

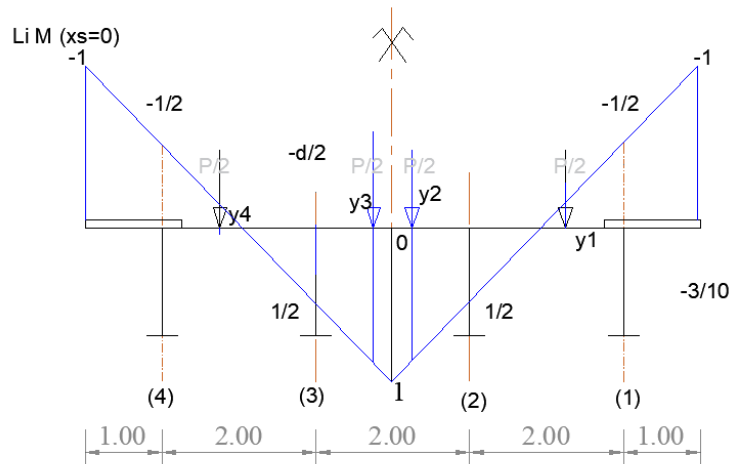


Figure 3. 20 - ligne d'influence de moment à $X_s=0$ m.

B. Traçons les lignes d'influence de l'effort tranchant T_s à la droite de l'abscisse $x_s = -\frac{d}{2}$

$$\diamond \quad -2d \leq e \leq -\frac{d}{2} \Rightarrow T_s = -1 + R_4 + R_3$$

$$\Rightarrow T_s = -1 + \frac{1}{4} \left[1 - \frac{6e}{5d} \right] + \frac{1}{4} \left[1 - \frac{2e}{5d} \right]$$

$$M_s = -\frac{1}{2} - \frac{2e}{5d}$$

- $e = -2d, \Rightarrow T_s = \frac{3}{10}$;
- $e = -3d/2, T_s = \frac{1}{10}$
- $e = -\frac{d}{2}, T_s = -\frac{3}{10}$
- à $T_s = 0$, $e = -\frac{5d}{4}$, $e = -2,5$

$$\diamond \quad \frac{d}{2} \leq e \leq 2d \Rightarrow T_s = R_4 + R_3$$

$$\Rightarrow T_s = \frac{1}{4} \left[1 - \frac{6e}{5d} \right] + \frac{1}{4} \left[1 - \frac{2e}{5d} \right]$$

$$M_s = \frac{1}{2} - \frac{2e}{5d}$$

- $e = -\frac{d}{2}, \Rightarrow T_s = \frac{7}{10}$;
- $e = 0, T_s = \frac{1}{2}$

- $e = \frac{d}{2}, T_s = \frac{3}{10}$
- $T_s = 0, e = -\frac{5d}{4}, e = +2,5$
- $e = 3d/2, T_s = \frac{-1}{10}$
- $e = 2d, T_s = -\frac{3}{10}$

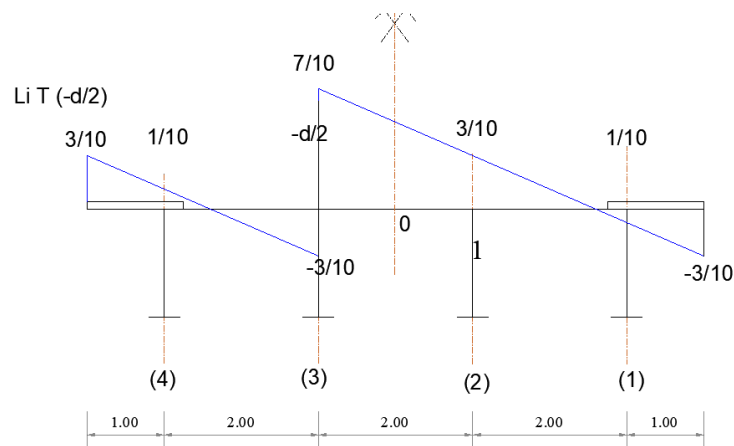


Figure 3. 21 - Ligne d'influence de l'effort tranchant à $X = -d/2$

Chargeons la ligne d'influence de la réaction R_E de l'entretoise par le chargement du système Bc

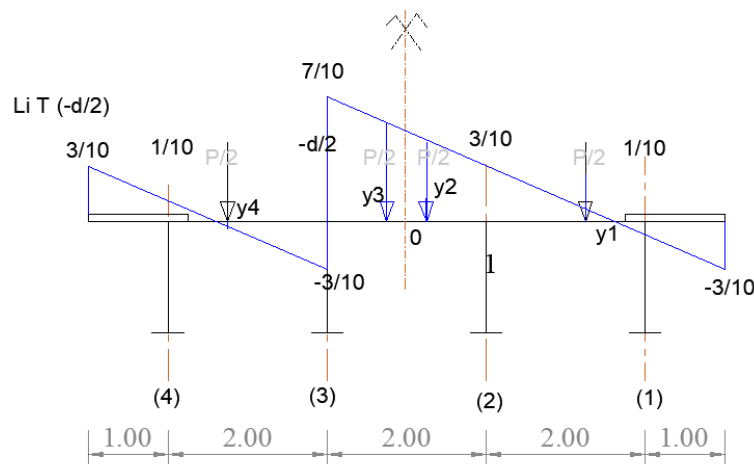


Figure 3. 22 - Ligne d'influence de l'effort tranchant à $X = -d/2$ chargée du système Bc

La valeur de R_E précédemment calculé est $R_E = 270,9 \text{ kN}$.

C. Calcul du moment max sous l'effet du système Bc : Chargeons la ligne d'influence de Ms (xs = 0).

Sur la figure 3.20 donne les valeurs :

$$y_1 = -0,125 = y_4 \text{ et } y_2 = 0,875 = y_3$$

Le moment

$$M_s^{max} = R_E * (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) \tag{2.79}$$

$$; M_s^{max} = 270,9 \text{ kNm} * (2 * 0,875 + 2 * (-0,125)) ; M_s^{max} = 406,35 \text{ kNm}$$

D. Calcul de TS max sous l'effet du système Bc : Chargeons la ligne d'influence de Ts (Xs = -d/2).

Sur la figure 3.22 ona :

$$y_1 = 0,05 ; y_2 = 0,45 ; y_3 = 0,55 ; y_4 = 0,05 ;$$

$$T_s^{max} = R_E * (y_1 + y_2 + y_3 + y_4)$$

$$T_s^{max} = 297,99 \text{ kN}$$

III.4. CALCUL DU PONT POUTRE PAR LA METHODE DE POUTRES DROITES

III.4.1. Poutre principale

Calcul de moment max due à la charge d'exploitation Bc

On détermine la position longitudinale de charges Bc la plus défavorable du convoi par application du théorème de Barré.

Les figures 3.23 et 3.24 ci-dessous représentent le chargement Bc chargeable sur la portée du pont.

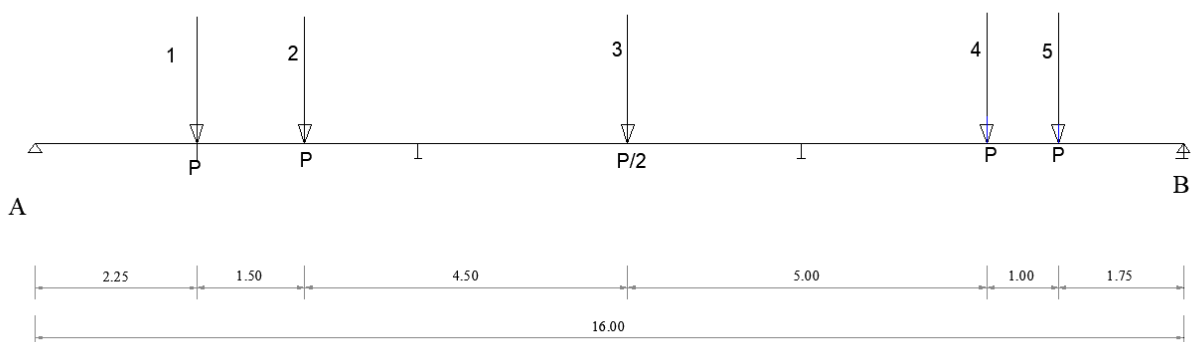


Figure 3. 23 - charges du système Bc sur le pont.

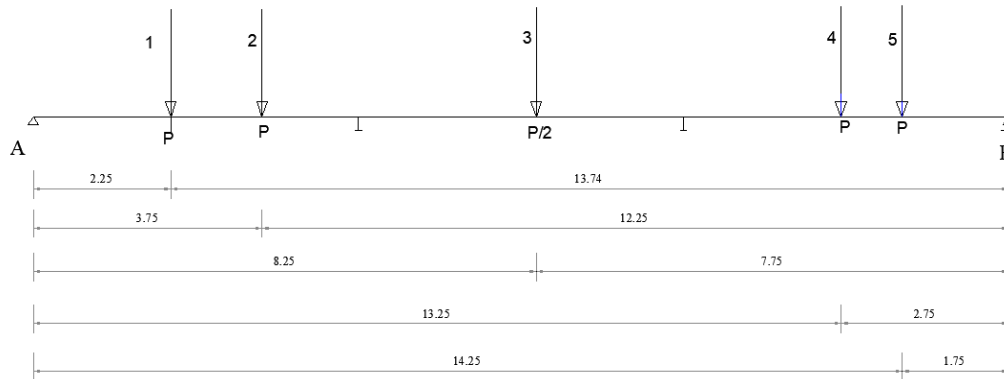


Figure 3. 24 - charges du système Bc sur le pont position a et b de chaque essieu.

En appliquant le théorème de Barré nous trouvons le résultat repris dans le tableau 3.2.

Tableau 3. 2 - calcul moment maximal et réaction max par le théorème de Barré (méthode de poutres droites continues)

	LES CHARGES				
	P1	P2	P3	P4	P5
pk	24	24	12	24	24
	Xi				
	0	1,5	4,5	4,5	1,5
	RESULTANTE			108	
	Positions de R par rapport à Pi (Xi)				
	6,00	4,83333	2,33333333	0,33333333	0
	c1	c2	c3	c4	c5
Ci	6	4,83333333	2,33333333	0,33333333	0
porté L	16	16	16	16	16
a	11	10,4166667	9,16666667	7,83333333	8
b	5	5,58333333	6,83333333	8,16666667	8
somme Pg	0	24	48	60	84
somme pd	84	60	48	24	0
somme pg+pk	24	48	60	84	108
somme pd+pk	108	84	60	48	24

somme pd*b/a	38,1818182	32,16	35,7818182	25,0212766	0
somme pd+pk*b/a	49,0909091	45,024	44,7272727	50,04255319	24
somme pg+pk*b/a	10,9090909				
vérification $\sum P_g < (\sum P_d + P_k) * \frac{b}{a}$	VRAI	VRAI	FAUX	FAUX	FAUX
$(\sum P_g + P_k) > \sum P_d * \frac{b}{a}$	FAUX	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI
vérification globale	FAUX	VRAI	FAUX	FAUX	FAUX
Réaction RA	33,75	37,6875	46,125	55,125	54
somme Pi di	0	36	252	54	36
Moments max (tm)	-	174,421875	-	-	-
MOMENT MAX (tm)	174,421875		Tm	1744,21875	kNm
MOMENT MAX sur une poutre (M_{Qbc})		43,6054688	Tm	436,0546875	kNm

Dans cette table nous observons que la charge critique est P2 = Pk car elle vérifie toutes les conditions nécessaires ; aussi la valeur du moment maximum sur une poutre d'une valeur de 436,0546875kNm. La valeur de l'effort tranchant max est celle de la réaction la plus grande 55,125kN.

III.4.1. Entretoise intermédiaire

Le chargement Bc étant symétrique dans la travée du milieu de la coupe transversale du pont, l'effort tranchant est la moitié de la résultante de charges P2=60kN et P 3=60kN dans cette travée, et donc Te=60kN et le moment max (flexion pure entre P2 et P3) dans cette travée et 0,75*60=45 kNm.

III.5. CALCUL PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

III.5.1. Modélisation

La modélisation du modèle du pont poutres avec entretoises intermédiaires dans le logiciel Robot structure Analysis. L'interface graphique de dessins se présente sur les figures

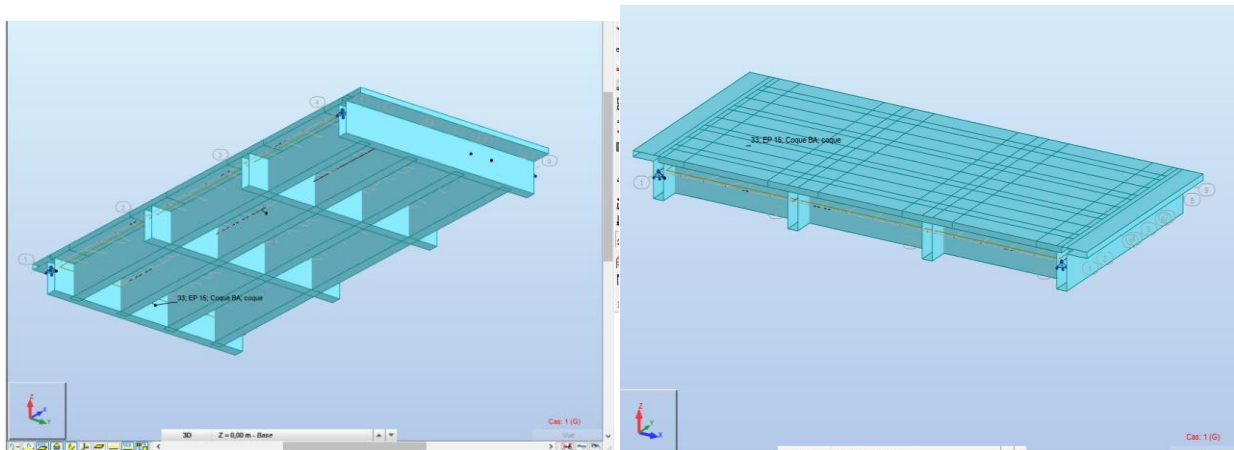


Figure 3. 25 - Perspectives du tablier du pont poutres dans le logiciel Robot structures

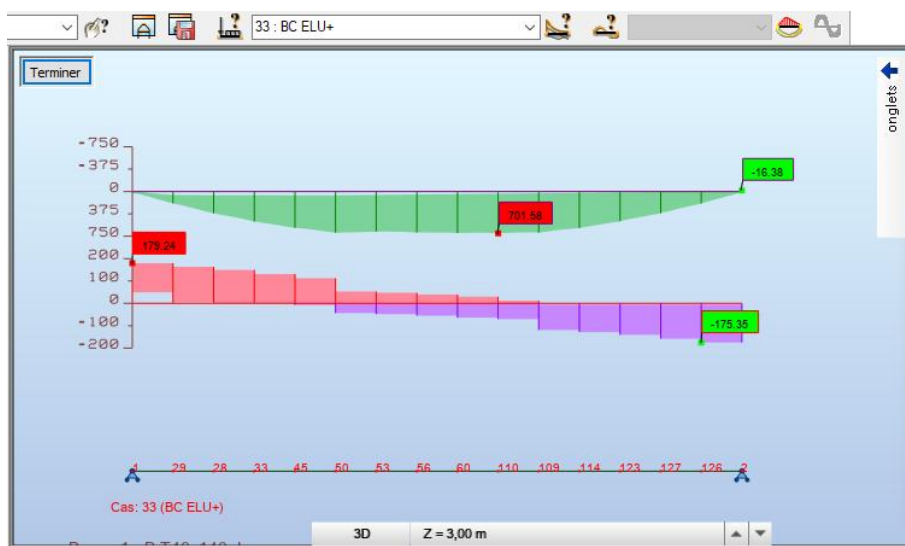
III.5.2. Chargement et pondération

III.5.3. Calcul et présentation des résultats

A. Moment et effort tranchant due au système de charge Bc sur la poutre principale

❖ ELU

- La valeur du moment max due au système Bc est $M_{Bc} = 701,58 \text{ kNm}$
- L'effort tranchant max due au système Bc $T_{max \text{ ELU}} = 179,24 \text{ kN}$.



- Figure 3. 26 - Moment et effort tranchant due au système de charge Bc sur la poutre principale au ELU (MEF).

❖ ELS

- La valeur du moment max due au système Bc est $M_{Bc} = 467,72$ kNm
- L'effort tranchant max due au système Bc $T_{max\ ELU} = 119,49$ Kn

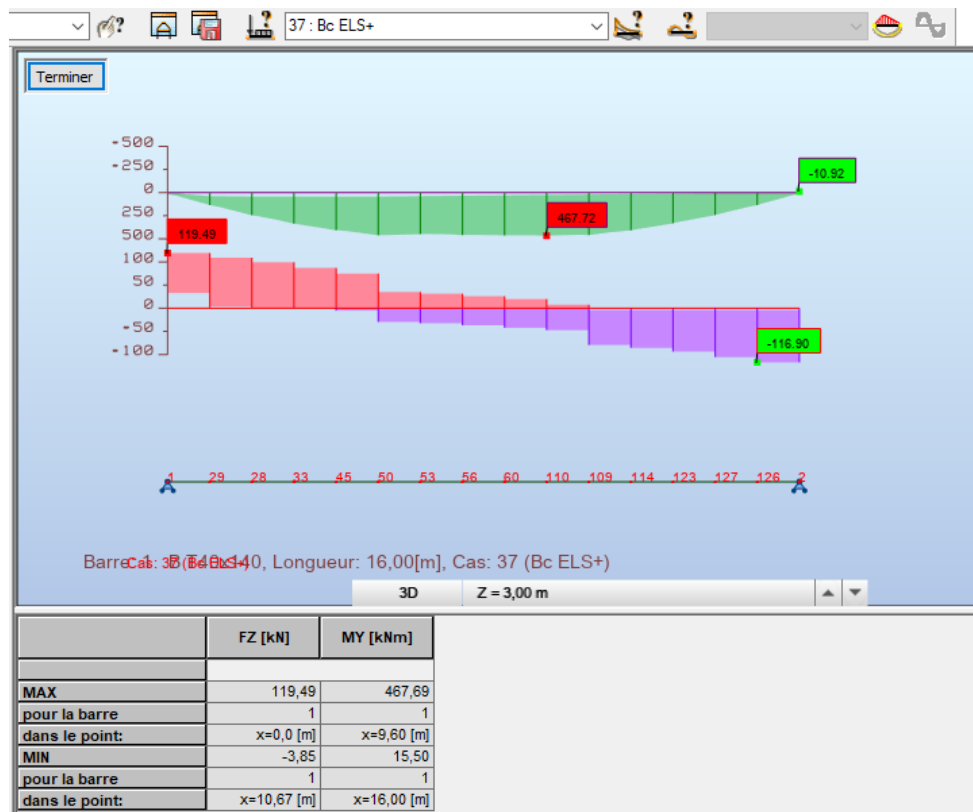


Figure 3. 27 - Moment et effort tranchant due au système de charge Bc sur la poutre principale au ELS (MEF).

