

Analyse comparative du dimensionnement du tablier d'un pont à poutres en béton armé selon les Eurocodes et les Fascicules :
cas du pont au PK108+114 entre l'axe Guéyo -Bamenadou

MÉMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE
MASTER
SPÉCIALITÉ Génie Civil – Bâtiment et Travaux Publics

Présenté et soutenu publiquement le 17 juillet 2024 par

Désiré Junior N'DA

Encadrant 2iE : **Dr Decroly DJOUBISSIÉ**, Enseignant-Chercheur, Département Génie Civil, Institut 2iE

Maître de stage : **M. Valéry KOUMAN**, Chef de service ouvrages d'art et drainage routier

Structure d'accueil du stage : Bureau National d'études Techniques et de Développement (BNETD)

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Dr. Babakar LEYE

Membres : M. Moussa CHAIBOU

M. Yawo Daniel ADUFU

Promotion 2022-2024

DÉDICACE

Avant tout propos, ce présent rapport est dédié à Dieu pour son soutien, pour l'intelligence et la sagesse qu'il nous a donné pour asseoir ce travail et pour sa protection tout au long de cette année académique. Que toute la gloire lui soit rendue.

Les mots ne pourront jamais décrire ma gratitude à :

- ✦ Mon père adoré **M. N'DA HAMA MAÏGA DESIRE** pour tous ses sacrifices et conseils dans la vie ;
- ✦ Ma mère chérie **Mme. TRAORE ALIMA épouse N'DA** pour ses conseils et efforts consentis pour nous jusqu'à maintenant ;
- ✦ Mes petits frères **STEPHANE** et **CHRIST-MICKAËL** pour leur support moral et leur encouragement ;
- ✦ Ma petite sœur **Danielle** pour sa disponibilité et son soutien ;
- ✦ Mes nobles enseignants rencontrés tout au long de mon parcours scolaire et universitaire.

CITATION

« Recommande à l'Éternel tes œuvres,
Et tes projets réussiront. »

Proverbes 16 :3

Verset Biblique

REMERCIEMENTS

Ce rapport, qui relate les activités qui ont jalonnées notre stage dans le cadre de notre projet de fin d'étude, n'aurait pas été possible sans les efforts conjugués de certaines personnes à l'endroit desquelles nous exprimons toute notre reconnaissance. Ainsi, nous ne saurions commencer la rédaction de ce rapport sans toutefois remercier :

- ✦ La direction de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) à savoir monsieur le Directeur Général de la Fondation 2ie, ses collaborateurs, l'administration et les professeurs pour les efforts remarquables mis en œuvre dans la recherche des stages qui a permis de réaliser les projets de fin d'étude et ceux-ci sont nécessaires pour évaluer directement la quintessence de notre formation ;
- ✦ Monsieur **Decroly DJOUBISSIE DENOUWE**, Enseignant chercheur à 2ie, pour sa disponibilité et son soutien malgré ses occupations ainsi que la patience dont il a fait preuve dans notre suivi et encadrement ;
- ✦ Monsieur Kinapara **COULIBALY**, Directeur générale du Bureau National d'Etudes Techniques de Développement (BNETD) pour avoir répondu favorable à notre demande de stage de fin d'étude au sein de sa structure ;
- ✦ Monsieur **Fouad SAFER**, Directeur du Département Etudes de Transports et Infrastructures (DETI), pour l'accueil au sein de son département ;
- ✦ Monsieur **Valery KOUMAN**, notre Maitre de stage de fin d'étude, pour les connaissances données, pour ses conseils, son regard critique et l'intérêt porté à l'avancement de ce travail ;
- ✦ Monsieur **Moussa SANGARE**, notre encadreur technique et ingénieur au service OADR, pour son encadrement, sa disponibilité et son regard attentif sur notre travail ;
- ✦ A tous nos devanciers du Bureau National d'Etudes Techniques de Développement (BNETD), pour les connaissances partagées et leur disponibilité ;
- ✦ A tous nos camarades et amis à de Ouagadougou précisément ceux de 2iE Promotion 2022-2024 pour l'ambiance fraternelle et les considérations durant toutes ces années.

TABLE DES MATIERES

Dédicace	i
Citation	ii
Remerciements	iii
Table des matières	iv
Abréviations et sigles	vi
Liste des figures	vii
Liste des tableaux	viii
Résumé	ix
Abstract	x
Introduction générale	1
Chapitre I. Présentation de la structure d'accueil et de la zone d'étude	4
<i>Introduction</i>	<i>4</i>
<i>I.1.Présentation de la structure d'accueil</i>	<i>4</i>
<i>I.2.Présentation de la zone d'étude</i>	<i>6</i>
<i>I.3.Généralités sur les ponts à poutres</i>	<i>7</i>
<i>Conclusion partielle</i>	<i>9</i>
Chapitre II. Conception et prédimensionnement de l'ouvrage	10
<i>Introduction</i>	<i>10</i>
<i>II.1.Conception du pont</i>	<i>10</i>
<i>II.2.Prédimensionnement du tablier</i>	<i>14</i>
<i>II.3.Équipements du pont</i>	<i>17</i>
<i>II.4.Évaluation des charges permanentes</i>	<i>19</i>
<i>II.5.Caractéristiques des matériaux</i>	<i>19</i>
<i>Conclusion partielle</i>	<i>20</i>

Chapitre III. Présentation des Prescriptions des différentes normes	21
<i>Introduction</i>	21
<i>III.1.Présentation des EUROCODES [1]</i>	21
<i>III.2.Présentation du fascicule 61</i>	23
<i>Conclusion partielle</i>	25
Chapitre IV. Étude du tablier	26
<i>Introduction</i>	26
<i>IV.1.Lignes d'influences des sollicitations</i>	26
<i>IV.2.Coefficient de répartition transversale</i>	31
<i>IV.3.Calcul des efforts extrêmes selon les Eurocodes et le fascicule 61-titre ii</i>	34
<i>Conclusion partielle</i>	39
Chapitre V. Analyse comparative et multicritère des deux normes	40
<i>Introduction</i>	40
<i>V.1.Hypothèses et méthodes de calcul des deux normes</i>	40
<i>V.2.Comparaison et analyse des résultats obtenus</i>	47
<i>V.3.Analyse multicritère</i>	49
<i>Conclusion partielle</i>	53
Conclusion générale	54
Bibliographie	55
<i>Ouvrages et articles</i>	55
<i>Sites Internet</i>	56
Annexes	I

ABBREVIATIONS ET SIGLES

f_{c28}	: Valeur caractéristique de résistance à la compression du béton
ELS	: Etat(s) Limite(s) de Service
ELU	: Etat(s) Limite(s) Ultime(s)
TS	: Tandem System
UDL	: Uniformly Distributed Load
OADR	: Ouvrages d'Art et Drainage Routier
F61	: Fascicule 61
EC	: Eurocodes
G_{max}	: Ensemble des actions permanentes défavorables
G_{min}	: Ensemble des actions permanentes favorables
kN/m	: Kilonewton par mètre
AMC	: Analyses Multi-Critères
a_i, b_i et c_i	: Coefficients de souplesse
$\mu_i(x, \alpha)$: Le moment fléchissant dans la section d'abscisse x de la travée i
K	: Facteur se trouvant dans les tables de Guyon-Massonet
$\tau_i^t(x, \alpha)$: L'effort tranchant dans la section d'abscisse x de la travée i
δ	: Coefficients de majorations dynamique
CRT	: Coefficient de Répartition Transversale

LISTE DES FIGURES

FIGURE I-1 : ORGANIGRAMME BNETD	5
FIGURE I-2 : PLAN DE LOCALISATION	6
FIGURE I-3 : PONT À POUTRE EN BÉTON ARMÉ –LIGNE TGV _ENTRE NÎMES ET MONTPELLIER [17].....	8
FIGURE I-4 : PONT À POUTRES PRAD [18].....	8
FIGURE I-5 :PONT À POUTRES MIXTES ACIER-BÉTON[19].....	9
FIGURE II-1: CHAUSSÉE SUIVANT LE FASCICULE 61	14
FIGURE II-2 : CHAUSSÉE SUIVANT LES EUROCODES.....	14
FIGURE II-3 :LES ÉLÉMENTS PORTEURS DU TABLIER.....	16
FIGURE II-4 :VUE EN PERSPECTIVE DU PONT À POUTRES EN BA	19
FIGURE IV-1 : ORGANIGRAMME DU PROCESSUS DE DÉTERMINATION DES LIGNES D'INFLUENCES	27
FIGURE IV-2 : LIGNE D'INFLUENCE K POUR POUTRE INTERMÉDIAIRE.....	33
FIGURE IV-3 : LIGNE D'INFLUENCE K POUR POUTRE DE RIVE	33
FIGURE IV-4 : EFFORT EXTRÊME DES CHARGES PARTIELLEMENT REPARTIES(I=J).....	36
FIGURE IV-5 : EFFORT EXTRÊME DES CHARGES PARTIELLEMENT REPARTIES (I ≠ J).....	36
FIGURE IV-6 : EFFORTS EXTRÊMES, CAS DES CHARGES PONCTUELLES	37

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU II-1 PONTS EN BÉTON RÉALISABLES EN FONCTION DE LA GAMME DE PORTÉE [20].....	10
TABLEAU II-2 :TABLEAU RECAPULATIF DU PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS DU TABLIER	16
TABLEAU II-3 : TABLEAU RECAPULATIF DU POIDS PROPRE TOTAL D'UNE TRAVÉE ENTIÈRE	19
TABLEAU III-1 : LES COMBINAISONS D' ACTIONS SUIVANT LES EUROCODES	23
TABLEAU IV-1 :RECAPULATIF DES COEFFICIENTS DE SOUPLESSE ET DES RAPPORTS FOC AUX	28
TABLEAU IV-2 : LES COEFFICIENTS POUR LE CALCUL DES LIGNES D'INFLUENCE DU MOMENT FLÉCHISSANT.....	29
TABLEAU IV-3 : RÉCAPITULATIF DE LA POSITION DES ZÉROS DE LA LIGNE D'INFLUENCE.....	30
TABLEAU IV-4 : LES COEFFICIENTS POUR LE CALCUL DES LIGNES D'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT	31
TABLEAU IV-5 :RÉCAPULATIF DES PARAMÈTRES POUR LA DÉTERMINATION DES CRT	32
TABLEAU IV-6 : VALEUR DE COEFFICIENT K POUR POUTRE INTERMÉDIAIRE.....	32
TABLEAU IV-7 : VALEUR DE COEFFICIENT K POUR POUTRE DE RIVE	33
TABLEAU IV-8 : RECAPULATIF DES CRT POUR LES POUTRES SUIVANT LE F61-T.II.....	34
TABLEAU IV-9 : RECAPULATIF DES CRT POUR LES POUTRES SUIVANT L' EC2.....	34
TABLEAU V-1 : COMPARAISON DES CARACTÉRISTIQUES ENTRE FASCICULES ET EUROCODES	40
TABLEAU V-2 : COEFFICIENT DE MAJORATION DES DEUX NORMES.....	42
TABLEAU V-3 :LES COMBINAISONS SELON LES DEUX NORMES	43
TABLEAU V-4 : PRISE EN COMPTE DE LA FISSURATION SELON LES DEUX NORMES	45
TABLEAU V-5 :LIMITE DE L'OUVERTURE DE FISSURES	46
TABLEAU V-6 : EXPRESSION DES CONTRAINTES LIMITES SELON LES DEUX NORMES.....	46
TABLEAU V-7 :EFFORTS EXTRÊMES SELON LES DEUX NORMES	47
TABLEAU V-8 : RÉSULTATS DES CONTRAINTES SELON LES DEUX NORMES	48
TABLEAU V-9 : RÉSULTATS DU POINÇONNEMENT SELON LES DEUX NORMES	48
TABLEAU V-10 :RÉSULTATS DE L'EFFORT TRANCHANT DANS LA DALLE.....	49
TABLEAU V-11 : RÉSULTATS DES SECTIONS D'ACIERS DE LA DALLE	49
TABLEAU V-12 :TABLEAU D'ANALYSE MULTICRITÈRE.....	50

RESUME

Notre projet de fin d'étude porte sur la conception et le dimensionnement d'un pont à poutres sur l'axe Guéyo- Bamenadou suivant les Eurocodes et les Fascicules. L'axe Guéyo- Bamenadou est considéré comme étant une route prioritaire permettant de structurer efficacement le réseau routier national de la Côte d'Ivoire. L'objectif de ce mémoire est de connaître les avantages ou les atouts de l'utilisation des Eurocodes ou des fascicules dans le dimensionnement des ouvrages d'art classiques. L'ouvrage objet de cette étude est un pont à poutres de 5 travées continues de 18,00 m chacune. Il s'agit de faire une évaluation détaillée des charges permanentes, des caractéristiques des matériaux utilisés, et une analyse comparative des prescriptions des Eurocodes et celles des Fascicules. Dans un premier temps, une conception détaillée de notre ouvrage est faite en prenant en compte les spécifications de chaque norme. Dans un second temps, les sollicitations longitudinales sont évaluées à partir des lignes d'influences et les sollicitations transversales sont déterminées avec les coefficients de répartition transversale (CRT) en suivant les charges prises en compte dans chaque norme. Une analyse comparative est faite après le dimensionnement du pont à poutres et les vérifications selon les deux normes. L'analyse multicritère part des hypothèses, des méthodes de calcul et des résultats obtenus.

En conclusion, les Eurocodes avec leur approche optimisée, conviennent aux projets où un suivi rigoureux est possible. Cependant, les Fascicules restent une option viable dans les contextes privilégiant la simplicité et la sécurité, même si cela peut entraîner des coûts de construction plus élevés.

Mots Clés :

- 1 – Analyse multicritères
- 2 – Coefficient de répartition CRT
- 3 – Eurocodes
- 4 -Fascicules
- 5 – Lignes d'influences

ABSTRACT

Our end-of-study project concerns the design and dimensioning of a girder bridge on the Guéyo-Bamenadou axis, in accordance with Eurocodes and Fascicules. The Guéyo-Bamenadou axis is considered to be a priority road, enabling Côte d'Ivoire's national road network to be efficiently structured. The aim of this thesis is to identify the advantages and disadvantages of using Eurocodes or Fascicules in the design of conventional engineering structures. The structure studied is a girder bridge with 5 continuous spans of 18.00 m each. The aim is to carry out a detailed assessment of the permanent loads, the characteristics of the materials used, and a comparative analysis of the requirements of the Eurocodes and those of the Fascicules. Firstly, a detailed design of our structure is carried out, taking into account the specifications of each standard. Secondly, longitudinal stresses are evaluated using influence lines, and transverse stresses are determined using transverse distribution coefficients (TDC) based on the loads taken into account in each standard. A comparative analysis is carried out after the girder bridge has been designed and tested to both standards. The multi-criteria analysis is based on assumptions, calculation methods and results obtained.

In conclusion, Eurocodes, with their optimized approach, are suitable for projects where rigorous monitoring is possible. However, the Fascicules remain a viable option in contexts where simplicity and safety are paramount, even if this may entail higher construction costs.

Key words:

1 - Multi-criteria analysis

2 - Distribution coefficient CRT

3 - Eurocodes

4 -Fascicule 61

5 - Influence lines

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Dans un monde en constante évolution, l'étude de l'infrastructure routière occupe une place prépondérante dans le domaine du génie civil, jouant un rôle crucial dans le développement économique et social d'un pays. Cela rentre en compte dans la politique générale de développement du réseau routier national de l'Etat de Côte d'Ivoire. Dans cette perspective, l'Etat de Côte d'Ivoire a ciblé un certain nombre d'infrastructure routière comme étant des routes prioritaires permettant de structurer efficacement le réseau routier national pour soutenir la croissance économique, de faciliter la circulation des biens, des personnes et de désenclaver les régions productives qui valorisent les productions ainsi que des revenus aux populations. Par conséquent, afin de concrétiser ce projet, l'Agence de Gestion des Routes (AGEROUTE), en tant que maître d'ouvrage délégué, a chargé le Bureau National d'Etudes Techniques et de Développement (BNETD) de mener les études techniques sur l'axe Gueyo-Bamenadou.

Dans ce contexte, il s'agira pour le BNETD précisément au Service Ouvrage d'Art et Drainage Routier (OADR) de proposer la conception et le dimensionnement d'ouvrages d'art précisément un pont pour le franchissement du cours d'eau sur l'axe Gueyo-Bamenadou.

La conception des ouvrages d'art requiert le respect des normes et réglementations en vigueur. En effet, les normes de dimensionnement des ouvrages constituent un pilier fondamental dans cette discipline, guidant les ingénieurs dans la conception et la construction de structures. C'est dans cette optique qu'au fil des dernières décennies, de nombreuses avancées innovantes ont été réalisées en tenant compte d'une meilleure connaissance des matériaux et des nouvelles techniques de construction. Elles englobent des règles et recommandations relatives aux hypothèses, actions et méthodes de calcul. Malgré l'introduction de ces nouvelles normes (les Eurocodes) bon nombre de bureaux continuent d'utiliser les fascicules une ancienne norme soit par habitude ou par manque de maîtrise des Eurocodes. Dans cette optique, le BNETD entreprend une étude approfondie sur ce projet afin de mieux comprendre les hypothèses et méthodes de calcul de chaque norme et de déterminer quelle norme sera la plus pénalisante.

Dans ce contexte, plusieurs interrogations se posent :

- Quels sont les principes fondamentaux des deux normes ?
- Quelles sont les incidences de ces principes dans le dimensionnement du tablier du pont ?
- Dans quelle mesure ces incidences influencent-ils la décision du choix de la norme pour le dimensionnement du tablier du pont à poutre en Béton Armé de notre projet ?

En abordant ces questions, nous pourrions mieux comprendre les enjeux complexes entourant le choix de la norme de calcul pour le dimensionnement du tablier d'un pont à poutres en Béton Armé, et ainsi guider de manière éclairée la prise de décision du BNETD.

Les objectifs de cette étude se déclinent en objectif général et objectif spécifique. En ce qui concerne l'objectif général, il vise à disposer d'une étude montrant l'influence que pourrait avoir le choix de la norme de calcul sur le tablier des ponts à poutre en béton armé, tout temps faisant l'analyse multicritère des résultats obtenus à l'issue du dimensionnement du tablier suivant les normes définies.

De façon spécifique pour atteindre l'objectif général, il s'agira de :

- Réaliser le dimensionnement du tablier du pont à poutre en béton armé selon les Eurocodes ;
- Réaliser le dimensionnement du tablier du pont à poutres en Béton armé selon le Fascicule 61 ;
- Réaliser l'analyse multicritères ;
- Déterminer les avantages ou les atouts d'une norme par rapport à une autre.

Les résultats attendus à l'issue de ce projet sont essentiellement :

- La description des hypothèses ;
- Les méthodes de conception et de calcul ;
- Les notes de calcul du tablier du pont suivant les différentes normes ;
- L'analyse multicritères des résultats obtenus.

La méthodologie adoptée pour pouvoir réaliser cette étude a été organisée comme suit :

- ✓ **Étape 1** : Recherche documentaire :

Cette étape a permis de pouvoir se documenter et de connaître le processus de conception, de dimensionnement des ponts à poutres en Béton armé avec les Eurocodes et les Fascicules.

- ✓ **Étape 2** : Des échanges avec des personnes ayant des informations sur le sujet :

Dans cette étape, on a interagi avec des personnes ayant des connaissances et expériences sur le sujet.

- ✓ **Étape 3** : La collecte des données du projet

Un ensemble d'études nécessaires pour la conception et le dimensionnement du projet avaient déjà été effectués au préalable, il était important de les regrouper car ces dernières devront nous servir d'hypothèses. Il s'agit de :

- La synthèse des données naturelles.
- La synthèse des données fonctionnelles.

Le présent rapport qui restitue les résultats de cette étude est organisé en cinq chapitres :

- ✓ Le premier chapitre parlera de la structure d'accueil et de la zone d'étude ;
- ✓ Dans le deuxième chapitre on proposera une conception et un pré-dimensionnement du tablier ;
- ✓ Dans le troisième chapitre, on présentera les prescriptions des différentes normes
- ✓ Par ailleurs, le quatrième chapitre abordera l'étude du tablier ;
- ✓ Et l'analyse multicritère sera établie au cinquième chapitre.

Chapitre I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION

Dans l'optique de faciliter le déplacement des biens, des personnes et de favoriser le développement du pays, des ouvrages d'art sont mis en œuvre précisément des ponts pour franchir des zones difficiles d'accès liées à des obstacles qui peuvent être naturels (des cours d'eau, des thalwegs...), artificiels (route, chemin de fer, ...) ou une voie de navigation maritime ou fluviale. Ainsi, les caractéristiques de la zone du projet du point de vue fonctionnels, naturels et environnementaux constituent des facteurs essentiels à prendre en compte pour une conception et une étude précise des ouvrages. Dans ce chapitre, après la présentation de l'entreprise chargée du projet, on va localiser le dit projet et présenter les gammes de ponts à poutres possibles.

I.1.PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

Dans le but d'assurer une formation pratique de qualité à ses étudiants, l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) a mis en place un stage de fin d'étude pour ces étudiants en master. C'est dans ce cadre que la Direction Générale, incarnée par **M. Kinapara COULIBALY**, qui est le directeur du Bureau National d'Etudes Techniques de Développement (BNETD) a répondu favorablement à notre demande de stage au sein du BNETD précisément au service Ouvrage d'Art et Drainage Routier (OADR). Les conditions du stage étaient idéales pour un apprentissage optimal, avec une disponibilité remarquable des ingénieurs et du personnel de la structure. Les connaissances fournies étaient à la hauteur de la réputation de la structure. Dans les prochains paragraphes, nous présenterons en détail le BNETD

I.1.1. Historique

Créé en 1978 sous l'appellation de la DCGTx (Direction et Contrôle des Grands travaux), le BNETD a joué un rôle majeur dans la construction de la côte d'ivoire moderne. Spécialisé dans la planification du développement, le Bureau National d'Etudes Techniques et de développement intervient dans tous les secteurs de développement. Son siège social se trouve à : Abidjan Cocody. Boulevard Hassan II en Côte d'Ivoire à l'adresse suivante : 04 BP 945 Abidjan 04 Tel (225) 27 22 48 34 00, Email : contact@bnetd.ci.

I.1.2. Missions du BNETD

Dans le cadre général de son fonctionnement, et dans le souci de répondre avec rigueur et efficacité aux besoins de ses clients, le BNETD a depuis toujours structuré ses activités en trois missions principales :

- Les missions de conception ;
- Les missions de supervision et de conseils ;
- Les missions de suivis et contrôle.

I.1.3. Organigramme

En termes d'organisation, le Bureau National d'Études Techniques et de Développement est structuré en pôles, départements et services. Chaque entité à une mission spécifique et les compétences nécessaires pour atteindre les objectifs du BNETD.

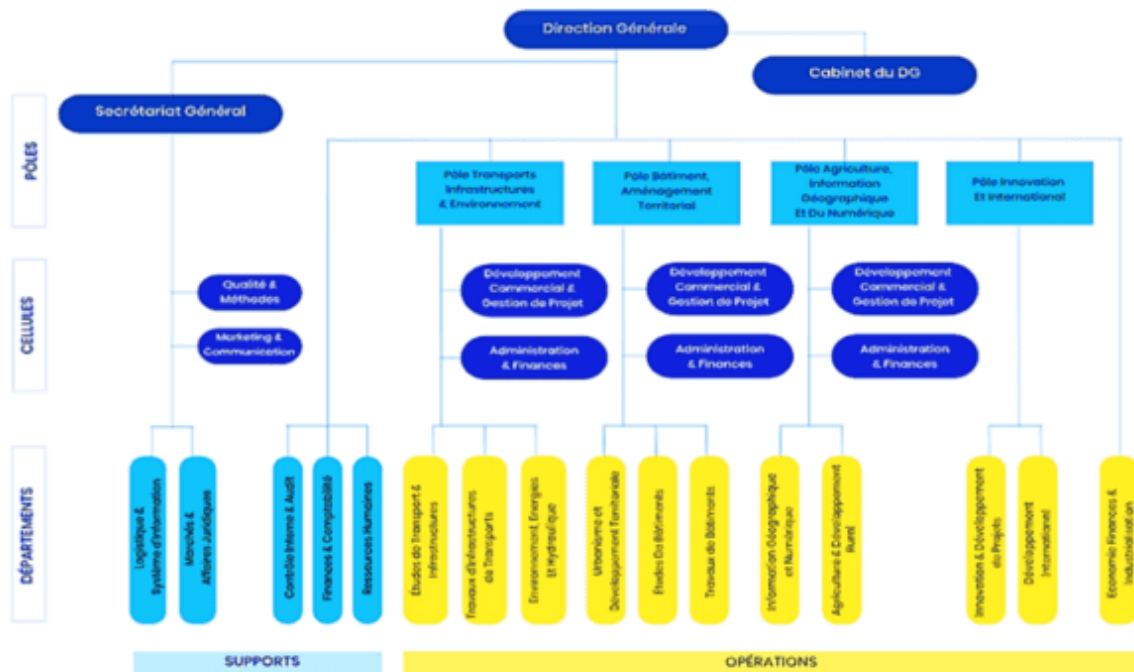


Figure I-1 : Organigramme BNETD

Source : www.bnetd.ci

I.2. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.2.1. Situation géographique de la zone du projet

La Figure I-2 présente la cartes de la situation géographique de l'itinéraire de l'étude et l'emplacement de notre pont sur l'axe.

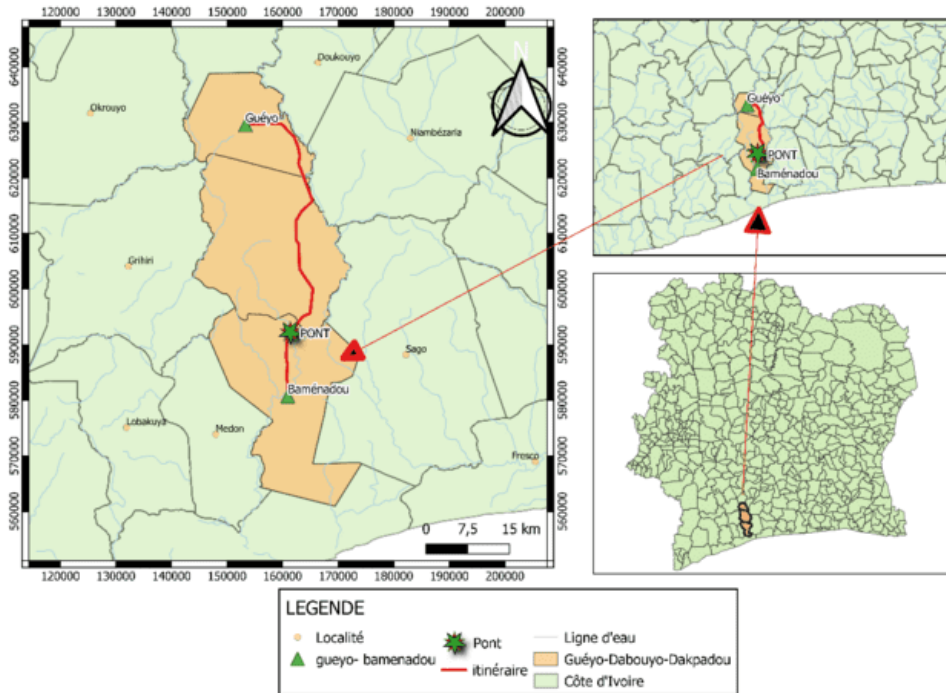


Figure I-2 : Plan de localisation

Source : Qgis

I.2.2. Caractéristiques de la zone du projet

La synthèse de l'analyse des caractéristiques physiques et hydrologiques de la zone du projet permet d'apprécier les types de végétation, de relief et de sols rencontrés.

I.2.2.1. Climat et végétation

On est une zone forestière dense, aujourd'hui fortement dégradée par la culture omniprésente du cacaoyer.

La zone étant partie du sud de la Côte d'Ivoire au climat très humide et qui connaît quatre saisons : d'avril à la mi-juillet : grande saison des pluies ; de la mi-juillet à septembre : petite saison sèche ; de septembre à novembre : petite saison des pluies ; de décembre à mars : grande saison sèche. Les températures varient de 21 à 35°.

I.2.2.2. Relief

L'analyse de la carte topographique de la zone du projet a permis d'apprécier le type de relief rencontré ainsi que la classe des pentes des cours d'eau. Elle présente l'aspect d'un vaste plateau à faible relief, offrant dans les parties Est et Sud-Est une série d'ondulations relativement accentuées.

I.2.2.3. Nature des sols

La région est pourvue essentiellement en graveleux relativement plastiques au Sud (type G2 G3) et de meilleure qualité au Nord type (G1 G2).

I.2.2.4. Hydrographie

La zone est arrosée par l'affluent du Sassandra, le Davo sur sa rive droite qui lui-même se ramifie également sur sa rive droite en un affluent appelé Guéri.

I.3. GENERALITES SUR LES PONTS A POUTRES

I.3.1. Pont à poutres en béton armé

Les poutres en béton armé, disposées parallèlement sous la chaussée, sont généralement à âme pleine, et sont transversalement entourées de voiles en béton armé formant des entretoises. La couverture est une dalle en béton armé qui sert de membrure supérieure de liaison pour les poutres. Les poutres peuvent être :

- Latérales ou sous chaussées
- De hauteurs constantes ou variables
- À âme pleine, en caisson ou triangulées
- À travées indépendantes ou à travées continues ou cantilever comportant une travée indépendante dans la partie centrale appuyée sur des consoles (en prolongement des travées de rive).



Figure I-3 : Pont à poutre en Béton armé –Ligne TGV _entre Nîmes et Montpellier [17].

I.3.2. Ponts à poutres en béton précontraint

L'ingénieur Français Eugène Freyssinet (1879-1962) s'efforce d'améliorer les performances de ce matériau qui est déjà très résistant aux compressions. Il apporte alors une solution originale pour déplacer le problème de la résistance à la traction, le point faible du béton, incomplètement résolu par les armatures en fer : La précontrainte consiste à appliquer une compression constante à une structure à l'aide de câbles internes ou externes. La structure travaille autour de la valeur nominale de la précontrainte, lorsqu'elle est soumise à des charges. Elle reste toujours en compression et évite ainsi la zone où la traction pourrait se fissurer.

Dans le cas des poutres PRAD (PRécontrainte par ADhérence), la précontrainte est réalisée à l'aide de torons adhérents au béton. Ces torons sont mis en tension avant le bétonnage et relâchés une fois que le béton a atteint une résistance suffisante.



Figure I-4 : Pont à poutres PRAD [18].

I.3.3. Ponts bi-poutres mixtes acier-béton

Les ponts mixtes acier-béton comportent des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ils connaissent un fort développement depuis les années 1980 avec les ponts bipoutres mixtes qui sont une solution relativement économique pour des portées comprises entre 50 et 80 m



Figure I-5 :Pont à poutres mixtes Acier-Béton[19]

CONCLUSION PARTIELLE

Dans ce chapitre, la structure d'accueil a été présentée. De plus, les données relatives au projet seront prises en compte pour une meilleure conception et une étude précise dans les chapitres à aborder.

Chapitre II. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

INTRODUCTION

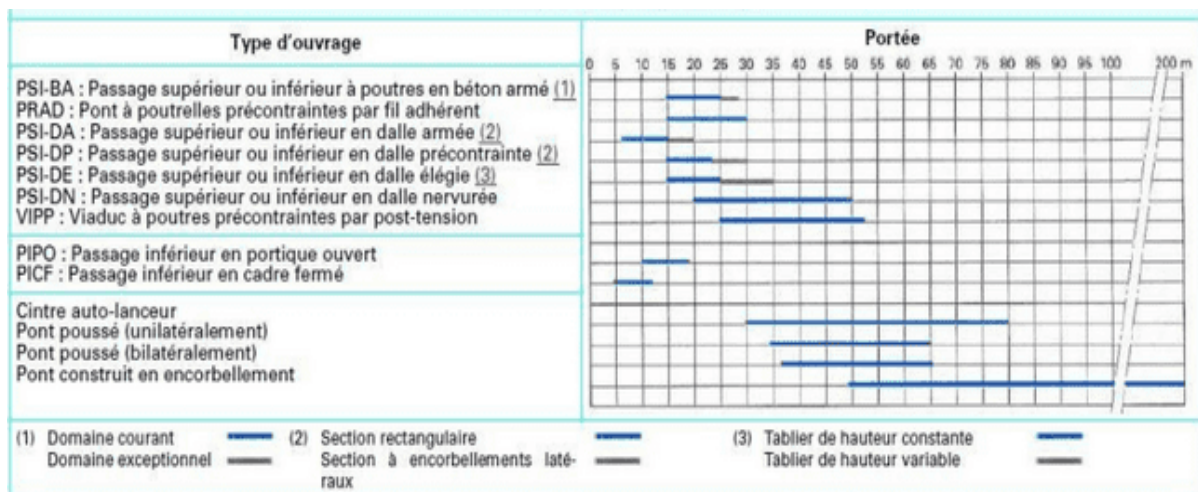
Le guide SETRA propose une classification variée des ponts, et le choix de l'un de ces ponts dépend de nombreux paramètres. Il est donc de notre responsabilité de sélectionner le pont le plus adéquat pour notre projet, en nous appuyant sur divers critères tels que l'environnement, la géotechnique, l'esthétique, l'hydrologie, l'hydraulique, le coût, l'accès et la maîtrise technique. Toutefois, le critère primordial demeure la portée principale ou maximale de l'ouvrage.

II.1. CONCEPTION DU PONT

II.1.1. Types de pont en fonction de la gamme de portée

L'ouvrage est constitué de travées ayant une portée égale à 18 m. Ainsi, à partir de cette portée et en se servant du fichier de conception des ponts, rédigé par Jean-Armand CALGARO et Anne BERNARD-GELY [20], on peut déterminer la gamme de portée idéale pour le projet.

Tableau II-1 Ponts en béton réalisables en fonction de la gamme de portée [20]



Par conséquent, on peut envisager les types de ponts suivants :

II.1.1.1. Ponts en Béton armé

Les matériaux pour la construction des ponts en Béton armé sont disponibles localement. De plus, la facilité de construction en béton armé et la maîtrise de la technique par les entreprises locales les rendent très compétitifs du point de vue économique.

II.1.1.2. Ponts en Béton précontraint

La construction de ces ponts nécessite un matériel spécifique très onéreux, dont les entreprises locales ne maîtrisent pas les procédés de réalisation. Faire appel à des entreprises étrangères entraînerait sans aucun doute une augmentation des coûts du projet, et n'apporterait pas une valeur ajoutée significative pour le pays. Par conséquent, cette option est écartée.

II.1.1.3. Ponts métalliques /mixtes

Les ponts métalliques ou mixtes sont conseillés pour les franchissements de grande envergure. Toutefois, le cours d'eau en question est relativement modeste, avec une brèche à franchir d'environ cinquante mètres. De plus, l'acier, qui est particulièrement coûteux dans notre région, requiert un entretien régulier pour prévenir la corrosion. Ainsi, cette option est écartée.

N.B : Compte tenu de cette première analyse, nous allons nous concentrer sur les ponts en béton armé, principalement en raison de la disponibilité locale des matériaux, de leur coût plus abordable et de la maîtrise de leur construction par les entreprises locales.

II.1.1.4. Pont en dalle en Béton Armé

Ce tablier est constitué d'une dalle armée de même épaisseur, avec ou sans encorbellements latéraux. Il se compose de travées indépendantes ou continues et présente un biais modéré. Il convient notamment pour le franchissement de routes ou d'autoroutes dont la portée la plus longue sans encorbellement ne dépasse pas 15 mètres, et peut aller jusqu'à 20 mètres avec encorbellement.

II.1.1.5. Pont à poutres en Béton Armé

Ce tablier est composé d'une série de poutres en béton armé associées à une dalle de couverture ou hourdis et généralement reliées entre elles par des entretoises, qui peuvent également être absents. Les poutres sont régulièrement de hauteur constante et peuvent être équipées de talons.

L'épaisseur de la dalle de couverture est constante, à l'exception des ponts à deux poutres où cette épaisseur peut être varier pour s'adapter au profil en travers de la chaussée.

N.B : Il convient de souligner que, les ponts-dalles ne sont pas recommandés pour franchir ce genre d'obstacle compte tenu des difficultés de mise en œuvre engendrées par la présence permanente d'eau dans le lit du cours d'eau. Par conséquent, une analyse multicritère des types de pont mentionnés précédemment n'est pas nécessaire. Il est plus judicieux d'envisager la construction des ponts à poutres en béton armé sur ces cours d'eau. En effet, ce type de pont permet de surmonter les contraintes liées à l'environnement aquatique tout en garantissant une solution structurelle robuste et durable.

II.1.2. La comparaison des fonctions mécaniques des ponts

Il est essentiel de définir précisément quel type de fonction structurelle sied le mieux à notre projet, que ce soit un pont à travées indépendantes (isostatique) ou d'un pont à travées continues (hyperstatique). En effet, Chaque type de structure offre des caractéristiques et des avantages spécifiques. Il est donc essentiel de choisir la structure la plus adéquate en fonction des exigences particulière du projet. Cela englobe la capacité de franchissement, c'est-à-dire le type de pont le plus approprié pour franchir une certaine distance ou un obstacle donné, en prenant en considération les contraintes géographiques, le trafic et d'autres facteurs environnementaux. La durabilité est également cruciale, en étudiant le type de structure qui garantit une durée de vie optimale tout en répondant aux exigences de maintenance, ainsi que la flexibilité structurelle.

II.1.2.1. Les ponts à travées indépendantes

La conception des ponts à travées indépendantes offre une grande flexibilité de conception, car chaque travée peut être conçue et construite individuellement. En effet, chaque travée a la capacité de réagir de manière indépendante aux charges externes, ce qui peut entraîner des points de concentration dans les joints de dilatation entre les travées. En outre, ces ponts reliés par des joints de dilatation causent un désagrément aux usagers et requièrent un entretien plus régulier en raison des joints de chaussée, susceptible d'être usés et endommagés.

II.1.2.2. Les ponts à travées continues

En termes de conception, les ponts à travées continues peuvent être moins flexibles, car l'ensemble de la structure doit être conçu pour supporter des charges continues sans interruption, ce qui peut limiter les possibilités dans certains cas. De plus, la répartition de continue des charges sur toute la longueur du pont permet de réduire les risques de défaillance, ce qui améliore la résistance globale. En outre, la structure nécessite généralement moins d'entretien et garantit une meilleure durabilité de l'ouvrage.

N. B : En considérant nos affirmations précédentes, nous décidons d'opter pour un pont hyperstatique, car il favorise également une distribution optimale des charges et évite les reprises de bétonnage. En outre, notre pont aura moins d'appuis, ce qui signifie moins de points de maintenance.

II.1.3. Conception détaillée

II.1.3.1. Caractéristiques topographiques et bathymétriques du site

La topographie et la bathymétrie du site ont permis de faire l'implantation des ouvrages. Cela a conduit à la détermination des différentes travures, c'est-à-dire le nombre, la répartition et la portée des travées. Etant donné que la brèche à franchir est relativement modestes, nous avons obtenu un pont avec les caractéristiques suivantes :

Une longueur de 90,7 mètres avec des travées continue de 18 mètres de portée

II.1.3.2. Caractéristiques de la voie

Les caractéristiques du profil transversal ont été prises en compte dans le dimensionnement de la section transversale du tablier. Elles se présentent de la façon suivante :

- Largeur de la chaussée : 7,5 mètres ;
- Largeur des accotements : 1,25mètres ;
- Chaussée à deux (02) voies avec des accotements suivant le Fascicule 61-Titre II ;
- Chaussée à deux (02) voies + une (01) Aire Résiduelle (A.R) suivant les Eurocodes.

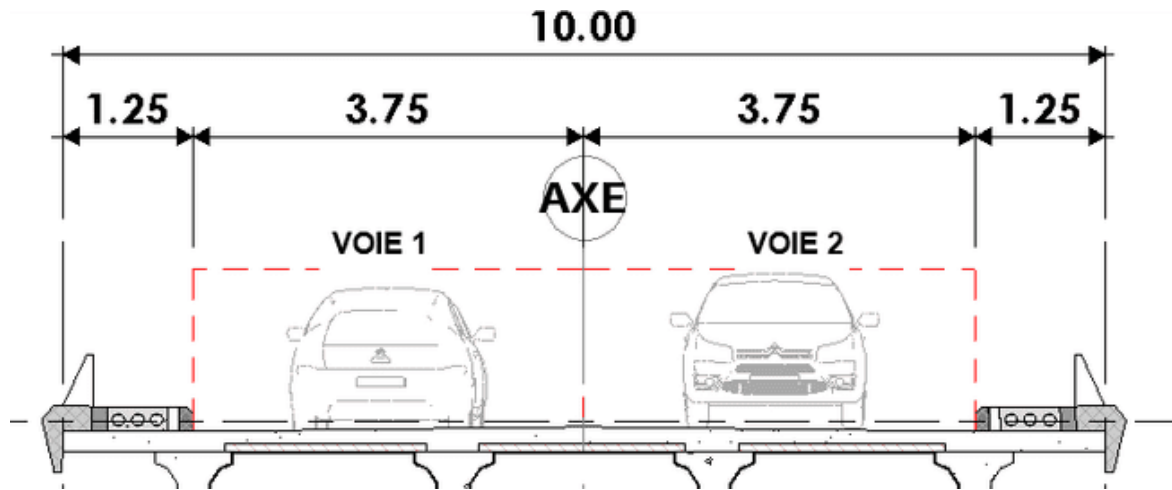


Figure II-1: chaussée suivant le Fascicule 61

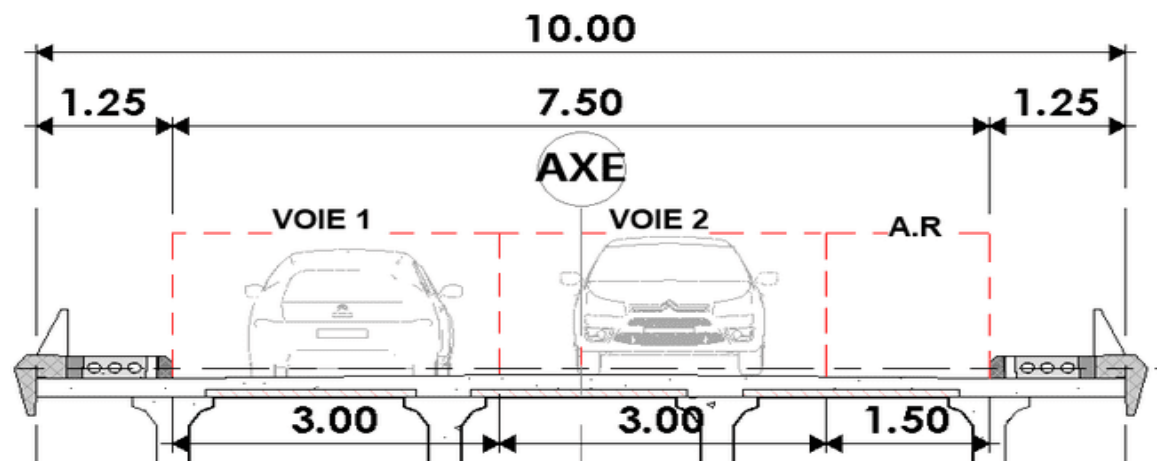


Figure II-2 : Chaussée suivant les Eurocodes

II.2. PREDIMENSIONNEMENT DU TABLIER

Les résultats du prédimensionnement des éléments du tablier sont reportés dans le tableau ci-dessous. Les détails concernant leur pré dimensionnement sont mentionnées en [ANNEXE 1](#)

✚ Méthodologie du prédimensionnement

- La poutre
 - La hauteur de la poutre

La hauteur de la poutre dépend de la portée maximale du pont

$$\frac{L}{17} \leq h_p \leq \frac{L}{15}$$

- La table de compression
 - La largeur de la table de compression b_c

$$b_c > 0,6 \times h_p$$

- La hauteur de la table de compression h_c

La hauteur de la table de compression selon le guide de conception V.I.P.P doit être au minimum égale à 10 cm.

- La largeur de l'âme b_p

$$\frac{h_p}{5} \leq b_p \leq \frac{h_p}{3}$$

- Le Nombre de poutres

Pour connaître le nombre de poutre, il faut se référer au tableau de Calgaro qui est fonction de largeur du tablier.

- Le talon
 - La largeur du talon

Sa largeur b_t est comprise entre 40 et 70cm.

- Le pied de talon

La hauteur verticale du talon, également appelée pied de talon, est comprise entre 10 et 20 cm.

- Les Goussets

Le gousset de jonction entre le talon et l'âme, doit avoir une pente suffisante pour assurer un bétonnage correct du talon. Cet angle est fixe entre : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$.

- La longueur d'about

L'about au niveau des poutres de rive est de 0,3 m à 0,4m

- Les prédalles

Elles varient de 6 à 12cm (au pas de 1cm) d'épaisseurs.

- Les entretoises

- La hauteur des entretoises

$$0,6 \cdot h_p \leq h_e \leq 0,9 \cdot h_p$$

- Epaisseur des entretoises

L'épaisseur des entretoises est donnée par l'expression suivante : $b_e \geq \frac{h_e}{3}$

- L'hourdis

L'épaisseur (eh) du hourdis est donnée en fonction de la largeur entre-axe (a) des poutres et doit vérifier la relation suivante : $16\text{cm} \leq h \leq 25\text{cm}$

- Encorbellement

La largeur de l'encorbellement est déterminée à partir de l'expression suivante : $L_e \geq \frac{a}{2}$

Après prédimensionnement, on obtient les résultats ci-dessous :

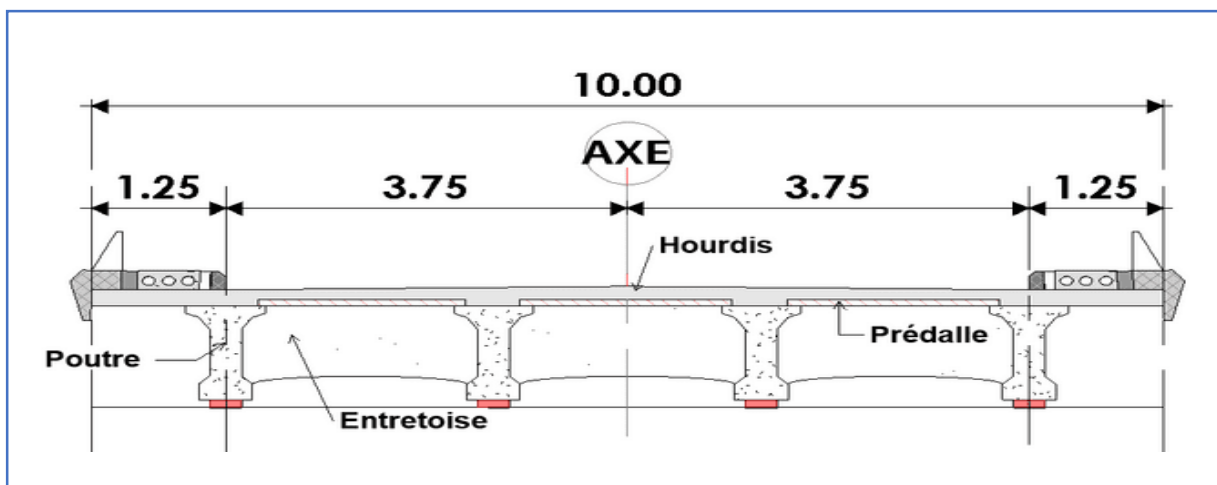


Figure II-3 :Les éléments porteurs du tablier

Tableau II-2 :Tableau recapulatif du prédimensionnement des éléments du tablier

ELEMENTS	DIMENSIONS
Poutres	Hauteur : $H_p = 120$ cm
	Largeur de l'âme : $b_p = 30$ cm
	Largeur Talon : 50cm
	Pied de Talon : 20 cm
	Gousset : 10 cm
	Largeur de la table de compression : 74 cm
Hourdis (Dalle)	Epaisseur : 22 cm
Dalle d'encorbellement	Largeur : 125 cm
Prédalles	Epaisseur : 8cm
Entretoises	Hauteur : $H_e = 90$ cm
	Epaisseur : $b_e = 20\text{cm}$
	Longueur : 220cm

II.3. ÉQUIPEMENTS DU PONT

Les équipements des ponts désignent une variété de dispositifs qui complètent la structure et qui permettent de garantir :

- Le fonctionnement de la structure ;
- La pérennité de la structure : il est essentiel de garantir l'étanchéité de l'ouvrage, de prévoir des corniches et une évacuation efficace des eaux.
- La sécurité des piétons et véhicules : elle doit être assurée grâce à des dispositifs de retenue tels que des garde-corps, des glissières et des bordures de trottoirs.
- Le confort des usagers ;
- L'entretien et l'accessibilité de l'ouvrage.

Dans le cadre de notre projet les équipements de pont retenus sont les suivants :

II.3.1. L'étanchéité

Il s'agit d'un revêtement imperméable appliqué sur la surface supérieure de la dalle pour préserver les armatures de la corrosion accélérée due à l'infiltration d'eau.

Le type d'étanchéité choisi est adapté au site de l'ouvrage.

Les critères requis pour une étanchéité comprennent :

- L'adhérence au tablier ;
- La résistance mécanique (fatigue, fissuration, fluage) ;
- La résistance au choc thermique lors de la mise en place de la couche de roulement ;
- La durabilité.

II.3.2. La couche de roulement

Il est essentiel que la couche de roulement offre un confort optimal et garanti une bonne adhérence entre le pneu et la chaussée afin de garantir la sécurité des personnes.

Dans notre projet, nous allons utiliser une couche de roulement de **5 cm**.

II.3.3. Les trottoirs et bordures

Les trottoirs ont pour fonction de préserver la sécurité des piétons en isolant la circulation des véhicules, généralement par une simple surélévation de **10 à 20 cm** par rapport à la voie de circulation. Selon le guide d'Aménagement des Routes Principales (ARP), la largeur minimale est de **1 m**.

Dans notre projet on prendra un trottoir de **20 cm de hauteur et 1.25 m de largeur**.

Nous adopterons des bordures de **type T1**

II.3.4. Les dispositifs d'évacuation des eaux

Leur fonction est de garantir l'écoulement et l'évacuation des eaux sur la chaussée et les trottoirs, ce qui assure la pérennité de l'infrastructure. Effectivement, cela assure la protection du tablier contre les infiltrations dans la couche de roulement en évacuant rapidement l'eau sur le tablier.

Des gargouilles **100mm** de diamètre sont prolongées jusqu'à la base de la poutre de part et d'autre de l'axe du pont, à proximité des bordures, afin de recueillir les eaux.

II.3.5. Les dispositifs pour réseaux divers

On opte pour des fourreaux PVC de **100 mm de diamètre**

II.3.6. Les corniches

Les corniches jouent un rôle crucial dans la protection des extrémités latérales du tablier contre les intempéries. Elles doivent en effet recouvrir l'extrémité de la dalle, empêchant ainsi les infiltrations d'eau par la tranche du hourdis et améliore l'aspect esthétique de l'ouvrage.

Différentes catégories de corniches existent :

- Les corniches en béton coulé sur place ;
- Les corniches en béton préfabriqué ;
- Les corniches métalliques (en béton armé, en alliage d'aluminium, en polyester armé de fibres de verres, en acier inoxydable...etc.).

Il est souvent difficile de les coffrer pour un coulage sur place en raison de leurs formes géométriques complexes. Le choix de corniches préfabriquées offre une économie de temps

Dans ce projet, on prendra une corniche de **42 cm de largeur et 65 cm de hauteur**.

II.3.7. Les dispositifs de retenus

Les ponts sont munis de dispositifs de retenue pour garantir la sécurité des (piétons et véhicules) qui circulent sur l'ouvrage.

Il s'agit de :

- Des garde-corps pour les piétons ;
- Des barrières de niveau N pour les véhicules légers ;
- Des barrières de niveau H pour les poids lourds.

Dans le cas du projet, **les barrières seront des BN4** de niveau H.

II.4. ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES

Les charges permanentes englobent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non-porteurs et les installations fixes.

Ainsi, après plusieurs calculs effectués à l'**annexe 2**, on obtient :

Tableau II-3 : Tableau recapitulatif du poids propre total d'une travée entière

Éléments	Poids (kN)	Nombre	Poids total (kN)
Charge sur poutre de rive	676,684	2	1353,368
Charge sur poutre intermédiaire	562,824	2	1125,648
Entretoise	8,4	6	50,4
Poids total d'une travée (kN)			2529,416

II.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le béton utilisé pour le tablier du pont sera dosé à 400 kg/m³ et aura une classe de résistance C30/37 ou B30 ou B37 (résistance caractéristique minimale à 28 jours = 30 Mpa sur cylindre et 37 Mpa sur cube). La fissuration étant considérée comme préjudiciable ou classe d'exposition XC4. En ce qui concerne les aciers, il sera utilisé des aciers à haute adhérence désignés par le symbole H.A., de classe Fe E 500 et de limite d'élasticité 500 MPa.

En ce qui concerne les surcharges, elles seront issues du Fascicule 61- Titre II et de l'Eurocode 1.

La modélisation 3D c'est réalisé grâce au logiciel Revit 2022, illustré à la Figure II-4

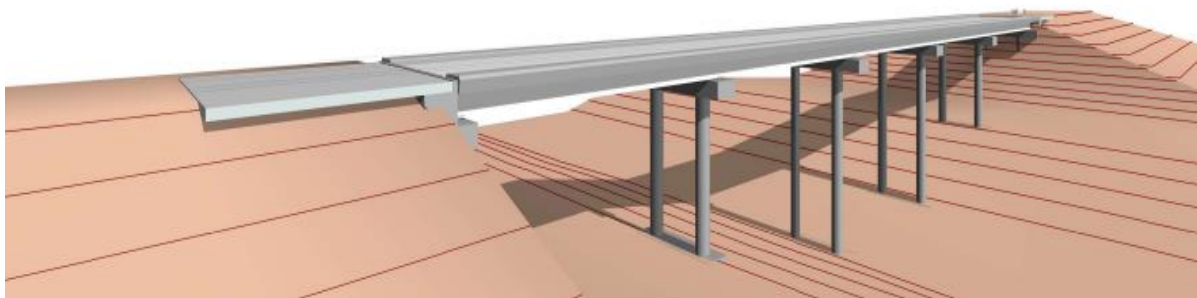


Figure II-4 : Vue en perspective du pont à poutres en BA

CONCLUSION PARTIELLE

À la fin de ce chapitre, la conception adoptée est un pont à poutre en béton armé avec des travées continues assurée par des dalles avec un tablier composé de poutres, entretoises, hourdis, prédalles et dalle d'encorbellement. En outre, une fois que les éléments constitutifs ont été pré-dimensionnés et que les charges permanentes ont été évaluées sur le tablier, nous aborderons la présentation des deux normes dans le chapitre suivant.

Chapitre III. PRESENTATION DES PRESCRIPTIONS DES DIFFERENTES NORMES

INTRODUCTION

Tout comme le code de la route, qui assure la circulation harmonieuse à toutes personnes en établissant les mêmes règles pour tous, les normes ont pour objectif de définir les notations utilisées dans les calculs d'ouvrages pour permettre aux ingénieurs de suivre une démarche claire. Afin de standardiser ces règles de calcul, le CEN (Comité Européen de Normalisation) a été responsable de la rédaction de la nouvelle norme les Eurocodes. Cependant, avant l'émergence de cette nouvelle norme les Eurocodes, les Fascicules étaient déjà mis en place et sont encore utilisés par de nombreux bureaux d'études. Dans ce chapitre, nous allons décrire dans la première partie les Eurocodes et dans la seconde partie les Fascicules.

III.1. PRESENTATION DES EUROCODES [1]

III.1.1. Collection des Eurocodes

Les Eurocodes qui sont au nombre de dix (10) sont divisés en partie et sous-partie qui représente un total de soixante (60) documents sur l'ensemble. Chaque Eurocode vise un aspect spécifique de la conception ou de la construction.

Il s'agit de :

- ✓ Eurocode 0 : Base de calcul des structures (1990)
- ✓ Eurocode 1 : Pour les actions sur les structures (1991)
- ✓ Eurocode 2 : Pour les calculs des structures en béton (1992)
- ✓ Eurocode 3 : pour les calculs des structures en acier (1993)
- ✓ Eurocode 4 : Pour les calculs des structures mixtes acier béton (1994)
- ✓ Eurocode 5 : Pour la conception et calcul des structures en bois (1995)
- ✓ Eurocode 6 : Pour le calcul des ouvrages en maçonnerie (1996)
- ✓ Eurocode 7 : Pour le calcul géotechnique (1997)
- ✓ Eurocode 8 : Pour le calcul des structures pour leur résistance aux séismes (1998)
- ✓ Eurocode 9 : Pour le calcul des structures en aluminium (1999)

Lorsqu'on calcule un pont en béton armé, le texte normatif directeur est la partie 2 de l'Eurocode 2 (EN1992-2).

Les principales normes utilisées sont les suivantes :

- ✓ Eurocode 0 : Bases de calcul des structures : Eurocode EN 1990/A1 : Application pour les ponts.
- ✓ Eurocodes 1 : Actions sur les structures : EN 1991-2 : Actions sur les ponts dus au trafic.
- ✓ Eurocode 2 : pour le calcul des structures en béton : EN 1992-2 : Ponts en béton

III.1.2. Les actions de calcul suivant les Eurocodes

III.1.2.1. Les actions permanentes

- Les éléments non porteurs : Telle que : le revêtement, la chapes, trottoirs, corniches, etc. (compléments des charges permanentes).
- Les éléments porteurs : les poutres, dalle ou hourdis, les entretoises (charge permanente).

Le Tableau II-3 : Tableau recapulatif du poids propre total d'une travée entière Tableau II-3. donne le poids propre d'une travée entière.

III.1.2.2. Les actions variables[2]

Les modèles de surcharges pris en compte pour ce dimensionnement sont tirés des Eurocodes. Ces modèles sont bien décrits en [annexe 5](#), nous parlerons donc des points clés dans cette partie. Ces modèles sont :

- Le modèle **LM1 (Load Model 1)**, offre des charges concentrées et réparties de manière uniforme, ce qui couvre la majorité des effets du trafic de camions et de voitures. Ce modèle est conçu pour des vérifications générales et locales. Il est composé d'une charge répartie UDL ainsi que de charges concentrées TS.

Il faut souligner que la charge répartie UDL est équivalent au système A(l) du Fascicule 61-Titre II et le tandem TS est presque équivalent au système Bt ou Bc du Fascicule 61-Titre II.

- Le modèle **LM2 (Load Model 2)**, consiste à applique une charge d'essieu unique de **400KN** (sans appliquer de coefficient) à des zones de contact spécifiques des pneumatiques. Cela permet de prendre en compte les effets dynamiques du trafic normal sur des éléments structuraux de courte portée. Ce modèle doit être pris en compte séparément et uniquement pour les vérifications locales.

Il est à peu près similaire au système Br du Fascicule 61-Titre II.

- Le modèle de type militaire à savoir **le convoi MC 120**, il comporte deux chenilles de **550 KN** chacune avec une largeur de 1,00 m chacune.

Il est similaire à la surcharge militaire du Fascicule 61-Titre II, mais avec une formule pour le calcul du coefficient de majoration différente.

III.1.3. Les combinaisons d'actions

Pour le calcul des ouvrages routiers, les combinaisons des sollicitations aux états limites s'effectuent comme suit :

Désignations	Eurocodes
Etats Limites Ultimes	$1,35G_{k;sup}(\text{ou } 1,0G_{k;inf}) + (1,0 \text{ ou } 0)S + 1,35(UDL_k + TS_k + q_{fk})$ $1,35G_{k;sup}(\text{ou } 1,0G_{k;inf}) + 1,35Mc$
Etats Limites de Services	<ul style="list-style-type: none"> • Combinaisons caractéristiques $G_{k;sup}(\text{ou } G_{k;inf}) + (1,0 \text{ ou } 0)S + (UDL_k + TS_k + q_{fk}) + Mc$ <ul style="list-style-type: none"> • Combinaisons fréquentes $G_{k;sup}(\text{ou } G_{k;inf}) + (1,0 \text{ ou } 0)S + (0,75 TS_k + 0,4 UDL_k)$ <ul style="list-style-type: none"> • Combinaisons quasi-permanentes $G_{k;sup}(\text{ou } G_{k;inf}) + (1,0 \text{ ou } 0)S$

Tableau III-1 : Les combinaisons d'actions suivant les Eurocodes

III.2. PRESENTATION DU FASCICULE 61

III.2.1. Collection du Fascicule 61

Les règlements de charges utilisés font encore partie de l'ancienne génération et sont regroupés en Fascicule 61 titre I, II, III du CPC (Cahier des Prescriptions Communes).

- Le fascicule 61 Titre I : Ponts ferroviaires, aujourd'hui annulé et remplacé
- Le Fascicule 61 Titre II : Pont – Routes. Définit les charges :
 - Charges routières normales
 - Charges routières à caractères particuliers
 - Charges sur trottoirs et pistes cyclables
 - Charges sur remblais
 - Charges dues au vent et à la neige
 - Charges dues aux chocs de véhicules et bateaux sur appuis des ponts
 - Les modalités d'épreuves des ponts
- Le fascicule 61 Titre III : Ponts canaux.

Ces normes sont fonctions de types d'ouvrage, pour notre étude on utilisera :

- « Fascicule 61 titre I », Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites – FASCICULE 62-TITRE I -S1 91 révisé 99 ;
- « Fascicule 61 titre II », Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art.

III.2.2. Actions de calcul selon le fascicule 61-titre II

III.2.2.1. Les actions de calcul selon le Fascicule 61

Le Tableau II-3 : Tableau recapitulatif du poids propre total d'une travée entière.

III.2.2.2. Les actions variables

Les surcharges prises en comptes dans nos calculs sont celles préconisées par le fascicule 61, titre II relatives aux surcharges routières. Ces actions sont plus détaillées en [annexe 6](#). Ces surcharges sont :

- Le système de charges A(1) : il est utilisé pour évaluer les effets de foule et est réparti sur tout le tablier afin de rester dans ses conditions d'emplois. En effet, il correspond à plusieurs rangées de véhicules à l'arrêt sur le pont.

*Il faut souligner qu'il est équivalent à la charge répartie **UDL** de l'Eurocode.*

- **Le système B**, Il est composé de trois (03) sous-système à savoir :
 - Le système Bc, est un camion type de 300KN ;

On peut dire qu'il est un peu similaire au tandem TS de l'Eurocode.

- Le système Br, est une roue isolée ayant une charge de 100KN ;

Il est presque l'équivalent du **modèle LM2** de l'Eurocode.

- Le système Bt, est un groupe de 2 essieux de 160KN ;

Il faut ajouter qu'il est peu similaire au **tandem TS** de l'Eurocode.

Ces trois sous-systèmes sont multipliés par un coefficient de majoration dynamique, qui est aussi détaillé en annexe.

- La charge militaire Mc 120 : il est composé de 2 chenilles de 550 KN chacune.

Il est similaire à celle de l'Eurocode mais avec une formule pour le calcul du coefficient de majoration différent.

- La charge exceptionnelle : Ce sont des convois lourds à savoir le convoi D qui comporte 2 remorques de 1400KN et le convoi E comportant 2 remorques de 2000KN.

III.2.3. Les combinaisons d'actions [3]

✚ L'Etat Limite Ultime (ELU)

$$ELU : 1,35G_{max} \text{ (ou } 1,0 G_{min} \text{)} + \text{Max} \left\{ 1,60 \text{ Max} \begin{array}{|l} M(A(l)) \\ M(B_c) \\ M(B_t) \\ M(B_r) \end{array} ; 1,35 \text{ Max} \begin{array}{|l} M_{c120} \\ D \\ E \end{array} \right\} + 1,60 \times \text{trottoir}$$

✚ L'Etat Limite de Service (ELS)

$$ELS : (G_{max}; G_{min}) + \text{Max} \left\{ 1,20 \text{ Max} \begin{array}{|l} M(A(l)) \\ M(B_c) \\ M(B_t) \\ M(B_r) \end{array} ; \text{Max} \begin{array}{|l} M_{c120} \\ D \\ E \end{array} \right\} + \text{trottoir}$$

CONCLUSION PARTIELLE

La collection, les actions de calcul, les combinaisons d'actions des Eurocodes et des Fascicules ont été exposées tout au long de ce chapitre. A travers cela on constate des similitudes au niveau des surcharges à savoir la surcharge A(l) et UDL, le système Bt ou Bc et TS, le système Br et LM2. Il faut noter également que les deux normes ont une surcharge militaire Mc 120 avec un coefficient de majoration différent.

Dans le prochain chapitre les efforts extrêmes seront évalués à partir des lignes d'influences et des coefficients de répartition transversale.

Chapitre IV. ÉTUDE DU TABLIER

INTRODUCTION

Un véhicule circulant sur un pont routier représente un exemple de charges mobiles appliquées à des structures. Dans ces structures, les efforts internes varient en fonction de la position de la charge mobile. Par conséquent, il est essentiel de déterminer la position de la surcharge mobile afin d'identifier si l'effort sera maximal ou minimal. Les lignes d'influences sont fondamentales pour déterminer les valeurs extrêmes (maximum et minimum) des effets étudiés. En effet, elles permettent de connaître les positions des essieux qui engendrent les valeurs extrêmes pour les surcharges ponctuelles. Pour les charges réparties, elles permettent de déterminer les zones à charger afin de produire les effets les plus défavorables.

IV.1. LIGNES D'INFLUENCES DES SOLLICITATIONS

Les lignes d'influences sont utilisées pour déterminer les valeurs extrêmes (Maximum et minimum) d'un effet étudié. Elles permettent de connaître les positions des essieux pouvant donner des valeurs extrêmes pour les surcharges ponctuelles, et les zones à charger pour avoir les effets les plus défavorables pour les charges réparties.

IV.1.1. Méthodologie de calcul

Pour la détermination des lignes d'influences des sollicitations (moments fléchissants et efforts tranchants), différents calculs fastidieux ont été mené et ensuite programmé à l'aide de tableurs EXCEL vu la longueur des calculs.

Les résultats obtenus sont assez conséquents avec des tableurs Excel de grandes dimensions. Par conséquent, on ne va pas les présenter dans ce document. Néanmoins, les détails de calculs sont en [annexe 7](#) et l'organigramme de calcul est présenté à la Figure IV-1

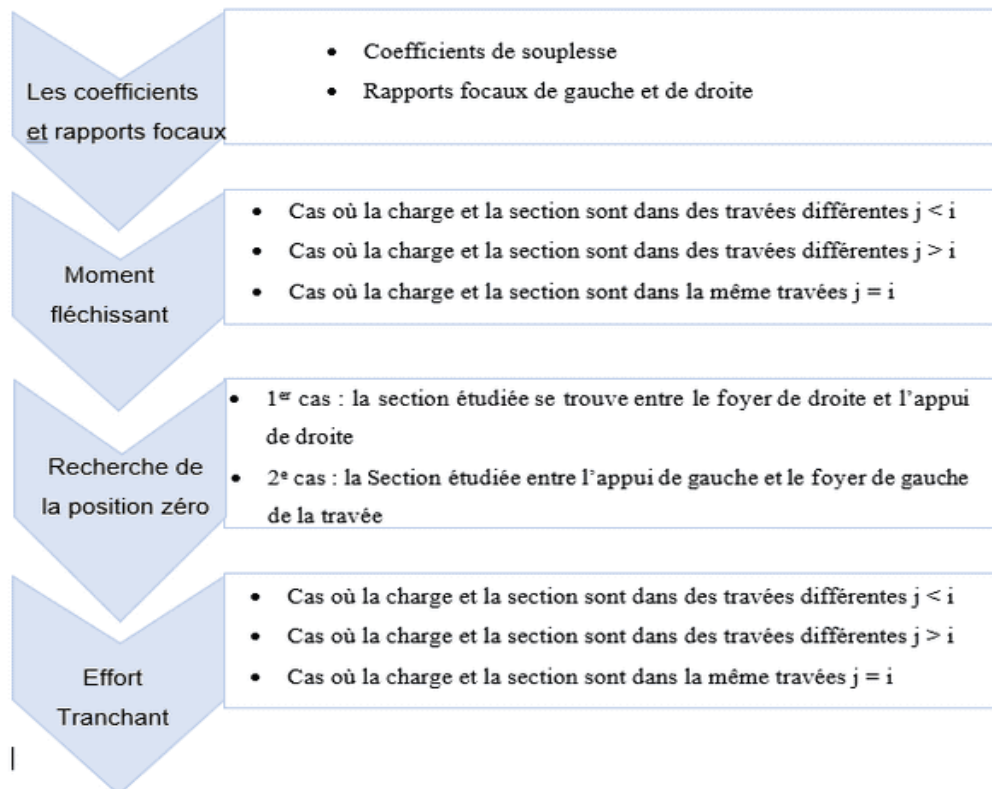


Figure IV-1 : Organigramme du processus de détermination des lignes d'influences

IV.1.2. Détermination des coefficients de souplesse et des rapports focaux

La poutre continue étudiée comporte $n= 5$ travées et $n+1= 6$ appuis simples. Les travées sont numérotées de 1 à 5 et les appuis de 0 à 6. La travée i est délimitée par les appuis $i -1$ et i et a pour portée $l_i = 18m$.

IV.1.2.1. Déterminons les coefficients de souplesse

a_i , b_i et c_i représentent les coefficients de souplesse ou constantes mécaniques de la travée i . Lorsque la poutre est à inertie constante les coefficients de souplesse prennent les valeurs suivantes :

$$a_i = c_i = \frac{l_i}{3EI_i} \text{ et } b_i = \frac{l_i}{6EI_i}$$

Avec L_i : Longueur de la travée i

E : Module d'Young du matériau

IV.1.2.2. Evaluons les rapports focaux de gauche et de droite

Le calcul des rapports focaux de la poutre s'est fait par les expressions suivantes [4] : 1

Rapports focaux de gauche	Rapports focaux de droite
$\varphi_1 = 0$	$\varphi'_n = 0$
$\varphi_2 = \frac{b_2}{c_1 + a_2 - b_1\varphi_1}$	$\varphi'_{n-1} = \frac{b_{n-1}}{c_{n-1} + a_n - b_n\varphi'_n}$
$\varphi_3 = \frac{b_3}{c_2 + a_3 - b_2\varphi_2}$	$\varphi'_{n-2} = \frac{b_{n-2}}{c_{n-2} + a_{n-1} - b_{n-1}\varphi'_{n-1}}$
.....
$\varphi_i = \frac{b_i}{c_{i-1} + a_i - b_{i-1}\varphi_{i-1}}$	$\varphi'_i = \frac{b_i}{c_i + a_{i+1} - b_{i+1}\varphi'_{i+1}}$
.....
$\varphi_n = \frac{b_n}{c_{n-1} + a_n - b_{n-1}\varphi_{n-1}}$	$\varphi'_1 = \frac{b_1}{c_1 + a_2 - b_2\varphi'_2}$

Les coefficients de souplesse et des rapports focaux ont été déterminé à l'aide de tableur EXCEL dont les valeurs obtenues sont dans le Tableau IV-1

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
	L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅
Portées (m)	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
Coefficients de souplesse					
	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
El x a _i	6,0000	6,0000	6,0000	6,0000	6,0000
El x b _i	3,0000	3,0000	3,0000	3,0000	3,0000
El x c _i	6,0000	6,0000	6,0000	6,0000	6,0000
Rapports focaux					
	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
de gauche φ _i	0,0000	0,2500	0,2667	0,2679	0,2679
de droite φ' _i	0,2679	0,2679	0,2667	0,2500	0,0000

Tableau IV-1 :recapulatif des coefficients de souplesse et des rapports focaux

Les effets étudiés dans ce rapport sont : le moment fléchissant, l'effort tranchant. Par ailleurs ; plusieurs cas peuvent alors se présenter en fonction de la position de la section étudiée et de celle de la charge unitaire. Ces cas et expressions sont examinés ci-dessous.

IV.1.3. Cas et expressions de la ligne d'influence du moment fléchissant [4]

L'objectif est de déterminer l'expression du moment fléchissant dans une section Σ d'abscisse x de la travée i , lorsqu'une charge unitaire parcourt toute la poutre afin de déterminer la ligne d'influence du moment fléchissant. Trois cas dépendant des positions relatives de la section et de la charge unitaire permettent de couvrir toutes les possibilités, à savoir : le cas où la charge et la section sont dans des travées différentes : $j < i$; le cas où la section et la charge sont dans des travées différentes : $j > i$ et le cas où la section et la charge sont dans la même travée $j = i$. Le principe est de faire des sections dans une travée donnée i et de faire parcourir une charge unitaire sur toute la poutre en relevant à chaque fois le moment qu'elle crée dans cette section. L'expression du moment fléchissant $M_i^t(x, \alpha)$ dans la section Σ d'abscisse x de la travée i est donnée par[5] :

$$M_i^t(x, \alpha) = \mu_i(x, \alpha) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \cdot \frac{x}{L_i}$$

Où : $\mu_i(x, \alpha)$ est le moment fléchissant dans la section d'abscisse x de la travée i rendue isostatique. Pour le calcul de dans la section Σ d'abscisse x de la travée i , deux cas sont à examiner

$$\text{Avec, } \mu_i(x, \alpha) = \begin{cases} \alpha \cdot \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) & \text{si } \alpha \leq x \\ \left(1 - \frac{\alpha}{L_i}\right) \cdot x & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

Il faut noter aussi que si la travée i n'est pas chargée, $\mu_i(x, \alpha) = 0$.

Tableau IV-2 : les coefficients pour le calcul des lignes d'influence du moment fléchissant

	$a_e = -\Phi'_j(1 + \varphi_j)$	$a_w = \Phi_j(1 + \varphi'_j)$		
	$b_e = 3\Phi'_j\varphi_j l_j$	$b_w = -3\Phi_j l_j$		
	$c_e = \Phi'_j(1 - 2\varphi_j)l_j^2$	$c_w = -\Phi_j(\varphi'_j - 2)l_j^2$		
	$j < i$	$j = i$		
		$\alpha < x$	$\alpha > x$	
a	$\left[\left(1 - \frac{x}{l_i}\right)\theta_j^{i-1} + \frac{x}{l_i}\theta_j^i\right] a_e$	$\left(1 - \frac{x}{l_i}\right)a_w + \frac{x}{l_i}a_e$	$\left(1 - \frac{x}{l_i}\right)a_w + \frac{x}{l_i}a_e$	$\left[\left(1 - \frac{x}{l_i}\right)\Omega_{j-1}^{i-1} + \frac{x}{l_i}\Omega_{j-1}^i\right] a_w$
b	$\left[\left(1 - \frac{x}{l_i}\right)\theta_j^{i-1} + \frac{x}{l_i}\theta_j^i\right] b_e$	$\left(1 - \frac{x}{l_i}\right)b_w + \frac{x}{l_i}b_e$	$\left(1 - \frac{x}{l_i}\right)b_w + \frac{x}{l_i}b_e$	$\left[\left(1 - \frac{x}{l_i}\right)\Omega_{j-1}^{i-1} + \frac{x}{l_i}\Omega_{j-1}^i\right] b_w$
c	$\left[\left(1 - \frac{x}{l_i}\right)\theta_j^{i-1} + \frac{x}{l_i}\theta_j^i\right] c_e$	$\left(1 - \frac{x}{l_i}\right)c_w + \frac{x}{l_i}(c_e - 1) + 1$	$\left(1 - \frac{x}{l_i}\right)c_w + \frac{x}{l_i}(c_e - 1)$	$\left[\left(1 - \frac{x}{l_i}\right)\Omega_{j-1}^{i-1} + \frac{x}{l_i}\Omega_{j-1}^i\right] c_w$
d	0.00	0.00	X	0.00

IV.1.4. Recherche de la position des zéros d'une ligne d'influence

Dans les cas courants les zéros des lignes d'influence se situent sur les appuis ; néanmoins il existe deux cas dans lesquels la ligne d'influence s'annule en travée. Il s'agit des cas où la section étudiée se trouve entre le foyer de droite et l'appui de droite, et entre l'appui de gauche et le foyer de gauche de la travée.

ABSCISSES DES FOYERS DE LA TRAVÉE					
	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5
Foyer de gauche	0,000	3,600	3,789	3,803	3,804
Foyer de droite	14,196	14,197	14,211	14,400	18,000

Tableau IV-3 : Récapitulatif de la position des zéros de la ligne d'influence

IV.1.5. Les cas et expressions de la ligne d'influence de l'effort tranchant [5]

L'objectif est de déterminer l'expression de l'effort tranchant dans une section Σ d'abscisse x de la travée i , lorsqu'une charge unitaire parcourt toute la poutre afin de déterminer la ligne d'influence de l'effort tranchant. Les notations restent les mêmes que pour la détermination de la ligne d'influence du moment fléchissant. Entre autres, i représente le numéro de la travée qui contient la section de calcul et j le numéro de la travée qui porte la charge.

L'expression de l'effort tranchant $T_i^t(x, \alpha)$ dans la section Σ d'abscisse x de la travée i est donnée par :

$$T_i^t = \tau_i^t(x, \alpha) + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$$

Où : $\tau_i^t(x, \alpha)$ est l'effort tranchant dans la section d'abscisse x de la travée i rendue isostatique

$$\text{Avec : } \tau_i^t(x, \alpha) = \begin{cases} -\frac{\alpha}{L_i} & \text{si } \alpha \leq x \\ 1 - \frac{\alpha}{L_i} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

$\tau_i^t(x, \alpha) = 0$, quand la travée i n'est pas chargée

Comme $M_i^t(x, \alpha)$, $\tau_i^t(x, \alpha)$ est aussi une fonction cubique α

$$\tau_i^t(x, \alpha) = a x^3 + b x^2 + c \alpha$$

Tableau IV-4 : les coefficients pour le calcul des lignes d'influence de l'effort tranchant

	$a_e = -\Phi'_j(1 + \varphi_j)$			$a_w = \Phi_j(1 + \varphi'_j)$
	$b_e = 3\Phi'_j\varphi_j l_j$			$b_w = -3\Phi_j l_j$
	$c_e = \Phi'_j(1 - 2\varphi_j)l_j^2$			$c_w = -\Phi_j(\varphi'_j - 2)l_j^2$
	$j < i$	$j = i$		$j > i$
		$\alpha < x$	$\alpha > x$	
a	$a = \frac{\theta_j^i - \theta_j^{i-1}}{l_i} a_e^j$	$a = \frac{a_e^j - a_w^j}{l_i}$	$A = \frac{a_e^j - a_w^j}{l_i}$	$a = \frac{\Omega_{j-1}^i - \Omega_{j-1}^{i-1}}{l_i} a_w^j$
b	$b = \frac{\theta_j^i - \theta_j^{i-1}}{l_i} b_e^j$	$b = \frac{b_e^j - b_w^j}{l_i}$	$B = \frac{b_e^j - b_w^j}{l_i}$	$b = \frac{\Omega_{j-1}^i - \Omega_{j-1}^{i-1}}{l_i} b_w^j$
c	$c = \frac{\theta_j^i - \theta_j^{i-1}}{l_i} c_e^j$	$c = \frac{c_e^j - c_w^j - 1}{l_i}$	$C = \frac{c_e^j - c_w^j - 1}{l_i}$	$c = \frac{\Omega_{j-1}^i - \Omega_{j-1}^{i-1}}{l_i} c_w^j$
d	0.00	0.00	1	0.00

IV.2. COEFFICIENT DE REPARTITION TRANSVERSALE

La détermination du moment fléchissant et de l'effort tranchant d'un tablier peut être réalisée à l'aide des lignes d'influence, quelle que soit l'abscisse x le long du tablier. Cependant, un défi se pose : comment répartir ce moment et cet effort entre les différentes poutres ? Autrement dit, comment connaître les valeurs des sollicitations dans chaque poutre ? Plusieurs méthodes ont été proposées pour répondre à cette question, parmi lesquelles figure celle de Guyon-Massonnet. Cette méthode permet de calculer un coefficient correctif appelé « Coefficient de Répartition Transversale (CRT).

La méthode de calcul pour la détermination des CRT des surcharges des deux normes définies est en [annexe 8](#). Les résultats des différents paramètres nécessaire à la détermination des CRT ont été résumé au Tableau IV-5

	Paramètres	Calculs
Calcul des paramètres fondamentaux	b_0 : distance entre axe des poutres ;	$b_0 = b_1 = 2,5m$ Et on a :04 poutres.
Moment d'inertie de flexion et de torsion	Poutres (m^4)	<ul style="list-style-type: none"> ▪ $\gamma_p = k_p \frac{E}{2b_1} = 1,669. 10^{-3} E$ ▪ $\rho_p = \frac{I_p \times E}{b_0} = 1,669. 10^{-3} E$
	Entretoises (m^4)	$\gamma_E = \rho_E = \frac{h_d^3}{12} = 6,67. 10^{-4} E$
Calcul du paramètre de torsion et d'entretoisement	Paramètre de torsion α	$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \rho_E}} = 0,15$
	Paramètre d'entretoisement θ	$\theta = \frac{b}{4} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = 0,73$

Tableau IV-5 :récapulatif des paramètres pour la détermination des CRT

On a : $\theta = 0,73 > 0,3 \Rightarrow$ ainsi la méthode de Guyon Masonnet est adopté.

Remarque : La valeur du module de Young, notée E, se simplifie. Il n'est donc pas nécessaire de la connaître.

IV.2.1. Ligne d'influence K pour les poutres

Pour se faire nous faire des interpolations avec α et θ dans un premier temps. Ensuite nous avons utiliser les valeurs de K que donnent les tableaux de Guyon Massonet. Enfin on effectue une derrière interpolation sur θ [6]. On a, les résultats suivants :

Poutre intermédiaire

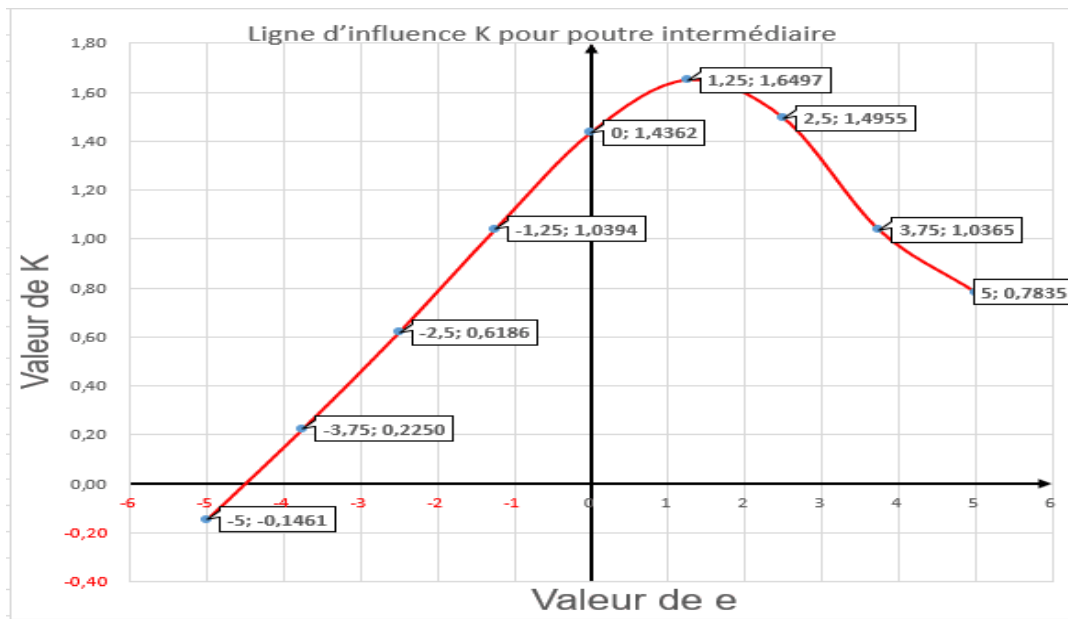
$\theta=0,73$									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	-5	-3,75	-2,5	-1,25	0	1,25	2,5	3,75	5
K	-0,1461	0,2250	0,6186	1,0394	1,4362	1,6497	1,4955	1,0365	0,7835

Tableau IV-6 : Valeur de coefficient K pour poutre intermédiaire

Position de la poutre intermédiaire

$Y=1,25 \text{ m}$ et $b = 5m$ $y = \frac{1,25}{5} b = 0,25 b$

Figure IV-2 : Ligne d'influence K pour poutre intermédiaire



Poutre de rive

$\theta=0,73$									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	-5	-3,75	-2,5	-1,25	0	1,25	2,5	3,75	5
$K_{\theta=0,73}$	-0,3415	-0,1570	-0,0056	0,2250	0,7449	1,3502	2,0743	2,8574	3,5967

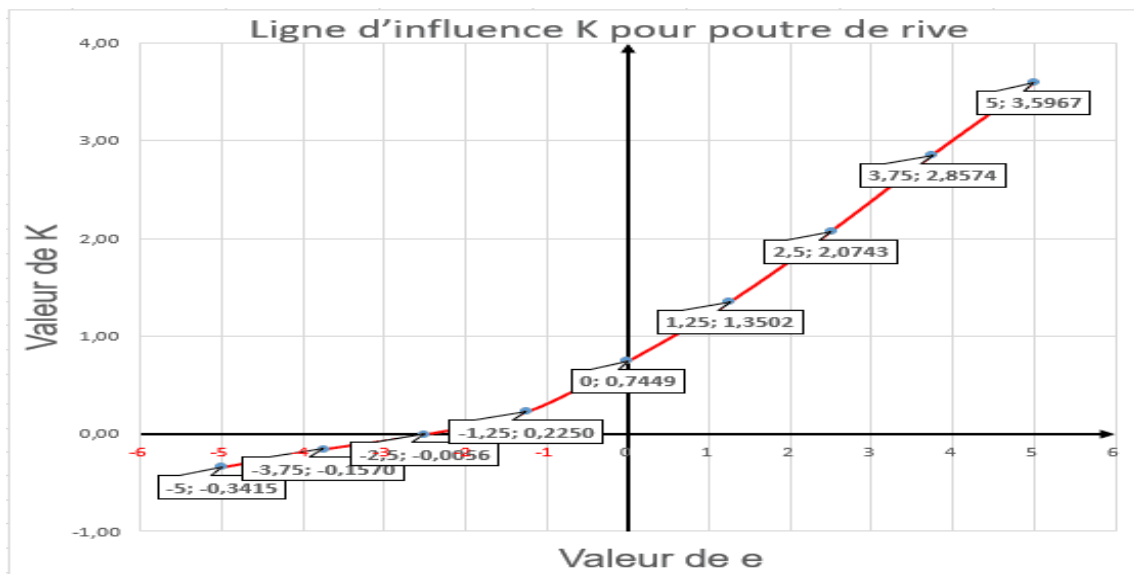
Tableau IV-7 : Valeur de coefficient K pour poutre de rive

Position de la poutre de rive

Y=3,75 m et b = 5m

$$y = \frac{3,75}{5} b = 0,75 b$$

Figure IV-3 : Ligne d'influence K pour poutre de rive



IV.2.2. Résultats des CRT pour les poutres

✚ Valeurs des CRT pour les poutres dû aux charges du F61-T.II

Valeurs CRT plus défavorables		
Charge	Poutre intermédiaire	Poutre de rive
A(l)	0,365	0,294
Bc	0,693	0,716
Bt	0,654	0,666
Br	0,338	0,714
Mc 120	0,66	0,652
Convoi D	0,33	0,32
Convoi E	0,33	0,32
qtr(Trottoir)	0,24	0,74
En gras les valeurs de CRT produisant les effets les plus défavorables		

Tableau IV-8 : recapulatif des CRT pour les poutres suivant le F61-T.II

✚ Valeurs des CRT pour les deux poutres dû aux charges de l' EC 1.

Valeurs CRT plus défavorables		
Charge	Poutre intermédiaire	Poutre de rive
UDL	0,365	0,294
TS	0,693	0,697
LM2	0,376	0,562
LM3	0,376	0,562
Mc 120	0,66	0,652
qtr(Trottoir)	0,24	0,74
En gras les valeurs de CRT produisant les effets les plus défavorables		

Tableau IV-9 : recapulatif des CRT pour les poutres suivant l' EC2

Ainsi ; on opte pour les valeurs les plus défavorables pour le calcul d'une poutre unique. De cette manière, toutes les poutres auront le même ferrailage.

IV.3. CALCUL DES EFFORTS EXTREMES SELON LES EUROCODES ET LE FASCICULE 61-TITRE II

Le calcul des efforts extrêmes des poutres continues est très complexe et nous l'avons fait avec plusieurs tableurs Excel en prenant en compte les charges de l'Eurocode 1 et du fascicule 61-Titre II. On présentera par la suite les différentes méthodes de calcul que nous avons utilisé pour déterminer ces efforts extrêmes qui sont présentés en [annexe 11](#).

Le calcul des efforts extrêmes s'est déterminé suivant deux cas à savoir : le cas des charges reparties et le cas des charges ponctuelles. La procédure reste inchangée que ce soit pour les charges du Fascicule 61 que pour les charges de l'Eurocode.