B. Moment et effort tranchant due au système de charge Bc sur l'entretoise

❖ ELU

- La valeur du moment max due au système Bc est $M_{Bc} = 20,04$ kNm
- L'effort tranchant max due au système Bc $T_{max\ ELU} = 39,42$ kN

❖ ELS

- La valeur du moment max due au système Bc est $M_{Bc} = 18,5$ kNm
- L'effort tranchant max due au système Bc $T_{max\ ELU} = 12,113$ kN

C. Résultats globaux du Moment max et de l'effort tranchant max dans la poutre principale en T

❖ ELU

- Le moment max obtenu par la méthode des éléments finis aux ELU est $M_{max\ ELU} = 2170.32\ \text{kNm}$
- Et l'effort tranchant max aux ELU de $T_{max\ ELU} = 478,14\ \text{kN}$

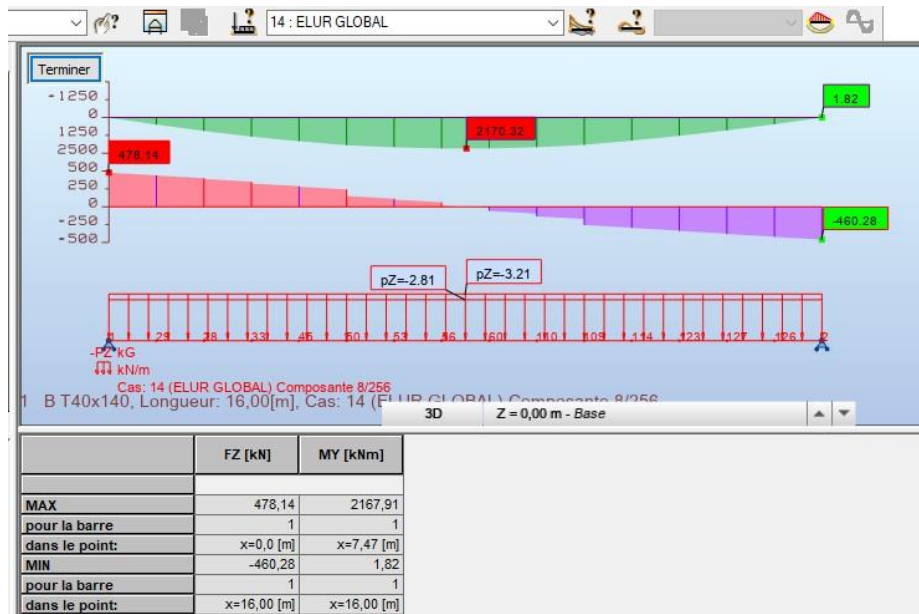


Figure 3. 28 - Résultats globaux du Moment max et de l'effort tranchant max dans la poutre principale en T aux ELU.

❖ ELS

- Le moment max obtenu par la méthode des éléments finis aux ELS est $M_{max\ ELS} = 1554,13\ \text{kNm}$
- Et l'effort tranchant max aux ELU de $T_{max\ ELS} = 344,13\ \text{kN}$

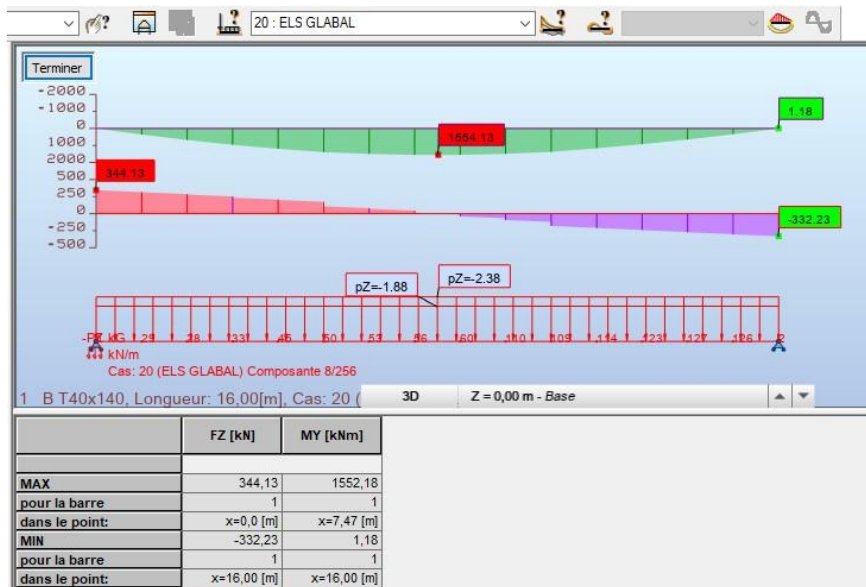


Figure 3. 29 - C. Résultats globaux du Moment max et de l'effort tranchant max dans la poutre principale en T aux ELS.

III.6. DIMENSIONNEMENT

III.6.1. Hypothèses de dimensionnement

Pour un dimensionnement impartial nous adoptons les hypothèses de calcul généralisées pour toutes les méthodes de calculs utilisées.

- la résistance de la limite ultime du béton à 28 jours $f_{c28} = 40MPa$;
- La résistance limite ultime du béton de calcul est $f_{bu} = \frac{0,85*f_{c28}}{\gamma_b}$;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Les aciers utilisés comme armatures ont une résistance élastique ultime de 400Mpa (Fe E 400) ;
- Pour le cas courant, le coefficient $\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$ [25]
- Le calcul de la section en T se fera aux ELU : la combinaison de charges est

Les déformations limites de calcul sont :

- $\epsilon_{st} = \frac{10}{1000}$ Pour l'acier,
- $\epsilon_{bc} = \frac{3,5}{1000}$ pour le béton.

III.6.2. Dimensionnement du tablier par la méthode de Courbon

A. Rappel de Résultats du pré dimensionnement

La section du pré dimensionnement est sur la figure 3. 30.

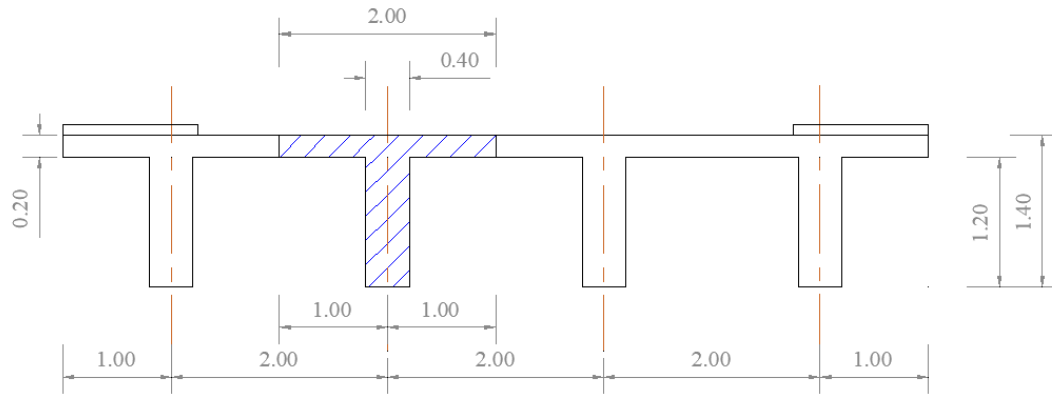


Figure 3. 30 - sections transversale du tablier.

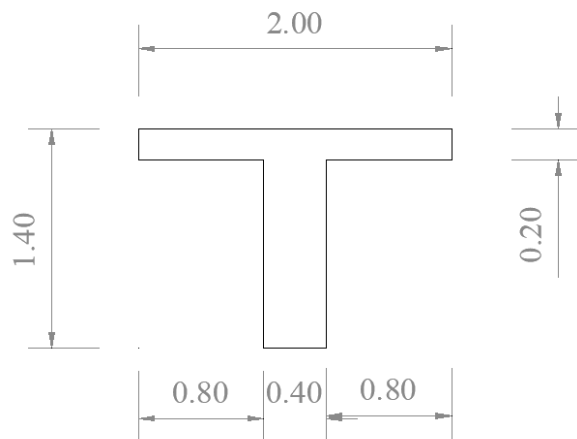


Figure 3. 31 - sections transversale de la poutre respectivement.

B. Dimensionnement des poutres principales

❖ Evaluation de charges permanentes

▪ Charge de la poutre en béton armé

- La section d'une poutre est de $S_p = 2 * 0,2 + 0,40 * 1,20 = 0,88 \text{ m}^2$
- Le volume de la poutre est de $V_p = S_p * L = 0,88 * 16\text{m} + 4\text{m} = 14,08\text{m}^3$
- Le poids volumique du béton est 25kN/m^3
- La charge linéaire des entretoises intermédiaires est de $g_e = (0,40 * 1,20) * 4\text{m} * 25 \text{ kN/ m}^3$

Nous obtenons $g_e=48$ kN soit 3kN/ml

Nous avons ainsi une charges repartie du béton $g_b= S_p*25\text{kN/m}^3+g_e=$
 $22\text{kN/ml}+ 3\text{kN/ml}=25\text{kN/ml}$

▪ **Charges de surélévation et charges de garde-corps**

La surélévation du trottoir a une hauteur de 0,15 m, la largeur du trottoir étant de 1,25m et le matériau en constituant possédant un poids volumique de 10 kN/m^3 (voir le tableau ...); nous obtenons un poids propre du trottoir de 1,875 kN/ml. Le garde-corps induit une charge linéique de 0,5kN/m. la somme de la charge de surélévation et celle de garde-corps donne une charge linéique de 2,375 kN/ml.

▪ **Charge du revêtement**

Le revêtement au-dessus du béton à une épaisseur de 0,05m et une largeur sur la poutre de 2m. La section transversale du revêtement est des $S_r= 0,05*2=0,1\text{m}^2$

Le poids volumique du revêtement étant de 22kN/m^3 , la charge du revêtement $g_r=$
 $0,1*22\text{kN/m}^3=2,2\text{kN/ml}$

La charge totale de la poutre 1 est la somme de la charge du béton armé, de la charge de surélévation avec garde-corps et la charge de revêtement $G= g_p + g_r = 25 \text{ kN/ml} + 2,375 + 2,2 \text{ kN/ml} = 29,575 \text{ kN/ml}$

La charge totale de la poutre 2 est la somme de la charge du béton armé et la charge de revêtement $G= g_p + g_r = 25 \text{ kN/ml} + 2,2 \text{ kN/ml} = 27,2 \text{ kN/ml}$

La charge totale par mètre sur le pont est donc $(29,575 \text{ kN/ml} + 27,2 \text{ kN/ml}) * 2 = 113,54$

Et produit un moment de globale $M_{Ggl} = (113,54 * 16^2) / 8 = 3633,28 \text{ kNm}$ et un effort tranchant max de $M_{Ggl} = (113,54 * 16) / 2 = 908,32 \text{ Kn}$

❖ **Prise en comptes du coefficient de repartions obtenue par la méthode de Courbon**

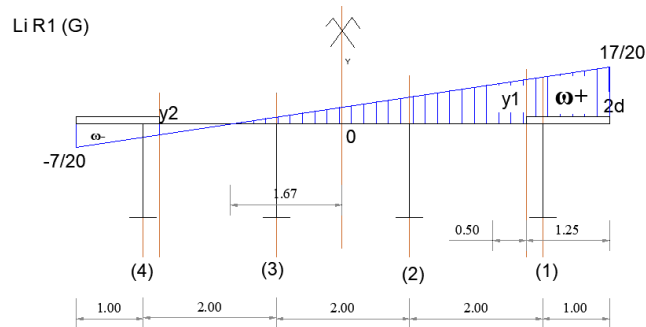


Figure 3.32 - Ligne d'influence de la réaction à la poutre 1 due à la charge permanente G du tablier.

La valeur du moment max due à la charge du poids propre, celle-ci étant surfacique, s'obtient par la relation $M_G = MGgl * \frac{\omega^+}{Lc}$, $MGgl$, le moment global induit par la charge totale du poids propre sur du pont, ω^+ de répartition surfacique d'une charge répartie, $lc=1,67 + 4= 5,67$

Partant de la figure, la valeur de ω^+ s'obtient par l'expression :

$$\omega^+ = \frac{1}{2} * \left(\frac{17}{20} * (1,67 + 4) \right), \text{ ainsi } \omega^+ = 2,4.$$

Le moment fléchissant dû à la charge pérennante G est

$$M_G = 3633,28\text{kNm} * \frac{2,4}{5,67} = 1537,8962 \text{ kNm}$$

L'effort tranchant dû à la charge pérennante G est

$$T_G = 908,32\text{kN} * \frac{2,4}{5,67} = 384,499\text{kN}$$

❖ **Evaluation de Charges d'exploitation**

Les calculs de précédents par la méthode de Courbon nous montrent que la poutre la plus chargée, par considérations des systèmes de charge Bc et charges sur trottoir, est la poutre 1. Elle est chargée d'un moment fléchissant $M_{1(x)} = 639,96\text{kNm} = M_Q$

❖ **Pondération de charges aux ELU ($P = 1,35G + 1,5Q$)**

Le moment dû à la charge permanente est $M_G = 1537,8962 \text{ kNm}$ et celui dû à la charge roulante d'exploitation (système Bc) ainsi que les charges sur trottoirs est de $M_Q = 639,96 \text{ kNm}$

Le moment aux Etats Ultimes des Services est $M_U = 1,35M_G + 1,5M_Q$

$$M_U = 3036,099 \text{ kNm} = 3,036099 \text{ MNm}$$

❖ **Pondération de charges aux ELS ($P = G + Q$)**

Le moment aux états limites de service est $M_{ser} = M_G + M_Q$

$$M_{ser} = 2177,85 \text{ kNm} = 2,17785 \text{ MNm}$$

❖ **Calcul et vérification de la section en béton armée**

La hauteur de la semelle $h_0 = 0,20 \text{ m}$; on calcule la position de l'axe neutre y_u en appliquant respectivement les formules (2.50) et (2.51) on a $d = 0,9 * h = 1,26$, $f_{bu} = 22,6 \text{ MPa}$ le moment réduit ultime $\mu_{bu} = 0,0419$, $\alpha_u = 0,053$, $y_u = 0,0679 \text{ m}$

- Vérifions si $y_u \leq 1,25 h_0$, nous savons que la hauteur de la semelle $h_0 = 0,2 \text{ m}$, la valeur $1,25h_0 = 0,25$. La condition est vérifiée il s'agit de calculer la section rectangulaire.
- On calcule le moment réduit critique par la formule (2.53)
- On calcule la profondeur de l'axe neutre critique par la formule $\alpha_c = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{cj}}{100}$; avec $\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$
- Le rapport $\gamma = 1,4$
- La profondeur de l'axe neutre critique est $\alpha_c = 0,59$
- Le moment réduit critique est $\mu_c = 0,368$

On constate que μ_c est supérieur à μ_{bu} ; ça veut dire il n'y a pas nécessité des armatures comprimées ;

- La position relative de l'axe neutre $\alpha_u = 0,035$
- Le bras de levier $Z_u = 1,2424 \text{ m}$
- La section des armatures tendues $A_u = \frac{M_u}{Z_u * \sigma_{su}} \Rightarrow A_u = 0,00708009 \text{ m}^2$ soit $70,8 \text{ cm}^2$

On choisit pour le ferrailage 9 barres de 32mm de diamètre chacun (9 HA 32) soit $72,38 \text{ cm}^2$

- Vérifions la condition de non fragilité (formule 2.62) : $A_{uc} \geq 0,23 * \frac{f_{tj}}{f_e} * bd$
 $f_{tj} = 0,60 + 0,06 * f_{cj}$
 en effet $0,23 * \frac{0,60+0,06*40\text{MPa}}{400\text{Mpa}} * 2 * 1,26 = 0,004347 < 0,007238 \text{ m}^2$, la condition de non fragilité est vérifiée
- Les étriers se réalisent avec les barres haute adhérence de 12 mm de diamètre (HA 14).

La figure 3.32 illustre la section transversale de la poutre principale avec son plan de ferrailage.

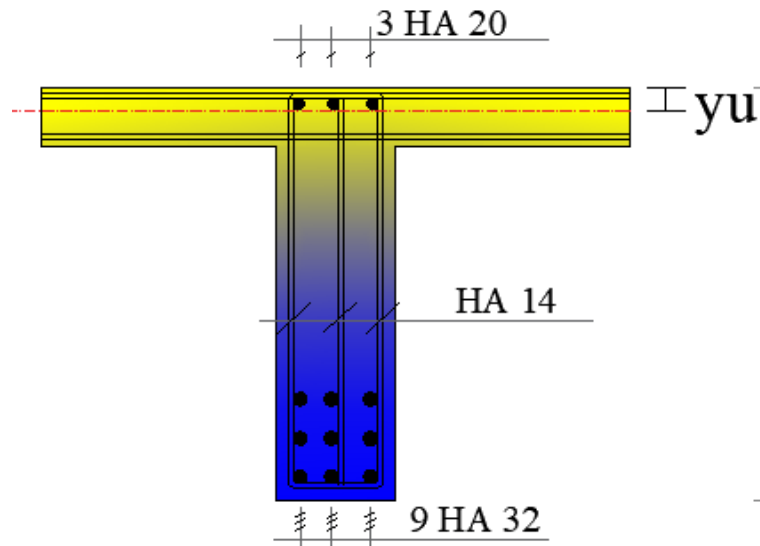


Figure 3. 33 - Section en T de la poutre principale avec plan ferrailage (Courbon).

C. Dimensionnement des entretoises intermédiaires

❖ Evaluation de Charges permanentes

▪ Charge de la poutre en béton armé

- La section d'une entretoise est de $Se = 0,40 * 1,20 = 0,48 \text{ m}^2$
- Le volume de la l'entretoise est de $V_p = Se * l = 0,48 * 8 = 3,84 \text{ m}^3$
- Le poids volumique du béton est 25 kN/m^3
- La charge linéaire de l'entretoise intermédiaire est de
 $ge = 0,48 \text{ m}^2 * 25 \text{ kN/ m}^3 = 12 \text{ kN/ml}$

Le moment fléchissant due à la charge pérennante G est $M_G = \frac{ge * L^2}{8} =$

96 kNm

❖ **Evaluation de Charges d'exploitation**

Les calculs de précédents par la méthode de Courbon nous montrent que l'entretoise la plus chargée, par considérations des systèmes de charge Bc et charges sur trottoir, a un moment fléchissant $M_s^{max} = 406,35\text{kNm} = M_Q$

❖ **Pondération de charges aux ELU ($P = 1,35G + 1,5Q$)**

Le moment aux Etats Ultimes des Services est $M_U = 1,35M_G + 1,5M_Q$

$$M_U = 739,125\text{kNm} = 0,739125 \text{ MNm}$$

❖ **Pondération de charges aux ELS ($P = G + Q$)**

Le moment aux états limites de service est $M_{ser} = M_G + M_Q$

$$M_{ser} = 502,35\text{kNm} = 0,5\text{MNm}$$

❖ Calcul de la section rectangulaire de l'entretoise

Tableau 3. 3 - Dimensionnement des entretoises intermédiaires (méthode de Courbon)

Caractéristiques de la section			RESUTATS		
paramètre	valeur	unité	paramètre	valeur	unité
b0	0,4	m	fbu	22,66666667	Mpa
bp		m	Alpha u	0,090635166	
b'		m	yu	0,097885979	m
hd	0,2	m	Sigma U	347,826087	
hp		m	Gamma	1,478	
d'		m	μbu	0,069879418	
h0=hd	0,2	m	Alpha C	0,639	
b	0,4	m	Zu	1,040845608	
h	1,2	m	Section	0,002041249	m ²
d	1,08	m	d'Armatures		
fc28	40	Mpa	tendues	20,41248945	cm ²
Gamma B	1,5		pour le ferrailage 7 barres de 20mm de diamètre chacun (7 HA 20) soit		
fe	400	Mpa			
Gamma S	1,15				
Mu (MNm)	0,739	MNm			

Mser	0,5 MNm	Les étriers se réalisent avec les barres hautes adhérence de 12 mm de diamètre (HA 12)
------	---------	--

Cette section d'acier obtenue ne vérifie pas la condition de non fragilité, Nous adoptons par conséquent la section théorique de 43,47cm² qui est la minimale possible (d'après cette condition). La section de ferrailage de 6 HA 32 (6 barres hautes adhérence de diamètre 32 mm) soit 48,25 cm².

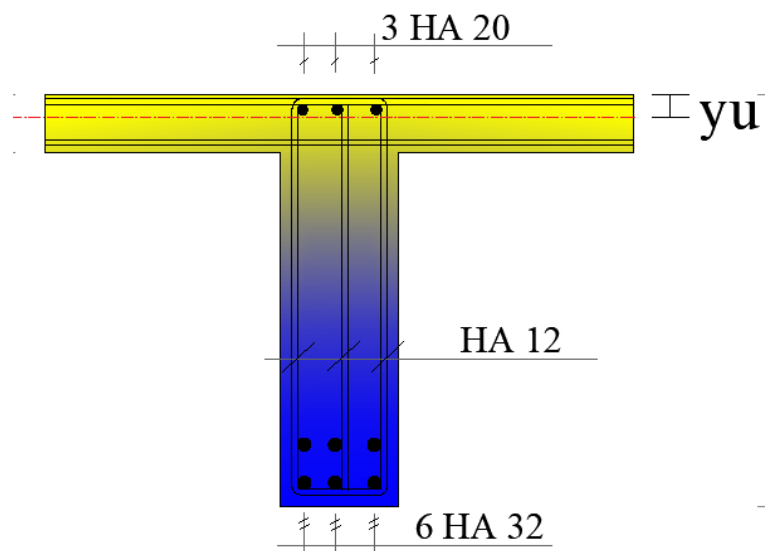


Figure 3. 34. Section en T de l'entretoise avec plan de ferrailage (Courbon).

III.6.3. Dimensionnement du tablier par la méthode de poutres droites continues

Nous nous basons ici sur les hypothèses présentées au chapitre précédent qui de la méthodologie de calcul et dimensionnement en son point II.3.2 (méthode de poutres droites continues).

A. Dimensionnement des poutres principales

❖ Evaluation de la charge pérennante

La charge totale de la poutre 1 est la somme de la charge du béton armé, de la charge de surélévation avec garde-corps et la charge de revêtement $G = g_p + g_r = 25 \text{ kN/ml} + 2,375 + 2,2 \text{ kN/ml} = 29,575 \text{ kN/ml}$

Nous obtenons un effort tranchant de $T_G = 236,6$ kN et le moment fléchissant due à la charge pérennante G est $M_G = 946,4$ kNm.

❖ Charges d'exploitation

Le calcul pour la détermination du moment maximum fondé sur le théorème de Barré nous donne le résultat tels que le moment max due à la charge du convoi du système Bc (charges d'exploitation) est de $M_{QBc} = 436$ kNm

A ce moment du au système Bc s'ajoute le moment du à la charge sur trottoir

Rappel : la charge surfacique d'exploitation sur le trottoir est $S_t = 1,5$ kN/m², avec l_t la largeur du trottoir qui est de 1,25 mètre. Ainsi nous obtenons la densité linéique de cette charge par la relation... : $q_{st} = 3,75$ kN/ml

Le moment global induit par la charge sur trottoir sur tout le pont se calcule par l'expression

$M_{(x)t} = q_{st} * \frac{L^2}{8}$, avec L la portée du pont qui est de 16 mètres. On obtient le moment $M_{(x)t} = 120$ kNm pour les deux trottoirs et $M_{(x)t} = 60$ kNm pour un trottoir.

Le moment max d'exploitation est la somme de $M_{QBc} = 436$ kNm et $M_{(x)t} = 60$ kNm et à donc pour valeur $M_Q = 496$ kNm

❖ Pondération de charges aux ELU ($P = 1,35G + 1,5Q$)

Le moment aux Etats Ultimes des Services est $M_U = 1,35M_G + 1,5M_Q$

$$M_U = 2021,04 \text{ kNm} = 2,021 \text{ MNm}$$

❖ Pondération de charges aux ELS ($P = G + Q$)

Le moment aux états limites de service est $M_{ser} = M_G + M_Q$

$$M_{ser} = 1442,4 \text{ kNm} = 1,4424 \text{ MNm}$$

❖ Calcul de la section

La hauteur de la semelle $h_o = 0,20$ m ; on calcul la position de l'axe neutre y_u en appliquant respectivement les formules ... on a $d = 0,9 * h = 1,26$, $f_{bu} = 22,6$ MPa le moment réduit ultime $\mu_{bu} = 0,028$, $\alpha_u = 0,035$, $y_u = 0,044$ m

Vérifions si $y_u \leq 1,25 h_0$, nous savons que la hauteur de la semelle $h_0 = 0,2m$, la valeur $1,25h_0 = 0,25$. La condition est vérifiée il s'agit de calculer la section rectangulaire.

- On calcule le moment réduit critique par la formule (2.53)
- On calcul la profondeur de l'axe neutre critique par la formule $\alpha_c = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{cj}}{100}$;
avec $\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$
- Le rapport $\gamma = 1,4$
- La profondeur de l'axe neutre critique est $\alpha_c = 0,608$
- Le moment réduit critique est $\mu_c = 0,36511715$
- On constate que μ_c est supérieur à μ_{bu} ; ça veut dire il n'y a pas nécessité des armatures comprimées ;
- La position relative de l'axe neutre $\alpha_u = 0,035$;
- Le bras de levier $Z_u = 1,2424m$
- La section des armatures tendues $A_u = \frac{M_u}{Z_u * \sigma_{su}} \Rightarrow A_u = 0,004678 m^2$ soit 46,78 cm^2 .

On choisit pour le ferrailage 6 barres de 32mm de diamètre chacun (6 HA 32) soit 48,25 cm^2 .

Vérifions la conditionne non fragilité : $A_{uc} \geq 0,23 * \frac{f_{tj}}{f_e} * bd$, $f_{tj} = 0,60 + 0,06 * f_{cj}$
en effet $0,23 * \frac{0,60+0,06*40MPa}{400MPa} * 2 * 1,26 = 0,004347 < 0,004825 m^2$, la condition de non fragilité est vérifiée.

Les étriers se réalisent avec les barres haute adhérence de 12 mm de diamètre (HA 14).

❖ Résumé du dimensionnement de la section en T

Tableau 3. 4 - Dimensionnement des poutres principales (méthode de poutres droites continues)

Caractéristiques de la section			RESUTATS		
paramètre	valeur	unité	paramètre	valeur	unité
b0	0,4	m	fbu	22,66666667	Mpa
bp		m			

ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DES PONTS POUTRES AVEC
ENTRETOISES INTERMEDIAIRES

b'		m	Alpha u	0,035608018	
hd	0,2	m	yu	0,044866103	m
hp		m	Sigma U	347,826087	
d'		m	Gamma	1,401525659	
h0=hd	0,2	m	μ_{bu}	0,028080677	
b	2	m	Alpha C	0,600762829	
h	1,4	m	Zu	1,242053559	
d	1,26	m	Section d'Armatures tendues	0,004678039	m ²
fc28	40	Mpa		46,7803901	cm ²
gammaB	1,5		On choisit pour le ferrailage 6 barres de 32mm de diamètre chacun (6 HA 32) soit 48,25 cm ² Les étriers se réalisent avec les barres hautes adhérence de 12 mm de diamètre (HA 12)		
fe	400	Mpa			
gammaS	1,15				
Mu (MNm)	2,021	MNm			
Mser	1,442	MNm			

La figure ci bas reprise illustre la section transversale contenant le plan de ferrailage des poutres principales.

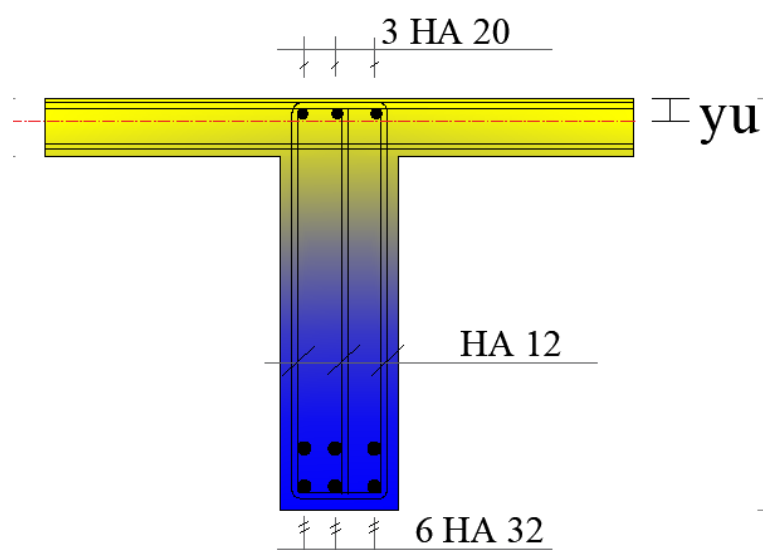


Figure 3. 35 - Section en T de la poutre principale avec plan ferrailage (Méthode des poutres droites)

B. Dimensionnement des entretoises intermédiaires

❖ Evaluation Charges permanentes

▪ Charge de la poutre en béton armé

La section d'une entretoise est de $Se = 0,40 * 1,20 = 0,48 m^2$

Le volume de l'entretoise est de $V_p = Se * l$

L est la longueur considérée ; dans ce cas ici elle est considérée comme distance entre deux poutres maitresses et a pour valeur 2 mètres

$$V_p = 0,48 * 2 = 0,96m^3$$

Le poids volumique du béton est $25kN/m^3$

La charge linéaire de l'entretoise intermédiaire est de $ge=0,48 m^2*25 kN/m^3=12kN/ml$,

Le moment fléchissant dû à la charge pérennante G est $M_G =$

$$\frac{ge*L^2}{8} = 6 kNm$$

L'effort tranchant dû à la charge pérennante est $T_G = \frac{ge*L}{2} = 12 kN$

❖ Charges d'exploitation

Le chargement Bc exerce un effort tranchant max de 60kN sur l'entretoise et un moment max de 45 km

❖ Pondération de charges aux ELU ($P = 1,35G + 1,5Q$)

Le moment aux Etats Ultimes des Services est $M_U = 1,35M_G + 1,5M_Q$

$$M_U = 75,6kNm = 0,0756 MNm$$

❖ Pondération de charges aux ELS ($P = G + Q$)

Le moment aux états limites de service est $M_{ser} = M_G + M_Q$

$$M_{ser} = 53kNm = 0,053MNm$$

❖ Calcul de la section rectangulaire

Tableau 3. 5 - Dimensionnement des entretoises intermédiaires (méthode de poutres droites continues)

Caractéristiques de la section			RESUTATS		
paramètre	valeur	unité	paramètre	valeur	unité
b0	0,4	<i>m</i>	fbu	22,66666667	<i>Mpa</i>
bp		<i>m</i>	Alpha u	0,001314011	
b'		<i>m</i>	yu	0,001655654	<i>m</i>
hd	0,2	<i>m</i>	Sigma U	347,826087	
hp		<i>m</i>	Gamma	0,183536408	
d'		<i>m</i>	µbu	0,001050656	
h0=hd	0,2	<i>m</i>	Alpha C	0,008231796	
b	2	<i>m</i>	Zu	1,259337738	
h	1,4	<i>m</i>	Section d'Armatures tendues	0,00017263	<i>m²</i>
d	1,26	<i>m</i>		1,726295245	<i>cm²</i>
		<i>m</i>	Cette section d'acier obtenue ne vérifie pas la condition de non fragilité, Nous adoptons par conséquent la section théorique de 43,47cm ² qui est la minimale possible (d'après cette condition). La section de ferrailage de 6 HA 32 (6 barres hautes adhérence de diamètre 32 mm) soit 48,25 cm ²		
fc28	40	<i>Mpa</i>			
gammaB	1,5				
fe	400	<i>Mpa</i>			
gammaS	1,15				
Mu (MNm)	0,075617	<i>MNm</i>			
Mser	0,053	<i>MNm</i>			

La figure ci bas reprise illustre la section transversale contenant le plan de ferrailage des entretoises intermédiaires.