IV.3.1. Recherche du moment fléchissant extrême [4]

✚ Les charges permanentes

Pour les charges permanentes, la zone chargée couvre toute la longueur du pont. Il suffit pour déterminer l'effet induit dans une section Σ d'abscisse x de calculer l'intégrale :

$$M(x) = \int_0^L p(\alpha) f(x, \alpha) d\alpha$$

Où L est la longueur du pont

Puisque, l'ouvrage étudiée est à inertie constante, l'intensité de charge $p(\alpha)$ est constante ($p(\alpha) = p = \text{cste}$). L'expression de $M(x)$ s'en trouve alors très simplifiée : $M(x) = p \int_0^L f(x, \alpha) d\alpha$

Avec, $\int_0^L f(x, \alpha) d\alpha$ étant l'aire totale de la ligne d'influence de l'effet étudié.

✚ Les surcharges A(l) pour F61 et UDL pour EC

Pour les surcharges A(l) ou les surcharges UDL, les zones à charger doivent avoir pour limites les zéros des lignes d'influence, il faut donc prendre en compte les zéros des lignes d'influences que nous avons calculés. L'expression de l'effet extrême recherchée dans une section Σ d'abscisse x est : $M(x) = p \int_0^L f(x, \alpha) d\alpha$

Les zones chargées seront les zones de valeurs de ligne d'influence négatives pour la recherche de moment minimum et les zones de valeurs positives pour la recherche de moment maximum.

✚ Les surcharges des trottoirs

Pour le calcul de l'effet maximum : $M_{max}(x) = p \Sigma S^+$

Et pour le calcul de l'effet minimum : $M_{min}(x) = p \Sigma S^-$

Où p est l'intensité de la surcharge de trottoirs au mètre linéaire, ΣS^+ et ΣS^- sont respectivement la somme des aires positives et négatives de la ligne d'influence de l'effet étudié. De plus, il faut charger toutes les zones de valeur négative pour la recherche du minimum et toutes les zones de valeur positive pour la recherche du maximum.

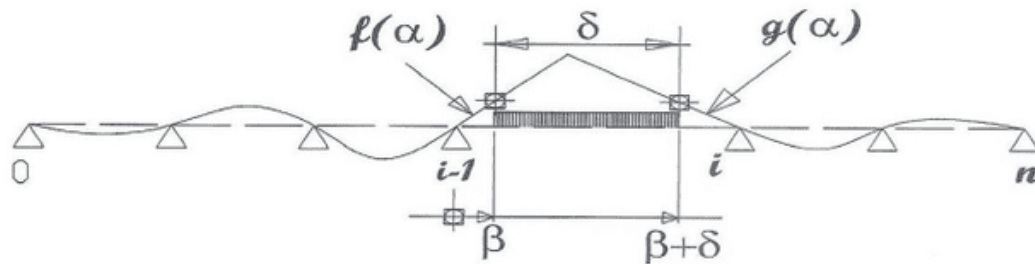
✚ Les surcharges partiellement réparties (Mc 120, types D et E)

Pour ces surcharges, on démontre que l'effet extrême est obtenu lorsque la charge est disposée de telle sorte que l'intensité de la ligne d'influence à l'origine de l'impact de la charge soit égale à l'intensité de la ligne d'influence à la fin de l'impact. Deux cas sont possibles à savoir :

- Cas où la charge et la section étudiée sont dans la même travée ($i=j$)

Les fonctions d'influence du moment fléchissant sont des fonctions cubiques et la ligne d'influence comporte deux branches dans la travée contenant la section :

Figure IV-4 : effort extrême des charges partiellement réparties ($i=j$)



δ : longueur de l'impact de la charge;

β : abscisse de l'origine de cet impact ;

$\beta+\delta$: abscisse de la fin de l'impact. Par conséquent la condition donnant l'effet maximum énoncée plus haut se traduit par l'égalité suivante : $f(\beta) = g(\beta + \delta)$

Cette égalité conduit à une équation du second degré en β . On résout donc équation pour déterminer β . L'abscisse β étant connue, on calcule ensuite l'aire de la ligne d'influence du moment fléchissant en x sur la zone d'application de la charge par l'expression suivante :

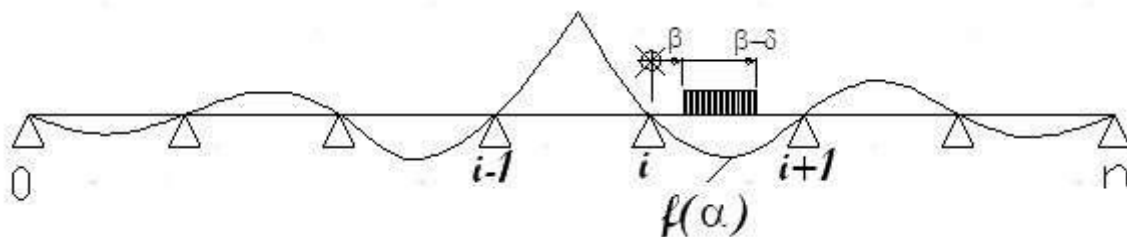
$$S_{(\delta)} = \int_{\beta}^x f(\xi)d\xi + \int_x^{\beta+\delta} g(\xi)d\xi$$

L'intégrale est facile à calculer puisque les fonctions $f(\xi)$ et $g(\xi)$ sont des fonctions cubiques.

- Cas où la charge et la section sont dans des travées différentes ($i \neq j$)

On remarque que ce cas est équivalent au précédent lorsque la fonction $g(\alpha)$ est remplacée par la fonction $f(\alpha)$. Dans ce cas aussi, la fonction d'influence est une fonction cubique.

Figure IV-5 : effort extrême des charges partiellement réparties ($i \neq j$)



La condition énoncée donnant l'effet maximum plus haut se traduit par l'égalité suivante :

$$f(\beta) = f(\beta + \delta)$$

L'abscisse β étant connu, on calcule ensuite l'aire de la ligne d'influence du moment fléchissant en x sur la zone d'application de la charge par l'expression suivante : $S_{(\delta)} = \int_{\beta}^{\beta+\delta} f(\xi)d\xi$

N.B : le raisonnement est le même que ce soit la recherche de l'effet maximum ou minimum c'est-à-dire que l'on charge une zone de valeurs positives ou une zone de valeurs négatives de la ligne d'influence.

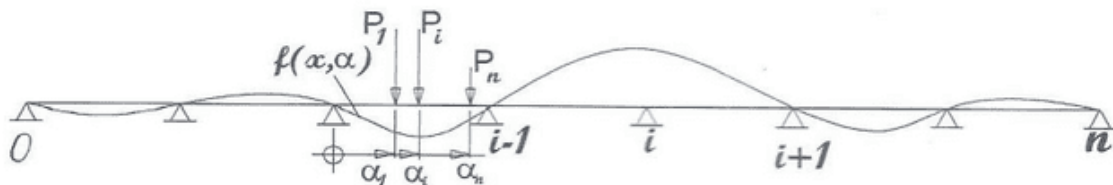
✚ Cas des charges ponctuelles

Il s'agit dans ce cas, de trouver la position de des convois composés de n essieux (n = 6 au maximum pour les camions Bc, n=4 pour FLM3) permettent de maximiser ou de minimiser le moment $M(x)$ dans chaque section. Cet effet est calculé par la fonction ci-dessous :

$$M(x) = \sum_{i=1}^n P_i f(x, \alpha_i)$$

Où P_i est l'intensité de l'essieu et $f(x, \alpha_i)$ la valeur de la ligne d'influence à la position α_i de l'essieu. La figure ci-dessous définit les paramètres utilisés.

Figure IV-6 : efforts extrêmes, cas des charges ponctuelles



▪ Cas où les essieux et la section étudiée sont dans la même travée (i = j)

✚ Moments maximums

Le moment maximum est obtenu lorsque l'un des essieux est placé sur le « pic » de la ligne d'influence à l'abscisse x, au droit de la section étudiée.

○ Charges Bt et tandem TS

Pour appliquer cette méthode aux tandems Bt, TS, Br, il y'a deux essais à faire :

- ✓ Pour le premier essai, il faut disposer un essieu sur le « pic » de la ligne d'influence et l'autre à gauche ;
- ✓ Et pour le deuxième essai, il faut disposer un essieu sur le « pic » de la ligne d'influence et l'autre à droite.

On l'adapte pour Br et LM2.

○ Charge Bc ou TS également

Pour les camions Bc ou tandem TS, plusieurs cas sont à examiner. Il faut en effet positionner successivement chaque essieu sur le « pic ». Par conséquent, il y aura autant de cas que d'essieux. Mais en plus de cela, il faut examiner les deux sens de circulation des camions : les circulations Gauche-Droite puis Droite-Gauche

✚ Moments minimums

Le moment minimum est obtenu lorsqu'on charge les parties négatives de la ligne d'influence.

- Charges Bt et tandem TS

Il faut pour obtenir le moment minimum extrême, déplacer les essieux du tandem sur l'une des surfaces négatives de la ligne d'influence puis calculer les moments et retenir le moment minimum extrême.

On l'adapte pour Br et LM2.

- Charge Bc ou tandem TS également

Il faut pour obtenir le moment minimum extrême, charger une surface des surfaces négative de la ligne d'influence avec deux camions et calculer les moments. Ensuite, il faut charger deux surface négative chacune avec un camion et calculer les moments. Enfin, comparer les moments obtenus lorsqu'on a chargé une travée et lorsqu'on en a chargé deux et choisir le moment minimum extrême.

Les calculs se font dans les deux sens (droite-gauche et gauche-droite).

- Cas où les essieux et la section étudiée sont dans des travées différentes ($i \neq j$)

- ✦ Moments maximums

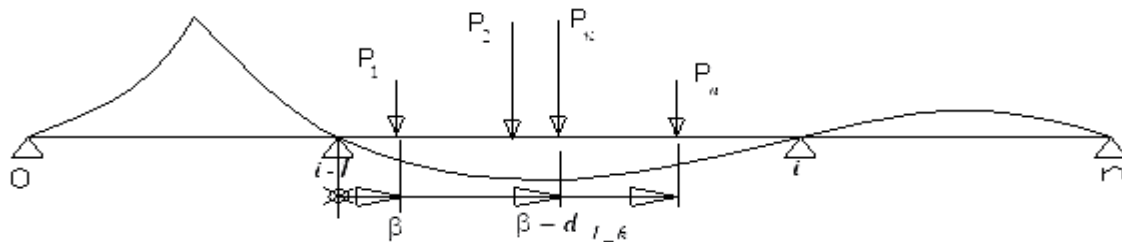
Le principe est de charger la surface positive de la ligne d'influence autre que celle où il y'a le « pic » et de calculer le moment. On calcule l'effort extrême en x par la formule suivante :

$$M(x) = \sum_{k=1}^n p_k [a(\beta + d_{1k})^3 + b(\beta + d_{1k})^2 + c(\beta + d_{1k})]$$

Avec :

β : position du premier essieu ;

d_{1k} : la distance entre le premier essieu et l'essieu P_k .



Notons que : Dans le cas des camions Bt , TS , Br , LM2 on charge une seule surface positive avec un tandem. Dans le cas des camions Bc on charge d'abord 2 camions sur une même surface positive puis on charge un camion sur deux surfaces différentes.

- ✦ Moments minimums

La règle est la même que pour le moment maximum sauf que pour le moment minimum c'est plutôt les surfaces négatives qu'on charge.

IV.3.2. Recherche de l'effort tranchant extrême

L'effort tranchante extrême est calculé de la même manière que le moment fléchissant extrême.

CONCLUSION PARTIELLE

Une fois cette longue et laborieuse étude terminée, les moments et les efforts extrêmes (maximum et minimum) des charges ponctuelles et réparties ont été identifiés, conformément à l'Eurocode 1 et au Fascicule 61-Titre II. Au long de ce chapitre, on constate que les CRT et les moments extrêmes obtenus avec les charges du Fascicule 61-Titre II sont supérieurs à celles de l'Eurocode 1.

Ainsi, on va commencer l'analyse comparative des deux normes dans le prochain chapitre.

Chapitre V. ANALYSE COMPARATIVE ET MULTICRITERE DES DEUX NORMES

INTRODUCTION

Dans ce chapitre, une comparaison sera menée en commençant par les caractéristiques de la chaussée passant par l'évaluation des surcharges d'exploitation et en concluant par une analyse comparative. De plus, afin de pouvoir établir des comparaisons pertinentes entre ces deux normes, nous avons effectué des études laborieuses pour le dimensionnement puis pour les vérifications des éléments poutres, dalle ou hourdis, entretoises selon **les Eurocodes** dont les détails sont en **annexe 9** et selon **le Fascicules** dont les détails sont **annexe 10**.

V.1. HYPOTHESES ET METHODES DE CALCUL DES DEUX NORMES

V.1.1. Hypothèses de calcul

a. Caractéristique des voies

Ce tableau montre les résultats obtenus pour la largeur chargeable et le nombre de voies selon les deux normes.

	FASCICULE 61	EUROCODE 1
Classe de pont	1 ^{ère} classe	2 ^{ème} classe
Largeur roulable	7,5m	7,5 m
Largeur chargeable	7,5 m	
Nombre de voies	2 voies	2 voies + 1 Aire résiduelle
Largeur d'une voie	3,75 m	3 m chacune et 1,5 m pour l'air résiduelle

Tableau V-1 : Comparaison des Caractéristiques entre Fascicules et Eurocodes

Commentaires :

- Le Fascicule 61-Titre II, tient compte de la largeur roulable pour définir la classe du pont contrairement à l'Eurocode qui se base sur la classe du trafic.
- Il faut souligner que la 2^{ème} classe de l'Eurocode est l'équivalent de la 1^{ère} classe du Fascicule 61-Titre II.
- Contrairement à ce que mentionne le Fascicule 61-Titre II, L'Eurocode ne distingue plus la Largeur roulable (L_r) et la largeur chargeable (L_c). En effet, pour ce dernier, La largeur roulable devient la largeur de chaussée qui correspond à la distance entre les faces intérieures des dispositifs de sécurité.

b. Les surcharges

Les surcharges routières ont presque complètement changé d'une norme à une autre. Toutefois, on a toujours des charges uniformes et essieux tandem, même si, les modalités d'application sont différentes.

FASCICULE 61-Titre II					EUROCODE				
		Coef 1	Coef 2	Charge		Coef		Charge	
A(I)	V2	a ₁ :1,00	a ₂ :0 ,93	13,299 KN/m ²	UDL	V 1	0,7	-	6,3 KN/m ²
						V 2	1	-	2,5 KN/m ²
						A. R	1	-	2,5 KN/m ²
Bt	-	bt=1	δ =1,12	179,2 KN	TS	V 1	0,9	-	270KN
						V 2	0,8	-	160KN
Br	-	-	δ =1,09	109 KN	LM2	-	0,8	-	360 KN
Bc	-	Bc=1,1	δ =1,15	EAV	75,9 KN	Equivalent également à Ts			
				EAR	151,8 KN				
Mc 120		-	δ =1,15	103,69KN/m ²	Mc 120	-	1,15	-	103,69KN/m ²
D		-	-	1400KN					
E		-	-	2000KN					

Tableau V-2 :Tableau des surcharges selon les deux normes[7]

Commentaires :

- On a inclus les surcharges qu'on juge plus ou moins équivalentes entre le Fascicule 61-Titre II et l'Eurocode 1 sur la même ligne.
- On détermine l'intensité de ses surcharges en fonction de la classe de l'ouvrage, mais il existe une différence dans la façon dont ces surcharges sont appliquées.
- Selon le Fascicule 61-Titre II, la charge A(I) de la voie 2 correspond à l'ensemble des charges appliquées sur la voie 1 et la voie 2 de notre ouvrage. Tandis que selon l'Eurocode 1, les charges mentionnées sont en fonction de la voie affectée.
- Selon l'Eurocode 1, la charge répartie UDL n'a pas une intensité uniforme sur toute la largeur de chaussée contrairement à la charge répartie A(I) du Fascicule 61-Titre II, qui

a une même intensité sur toute la largeur de la chaussée donc l'intensité de la charge répartie est plus faible aux Eurocodes.

- Pour TS un seul tandem est censé circuler sur une voie conventionnelle comme pour système Bt ou Bc. La charge TS est appliquée avec une intensité différente sur chaque voie conventionnelle contrairement au système Bt ou Bc.
- Quant au modèle LM2, il est presque similaire au système Br. Cependant, le système Br est une roue isolée tandis que le modèle LM2 est un essieu unique. Tous deux peuvent être appliqués en un point quelconque de la chaussée.
- Les surcharges sur les trottoirs de l'Eurocode 1 ne sont pas appliquées avec toutes les surcharges roulables comme pour le Fascicule 61-Titre II. Les applications dépendent des combinaisons d'actions.

c. Coefficient de Majoration dynamique

Les coefficients de majorations sont différents d'une norme à une autre. De plus tous les surcharges ne sont pas affectées par ce coefficient. Nous vous présentons leur formule :

FASCICULE 61 -Titre II	EUROCODE 1
$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}}$	$\delta = 1 + \frac{0,7}{1 + 0,2L}$

Tableau V-3 : Coefficient de majoration des deux normes

Commentaires :

- Pour l'Eurocode 1, la prise en compte de la charge militaire Mc 120 exclut désormais la charge permanente et la charge maximale. Pour les autres cas, δ est déjà intégrée dans les valeurs.
- Pour le Fascicule 61-Titre II, il est appliqué aux systèmes B, à la charge militaire Mc 120 mais pas aux charges exceptionnelles D et E.

d. Combinaison d'action

	FASCICULE 62-TITRE I -S1 91/99 modifié	EC 1
ELU	$1,35G_{max} \text{ (ou } 1,0 G_{min}) +$ $\text{Max} \left\{ 1,60 \text{ Max} \begin{array}{l} M(A(l)) \\ M(B_c) \\ M(B_t) \\ M(B_r) \end{array} ; 1,35 \text{ Max} \begin{array}{l} M_{c120} \\ D \\ E \end{array} \right\}$ $+ 1,60 \times \text{trottoir}$	<ul style="list-style-type: none"> • $1,35G_{k;sup}$ (ou $1,0G_{k;inf}$) + $(1,0$ ou $0)S + 1,35(UDL_k + TS_k + q_{fk})$ • $1,35G_{k;sup}$ (ou $1,0G_{k;inf}$) + $1,35M_c 120$
ELS	$(G_{max}; G_{min})$ $+ \text{Max} \left\{ 1,20 \text{ Max} \begin{array}{l} M(A(l)) \\ M(B_c) \\ M(B_t) \\ M(B_r) \end{array} ; \text{Max} \begin{array}{l} M_{c120} \\ D \\ E \end{array} \right\}$ $+ \text{trottoir}$	<ul style="list-style-type: none"> • Combinaisons caractéristiques $G_{k;sup}$ (ou $G_{k;inf}$) + $(1,0$ ou $0)S$ + $(UDL_k + TS_k + q_{fk})$ + $M_c 120$ • Combinaisons fréquentes $G_{k;sup}$ (ou $G_{k;inf}$) + $(1,0$ ou $0)S$ + $(0,75 TS_k + 0,4 UDL_k)$ • Combinaisons quasi-permanentes $G_{k;sup}$ (ou $G_{k;inf}$) + $(1,0$ ou $0)S$

Tableau V-4 :Les combinaisons selon les deux normes

Commentaires :

La différence entre les combinaisons du Fascicule 61-Titre II et de l'Eurocode 1 se trouvent sur la valeur des coefficients. Dans la combinaison fréquente, l'EC 1 affecte deux coefficients distincts sur les surcharges routières. Et enfin à l'ELU le coefficient à affecter aux surcharges d'exploitation est différent.

e. Matériaux

Béton

➤ La valeur de la contrainte de compression change. Pour une valeur de $f_{c28} = f_{ck} = 30\text{Mpa}$

- Au FASCICULE 62-TITRE I -S1, nous avons : $f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \times \gamma_b} f_{cj} =$

17 Mpa

- A l' Eurocode 2, on a : $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = \mathbf{17 Mpa}$

Commentaires : La valeur de la contrainte de compression est identique pour les deux normes. En effet, l'EC 2 défini un coefficient pour les ponts $\alpha_{cc} = 0,85$ identique au coefficient réducteur **0,85 du FASCICULE 62-TITRE I -S1**. De plus, $\gamma_b = \gamma_c = 1,5$.

- Le module d'élasticité sécant de la courbe contrainte-déformation du béton correspond au module de déformation instantané. Avec $f_{c28} = f_{ck} = 30\text{Mpa}$
 - Au FASCICULE 62-TITRE I -S1, nous avons : $E_{i28} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = \mathbf{34179,56\text{ Mpa}}$
 - A Eurocode 2, on a : $E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3} = \mathbf{32837\text{ Mpa}}$
- Le module d'élasticité différé du béton est désormais le module effectif du béton. Sa valeur dépend maintenant d'un coefficient de fluage pour la charge et de l'intervalle considéré, noté $\varphi(\infty, t_0)$, qui lui-même dépend de la classe de résistance du ciment utilisé.
 - Aux FASCICULE 62-TITRE I -S1, nous avons : $E_{v28} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = \mathbf{11496,76\text{ Mpa}}$
 - A l' Eurocode 2, on a : $E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = \mathbf{10945\text{ Mpa}}$

Lorsqu'on arrondi au Gpa, ils sont presque identique.

✚ Acier

Le diagramme contrainte-déformation de l'acier est identique pour le FASCICULE 62-TITRE I -S1 et pour l'Eurocode. Cependant, la valeur de l'allongement maximum ε_{uk} est égal à 10‰ pour le FASCICULE 62-TITRE I -S1 et pour l'Eurocode 2 est définie par rapport au type de barre.

La transition vers l'Eurocode 2 n'a eu aucun impact sur la manière dont les caractéristiques de l'acier sont prises en compte :

$$F_e = f_{yk} = \mathbf{500\text{ Mpa}} ; \rho_s = \mathbf{7850\text{ kg/m}^3} ; E_s = \mathbf{200.000\text{ Mpa}}$$

V.1.2. Méthode de calcul

a. Prise en compte de la fissuration

Le FASCICULE 62-TITRE I -S1 (Béton Armé aux États Limites) et l'Eurocode 2 abordent la question de la fissuration dans les structures en béton, mais avec des approches différentes [1].

	FASCICULE 62-TITRE I -S1 91/99 modifié	EC 2
Limitation de Fissuration	$\sigma < -f_{t28} = -2,4 \text{ Mpa}$	$\sigma < -f_{ctm} = -2,9 \text{ Mpa}$
Analyse	Non-fissurée, En d'autres termes, le béton est impliqué dans toutes les sections transversales afin de déterminer les sollicitations.	Fissurée, C'est-à-dire que l'on néglige la participation du béton dans les sections transversales fissurées pour la détermination des sollicitations ;

Tableau V-5 : Prise en compte de la fissuration selon les deux normes

Commentaire :

- Au FASCICULE 62-TITRE I -S1, on part du fait que le béton n'est pas fissuré car les hypothèses de fissuration sont déjà prises en compte dans les calculs. En effet, on part du principe que la section d'armature qu'on va trouver n'entraînera pas de fissuration de l'ouvrage.
Contrairement à l'Eurocode 2, qui part du fait que le béton est déjà fissuré et on mène des calculs pour connaître le diamètre d'ouverture de la fissuration selon la classe d'exposition.
- On constate que les zones fissurées sont plus étendues avec le FASCICULE 62-TITRE I -S1 qu'à l'Eurocode 2. En effet, la structure est globalement plus sollicitée avec l'Eurocode 2 dans ces zones.

b. Maitrise de la fissuration Eurocode 2

La fissuration doit être maîtrisée pour préserver le bon fonctionnement de la structure et éviter que son aspect soit inacceptable (en tenant compte de la notion d'apparence).

Par ailleurs, la principale nouveauté par rapport au FASCICULE 62-TITRE I -S1 réside dans l'expression de la maîtrise de la fissuration [9] : elle est évaluée à l'aide d'un calcul conventionnel des ouvertures de fissures.

Classes d'exposition	Eurocode 2 (BA)	FASCICULE 62-TITRE I - S1(BA)
	Combinaison quasi permanente de charges	Equivalent
X0, XC1	0,4 mm Pas de limite fixée	Fissuration peu préjudiciable
XC2, XC3, XC4	0,3 mm	Fissuration préjudiciable
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0,2 mm	Fissuration très préjudiciable

Tableau V-6 : Limite de l'ouverture de fissures

Commentaire :

- Pour les classes d'exposition X0 et XC1, l'ouverture des fissures n'a pas d'incidence sur la durabilité. En l'absence de conditions sur l'aspect, cette limite peut être traitée de manière moins stricte.
- Dans l'Eurocode 2, les catégories de fissuration (peu préjudiciable, préjudiciable ou très préjudiciable) sont supprimées. Le principe de l'EC2 consiste à déterminer une limite d'ouverture de fissure en fonction de la classe d'exposition. Ensuite, l'ouverture de fissures est calculée en utilisant l'espacement maximal des fissures et la déformation moyenne de l'armature et du béton sous des combinaisons fréquentes. On vérifie donc que $W_k < W_{max} = 0,3 \text{ mm}$ pour notre projet.

c. Contraintes limites [13]

	FASCICULE 62-TITRE I -S1 91/99 Modifié	Eurocode
Contrainte dans les armatures	$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)\right)$	$\sigma_s \leq 0,8f_{yk}$
Contrainte de compression dans le béton	$\sigma_{b,ELS} \leq 0,6 \times f_{c28}$	-ELS caractéristique $\sigma_c \leq 0,6 \times f_{ck}$ - ELS quasi-permanent $\sigma_c \leq 0,45 \times f_{ck}$
Contrainte de cisaillement	$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \leq \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3f_{t28} \times k)}{0,9 \times f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}$	$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{0,9 \times d \times f_{yd}(\cotg\theta + \cotg\alpha)\sin\alpha}$

Tableau V-7 : Expression des contraintes limites selon les deux normes

Commentaires :

- On constate qu'au niveau de l'Eurocode 2, les contraintes limites sont beaucoup plus grandes par rapport aux contraintes limites avec le FASCICULE 62-TITRE I -S1.
- Le cisaillement de l'EC2 est légèrement plus favorable que celle du FASCICULE 62-TITRE I -S1.

V.1.3. Dimensionnement de la dalle en BA

Au Eurocode 2, on dimensionne les sections à l'ELU et on vérifie les contraintes à l'ELS ce qui n'est pas le cas avec FASCICULE 62-TITRE I -S191/99. Il faut souligner que la vérification des ouvertures de fissures est une nouveauté qu'apporte l'Eurocode 2.

V.2. COMPARAISON ET ANALYSE DES RESULTATS OBTENUS

Cette étude comparative entre les normes de dimensionnement revient à faire un diagnostic et proposer des résultats de comparaison de l'ouvrage selon les critères recherchés. Cette comparaison permettra de connaître les avantages ou les atouts de chaque norme sur la sécurité et le confort des usagers, mais également sur la pérennité de l'ouvrage et la réussite du projet. Dans cette partie, nous allons procéder à l'étude comparative à proprement dite et par la suite faire une analyse multicritère des résultats obtenus.

V.2.1. Analyse des différents critères de comparaison

a. Sollicitation sur le Tablier

Les cas de charges au niveau des deux normes de calcul étant différents il en découle que les sollicitations ne sont pas les mêmes. Par ailleurs, on remarque qu'avec les mêmes caractéristiques les sollicitations obtenues avec les deux normes de calcul sont très différentes. En effet, le pont est moins sollicité avec l'Eurocode 1 qu'avec le Fascicule 61-Titre II, qui est justifié par le Tableau V-8.

Tableau V-8 : Efforts extrêmes selon les deux normes

	EUROCODE 1	FASCICULE 61-Titre II
Moment fléchissant	ELU : 4253,60 KN.m ELS : 3150,82 KN.m	ELU : 5470,63 KN.m ELS : 4262,25 KN.m
Effort tranchant	-70,84 KN	- 73,051 KN

On remarque qu'avec l'Eurocode 1, les efforts sont moins important qu'avec le Fascicule 61-Titre II.

b. Les contraintes

Les efforts engendrent des contraintes qui sont reprises dans la dalle et dans les poutres, ces contraintes doivent être inférieure aux contraintes admissibles pour pouvoir assurer la stabilité de la structure et supporter les charges qui lui sont appliquées.

Tableau V-9 : Résultats des contraintes selon les deux normes

Eurocode 2	FASCICULE 62-TITRE I -S1
$\sigma_c = 16,8 \text{ Mpa} < 18 \text{ Mpa}$ $\sigma_s = 308 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$	$\sigma_{bc} = 4,26 \text{ Mpa} < 18 \text{ Mpa}$ $\sigma_{st} = 257 \text{ Mpa} < 400 \text{ Mpa}$

- Les contraintes admissibles de façon générale au niveau de l'Eurocode 2 sont très grandes par rapport au FASCICULE 62-TITRE I -S1.
- L'écart entre la valeur calculée et la valeur ultime est moins importante avec le FASCICULE 62-TITRE I -S1 que l'EC2. En effet, cela donne un bon résultat de calcul avec le FASCICULE 62-TITRE I -S1 ainsi qu'une bonne marge de calcul au niveau des Eurocodes donc le choix de pouvoir optimiser en diminuant les épaisseurs des sections.

c. Le poinçonnement

La vérification du poinçonnement est d'une importance majeure et très primordial pour la résistance de notre ouvrage pour éviter tout risque d'enfoncement de la structure sous l'effet d'une charge localisée.

Tableau V-10 : Résultats du poinçonnement selon les deux normes

Eurocode 2	FASCICULE 62-TITRE I -S1
$r_{Ed} = 0,2 \text{ Mpa} < r_{Rd,c} = 0,31 \text{ Mpa}$	$q_{elu} = 174,4 \text{ KN} < q_{adm} = 633,6 \text{ KN}$

- L'écart obtenu entre la valeur admissible et la valeur obtenue est plus grande avec le FASCICULE 62-TITRE I -S1 que l'Eurocode 2.
- En effet selon l'Eurocode 2, on a un écart de 0,11 Mpa par rapport à sa valeur ultime (0,31 Mpa) tandis qu'au FASCICULE 62-TITRE I -S1 , on a un écart 459,2 KN par rapport à sa valeur ultime (633,6KN).

d. Vérification ou justification de l'effort tranchant dans la dalle

Les efforts obtenus au niveau des deux normes de calcul sont différents et nécessitent une vérification. Ces vérifications ont pour but de confirmer la résistance de la dalle aux efforts auxquels elle est soumise.

Tableau V-11 : Résultats de l'effort tranchant dans la dalle

Eurocode 2	FASCICULE 62-TITRE I -S1
$V_{Ed} = 74,68.10^{-3}MN < V_{Rd,c} = 0,174MN$	$\tau_u = 0,26 Mpa < \tau_{ul} = 3 Mpa$

Les efforts étant vérifiés au niveau des deux normes de calcul le Fascicule 62-Titre I-S1 nous offrent une plus grande marge de calcul comparé à l'Eurocode 2.

e. Section d'acier de la dalle

Tableau V-12 : Résultats des sections d'aciers de la dalle

Eurocode	FASCICULE 62-TITRE I -S1
6HA20 totalisant 18,85 cm ²	6HA25 totalisant 29,45 cm ²

La quantité d'acier est beaucoup plus élevée avec le FASCICULE 62-TITRE I -S1 qu'avec l'Eurocode 2. On note un écart de 56,23 % de plus au niveau du FASCICULE 62-TITRE I -S1.

V.3. ANALYSE MULTICRITERE

Notre analyse devra répondre principalement à deux grandes attentes qui sont le coût et la sécurité. Pour cela nous allons faire l'évaluation selon plusieurs critères signifiés plus haut. On va dans un premier temps mener une enquête dans le but de déterminer les critères prépondérants en fonction des attentes et affecter les coefficients équivalents. Après avoir mené cette enquête auprès des personnes qualifiées et expérimentées, on a obtenu des pondérations des différents critères de comparaisons considérés en fonction des mentions suivantes :

Echelle	5	4	3	2	1
Mention	Excellent	Très bonne	Bonne	Moyenne	Pas bonne

Tableau V-13 : mention des critères de comparaison

Après avoir défini les pondérations de chaque critère de comparaison, on va par la suite faire l'analyse multicritère de l'ouvrage en se basant sur les pondérations, le poids (%) et les différents résultats obtenus lors de l'étude. Les détails des résultats de l'analyse sont présentés au Tableau V-14 :

Tableau V-14 :Tableau d'analyse multicritère

Normes Critères	Poids	EUROCODE			FASCICULE		
		Commentaire	Note/5	Note pondérée	Commentaire	Note/5	Note pondérée
Contraintes	30 %	La contrainte de calcul s'approche plus de la contrainte limite.	4	1,2	La contrainte de calcul s'éloigne considérablement de la valeur limite.	3	0,9
Poinçonnement	25%	Le poinçonnement calculé est très proche de sa valeur admissible.	3	0,75	La valeur du poinçonnement obtenu est très éloigné de sa valeur admissible.	2	0,5
Justification des efforts	20%	Les moments et efforts tranchants obtenus sont moins important au niveau de l'Eurocode 1.Cela revient à dire que le pont est moins sollicité à l'Eurocode 1.	3	0,6	Au niveau du Fascicule 61-Titre II, les sollicitations sont plus important. En effet, le pont est plus sollicité .	2	0,4
Fissuration	25%	Au Eurocode 2, on se dit que le béton sera fissuré ce qui revient à calculé l'ouverture de cette fissure. En effet, l'ouverture de fissuration obtenue est inférieure à la valeur limite qui dépend de la classe d'exposition.	4	1	Au FASCICULE 62-TITRE I -S1, on part sur le fait que la section d'armature trouvée ne permettra pas à la structure de se fissurer.	3	0,75
TOTAL	100%			3,55			2,55

Analyses :

- Au niveau des contraintes, la contrainte obtenue avec le FASCICULE 62-TITRE I -S1 s'éloigne considérablement de la valeur limite contrairement à l'Eurocode 2.
- Au poinçonnement, le FASCICULE 62-TITRE I -S1 donne une valeur très éloignée de la valeur admissible contrairement à l'Eurocode 2.
- Au niveau des sollicitations, le pont est moins sollicité à la Eurocode 1 contrairement au FASCICULE 61-TITRE II.
- Au niveau de la fissuration, l'Eurocode 2 est beaucoup plus précis par rapport au FASCICULE 62-TITRE I -S1. On parle de maîtrise de fissuration.

Commentaires :

Pour pouvoir tirer bonne partie de ces analyses et tirer une excellente conclusion, on va mener plusieurs réflexions à savoir :

✚ Première réflexion : Sécurité, optimisation, coût

L'ensemble de ces critères considérés constituent notre aspect sécurité. En effet, on retient qu'au niveau sécurité le Fascicule 62-Titre 1- S1 apporte une sécurité plus importante par rapport à l'Eurocode 2 en matière de contraintes, déformations, poinçonnement, cisaillement et justification des efforts en se basant sur les résultats obtenus au Tableau V-14 . De façon plus explicite, on peut noter que pour :

➤ **Les Fascicules**

- En matière de sécurité, les Fascicules offrent une marge de sécurité très large comparée aux Eurocodes car les valeurs obtenues sont éloignées des valeurs limites et admissibles. Cela s'explique par le fait que les Fascicules utilisent des coefficients de sécurité plus élevées. A l'époque de leur rédaction, la connaissance des matériaux et techniques de construction n'était pas aussi avancée qu'aujourd'hui. Ainsi, pour pallier à cette incertitude, les concepteurs des Fascicules ont adopté des marges de sécurité plus importantes pour garantir la fiabilité des structures.
- En matière de coût, cette large marge de sécurité des fascicules conduit à des coûts de construction plus élevées. En effet, cette large marge de sécurité implique l'emploi de quantités de béton et d'acier, ce qui augmente non seulement le coût des matériaux, mais aussi celui de la main-d'œuvre et du transport.

➤ **Les Eurocodes**

- Les Eurocodes, quant à eux, sont le fruit de l'évolution scientifique et technique récente. Ils intègrent une connaissance plus fine des matériaux, des techniques de construction

et des comportements des structures sous diverses sollicitations. Les Eurocodes permettent donc une optimisation des structures. Cette optimisation se traduit par l'utilisation de coefficients de sécurité adaptés, fondés sur des études poussées et une meilleure compréhension des phénomènes mécaniques et de durabilité.

- Grâce à l'approche précédente, on peut dire que les Eurocodes permettent de concevoir des structures plus économiques sans compromettre la sécurité. Les calculs sont plus précis et les marges de sécurité sont ajustées de manière à refléter les connaissances actuelles des matériaux et des charges.

✚ Deuxième réflexion ; hypothèses de calcul

- Les Eurocodes détaillent précisément la manière dont chaque hypothèse de calcul doit être appliquée. Ils tiennent compte de diverses contraintes que la structure peut rencontrer et des connaissances approfondies des matériaux et techniques de construction.
- En revanche, les Fascicules moins détaillés sur les hypothèses de calcul, se reposent sur des coefficients de sécurité plus élevés pour compenser ce manque de précision.

✚ Troisième réflexion : Application locale, environnement socio-économique

- En Afrique, et plus précisément en Côte d'Ivoire, l'application des Eurocodes présente des défis particuliers. Les exigences précises des Eurocodes nécessitent un suivi rigoureux et une maîtrise complète des données du projet, ce qui peut être difficile à garantir dans un contexte où l'incivisme routier et d'autres facteurs socio-économiques influencent la gestion d'un projet de construction.
- Les Fascicules, avec leurs exigences plus simples, sont souvent préférés dans ces contextes. Ils permettent une certaine flexibilité et tolérance face aux aléas locaux, mais au prix d'un surdimensionnement de la structure. Cette approche, bien que conservatrice, offre une sécurité appréciable dans des environnements où le suivi technique peut être moins rigoureux.

CONCLUSION PARTIELLE

En conclusion, le choix entre les Fascicules et les Eurocodes dépend fortement du contexte local et des capacités techniques disponibles. Les Eurocodes, avec leur approche optimisée, sont idéaux pour des projets où le suivi rigoureux peut être assuré. En revanche, les Fascicules restent une option viable dans des contextes où la simplicité et une large sécurité sont prioritaires, malgré l'augmentation potentielle des coûts de constructions. Cette réflexion montre pourquoi, en Côte d'Ivoire, de nombreux bureaux d'études continuent de se référer aux Fascicules malgré les optimisations des Eurocodes. Les réalités locales imposent des choix pragmatiques pour assurer la faisabilité et la sécurité d'un projet de construction dans des environnements parfois difficiles.

De plus, Cette étude pourrait permettre au BNETD de prendre de meilleures décisions concernant la norme à utiliser en se basant sur les attentes recherchées pour la construction des ponts à poutres en Béton Armé en Côte d'Ivoire.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Au terme de ce projet d'étude sur les ponts à poutres en BA, nous pouvons dire que les Eurocodes sont moins couteux par rapport aux Fascicules. En effet, les Eurocodes permettent une optimisation de la structure tandis que les Fascicules procurent une large marge de sécurité qui pourrait être important dans la prise de décision pour les décideurs en tant compte des réalités locales.

Ce projet nous a permis de mettre en avant les connaissances acquises tout au long de notre parcours et de nous surpasser en raison de la complexité de l'étude. En effet, cela nous a permis de connaître la méthodologie à suivre pour le calcul des ouvrages d'art suivant les Eurocodes et les Fascicules.

De plus, la conception de pont initialement basée sur les Fascicules se voit en train d'être remplacée par les Eurocodes, déjà utilisées dans des projets d'ouvrage d'art. Malgré, l'essor des Eurocodes bon nombre de bureaux d'études utilisent toujours les Fascicules. Cela peut être dû à un manque de maîtrise ou de connaissances sur les Eurocodes, de ce fait nous avons mis en évidence les principales caractéristiques de ces normes afin de réaliser une analyse comparative pertinente.

A travers la comparaison menée entre Les Eurocodes et les Fascicules, on a puis dégager des similitudes ainsi que des différences. Cette comparaison a révélé que Les Eurocodes apparaissent plus stricts et détaillés que les Fascicules en matière de contraintes, déformations, poinçonnement, cisaillement et justification des efforts.

On pense avoir fournir des réponses fiables au BNETD pour pouvoir faire un choix de la norme à prendre en compte pour l'étude de pont à poutres en BA.

BIBLIOGRAPHIE

OUVRAGES ET ARTICLES

[1] **SANGARE Moussa**, « ANALYSE COMPARATIVE DU DIMENSIONNEMENT DU TABLIER D'UN PONT MIXTE BIPOUTRE ACIERBÉTON À 7 TRAVÉES SELON LES EUROCODES ET LES ANCIENS RÈGLEMENTS », s. d.

[2] **Belaati Belgacem et Mohamed El Ghali El Maayouff**. « DIMENSIONNEMENT D'UN PONT A POUTRES EN BETON ARME SUIVANT LES EUROCODES », s. d.

[3] **M. KINI D. Dieudonné**. « COURS D'ETUDES TECHNIQUES DES PONTS », s. d.

[4] **M. OUAYOU Balié Simon**. « COURS DE PONT », s. d.

[5] **DIOMANDE Kady**. « VERIFICATION DU DIMENSIONNEMENT DU TABLIER DU MODULE 1 DU PONT DE FRATERNITE MATIN DANS LE CADRE DU SUIVI ET CONTROLE DES TRAVAUX DU CARREFOUR DE L'INDENIE », s. d.

[6] **M. ch. MASSONNET**. « COMPLEMENTS A LA METHODE DE CALCUL DES PONTS A POUTRES MULTIPLES », s. d.

[7] **M. BOUDJADA Housseem et M. BOUCHAIR Moussa**. « ETUDE D'UN TABLIER DE PONT MIXTE SELON LES EUROCODES », s. d.

[8] **Hissein Charaffadine Addaye**. « ETUDE D'UN PONT A POUTRES EN BETON ARME FRANCHISSANT LA VOIE FERREE ET LA RN6 AU PK445 DE LA WILAYA DE NAAMA », s. d.

[9] **Jean ROUX**. Maitrise de l'Eurocode 2, s. d.

[10] **Marcellin KIENGA**. « ETUDE COMPARATIVE ENTRE LE FASCICULE 62-TITRE I-S1 91 MODIFIE 99 ET LES EUROCODES : L'EXEMPLE DU PONT CADRE DE MOADA », s. d.

[11] **MINISTERE DE L'EQUIPEMENT ET DE L'AMENAGEMENT DU TERRITOIRE**. « PSIBA 77 », s. d.

[12] **M. ISSOUFOU TAMBOURA**. « COURS : PONTS-OUVRAGES D'ART », s. d.

- [13] **Quang Huy Nguyen , Dr.Ing.** « Passage du BAEL à l'eurocode2_PPT », s. d.
- [14] **SETRA.** Eurocodes 0 et 1- Application aux ponts routes et passerelles, s. d.
- [15] **Stéphane Multon.** « Béton Armé à l'Eurocode 2 », s. d.

SITES INTERNET

- [16] <https://www.infociments.fr/genie-civil/contournement-de-60-km-pour-tgv-et-trains-de-fret>
- [17] <https://structurae.net/fr/ouvrages/viaduc-de-la-therouanne>
- [18] <https://structurae.net/en/media/160338-chauvigny-bridge>
- [19] <https://fr.scribd.com/document/318843090/Conception-Des-Ponts>
- [20] Scribd. « Pfe Sanogo Ali Calcul de Pont À Poutres Sous Chaussée | Télécharger gratuitement PDF | Pont | Départements de France ».
<https://fr.scribd.com/document/389181010/Pfe-Sanogo-Ali-calcul-de-pont-a-poutres-sous-chaussee>.
- [21] SlideShare. « Module_Ouvrages d'art - Chapitre 2.pptx », 15 février 2023.
<https://fr.slideshare.net/slideshow/moduleouvrages-dart-chapitre-2pptx/255868968>.
- [22] « Rapport Principal Final_PFE » amine_Allah. https://kupdf.net/download/rapport-principal-final-pfe_58cf9457dc0d60f839c34681_pdf
- [23] [BETON ARME Eurocode 2 | Notes Calcul | Docsity](#)

ANNEXES

ANNEXE 1 : CONCEPTION DETAILLEE	II
ANNEXE 2 : ÉVALUATION DES CHARGES PERMANENTES SUR LE TABLIER DU PONT	VI
ANNEXE 3 : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX SELON LES EUROCODES	XIII
ANNEXE 4: CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX SELON LE FASCICULE 61	XVI
ANNEXE 5: DESCRIPTION DES SURCHARGES SELON LES EUROCODES	XX
ANNEXE 6: DESCRIPTION DES SURCHARGES SELON LE FASCICULE 61	XXXI
ANNEXE 7 :LES LIGNES D'INFLUENCES DES SOLlicitATIONS.....	XLIII
ANNEXE 8 :COEFFICIENT DE REPARTITION	LXI
ANNEXE 9 : JUSTIFICATION DES SECTIONS SELON LES EUROCODES	LXIII
ANNEXE 10 : JUSTIFICATION DES SECTIONS SELON LE FASCICULE 61	LXXVII
ANNEXE 11 : MOMENT FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS DES TRAVEES	LXXXII
ANNEXE 12 :PLANS - PERSPECTIVE 3D	LXXXVII

Annexe 1 : Conception détaillée

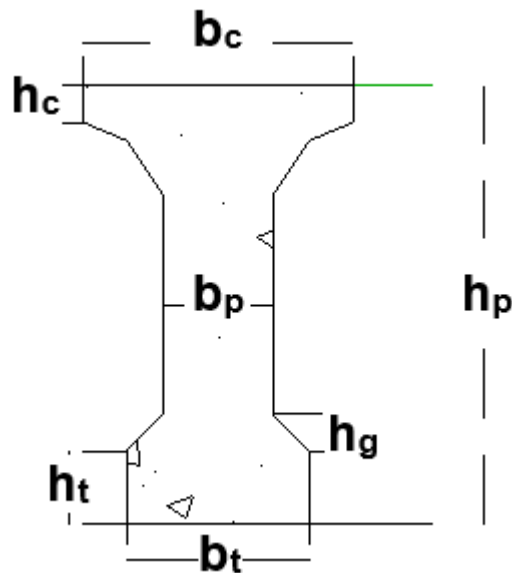
I. Predimensionnement des éléments constitutifs du pont

1. Rappel des caractéristiques du profil en travers du tablier du pont

Le profil en travers est de 10,00m de largeur comprenant une chaussée de 7,5 m et deux trottoirs de 1,25 m chacun. La chaussée présentera une pente transversale de 2,5% permettant l'évacuation des eaux par les gargouilles. La pente transversale des trottoirs est de 2% vers l'intérieur de la chaussée.

2. Détermination des éléments constitutifs du tablier

✚ La poutre



- La hauteur h_p

La hauteur de la poutre dépend de la portée maximale du pont

$$\frac{L}{17} \leq H_p \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{18}{17} \leq H_p \leq \frac{18}{15}$$

$$\Rightarrow 1,05 \leq H_p \leq 1,2$$

Nous allons considérer comme hauteur de poutre **1,20 m**.

- La table de compression
 - La largeur de la table de compression b_c

On a : $b_c > 0,6 \times h_p \Rightarrow b_c > 0,6 \times 1,2$

$$\Rightarrow b_c > 0,72 \text{ m}$$

donc on prendra $b_c = 0,74 \text{ m}$.

- La hauteur de la table de compression h_c

La hauteur de la table de compression selon le guide de conception V.I.P.P doit être au minimum égale à 10 cm.

Ainsi, dans le cadre de notre projet on prendra $h_c = 10\text{cm}$.

- La largeur de l'âme b_p

La largeur est donnée par l'expression ci-dessous :

$$\frac{h_p}{5} \leq b_p \leq \frac{h_p}{3} \Rightarrow \frac{1,10}{5} \leq b_p \leq \frac{1,10}{3}$$

$$\Rightarrow 0,22 \leq b_p \leq 0,36$$

Nous considérons une largeur de $b_p = 0,3\text{m}$.

- Le Nombre de poutres

Pour connaître le nombre de poutre, il faut se référer au tableau de Calgaro qui est fonction de largeur du tablier. Ainsi, le tableau nous donne les correspondances suivantes :

Largeur du tablier	<6,00 m	6,00 à 9,00m	9,00 à 11,00m	11,00 à 14m
Nombre de poutre	2	3	4	5

Nous avons une largeur du tablier de dix (10) mètres qui est compris dans l'intervalle [9,00 ; 11 ;00] donc le nombre de poutre pour notre projet est de **quatre (04) poutres**.

La largeur entre-axe(a) des poutres est égal à la largeur du tablier sur le nombre de poutre, on

$$a : a = \frac{10}{4} = 2,5\text{m}.$$

Ainsi, on aura une largeur entre-axe(a) de **2,5m** pour les poutres intermédiaires et **1,25m** pour les poutres de rives.

- Le talon

Il constitue la fibre inférieure de la poutre. Il est dimensionné de telle sorte que le béton ne risque pas d'écaler sous la poussée au vide des armatures.

- La largeur du talon

Sa largeur b_t est comprise entre 40 et 70cm.

On prendra $b_t = 50 \text{ cm}$.

- Le pied de talon

La hauteur verticale du talon, également appelée pied de talon, est comprise entre 10 et 20 cm.

On prendra $h_t = 20 \text{ cm}$ car la hauteur doit être suffisante pour loger les différentes nappes des aciers longitudinaux.

On opte pour $h_t = 20 \text{ cm}$, car elle doit être suffisante pour accueillir les différentes nappes d'aciers longitudinales.

- Les Goussets

Le gousset de jonction entre le talon et l'âme, doit avoir une pente suffisante pour assurer un bétonnage correct du talon. Cet angle est fixe entre : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$.

On considéra $\alpha=45^\circ$, $h_g = 10 \text{ cm}$.

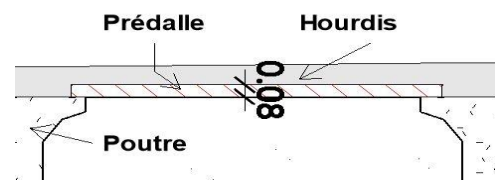
- La longueur d'about

L'about au niveau des poutres de rive est de 0,3 m à 0,4m. donc on optera pour une longueur de **0,35m**.

✚ Les prédalles

Les prédalles sont des dallettes préfabriquées en béton (légèrement armé) pour le coulage du hourdis, servant de coffrage. Elles varient de 6 à 12cm (au pas de 1cm) d'épaisseurs.

On a des prédalles de **8cm**.



✚ Les entretoises

Les entretoises servent à répartir les charges entre la poutre tout en gardant l'espacement entre elles constant.

- La hauteur des entretoises

La hauteur H_e des entretoises est :

$$0,6 \cdot h_p \leq h_e \leq 0,9 \cdot h_p \Rightarrow 0,6 \times 1,10 \leq H_e \leq 0,9 \times 1,10$$

$$\Rightarrow \mathbf{0,66\ m \leq H_e \leq 0,99\ m}$$

Ainsi, on prendra $H_e = 0,8\text{m}$ soit $H_e = \mathbf{90\ cm}$.

- Epaisseur des entretoises

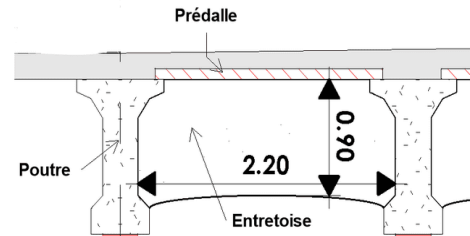
L'épaisseur des entretoises est donnée par l'expression

$$\text{suivante : } b_e \geq \frac{h_e}{3}$$

Ainsi, nous retenons $b_e = 0,2\text{m}$ soit $b_e = \mathbf{20\ cm}$.

- La longueur des entretoises

Nous avons une longueur de $\mathbf{2,20\ m}$.



✚ L'hourdis

L'épaisseur (eh) du hourdis est donnée en fonction de la largeur entre-axe (a) des poutres et doit vérifier la relation suivante : $16\text{cm} \leq h \leq 25\text{cm}$. Choisissons une hauteur h de hourdis égale à $\mathbf{22\ cm}$.

✚ Encorbellement

La largeur de l'encorbellement est déterminée à partir de l'expression suivante :

$$L_e \geq \frac{a}{2} \Rightarrow L_e \geq \frac{2,5}{2} = \mathbf{1,25\ m}.$$

Annexe 2 : Évaluation des charges permanentes sur le tablier du pont

I. Description de l'ouvrage

L'ouvrage est un passage supérieur à poutre en béton armé à 05 travées avec 18 m. Au-dessus des poutres et hourdis, nous avons une chaussée à 02 voies de circulation, et un trottoir de part et d'autre de la chaussée.

Le tablier est constitué d'une poutre en béton armé de 120cm d'hauteur et de 50 cm de largeur, d'un hourdis de 22 cm d'épaisseur et une entretoise de 20cm d'épaisseur et de 80 cm d'hauteur,

II. Evaluation des charges du tablier

1. Les actions permanentes

- **Les éléments non porteurs** : Telle que : le revêtement, la chapes, trottoirs, corniches, etc. (compléments des charges permanentes).
- **Les éléments porteurs** : poutres, entretoises, hourdis ou dalle.

a. Les éléments non-porteur ou compléments des charges permanentes (CCP)

Désignation	Poids nominal	K _{max}	K _{min}
Revêtement de la chaussée	24 KN/m ³	1,4	0,8
Étanchéité	22 KN/m ³	1,4	0,8
Corniches préfabriqué	25 KN/m ³	1,03	0,97
Contre corniche	25 KN/m ³	1,03	0,97
Béton de remplissage du trottoir	23 KN/m ³	1,03	0,97
Contre bordure	25 KN/m ³	1,03	0,97
Relevé de béton	25 KN/m ³	1,03	0,97
Barrière BN4	0,65KN/ml	-	-
Bordure de trottoir T1 préfabriqué	0,56KN/ml	-	-
Autres équipements (gargouilles, fourreaux, autres canalisations)	1,50 KN/ml	-	-

- Poids propre du revêtement de la chaussée

$$G_{rev} = \gamma_{rev} \times e_{rev} \times L_{rev} \text{ Avec}$$

$$\gamma_{rev} = \text{Poids volumique du revêtement} = 24 \frac{KN}{m^3}$$

$$e_{rev} = \text{épaisseur du revêtement} = 5cm$$

$$L_{rev} = \text{Largeur du revêtement sur la poutre}$$

Ainsi, on a :

- Sur poutres intermédiaires

$$G_{rev} = 24 \times 0,05 \times 2,5$$

$$G_{rev} = \frac{3KN}{ml}$$

- Sur poutre de rives

$$G_{rev} = 24 \times 0,05 \times 1,25$$

$$G_{rev} = 1, \frac{5KN}{ml}$$

- Poids propre de chape d'étanchéité

$$G_{etanc} = \gamma_{etanc} \times e_{etanc} \times L_{etanc}$$

$$\gamma_{etanc} = \text{Poids volumique de la chape d'étanchéité} = 22 \frac{KN}{m^3}$$

$$e_{etanc} = \text{épaisseur de la chape d'étanchéité} = 3cm$$

$$L_{etanc} = \text{Largeur de la chape d'étanchéité sur la poutre}$$

Ainsi, on a :

- Sur poutres intermédiaires

$$G_{etanc} = 22 \times 0,03 \times 2,5$$

$$G_{etanc} = 1, \frac{65KN}{ml}$$

- Sur poutres de rives

$$G_{etanc} = 22 \times 0,03 \times 1,25$$

$$G_{etanc} = 0, \frac{825KN}{ml}$$

- ✚ Poids propre de la Bordure préfabriqué type T1 : G_{bord}

Pour notre projet, on a des bordures de type T1

$$G_{bord} = 0, \frac{56KN}{ml}$$

- ✚ Poids propre de la Barrière BN4 : G_{BN4}

Pour notre projet, on a des barrières de type BN4

$$G_{BN4} = 0, \frac{65KN}{ml}$$

- Poids propre de la corniche : G_{cor}

$$G_{cor} = \gamma_{cor} \times S_{cor}$$

$$\text{Avec } S_{cor} = 0,65 \times 0,42 - \left[\frac{0,15 \times 0,05}{2} + \frac{0,18 \times 0,07}{2} + \frac{0,01 \times 0,37}{2} \right]$$

Ainsi, on a l'application numérique suivante :

$$G_{cor} = 25 \times 0,2611$$

$$G_{cor} = 6,5275 \frac{KN}{ml}$$

Poids propre de la Contre corniche : G_{cc}

Les contre corniches sont en béton armé ($\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$) d'où en fonction de leurs dimensions leur poids est donné par :

$$G_{cc} = \gamma_{cc} \times S_{cc} \text{ Avec}$$

$$\gamma_{cc} = \text{Poids volumique de la contre – corniche} = 25 \frac{KN}{m^3}$$

$$S_{cc} = \text{Surface de la contre – corniche} = h_{cc} \times b_{cc}$$

Ainsi, on a l'application numérique suivante :

$$G_{cc} = 25 \times 0,24 \times 0,15$$

$$G_{cc} = 0,9 \frac{KN}{ml}$$

Poids propre du béton de remplissage du trottoir : G_{rt}

C'est un béton situé entre la contre-corniche et la bordure de chaussée.

$$G_{rt} = \gamma_{rt} \times S_{rt} \text{ Avec}$$

$$\gamma_{bor} = \text{Poids volumique du béton de remplissage} = 23 \frac{KN}{m^3}$$

$$S_{rt} = \text{Surface de la contre – bordure} = \frac{0,24 \times 0,20}{2} \times 0,68$$

Ainsi, on a l'application numérique suivante :

$$G_{rt} = 23 \times 0,0163$$

$$G_{rt} = 0,3754 \frac{KN}{ml}$$

Poids propre contre-bordure

$$G_{bor} = \gamma_{bor} \times S_{bor} \text{ Avec}$$

$$\gamma_{bor} = \text{Poids volumique de la contre – bordure} = 25 \frac{KN}{m^3}$$

$$S_{bor} = \text{Surface de la contre – bordure} = h_{bor} \times b_{bor}$$

Ainsi, on a l'application numérique suivante :

$$G_{bor} = 25 \times 0,20 \times 0,10$$

$$G_{bor} = 0,5 \frac{KN}{ml}$$

Poids propre bordure préfabriquée : $G_{prefa. T1}$

Pour notre projet, on a une bordure préfabriquée de type T1

$$G_{Prefa. T1} = 0,56 \frac{KN}{ml}$$

b. Poids des éléments porteurs

- Poids propre de la poutre (G_p)

- Calcul de la section de la poutre : S_p

$$S_p = S_1 + 2(S_2 + S_3) \text{ Avec}$$

$$S_1 = 0,3 \times 0,6 = 0,18 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{0,3+0,4}{2} \times 0,1 = 0,035 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 0,2 \times 0,4 = 0,08 \text{ m}^2$$

Ainsi, on a :

$$S_p = 0,18 + 2(0,035 + 0,08)$$

$$S_p = 0,41 \text{ m}^2$$

- Calcul du poids propre au ml : P_p

$$P_p = S_p \times \gamma_p \text{ Avec}$$

$$\gamma_p = \text{Poids volumique de la poutre} = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$S_p = \text{Section de la poutre} = 0,41 \text{ m}^2$$

Ainsi, on a l'application numérique suivante :

$$P_p = 0,41 \times 25$$

$$P_p = 10,25 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

- Poids propre de la prédalle

- Calcul du poids propre de la prédalle sur les poutres intermédiaires

$$P_{PrI} = S_{PrI} \times \gamma_p \text{ Avec}$$

$$\gamma_p = \text{Poids volumique de la prédalle}$$

$$S_{PrI} = \text{Surface de la prédalle sur les poutres intermédiaires}$$

Ainsi, on a l'application numérique suivante :

$$P_{PrI} = 2,20 \times 0,08 \times 25$$

$$P_{PrI} = 4, \frac{4\text{KN}}{\text{ml}}$$

- Calcul du poids propre de la prédalle sur les poutres de rives

$$P_{PrR} = S_{PrR} \times \gamma_p \text{ Avec}$$

$$\gamma_p = \text{Poids volumique de la prédalle}$$

S_{PrR} = Surface de la prédalle sur les poutres de rives

Ainsi, on a l'application numérique suivante :

$$P_{PrR} = 1,10 \times 0,08 \times 25$$

$$P_{PrR} = 2,2 \frac{KN}{ml}$$

- Poids propre du hourdis ou de la dalle
 - Calcul du poids propre du hourdis sur les poutres intermédiaires : P_{DI}

$$P_{DI} = S_{DI} \times \gamma_p \text{ Avec}$$

γ_p = Poids volumique de la poutre

S_{DI} = Surface du hourdis sur les poutres intermédiaires

Ainsi, on a l'application numérique suivante :

$$P_{DI} = 2,5 \times 0,22 \times 25$$

$$P_{DI} = 13,75 \frac{KN}{ml}$$

- Calcul du poids propre du hourdis sur les poutres de rives : P_{DR}

$$P_{DR} = S_{DR} \times \gamma_p \text{ Avec}$$

γ_p = Poids volumique de la poutre

S_{DR} = Surface du hourdis sur les poutres de rives

Ainsi, on a l'application numérique suivante :

$$P_{DR} = 1,25 \times 0,22 \times 25$$

$$P_{DR} = 6,875 \frac{KN}{ml}$$

- Poids propre de la dalle d'encorbellement

La dalle encastrée dans les poutres de rive assure le support des éléments du trottoir.

$$P_{en} = S_{en} \times \gamma_{en} \text{ Avec}$$

γ_{en} = Poids volumique de la dalle d'encorbellement

S_{en} = Surface de la dalle d'encorbellement

Ainsi, on a l'application numérique suivante :

$$P_{en} = 1,25 \times 0,20 \times 25$$

$$P_{en} = 6,25 \frac{KN}{ml}$$

- Poids propre des entretoises

Les entretoises sont prévues aux extrémités de chaque travée. Chaque entretoise est composée de trois (03) éléments soit six (06) par travée.

$$P_{ent} = h_{ent} \times b_{ent} \times L_{ent} \times \gamma_e \text{ Avec}$$

γ_{ent} = Poids volumique des entretoises

h_{ent} = hauteur des entretoises

b_{ent} = épaisseur des entretoises

L_{ent} = Longueur des entretoises

Ainsi, on a l'application numérique suivante

$$P_{ent} = 0,8 \times 0,2 \times 2,10 \times 25$$

$$P_{ent} = 8,4 \text{ KN}$$

$$\text{Et } P_{ent} = 4 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

Dressons dans le tableau ci-dessous le récapitulatif de toutes les charges sur les poutres, de rive et intermédiaire, en ml et sur notre portée qui est de 18m :

 **Pour une poutre**

Poutre de rive		Poutre intermédiaire			
Poutre	10,25	Poutre	10,25		
Prédalle	2,20	Prédalle	4,40		
Hourdis	6,875	Hourdis	13,75		
Corniche	6,5275				
Contre-corniche	0,90				
Béton de remplissage	0,375				
Bordure de type 1	0,56				
Contre-bordure	0,50				
Barrière BN4	0,65				
Autres équipements (gargouilles, fourreaux, ...)	1,5				
Dalle d'encorbellement	6,25				
Revêtement de chaussée	1,50			Revêtement de chaussée	3,00
Chape d'étanchéité	0,825			Chape d'étanchéité	1,65
Poids total en ml	38,91	Poids total en ml	33,05		
Poids total sur toute la travée (KN)	700,38	Poids total sur toute la travée (KN)	594,9		

Poutre de rive			Poutre intermédiaire					
Désignation	Pondération		Désignation	Pondération				
	Max	Min		Max	Min			
Poutre	10,558	9,943	Poutre	10,558	9,943			
Prédalle	2,266	2,134	Prédalle	4,532	4,268			
Hourdis	7,081	6,669	Hourdis	14,163	13,338			
Corniche	6,723	6,332						
Contre-corniche	0,927	0,873						
Béton de remplissage	0,386	0,364						
Bordure de type 1	0,560	0,560						
Contre-bordure	0,515	0,485						
Barrière BN4	0,670	0,631						
Autres équipements (gargouilles, fourreaux, ...)	1,500	1,500						
Dalle d'encorbellement	6,438	6,244						
Revêtement de chaussée	2,100	1,200				Revêtement de chaussée	4,200	2,400
Chape d'étanchéité	1,155	0,660				Chape d'étanchéité	2,310	1,320
Poids total en ml	40,878	37,594	Poids total en ml	35,762	31,268			
Poids total sur toute la travée (KN)	735,810	676,684	Poids total sur toute la travée (KN)	643,716	562,824			

 **Pour une travée entière**

Le poids en mètre linéaire pour une travée entière est résumé ci-dessous :

Eléments	Poids max (KN/ml)	Poids min (KN/ml)	Nombre	Poids total max (KN/ml)	Poids total min (KN/ml)
Poutre de rive	40,878	37,594	2	81,7560	75,1880
Poutre intermédiaire	35,762	31,268	2	71,5240	62,5360
Entretoise	4,12	3,88	6	24,7200	23,2800
Poids total d'une travée (KN/ml)				178,0000(g_{max})	161,0040(g_{min})

Annexe 3 : Caractéristique des matériaux selon les Eurocodes

I. LE BETON

Pour les ponts, l'Eurocode 2 recommande de retenir les classes de résistance des bétons entre une valeur minimum $C_{min} = C30/37$ et une valeur maximum $C_{max} = C70/85$.

Notre béton utilisé sera dosé à 400 kg/m³ et aura une classe de résistance C 30/37. En effet, la classe de résistance à la compression des bétons à 28 jours est désignée par la lettre C de "concrete" suivi de deux nombres correspondant aux résistances sur éprouvettes cylindriques et cubiques, f_{ck} . Par exemple un béton de classe C 30/37 est un béton de résistance caractéristique minimale à 28 jours = 30 Mpa sur cylindre et 37 Mpa sur cube.

Pour un béton de classe C30/37, les caractéristiques mécaniques détaillées ci-dessous :

Classe du béton	C30/37
Résistance caractéristique en compression sur cylindre à 28 jours	$f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$
Valeur moyenne de la résistance à la compression	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ Mpa}$
Valeur moyenne à résistance à la traction	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,9 \text{ Mpa}$
Fractile 5% de la résistance à la traction	$f_{ctk0,05} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,0 \text{ Mpa}$
Fractile 95% de la résistance à la traction	$f_{ctk0,95} = 1,3 \times f_{ctm} = 3,8 \text{ Mpa}$
Module d'élasticité	$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 32837 \text{ Mpa}$

On distingue plusieurs classes de résistances, chacune d'elles étant définie par :

- la résistance caractéristique à la compression mesurée sur cylindre ;
- la résistance caractéristique à la compression mesurée sur cube.

Propriété	Classe de résistance (MPa)								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck}	12,0	16,0	20,0	25,0	30,0	35,0	40,0	45,0	50,0
$f_{ck,cube}$	15,0	20,0	25,0	30,0	37,0	45,0	50,0	55,0	60,0
f_{cm}	20,0	24,0	28,0	33,0	38,0	43,0	48,0	53,0	58,0
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$f_{ctk,0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9
$f_{ctk,0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3
E_{cm} (GPa)	27,0	29,0	30,0	31,0	33,0	34,0	35,0	36,0	37,0

1. Résistance de calcul du béton f_{cd}

Toutes les Expressions utilisées dans l'**Eurocode 2 (NBN EN 1992-3:2006, Eurocode 2 – Partie 3)** sont basées sur la résistance mesurée sur cylindre f_{ck} .

La résistance de calcul retenue pour la flexion est prise égale à :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \text{ Mpa}$$

Avec,

f_{ck} = résistance caractéristique du béton à la compression

γ_c = coefficient partiel relatif au béton fixé à 1,5 sauf en accidentel où il est pris égal à 1,2.

α_{cc} = Coefficient prenant en compte les effets à long terme sur la résistance en compression du béton ainsi que les effets défavorables résultants de la manière dont la charge est appliquée.

Pour la vérification de la résistance à la flexion et/ou à l'effort normal des sections à l'ELU, il convient de prendre $\alpha_{cc} = 0,85$. Pour les autres effets, on peut prendre $\alpha_{cc} = 1,00$.

2. Module d'élasticité effectif du béton

✚ Le fluage [9]

Le fluage du béton correspond au phénomène par lequel la déformation du matériau, soumis à une charge constante, continue d'augmenter au fil du temps. Ce phénomène dépend également de la maturité du béton lors du premier chargement, ainsi que la durée et l'intensité de la charge appliquée.

✚ Détermination du module d'élasticité effectif tangent du béton

Pour tenir compte du fluage, on utilise le module effectif du béton, qui équivaut au module différé. Bien que l'Eurocode 2 ne l'utilise pas explicitement pour les calculs de contrainte, il est défini pour les calculs de déformations :

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} = 10945 \text{ Mpa}$$

II. ACIERS

3. Les lois de comportement

Pour les calculs courants, les lois de comportement suivantes peuvent être utilisées :

- La loi bilinéaire à palier horizontal ou à palier de plasticité, sans limitation d'allongement de l'acier ;
- La loi bilinéaire avec raffermissement ou avec droite inclinée.

La résistance de calcul des aciers passifs dans le cas d'utilisation de la loi avec palier horizontal est donnée par :

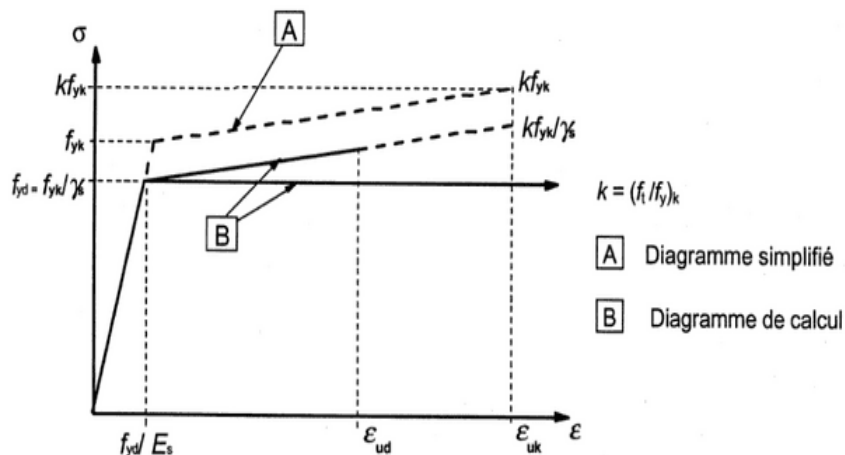
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \text{ avec}$$

γ_s : Coefficient partiel de l'acier de béton armé de valeur 1,15 en situations durable et transitoire et 1,0 en situation accidentelle, Comme pour le FASCICULE 62-TITRE I -S1.

Dans le cas d'utilisation de la loi bilinéaire avec raffermissement la valeur limite de résistance est définie par l'allongement maximal de calcul ϵ_{ud} dont la valeur recommandée vaut 0,9 ϵ_{uk}

donné par $k \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ où $k = (\frac{f_t}{f_y})_k$ ($k = 1,05$ pour les aciers à ductilité normale et 1,08 pour les aciers à haute ductilité).

On utilisera des aciers, à haute adhérence désignés par le symbole H.A., de la densité : 7 850 $\text{Kg/m}^3 = 78,5 \text{ KN/m}^3$, de classe Fe E 500 et de limite d'élasticité 500 MPa. Ainsi les valeurs de résistances utilisées sont : $F_e = f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$; $f_{yd} = 435 \text{ mpa}$.



4. Module d'élasticité

Le module d'élasticité est pris égal à $E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$.

Annexe 4: Caractéristique des matériaux selon le fascicule 61

Ce chapitre consiste à déterminer les principales caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation du tablier, suivant les règles techniques de la construction des ouvrages du Béton Armé aux Etats Limites (FASCICULE 62-TITRE I -S1).

I. CARACTERISTIQUE DU BETON

Le béton utilisé pour le tablier sera dosé à 400 kg/m³ et aura une classe de résistance C 30/37 (résistance caractéristique minimale à 28 jours = 30 Mpa sur cylindre et 37 Mpa sur cube)

1. Résistance à la compression

Le béton utilisé pour le tablier sera dosé à 400 kg/m³ et aura une résistance caractéristique minimale à 28 jours **$f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$** .

2. Résistance à la traction

Le béton en général est caractérisé par sa résistance à la compression f_{cj} , mais sa résistance à la traction f_{tj} joue aussi un rôle très important sur son comportement mécanique, c'est le cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence.

Le FASCICULE 62-TITRE I -S1 donne pour un béton âgé de « j » jours la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \Rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 30$$

$$\Rightarrow f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa}$$

3. Contrainte ultime de compression

o L'Etat Limite Ultime ELU

Il correspond à la limite à la résistance, de l'équilibre statique (pas de mécanisme), de la stabilité de forme (flambement, déversement).

Le FASCICULE 62-TITRE I -S1 donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression à Etat limite ultime :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 17 \text{ Mpa}$$

Avec,

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

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

$$\theta \begin{cases} 1 & \text{lorsque, } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{Lorsque, } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{Lorsque, } t \leq 1 \text{ heure} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$: en situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$: en situation accidentelle.

Dans ce cas on s'intéresse à la déformation instantanée ou différée et à l'ouverture des fissures.

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

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 30 \\ &\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ Mpa}} \end{aligned}$$

4. Module d'élasticité ou module de déformation longitudinal du béton

- Module de déformation instantanée : (courte durée)

$$\begin{aligned} E_{ij} &= 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \\ &\Rightarrow E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{30} \\ &\Rightarrow \mathbf{E_{i28} = 34179,56 \text{ Mpa}} \end{aligned}$$

- Module de déformation différée : (longue durée)

$$\begin{aligned} E_{vj} &= 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \\ &\Rightarrow E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{30} \\ &\Rightarrow \mathbf{E_{v28} = 11496,76 \text{ Mpa}} \end{aligned}$$

5. Coefficient de poisson

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

On retiendra pour les calculs du béton les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{Zone non fissurée (ELS)} \\ 0 & \text{Zone fissurée} \end{cases}$$

II. ACIERS

Les aciers utilisés sont des aciers à haute adhérence désignés par le symbole H.A., de classe Fe E 500 et de limite d'élasticité 500 MPa.

6. La limite d'élasticité à l'Etat Limite Ultime (ELU)

Dans les calculs à l'état limite ultime, on introduit le coefficient de sécurité γ_s , Tel que :

$$f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \gamma_s = 1 \text{ pour la situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ Pour la situation normale.} \end{cases}$$

L'application numérique donne :

$$f_s = \frac{500}{1,15} \Rightarrow f_s = \mathbf{434,78 \text{ Mpa}}$$

7. La contrainte limite de traction à Etat Limite de service (ELS)

Cette contrainte limite dépend de type de fissuration et du cas de situation :

Etat de fissuration	ELS	
Peu nuisible (Elle est située dans les locaux clos et couverts non sujets à des condensations.)	Aucune vérification n'est nécessaire.	$\eta = 1,6$ pour les aciers de Haute Adhérence (HA)
Préjudiciable (Pour les éléments exposés aux intempéries.)	$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right]$	$\eta = 1$ pour les aciers Ronds Lisses (RL)
Très préjudiciable (Pour les éléments situés en milieu agressif.)	$\bar{\sigma}_{st} = 0,8 \cdot \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right]$	

La fissuration étant considérée comme **préjudiciable**, on a donc :

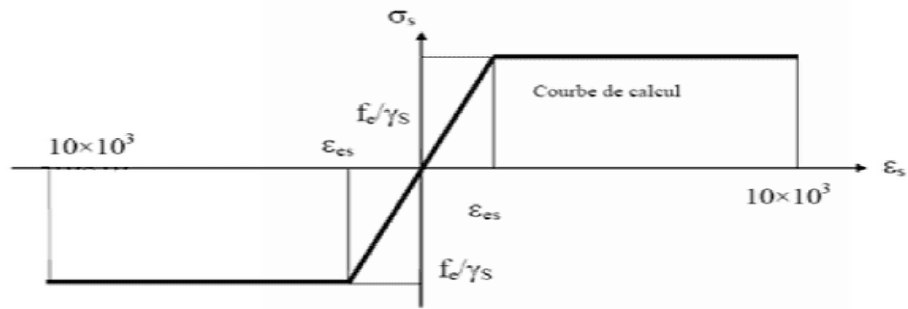
$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] &\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \times 500 ; \text{Max} \left(\frac{1}{2} \times 500 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,4} \right) \right] \\ &\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [333,33 ; \text{Max} (250 ; 215,56)] \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{333,33 \text{ Mpa}}$$

8. Module d'élasticité de l'acier

Le module d'élasticité est pris égal à $E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$.

9. Diagramme contrainte -déformation



Annexe 5: Description des surcharges selon les Eurocodes

Les surcharges prises en compte dans nos calculs sont celles préconisées par l'Eurocode 2 relatives aux surcharges routières.

I. Découpage de la chaussée

1. Répartition de la voie

La largeur chargeable (w) est définie entre les bordures. La chaussée est ensuite découpée en voie conventionnelle et aire résiduelle comme il mentionné dans le tableau ci-dessous

Largeur de la chaussée (w)	Nombre de voies (n_l)	Largeur d'une voie (w_l)	Largeur d'aires Résiduels
$w < 5.4 m$	$n_l = 1$	$3 m$	$w - 3 m$
$5.4 m \leq w \leq 6 m$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6m \leq w$	$n_l = E\left(\frac{w}{3}\right)$	$3 m$	$w - 3 \times n_l$

Note : $E\left(\frac{w}{3}\right)$ désigne la partie entière de $\frac{w}{3}$

Pour notre ouvrage, on a : $w = 7,5 m > 6m$, on trouve donc :

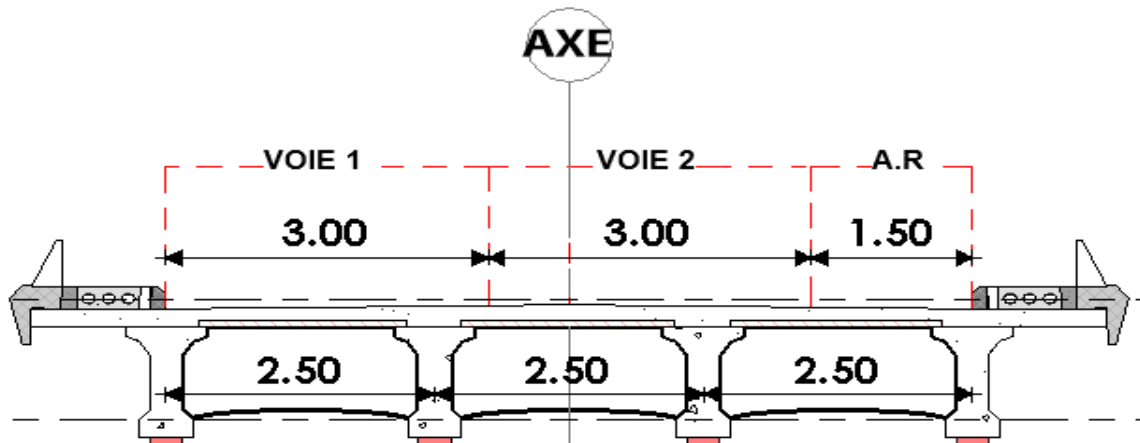
- $n_1 = E\left(\frac{7,5}{3}\right) = 2$;
- $w_1 = 3 m$;
- Largeur de l'aire résiduelle = $7,5 - 2 \times 3 = 1,5m$

Tableau recapitulatif des résultats obtenus :

Largeur de chaussée $w_1 (m)$	7,5
Nombre de voie n_1	2
Largeur de la voie (m)	3
Largeur d'air résiduelle (m)	1,5

2. Schématisation de la répartition des voies

La chaussée dispose de deux (02) voies conventionnelles de 3 m chacune, ainsi que d'une Aire résiduelle (A.R) de 1,50 m.



II. LES CHARGES ROUTIERES

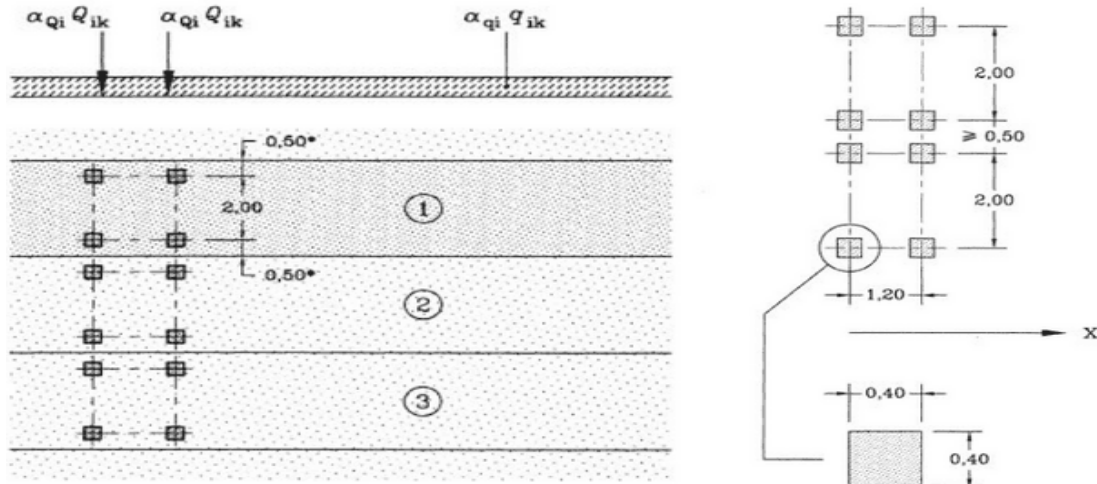
3. Le modèle LM1

Le système LM1 modélise les situations de trafic fluide, d'encombrement et de congestion en présence d'un pourcentage important de poids lourds. Le positionnement longitudinal et transversal sur le tablier, des charges UDL et TS du modèle LM1 est réalisé de façon à obtenir l'effet le plus défavorable. Le modèle LM1, qui est le système principal de chargement, est composé :

- De charges concentrées à double essieu (tandem TS), chaque essieu ayant pour poids : $\alpha_Q \times Q_k$;
- De charges uniformément réparties UDL (Uniformly Distributed Load), avec la densité de poids au mètre carré égale à $\alpha_q \times q_k$.

Le **Tableau 1.8 de l'EN 1991-2 :2003** donne les valeurs caractéristiques de Q_{ik} et q_{ik} , majoration dynamique incluse.

Les valeurs caractéristiques des charges routières sont pondérées par des coefficients d'ajustement α_{Qi} et α_{qi} dépendant de la classe de trafic à adopter.



a. Coefficient de pondération

L'Eurocode définit trois classes de chargement en fonction du trafic régnant sur le pont. Selon la classe de trafic à considérer, les valeurs des charges routières sont pondérées par les coefficients donnés par le tableau ci-dessous :

Classe	Tandem		Charge répartie		
	α_{Q1}	$\alpha_{Q1>1}$	α_{q1}	$\alpha_{q1>1}$	α_{qr}
1 ^{er}	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
2 ^e	0,9	0,8	0,7	1,0	1,0
3 ^e	0,8	0,5	0,5	1,0	1,0

Il faut souligner :

La 1^{ère} classe est le Type périphérique parisien ;

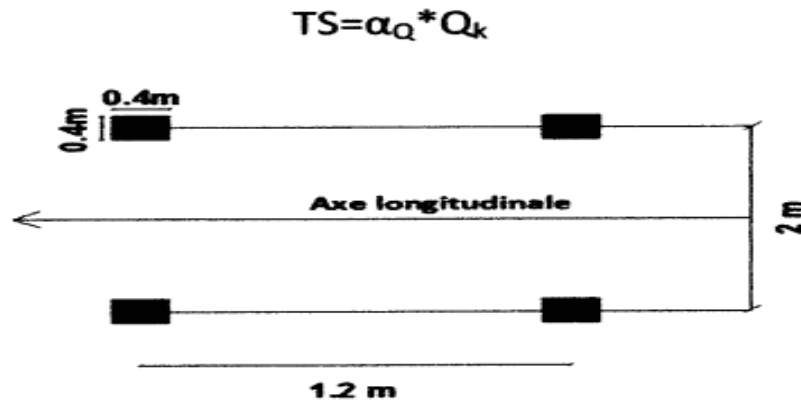
La 2^{ème} classe est équivalente à l'ancienne 1^{ère} classe du Fascicule 61 titre II du CPC ;

La 3^{ème} classe est équivalente à l'ancienne 2^e classe du Fascicule 61 titre II du CPC.

Dans le cas de ce projet, les coefficients d'ajustement sont pris ici en **classe 2** concernant les compositions de trafic les plus courantes sur les réseaux routiers principal et autoroutier.

b. Tandem TS

Le modèle TS est un système de charges concentrées à double essieu, chaque essieu ayant pour poids :



Ce système dépend de la classe de trafic et de la voie la plus chargée ; Pour un trafic de 2^{ème} classe, On a :

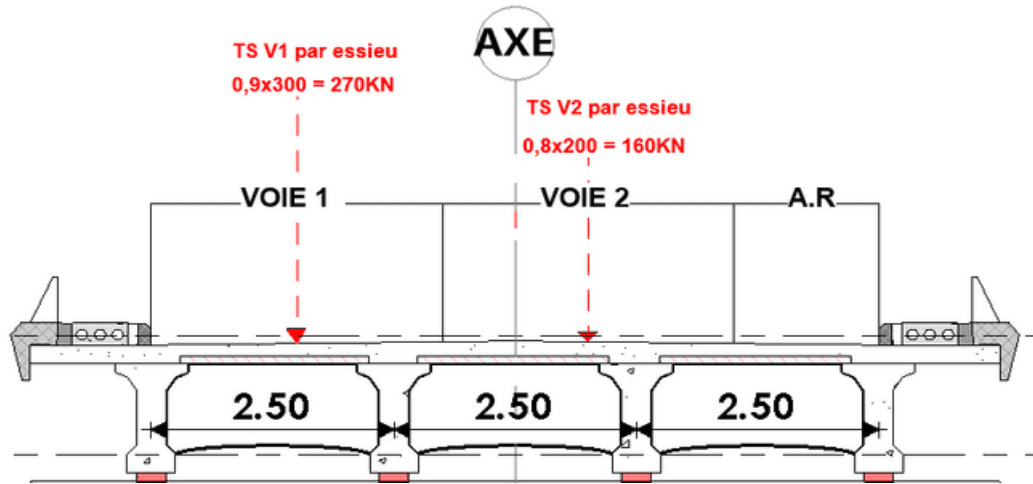
Emplacement	α_{Qi}	$Q_{ik} (KN)$	TS (KN)
Voie 1	0,9	300	270
Voie 2	0,8	200	160
Aire Résiduelle	-	0	-

On considère au plus 1 tandem par voie. De plus, pour la vérification des effets globaux, on considère que chaque tandem circule dans l'axe des voies conventionnelles.

✚ Application du modèle TS

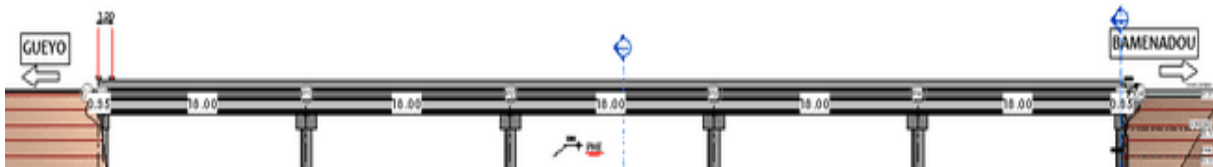
Le tandem TS n'est par contre pas sécable : il doit être placé en entier sur l'ouvrage : certaines roues du tandem peuvent être placées dans la partie favorable de la surface d'influence si l'effet global du tandem reste défavorable.