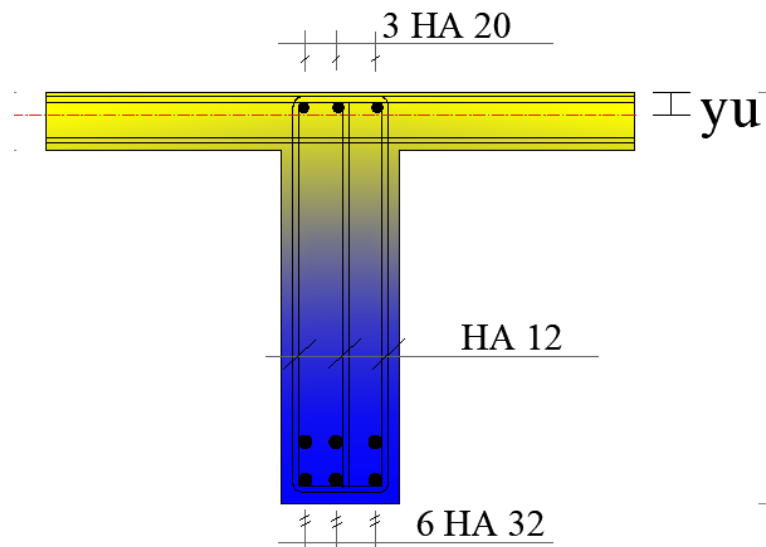
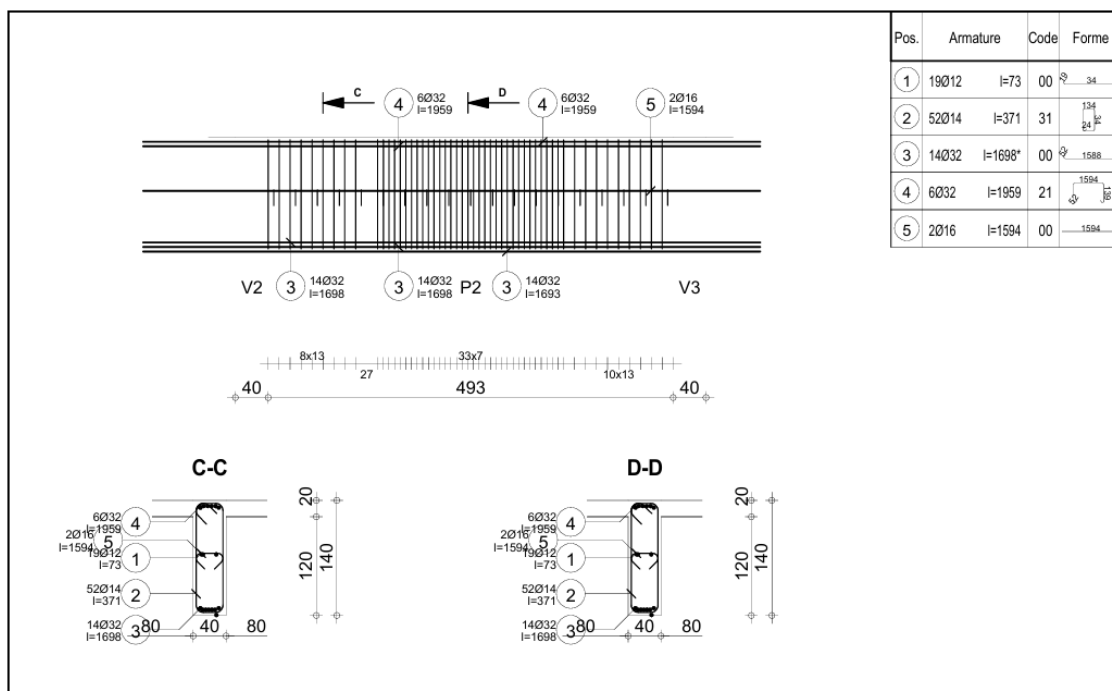


Figure 3. 36 - Section en T de l'entretoise avec plan de ferrailage (méthode de poutres droites).

III.6.4. Dimensionnement du tablier par la méthode des éléments finis

A. Dimensionnement de la poutre

Les résultats obtenus après les calculs et dimensionnement par le logiciel robot structure analysis sont repris graphiquement sur les figures 3.36, 3.37 et 3.38.



ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DES PONTS POUTRES AVEC
ENTRETOISES INTERMEDIAIRES

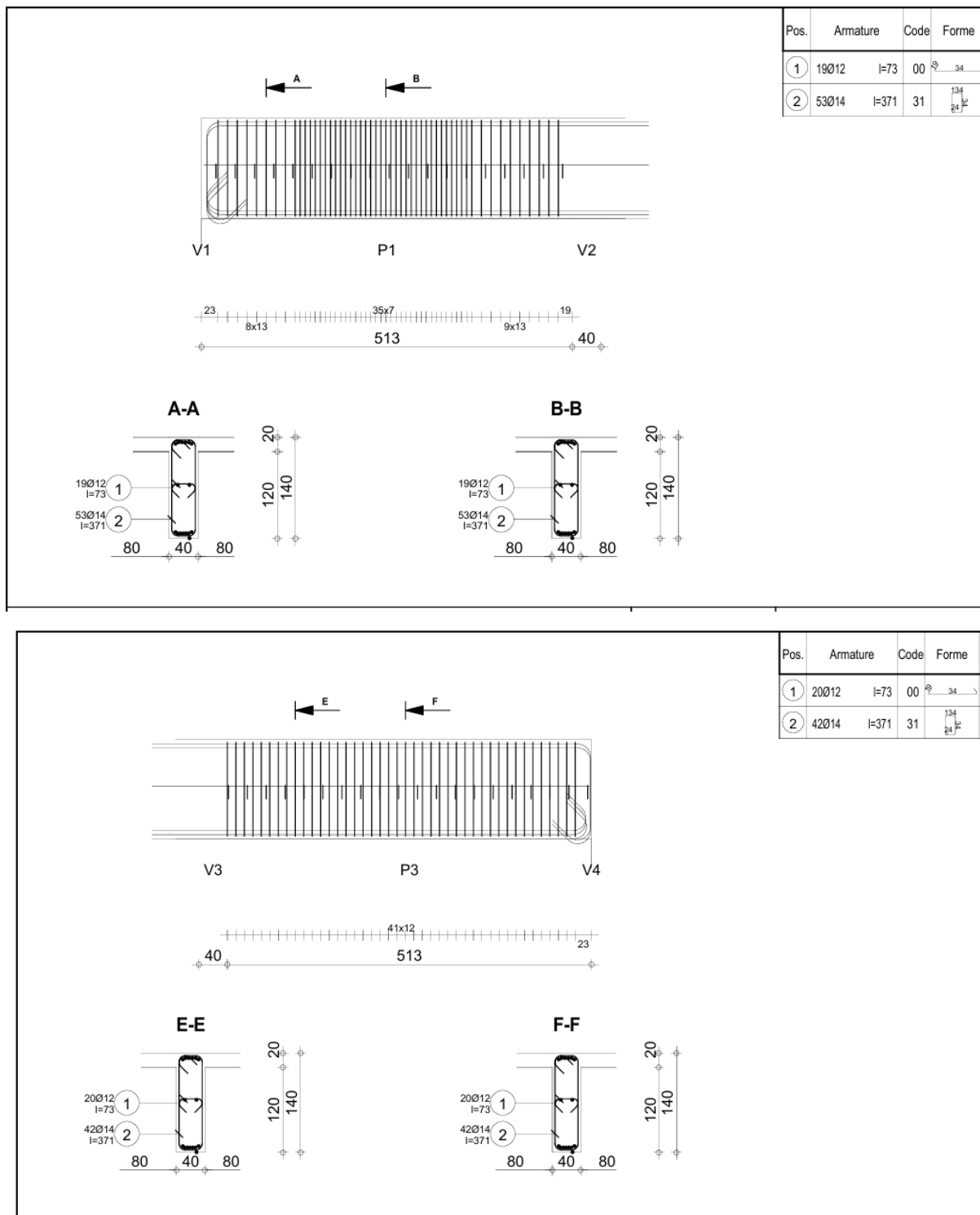


Figure 3. 37 - Plans des ferrillages de la maitresse poutre par la MEF.

Comme nous pouvons le voir sur la figure, tous les éléments de dimensionnement des éléments de ferrillage de la poutre par la méthode des éléments finis y sont bien détaillés en l'occurrence la section des armatures longitudinales qui sont de 14 HA 32 soit 112,56 cm².

ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DES PONTS POUTRES AVEC
ENTRETOISES INTERMEDIAIRES

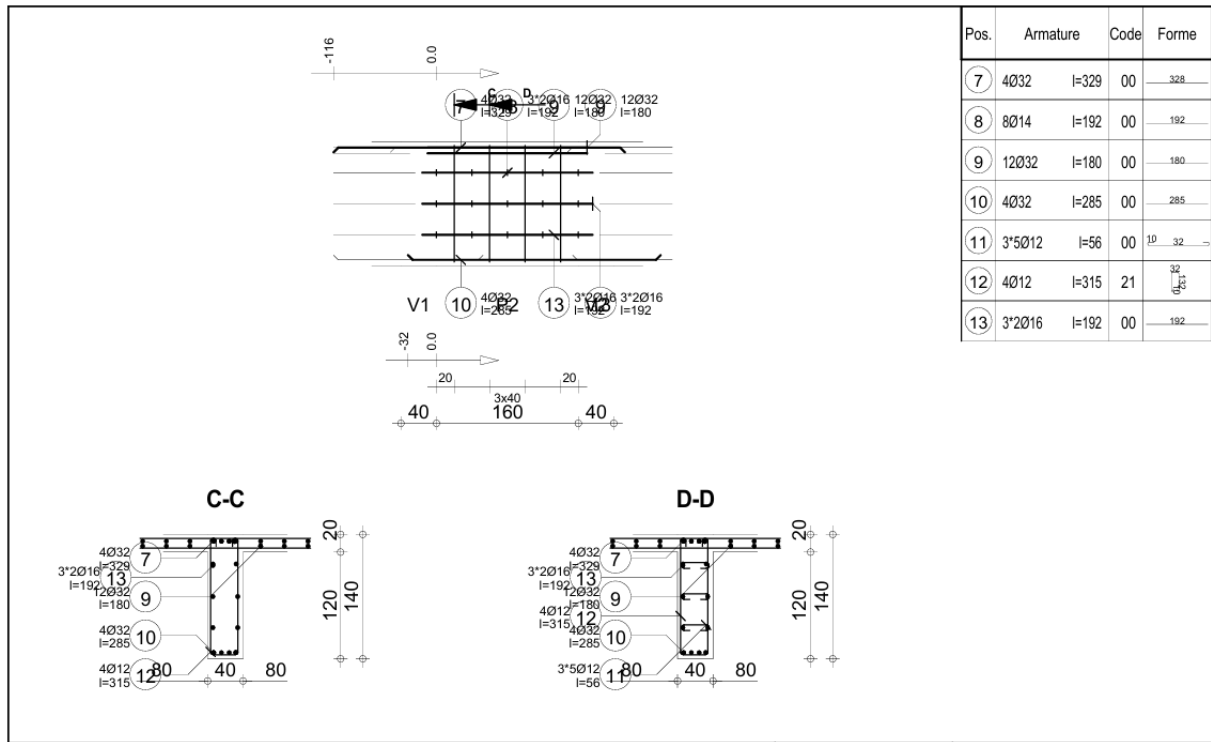
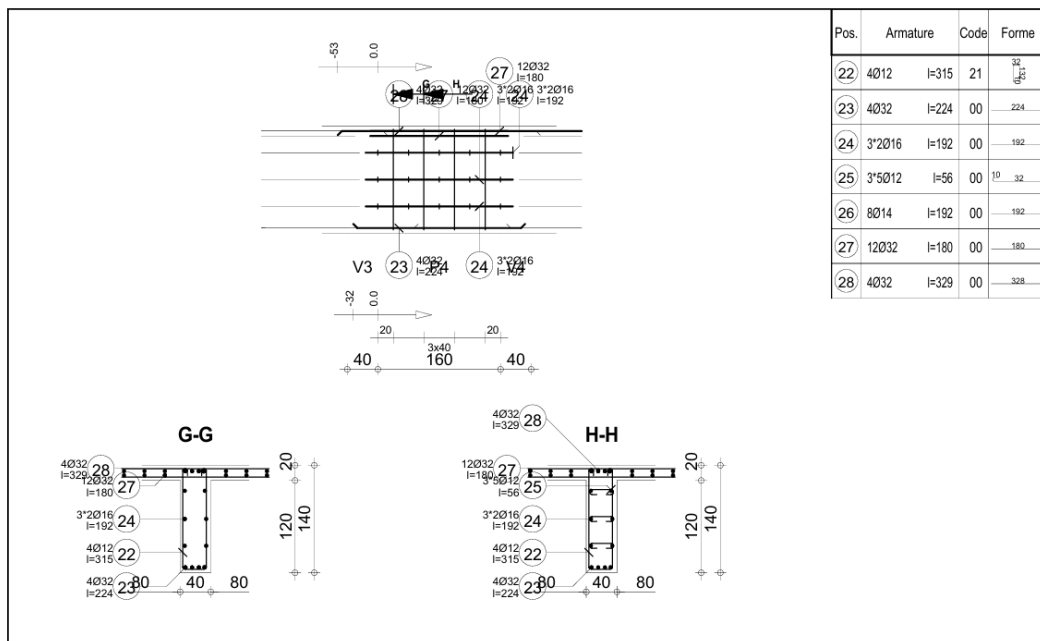


Figure 3. 38 - Plans des ferrillages de l'entretoise intermédiaire par la MEF (coupes C-C et D-D).



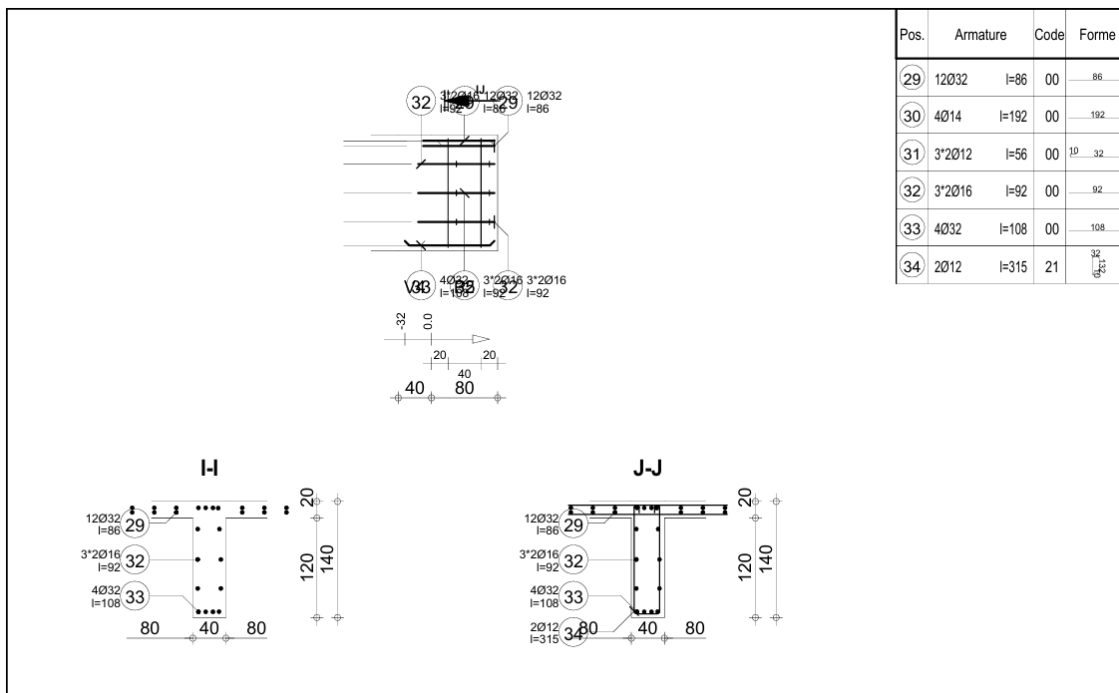


Figure 3.39 - Plans des ferrailages de l'entretoise intermédiaire par la MEF (coupes I-I et J-J)

Les armatures longitudinales sont réparties dans la section transversale de l'entretoise de la manière suivante :

- 4 HA 32 soit 32,17 cm²
- 6 HA 16 soit 12,06 cm²
- Au total 44,23 cm²
- Les armatures dans la table 12 HA 32 soit 96,48 cm²
- Les armatures supérieures de montage 4HA 32 soit 32,17 cm²

III.7. ANALYSE ET COMPARAISON DE RESULTATS

III.7.1 comparaison des résultats des moments et effort tranchant de chaque méthode

Les Moments fléchissant et effort tranchant dans une poutre est une conséquence d'application d'abord de son poids propre et des surcharge d'exploitation dont la surcharge de circulation sur trottoir et la surcharge du système Bc.

Les valeurs des moments et des efforts tranchant dans la poutre principale aux différents cas de chargement sont respectivement reprises dans le tableau 3. 6 et le tableau 3. 7

Tableau 3. 6 - Moments aux différents cas de chargement sur la poutre principale

Moments aux différents cas de chargement sur la poutre principale			
Cas de charges	Courbon	Poutre droite continue	Eléments finis
Poids propre G	1537,8962 kNm	946,4 kNm	1073kNm
Charge d'exploitation sur trottoir	45,39kNm	60kNm	31,40kNm
Charges d'exploitation (convoi) système Bc	594,57kNm	436kNm	467,72 kMNm
Combinaison Els	2177,85kNm	1442,4kNm	1554,13 kMNm
Combinaison Elu	3036,099 kNm	2021,04kNm	2170.32 kMNm

Tableau 3. 7 - Efforts tranchants aux différents cas de chargement sur la poutre principale

Efforts tranchants aux différents cas de chargement sur la poutre principale			
Cas de charges	Courbon	Poutre droite continue	Eléments finis
Poids propre G	384,499 kN	236,6 kN	253,68 kN
Charge d'exploitation sur trottoir	585,5779 kN	30 kN	9,71 kN
Charges d'exploitation (convoi) système Bc		55,125 kN	119,49 kN
Combinaison Els	970,077 kN	321,725 kN	344,13 kN
Combinaison Elu	1397,7 kN	447.095 kN	478,14 kN

Les valeurs des moments et des efforts tranchant dans l'entretoise, aux différents cas de chargement sont respectivement reprises dans le tableau 3. 8 et le tableau 3. 9.

Tableau 3. 8 - Moments aux différents cas de chargement sur l'entretoise

Moments aux différents cas de chargement sur l'entretoise			
Cas de charges	Courbon	Poutre droite continue	Eléments finis
Poids propre G	96 kNm	6 kNm	9,3 kNm
Charge sur trottoir	406,35kNm	2 kNm	18,5 kNm
Charges d'exploitation (convoi) système Bc		45 kNm	
Combinaison Els	502,35kNm	53kNm	27,96 kNm
Combinaison Elu	739,125kNm	75,6kNm	39,42 kNm

Tableau 3. 9 - Efforts tranchants aux différents cas de chargement sur l'entretoise

Efforts tranchants aux différents cas de chargement sur l'entretoise			
Cas de charges	Courbon	Poutre droite continue	Eléments finis
Poids propre G	98kN	15kN	5,22 kN
Charge d'exploitation sur trottoir	297,99 kN	10,31kN	12,113kN
Charges d'exploitation (convoi) système Bc		60kN	
Combinaison Els	395,99 kN	85,31 kN	17,27
Combinaison Elu	579,285 kN	125,715 kN	23,31kN

III.7.2. Comparaison des résultats des sections d'armatures principales

Les valeurs de la section d'armatures dans la poutre et la section d'armatures dans l'entretoise sont respectivement reprises dans le tableau 3. 10 et le tableau 3.11.