- *Chargement des voies avec le model TS transversalement*
 - Sur la voie 1 : un tandem de charge d'essieu valant $300 \times 0,9 = 270$ KN
 - Sur la voie 2 : Un tandem de charge d'essieu valant $200 \times 0,8 = 160$ KN
 - Sur l'aire résiduelle : pas de tandem.:



- Chargement des voies avec le model TS longitudinalement

Dans le sens longitudinal, chaque voie ne peut supporter qu'un seul tandem TS. Les 2 tandems TS envisagés (1 par voie) pourraient ne pas se situer forcément dans la même section transversale.



c. UDL

Les charges réparties UDL ne sont appliquées que sur les parties défavorables, Longitudinalement et transversalement, sur les voies conventionnelles et l'aire résiduelle le cas échéant. Ce système dépend de la classe de trafic et de la voie la plus chargée :

$$UDL = \alpha_q \times q_k$$

Pour un trafic de 2^{ème} classe , on a :

Emplacement	α_{qi}	$Q_{ik} \left(\frac{KN}{m^2} \right)$	UDL (KN/m ²)
Voie 1	0,7	9	6,3
Voie 2	1	2,5	2,5
Aire résiduelle	1	2,5	2,5

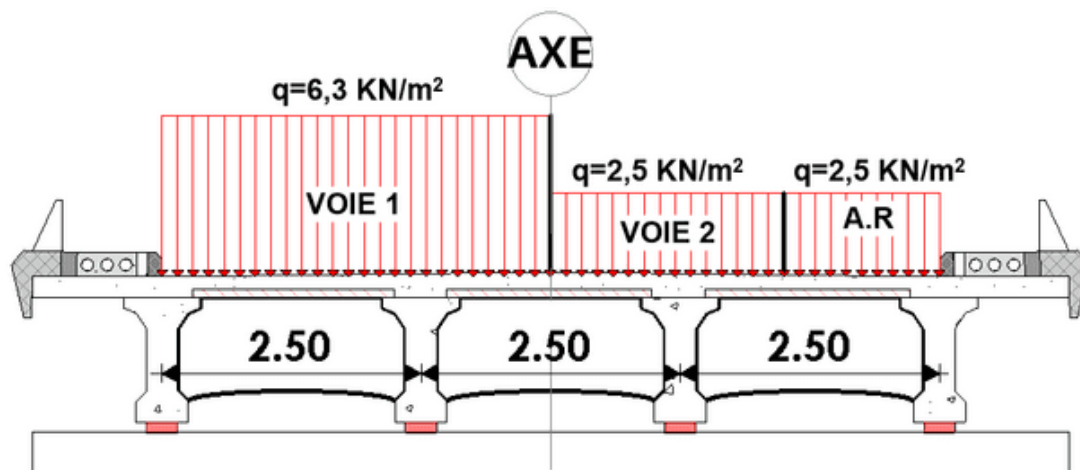
Le système UDL est donc plus défavorable dans le sens transversal puisque la voie dont l'emplacement est le plus défavorable (Voie 1) est la plus chargée.

Application du model UDL

La charge répartie UDL ne doit être positionnée que sur les parties défavorables de la surface d'influence. La charge UDL est donc sécable : une voie peut être partiellement chargée, dans le sens longitudinal, mais également dans le sens transversal.

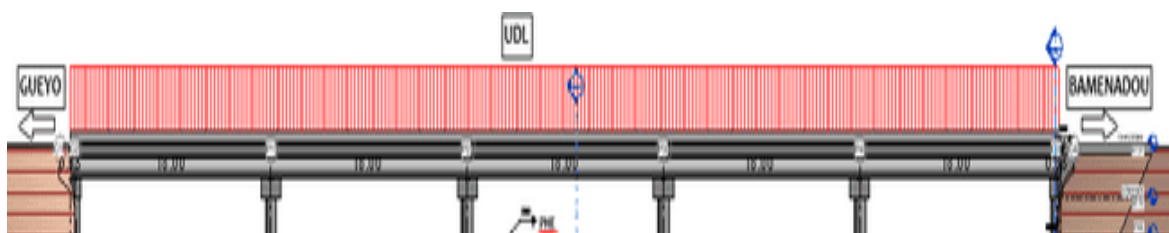
- *Chargement des voies avec UDL transversalement*
 - Sur la voie 1 : une charge répartie de $9 \times 0,7 = 6,3 \text{ KN/m}^2$
 - Sur les autres voies et sur les aires résiduelles : une charge répartie de $2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Comme le montre la figure ci-dessous :



- *Chargement des voies avec UDL longitudinalement*

Dans le sens longitudinal l'UDL est chargée tout le long de la voie.

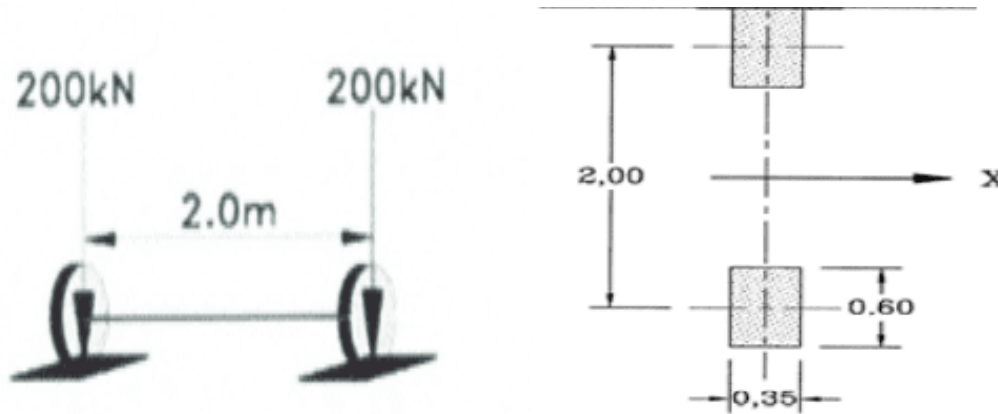


4. Le Modèle LM2

Le modèle LM2 a été développé en complément du LM1 afin de couvrir les effets du trafic sur de très courtes lignes d'influence, pour couvrir les effets d'essieux très chargés avec majorations dynamique importante. De plus, Le modèle LM2 est composée d'une charge d'essieu unique

$\beta_Q Q_{ak}$, majoration dynamique comprise, la charge est appliquée à des surfaces spécifiques de contact. Comme il n'y a pas de spécification particulière, nous allons prendre β_Q égal à α_{Q1}

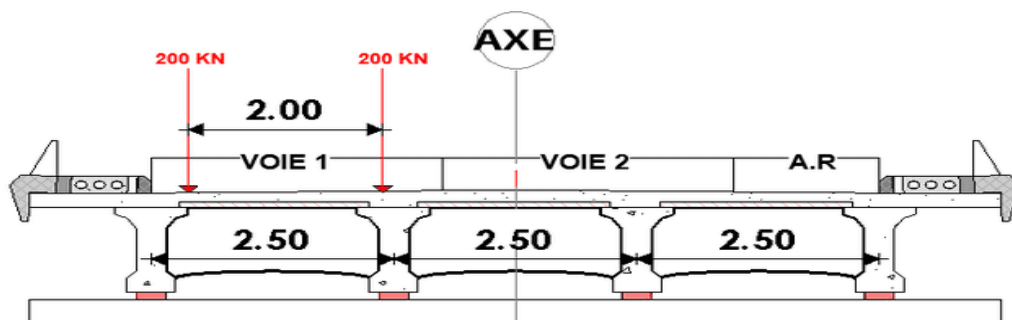
$$\beta_Q \times Q_{ak} = 0,9 \times 400 = 360 \text{ KN}$$



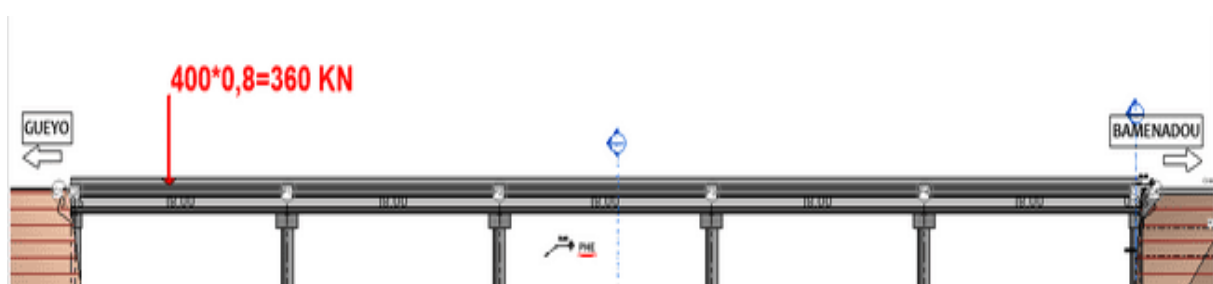
Ce modèle est à considérer séparément et seulement pour les vérifications locales.

Application du modèle LM2

- Chargement des voies sous le modèle LM2 (transversalement)



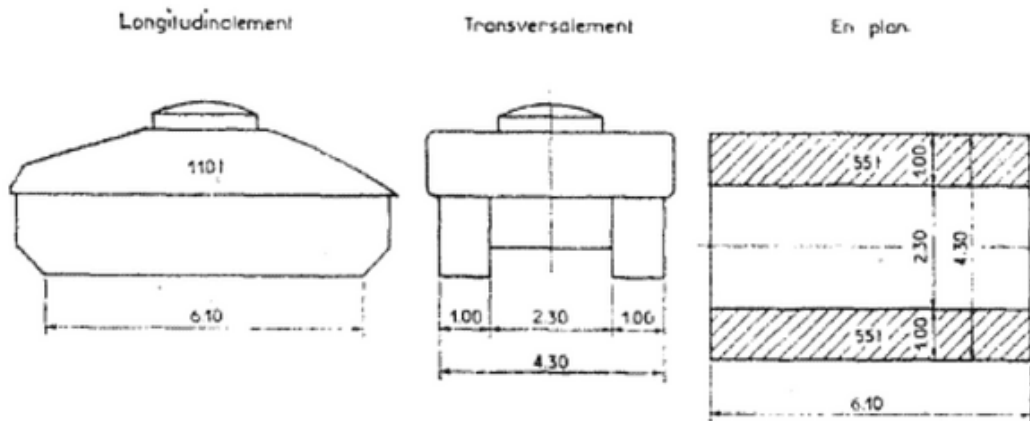
- Chargement des voies sous le modèle LM2 (longitudinalement)



5. Le modèle Mc 120

C'est le même système utilisé au niveau du Fascicule 61, il est modélisé par deux chenilles de 6, 1m de long par 1m de large avec un entraxe entre les deux chenilles de 3,3m.

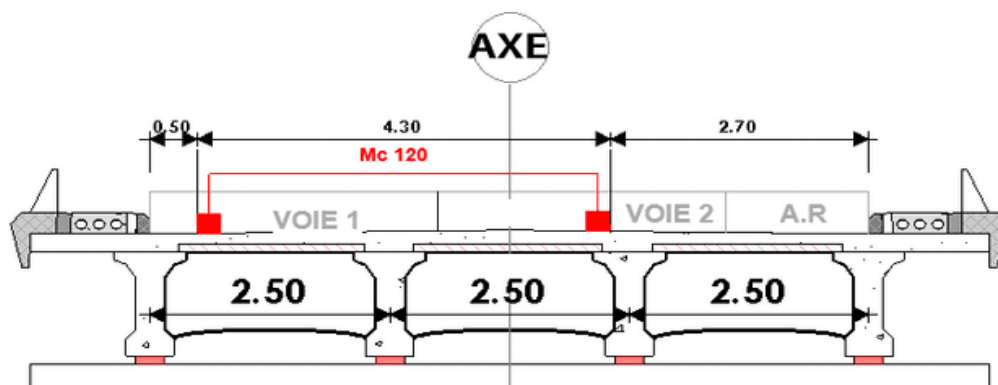
- La charge à prendre en compte au niveau de chaque chenille est de 55t soit un total de 110t ;
- Un seul char Mc120 est à considérer dans le sens transversal, en conservant une bande de 0.50 m libre le long des dispositifs de sécurité ;
- L'espacement règlementaire longitudinalement entre deux engins est de 30,50 m



Application du modèle Mc 120

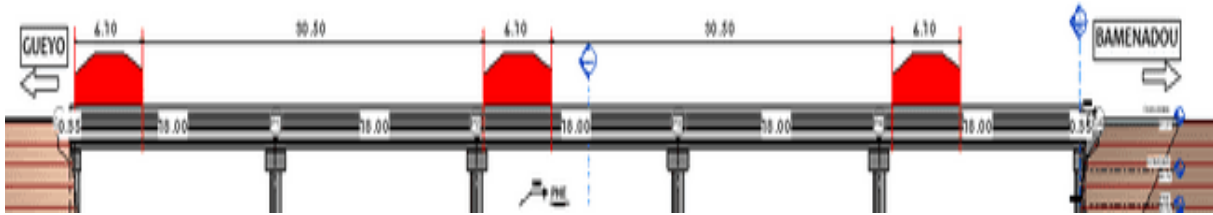
- Chargement des voies avec le modèle MC120 -transversalement

Dans le sens transversal un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée.



- Chargement des voies avec le modèle Mc 120 -Longitudinalement

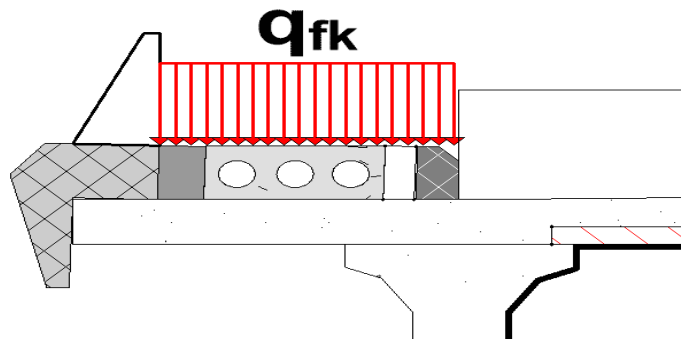
Dans le sens longitudinal, le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance des deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre les points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50 mètres.



6. Actions sur le trottoir

Les charges sur les trottoirs de ponts routiers sont modélisées par une charge répartie q_{fk} constante. L'intensité de cette charge est égale à :

- 5KN/m^2 pour l'étude en flexion locale (résistance des trottoirs et des encorbellements par exemple).
- 3KN/m^2 lorsqu'elle est combinée au trafic routier.



III. COMBINAISON D' ACTIONS

On doit vérifier l'ouvrage aux états limites, c'est-à-dire aux états au-delà duquel une exigence de dimensionnement n'est pas satisfaite. Cette méthode de calcul est fondée sur une approche semi probabiliste et sur l'usage de coefficients partiels de sécurité associés, d'une part aux résistances et d'autre part aux actions, et qui traduisent les incertitudes liées aux propriétés des matériaux et à la réalisation de l'ouvrage. Les Etats Limites Ultimes (ELU) concernent l'existence et/ou l'intégrité de l'ouvrage. Les Etats Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités, ou à des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ne sont plus satisfaites. On vérifie systématiquement l'ouvrage aux ELU et ELS. Conformément à la norme NF EN-1990 A1, nous considérerons les combinaisons d'actions définies ci-après.

7. Notations

- $G_{k;sup}$: État caractéristique des sollicitations dans la structure sous charge permanente défavorable en tenant compte du phasage de construction ;
- $G_{k;inf}$: État caractéristique des sollicitations dans la structure sous charge permanente favorable en tenant compte du phasage de construction ;
- S : Enveloppe des sollicitations caractéristiques dues à l'action du retrait du béton ;
- UDL_k : Enveloppe des sollicitations verticales caractéristiques dues aux charges uniformément réparties issues du modèle de trafic LM1 ;
- TS_k : Enveloppe des sollicitations verticales caractéristiques dues aux charges ponctuelles issues du modèle de trafic LM1 ;
- q_{fk} : Enveloppe des sollicitations verticales caractéristiques dues aux charges uniformément réparties sur les trottoirs.

8. La combinaison d'actions à l'Etat Limite Ultime

Pour les états limites ultimes, la combinaison à considérer est conforme au tableau A2.4 de l'annexe A2 de l'EN 1990 et à l'équation 6.10 de l'EN 1990. En situation de projet durable, pour des justifications de dimensionnements des éléments structuraux de la superstructure, la combinaison fondamentale ELU à considérer est :

- $1,35G_{k;sup}(\text{ou } 1,0G_{k;inf}) + (1,0 \text{ ou } 0)S + 1,35(UDL_k + TS_k + q_{fk})$
- $1,35G_{k;sup}(\text{ou } 1,0G_{k;inf}) + 1,35 Mc 120$
- $1,35G_{k;sup}(\text{ou } 1,0G_{k;inf}) + 1,35 FLM3$

9. Les combinaisons d'actions pour les Etats Limites de Service (ELS)

Combinaisons caractéristiques

En service (situation de projet durable), la combinaison ELS caractéristique que nous prendrons en compte est la suivante :

- $G_{k;sup}(\text{ou } G_{k;inf}) + (1,0 \text{ ou } 0)S + (UDL_k + TS_k + q_{fk})$
- $G_{k;sup}(\text{ou } G_{k;inf}) + Mc 120$
- $G_{k;sup}(\text{ou } G_{k;inf}) + FLM3$

Combinaisons fréquentes

En situation de projet durable, la seule combinaison fréquentes à considérer est la suivante :

$$G_{k;sup}(\text{ou } G_{k;inf}) + (1,0 \text{ ou } 0)S + (0,75 TS_k + 0,4 UDL_k)$$

Combinaisons quasi-permanentes

En situation de projet durable, la seule combinaison quasi-permanente à considérer est la suivante :

$$G_{k;sup}(\text{ou } G_{k;inf}) + (1,0 \text{ ou } 0)S$$

Annexe 6: Description des surcharges selon le fascicule 61

I. TERMINOLOGIE

D'après le FASCICULE 61, TITRE II- PROGRAMMES DE CHARGES ET ÉPREUVES DES PONTS-ROUTES, on a :

1. La largeur roulable L_r

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures ; elle comprend donc outre la chaussée proprement dite toutes les surlargeurs éventuelles telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc. Dans le cas où l'on prévoit un élargissement futur de la chaussée, il y a lieu de considérer celle-ci dans son état définitif.

Dans le cadre de notre projet, nous avons une largeur roulable de **7,5m**.

2. La largeur chargeable L_c

La largeur chargeable se déduit de la largeur roulable : en enlevant une bande de 0,50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il en existe.

Dans le fascicule, il en résulte que si une chaussée est encadrée par deux bordures, la largeur chargeable est confondue avec la largeur roulable ; si elle est bordée d'un côté par un dispositif de retenue, de l'autre par une bordure, c'est une bande de 0,50 m qui doit être enlevée.

Notre chaussée est encadrée par deux bordures, par conséquent **la largeur roulable est égale à la largeur chargeable donc 7,5m**.

3. La classe du pont

On distingue trois (03) différentes classes de pont en fonction de la largeur roulable :

CLASSE DU PONT	LA LARGEUR ROULABLE (L_r)
1	$L_r \geq 7m$
2	$5,5m \leq L_r \leq 7m$
3	$L_r < 5,5m$

Il faut souligner :

La 1^{ère} classe est équivalente de la 2^{ème} classe de l'Eurocode ;

La 2^{ème} classe est équivalente à la 3^{ème} classe de l'Eurocode.

On a :

$L_r \geq 7m$, par conséquent notre ouvrage est de **la première classe**.

4. Nombre de voie N_v

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable, exprimée en mètres.

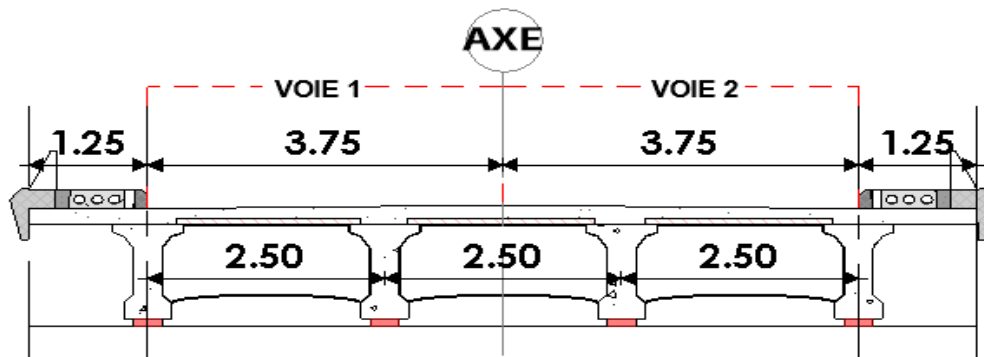
$$N_v = E \left(\frac{L_c}{3} \right) \quad \text{avec,}$$

E : désignant la partie entière ;

L_c : Largeur chargeable en m ;

Ainsi, on a un nombre de voie $N_v = 2$, de largeur **3,75m**.

5. Schématisation de la répartition des voies



6. Les surcharges routières

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge A(l) ;
- Le système des charges B (système B_c et système B_t , et système B_r) ;
- La surcharge militaire (système M_c 120) ;
- Les charges exceptionnelles (Convoi type D et E) ;
- Les surcharges sur trottoirs.

II. Evaluation des surcharges

7. Système de charge A(l)

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A (l),

$$A(l) = 230 + \frac{36000}{L+12} \quad \text{Avec } L : \text{largeur fonctionnelle de la chaussée} \Rightarrow L=18 \text{ m}$$

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{18+12} \Rightarrow A(l) = \mathbf{14,30} \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

✚ Déterminons $A(l)$ pondérée : $A(L) = A(l) \times a_1 \times a_2$

a_1 :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	> 5
Classe du pont .	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	"	"	"
	Troisième	0.9	0.8	"	"	"

La valeur du coefficient a_2 est exprimé comme suit :

$a_2 = V_0/V$; V étant la largeur d'une voie et V_0 ayant les valeurs suivantes :

3,5 m pour les ponts de première classe ;
 3,0 m pour les ponts de deuxième classe ;
 2,75 m pour les ponts de troisième classe.

En fonction de la classe des ouvrages et du nombre de voies chargées, la valeur de $A(l)$ est pondérée de coefficients a_1 et a_2 . Le tableau ci-dessus donne les valeurs de a_1 . On a :

Nombre de voie ($n=2$ voies) et pont de classe 1 $\Rightarrow a_1 = 1$

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

V étant la largeur d'une voie et V_0 ayant les valeurs suivantes :

Classe du pont	V_0
I	3,5m
II	3,0m
III	2,75m

Nous avons un pont de première classe (I), donc un $V_0=3,5m$.

$$a_2 = \frac{3,5}{3,75} = 0,93$$

Donc pour le système de type A on a :

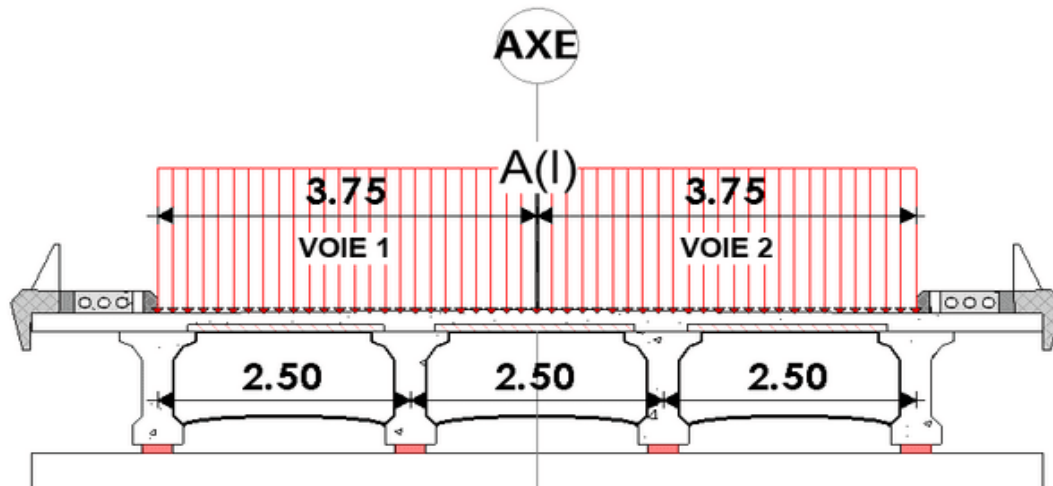
$$A(L) = A(l) \times a_1 \times a_2 \Rightarrow A(L) = 14,30 \times 1,00 \times 0,93$$

$$\Rightarrow A(L) = 13,299 \frac{KN}{m^2}$$

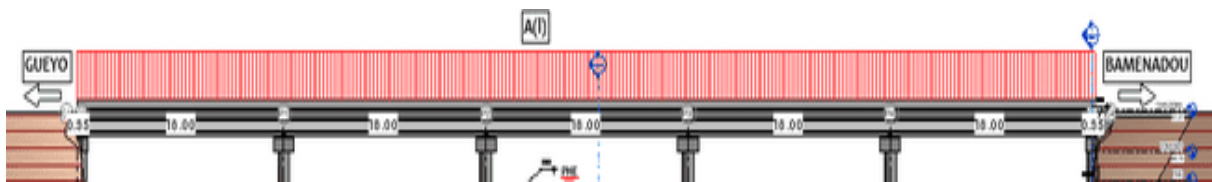
✚ Application de la charge $A(l)$

- Chargement des voies avec $A(l)$ transversalement

Dans le sens transversal, $A(l)$ est chargé sur la largeur roulable, comme le montre la figure ci-dessous :



- Chargement des voies avec A(I) longitudinalement

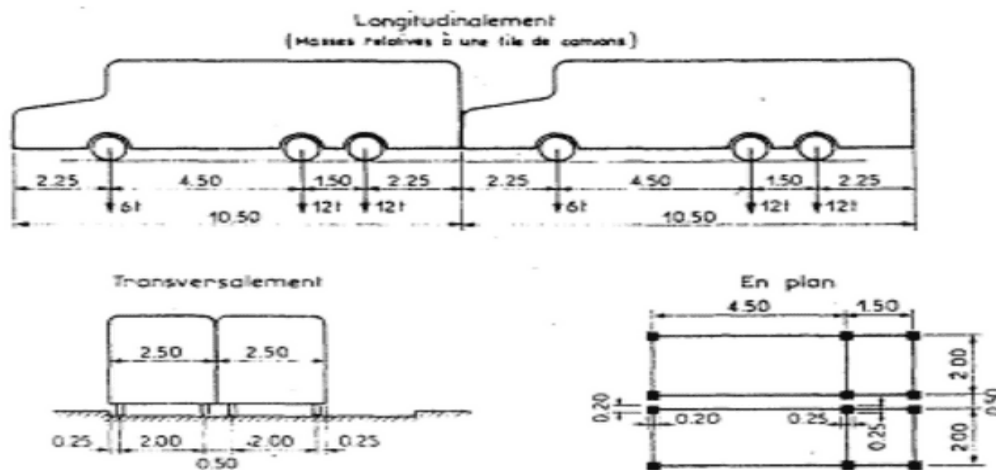


8. Le système de charges B

Il comprend 3 sous-systèmes dont les effets pour chaque élément de ponts sont examinés indépendamment :

a. Système de charge Bc

Il se compose d'un camion de 30t (300 kN) répartie sur 3 essieux. Il est présenté comme suit :



Il faut noter que les charges du système Bc sont pondérées par un coefficient de majorations dynamiques. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

Avec :

L : la longueur de la travée exprimée en mètre ;

G : la charge permanente de l'ouvrage ;

S : la charge du système B maximale.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées.

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont .	Première***	1.20	1.10	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1.00	1.00	–	–	–
	Troisième	1.00	0.8	–	–	–

Nous avons $N_v = 2$ et notre ouvrage est de la première classe, donc on a **bc = 1,10**. Ainsi ,

$$S = 2 \times 300 \times 2 \times bc \Rightarrow S = 2 \times 300 \times 2 \times 1,1$$

$$\Rightarrow S = 1320 \text{ KN}$$

On a, **L = 18 m** et **G = 2529,416KN**

$$\text{Ainsi, } \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 18} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{2529,416}{1320}}$$

$$\delta = 1,15$$

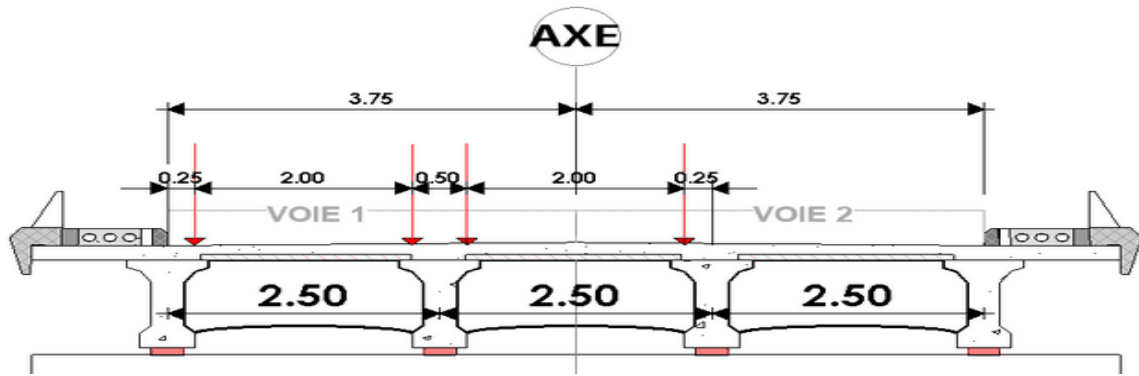
Nombre de voie chargée	bc	Chargement par essieu (KN)		
2	1,1	EAV	60 x 1,1 x 1,15	75,9
		EAR	120 x 1,1 x 1,15	151,8

Application du système Bc

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, placés de façon à créer l'effet le plus défavorable pour l'élément étudié.

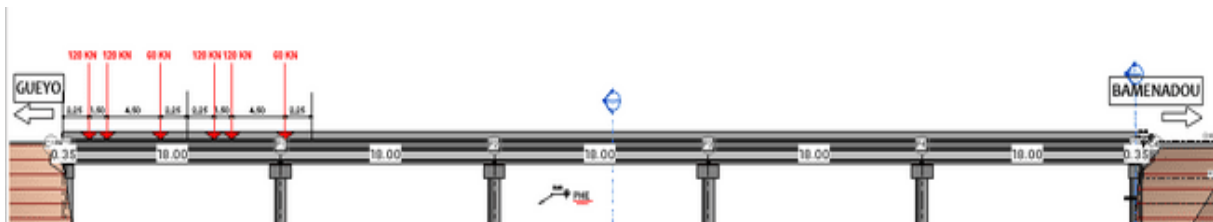
- *Chargement des voies sous le système Bc (transversalement)*

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulant dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50 m de largeur. Les diverses bandes peuvent être contiguës ou séparées.



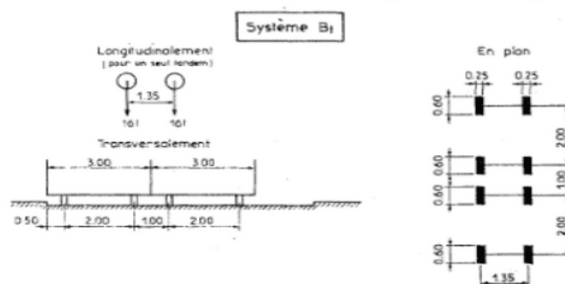
○ *Chargement des voies sous le système Bc (longitudinalement)*

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. La distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable. Les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens.



b. Le système de charge Bt

Il comporte deux essieux de 16 t (160 kN), tous deux à roues simples. La figure ci-après présente le système Bt :



Il est écrit à la suite dans le fascicule 61-titre II que :

- Le système Bt ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe.
- Les charges du système Bt sont également pondérées par un coefficient de majorations dynamiques. Ce coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2L} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{L}{5}}$$

Les sollicitations sous chargement du convoi sont pondérées par un coefficient bc qui est inclus dans la formule pour le calcul de « S », il est exprimé en fonction de la classe du pont :

Classe du pont	Première.	Deuxième.
Coefficient	1.0	0.9

L'ouvrage est de première classe, donc $b_t = 1,0$.

$$S = 2 \times 320 \times b_t \Rightarrow S = 2 \times 320 \times 1,0$$

$$\Rightarrow S = 640 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi, } \delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 18} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{2529,418}{640}}$$

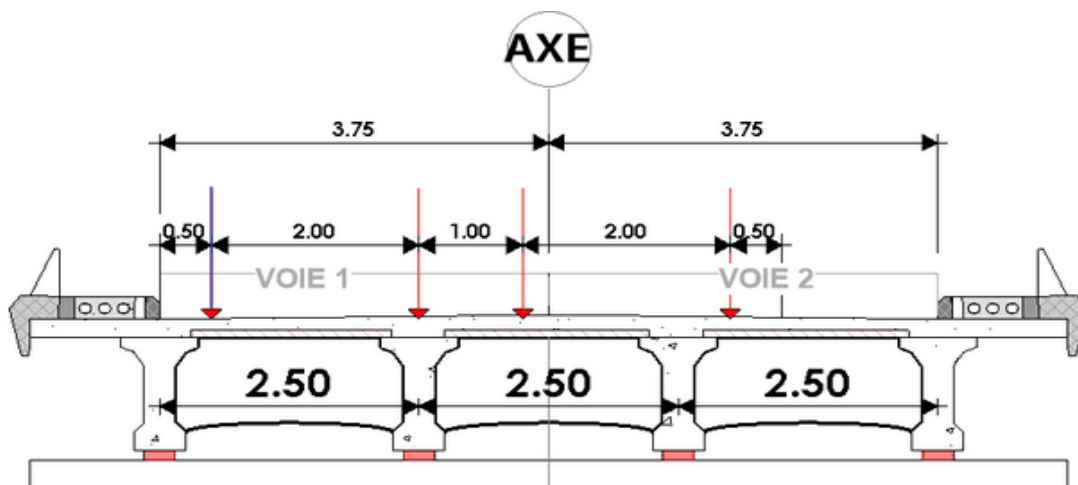
$$\delta = 1,12$$

Nombre de voie chargée	b_t	Chargement par essieu (KN)	
2	1,1	160 x 1,0 x 1,12	179,2

Application du système Bt

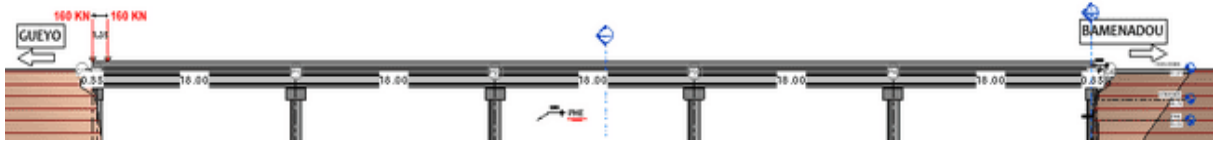
- Chargement du système Bt (transversalement)

La disposition des bandes longitudinales par rapport aux bords de la largeur chargeable (L_c) ou roulable (L_r) respecte les mêmes règles que les camions Bc.



- Chargement du système Bt (longitudinale)

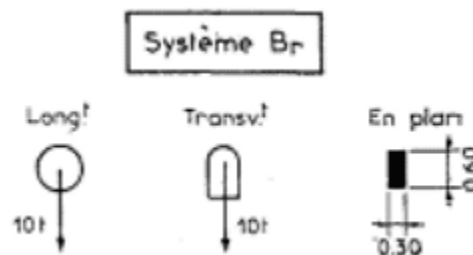
Pour les ponts à 2 voies ou plus, deux tandems au plus sont disposés de front, les 2 bandes longitudinales pouvant être contigües ou séparées de façon à obtenir l'effet plus défavorables de l'élément considéré.



c. Le système br

Ce chargement représente une roue unique de 10t (100 kN) qui peut être disposée n'importe où sur la chaussée. La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0,6 m transversalement et 0,3 m longitudinalement.

Ce chargement sera utilisé pour les vérifications locales.



Les charges du système Br sont également pondérées par un coefficient de majorations dynamiques. Ce coefficient de majoration dynamique est déterminé par la formule :

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

avec $S = 100\text{KN}$ et $G=2529,416\text{KN}$

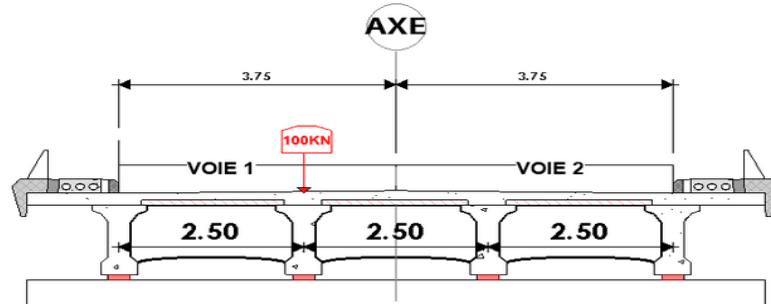
Ainsi on a : $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 18} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{2529,418}{100}}$

$$\delta = 1,09$$

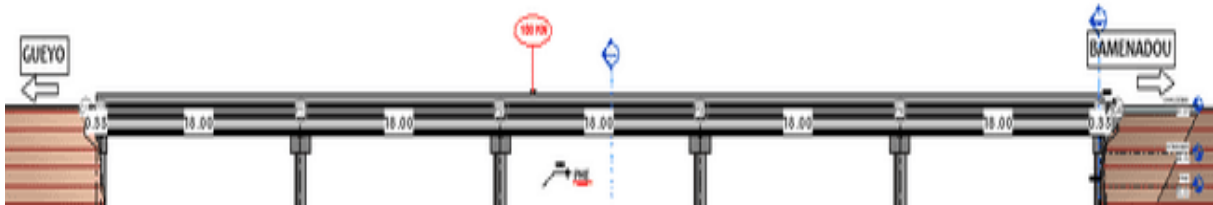
Nombre de voie chargée	Chargement par essieu (KN)	
2	100 x 1,09	109

Application du système Bt

- *Chargement du système Br (transversalement)*



- *Chargement du système Br (longitudinalement)*



d. *La charge militaire Mc 120*

Ce véhicule type Mc 120 est identique à celle de [l'annexe 5 suivant les Eurocodes](#). Ils ont la même disposition de charge et de caractéristiques mais ils ont une divergence au niveau de la formule du coefficient de majoration dynamique.

Le coefficient de majoration dynamique du fascicule 61-Titre II pour la charge Mc 120 est déterminé par la formule :

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

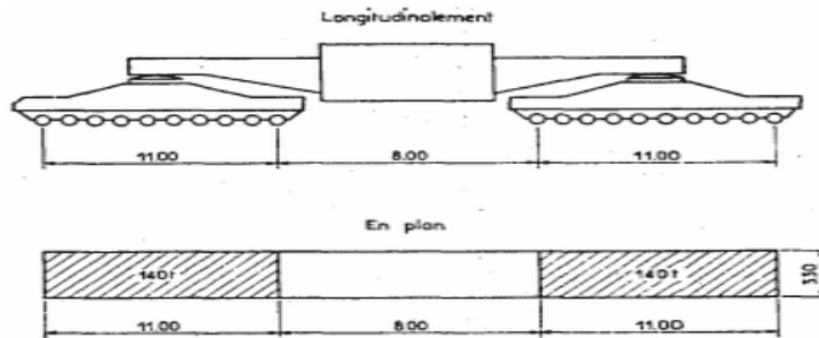
avec $S = 1100\text{KN}$ et $G=2529,416\text{KN}$

Ainsi on a : $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 18} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{2529,418}{1100}}$

Nombre de voie chargée	Chargement par essieu (KN/m ²)	
2	$\frac{550 \times 1,15}{6,1 \times 1}$	103,69

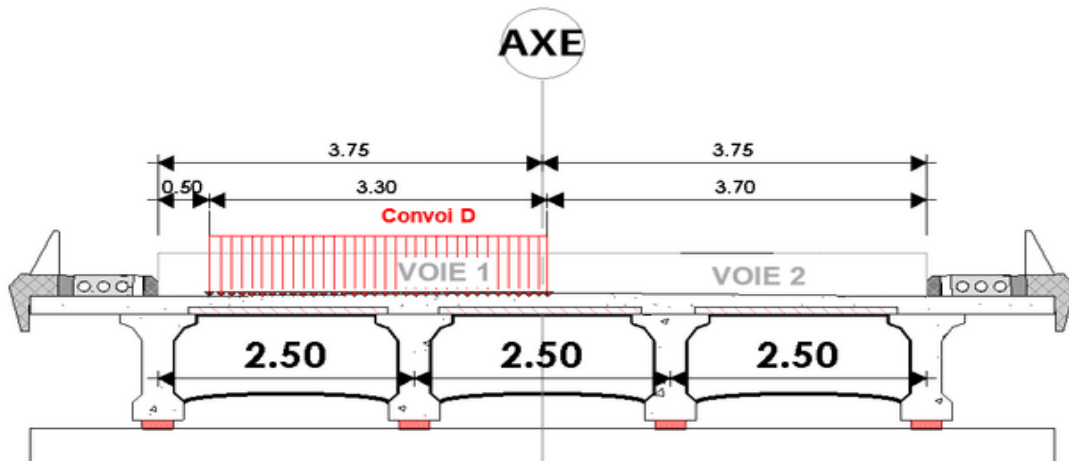
e. *La charge exceptionnelle D*

Le convoi type D comporte 2 remorques supportant chacune 140 tonnes repartis au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,30m de large et 11m de long. La distance entre axes des 2 rectangles est de 19m.

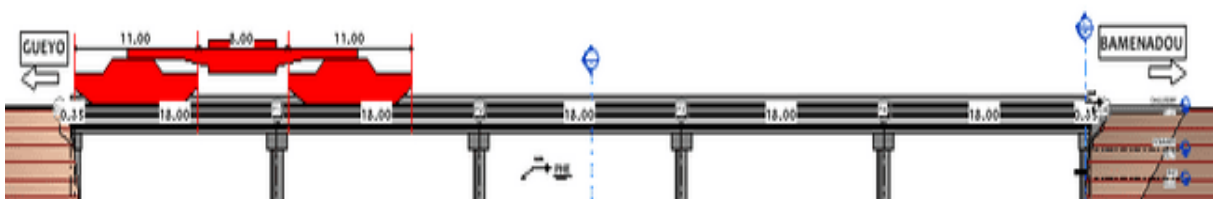


✚ Application du système D

- Chargement des voies avec le système D transversalement

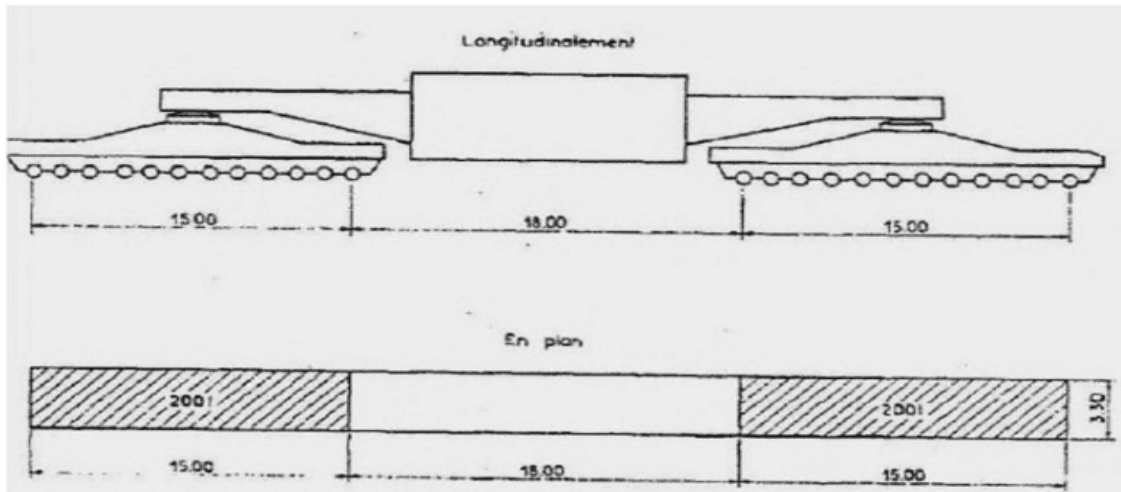


- Chargement des voies avec le système D longitudinalement



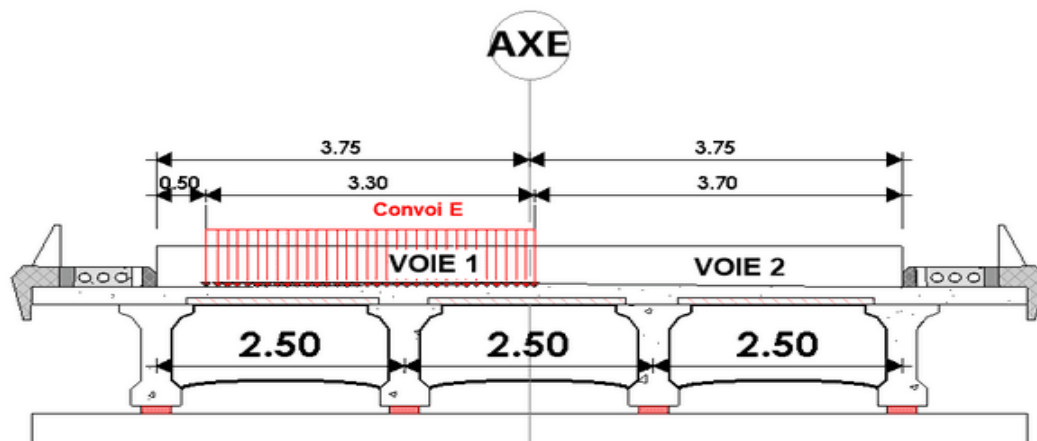
f. Le système E

Le convoi type E comporte 2 remorques portant chacune 200 tonnes repartis au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,3 m de large et 15 m de long. La distance entre axe des 2 rectangles est de 33 m.

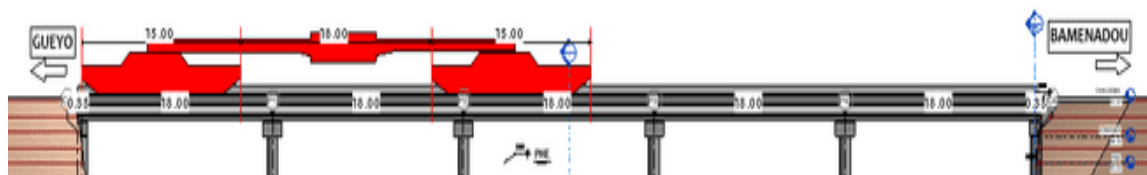


Application du système E

- Chargement des voies avec le système E transversalement



- Chargement des voies avec le système E longitudinalement



g. Effort de freinage

Seules les charges de chaussée des systèmes A(l) et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage, effort s'exerçant à la surface de la chaussée. Dans les cas courants, la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée. Les efforts de freinage n'intéressent pas en général la stabilité des tabliers mais sont considérés pour la stabilité des appuis (piles et culées) et pour la résistance des appareils d'appui.

Compte tenu que notre projet porte sur l'étude du tablier donc l'effort de freinage est exclu.

h. Les surcharges de trottoir

Il existe deux systèmes de charges dont pour un système local destiné à la justification des éléments de couverture du tablier (hourdis et entretoises) et l'autre pour le calcul des poutres principales. Ces charges ne sont pas majorées pour les effets dynamiques car il s'agit des surcharges de piétons et autres non pas le poids propre.

- Charge locale

La charge prise en compte pour le calcul des éléments de couverture du tablier est :

Une surcharge uniforme de **450Kg/m²** de trottoir qui sera à prendre en compte pour le calcul du hourdis et des entretoises.

- Charges générales

Elles sont prises en compte pour la justification des poutres et ont une valeur de **150Kg/m²** répartie d'une façon uniforme. De plus, les trottoirs sont chargés dans le sens de la largeur dans leur totalité.

Tous les trottoirs ne sont pas forcément chargés simultanément

- Un (01) trottoir chargé : $q_{tr1} = 1,5 \times 1,25 = 1,875$ KN/ml
- Deux (02) trottoirs chargés : $q_{tr2} = 1,875 \times 2 = 3,75$ KN/ml

III. COMBINAISONS D' ACTIONS

Les combinaisons à prendre en compte et le coefficient partiel de sécurité sont propres aux calculs sismiques. On distingue les combinaisons suivantes :

9. L'Etat Limite Ultime (ELU)

$$ELU : 1,35G_{max} \text{ (ou } 1,0 G_{min}) + \text{Max} \left\{ 1,60 \text{ Max} \begin{vmatrix} M(A(l)) \\ M(B_c) \\ M(B_t) \\ M(B_r) \end{vmatrix} ; 1,35 \text{ Max} \begin{vmatrix} M_{c120} \\ D \\ E \end{vmatrix} \right\} + 1,60 \times \text{trottoir}$$

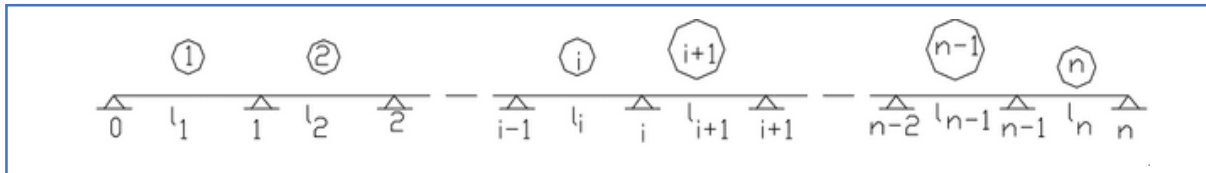
10. L'Etat Limite de service (ELS)

$$ELS : (G_{max}; G_{min}) + \text{Max} \left\{ 1,20 \text{ Max} \begin{vmatrix} M(A(l)) \\ M(B_c) \\ M(B_t) \\ M(B_r) \end{vmatrix} ; \text{Max} \begin{vmatrix} M_{c120} \\ D \\ E \end{vmatrix} \right\} + \text{trottoir}$$

Annexe 7 :Les lignes d'influences des sollicitations

I. DÉTERMINATION DES COEFFICIENTS DE SOUPLESSE ET DES RAPPORTS FOCAUX

La poutre continue étudiée comporte $n= 5$ travées et $n+1= 6$ appuis simples. Les travées sont numérotées de 1 à 5 et les appuis de 0 à 6. La travée i est délimitée par les appuis $i -1$ et i et a pour portée $l_i = 18m$. Toutes ces informations sont présentées sur la figure ci-dessous.



on utilisera pour les différents calculs la méthode des foyers et on déterminera également les sollicitations et les déformations par la méthode des lignes d'influence.

En effet, le calcul de certains paramètres sont nécessaires pour l'utilisation de la méthode des foyers, ces paramètres sont donnés ci-dessous :

✚ Déterminons les coefficients de souplesse

a_i , b_i et c_i représentent les coefficients de souplesse ou constantes mécaniques de la travée i . Lorsque la poutre est à inertie constante les coefficients de souplesse prennent les valeurs suivantes :

$$a_i = c_i = \frac{l_i}{3EI_i} \text{ et } b_i = \frac{l_i}{6EI_i}$$

Avec L_i : Longueur de la travée i

E : Module d'Young du matériau

▪ Travée 1

$$a_1 = 6,0 \qquad b_1 = 3,0 \qquad c_1 = 6,0$$

○ Travée 2

$$a_2 = 6,0 \qquad b_2 = 3,0 \qquad c_2 = 6,0$$

○ Travée 3

$$a_3 = 6,0 \qquad b_3 = 3,0 \qquad c_3 = 6,0$$

○ Travée 4

$$a_4 = 6,0 \qquad b_4 = 3,0 \qquad c_4 = 6,0$$

○ Travée 5

$$a_5 = 6,0$$

$$b_5 = 3,0$$

$$c_5 = 6,0$$

✚ Evaluons les rapports focaux de gauche et de droite

○ Rapports focaux de gauche

$$\varphi_1 = 0$$

$$\varphi_2 = \frac{b_2}{c_1 + a_2 - b_1 \varphi_1} = \frac{3}{6 + 6 - (3 \cdot 0)} = 0,2500$$

$$\varphi_3 = \frac{b_3}{c_2 + a_3 - b_2 \varphi_2} = \frac{3}{6 + 6 - (3 \times 0,25)} = 0,2667$$

$$\varphi_4 = \frac{b_4}{c_3 + a_4 - b_3 \varphi_3} = \frac{3}{6 + 6 - (3 \times 0,27)} = 0,2679$$

$$\varphi_5 = \frac{b_5}{c_4 + a_5 - b_4 \varphi_4} = \frac{3}{6 + 6 - (3 \times 0,27)} = 0,2679$$

○ Rapports focaux de droite

$$\varphi'_5 = 0$$

$$\varphi'_4 = \frac{b_4}{c_4 + a_5 - b_5 \varphi'_5} = \frac{3}{6 + 6 - (3 \varphi'_5)} = 0,2500$$

$$\varphi'_3 = \frac{b_3}{c_3 + a_4 - b_4 \varphi'_4} = \frac{3}{6 + 6 - (3 \varphi'_4)} = 0,2667$$

$$\varphi'_2 = \frac{b_2}{c_2 + a_3 - b_3 \varphi'_3} = \frac{3}{6 + 6 - (3 \varphi'_3)} = 0,2679$$

$$\varphi'_1 = \frac{b_1}{c_1 + a_2 - b_2 \varphi'_2} = \frac{3}{6 + 6 - (3 \varphi'_2)} = 0,2679$$

II. CALCUL DES MOMENTS SUR APPUIS

Pour déterminer les moments sur appuis, on applique le théorème des trois moments pour une travée i chargé à la position α :

On obtient la relation suivante : $b_i \cdot M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) \cdot M_i + b_{i+1} \cdot M_{i+1} = \omega'_{i+1} - \omega''_i$

$$\text{Où } a_i = c_i = \frac{L_i}{3 \cdot EI} \quad \text{et } b_i = \frac{L_i}{3 \cdot EI}$$

$$\text{On a aussi : } \omega'_i = \frac{-\alpha(L_i - \alpha)(2L_i - \alpha)}{6 \cdot EI \cdot L_i} \quad \text{et } \omega''_i = \frac{\alpha(L_i^2 - \alpha^2)}{6 \cdot EI \cdot L_i}$$

Où ω'_i , est la rotation sur l'appui de gauche et ω''_i , est la rotation sur l'appui de droite.

En se ramenant à notre cas (poutre à cinq (05) travées), on a le système suivant :

$$\begin{cases} b_1 \cdot M_0 + (c_1 + a_2) \cdot M_1 + b_2 \cdot M_2 = \omega'_2 - \omega''_1 \\ b_2 \cdot M_1 + (c_2 + a_3) \cdot M_2 + b_3 \cdot M_3 = \omega'_3 - \omega''_2 \\ b_3 \cdot M_2 + (c_3 + a_4) \cdot M_3 + b_4 \cdot M_4 = \omega'_4 - \omega''_3 \\ b_4 \cdot M_3 + (c_4 + a_5) \cdot M_4 + b_5 \cdot M_5 = \omega'_5 - \omega''_4 \end{cases}$$

$$\text{Puisque } M_0 = M_5 = 0, \text{ on a donc : } \begin{cases} (c_1 + a_2).M_1 + b_2.M_2 = \omega'_2 - \omega''_1 \\ b_2.M_1 + (c_2 + a_3).M_2 + b_3.M_3 = \omega'_3 - \omega''_2 \\ b_3.M_2 + (c_3 + a_4).M_3 + b_4.M_4 = \omega'_4 - \omega''_3 \\ b_4.M_3 + (c_4 + a_5).M_4 = \omega'_5 - \omega''_4 \end{cases}$$

✚ Cas de la travée 1 chargée

Avec : $\omega''_1 \neq 0$ et $\omega'_2 = \omega''_2 = \omega'_3 = \omega''_3 = \omega'_4 = \omega''_4 = \omega'_5 = 0$

$$\text{On a donc : } \begin{cases} (c_1 + a_2).M_1 + b_2.M_2 = -\omega''_1 & (1) \\ b_2.M_1 + (c_2 + a_3).M_2 + b_3.M_3 = 0 & (2) \\ b_3.M_2 + (c_3 + a_4).M_3 + b_4.M_4 = 0 & (3) \\ b_4.M_3 + (c_4 + a_5).M_4 = 0 & (4) \end{cases}$$

Par substitution, on a :

$$(4) \Rightarrow M_4 = \frac{-b_4}{(c_4+a_5)} M_3$$

$$(3) \Rightarrow b_2 M_2 + (c_3 + a_4) M_3 + b_4 \times \frac{-b_4}{(c_4+a_5)} M_3 = 0$$

$$\Rightarrow M_3 = \frac{-b_3(c_4+a_5)}{(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2} M_2$$

$$(2) \Rightarrow b_2 M_1 + (c_2 + a_3) M_2 + b_3 \left[\frac{-b_3(c_4+a_5)}{(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2} M_2 \right] = 0$$

$$\Rightarrow M_2 = \frac{-b_2[(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2]}{(c_4+a_5)(c_2+a_3)(c_3+a_4)-(c_2+a_3)b_4^2-b_2b_3(c_4+a_5)} M_1$$

$$(1) \Rightarrow (c_1 + a_2) M_1 + b_2 \left[\frac{-b_2[(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2]}{(c_4+a_5)(c_2+a_3)(c_3+a_4)-(c_2+a_3)b_4^2-b_2b_3(c_4+a_5)} M_1 \right] = -\omega''_1$$

$$\Rightarrow M_1 =$$

$$\frac{-\omega''_1 [(c_4+a_5)(c_2+a_3)(c_3+a_4)-(c_2+a_3)b_4^2-b_2b_3(c_4+a_5)]}{(c_1+a_2)(c_4+a_5)(c_2+a_3)(c_3+a_4)-(c_1+a_2)(c_2+a_3)b_4^2-b_2b_3(c_4+a_5)(c_1+a_2)-b_2^2(c_3+a_4)(c_4+a_5)+b_2^2b_4^2}$$

Et on a par ailleurs : $L_1 = L_2 = L_3 = L_4 = L_5$

$$a_1 = c_1 = a_2 = c_2 = a_3 = c_3 = a_4 = c_4 = a_5 = c_5 = \frac{L_1}{3}$$

$$b_1 = b_2 = b_3 = b_4 = b_5 = \frac{L_1}{6}$$

D'où :

$$M_1 = \frac{-56\alpha(L_1^2 - a^2)}{209L_1^2}$$

$$\Rightarrow M_2 =$$

$$\frac{b_2[(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2] \times \omega''_1}{(c_1+a_2)(c_4+a_5)(c_2+a_3)(c_3+a_4)-(c_1+a_2)(c_2+a_3)b_4^2-b_2b_3(c_4+a_5)(c_1+a_2)-b_2^2(c_3+a_4)(c_4+a_5)+b_2^2b_4^2}$$

$$\Rightarrow M_2 = \frac{15\alpha(L_1^2 - a^2)}{209L_1^2}$$

$$\Rightarrow M_3 = \frac{-b_3(c_4+a_5)}{(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2} M_2$$

$$\Rightarrow M_3 = \frac{-4}{15} \times \frac{15 \alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2}$$

$$\Rightarrow M_3 = \frac{-4 \alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2}$$

$$\Rightarrow M_4 = \frac{-b_4}{(c_4+a_5)} M_3$$

$$\Rightarrow M_4 = \frac{1}{4} \times \frac{-4 \times 15 \alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2}$$

$$\Rightarrow M_4 = \frac{-15 \alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2}$$

✚ Cas de la travée 2 chargée

Avec : $\omega'_2 ; \omega''_2 \neq 0$ et $\omega''_1 = \omega'_3 = \omega''_3 = \omega'_4 = \omega''_4 = \omega'_5 = 0$

On a donc :

$$\begin{cases} (c_1 + a_2) \cdot M_1 + b_2 \cdot M_2 = \omega'_2 & (1) \\ b_2 \cdot M_1 + (c_2 + a_3) \cdot M_2 + b_3 \cdot M_3 = -\omega''_2 & (2) \\ b_3 \cdot M_2 + (c_3 + a_4) \cdot M_3 + b_4 \cdot M_4 = 0 & (3) \\ b_4 \cdot M_3 + (c_4 + a_5) \cdot M_4 = 0 & (4) \end{cases}$$

Par substitution, on a :

$$(4) \Rightarrow M_4 = \frac{-b_4}{(c_4+a_5)} M_3$$

$$(3) \Rightarrow M_3 = \frac{-b_3(c_4+a_5)}{(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2} M_2$$

$$(2) \Rightarrow M_2 = \frac{-b_2 M_1 [(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2] - \omega''_2 [(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2]}{(c_4+a_5)(c_2+a_3)(c_3+a_4) - (c_2+a_3)b_4^2 - b_3^2(c_4+a_5)}$$

$$\Rightarrow M_2 = \frac{-b_2 M_1 [(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2]}{(c_4+a_5)(c_2+a_3)(c_3+a_4) - (c_2+a_3)b_4^2 - b_2 b_3 (c_4+a_5)} + \frac{-\omega''_2 [(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2]}{(c_4+a_5)(c_2+a_3)(c_3+a_4) - (c_2+a_3)b_4^2 - b_2 b_3 (c_4+a_5)}$$

$$(1) \Rightarrow M_1 =$$

$$\frac{\omega'_2 [(c_4+a_5)(c_2+a_3)(c_3+a_4) - (c_2+a_3)b_4^2 - b_2 b_3 (c_4+a_5)]}{(c_1+a_2)(c_4+a_5)(c_2+a_3)(c_3+a_4) - (c_1+a_2)(c_2+a_3)b_4^2 - b_2 b_3 (c_4+a_5)(c_1+a_2) - b_2^2 (c_3+a_4)(c_4+a_5) + b_2^2 b_4^2 - \omega''_2 [(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2]}$$

On a alors :

$$\Rightarrow M_1 = \frac{-56\alpha L_1(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{209L_1^3 - 90\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}$$

$$\Rightarrow M_2 =$$

$$\frac{-b_2 \omega'_2 [(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2]}{(c_1+a_2)(c_4+a_5)(c_2+a_3)(c_3+a_4) - (c_1+a_2)(c_2+a_3)b_4^2 - b_2 b_3 (c_4+a_5)(c_1+a_2) - b_2^2 (c_3+a_4)(c_4+a_5) + b_2^2 b_4^2 - \omega''_2 [(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2]} + \frac{-\omega''_2 [(c_3+a_4)(c_4+a_5)-b_4^2]}{(c_4+a_5)(c_2+a_3)(c_3+a_4) - (c_2+a_3)b_4^2 - b_2 b_3 (c_4+a_5)}$$

$$\Rightarrow M_2 = \frac{15\alpha L_1(l_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2)} - \frac{15\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{56L_1^2}$$

$$\Rightarrow M_3 = \frac{b_3 b_2 M_1 (c_4 + a_5)}{(c_4 + a_5)(c_2 + a_3)(c_3 + a_4) - (c_2 + a_3)b_4^2 - b_2 b_3 (c_4 + a_5)} + \frac{\omega_2'' b_3 (c_4 + a_5)}{(c_4 + a_5)(c_2 + a_3)(c_3 + a_4) - (c_2 + a_3)b_4^2 - b_2 b_3 (c_4 + a_5)}$$

$$\Rightarrow M_3 = \frac{4\alpha L_1(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2)} - \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{14L_1^2}$$

$$\Rightarrow M_4 = \frac{b_3 b_4}{(c_3 + a_4)(c_4 + a_5) - b_4^2} M_2$$

$$\Rightarrow M_4 = \frac{\alpha L_1(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2)} - \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{56L_1^2}$$

✚ Cas de la travée 3 chargée

Avec : ω_3' ; $\omega_3'' \neq 0$ et $\omega_1'' = \omega_2'' = \omega_4'' = \omega_5'' = 0$

On a donc :

$$\begin{cases} (c_1 + a_2) \cdot M_1 + b_2 \cdot M_2 = 0 & (1) \\ b_2 \cdot M_1 + (c_2 + a_3) \cdot M_2 + b_3 \cdot M_3 = \omega_3' & (2) \\ b_3 \cdot M_2 + (c_3 + a_4) \cdot M_3 + b_4 \cdot M_4 = -\omega_3'' & (3) \\ b_4 \cdot M_3 + (c_4 + a_5) \cdot M_4 = 0 & (4) \end{cases}$$

Par substitution, on a :

$$(4) \Rightarrow M_4 = \frac{-b_4}{(c_4 + a_5)} M_3$$

$$(3) \Rightarrow M_3 = \frac{-b_3(c_4 + a_5)M_2 - \omega_3''(c_4 + a_5)}{(c_3 + a_4)(c_4 + a_5) - b_4^2}$$

$$\Rightarrow M_3 = \frac{-b_3(c_4 + a_5)}{(c_3 + a_4)(c_4 + a_5) - b_4^2} M_2 + \frac{-\omega_3''(c_4 + a_5)}{(c_3 + a_4)(c_4 + a_5) - b_4^2}$$

$$\Rightarrow M_3 = \frac{-4}{15} M_2 - \frac{4\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{15L_1^2}$$

$$(2) \Rightarrow M_2 = -\frac{15\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{56L_1} - \frac{15}{56} M_1 + \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{14L_1}$$

$$(1) \Rightarrow (c_1 + a_2) \cdot M_1 + \frac{L_1}{6} \cdot \left[-\frac{15\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{56L_1} - \frac{15}{56} M_1 + \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{14L_1} \right] = 0$$

$$\Rightarrow M_1 = \frac{15\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha) - 4\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{209L_1}$$

$$\Rightarrow M_2 = -\frac{60\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1} + \frac{15\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{2926L_1} + \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{14L_1^2}$$

$$\Rightarrow M_3 = \frac{16\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1} - \frac{2\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{1463L_1} - \frac{2\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{7L_1^2}$$

$$\Rightarrow M_4 = -\frac{4\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1} + \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{2926L_1} + \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{14L_1^2}$$

✚ Cas de la travée 4 chargée

Avec : $\omega'_4 ; \omega''_4 \neq 0$ et $\omega''_1 = \omega'_2 = \omega''_2 = \omega'_3 = \omega''_3 = \omega'_5 = \omega''_5 = 0$

$$\text{On a donc : } \begin{cases} (c_1 + a_2) \cdot M_1 + b_2 \cdot M_2 = 0 & (1) \\ b_2 \cdot M_1 + (c_2 + a_3) \cdot M_2 + b_3 \cdot M_3 = 0 & (2) \\ b_3 \cdot M_2 + (c_3 + a_4) \cdot M_3 + b_4 \cdot M_4 = \omega'_4 & (3) \\ b_4 \cdot M_3 + (c_4 + a_5) \cdot M_4 = -\omega''_4 & (4) \end{cases}$$

Par substitution, on a :

$$(4) \Rightarrow M_4 = -\frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{4L_1^2} - \frac{1}{4}M_3$$

$$(3) \Rightarrow M_3 = \frac{-4\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{5L_1} - \frac{4}{5}M_2 + \frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{15L_1^2}$$

$$(2) \Rightarrow M_2 = -\frac{5}{16}M_1 + \frac{1}{4L_1}\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) - \frac{1}{48L_1^2}\alpha(L_1^2 - \alpha^2)$$

$$(1) \Rightarrow (c_1 + a_2) \cdot M_1 + b_2 \cdot \left[-\frac{5}{16}M_1 + \frac{1}{4L_1}\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) - \frac{1}{48L_1^2}\alpha(L_1^2 - \alpha^2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow M_1 = -\frac{4}{59L_1}\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) + \frac{1}{177L_1^2}\alpha(L_1^2 - \alpha^2)$$

$$\Rightarrow M_2 = \frac{-27}{118L_1}\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) - \frac{1}{177L_1^2}\alpha(L_1^2 - \alpha^2)$$

$$\Rightarrow M_3 = -\frac{182}{295}\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) + \frac{21}{295L_1^2}\alpha(L_1^2 - \alpha^2)$$

$$\Rightarrow M_4 = \frac{91}{590}\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) - \frac{79}{295}\alpha(L_1^2 - \alpha^2)$$

✚ Cas de la travée 5 chargée

Avec : $\omega'_5 \neq 0$ et $\omega''_1 = \omega'_2 = \omega''_2 = \omega'_3 = \omega''_3 = \omega'_4 = \omega''_4 = 0$

$$\text{On a donc : } \begin{cases} (c_1 + a_2) \cdot M_1 + b_2 \cdot M_2 = 0 & (1) \\ b_2 \cdot M_1 + (c_2 + a_3) \cdot M_2 + b_3 \cdot M_3 = 0 & (2) \\ b_3 \cdot M_2 + (c_3 + a_4) \cdot M_3 + b_4 \cdot M_4 = 0 & (3) \\ b_4 \cdot M_3 + (c_4 + a_5) \cdot M_4 = \omega'_5 & (4) \end{cases}$$

Par substitution, on a :

$$(4) \Rightarrow M_4 = -\frac{\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{4L_1^2} - \frac{1}{4}M_3$$

$$(3) \Rightarrow M_3 = -\frac{4}{15}M_2 + \frac{1}{15L_1^2}\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)$$

$$(2) \Rightarrow M_2 = -\frac{15}{56}M_1 - \frac{1}{56L_1^2}\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)$$

$$(1) \Rightarrow (c_1 + a_2) \cdot M_1 + b_2 \cdot \left[-\frac{15}{56}M_1 - \frac{1}{56L_1^2}\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) \right] = 0$$

$$\Rightarrow M_1 = \frac{1}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)$$

$$\Rightarrow M_2 = -\frac{4}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)$$

$$\Rightarrow M_3 = \frac{15}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)$$

$$\Rightarrow M_4 = -\frac{56}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)$$

III. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANTS ET EFFORTS TRANCHANTS

1. Section dans la travée 1

Charge dans la travée 1

- Moment travée 1

L'expression du moment fléchissant $M_1^t(x, \alpha)$ dans la section Σ d'abscisse x de la travée 1 est donnée par :

$$M_1^t(x, \alpha) = \mu_1(x, \alpha) + M_0(1 - \frac{x}{L_1}) + M_1 \cdot \frac{x}{L_1}$$

$$\Rightarrow M_1^t(x, \alpha) = \begin{cases} \alpha \cdot (1 - \frac{x}{L_1}) + \left(\frac{56\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2}\right) \frac{x}{L_1} & \text{si } \alpha \leq x \\ \left(1 - \frac{\alpha}{L_1}\right) \cdot x + \left(\frac{56\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2}\right) \frac{x}{L_1} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

- Effort tranchant travée 1

$$T_1^t(x, \alpha) = \begin{cases} -\frac{\alpha + \frac{56\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2}}{L_1} & \text{si } \alpha \leq x \\ 1 - \frac{\alpha + \frac{56\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2}}{L_1} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

Charge dans la travée 2

- Moment fléchissant travée 1

$$M_1^t(x, \alpha) = \mu_1(x, \alpha) + M_0(1 - \frac{x}{L_1}) + M_1 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 1 n'étant pas chargée, on $\mu_1(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_1^t(x, \alpha) = M_1 \cdot \frac{x}{L_1}$$

$$\Rightarrow M_1^t(x, \alpha) = \frac{-56\alpha L_1(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{209L_1^3 - 90\alpha(L_1^2 - \alpha^2)} \cdot \frac{x}{L_1}$$

- Effort tranchant dans la travée 1

$$T_1^t(x, \alpha) = \frac{M_1}{L_1}$$

$$\Rightarrow T_1^t(x, \alpha) = \frac{\frac{-56\alpha L_1(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2)}}{L_1} = \frac{-56\alpha L_1(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{(209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2))L_1}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_1^t(\mathbf{x}, \alpha) = \frac{-56\alpha L_1(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{(209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2))L_1}$$

✚ Charge dans la travée 3

- Moment fléchissant travée 1

$$M_1^t(x, \alpha) = \mu_1(x, \alpha) + M_0\left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_1 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 1 n'étant pas chargée, on $\mu_1(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_1^t(x, \alpha) = M_1 \cdot \frac{x}{L_1}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_1^t(\mathbf{x}, \alpha) = \frac{15\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)-4\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{209L_1} \cdot \frac{x}{L_1}$$

- Effort tranchant dans la travée 1

$$T_1^t(x, \alpha) = \frac{M_1}{L_1}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_1^t(\mathbf{x}, \alpha) = \frac{15\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)-4\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{(209L_1)L_1}$$

✚ Charge dans la travée 4

- Moment fléchissant travée 1

$$M_1^t(x, \alpha) = \mu_1(x, \alpha) + M_0\left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_1 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 1 n'étant pas chargée, on $\mu_1(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_1^t(x, \alpha) = M_1 \cdot \frac{x}{L_1}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_1^t(\mathbf{x}, \alpha) = \left[-\frac{4}{59L_1} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) + \frac{1}{177L_1^2} \alpha(L_1^2 - \alpha^2) \right] \cdot \frac{x}{L_1}$$

- Effort tranchant dans la travée 1

$$T_1^t(x, \alpha) = \frac{M_1}{L_1}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_1^t(\mathbf{x}, \alpha) = -\frac{4}{59L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) + \frac{1}{177L_1^3} \alpha(L_1^2 - \alpha^2)$$

✚ Charge dans la travée 5

- Moment fléchissant travée 1

$$M_1^t(x, \alpha) = \mu_1(x, \alpha) + M_0 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_1 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 1 n'étant pas chargée, on $\mu_1(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_1^t(x, \alpha) = M_1 \cdot \frac{x}{L_1}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_1^t(x, \alpha) = \left[\frac{1}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) \right] \frac{x}{L_1}$$

- Effort tranchant dans la travée 1

$$T_1^t(x, \alpha) = \frac{M_1}{L_1}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_1^t(x, \alpha) = \frac{1}{209L_1^3} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)$$

2. Section dans la travée 2

✚ Charge dans la travée 1

- Moment fléchissant travée 2

$$M_2^t(x, \alpha) = \mu_2(x, \alpha) + M_1 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_2 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 2 n'étant pas chargée, on $\mu_2(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_2^t(x, \alpha) = M_1 \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + M_2 \cdot \frac{x}{L_2}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_2^t(x, \alpha) = \frac{-56\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2} \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \frac{15\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2} \cdot \frac{x}{L_1} \text{ car } L_1 = L_2$$

- Effort tranchant dans la travée 2

$$T_2^t(x, \alpha) = -\frac{M_1}{L_2} + \frac{M_2}{L_2}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_2^t(x, \alpha) = \frac{56\alpha(L_1^2 - \alpha^2) + 15\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{(209L_1^2) \cdot L_1}$$

✚ Charge dans la travée 2

- Moment travée 2

$$M_2^t(x, \alpha) = \mu_2(x, \alpha) + M_1 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_2 \cdot \frac{x}{L_1}$$

$$M_2^t(x, \alpha) = \begin{cases} \alpha \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + \frac{-56\alpha L_1(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2)} \cdot \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + \left[\frac{15\alpha L_1(l_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2)} - \frac{15\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{56L_1^2}\right] \cdot \frac{x}{L_2} & \text{si } \alpha \leq x \\ \left(1 - \frac{\alpha}{L_2}\right) \cdot x + \frac{-56\alpha L_1(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2)} \cdot \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + \left[\frac{15\alpha L_1(l_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2)} - \frac{15\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{56L_1^2}\right] \cdot \frac{x}{L_2} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

- Effort tranchant travée 2

$$T_2^t(x, \alpha) = \begin{cases} -\frac{\alpha}{L_2} - \frac{M_1}{L_2} + \frac{M_2}{L_2} & \text{si } \alpha \leq x \\ 1 - \frac{\alpha}{L_2} - \frac{M_1}{L_2} + \frac{M_2}{L_2} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_2^t(x, \alpha) = \begin{cases} \frac{-\alpha \frac{-56\alpha L_1(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2)} + \frac{15\alpha L_1(l_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2)} - \frac{15\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{56L_1^2}}{L_2} & \text{si } \alpha \leq x \\ 1 + \frac{-\alpha \frac{-56\alpha L_1(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2)} + \frac{15\alpha L_1(l_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^3-90\alpha(L_1^2-\alpha^2)} - \frac{15\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{56L_1^2}}{L_2} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

Charge dans la travée 3

- Moment fléchissant travée 2

$$M_2^t(x, \alpha) = \mu_2(x, \alpha) + M_1 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_2 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 2 n'étant pas chargée, on $\mu_2(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_2^t(x, \alpha) = M_1 \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + M_2 \cdot \frac{x}{L_2}$$

$$\Rightarrow M_2^t(x, \alpha) = \frac{15\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha) - 4\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{209L_1} \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[-\frac{60\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1} + \frac{15\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{2926L_1} + \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{14L_1^2}\right] \cdot \frac{x}{L_1}$$

car $L_1 = L_2$

- Effort tranchant dans la travée 2

$$T_2^t(x, \alpha) = -\frac{M_1}{L_2} + \frac{M_2}{L_2}$$

$$\Rightarrow T_2^t(x, \alpha) = -\frac{15\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha) - 4\alpha(L_1^2-\alpha^2) + 15\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{(209L_1^2)L_1} - \frac{60\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{(209L_1)L_1} + \frac{15\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{(2926L_1)L_1} + \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{(14L_1^2)L_1}$$

Charge dans la travée 4

- Moment fléchissant travée 2

$$M_2^t(x, \alpha) = \mu_2(x, \alpha) + M_1 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_2 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 2 n'étant pas chargée, on $\mu_2(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_2^t(x, \alpha) = M_1 \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + M_2 \cdot \frac{x}{L_2}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_2^t(\mathbf{x}, \alpha) =$$

$$\left[-\frac{4}{59L_1} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) + \frac{1}{177L_1^2} \alpha(L_1^2 - \alpha^2) \right] \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[\frac{-27}{118L_1} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) - \frac{1}{177L_1^2} \alpha(L_1^2 - \alpha^2) \right] \cdot \frac{x}{L_1} \text{ car } L_1 = L_2$$

- Effort tranchant dans la travée 2

$$T_2^t(x, \alpha) = -\frac{M_1}{L_2} + \frac{M_2}{L_2}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_2^t(\mathbf{x}, \alpha) = \left[-\frac{4}{59L_1} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) + \frac{1}{177L_1^2} \alpha(L_1^2 - \alpha^2) \right] \cdot \frac{1}{L_1} - \left[\frac{27}{118L_1} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) - \frac{1}{177L_1^2} \alpha(L_1^2 - \alpha^2) \right] \cdot \frac{1}{L_1}$$

Charge dans la travée 5

- Moment fléchissant travée 2

$$M_2^t(x, \alpha) = \mu_2(x, \alpha) + M_1 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_2 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 2 n'étant pas chargée, on $\mu_2(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_2^t(x, \alpha) = M_1 \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + M_2 \cdot \frac{x}{L_2}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_2^t(\mathbf{x}, \alpha) = \left[\frac{1}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) \right] \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[-\frac{4}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) \right] \cdot \frac{x}{L_1}$$

car $L_1 = L_2$

- Effort tranchant dans la travée 2

$$T_2^t(x, \alpha) = -\frac{M_1}{L_2} + \frac{M_2}{L_2}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_2^t(\mathbf{x}, \alpha) = -\left[\frac{1}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) \right] \cdot \frac{1}{L_1} - \left[\frac{4}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) \right] \cdot \frac{1}{L_1}$$

3. Section dans la travée 3

Charge dans la travée 1

- Moment fléchissant travée 3

$$M_3^t(x, \alpha) = \mu_3(x, \alpha) + M_2 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_3 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 3 n'étant pas chargée, on $\mu_3(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_3^t(x, \alpha) = M_2 \left(1 - \frac{x}{L_3}\right) + M_3 \cdot \frac{x}{L_3}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_2^t(\mathbf{x}, \alpha) = \frac{15 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{209 L_1^2} \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \frac{-4 \times 15 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{209 L_1^2} \cdot \frac{x}{L_1} \text{ car } L_1 = L_3$$

- Effort tranchant dans la travée 3

$$T_3^t(x, \alpha) = -\frac{M_2}{L_3} + \frac{M_3}{L_3}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_3^t(\mathbf{x}, \alpha) = -\frac{15 \alpha (L_1^2 - \alpha^2) - 4 \times 15 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{(209 L_1^2) \cdot L_1}$$

Charge dans la travée 2

- Moment fléchissant travée 3

$$M_3^t(x, \alpha) = \mu_3(x, \alpha) + M_2 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_3 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 3 n'étant pas chargée, on $\mu_3(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_3^t(x, \alpha) = M_2 \left(1 - \frac{x}{L_3}\right) + M_3 \cdot \frac{x}{L_3}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_2^t(\mathbf{x}, \alpha) = \left[\frac{15 \alpha L_1 (L_1 - \alpha) (2L_1 - \alpha)}{209 L_1^3 - 90 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)} - \frac{15 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{56 L_1^2} \right] \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[\frac{4 \alpha L_1 (L_1 - \alpha) (2L_1 - \alpha)}{209 L_1^3 - 90 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)} - \frac{\alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{14 L_1^2} \right] \cdot \frac{x}{L_1}$$

car $L_1 = L_3$

- Effort tranchant dans la travée 3

$$T_3^t(x, \alpha) = -\frac{M_2}{L_3} + \frac{M_3}{L_3}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_3^t(\mathbf{x}, \alpha) = -\frac{15 \alpha L_1 (L_1 - \alpha) (2L_1 - \alpha)}{[209 L_1^3 - 90 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)] L_1} + \frac{15 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{56 L_1^3} + \frac{4 \alpha L_1 (L_1 - \alpha) (2L_1 - \alpha)}{[209 L_1^3 - 90 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)] L_1} - \frac{\alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{14 L_1^3}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_3^t(\mathbf{x}, \alpha) = \frac{-11 \alpha L_1 (L_1 - \alpha) (2L_1 - \alpha)}{[209 L_1^3 - 90 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)] L_1} + \frac{15 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{56 L_1^3} - \frac{\alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{14 L_1^3}$$

Charge dans la travée 3

- Moment travée 3

$$M_3^t(x, \alpha) = \mu_3(x, \alpha) + M_2 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_3 \cdot \frac{x}{L_1}$$

$\mathbf{M}_3^t(\mathbf{x}, \alpha) =$

$$\begin{cases} \alpha \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[-\frac{60 \alpha (L_1 - \alpha) (2L_1 - \alpha)}{209 L_1} + \frac{15 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{2926 L_1} + \frac{\alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{14 L_1^2} \right] \cdot \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[\frac{16 \alpha (L_1 - \alpha) (2L_1 - \alpha)}{209 L_1} - \frac{2 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{1463 L_1} - \frac{2 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{7 L_1^2} \right] \cdot \frac{x}{L_1} & \text{si } \alpha \leq x \\ \left(1 - \frac{\alpha}{L_1}\right) \cdot x + \left[-\frac{60 \alpha (L_1 - \alpha) (2L_1 - \alpha)}{209 L_1} + \frac{15 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{2926 L_1} + \frac{\alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{14 L_1^2} \right] \cdot \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + \left[\frac{16 \alpha (L_1 - \alpha) (2L_1 - \alpha)}{209 L_1} - \frac{2 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{1463 L_1} - \frac{2 \alpha (L_1^2 - \alpha^2)}{7 L_1^2} \right] \cdot \frac{x}{L_2} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

- Effort tranchant travée 3

$$T_3^t(x, \alpha) = \begin{cases} -\frac{\alpha}{L_3} - \frac{M_2}{L_3} + \frac{M_3}{L_3} & \text{si } \alpha \leq x \\ 1 - \frac{\alpha}{L_3} - \frac{M_2}{L_3} + \frac{M_3}{L_3} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_2^t(x, \alpha) = \begin{cases} \frac{-\alpha + \frac{60\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1} - \frac{15\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{2926L_1} - \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{14L_1^2} + \frac{16\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1} - \frac{2\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{1463L_1} - \frac{2\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{7L_1^2}}{L_1} & \text{si } \alpha \leq x \\ 1 + \frac{-\alpha + \frac{60\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1} - \frac{15\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{2926L_1} - \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{14L_1^2} + \frac{16\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1} - \frac{2\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{1463L_1} - \frac{2\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{7L_1^2}}{L_1} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

🚦 Charge dans la travée 4

- Moment fléchissant travée 3

$$M_3^t(x, \alpha) = \mu_3(x, \alpha) + M_2(1 - \frac{x}{L_1}) + M_3 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 3 n'étant pas chargée, on $\mu_3(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_3^t(x, \alpha) = M_2(1 - \frac{x}{L_3}) + M_3 \cdot \frac{x}{L_3}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_2^t(x, \alpha) =$$

$$\left[\frac{-27}{118L_1} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) - \frac{1}{177L_1^2} \alpha(L_1^2 - \alpha^2) \right] \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[-\frac{182}{295} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) + \frac{21}{295L_1^2} \alpha(L_1^2 - \alpha^2) \right] \cdot \frac{x}{L_1}$$

car $L_1 = L_3$

- Effort tranchant dans la travée 3

$$T_3^t(x, \alpha) = -\frac{M_2}{L_3} + \frac{M_3}{L_3}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_3^t(x, \alpha) = \frac{27}{118L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) + \frac{68}{885L_1^3} \alpha(L_1^2 - \alpha^2) - \frac{182}{295L_1} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)$$

🚦 Charge dans la travée 5

- Moment fléchissant travée 3

$$M_3^t(x, \alpha) = \mu_3(x, \alpha) + M_2(1 - \frac{x}{L_1}) + M_3 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 3 n'étant pas chargée, on $\mu_3(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_3^t(x, \alpha) = M_2(1 - \frac{x}{L_3}) + M_3 \cdot \frac{x}{L_3}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_2^t(x, \alpha) =$$

$$\left[-\frac{4}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) \right] \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[\frac{15}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) \right] \cdot \frac{x}{L_1}$$

car $L_1 = L_3$

- Effort tranchant dans la travée 3

$$T_3^t(x, \alpha) = -\frac{M_2}{L_3} + \frac{M_3}{L_3}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_3^t(x, \alpha) = \frac{4}{209L_1^3} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) + \frac{15}{209L_1^3} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_3^t(\mathbf{x}, \alpha) = \frac{1}{11L_1^3} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)$$

4. Section dans la travée 4

Charge dans la travée 1

○ Moment fléchissant travée 4

$$M_4^t(x, \alpha) = \mu_4(x, \alpha) + M_3(1 - \frac{x}{L_1}) + M_4 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 4 n'étant pas chargée, on $\mu_4(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_4^t(x, \alpha) = M_3(1 - \frac{x}{L_4}) + M_4 \cdot \frac{x}{L_4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_4^t(\mathbf{x}, \alpha) = \left[\frac{-4 \times 15 \alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2} \right] (1 - \frac{x}{L_1}) + \left[\frac{-15 \alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2} \right] \cdot \frac{x}{L_1}$$

car $L_1 = L_4$

○ Effort tranchant dans la travée 4

$$T_4^t(x, \alpha) = -\frac{M_3}{L_4} + \frac{M_4}{L_4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_4^t(\mathbf{x}, \alpha) = \frac{4 \alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^3} - \frac{15 \alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^3}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_4^t(\mathbf{x}, \alpha) = \frac{-\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{19L_1^3}$$

Charge de la travée 2

○ Moment fléchissant travée 4

$$M_4^t(x, \alpha) = \mu_4(x, \alpha) + M_3(1 - \frac{x}{L_1}) + M_4 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 4 n'étant pas chargée, on $\mu_4(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_4^t(x, \alpha) = M_3(1 - \frac{x}{L_4}) + M_4 \cdot \frac{x}{L_4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_4^t(\mathbf{x}, \alpha) = \left[\frac{4\alpha L_1(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{209L_1^3 - 90\alpha(L_1^2 - \alpha^2)} - \frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{14L_1^2} \right] (1 - \frac{x}{L_1}) + \left[\frac{\alpha L_1(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{209L_1^3 - 90\alpha(L_1^2 - \alpha^2)} - \frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{56L_1^2} \right] \cdot \frac{x}{L_1}$$

car $L_1 = L_4$

○ Effort tranchant dans la travée 4

$$T_4^t(x, \alpha) = -\frac{M_3}{L_4} + \frac{M_4}{L_4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_4^t(\mathbf{x}, \alpha) = -\frac{4\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{209L_1^3 - 90\alpha(L_1^2 - \alpha^2)} + \frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{14L_1^3} + \frac{\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{209L_1^3 - 90\alpha(L_1^2 - \alpha^2)} - \frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{56L_1^3}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_4^t(\mathbf{x}, \alpha) = -\frac{3\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{209L_1^3 - 90\alpha(L_1^2 - \alpha^2)} + \frac{3\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{56L_1^3}$$

Charge dans la travée 3

- Moment fléchissant travée 4

$$M_4^t(x, \alpha) = \mu_4(x, \alpha) + M_3 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_4 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 4 n'étant pas chargée, on $\mu_4(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_4^t(x, \alpha) = M_3 \left(1 - \frac{x}{L_4}\right) + M_4 \cdot \frac{x}{L_4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_4^t(\mathbf{x}, \alpha) = \left[\frac{16\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1} - \frac{2\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{1463L_1} - \frac{2\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{7L_1^2} \right] \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[-\frac{4\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1} + \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{2926L_1} + \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{14L_1^2} \right] \cdot \frac{x}{L_1}$$

car $L_1 = L_4$

- Effort tranchant dans la travée 4

$$T_4^t(x, \alpha) = -\frac{M_3}{L_4} + \frac{M_4}{L_4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_4^t(\mathbf{x}, \alpha) = -\frac{16\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^2} + \frac{2\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{1463L_1^2} + \frac{2\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{7L_1^3} + \frac{4\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^2} + \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{2926L_1^2} + \frac{\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{14L_1^3}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_4^t(\mathbf{x}, \alpha) = -\frac{12\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{209L_1^2} + \frac{3\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{2926L_1^4} + \frac{5\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{14L_1^6}$$

Charge dans la travée 4

- Moment travée 4

$$M_4^t(x, \alpha) = \mu_4(x, \alpha) + M_3 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_4 \cdot \frac{x}{L_1}$$

$$\mathbf{M}_4^t(\mathbf{x}, \alpha) =$$

$$\begin{cases} \alpha \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[-\frac{182\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{295} + \frac{21\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{295L_1^2} \right] \cdot \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[\frac{91\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{590} - \frac{79\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{295} \right] \cdot \frac{x}{L_1} & \text{si } \alpha \leq x \\ \left(1 - \frac{\alpha}{L_1}\right) \cdot x + \left[-\frac{182\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{295} + \frac{21\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{295L_1^2} \right] \cdot \left(1 - \frac{x}{L_2}\right) + \left[\frac{91\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{590} - \frac{79\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{295} \right] \cdot \frac{x}{L_2} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