Tableau 3. 10 - Section d'armatures des entretoises intermédiaires

Section d'armatures des entretoises intermédiaires		
Section dimension sur base des calculs selon la méthode de Courbon	Section dimension sur base des calculs selon la méthode de poutres droites continues	Section dimension sur base des calculs selon la méthode des éléments finis
6HA 32 soit 48,25 cm ²	6HA 32 soit 48,25 cm ²	4 HA 32 soit 32,17 cm ² 6 HA 16 soit 12,06 cm ² , Au total 44,23 cm ²

Tableau 3. 11 - Section d'armatures des poutres principales

Section d'armatures des poutres principales		
Section dimension sur base des calculs selon la méthode de Courbon	Section dimension sur base des calculs selon la méthode de poutres droites continues	Section dimension sur base des calculs selon la méthode des éléments finis
9 HA 32 soit 72,38 cm ²	6HA 32 soit 48,25 cm ²	14 HA 32 soit 112,56 cm ² .

Au niveau des entretoises intermédiaires nous avons, pour la méthode de Courbon ainsi que celle des poutres droites continues, la section d'aciers identique de 48,25 cm². En effet, cela est due au fait que les différentes sections respectivement trouvées à ces deux méthodes vérifient pas la condition de non fragilité d'où l'adoption de la section minimale trouvée dans la même condition. Ainsi la valeur de la section des aciers tendus Au est de 48,25 cm² 6HA 32.

La section des aciers longitudinale dans l'entretoise par la MEF est la somme de 4HA 32 soit 32,17cm² et 6HA 16 soit 12,06 cm²

III.8. DISCUSSION DE RESULTATS

III.8.1. Discussion de résultats des moments fléchissant dans les éléments du tablier

Dans l'analyse et comparaison des résultats, nous avons trouvés que, dans la poutre, le moment fléchissant le plus élevé est celui obtenu par la méthode de Courbon ; et le plus inférieur celui obtenu par la méthode des poutres droites continues. Cela se vérifie aux ELU, aux ELS, cas de charges sur dues au poids propre G ainsi qu'au cas de chargement avec système Bc. Par contre pour le cas de la charge d'exploitation sur trottoir, le plus grand moment fléchissant dans la poutre est au niveau de la méthode de poutre droite continue.

Quant aux entretoises intermédiaires, aux ELU, aux ELS, au cas de charges due au poids propre, au cas de charges d'exploitation sur trottoir, on a que les moments les plus inférieurs sont obtenus par la méthode des éléments finis (RSA) et les valeurs supérieures de moments par la méthode de Courbon.

III.8.2. Discussion de résultats des efforts tranchants dans les éléments du tablier

A tout cas de chargement nous avons pu constater que les plus grandes valeurs des efforts tranchants dans la poutre sont obtenues par la méthode de Courbon. Les deux autres méthodes mise en comparais nous avons constatés que c'est les valeurs des efforts tranchant dans la méthode des éléments finis sont supérieur à celles trouvées par la méthode des poutres droites continues.

Les valeurs maximales des efforts tranchants dans l'entretoise intermédiaire sont toujours celles obtenues par la méthode des courbons. Les valeurs obtenues par la MEF sont sensiblement inférieures à celle de la méthode de Courbon et légèrement inférieures à celles de la méthode de poutres droites continues.

En effet en nous focalisant aux états limites ultimes ; nous constatons que la valeur l'effort tranchant à la MEF est les 4% de la valeur à la méthode de Courbon et 18% de celle obtenue à la méthode des poutres droites continues.

III.8.3. Discussion de résultats des sections transversales en béton et en acier dans les éléments du tablier

Toutes les méthodes admettent la section pré-dimensionnée comme vérifiant la condition de résistance dans les dimensionnements. La plus grande section d'armatures tendues est celle obtenue par la méthode des éléments finis de valeur égale à 112,56 cm².

La section des aciers tendues par la méthode des poutres droites continues est la plus petites qui soit avec 48,25 cm² soit le 66,66% de la section d'acier obtenues à la méthode de courbons.

III.8.4. Discussions généralisées de résultats

A. Moments et efforts tranchants

La comparaison de résultats révèle que pour un même model du pont poutres avec entretoises intermédiaires, le calcul des sollicitations dans les éléments du tablier (poutres et entretoises) par la méthode de Courbon donne de valeur plus grandes de moment et de l'effort tranchant par rapport aux méthodes de poutres droites continue et la MEF. Ceci nous est cohérent du fait que la méthode de Courbon prend en compte

la répartition transversale des charges aussi bien permanentes que d'exploitation. En effet cette considération se traduit par l'application des coefficients de répartition des réactions de chaque poutre trouvée à partir des lignes d'influences transversales. Aussi il la prise en compte du facteur amplificateur d'effet traduit par le coefficient de majoration dynamique dans la recherche des effets du moment maximal (théorème de Barré appliqué au système Bc).

La méthode de poutres droites est expéditive cependant comme nous avons pu les constantes cependant elle est relativement moins précise et par conséquent moins sécuritaire en terme d'évaluation des sollicitations et peut conduire à des éventuelles sous dimensionnements des éléments de la structure du tablier.

La méthode des éléments finis (par logiciel RSA) est complète et on dirait même auto suffisant en termes d'évaluation des sollicitations et de dimensionnement des éléments structuraux du pont poutres. Elle présente une précision incontestable en terme d'évaluation des éléments de réductions des forces dur les structures. Il sied à savoir que dans l'application de cette méthode dite des éléments finis, sur notre model, la valeur des sollicitations, sur la poutre principale, trouvées est en moyennent les 70 % de la valeur équivalente dans la méthode de Courbon. Ceci s'explique par le fait que cette dernière considère l'entretoise comme un élément infiniment rigide qui réparti les actions de charge et surcharge du pont sur les maitresses poutres au prorata de leurs coefficients de répartition. Ainsi cette méthode met un accent sur l'importance du rôle que doit jouer l'entretoise sur le tablier du pont poutres.

B. Section d'armature

Pour un même model du pont du pont et avec la même section du béton, la méthode de courbons donne un résultat de 78,38 cm² comme section des aciers tendus **dans la poutre**, soit les 69,6% de la section obtenue à la méthode des éléments finis.

Eu égard à toutes ces analyses et discussion ci haut émises, nous sommes en même de dire que la méthode de calcul de pont poutres avec entretoises intermédiaire, la plus optimale est celle faite par Courbon car tout en offrant une marge sécuritaire dans les dimensionnements, elle donne des valeurs relativement raisonnables **pour** les sections d'armatures longitudinale.

En défaut de temps, en deuxième position nous pouvons (sous réserve d'une recommandation de la bonne du logiciel) recommander l'usage de la méthode des éléments finis. Par contre l'usage de la méthode des poutres droites dans un projet de telle envergure reste inapproprié.

III.9. CONCLUSION PARTIELLE

Dans cette dernière partie du travail nous avons fait d'abord la conception d'un modèle du pont poutre avec entretoises intermédiaires, après quoi avons appliqué des surcharges d'exploitation. Nous sommes passé par le calcul des sollicitations dans les éléments du tablier en appliquant les trois différentes méthodes de calcul du pont poutres qui sont respectivement la méthode de courbons, la méthode de poutre droite continue et la méthode des éléments finis ; le dimensionnement des poutres et entretoise en section en T par considération séquentielles de résultats de calcul de poutres et entretoise par les ces méthodes et en suite la présentation de résultats.

Après ces étapes nous avons fait l'analyse de ces derniers, faisant tous d'abord la comparaisons des valeurs numériques des différentes sollicitations aux différents cas de chargements de l'ouvrage et après, la discussion objectives de résultats et du contenus de l'issue de cette comparaison jadis faites et enfin la présentation de la méthode optimal pour le calcul et le dimensionnement des ouvrages d'art semblable à celui faisant l'objet d'étude de méthodes de calcul dans ce travail de recherche

CONCLUSION GENERALE

Le présent travail a porté sur l'étude comparative de méthodes de calcul d'un pont poutre avec entretoises intermédiaires dont l'application a été faite sur un modèle d'un tablier pont en béton armé de 16metres de portée et 8metres de largeur.

Ce travail s'inscrit dans la recherche de solution adaptée quant aux méthodes de calcul de pont poutres qui sont ici la méthode de Courbon, la méthode des poutres droites continues et la méthode des éléments finis. Pour ce faire il a été question donc d'effectuer les calculs des sollicitations dans les éléments du tablier par applications, une après une, des prescriptions préconisées par chacune des méthodes de calcul du pont distinctement, après quoi avons fait aussi les dimensionnements respectifs, l'analyse et comparaison de résultat, la discussion et la présentation du choix de la méthode optimale de calcul.

Au terme de ce travail nous avons fait quelques constats notamment :

- Que les valeurs de calculs de la méthode des courbons sont les plus élevées que celles de ces deux autres méthodes utilisées ;
- La méthode des éléments finis donne les valeurs des sollicitations dans les poutres variant entre 65 et 70% de celle obtenues par la méthode de courbons ;
- La valeur de la section obtenue par le dimensionnement se référant au calcul par la méthode des éléments finis est supérieur de 35,7% par rapport à celle obtenu par dimensionnement selon les sollicitations de la méthode de Courbon ;
- Au niveau de l'entretoise, la méthode de Courbon donne de valeur de l'effort tranchant très supérieur à celle d'autres méthodes abordées dans ce travail ; à l'occurrence le cas des chargements aux ELU (tableau 3. 9)
- La méthode de poutre droite est expéditive mais relativement moins précise.
- La méthode de Courbon fait usage des coefficients permettant de rester dans la sécurité dans le dimensionnement : coefficient de majoration dynamique appliqué à la recherche du moment max dans la formule de

barrée appliquée au système Bc et aussi les différents coefficients de répartition appliqué aux réactions dans chaque poutre.

Eu égard à ce qui précède, nous pensons qu'il est mieux pour le calcul de ponts poutres avec entretoises intermédiaire, de faire usage de la méthode de Courbon au mieux possible. En défaut de temps limité de calcul, faire recourt à la méthode des éléments finis. Aussi il sied de savoir que le choix de la méthode optimal doit se porter sur les exigences spécifiques du projet, la précision souhaitée et les ressources disponibles.

Ce travail s'étant limité sur l'étude comparative de méthodes de calcul d'un pont poutres droites isostatique, elle n'a pas abordé les questions liées à l'influence de la nature de la fondation lors de l'application de telle ou telle autre méthode sur le dimensionnement du pont. Ainsi ce travail ouvre aux futures chercheurs qui aimeraient se lancer dans ce même domaine de traiter sur les études des méthodes optimales de calcul des tabliers et fondation.

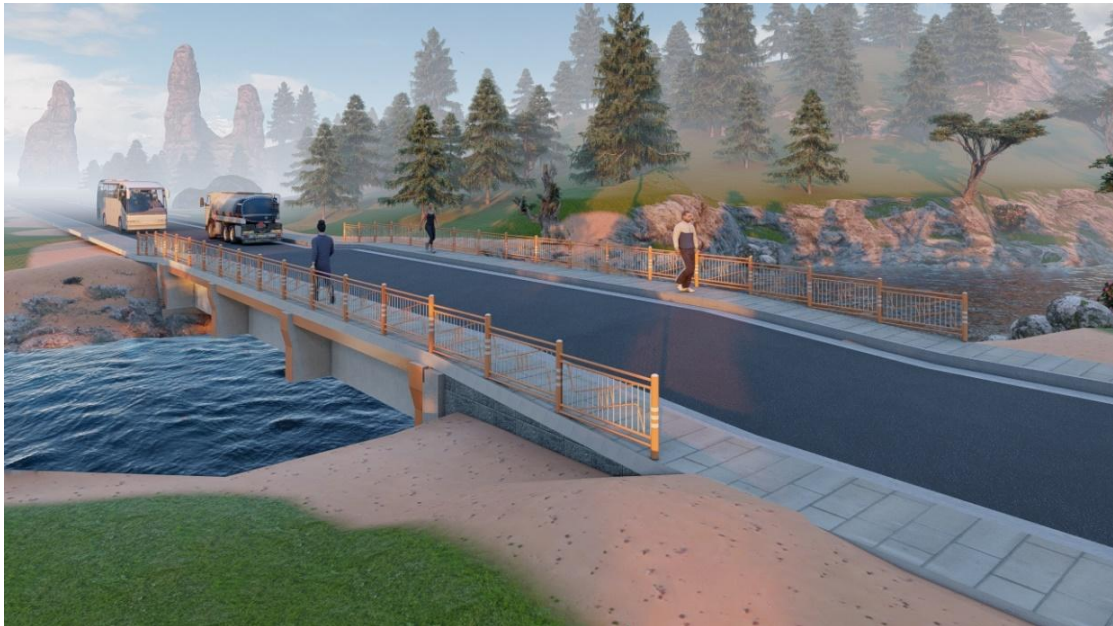
- [1] T. Paul., Notes de cours de routes., UNIKIN, 2010-2011.
- [2] B. K. Yvan, etude de l'impact des actions du s ´ eisme sur un pont : application a un pont mixte acier-b ` eton de type bipoutre sur la riviere kihira a sake, goma: ulpgl goma, 2021-2022.
- [3] M. I. TAMBOURA, Cours de Ponts et Ouvrages d'art, Niger.
- [4] N. UNIES, *Nord et Sud-Kivu : la MONUSCO r ´ ehabilite des ponts d'importance socio- ´ economique*, p. 1, 2022.
- [5] UN, [«https://monusco.unmissions.org/nord-et-sud-kivu-la-monusco-r%C3%A9habilite-des-ponts-d%E2%80%99importance-socio-%C3%A9conomique»](https://monusco.unmissions.org/nord-et-sud-kivu-la-monusco-r%C3%A9habilite-des-ponts-d%E2%80%99importance-socio-%C3%A9conomique).
- [6] D. Z. BOURAOUI, dimensionnement des ponts ii, 2019.
- [7] N. E. NDEZE, cours de pont tech 1 fsta, GOMA, 2022-2023.
- [8] S. M. R ´ edha, Cours de Ponts, Chapitre 3: M ´ ethode des entretoises rigides, 2022.
- [9] Himeur, Calcul d'un pont a poutre continues, 1966.
- [10] J. M. Four ´ e, M ´ ethodes de Calcul des Ponts Poutres.
- [11] P. Leborgne, Calcul des Ponts Poutres à Entretoises.
- [12] J. Reddy, *An Introduction to the Finite Element Method*, McGraw-Hill, 2006.
- [13] O. T. R. & Z. J. Zienkiewicz, *The Finite Element Method: Its Basis and Fundamentals*, Butterworth-Heinemann., 2005.
- [14] P. Petros, *Theory and Design of Bridges*, 1994..
- [15] p. R. Gaspard, *Ponts en B ´ eton Arm ´ e*, 1967.
- [16] E. 1.-1.-1. e. A. B. d. 02/2006, Manuel de Calcul de poutre en T en beton arm ´ e.
- [17] H. K. M. E. C ´ edric, *Calcul de la superstructure d'un pont poutres en beton arme dotes d'entretoises intermediaires projete au droit de la riviere ofe sur le troncon anie-igboloudja*, 2012.
- [18] M. B. OU ´ EZDOU, Cours d'ouvrage d'art, Tunisie : Tunis-Le Belv ´ ed ` ere, 2008 .
- [19] «Chapitre VII G ´ en ´ eralit ´ e et description de l'ouvrage,» 2015 2016.

- [20] <https://www.autodesk.com/support/technical/product/robot-structural-analysis-professional>, «Documentation de l'aide d'Autodesk Robot Structural Analysis».
- [21] «CHAPITRE 4: Calcul des poutre du pont,» chez *Cours de Dimensionnement de Pon*, Université de Batna2, p. 10.
- [22] A. C. Albouy, Lignes d'influences dans les poutres isostatiques et continues: Application à la détermination des cas de chargement en vue d'obtenir l'extremum de l'effet recherché (réaction d'appui, moment de flexion, effort tranchant,.
- [23] «Chapitre 4: calcul du tablier,» chez *cours de calcul de pont poutre methode de guyon massonet et courbon*.
- [24] MALAKCHICHIGUEZOULI, cours de theoreme de barre, usthb/ fg.
- [25] P. N. François, Cours de beton arme 1, GOMA: ULPGL GOMA, 2023.
- [26] Ouvrages généraux sur le calcul des ponts.
- [27] E. Freyssinet, Calcul des Ponts.
- [28] M. R. Soltani, Chapitre 1 Revue des méthodes d'Analyse des tabliers des ponts à poutres, 2022.
- [29] J. PAIS, «chapitre 10: flexion simple elu- Sections en T,» chez *Eléments de béton arme*.
- [30] C. BICHWEKA, cours de staque appliquée, goma: faculté de sciences et technologies appliquées, 2020- 2021.

ANNEXES

ANNEXES 1

Rendues photos réalistes du pont poutres



ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DES PONTS POUTRES AVEC
ENTRETOISES INTERMEDIAIRES





Figure 3. 40 - Rendues photos réalistes en perspectives du pont poutres avec entretoises intermédiaire.