- Effort tranchant travée 4

$$T_4^t(x, \alpha) = \begin{cases} -\frac{\alpha}{L_4} - \frac{M_3}{L_4} + \frac{M_4}{L_4} & \text{si } \alpha \leq x \\ 1 - \frac{\alpha}{L_4} - \frac{M_3}{L_4} + \frac{M_4}{L_4} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_2^t(x, \alpha) = \begin{cases} -\alpha + \frac{182\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{295} + \frac{21\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{295L_1^2} + \frac{91\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{590} - \frac{79\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{295} & \text{si } \alpha \leq x \\ 1 + \frac{-\alpha + \frac{182\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{295} + \frac{21\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{295L_1^2} + \frac{91\alpha(L_1-\alpha)(2L_1-\alpha)}{590} - \frac{79\alpha(L_1^2-\alpha^2)}{295}}{L_1} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

Charge dans la travée 5

- Moment fléchissant travée 4

$$M_4^t(x, \alpha) = \mu_4(x, \alpha) + M_3\left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_4 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 4 n'étant pas chargée, on $\mu_4(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_4^t(x, \alpha) = M_3\left(1 - \frac{x}{L_4}\right) + M_4 \cdot \frac{x}{L_4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_4^t(x, \alpha) = \left[\frac{15}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) \right] \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[-\frac{56}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) \right] \cdot \frac{x}{L_1}$$

car $L_1 = L_4$

- Effort tranchant dans la travée 4

$$T_4^t(x, \alpha) = -\frac{M_3}{L_4} + \frac{M_4}{L_4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_4^t(x, \alpha) = -\frac{15}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) - \frac{56}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_4^t(x, \alpha) = -\frac{15}{209L_1^3} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) - \frac{56}{209L_1^3} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)$$

5. Section dans la travée 5

Charge dans la travée 1

- Moment fléchissant travée 5

$$M_5^t(x, \alpha) = \mu_5(x, \alpha) + M_4\left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_5 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 5 n'étant pas chargée, on $\mu_5(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_5^t(x, \alpha) = M_4\left(1 - \frac{x}{L_5}\right) \text{ car } M_5 = 0$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_5^t(x, \alpha) = \left[\frac{-15 \alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^2} \right] \left(1 - \frac{x}{L_1}\right)$$

car $L_1 = L_5$

- Effort tranchant dans la travée 5

$$T_5^t(x, \alpha) = -\frac{M_4}{L_4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_4^t(x, \alpha) = \frac{15 \alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{209L_1^3}$$

Charge dans la travée 2

- Moment fléchissant travée 5

$$M_5^t(x, \alpha) = \mu_5(x, \alpha) + M_4\left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_5 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 5 n'étant pas chargée, on $\mu_5(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_5^t(x, \alpha) = M_4 \left(1 - \frac{x}{L_5}\right) \text{ car } M_5 = 0$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_5^t(\mathbf{x}, \alpha) = \left[\frac{\alpha L_1 (L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{209L_1^3 - 90\alpha(L_1^2 - \alpha^2)} - \frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{56L_1^2} \right] \left(1 - \frac{x}{L_1}\right)$$

car $L_1 = L_5$

- Effort tranchant dans la travée 5

$$T_5^t(x, \alpha) = -\frac{M_4}{L_4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_4^t(\mathbf{x}, \alpha) = -\frac{\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{209L_1^3 - 90\alpha(L_1^2 - \alpha^2)} + \frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{56L_1^3}$$

Charge dans la travée 3

- Moment fléchissant travée 5

$$M_5^t(x, \alpha) = \mu_5(x, \alpha) + M_4 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_5 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 5 n'étant pas chargée, on $\mu_5(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_5^t(x, \alpha) = M_4 \left(1 - \frac{x}{L_5}\right) \text{ car } M_5 = 0$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_5^t(\mathbf{x}, \alpha) = \left[-\frac{4\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{209L_1} + \frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{2926L_1} + \frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{14L_1^2} \right] \left(1 - \frac{x}{L_1}\right)$$

car $L_1 = L_5$

- Effort tranchant dans la travée 5

$$T_5^t(x, \alpha) = -\frac{M_4}{L_4}$$

$$\Rightarrow \mathbf{T}_4^t(\mathbf{x}, \alpha) = \frac{4\alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{209L_1^2} - \frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{2926L_1^2} - \frac{\alpha(L_1^2 - \alpha^2)}{14L_1^3}$$

Charge dans la travée 4

- Moment fléchissant travée 5

$$M_5^t(x, \alpha) = \mu_5(x, \alpha) + M_4 \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + M_5 \cdot \frac{x}{L_1}$$

La travée 5 n'étant pas chargée, on $\mu_5(x, \alpha) = 0$

Par conséquent :

$$\Rightarrow M_5^t(x, \alpha) = M_4 \left(1 - \frac{x}{L_5}\right) \text{ car } M_5 = 0$$

$$\Rightarrow \mathbf{M}_5^t(\mathbf{x}, \alpha) = \left[\frac{91}{590} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) - \frac{79}{295} \alpha(L_1^2 - \alpha^2) \right] \left(1 - \frac{x}{L_1}\right)$$

car $L_1 = L_5$

- Effort tranchant dans la travée 5

$$T_5^t(x, \alpha) = -\frac{M_4}{L_4}$$

$$\Rightarrow T_4^t(x, \alpha) = -\frac{91}{590L_1} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha) + \frac{79}{295L_1} \alpha(L_1^2 - \alpha^2)$$

🚦 Charge dans la travée 5

- Moment travée 4

$$M_5^t(x, \alpha) = \mu_5(x, \alpha) + M_4(1 - \frac{x}{L_1}) + M_5 \cdot \frac{x}{L_1}$$

$$M_4^t(x, \alpha) = \begin{cases} \alpha \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) + \left[-\frac{56}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)\right] \cdot \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) & \text{si } \alpha \leq x \\ \left(1 - \frac{\alpha}{L_1}\right) \cdot x + \left[-\frac{56}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)\right] \cdot \left(1 - \frac{x}{L_1}\right) & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

- Effort tranchant travée 4

$$T_5^t(x, \alpha) = \begin{cases} -\frac{\alpha}{L_5} - \frac{M_4}{L_5} & \text{si } \alpha \leq x \\ 1 - \frac{\alpha}{L_5} - \frac{M_4}{L_5} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_2^t(x, \alpha) = \begin{cases} \frac{-\alpha + \frac{56}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{L_1} & \text{si } \alpha \leq x \\ 1 + \frac{-\alpha + \frac{56}{209L_1^2} \alpha(L_1 - \alpha)(2L_1 - \alpha)}{L_1} & \text{si } \alpha \geq x \end{cases}$$

Annexe 8 : Coefficient de répartition

Les calculs ont été réalisés avec Excel, nous présentons ci-dessous comment nous avons appliqué les différentes charges pour déterminer les CRT.

I. CAS DE LA CHARGE A (L) ET UDL

L'application de A(l) et UDL se fait comme suite :

- La largeur de la zone chargée est choisie de manière à produire l'effet le plus défavorable.
- La charge A(l) et la charge UDL sont placées sur la largeur chargeable (la distance entre l'extrémité de la zone chargée et le bord de la largeur chargeable peut être nulle).
- La largeur de la zone chargée comprend un nombre entier de voies de circulation. Celui-ci influe sur la valeur du coefficient α_l pour A(l) et α_{qi} pour UDL.

Dans ce cas le coefficient K est :

$$K_i^{A(l)} = \frac{\text{Surface couverte transversalement par A(l) sur la } L_i \text{ de K}}{\text{Largeur couverte transversalement par A(l)}} = \frac{\omega_{A(l)}}{L_{A(l)}}$$

$$K_i^{UDL} = \frac{\text{Surface couverte transversalement par UDL sur la } L_i \text{ de K}}{\text{Largeur couverte transversalement par UDL}} = \frac{\omega_{UDL}}{L_{UDL}}$$

Le CRT est alors : $\eta_i^{A(l)} = \frac{K_i^{A(l)}}{n}$ n= Nombre de poutres

II. CAS DE LA CHARGE DU TROTTOIR, QTR (CHARGE LOCALE)

L'application de qtr se fait comme suite :

- Toute la largeur du trottoir est chargée.
- On considère soit qu'un seul trottoir est chargé, soit que les deux le sont, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable.

Dans ce cas le coefficient K est :

$$K_i^{tr} = \frac{\text{Surface couverte transversalement par qtr sur la } L_i \text{ de K}}{\text{Largeur du trottoir}} = \frac{\omega_{tr}}{L_{tr}}$$

ω_{tr} : Surface couverte transversalement par qtr sur la L_i de K.

L_{tr} : Largeur du trottoir.

Le CRT est alors : $\eta_i^{tr} = \frac{K_i^{tr}}{n}$

III. CAS DES CHARGES PONCTUELLES FASCICULE 61 COMME EUROCODE

L'application des charges ponctuelles se fait comme suite :

- On choisit le nombre et la disposition des convois de manière à produire l'effet le plus défavorable.
- Une distance minimale de 0,25 m pour le convoi bc est exigée entre l'axe de la file de roues la plus excentrée et le bord de la largeur chargeable.
- Une distance minimale de 0,5 m pour le convoi bt du F61 et TS de EC est exigée entre l'axe de la file de roues la plus excentrée et le bord de la largeur chargeable

Un essieu se compose de 2 roues. Transversalement, sa charge P se divise en deux, alors on a :

$$K_i^{nom\ de\ charge} = \frac{1}{2} \sum_j K_j$$

K_j : ordonnée de la Li de la réaction K_i au droit des points d'application des charges concentrées.

Le CRT est alors : $\eta_i^{nom\ de\ charge} = \frac{K_i^{nom\ de\ charge}}{n}$

IV. CAS DES CHARGES REPARTIES A CHENILLE

L'application des charges reparties se fait comme suite :

- Un seul convoi est supposé circulé quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Les chenilles peuvent être disposées sur toute la largeur chargeable, de manière la plus défavorable.

De plus, le poids d'un char est partagé entre les deux chenilles. Dans ce cas le coefficient K est:

$$K_i^{nom\ de\ charge} = \frac{1}{2} \frac{L_1^{k(e)de}}{L_1^{j\ de}} (1^{ère}\ chenille) + \frac{1}{2} \frac{L_2^{k(e)de}}{L_2^{j\ de}} (2^{ème}\ chenille)$$

L_1 et (L_2) est la longueur de la 1^{ère} (2^{ème}) chenille

Le CRT est alors : $\eta_i^{nom\ de\ charge} = \frac{K_i^{nom\ de\ charge}}{n}$

Annexe 9 : Justification des sections selon les Eurocodes

✦ DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

I. DETERMINATION DE L'ENROBAGE

On appelle enrobage la distance du nu d'une armature (armatures longitudinales, épingles, étriers et cadres compris, ainsi que les armatures de peau, le cas échéant) à l'arrase de béton la plus proche (c = cover en anglais).

L'enrobage nominal spécifié sur les plans est défini par l'Art 4.4.1.1 de l'EN 1992-1-1 comme étant la somme de l'enrobage minimal c_{min} plus une marge de calcul pour tolérances d'exécution Δc_{dev} .

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

La valeur recommandée de Δc_{dev} est de 10 mm.

1. L'enrobage minimal

L'enrobage minimal doit être assuré afin de garantir :

- Une transmission correcte des forces d'adhérence ;
- La protection de l'acier contre la corrosion ;
- Une résistance au feu convenable.

L'enrobage minimum est défini comme étant la plus grande valeur satisfaisant les conditions de durabilité et d'adhérence (Art 4.4.1.2(2)) :

$$c_{min} = \max\{c_{min,b} ; c_{min,dur} ; 10 \text{ mm}\}$$

Avec

$c_{min,b}$ = enrobage minimal vis – à – vis des exigences d'adhérence ;

$c_{min,dur}$ = enrobage minimal vis – à – vis des conditions d'environnement.

Pour les ponts, la valeur 10 mm n'intervient pas.

✦ L'enrobage minimal vis-à-vis de l'adhérence

$c_{min,b}$ est l'enrobage minimal nécessaire pour garantir une bonne transmission des forces d'adhérence. Il est défini par le Tab.4.2 de l'EN 1992-1-1 .

Si on admet un diamètre de 12 mm, l'enrobage vis-à-vis de l'adhérence des cadres transversaux vaut :

$$c_{min,b} = 12 \text{ mm}$$

✚ Enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité

Pour une classe d'exposition XC4 (Alternativement humide et sec) et une classe structurelle 4, l'enrobage minimal vis-à-vis de la durabilité $C_{min,dur} = 30$ mm.

2. Enrobage nominal

L'enrobage nominal qui doit être spécifié sur les plans est défini comme suit (Art 4.4.1.1 de l'EN 1992-1-1) :

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta c_{dev}$$

Δc_{dev} Une marge de calcul pour tolérances d'exécution. La marge recommandée est de 10 mm.

$$C_{nom} = \max\{c_{min,b} = 12 \text{ mm} ; c_{min,dur} = 30 \text{ mm}\} + 10 = 45 \text{ mm}$$

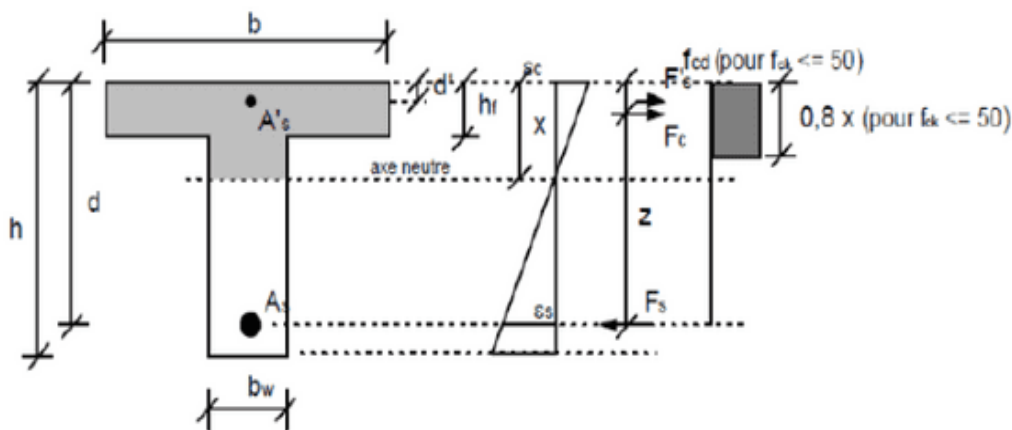
On adoptera un enrobage de 50mm.

II. JUSTIFICATION AU ELU

1. Section des armatures longitudinales dans la section critique

Le coefficient λ , Définissant la hauteur utile de la zone comprimée, et le coefficient η ,

définissant la résistance effective, pour $f_{ck} = 30 < 50 \Rightarrow \begin{cases} \lambda = 0,8 \\ \eta = 1 \end{cases}$



$d \approx 0.9H = 1.29$ m ; $h = 1.42$ m ; $h_f = 0.3$ m ; $b = 2,5$ m ; $b_w = 0.3$ m ; $M_{Ed} = 4253,60$ kN.m

✚ Effort de compression de la partie extérieure de table :

$$N_{fe} = b \times h_f \times f_{cd} = 2,5 \times 0,3 \times 17.10^3$$

$$N_{fe} = 12750 \text{ KN}$$

✚ Bras de levier de cet effort par rapport aux aciers tendus :

$$Z_{fe} = 1,15 - 0,5 \times 0,3$$

$$Z_{fe} = 1 \text{ m}$$

✚ Moment résistant de cette partie de table :

$$M_{fe} = N_{fe} \times Z_{fe} = 15000 \times 1$$

$$M_{fe} = 12750 \text{ KN.m}$$

On a, $M_{Ed} = 4253,60 \text{ KN.m} < M_{fe} = 12750 \text{ KN.m}$.

La hauteur de béton comprimé intervenant dans le calcul est dans la table de compression, Puisque le béton tendu est négligé, **la poutre se comporte comme une poutre rectangulaire fictive de section $b \times d$** , qu'il suffit donc de dimensionner.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \eta \times f_{cd}} = \frac{4253,60}{2,5 \times 1,15^2 \times 1 \times 17.10^3}$$

$$\mu_u = 0,07 < \mu_{lu} = 0,37$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha_u = \frac{1}{\lambda} (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,07})$$

$$\alpha_u = 0,073$$

$$Z_u = d \times \left[1 - \frac{\lambda}{2} \alpha_u \right] = 1,24$$

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha_u \times b_{eff} \times d \times f_{cd}}{f_{yd}} = 73,6 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } \mathbf{10 \text{ HA32 totalisant } 80,42 \text{ cm}^2}$$

2. Sections minimale et maximale d'armatures

La section d'armatures longitudinales tendues ne doit pas être inférieure à $A_{s,min}$ dont la valeur est déterminée comme suit (Art 9.2.1 de l'EN 1992-1-1) :

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d ; 0,0013 b_t d \right\}$$

Avec :

$f_{ct,eff}$: valeur moyenne de la résistance en traction du béton ($f_{ct,eff} = f_{ctm}$)

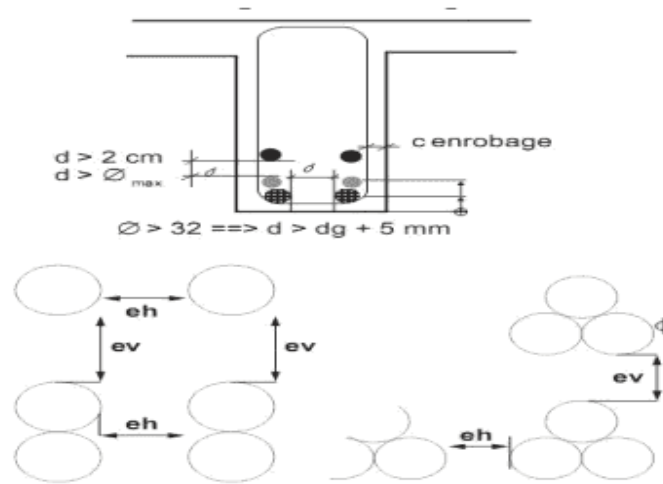
b_t : largeur moyenne de la zone tendue (pour une poutre en T dont la membrure supérieure est comprimée, seule la largeur de l'âme est prise en compte).

$$A_{s,min} = \max \{ 5,20 \text{ cm}^2 ; 4,48 \text{ cm}^2 \} = 5,20 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 80,42 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 5,20 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$

3. Distances entre armatures

La distance libre entre deux armatures voisines doit être au moins égale à : Espacements Horizontal ou Vertical entre barres (EC2, 8.2) : eh et ev.



$$e_h \text{ ou } e_v \geq \max (\phi_{\max} ; dg + 5\text{mm} ; 20 \text{ mm})$$

ϕ_{\max} : diamètre des barres

dg : dimension du plus gros granulat

$$e_h \text{ ou } e_v \geq \max (32 ; 22 + 5\text{mm} ; 20 \text{ mm}) = 32\text{mm}$$

4. Armatures de montage

Dans la zone comprimée, lorsque les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, on prévoit des armatures de montage dont la section doit être supérieure à $A_s/10$, où A_s est la section des barres tendues. Leur nombre doit être le même que celui du premier lit inférieur, disposées en un seul lit à la verticale des aciers inférieurs correspondants. Ces aciers peuvent être utilisés comme acier résistant dans l'épure d'arrêt des barres et pour les aciers de peau éventuels.

$$A'_s \geq \frac{80,42}{10} = 8 \text{ cm}^2, \text{ on prendra } \mathbf{4HA16} \text{ totalisant } \mathbf{8,04 \text{ cm}^2}$$

On adopte $d' = 5 \text{ cm}$ la distance entre le centre de gravité de armatures comprimées et la fibre supérieure de la poutre.

III. VERIFICATION A ELS

Les états-limites de service courant sont :

- Limitation des contraintes ;
- Maîtrise de la fissuration ;
- Limitation des flèches.

5. Homogénéisation de la section

Le béton armé est un matériau hétérogène. Pour pouvoir utiliser les résultats de la RDM, la section va être "homogénéisée" en remplaçant la section d'acier tendue A_s ou la section d'acier comprimé A'_s par une section de béton dite équivalente nA_s ou nA'_s .

n est appelé coefficient d'équivalence et a pour valeur le rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s à celui du béton $E_c(t)$, ce qui signifie qu'une section d'acier "travaille" n fois plus que la même section de béton tout en gardant le même emplacement.

6. Coefficients d'équivalence

Le coefficient d'équivalence pour les calculs à court terme a pour valeur :

$$n_0 = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000}{32837}$$

$$n_0 = 6,09$$

L'article 7.4.3 de la norme NF EN1992-1-1 précise que, pour tenir compte du fluage du béton dans le cas des sollicitations de longue durée en combinaison quasi permanente, il faut prendre

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty, t_0)}$$

Dans le cas de charges d'une durée telle que le béton subit un fluage, la déformation totale, fluage inclus, le coefficient d'équivalence pour les calculs de la structure à long terme noté n_L a pour valeur :

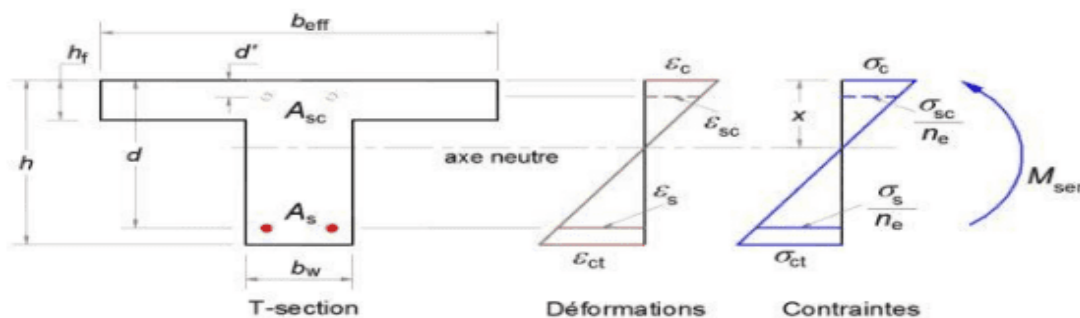
$$n_L = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$$

$$n_L = \frac{200000}{10945} = 18,27$$

Dans le cas d'une flexion composée combinant des charges de longue durée et charges de courte durée variables, le problème est plus complexe. L'Eurocode 2 ne dit rien : on peut retenir un coefficient d'équivalence correspondant à chaque part du moment (rapide ou lent), ou plus simplement la valeur 15 adopté par l'annexe française NF 1992-1-1 .

7. Moment de fissuration

Il convient de vérifier d'abord si la section de béton est fissurée en comparant le moment de flexion M_{ser} , engendrée par la combinaison caractéristique, avec le moment $M_{ct,ser}$ provoquant l'apparition de la première fissure.



Le béton est fissuré si :

$$\sigma_{ct} \geq f_{ct,eff}$$

Où :

σ_{ct} est la contrainte dans le béton tendu ; $f_{ct,eff}$ est la valeur moyenne de la résistance en traction du béton au moment où les premières fissures sont supposées apparaître : $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ ou une valeur inférieure, ($f_{ctm}(t)$), si l'on prévoit que la fissuration se produira avant 28 jours.

8. Caractéristiques géométriques de la section fissurée

D'après les hypothèses précédemment énoncées, on considère que la section n'est pas fissurée ; on considère donc pour le calcul, le moment quadratique de la section homogénéisée non fissurée. On obtient finalement :

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_{c,eq}}{h-x}$$

La combinaison caractéristique comprend des charges de courte et de longue durée. On adopte en première approximation $n = 15$. L'aire de la section homogène, la profondeur de l'axe neutre et le moment quadratique de la section homogène valent respectivement :

$$A_{c,eq} = b_w \times h + (b - b_w)h_f + n(A_s + A_{sc})$$

$$A_{c,eq} = 30 \times 142 + (250 - 30) \times 30 + 15 (80,42 + 8,04)$$

$$A_{c,eq} = \mathbf{12186,9 cm^2}$$

La profondeur de l'axe neutre x est ainsi obtenue par la formule :

$$x = \frac{\frac{b_w h^2}{2} + \frac{(b-b_w)h_f^2}{2} + n(A_s d + A_{sc} d')}{A_{c,eq}}$$

$$x = 45,59 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie se calcule par la formule :

$$I_{c,eq} = \frac{b_w h^3}{3} + (b_{eff} - b_w) \frac{h_f^3}{3} + n(A'_s d'^2 + A_s d^2) - A_{c,eq} x^2$$

$$I_{c,eq} = 0,38 \text{ m}^4$$

$$M_{ser} = \mathbf{3150,82 KN.m} > M_{cr} = f_{ctm} \frac{I_{c,eq}}{h-x} = \mathbf{1143,5 KN.m}$$

On utilise les caractéristiques de la section fissurée.

9. Caractéristiques géométriques de la section fissurée

La partie du béton tendu sous l'axe neutre étant ignorée, les propriétés géométriques de la section homogène dans le cas où l'axe neutre se trouve dans la table ($x \leq h_f$) de la section en T se calculent comme suit.

$$b_w x^2 + 2[(b - b_w)h_f + n(A'_s + A_s)]x - [(b - b_w)h_f^2 + n(A'_s d' + A_s d)] = 0$$

$$x = \mathbf{0,25 m}$$

Le moment d'inertie se calcule par la formule

Comme on a : $x \geq h_f$, on utilise les formules de la section en T :

$$I_{c,eq} = \frac{b_{eff}X^3}{3} + \frac{(b_{eff}-b_w)h_f^3}{3} + n[A_s d^2 + A'_s d'^2]$$

$$I_{c,eq} = 0,35 \text{ m}^4$$

10. Limitation des contraintes

L'EN 1992-1-1 souligne que des contraintes de compression excessives peuvent entraîner de petites fissures dans le béton, susceptibles de provoquer une microfissuration ou un fluage plus élevé que prévu. Cette fissuration peut également réduire la durabilité de l'élément. Pour minimiser ces effets, il est recommandé de prendre des mesures telles que l'augmentation de l'enrobage des armatures comprimées ou l'utilisation d'armatures transversales pour limiter les contraintes. De plus, il est essentiel de contrôler les contraintes de traction dans les armatures afin d'éviter des déformations inélastiques et des niveaux de fissuration ou de déformation inacceptables.

✚ Limitation des contraintes de compression

Afin d'éviter les fissures longitudinales, les micro-fissures ou encore des niveaux élevés de fluage, lorsque ceux-ci pourraient avoir des effets inacceptables pour le fonctionnement de la structure, on limite la contrainte de compression dans le béton en combinaison caractéristique à :

$$\sigma_c = \frac{M_{ser,c}}{I_{c,eq}} x_c = 2,25 \text{ Mpa}$$

✚ Limitation des contraintes de l'acier

Pour ne pas avoir des allongements inélastiques et avoir des déformations et une fissuration acceptable, on limite les contraintes de traction σ_s et de compression σ_s^- de l'acier en combinaison caractéristique aux valeurs suivantes :

$$\sigma_s = \frac{n_c \times M_{ser,c}(d-x_c)}{I_{c,eq}} = 209 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^- = \frac{n_c \times M_{ser,c}(x_c-d^-)}{I_{c,eq}} = -209 \text{ Mpa}$$

11. Vérification de la fissuration

✚ Ouvertures des fissures

La vérification a pour objet de s'assurer que l'ouverture maximale calculée (w_k) des fissures n'excède pas une limite (w_{max}) en fonction de la nature et de la destination de l'ouvrage et du

coût résultant de cette limitation. On va contrôler la fissuration qui est limitée d'une ouverture égale à 0,3 mm, nous calculerons ci-après l'ouverture des fissures pour chaque section :

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

$S_{r,max}$ est l'espacement maximal des fissures ;

ε_{sm} est la déformation moyenne de l'armature de béton armé sous la combinaison de charges considérée, incluant l'effet des déformations imposées et en tenant compte de la participation du béton tendu. Seul est pris en compte l'allongement relatif au-delà de l'état correspondant à l'absence de déformation du béton au même niveau ; ε_{cm} est la déformation moyenne du béton entre les fissures. $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ peut être calculé au moyen de l'expression :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - \frac{k_t f_{ct,eff}(1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{\rho_{p,eff}}}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$A_{c,eff}$ est l'aire de la section effective de béton autour des armatures tendues, c'est-à-dire l'aire de la section de béton autour des armatures de traction, de largeur b_w et de hauteur $h_{c,ef}$:

$$h_{c,ef} = \min \left\{ \frac{(h-x)}{3}; 2,5(h-d); \frac{h}{2} \right\} \text{ Où}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

$k_t = 0.6$ pour un chargement de courte durée ;

$k_t = 0.4$ pour un chargement de longue durée ;

Lorsqu'on vérifie qu' $a + \phi \leq 5(c + \phi/2)$, l'espacement maximal des fissures est donné par l'expression :

$$S_{r,max} = k_3 \times c + k_1 \times k_2 \times k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

Avec : ϕ : diamètre de la barre ou diamètre équivalent des barres en mm

c : enrobage des armatures longitudinales en mm

$k_1 = 0,8$ pour les barres HA

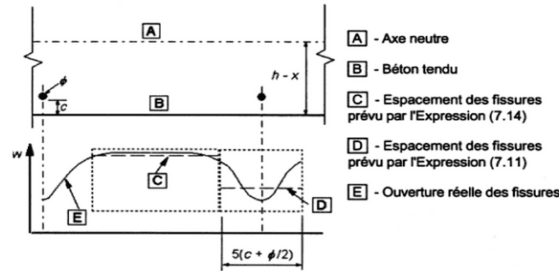
$k_2 = 0,5$ pour les barres HA

$k_3 = 3,4 \times \left(\frac{25}{c}\right)^{2/3} = 2,1$ Si $c > 25$ mm

$k_4 = 0,425$

Lorsque l'espacement des armatures adhérentes excède $5(c + \phi/2)$ ou lorsqu'il n'y a pas d'armatures adhérentes à l'intérieur du béton tendu, on peut définir une limite supérieure à l'ouverture des fissures en admettant un espacement maximal des fissures :

$$S_{r,max} = 1,3(h - x)$$



Espacement maximal entre fissures :

$$h_{c,ef} = \min \left\{ \frac{(1,42-0,46)}{3} = 0,32; 2,5(1,42 - 1,28) = 0,35; \frac{1,42}{2} = 0,71 \right\} = 0,3$$

$$p_{p,eff} = \frac{80,42}{30 \times 32} = 0,08$$

$$S_{r,max} = 2,1 \times 5 + 0,8 \times 0,5 \times 0,425 \frac{3,2}{0,08} = \mathbf{0,17m}$$

Calcul d'allongement relatif des aciers :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{184 - \frac{0,4 \times 2,9}{0,08} (1 + 18,27 \times 0,08)}{2,10^5} = 7,42 \cdot 10^{-4} \geq 0,6 \frac{184}{2,10^5} = 5,52 \cdot 10^{-4}$$

$$w_k = S_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,15 \times 7,42 \cdot 10^{-4} = \mathbf{0,11mm}$$

$$w_k = 0,11 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm} = w_{max} ; \text{La condition est donc vérifiée.}$$

IV. EFFORT TRANCHANT

$$V_{Ed} = 708,35 \text{KN}$$

Nécessité de mettre des armatures d'effort tranchant :

$f_{ctk,0,005}$: (la résistance caractéristique à la traction minimale)

$$f_{ctk,0,005} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,03 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,005}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{2,03}{1,5} = 1,15 \text{ Mpa}$$

$$f_{cd} = 17 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} = 0,09$$

1. Effort tranchant pouvant être supporté sans armatures d'âme :

$$V_{Rd,c} = \max \begin{cases} V_{Rd,c1} = [C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{100 \times \rho_1 \times f_{ck}} + k_1 \times \sigma_{cp}] b_w \times d \\ V_{Rd,c2} = [V_{min} + K_1 \times \sigma_{cp}] b_w \times d \end{cases}$$

Avec :

$V_{Rd,c}$: Effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armature d'effort tranchant

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ (mm)}}{d}} \right\} = 1,40$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{min} = 0,035 \times K^{3/2} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,31$$

$$V_{Rd,c1} = [0,12 \times 1,40 \times \sqrt[3]{100 \times 0,09 \times 30}] 0,3 \times 1,28 = 0,42 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,c2} = [0,31] 0,3 \times 1,28 = 0,12 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}\} = 0,42 \text{ MN}$$

Vérification :

$$V_{Ed} = 708,35 \cdot 10^{-3} \text{ MN} > V_{Rd,c} = 0,42 \text{ MN} \text{ La condition est donc vérifiée.}$$

⇒ Armature d'effort tranchant calculée est nécessaire

2. Choix de l'inclinaison de la bielle :

Dans le cas d'éléments de ponts en béton armé, il est conseillé de borner l'inclinaison à 34° (cotg(34°) = 1,5), en choisissant des armatures d'effort tranchant droites $\alpha = 90^\circ$

3. Vérification de la compression des bielles de béton :

Effort tranchant de calcul maximal pouvant être supporté sans provoquer l'écrasement des bielles de béton comprimé :

$$\begin{cases} V_{Rd,max} = b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} \times \frac{\cotg\theta + \cotg\alpha}{1 + \cotg\theta^2} \\ z = 0,9d \end{cases}$$

$$z = 1,15m$$

Pour tenir compte de la résistance du béton fissuré à l'effort tranchant, on introduit le coefficient de réduction v_1 calculée à l'aide de la formule (clause 6.2.2 (6) de l'EN 1992-1-1) :

$$v_1 = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,53$$

$$V_{Rd,max} = 1 \times 1,15 \times 0,53 \times 17 \times \frac{1,5+0}{1+1,5^2} = 4,78 \text{ MN}$$

$$V_{Ed} = 708,35 \cdot 10^{-3} \text{ MN} < V_{Rd,max} = 4,78 \text{ MN} . \text{ La condition est donc vérifiée.}$$

4. Armature d'effort tranchant :

$$\begin{aligned} \frac{A_{sw}}{s} &\geq \frac{V_{Ed}}{0,9 \times d \times f_{yd} (\cotg\theta + \cotg\alpha) \sin\alpha} = \frac{839,17 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 1,28 \times 434,78 \times (1,5 + 0) \times 1} \\ &= 9,42 \text{ cm}^2 / \text{cm} \end{aligned}$$

✚ **Maximales :**

$$\frac{A_{sw} \times f_{yd}}{b_w \times s} \leq \frac{\frac{1}{2} \times v_1 \times f_{cd} \times \sin\alpha}{1 - \cos\alpha} = \frac{\frac{1}{2} \times 0,53 \times 17 \times 1}{434,78 \times (1,5 + 0)} = 0,69 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

✚ **Pourcentage minimal :**

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \sin \alpha} \geq 0,08 \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \times \frac{\sqrt{30}}{500} \times 1 = 0,09 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

✚ Espacements

Prenons : $A_{sw} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

✚ Espacement maximal :

$$s_{l,max} = 0,96 \text{ cm} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,75 \times d(1 + \cot \alpha) \\ 15 \times \phi \end{array} \right.$$

✚ Dimensionnement de la dalle ou du hourdis

$$M_{Ed} = 0,12 \text{ MN.m} \quad \text{Et} \quad M_{ser} = 0,08 \text{ MN.m}$$

V. Calcul des armatures à l'elu

✚ Le moment réduit est donné par :

$$\mu_{cu} = \frac{M_{Ed}}{b_w \times d^2 \times f_{cu}} = 0,18$$

$\mu_{cu} = 0,18 < \mu_{lu} = 0,37$: la section est simplement armée

$$\alpha_u = \frac{1}{\lambda} \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{cu}} \right) = 0,25$$

✚ Détermination du bras de levier

$$Z_c = d \left(1 - \frac{1}{2} \alpha_u \right) = 0,17 \text{ m}$$

✚ Section d'armature

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{Z_c \times f_{yd}} = 16,24 \text{ cm}^2$$

✚ Section minimale d'armature

$$A_{s,min} = \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d ; 0,0013 \cdot b_t \cdot d \right)$$

$$A_{s,min} = \max(3,32 \text{ cm}^2 ; 2,86 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s,min} = 3,32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 16,24 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = 3,32 \text{ cm}^2$$

Pour l'armature réelle, on aura :

$$\mathbf{6\text{HA}20 \text{ totalisant } 18,85 \text{ cm}^2}$$

VI. Vérification de la dalle

✚ Limitations des contraintes à l'ELS

On vérifie les conditions suivantes à l'ELS caractéristiques :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_c < \bar{\sigma}_c$$

On a : $\bar{\sigma}_s = k_3 \times f_{yk} = 0,8 \times 500 = 400 \text{ Mpa}$

$$\bar{\sigma}_c = k_1 \times f_{ck} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_c = k \times x_1 ; \sigma_s = a_e(d - x_1)$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{cf}}$$

$$a_e \text{ (Coefficient d'équivalence à long terme)} = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = 18,27$$

$$a_e \text{ (coefficient d'équivalence instantané)} = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6,09$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton ($a_e = 6,09$)

L'axe neutre x_1 est retenu par l'équation suivante :

$$0,5x_1^2 + 0,0179x_1 - 3,6 \cdot 10^{-3}$$

$$x_1 = 0,068 \text{ m}$$

Le moment d'inertie est égal : $0,0006 \text{ m}^4$

$$\sigma_c = K \cdot x_1 = 16,8 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_c = 18 \text{ Mpa}$$

➤ Vérification des armatures ($a_e = 18,47$)

$$\sigma_s = a_e(d - x_1) = 275,203 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 275,203 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VII. Vérification à l'effort tranchant vertical

$$V_{Ed} = 70,84 \text{ KN.m}$$

Il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures d'effort tranchant si :

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}$$

$f_{ctk,0,005}$: (la résistance caractéristique à la traction minimale)

$$f_{ctk,0,005} = 0,7 \times f_{ctm} = 2,03 \text{ Mpa}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ctk,0,005}}{\gamma_c} = 0,85 \frac{2,03}{1,5} = 1,15 \text{ Mpa}$$

$$f_{cd} = 17 \text{ Mpa}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \times d} = 0,013$$

1. Effort tranchant pouvant être supporté sans armatures d'âme :

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd,c1} = [C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{100 \times \rho_1 \times f_{ck}} + k_1 \times \sigma_{cp}] b_w \times d \\ V_{Rd,c2} = [V_{min} + K_1 \times \sigma_{cp}] b_w \times d \end{array} \right.$$

Avec :

$V_{Rd,c}$: Effort tranchant résistant de calcul en l'absence d'armature d'effort tranchant

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ (mm)}}{d}} \right\} = 1,95$$

$$k_1 = 0,15$$

$$V_{min} = 0,035 \times K^{3/2} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,52$$

$$V_{Rd,c1} = [0,12 \times 1,95 \times \sqrt[3]{100 \times 0,013 \times 30}] \times 1 \times 0,22 = 0,174 \text{ MN}$$

$$V_{Rd,c2} = [0,52] \times 1 \times 0,22 = 0,114 \text{ MN}$$

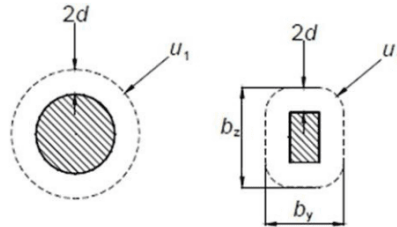
$$V_{Rd,c} = \max\{V_{Rd,c1}; V_{Rd,c2}\} = 0,174 \text{ MN}$$

Vérification :

$$V_{Ed} = 70,84 \cdot 10^{-3} \text{ MN} < V_{Rd,c} = 0,174 \text{ MN}$$

Donc Il n'est donc pas nécessaire d'ajouter des armatures d'effort tranchant dans la dalle.

VIII. Vérification au poinçonnement



On suppose que la charge se répartit uniformément dans la zone à l'intérieur du périmètre u_1 . d est la moyenne des bras de levier dy et dz respectivement des aciers longitudinaux et transversaux

$$d_y = 0,18 \text{ m} ; d_z = 0,20 \text{ m}$$

$$d = \frac{d_y + d_z}{2}$$

$$d = 0,19 \text{ m}$$

En considérant les dimensions de la surface d'impact ($0,35 \times 0,60 \text{ m}^2$) du modèle de charge LM2 et l'épaisseur du revêtement ($h_r = 0,05 \text{ m}$), on obtient le périmètre u_1 :

$$u_1 = 2 \times (0,35 + 0,60 + 4h_r) + 4\pi d$$

$$u_1 = 4,69 \text{ m}$$

✚ Cisaillement r_{Ed} sur le contour de référence

Le cisaillement se développe sur une surface de béton $u_1 \cdot h$

$$r_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d}$$

Avec :

$$V_{Ed} = \frac{\beta_Q Q_{ak}}{2} = \frac{0,9 \times 400}{2} = 180 \text{ KN}$$

β : facteur qui traduit l'excentrement de la charge, égal à 1 pour une charge centrée.

$$r_{Ed} = 202 \text{ KN}$$

✚ Résistance au poinçonnement du béton seul $r_{Rd,c}$

$$r_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{100 \times \rho_l \times f_{ck}} + k_1 \times \sigma_{cp}] \\ 0,035 \times K^{3/2} \times \sqrt{f_{ck}} + k_1 \times \sigma_{cp} \end{array} \right.$$

$\rho_l = \sqrt{(\rho_{ly} \times \rho_{lz})}$: pourcentage d'armatures tendues dans les directions y et z.

$$\rho_{ly} = 0,86 \% \quad ; \quad \rho_{lz} = 0,94 \%$$

$$\rho_l = 0,90 \%$$

$$k = \min \left\{ 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ (mm)}}{d}} \right. = 1,95$$

$$\sigma_{cp} = \max \left(\frac{\sigma_{c,long}}{2} ; -1,85 \right) = -1,85$$

$$k_1 = 0,15$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c} = 0,10$$

$$C_{Rd,c} \times k \times \sqrt[3]{100 \times \rho_l \times f_{ck}} = 0,59$$

$$0,035 \times K^{3/2} \times \sqrt{f_{ck}} = 0,52$$

$$r_{Rd,c} = \max \left\{ \begin{array}{l} [0,59 - 0,15 \times 1,85] \\ 0,52 - 0,15 \times 1,85 \end{array} \right.$$

$$r_{Rd,c} = 0,31 \text{ Mpa}$$

$$r_{Ed} = 0,2 \text{ Mpa} < r_{Rd,c} = 0,31 \text{ Mpa}$$

La résistance au poinçonnement est vérifiée.

✚ Entretoises

Les entretoises ont une hauteur de 90 cm et une longueur de 220cm. On les dimensionne comme une poutre en section rectangulaire. Les sollicitations sont obtenues à l'aide des combinaisons des charges telle que présentée dans le cas des poutre et on a l'Etat limite Ultime : $M_u = 0,062 \text{ MN.m}$, ce qui nous donne une section **6HA16 totalisant 12,06cm²**

Annexe 10 : Justification des sections selon le Fascicule 62-Titre I-Section I

I. Dimensionnement des poutres**1. Rappel des données**

Nous avons comme données les caractéristiques du béton et des aciers :

- La résistance de l'acier est $F_e = 500\text{mpa}$
- La résistance du béton à 28 jours à la compression $F_{c28} = 30\text{ Mpa}$
- La résistance du béton à 28 jours à la traction est $F_{t28}=2,4\text{ Mpa}$
- Enrobage $c=5\text{cm}$

Dimension des poutres

- La hauteur de la poutre $h_p = 1,20\text{ m}$
- Epaisseur de la table de compression : $h_c = 0,30\text{m}$
- Largeur de la table de compression $b_c = 0,74\text{ m}$
- Largeur participante : $2,5\text{m}$

2. Etat limite de service : (ELS)

$$M_{ser} = 4262,25\text{ KN.m}$$

✚ Calcul de $\bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{1}{2}f_e; 110\sqrt{n * f_{t28}}\right)\right) = 250\text{MPa}$$

✚ Calcul de M_{Tser}

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{h_d}{d-h_d}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{250}{15} \times \frac{0,3}{1,28-0,3}$$

$$\sigma_{bc} = 5,1\text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,1\text{ Mpa} < 0,6 f_{c28} = 18\text{Mpa}$$

$$M_{Tser} = \frac{1}{2} \times b_0 \times h_d \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{1}{3} h_d\right)$$

$$M_{Tser} = \frac{1}{2} \times 2,5 \times 0,3 \times 5,1 \left(1,28 - \frac{1}{3} \times 0,3\right)$$

$$M_{Tser} = 2,25\text{MN.m}$$

$M_{Tser} < M_{ser}$. Par conséquent, on considère effectivement une section en Té.