ANNEXES 2

Notes de calculs

- Poutres principales

1 Niveau:

- Nom :
- Cote de niveau : ---
- Largeur des fissures admissible : 0,40 (mm)
- Milieu : X0
- Coefficient de fluage du béton : $\square_{\square} = 2,82-2,82$
- Classe du ciment : N
- Age du béton au chargement : 3 (jours)
- Age du béton : 50 (ans)
- Age du béton après l'érection de la structure : 28 (ans)
- Classe de structure : S1
- Classe de la tenue au feu : sans conditions
- Recommendations FFB 7.4.3 (7) : 0,38-0,38

2 Poutre: Poutre2

Nombre: 1

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : C40/50 $f_{ck} = 40,00$
(MPa) répartition rectangulaire des
charges [3.1.7(3)]
Densité : 2501,36 (kG/m³)
Diamètre du granulat : 20,0 (mm)
- Armature longitudinale: : HA 400 $f_{yk} = 400,00$
(MPa) branche horizontale du
diagramme contrainte-déformation
Classe de ductilité : C
- Armature transversale: : HA 400 $f_{yk} = 400,00$
(MPa) branche horizontale du
diagramme contrainte-déformation
Classe de ductilité : C
- Armature additionnelle: : HA 400 $f_{yk} = 400,00$
(MPa) branche horizontale du
diagramme contrainte-déformation

2.2 Géométrie:

2.2.1	Désignation Position APG	L	APD
	(m)	(m)	(m)
	P1 Travée	0,00	5,13
	Portée de calcul: $L_0 = 5,33$ (m)		
	Section de 0,00 à 5,13 (m)		
	40,0 x 140,0 (cm)		
	APG 20,0 (cm)		
	APD 20,0 (cm)		
	Table de Compression Gauche: 80,0 (cm)		
	Table de Compression Droite: 80,0 (cm)		
2.2.2	Désignation Position APG	L	APD
	(m)	(m)	(m)
	P2 Travée	0,40	4,93
	Portée de calcul: $L_0 = 5,33$ (m)		
	Section de 0,00 à 4,93 (m)		
	40,0 x 140,0 (cm)		
	APG 20,0 (cm)		
	APD 20,0 (cm)		
	Table de Compression Gauche: 80,0 (cm)		
	Table de Compression Droite: 80,0 (cm)		
2.2.3	Désignation Position APG	L	APD
	(m)	(m)	(m)
	P3 Travée	0,40	5,13
	Portée de calcul: $L_0 = 5,33$ (m)		
	Section de 0,00 à 5,13 (m)		
	40,0 x 140,0 (cm)		
	APG 20,0 (cm)		
	APD 20,0 (cm)		
	Table de Compression Gauche: 80,0 (cm)		
	Table de Compression Droite: 80,0 (cm)		

2.3 Hypothèses de calcul:

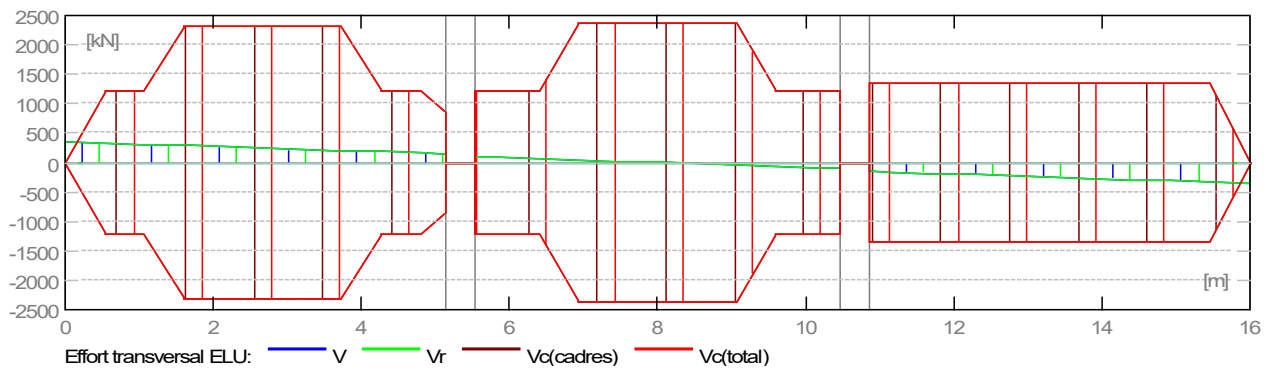
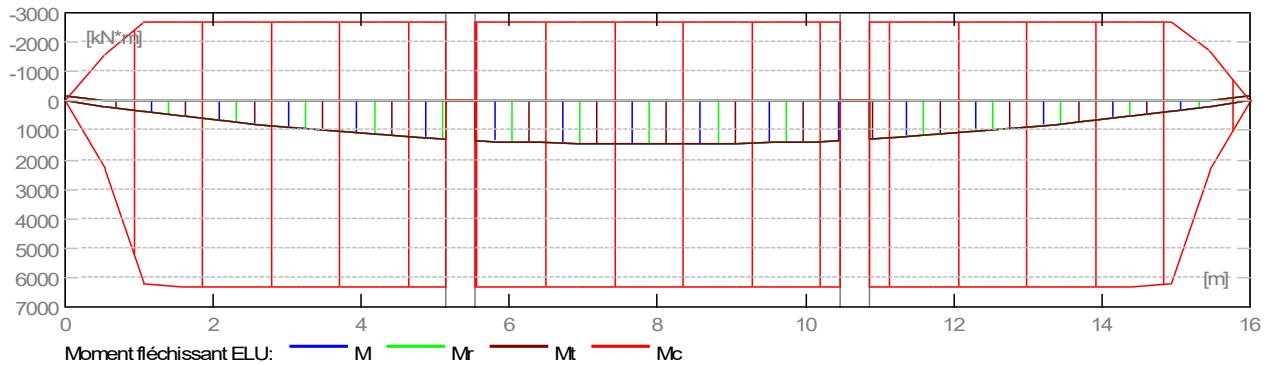
- Règlement de la combinaison : NF EN 1990/NA Décembre 2011
- Calculs suivant : NF EN 1992-1-1/NA:2007
- Dispositions sismiques : sans conditions
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs c = 4,0 (cm)

- Écart de l'enrobage : latéral $c_1 = 4,0$ (cm)
: supérieur $c_2 = 4,0$ (cm)
- Coefficient $\alpha_2 = 0.50$: charge de longue durée ou répétitive
- Méthode de calcul du cisaillement : bielles inclinées
- Redistribuer les moments d'appui de
ELU: 100.00%(1D); Min.(0.00%(2G), 0.00%(2D)); Min.(0.00%(3G), 0.00%(3D));
Min.(100.00%(4G),

2.4 Résultats des calculs:

2.4.1 Sollicitations ELU

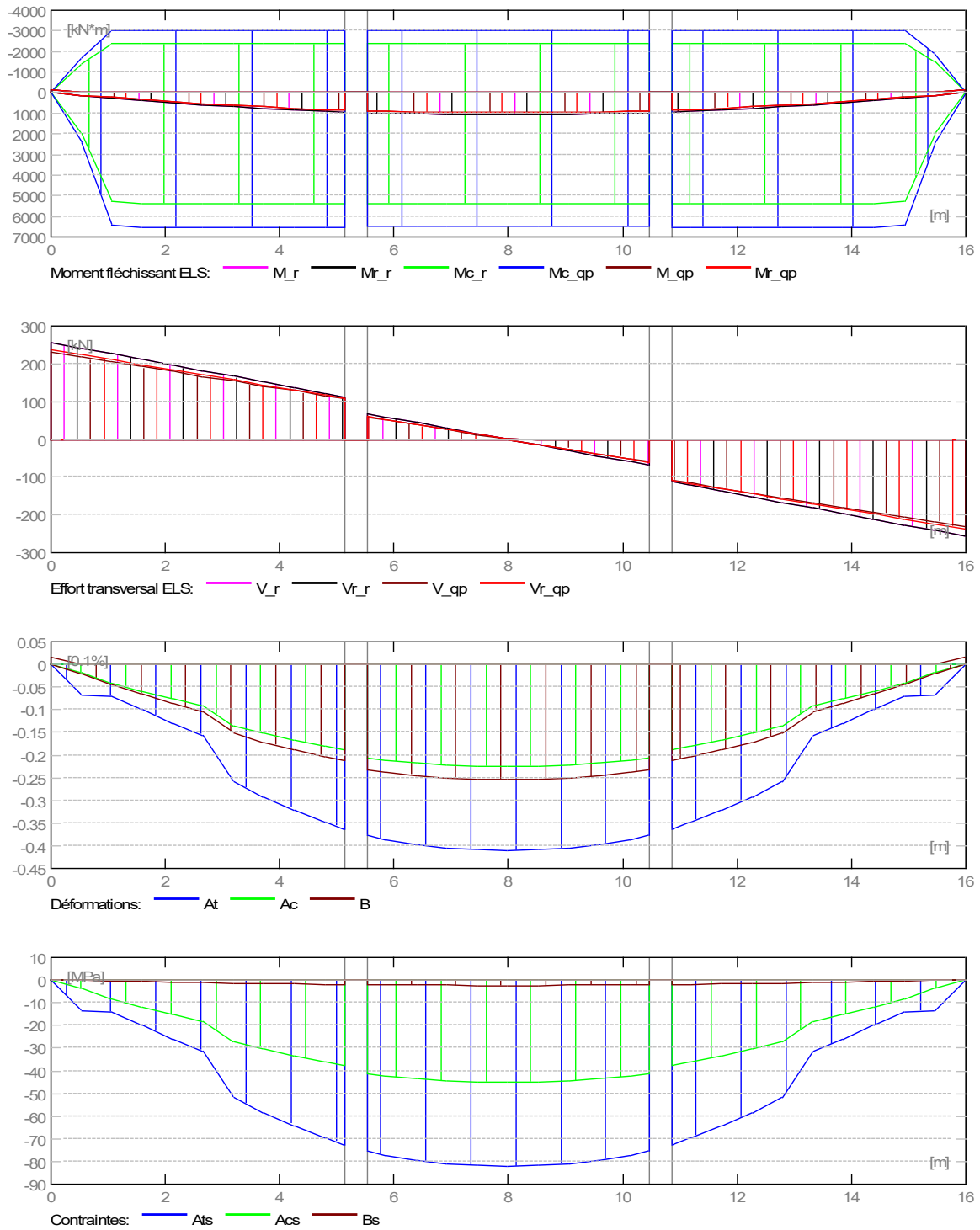
Travée	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Qg (kN)	Qd (kN)
P1	1294,21	-0,00	-194,13	1294,21	351,82	153,46
P2	1462,66	-0,00	1343,72	1343,70	95,32	-95,34
P3	1294,20	-0,00	1294,20	-194,13	-153,49	-351,80



2.4.2 Sollicitations ELS

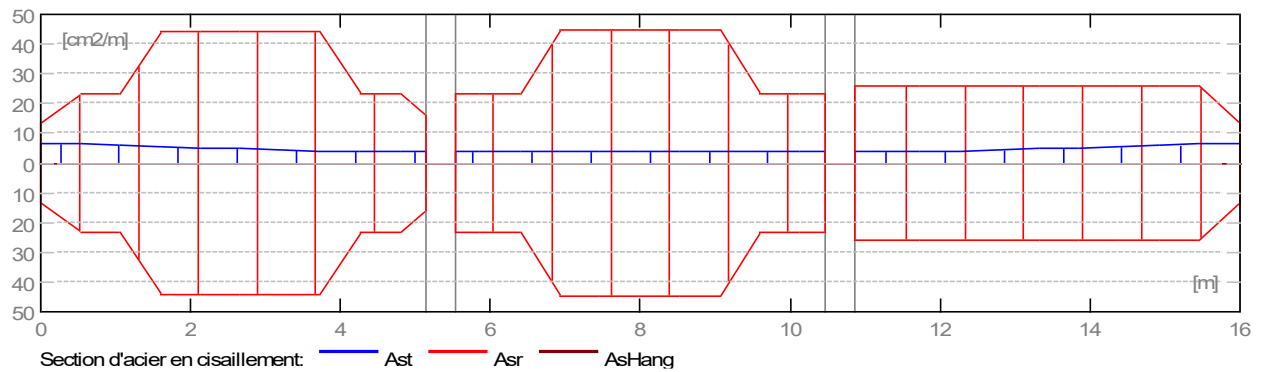
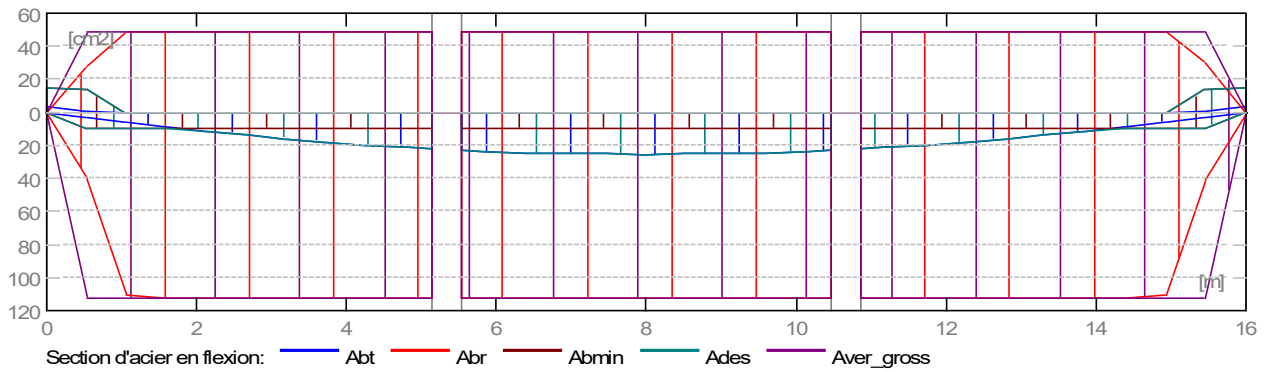
Travée	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Qg (kN)	Qd (kN)
P1	946,00	0,00	-141,90	946,00	256,35	112,95
P2	1068,20	0,00	982,21	982,20	68,91	-68,93
P3	946,00	0,00	946,00	-141,90	-112,96	-256,33

ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DES PONTS POUTRES AVEC
ENTRETOISES INTERMEDIAIRES



2.4.3 Sections Théoriques d'Acier

Travée	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)		Travée (cm ² /m) de couture
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.	
P1	22,40	0,00	0,00	3,35	22,40	0,00	0,00
P2	25,37	0,00	23,29	0,00	23,29	0,00	0,00
P3	22,40	0,00	22,40	0,00	0,00	3,35	0,00



2.4.4 Flèche et fissuration

wt(QP) totale due à la combinaison quasi-permanente

wt(QP)dop admissible due à la combinaison quasi-permanente

Dwt(QP) incrément des flèches dû aux charges de la combinaison quasi-permanente après l'érection de la structure

Dwt(QP)dop incrément admissible des flèches dû aux charges de la combinaison quasi-permanente après l'érection de la structure

wk - largeur de la fissure perpendiculaire

Travée	wt(QP) (cm)	wt(QP)dop (cm)	Dwt(QP) (cm)	Dwt(QP)dop (cm)	wk (mm)
P1	0,1	2,1	0,0	0,0	0,0
P2	0,1	2,1	0,0	0,0	0,0
P3	0,1	2,1	0,0	0,0	0,0

2.5 Résultats théoriques - détaillés:

2.5.1 P1 : Travée de 0,00 à 5,13 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		A inf. (cm ²)	A sup. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)		
0,00	0,00	-194,13	0,00	-141,90	0,00	3,35
0,53	180,64	-13,49	131,75	-10,15	3,09	0,23
1,07	351,85	-0,00	256,59	0,00	6,05	0,00
1,60	512,06	-0,00	373,48	0,00	8,82	0,00
2,13	661,26	-0,00	482,41	0,00	11,40	0,00
2,67	799,49	-0,00	583,41	0,00	13,79	0,00
3,20	926,64	-0,00	676,40	0,00	16,00	0,00
3,73	1042,84	-0,00	761,48	0,00	18,02	0,00
4,27	1148,03	-0,00	838,59	0,00	19,85	0,00
4,80	1242,20	-0,00	907,74	0,00	21,49	0,00
5,13	1294,21	-0,00	946,00	0,00	22,40	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		A de couture (cm ² /m)
	V max. (kN)	V max. (kN)	afp (mm)		
0,00	351,82	256,35	0,0		0,00
0,53	331,32	241,53	0,0		0,00
1,07	310,64	226,58	0,0		0,00
1,60	290,15	211,77	0,0		0,00
2,13	269,40	196,76	0,0		0,00
2,67	248,65	181,76	0,0		0,00
3,20	228,15	166,94	0,0		0,00
3,73	207,48	152,00	0,0		0,00
4,27	186,99	137,19	0,0		0,00
4,80	166,27	122,20	0,0		0,00
5,13	153,46	112,95	0,0		0,00

2.5.2 P2 : Travée de 5,53 à 10,47 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		A inf. (cm ²)	A sup. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)		
5,53	1343,72	-0,00	982,21	0,00	23,29	0,00
5,87	1374,63	-0,00	1004,56	0,00	23,83	0,00
6,40	1413,16	-0,00	1032,42	0,00	24,50	0,00
6,93	1440,65	-0,00	1052,29	0,00	24,99	0,00
7,47	1457,19	-0,00	1064,24	0,00	25,28	0,00
8,00	1462,66	-0,00	1068,20	0,00	25,37	0,00
8,53	1457,19	-0,00	1064,25	0,00	25,28	0,00
9,07	1440,66	-0,00	1052,30	0,00	24,99	0,00
9,60	1413,18	-0,00	1032,43	0,00	24,51	0,00
10,13	1374,63	-0,00	1004,56	0,00	23,83	0,00
10,47	1343,70	-0,00	982,20	0,00	23,29	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		A de couture (cm ² /m)
	V max. (kN)	V max. (kN)	afp (mm)		
5,53	95,32	68,91	0,0		0,00
5,87	82,51	59,65	0,0		0,00
6,40	61,78	44,66	0,0		0,00
6,93	41,29	29,85	0,0		0,00
7,47	20,51	14,83	0,0		0,00
8,00	0,02	0,02	0,0		0,00
8,53	-20,75	-15,01	0,0		0,00
9,07	-41,25	-29,82	0,0		0,00
9,60	-62,04	-44,86	0,0		0,00
10,13	-82,53	-59,67	0,0		0,00
10,47	-95,34	-68,93	0,0		0,00

2.5.3 P3 : Travée de 10,87 à 16,00 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		A inf. (cm ²)	A sup. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)		
10,87	1294,20	-0,00	946,00	0,00	22,40	0,00
11,20	1242,19	-0,00	907,73	0,00	21,49	0,00
11,73	1148,03	-0,00	838,59	0,00	19,85	0,00
12,27	1042,82	-0,00	761,46	0,00	18,02	0,00
12,80	926,66	-0,00	676,42	0,00	16,00	0,00
13,33	799,44	-0,00	583,38	0,00	13,79	0,00
13,87	661,28	-0,00	482,43	0,00	11,40	0,00

14,40	512,05	-0,00	373,47	0,00	8,82	0,00
14,93	351,88	-0,00	256,61	0,00	6,05	0,00
15,47	180,64	-13,49	131,75	-10,15	3,09	0,23
16,00	0,00	-194,13	0,00	-141,90	0,00	3,35

	ELU	ELS		
Abscisse (m)	V max. (kN)	V max. (kN)	afp (mm)	A de couture (cm ² /m)
10,87	-153,49	-112,96	0,0	0,00
11,20	-166,29	-122,22	0,0	0,00
11,73	-187,02	-137,21	0,0	0,00
12,27	-207,52	-152,02	0,0	0,00
12,80	-228,29	-167,04	0,0	0,00
13,33	-248,78	-181,86	0,0	0,00
13,87	-269,56	-196,88	0,0	0,00
14,40	-290,05	-211,69	0,0	0,00
14,93	-310,81	-226,71	0,0	0,00
15,47	-331,31	-241,52	0,0	0,00
16,00	-351,80	-256,33	0,0	0,00

2.6 Ferrailage:

2.6.1 P1 : Travée de 0,00 à 5,13 (m)

Armature longitudinale:

Aciers de peau (HA 500):

Epingles 19 \square 12 l = 0,73
e = 1*0,20 + 18*0,27 (m)

Armature transversale:

- Aciers principaux (HA 400)

cadres 53 \square 14 l = 3,71
e = 1*0,23 + 7*0,13 + 1*0,13 + 35*0,07 + 9*0,13 (m)

2.6.2 P2 : Travée de 5,53 à 10,47 (m)

Armature longitudinale:

- Aciers inférieurs (HA 400)

13 \square 32 l = 16,98 de 15,94 à 0,06
1 \square 32 l = 16,93 de 15,95 à 0,07

- Chapeaux (HA 400)

6 \square 32 l = 19,59 de 16,02 à 0,05

Aciers de peau (HA 400):

2 \square 16 l = 15,94 de 0,03 à 15,97

Epingles 19 \square 12 l = 0,73
e = 1*0,07 + 18*0,27 (m)

Armature transversale:

- Aciers principaux (HA 500)

cadres 52 \square 14 l = 3,71
e = 1*-0,00 + 8*0,13 + 1*0,27 + 33*0,07 + 9*0,13 (m)

2.6.3 P3 : Travée de 10,87 à 16,00 (m)

Armature longitudinale:

Aciers de peau (HA 400):

Epingles 20 \square 12 l = 0,73
e = 1*0,01 + 19*0,27 (m)

Armature transversale:

- Aciers principaux (HA 400)

cadres 42 \square 14 l = 3,71

$$e = 1*0,00 + 41*0,12 \text{ (m)}$$

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 14,08 (m³)
- Surface de Coffrage = 45,60 (m²)
- Acier HA 400
 - Poids total = 2990,74 (kG)
 - Densité = 212,41 (kG/m³)
 - Diamètre moyen = 20,5 (mm)
 - Liste par diamètres:

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Poids (kG)	Quantité (pièces)	Poids total (kG)
12	0,73	0,65	58	37,71
14	3,71	4,49	147	659,40
16	15,94	25,17	2	50,33
32	16,93	106,95	1	106,95
32	16,98	107,22	13	1393,89
32	19,59	123,74	6	742,45

- Notes de calcul de l'entretoise

1 Niveau:

- Nom : _____
- Cote de niveau : ---
- Largeur des fissures admissible : 0,40 (mm)
- Milieu : X0
- Coefficient de fluage du béton : $\square_{\square} = 2,79-2,79$
- Classe du ciment : N
- Age du béton au chargement : 3 (jours)
- Age du béton : 50 (ans)
- Age du béton après l'érection de la structure : 28 (ans)
- Classe de structure : S1
- Classe de la tenue au feu : sans conditions
- Recommandations FFB 7.4.3 (7) : 0,37-0,37

2 Poutre: Poutre 19

Nombre: 1

2.1 Caractéristiques des matériaux:

- Béton : C40/50 fck = 40,00
(MPa)
- Repartition rectangulaire des charges [3.1.7(3)]
- Densité : 2501,36 (kG/m³)
- Diamètre du granulat : 20,0 (mm)
- Armature longitudinale: : HA 400 fyk = 400,00
(MPa)
- branche horizontale du diagramme contrainte-déformation
- Classe de ductilité : C
- Armature transversale: : HA 400 fyk = 400,00
(MPa)
- branche horizontale du diagramme contrainte-déformation
- Classe de ductilité : C
- Armature additionnelle: : HA 400 fyk = 400,00
(MPa)
- branche horizontale du diagramme contrainte-déformation

2.2.5	Désignation Position APG	L	APD
	(m)	(m)	(m)
P5	Console D	0,40	0,80
	Portée de calcul: $L_0 = 1,00$ (m)		
	Section de 0,00 à 0,80 (m)		
	40,0 x 140,0 (cm)		
	APG 20,0 (cm)		
	APD 20,0 (cm)		
	Table de Compression Gauche: 80,0 (cm)		
	Table de Compression Droite: 80,0 (cm)		

2.3 Hypothèses de calcul:

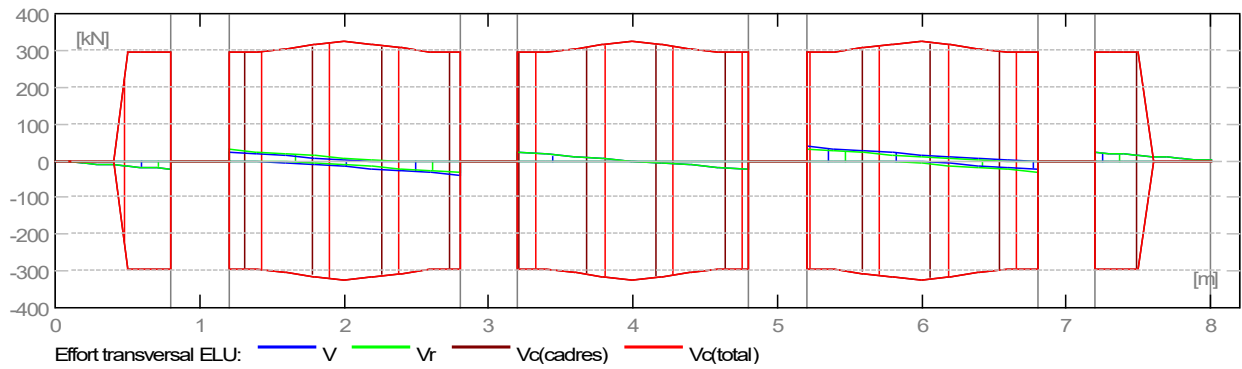
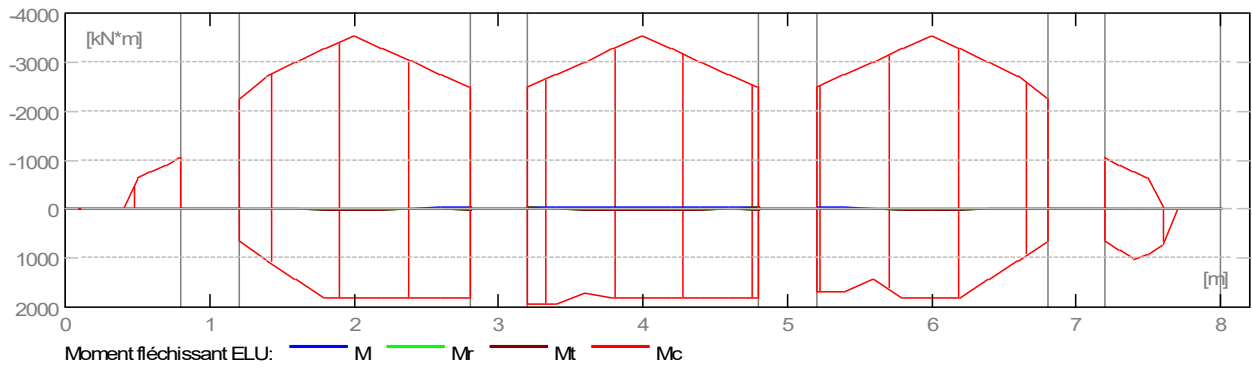
- Règlement de la combinaison : NF EN 1990/NA Décembre 2011
- Calculs suivant : NF EN 1992-1-1/NA:2007
- Dispositions sismiques : sans conditions
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 4,0$ (cm)
: Latéral $c1 = 4,0$ (cm)
: supérieur $c2 = 4,0$ (cm)
- Écarts de l'enrobage : $C_{dev} = 1,0$ (cm), $C_{dur} = 0,0$ (cm)
- Coefficient $\psi_2 = 0.50$: charge de longue durée ou répétitive
- Méthode de calcul du cisaillement : bielles inclinées
- Redistribuer les moments d'appui de
ELU:100.00%(1D));Min.(100.00%(2G),100.00%(2D));Min.(30.00%(3G),30.00%(3D));Min.(30.00%(4G),30.00%(4D));Min.(100.00%(5G),100.00%(5D));Min.(100.00%(6G),

2.4 Résultats des calculs:

2.4.1 Sollicitations ELU

Travée	Mt max.	Mt min.	Mg	Md	Qg	Qd
	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN)		
P1	0,00	-5,25	-0,00	-9,33	-0,00	-23,31
P2	8,40	-11,15	-9,97	-25,56	24,45	-39,42
P3	14,63	-20,04	-27,11	-27,11	23,52	-23,52
P4	8,40	-14,60	-25,56	-9,98	39,42	-24,45
P5	0,00	-5,25	-9,33	-0,00	23,31	0,00

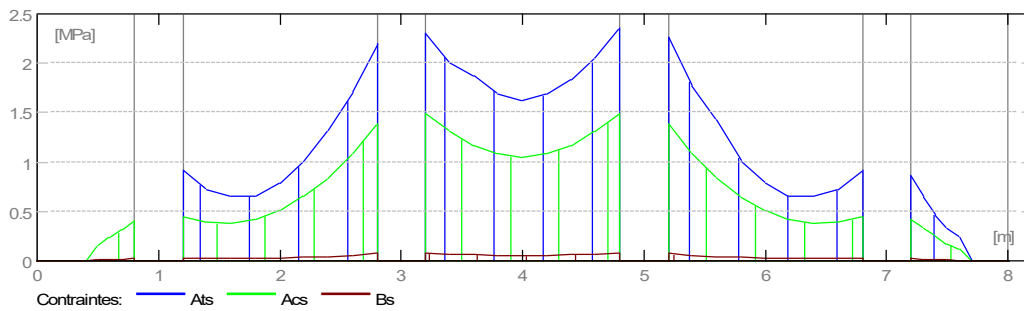
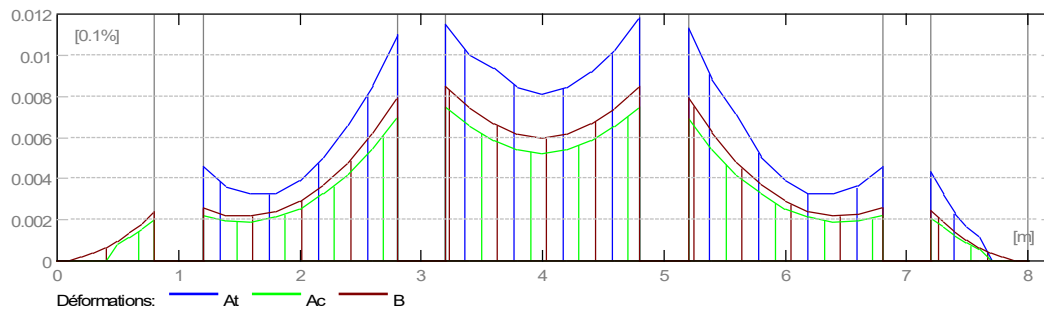
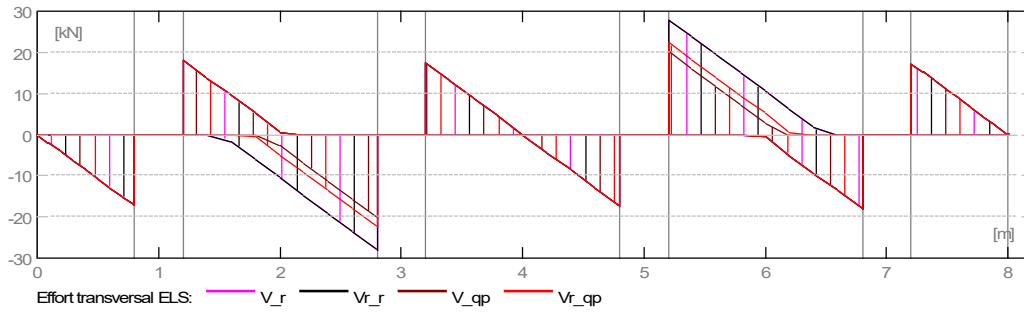
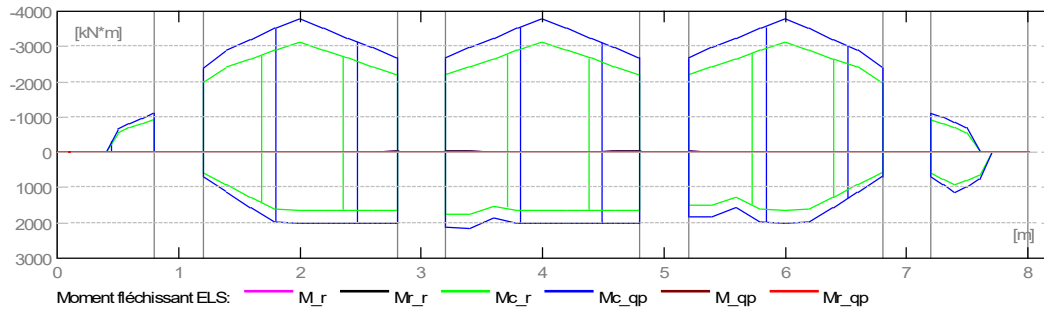
ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DES PONTS POUTRES AVEC
ENTRETOISES INTERMEDIAIRES



2.4.2 Sollicitations ELS

Travée	Mt max. (kN*m)	Mt min. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN)	Qg	Qd
P1	0,00	-3,89	-0,00	-6,91	-0,00	-17,27
P2	1,14	-12,03	-8,10	-24,88	18,11	-27,96
P3	1,82	-21,47	-26,71	-26,71	17,42	-17,42
P4	1,13	-15,45	-24,88	-8,11	27,96	-18,11
P5	0,00	-3,89	-6,91	-0,00	17,27	0,00

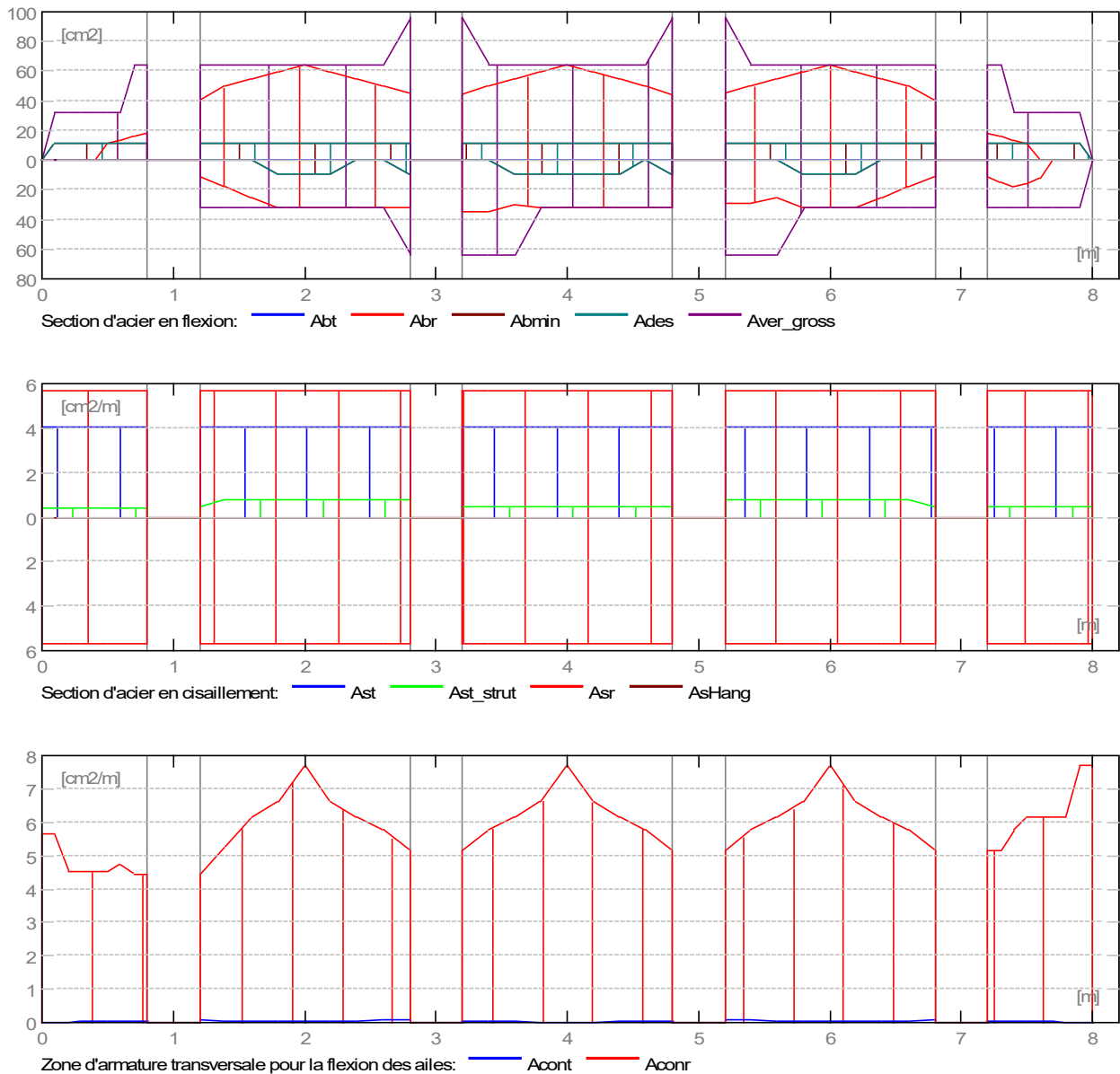
ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DES PONTS POUTRES AVEC
ENTRETOISES INTERMEDIAIRES



2.4.3 Sections Théoriques d'Acier

Travée (cm2)	Travée (cm2)		Appui gauche (cm2)		Appui droit		de couture
	Travée (cm2/m)		inf.	sup.	inf.	sup.	
P1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,16	0,06
P2	0,14	0,00	0,00	0,17	0,10	0,47	0,08
P3	0,25	0,00	0,00	0,50	0,12	0,50	0,06
P4	0,14	0,00	0,00	0,47	0,00	0,17	0,08
P5	0,00	0,00	0,00	0,16	0,00	0,00	0,06

ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DES PONTS POUTRES AVEC
ENTRETOISES INTERMEDIAIRES



2.4.4 Flèche et fissuration

$w_t(QP)$ totale due à la combinaison quasi-permanente

$w_t(QP)_{dop}$ admissible due à la combinaison quasi-permanente

$Dw_t(QP)$ incrément des flèches dû aux charges de la combinaison quasi-permanente après l'érection de la structure

$Dw_t(QP)_{dop}$ incrément admissible des flèches dû aux charges de la combinaison quasi-permanente après l'érection de la structure

w_k - largeur de la fissure perpendiculaire

Travée	$w_t(QP)$ w_k (cm)	$w_t(QP)_{dop}$ (cm)	$Dw_t(QP)$ (cm)	$Dw_t(QP)_{dop}$ (mm)
P1	0,0	0,8	0,0	0,0

P2	-0,0	0,8	-0,0	0,4	0,0
P3	-0,0	0,8	-0,0	0,4	0,0
P4	-0,0	0,8	-0,0	0,4	0,0
P5	0,0	0,8	0,0	0,2	0,0

2.5 Résultats théoriques - détaillés:

2.5.1 P1 : Console G de 0,00 à 0,80 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	A (cm ²)	inf. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)						
0,00	0,00	-0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
0,10	0,00	-0,15	0,00	-0,11	0,00	0,00	0,00	0,00		
0,20	0,00	-0,58	0,00	-0,43	0,00	0,00	0,01	0,00		
0,30	0,00	-1,31	0,00	-0,97	0,00	0,00	0,02	0,00		
0,40	0,00	-2,33	0,00	-1,73	0,00	0,00	0,04	0,00		
0,50	0,00	-3,64	0,00	-2,70	0,00	0,00	0,06	0,00		
0,60	0,00	-5,25	0,00	-3,89	0,00	0,00	0,09	0,00		
0,70	0,00	-7,14	0,00	-5,29	0,00	0,00	0,12	0,00		
0,80	0,00	-9,33	0,00	-6,91	0,00	0,00	0,16	0,00		

Abscisse (m)	ELU		ELS		A de couture (cm ² /m)
	V max. (kN)	V max. (kN)	afp (mm)	afp (mm)	
0,00	-0,00	-0,00	0,0	0,0	0,00
0,10	-2,91	-2,16	0,0	0,0	0,01
0,20	-5,83	-4,32	0,0	0,0	0,01
0,30	-8,74	-6,48	0,0	0,0	0,02
0,40	-11,66	-8,63	0,0	0,0	0,03
0,50	-14,57	-10,79	0,0	0,0	0,04
0,60	-17,48	-12,95	0,0	0,0	0,04
0,70	-20,40	-15,11	0,0	0,0	0,05
0,80	-23,31	-17,27	0,0	0,0	0,06

2.5.2 P2 : Travée de 1,20 à 2,80 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	A (cm ²)	inf. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)						
1,20	0,00	-9,97	0,00	-8,10	0,00	0,00	0,17	0,00		
1,40	0,00	-7,80	0,00	-7,14	0,00	0,00	0,13	0,00		
1,60	0,00	-6,79	0,00	-7,05	0,00	0,00	0,13	0,00		
1,80	5,62	-7,14	0,55	-7,82	0,10	0,10	0,15	0,10		
2,00	7,62	-8,69	1,14	-9,47	0,13	0,13	0,18	0,13		
2,20	8,40	-11,15	0,81	-12,03	0,14	0,14	0,23	0,14		
2,40	0,00	-14,60	0,00	-15,45	0,00	0,00	0,29	0,00		

2,60	0,00	-19,490,00	-19,730,00	0,37
2,80	5,62	-25,560,00	-24,880,10	0,47

Abscisse (m)	ELU		ELS		A de couture
	V max. (kN)	V max. (kN)	V max. (mm)	afp (cm ² /m)	
1,20	24,45	18,11	0,0	0,08	
1,40	18,62	13,79	0,0	0,06	
1,60	12,79	9,48	0,0	0,05	
1,80	-11,60	-6,01	0,0	0,03	
2,00	-16,21	-10,62	0,0	0,02	
2,20	-21,84	-14,94	0,0	0,04	
2,40	-27,67	-19,25	0,0	0,05	
2,60	-33,50	-23,57	0,0	0,07	
2,80	-39,42	-27,96	0,0	0,08	

2.5.3 P3 : Travée de 3,20 à 4,80 (m)

Abscisse (m)	ELU		ELS		A sup. (cm ²)	A inf. (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)		
3,20	0,00	-27,11	0,00	-26,71	0,50	
3,40	0,00	-22,99	0,00	-23,66	0,45	
3,60	12,21	-20,04	0,03	-21,47	0,40	
3,80	14,00	-18,72	1,36	-20,14	0,38	
4,00	14,63	-18,26	1,82	-19,68	0,37	
4,20	14,00	-18,72	1,35	-20,14	0,38	
4,40	12,21	-20,04	0,03	-21,47	0,40	
4,60	0,00	-22,99	0,00	-23,66	0,45	
4,80	6,96	-27,11	0,00	-26,71	0,50	

Abscisse (m)	ELU		ELS		A de couture
	V max. (kN)	V max. (kN)	V max. (mm)	afp (cm ² /m)	
3,20	23,52	17,42	0,0	0,06	
3,40	17,69	13,10	0,0	0,04	
3,60	11,86	8,79	0,0	0,03	
3,80	6,03	4,47	0,0	0,01	
4,00	-0,21	-0,15	0,0	0,00	
4,20	-6,03	-4,47	0,0	0,01	
4,40	-11,86	-8,79	0,0	0,03	
4,60	-17,69	-13,10	0,0	0,04	
4,80	-23,52	-17,42	0,0	0,06	

2.5.4 P4 : Travée de 5,20 à 6,80 (m)

ELU ELS

Abscisse	M max.	M min.	M max.	M min.	A	inf.
(m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(cm ²)	(cm ²)
5,20	0,00	-25,56	0,00	-24,88	0,00	0,47
5,40	0,00	-19,50	0,00	-19,73	0,00	0,37
5,60	0,00	-14,60	0,00	-15,45	0,00	0,29
5,80	8,40	-11,15	0,81	-12,03	0,14	0,23
6,00	7,62	-8,69	1,13	-9,48	0,13	0,18
6,20	5,61	-7,14	0,55	-7,83	0,10	0,15
6,40	0,00	-6,79	0,00	-7,06	0,00	0,13
6,60	0,00	-7,80	0,00	-7,15	0,00	0,13
6,80	0,00	-9,98	0,00	-8,11	0,00	0,17

Abscisse	ELU V max.	ELS V max.	afp	A de couture
(m)	(kN)	(kN)	(mm)	(cm ² /m)
5,20	39,42	27,96	0,0	0,08
5,40	33,49	23,57	0,0	0,07
5,60	27,66	19,25	0,0	0,05
5,80	21,84	14,93	0,0	0,04
6,00	16,20	10,62	0,0	0,02
6,20	11,59	6,01	0,0	0,03
6,40	-12,80	-9,48	0,0	0,05
6,60	-18,62	-13,80	0,0	0,06
6,80	-24,45	-18,11	0,0	0,08

2.5.5 P5 : Console D de 7,20 à 8,00 (m)

Abscisse	ELU M max.	ELS M min.	M min.	M max.	M min.	A	inf.
(m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(cm ²)	(cm ²)
7,20	0,00	-9,33	0,00	-6,91	0,00	0,00	0,16
7,30	0,00	-7,14	0,00	-5,29	0,00	0,00	0,12
7,40	0,00	-5,25	0,00	-3,89	0,00	0,00	0,09
7,50	0,00	-3,64	0,00	-2,70	0,00	0,00	0,06
7,60	0,00	-2,33	0,00	-1,73	0,00	0,00	0,04
7,70	0,00	-1,31	0,00	-0,97	0,00	0,00	0,02
7,80	0,00	-0,58	0,00	-0,43	0,00	0,00	0,01
7,90	0,00	-0,15	0,00	-0,11	0,00	0,00	0,00
8,00	0,00	-0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00

Abscisse	ELU V max.	ELS V max.	afp	A de couture
(m)	(kN)	(kN)	(mm)	(cm ² /m)
7,20	23,31	17,27	0,0	0,06
7,30	20,40	15,11	0,0	0,05
7,40	17,48	12,95	0,0	0,04

7,50	14,57	10,79	0,0		0,04
7,60	11,66	8,63	0,0		0,03
7,70	8,74	6,48	0,0		0,02
7,80	5,83	4,32	0,0		0,01
7,90	2,91	2,16	0,0		0,01
8,00	0,00	0,00	0,0		0,00

2.6 Ferrailage:

2.6.1 P1 : Console G de 0,00 à 0,80 (m)

Armature longitudinale:

- Aciers de montage (bas) (HA 400)

2 \square 32 l = 1,69 de 0,04 à 1,73

Aciers de peau (HA 400):

6 \square 16 l = 0,92 de 0,04 à 0,96

Epingles 6 \square 12 l = 0,56
e = 1*0,10 + 1*0,40 (m)

Armature transversale:

- Aciers principaux (HA 500)

cadres 2 \square 12 l = 3,15
e = 1*0,20 + 1*0,40 (m)

6 \square 16 l = 0,92

e = 1*0,04 (m)

6 \square 32 l = 0,86

e = 1*0,04 (m)

6 \square 32 l = 0,86

e = 1*0,04 (m)

Epingles 6 \square 16 l = 0,92

e = 1*0,04 (m)

6 \square 32 l = 0,86

e = 1*0,04 (m)

6 \square 32 l = 0,86

e = 1*0,04 (m)

2.6.2 P2 : Travée de 1,20 à 2,80 (m)

Armature longitudinale:

- Aciers inférieurs (HA 500)

4 \square 32 l = 2,85 de 0,88 à 3,73

- Chapeaux (HA 500)

4 \square 32 l = 3,28 de 0,04 à 3,32

Aciers de peau (HA 400):

6 \square 16 l = 1,92 de 1,04 à 2,96

Epingles 15 \square 12 l = 0,56
e = 1*-0,00 + 4*0,40 (m)

Armature transversale:

- Aciers principaux (HA 400)

cadres 4 \square 12 l = 3,15
e = 1*0,20 + 3*0,40 (m)

6 \square 16 l = 1,92

e = 1*-0,16 (m)

6 \square 32 l = 1,80

$e = 1 \cdot -0,10$ (m)
6 \square 32 $l = 1,80$
 $e = 1 \cdot -0,10$ (m)

Epingles 6 \square 16 $l = 1,92$
 $e = 1 \cdot -0,16$ (m)
6 \square 32 $l = 1,80$
 $e = 1 \cdot -0,10$ (m)
6 \square 32 $l = 1,80$
 $e = 1 \cdot -0,10$ (m)

2.6.3 P3 : Travée de 3,20 à 4,80 (m)

Armature longitudinale:

- Aciers inférieurs (HA 500)
4 \square 32 $l = 2,99$ de 2,74 à 5,73
- Chapeaux (HA 500)
4 \square 32 $l = 4,64$ de 0,68 à 5,32
4 \square 32 $l = 4,64$ de 2,68 à 7,32

Aciers de peau (HA 500):

6 \square 16 $l = 1,92$ de 3,04 à 4,96
Epingles 15 \square 12 $l = 0,56$
 $e = 1 \cdot 0,00 + 4 \cdot 0,40$ (m)

Armature transversale:

- Aciers principaux (HA 500)
cadres 4 \square 12 $l = 3,15$
 $e = 1 \cdot 0,20 + 3 \cdot 0,40$ (m)
6 \square 16 $l = 1,92$
 $e = 1 \cdot -0,16$ (m)
6 \square 32 $l = 1,80$
 $e = 1 \cdot -0,10$ (m)
6 \square 32 $l = 1,80$
 $e = 1 \cdot -0,10$ (m)

- Epingles 6 \square 16 $l = 1,92$
 $e = 1 \cdot -0,16$ (m)
6 \square 32 $l = 1,80$
 $e = 1 \cdot -0,10$ (m)
6 \square 32 $l = 1,80$
 $e = 1 \cdot -0,10$ (m)

2.6.4 P4 : Travée de 5,20 à 6,80 (m)

Armature longitudinale:

- Aciers inférieurs (HA 400)
4 \square 32 $l = 2,24$ de 4,88 à 7,12
- Chapeaux (HA 400)
4 \square 32 $l = 3,28$ de 4,68 à 7,96

Aciers de peau (HA 400):

6 \square 16 $l = 1,92$ de 5,04 à 6,96
Epingles 15 \square 12 $l = 0,56$
 $e = 1 \cdot 0,00 + 4 \cdot 0,40$ (m)

Armature transversale:

- **Aciers principaux (HA 400)**
 - Cadres 4 \square 12 l = 3,15
e = 1*0,20 + 3*0,40 (m)
 - 6 \square 16 l = 1,92
e = 1*-0,16 (m)
 - 6 \square 32 l = 1,80
e = 1*-0,10 (m)
 - 6 \square 32 l = 1,80
e = 1*-0,10 (m)
- Epingles 6 \square 16 l = 1,92
e = 1*-0,16 (m)
- 6 \square 32 l = 1,80
e = 1*-0,10 (m)
- 6 \square 32 l = 1,80
e = 1*-0,10 (m)

2.6.5 P5 : Console D de 7,20 à 8,00 (m)

Armature longitudinale:

- **Aciers inférieurs (HA 400)**
4 \square 32 l = 1,08 de 6,88 à 7,96
- **Aciers de peau (HA 400):**
6 \square 16 l = 0,92 de 7,04 à 7,96
- Epingles 6 \square 12 l = 0,56
e = 1*0,30 + 1*0,40 (m)

Armature transversale:

- **Aciers principaux (HA 400)**
 - cadres 2 \square 12 l = 3,15
e = 1*0,20 + 1*0,40 (m)
 - 6 \square 16 l = 0,92
e = 1*-0,16 (m)
 - 6 \square 32 l = 0,86
e = 1*-0,10 (m)
 - 6 \square 32 l = 0,86
e = 1*-0,10 (m)
- Epingles 6 \square 16 l = 0,92
e = 1*-0,16 (m)
- 6 \square 32 l = 0,86
e = 1*-0,10 (m)
- 6 \square 32 l = 0,86
e = 1*-0,10 (m)

3 Quantitatif:

- Volume de Béton = 7,04 (m³)
- Surface de Coffrage = 22,88 (m²)
- Acier HA 400
 - Poids total = 1409,72 (kG)

- Densité = 200,24 (kG/m³)
- Diamètre moyen = 22,8 (mm)
- Liste par diamètres:

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Poids (kG)	Quantité (pièces)	Poids total (kG)
12	0,56	0,50	57	28,39
12	1,92	1,71	4	6,82
12	3,15	2,80	16	44,76
14	1,92	2,32	28	64,99
16	0,92	1,45	12	17,43
16	1,92	3,03	18	54,57
32	0,86	5,43	24	130,35
32	1,08	6,82	4	27,28
32	1,69	10,66	2	21,32
32	1,80	11,37	36	409,24
32	2,24	14,15	4	56,59
32	2,85	17,98	4	71,93
32	2,99	18,89	4	75,57
32	3,28	20,74	8	165,95
32	4,64	29,32	8	234,53

ETUDE COMPARATIVE DES METHODES DE CALCUL DES PONTS POUTRES AVEC
ENTRETOISES INTERMEDIAIRES