✚ Section d'acier

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} \Rightarrow A_{ser} = \frac{4,262.10^4}{1,262 \times 250}$$

$$\Rightarrow A_{ser} = 135,08\text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 135,08\text{cm}^2, \text{ soit } 18\text{HA}32 = 144,8\text{ cm}^2$$

$$\frac{b \times x^2}{2} - n A_{st} (d - x) = 0 \Rightarrow 1,25x^2 - 15 \times 120,6 \cdot 10^{-4} (1,28 - x)$$

Après résolution, on a :

$$x = 0,36 \text{ m et } I = 0,19 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}(d-x)}{I} = 308 \text{ Mpa} < 500 \text{ Mpa}$$

✚ **Condition de non-fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 2,5 \times 1,28 \times \frac{2,4}{500}$$

$$A_{min} = 3,53 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 120,6 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,53 \text{ cm}^2 ; \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

3. Etat limite ultime : (ELU)

$$M_u = 5470,63 \text{ kN.m}$$

✚ **Calcul de M_{Tu}**

$$M_{Tu} = b_0 \times h_d \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_d}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 2,5 \times 0,30 \times 17 \times \left(1,28 - \frac{0,30}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 14,4 \text{ MN.m}$$

$$M_{Tu} = 14,4 \text{ MN.m} > M_u = 5,471 \text{ MN.m}$$

La hauteur de béton comprimé intervenant dans le calcul est dans la table de compression, Puisque le béton tendu est négligé, **la poutre se comporte comme une poutre rectangulaire fictive de section $b \times d$** , qu'il suffit donc de dimensionner.

✚ **Calcul du moment réduit**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,471}{2,5 \times 1,28^2 \times 17} = 0,08$$

$\mu_{bu} = 0,08 < \mu_R = 0,37$ Alors la section à simple armatures. C'est à dire : les armatures de compression ne participent pas dans la résistance.

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

$$\alpha_u = 0,1$$

✚ **Calcul du bras de levier**

$$Z_u = d - 0,4\alpha_u \Rightarrow Z_u = 1,24 \text{ m}$$

✚ **Section d'acier**

$$A_u = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}} \Rightarrow A_u = \frac{5,471 \cdot 10^4}{1,24 \times 434,78}$$

$$\Rightarrow A_u = 101,48 \text{ cm}^2 \text{ Choix du ferrailage : } 14\text{HA}32 = 112,6 \text{ cm}^2$$

On prendra donc, la section trouvée à l'ELS, à savoir : $A_{ser} = 135,08 \text{ cm}^2$,

Soit $18\text{HA}32 = 144,8 \text{ cm}^2$

✚ Calcul des aciers transversaux

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_t}{3} \Rightarrow \emptyset_t = \frac{32}{3}$$

$$\Rightarrow \emptyset_t = 10,67, \text{ on prendra } \emptyset_t = 12 \text{ mm}$$

4. Vérification de l'effort tranchant

✚ Contrainte tangente conventionnelle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,730}{0,3 \times 1,28} = 1,90$$

$$\tau_u = 1,90 \text{ Mpa}$$

✚ Vérification de la contrainte tangentielle $\tau_u < \tau_{ul}$

D'après le FASCICULE 62-TITRE I -S1 91, la justification de contraintes tangentes se fait aux états limites ultimes. Dans le cas d'une fissuration préjudiciable, la contrainte ultime de cisaillement doit vérifier :

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 \times 30}{1,5}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_{ul} = 3 \text{ Mpa}$$

On a : $\tau_u = 1,90 \text{ Mpa} < \tau_{ul} = 3 \text{ Mpa}$, donc la condition est vérifiée.

✚ Calcul des espacements des armatures d'âmes

Les poutres nous avons 10 brins en HA 12 comme aciers d'armatures d'âmes ($A_t = 11,31 \text{ cm}^2$)

$$S_t \leq \frac{0,9 \times f_e \times A_t}{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k) \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0,9 \times 500 \times 11,31 \cdot 10^{-4}}{1,15(2,53 - 0,3 \times 2,4) \times 0,4}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 61 \text{ cm}$$

Nous prendrons donc un espacement de 40cm.

✚ Vérification du pourcentage minimale

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times b_0} \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow 3,58 \text{ Mpa} \geq 0,4 \text{ Mpa}, \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

II. Dimensionnement du hourdis

1. A l'Etat limite de Service (ELS)

$$M_{ser} = 0,12 \text{ MN.m}$$

✚ Calcul de M_{Tser}

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{h_d}{d - h_d}$$

$$\sigma_{bc} = 4,26 \text{ MN}$$

$$M_{Tser} = \frac{1}{2} \times b_0 \times h_d \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{1}{3} h_d \right)$$

$$M_{Tser} = 0,459 \text{ MN.m}$$

$M_{Tser} < M_{ser}$. Par conséquent, on considère effectivement une section en T.

✚ Section d'acier

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \sigma_s} \Rightarrow A_{ser} = \frac{0,12 \cdot 10^4}{0,186 \times 250}$$

$$\Rightarrow A_{ser} = 25,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = 29,45 \text{ cm}^2, \text{ soit } 6\text{HA}25 = 29,45 \text{ cm}^2$$

✚ Condition de non-fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 2,18 \text{ cm}^2$$

$A_{ser} = 29,45 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,18 \text{ cm}^2$; donc la condition est vérifiée.

2. Etat limite ultime : (ELU)

$$M_u = 0,15 \text{ KN.m} \quad d = 0,9h = 0,9 \times 0,22 = 0,198\text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,15}{1 \times (0,198)^2 \times 17} = 0,22$$

$\mu_{bu} = 0,22 < \mu_R = 0,392$, alors on n'a pas d'acier comprimé.

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - \mu_{bu}})$$

$$\alpha_u = 0,146$$

$$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,186\text{m}$$

✚ Section d'acier

$$A_u = \frac{M_u}{Z_u \times f_{su}} \Rightarrow A_u = 18,54 \text{ cm}^2 . \text{ Choix : } 4\text{HA}25 \text{ soit } 19,64 \text{ cm}^2$$

✚ Condition de non-fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,198 \times \frac{2,4}{500}$$

$$A_{min} = 2,19 \text{ cm}^2$$

$A_{ser} = 19,64 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,19 \text{ cm}^2$; donc la condition est vérifiée.

On prendra donc, la section trouvée à l'ELS.

3. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0,42 \text{ Mpa}$$

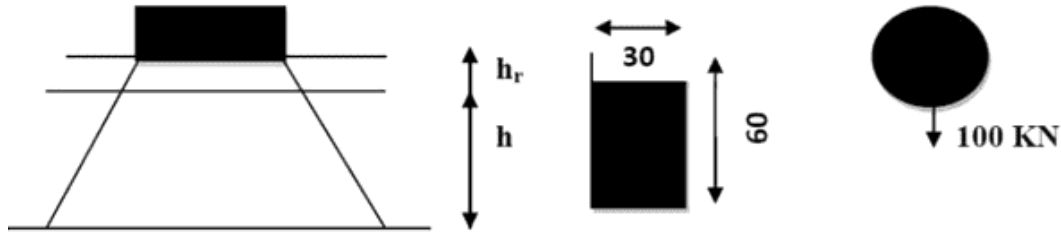
$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 \times 30}{1,5} ; 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_{ul} = 3 \text{ Mpa}$$

On a : $\tau_u = 0,42 \text{ Mpa} < \tau_{ul} = 3 \text{ Mpa}$, donc la condition est vérifiée.

4. Vérification de non poinçonnement du hourdis

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées telle que le « Br. » ; il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement :



La condition suivante doit être vérifiée pour qu'il n'y ait pas poinçonnement :

$$q_{elu} \leq q_{adm} = \frac{0,045 \times h \times u_c \times f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_{elu} : Charge de calcul à l'état limite ultime.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

h : Épaisseur totale de la dalle.

h_r : Épaisseur du revêtement.

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours

$$q_{elu} = 1,6 \times \delta_{br} \times q = 1,6 \times 1,09 \times 100 = 174,4 \text{ KN}$$

$$U_c = 2(U_0 + V_0) \text{ avec } U_0 = a + h + h_r = 30 + 30 + 5 = 65 \text{ cm}$$

$$V_0 = b + h + h_r = 60 + 30 + 5 = 95 \text{ cm}$$

$$\text{Donc, } U_c = 2(65 + 95) = 320 \text{ cm}$$

$$q_{adm} = \frac{0,045 \times 0,22 \times 3,2 \times 30000}{1,5} = 633,6 \text{ KN}$$

$$q_{elu} = 174,4 \text{ KN} < q_{adm} = 633,6 \text{ KN}$$

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement de la dalle ou du hourdis.

III. ENTRETOISES

Les entretoises du projet seront calculées comme une poutre continue supportant son poids propre réparti et le poids propre de la superstructure, des hourdis et des poutres principales. Ainsi, la charge d'exploitation, quant à elle sera prise forfaitairement égale à 30% de la charge maximale roulante (Ben Ouézdou Juin 2003).

Les entretoises ont une hauteur de 90 cm et une longueur de 220cm. On les dimensionne comme une poutre en section rectangulaire. Les sollicitations sont obtenues à l'aide des combinaisons des charges telle que présentée dans le cas des poutre et on a : $M_{ser} = 0,078 MN.m$, ce qui nous donne une section **10HA16 totalisant 20,11cm²**

Annexe 11 : Moment fléchissant et efforts tranchants des travées

Travée 1 (Moments Fléchissants Eurocode 1)														
Abscisse		Charges pe	CRT UDL	UDL Pond.	CRT TS	TS Pond.	CRT LM2	LM2 pond.	CRT MC120	MC 120 Pond	CRT trt	Trottoir Pond.	ELS	ELU
0,05	Max	383,7311	0,365	148,03811	0,697	30,302765	0,562	170,55024	0,165	138,8215422	0,74	0,37	679,95	917,93008
	Min	435,7054		-9,3829974		-4,2332921		-14,372519		-1,0270854		-2,368	186,47	251,73289
0,1	Max	902,0467		278,24852		56,346017		318,09815		259,4231508		0,74	1363,88	1841,2369
	Min	812,4899		-18,765995		-8,4665842		-28,745037		-2,0541708		-4,736	343,48	463,69417
0,2	Max	1542,431		485,18626		95,89908		545,21155		446,7264335		1,258	2345,50	3166,4207
	Min	1389,2956		-37,531989		-16,933168		-57,490075		-4,1083416		-9,472	569,11	768,3015
0,3	Max	1921,1529		215,349		119,42159		684,85301		563,8330401		1,628	2545,66	3436,6425
	Min	1730,4173		-56,297984		-25,399753		-86,235112		-84,5416638		-14,208	598,53	808,01028
0,4	Max	1921,1529		685,12941		128,11164		742,87722		613,4321985		1,776	3131,90	4228,0689
	Min	1730,4173		-75,063979		-33,866337		-114,98015		-112,72222		-18,944	509,63	688,00315
0,5	Max	2038,2124		678,13481		125,08878		727,48077		599,2310858		1,776	3150,82	4253,6038
	Min	1835,8549		-93,829974		-42,332921		-143,72519		-140,902775		-23,68	473,46	639,1664
0,6	Max	1487,3442		599,82943		111,86835		-143,72519		526,3746164		1,554	1839,57	2483,424
	Min	1339,6779		-112,59597		-50,799505		-172,47022		-169,083329		-28,416	136,47	184,2398
0,7	Max	819,4165		450,21327		88,716669		520,92153		402,1831292		1,258	1873,00	2528,5512
	Min	738,0633		-131,36196		-59,26609		-201,21526		-197,263884		-33,152	-253,23	-341,85719
0,8	Max	-110,1736		230,99995		58,356646		357,86129		237,5640135		0,666	830,36	1120,9875
	Min	-99,2354		-150,12796		-67,732674		-229,9603		-225,444438		-37,888	-760,77	-1027,0409
0,9	Max	-1301,4261		84,334935		23,946843		177,58546		50,0947755		0,296	-314,46	-424,5143
	Min	-1172,2182		-168,89395		-89,415145		-303,73976		-253,624993		-58,386	-1460,17	-1971,2281
1	Max	-2754,3411	51,179986	-5,4778903	-1,797E-13	-127,558365	0,222	-1458,80	-1969,3865					
	Min	-2480,8851	-187,65995	-84,665842	-287,45037	-281,805549	-2,146	-2084,17	-2813,6299					

Travée 1(Moments Fléchissants Fascicule 61-Titre II)																				
Abscisse		Charges perm	CRT AL	AL Pond.	CRT Bc	Bc Pond.	CRT Bt	Bt Pond.	CRT Br	Br Pond.	CRT MC120	Mc 120 Pond.	CRT C. D	C.D Ppond.	CRT C.E	C.E Pond.	CRT trt	trt Pond.	ELS	ELU
0,05	Max	483,7311	0,365	265,574742	0,716	488,294488	0,66	416,525645	0,71	130,475319	0,165	138,8215422	0,33	299,473829	0,33	359,815919	0,74	19,018	1088,70249	1464,73697
	Min	435,7054		-28,9244898		-21,2562063		-33,3588676		-10,9953462		-1,0270854		-2,4667104		-6,2091447		-2,368	393,306759	378,542412
0,1	Max	902,0467		499,167277		879,037155		774,203563		243,353262		259,4231508		561,010108		675,199972		35,742	1992,63329	2681,40969
	Min	812,4899		-57,8489797		-42,5124126		-66,7177352		-21,9906924		-2,0541708		-4,9334175		-12,4182894		-4,736	727,692618	698,163924
0,2	Max	1542,431		870,405724		1411,59504		1316,49864		417,100848		446,7264335		971,037718		1172,85748		62,456	3298,80104	4440,76351
	Min	1389,2956		-115,697959		-85,0248252		-133,43547		-43,9813849		-4,1083416		-9,8668383		-24,8365821		-9,472	1219,70104	1160,64365
0,3	Max	1921,1529		386,327928		1749,93101		1637,61487		523,930152		563,8330401		1231,91077		1493,41941		80,216	4101,28611	5521,79163
	Min	1730,4173		-173,546939		-264,706913		-200,153205		-65,9720773		-84,5416638		-202,727801		-256,333193		-14,208	1398,561	1284,15344
0,4	Max	1921,1529		1229,09613		1818,37546		1754,30554		568,320167		613,4321985		1346,07518		1637,50055		88,948	4192,15145	5645,27395
	Min	1730,4173		-231,395919		-352,94255		-266,870941		-87,9627698		-112,7222201		-270,303736		-341,777588		-18,944	1287,94224	1135,39882
0,5	Max	2038,2124		1216,54809		1779,42804		1712,34809		556,541483		599,2310858		1316,9255		1605,98589		88,726	4262,25205	5740,63321
	Min	1835,8549		-289,244898		-794,120737		-333,588676		-109,953462		-140,9027747		-337,879667		-427,221986		-23,68	859,230015	527,37372
0,6	Max	1487,3442		1076,07121		1847,91582		1532,12443		496,656287		526,3746164		1149,42488		1400,23109		79,476	3784,31918	5091,74158
	Min	1339,6779		-347,093878		-961,148201		-400,306411		-131,944155		-169,0833293		-405,455602		-512,666382		-28,416	157,884058	-243,624822
0,7	Max	819,4165		807,665508		1353,16684		1213,54719		398,518361		402,1831292		851,420539		1022,51382		61,272	2504,4887	3369,31441
	Min	738,0633		-404,942858		-617,649462		-467,024146		-153,934847		-197,2638839		-473,031537		-598,11078		-33,152	-36,268055	-303,21904
0,8	Max	-110,1736		436,539301		837,9868		794,075967		273,773087		237,5640135		437,042612		477,303301		34,04	929,45056	1246,50852
	Min	-99,2354		-534,172924		-705,8851		-533,741881		-175,92554		-225,4444385		-540,607469		-683,555176		-37,888	-984,18552	-1289,27236
0,9	Max	-1301,4261		181,946098		538,414226		317,194019		135,857441		50,0947755		-60,280671		-222,92358		13,69	-641,639029	-873,558474
	Min	-1172,2182		-891,374677		-794,120737		-704,499202		-232,368726		-253,6249931		-608,183403		-768,999574		-58,386	-2300,25381	-2691,83528
1	Max	-2754,3411	106,363978	251,149612	-157,916463	135,857441	-127,558365	-60,280671	-222,92358	12,876	-2440,08557	-3295,91951								
	Min	-2480,8851	-578,489797	-882,356375	-667,177352	-219,906924	-281,8055493	-675,759338	-854,44397	-107,52	-3647,23475	-4064,6905								

Travée 1 (Efforts Tranchants Eurocode 1)														
Abscisse		Charges perm.	CRT AL	UDL Pond.	CRT TS	TS Pond.	CRT LM2	LM2 Pond.	CRT MC120	MC 120 Pond	CRT trt	Trottoir Pond.	ELS	ELU
0,05	Max	12,434	0,365	52,85795	0,697	23,651169	0,562	189,5003	0,165	151,59211	0,74	0,07	430,11	580,64782
	Min	11,1995		-25,77461		-4,703658		-8,594		-12,768898		-0,07	-40,72	-54,96615
0,1	Max	71,3124		95,883542		19,882476		176,7212		138,942844		0,07	502,82	678,80222
	Min	64,2324		-28,03207		-4,703658		-15,6648		-14,250794		-2,96	-1,38	-1,861544
0,2	Max	161,677		172,97652		12,453487		151,4477		114,364361		0,222	613,14	827,74038
	Min	145,6254		-37,0261		-4,703658		-25,6491		-15,610823		-3,922	58,71	79,263458
0,3	Max	216,1518		238,33223		5,2493579		126,8246		91,0255797		0,222	677,81	915,03755
	Min	194,6918		-51,88877		-4,703658		-30,7778		-15,187036		-5,476	86,66	116,98901
0,4	Max	235,9051		292,3328		-1,633552		103,1774		69,2620566		0,296	699,34	944,10872
	Min	212,484		-72,42901		-4,703658		-31,8756		-13,404871		-7,622	82,45	111,30602
0,5	Max	222,573		335,51324		-8,098875		80,8312		49,409349		0,37	680,60	918,80718
	Min	200,4756		-98,37931		-4,703658		-29,7672		-10,689769		-10,36	46,58	62,877182
0,6	Max	178,2587		368,56141		-14,05024		60,1113		31,8030141		0,37	625,05	843,82315
	Min	160,5609		-129,3957		-4,703658		-25,2774		-7,4671691		-13,616	-19,90	-26,86376
0,7	Max	105,533		392,31802		-19,39129		41,34298		16,7786124		0,444	537,03	724,98418
	Min	95,0555		-165,058		-4,703658		-25,2774		-4,1625111		-17,316	-121,46	-163,9738
0,8	Max	7,4339		407,77665		-24,02566		24,85148		4,67169945		0,444	421,15	568,55529
	Min	6,6959		-204,8692		-4,703658		-12,4528		-1,201233		-21,534	-238,06	-321,3877
0,9	Max	-112,5329		416,08373		-27,85698		10,96207		-4,1821725		0,444	282,92	381,93896
	Min	-101,3604		-248,2561		-4,703658		-5,76757		0,0839553		-26,048	-386,05	-521,17
1	Max	-250,3946	418,53855	-30,78888	10,96207	-9,4474215	0,444	139,31	188,07351					
	Min	-225,535	-294,5693	-4,703658	-2,8E-15	0,17516235	-0,074	-524,71	-708,3541					

Travée 1 (Efforts Tranchants Fascicules 61-Titre II)																				
Abscisse		Charges perm	CRT AL	AL Pond.	CRT Bc	BC Pond.	CRT Bt	Bt Pond.	CRT Br	Br Pond.	CRT MC120	Mc 120 Pond.	CRT C. D	C.D Pond.	CRT C.E	C.E Pond.	CRT trt	trt Pond.	ELS	ELU
0,05	Max	12,434	0,365	39,5104808	0,716	325,17183	0,66	202,607876	0,71	144,972576	0,165	151,5921099	0,33	321,339308	0,33	380,234696	0,74	3,108	405,748196	542,033627
	Min	11,1995		-2,3231665		-23,618007		-15,932819		-3,2873161		-12,7688979		-36,596954		-47,452116		-2,738	-38,990616	-53,321831
0,1	Max	71,3124		71,6714299		270,976372		169,91469		135,196257		138,9428436		289,596612		337,534402		5,402	414,248802	560,586382
	Min	64,2324		-4,4556838		-23,618007		-22,977042		-5,9919856		-14,25079425		-37,494161		-46,588796		-2,96	14,6836039	19,0828653
0,2	Max	161,677		129,297213		171,447947		105,495667		115,861347		114,3643611		228,980657		257,481517		9,472	428,630517	581,019197
	Min	145,6254		-16,54763		-23,618007		-32,476221		-9,8111265		-15,61082325		-36,130575		-41,615333		-3,922	100,088067	134,13839
0,3	Max	216,1518		178,149567		55,8087811		43,0636133		97,0241022		91,0255797		120,820979		185,673012		12,876	442,807281	597,445838
	Min	194,6918		-37,034634		-218,7813		-36,659952		-11,772907		-15,1870356		-31,513697		-33,7253		-5,476	-73,321756	-95,977744
0,4	Max	235,9051		218,51414		-5,5837546		-16,544854		78,9333565		69,2620566		122,397997		123,445809		15,688	513,810068	693,195309
	Min	212,484		-65,347713		-287,8228		-36,492518		-12,192813		-13,4048706		-24,792385		-24,613733		-7,622	-140,52536	-185,85828
0,5	Max	222,573		250,790835		-74,007765		-72,49308		61,8379426		49,409349		78,2435643		72,1368417		17,982	541,504002	730,510086
	Min	200,4756		-101,11814		-362,69269		-32,938204		-11,386328		-10,6897692		-17,11549		-15,975656		-10,36	-245,11563	-326,24225
0,6	Max	178,2587		275,493817		48,5272444		-123,94457		45,9866932		31,8030141		41,3885868		33,0830313		19,684	528,535281	712,933753
	Min	160,5609		-143,87182		-480,75418		-26,961294		-9,6689363		-7,46716905		-9,6318717		-9,506112		-13,616	-429,96011	-574,23507
0,7	Max	105,533		293,251509		-256,71328		-170,06253		31,6284413		16,7786124		12,7392012		7,6213038		20,942	478,376811	645,179164
	Min	95,0555		-193,02934		-506,6041		-26,961294		-9,6689363		-4,1625111		-3,490377		-6,9001218		-17,316	-530,18542	-709,94723
0,8	Max	7,4339		321,086889		-357,40493		-210,01048		19,0120199		4,67169945		-6,7984554		-2,9114118		21,756	414,494166	558,584387
	Min	6,6959		-286,14297		-575,28348		-11,596828		-4,763373		-1,201233		0,0786522		-9,8527209		-21,534	-705,17828	-945,86851
0,9	Max	-112,5329		482,917329		-149,08044		-242,95168		8,38626182		-4,1821725		-16,318236		2,821797		22,2	489,167895	656,268312
	Min	-101,3604		-526,82417		-647,23909		-4,13784		-2,2061704		0,0839553		0,1391643		-20,058941		-26,048	-904,09531	-1214,0959
1	Max	-250,3946	312,85094	-149,08044	-242,95168	8,38626182	-9,4474215	-14,91402	26,157879	22,348	147,374528	198,285594								
	Min	-225,535	-371,55036	-719,19486	-1,1354501	-0,3702871	0,17516235	-4,6072224	-39,213814	-30,932	-1119,5008	-1504,6752								

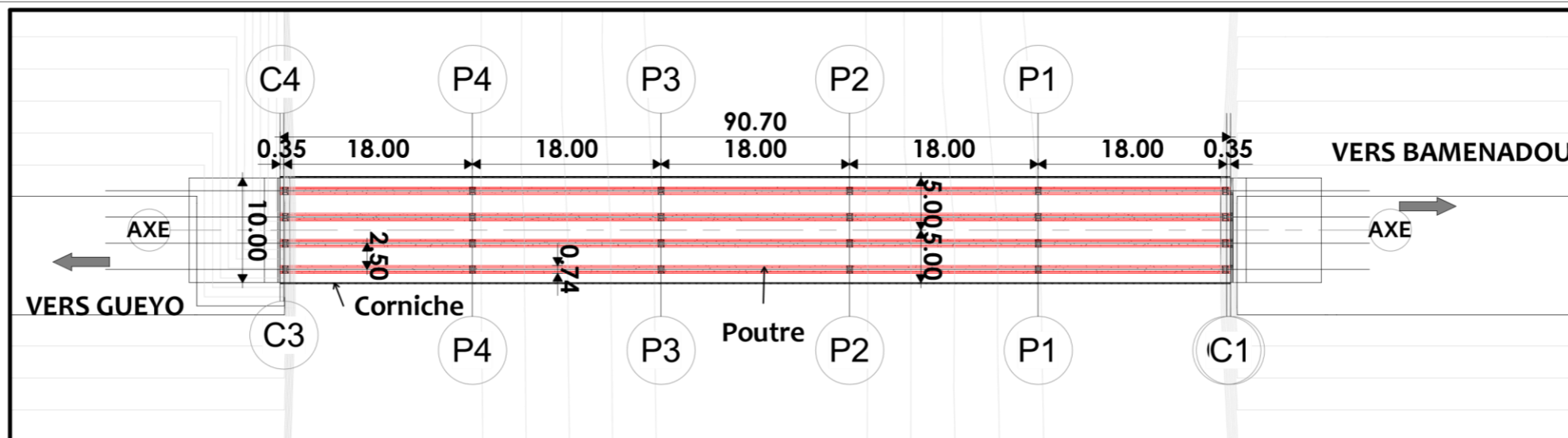


Annexe 12 :Plans - perspective 3D

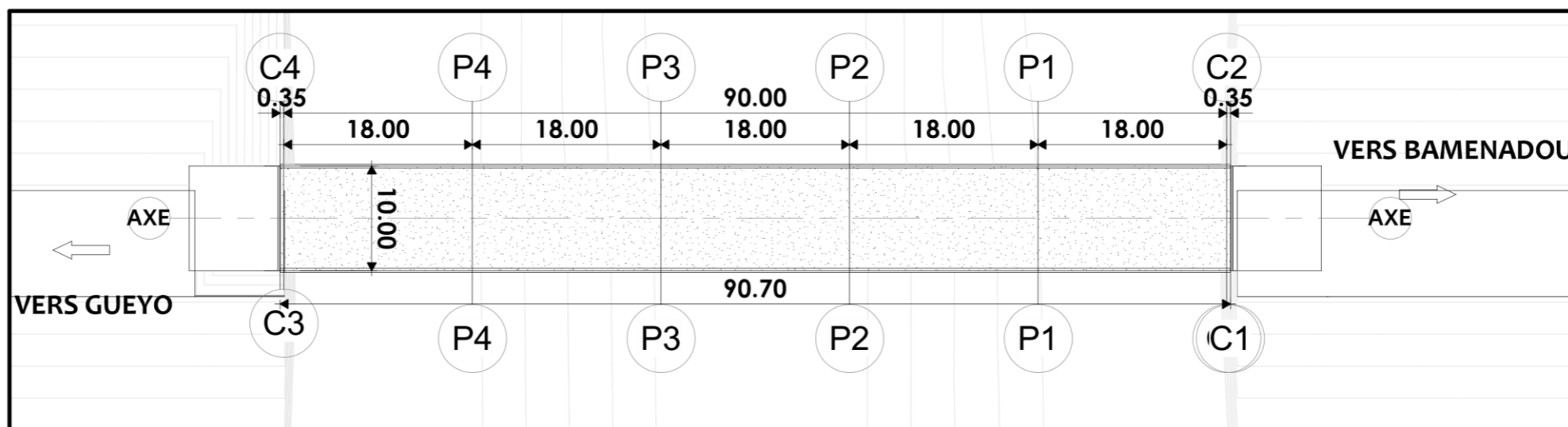
PLAN

Pont à poutre en BA

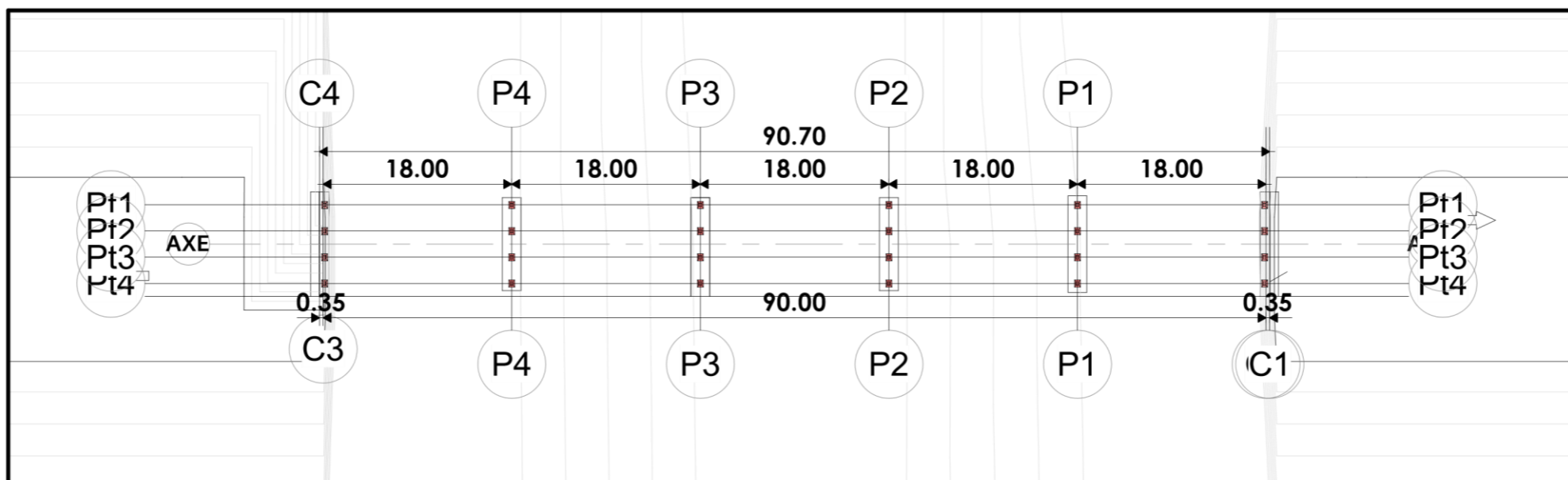
1 PLAN VUE POUTRE
Ech : 1 : 500

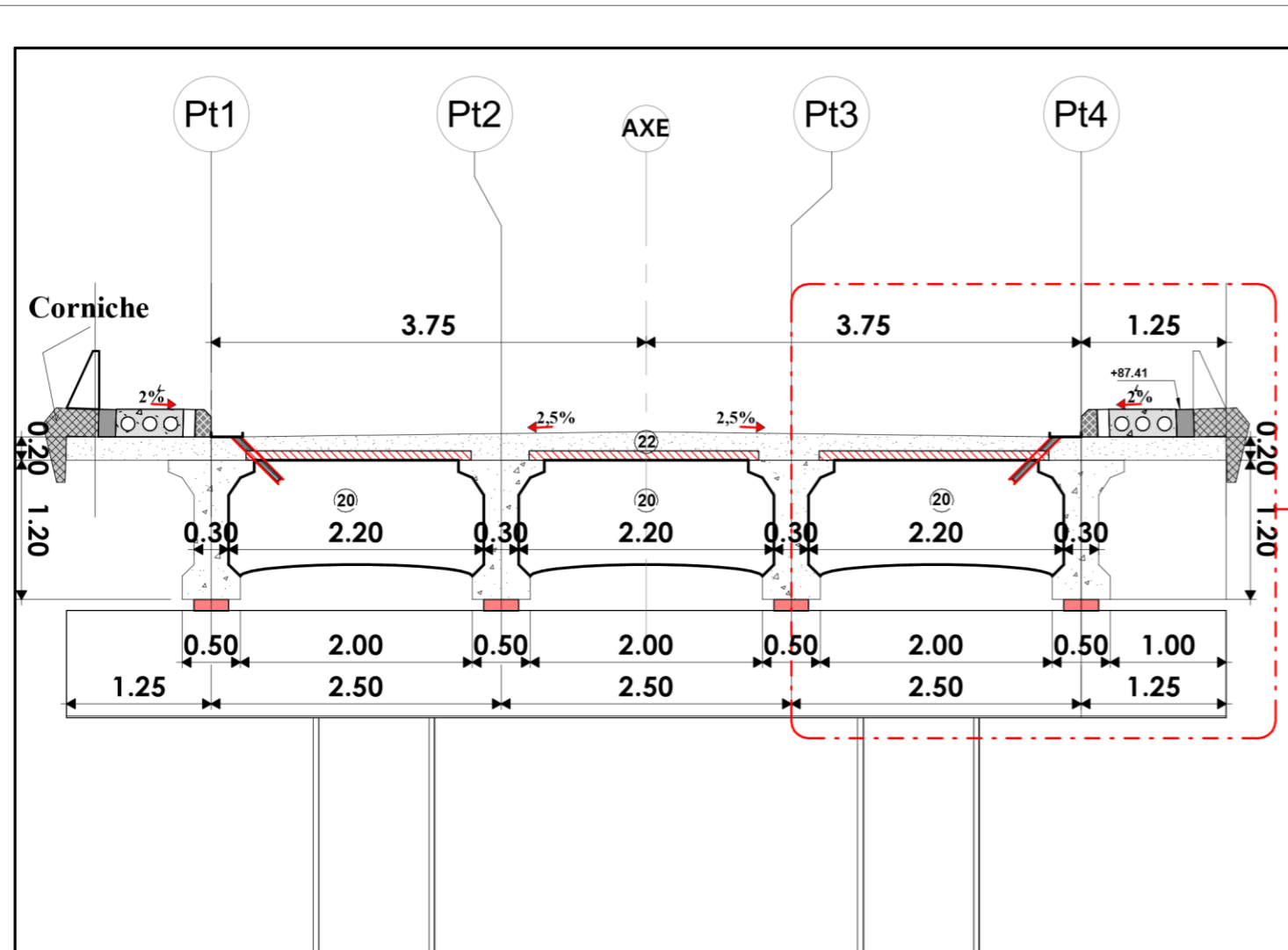


2 PLAN DU HOURDIS
Ech : 1 : 500

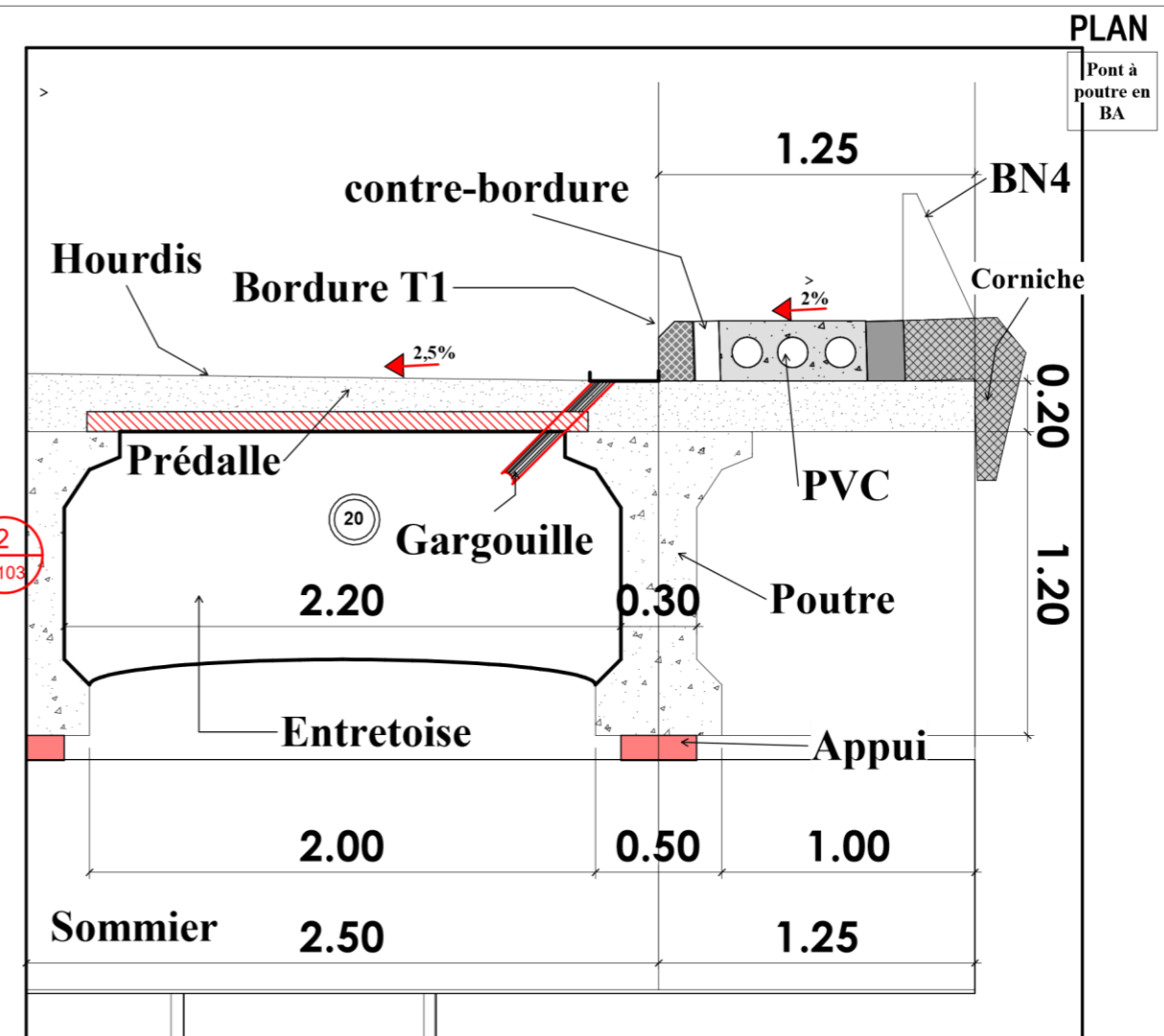


3 VUE SUR APPUI
Ech : 1 : 500

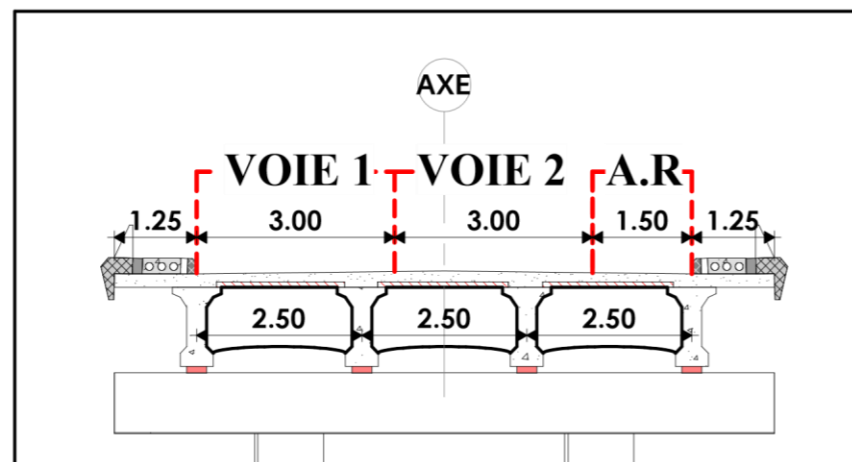




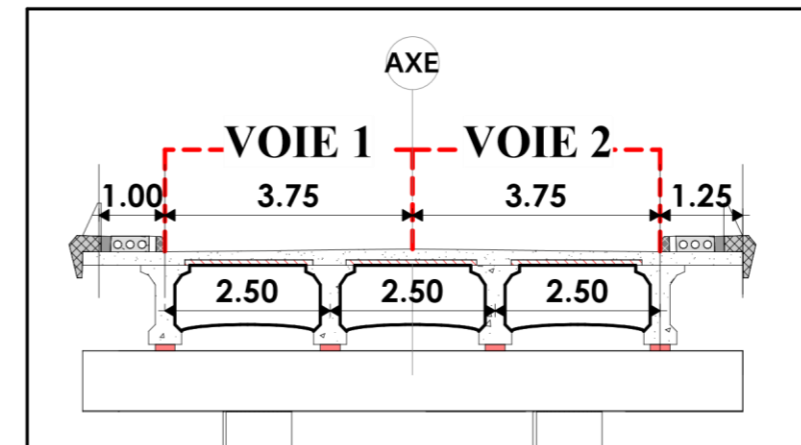
1 COUPE TRANSVERSALE SUR PILE
Ech : 1 : 50



2 DETAILS TRANSVERSALES
Ech : 1 : 25

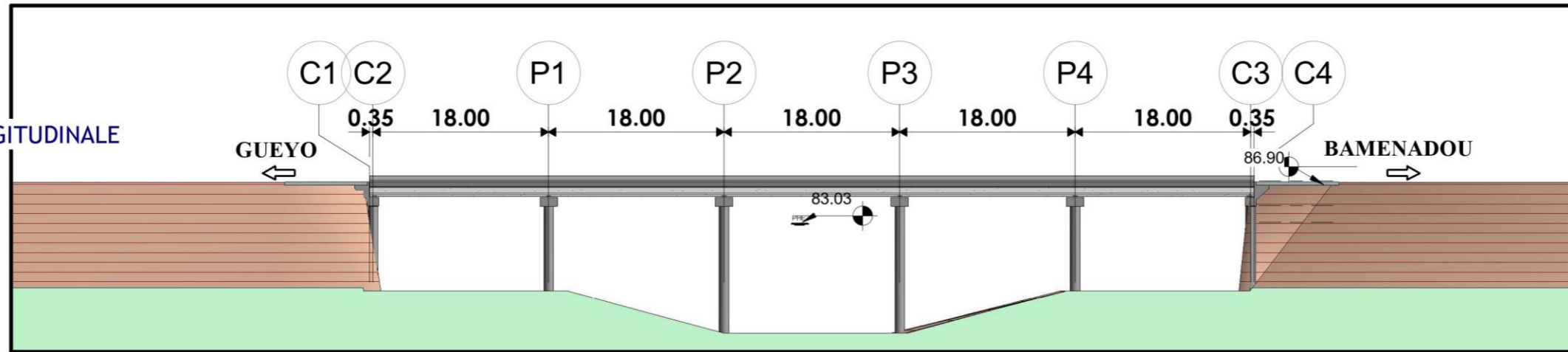


3 DECOUPAGE EUROCODES
Ech : 1 : 100

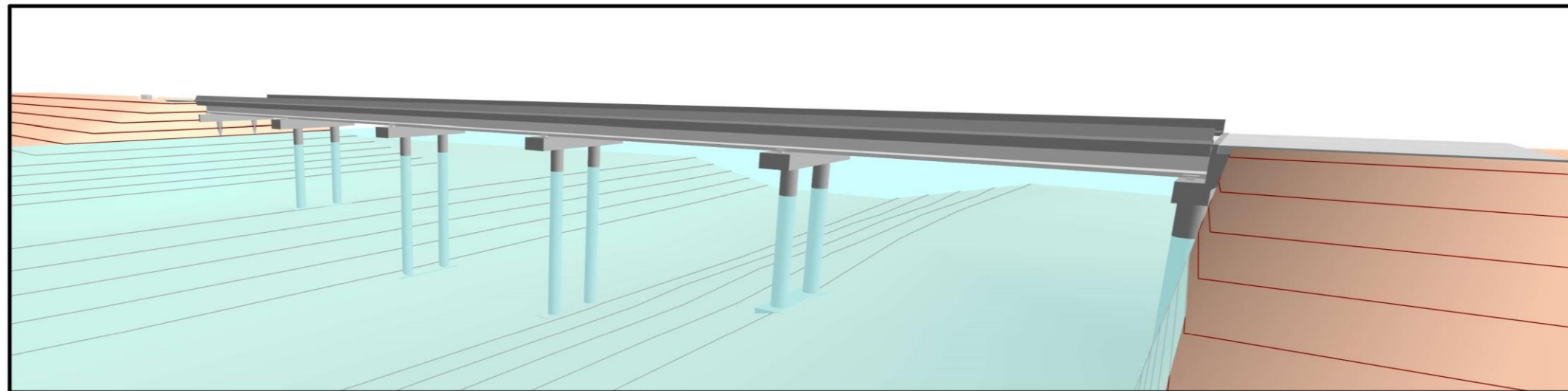


4 DECOUPAGE FASCICULE 61
Ech : 1 : 100

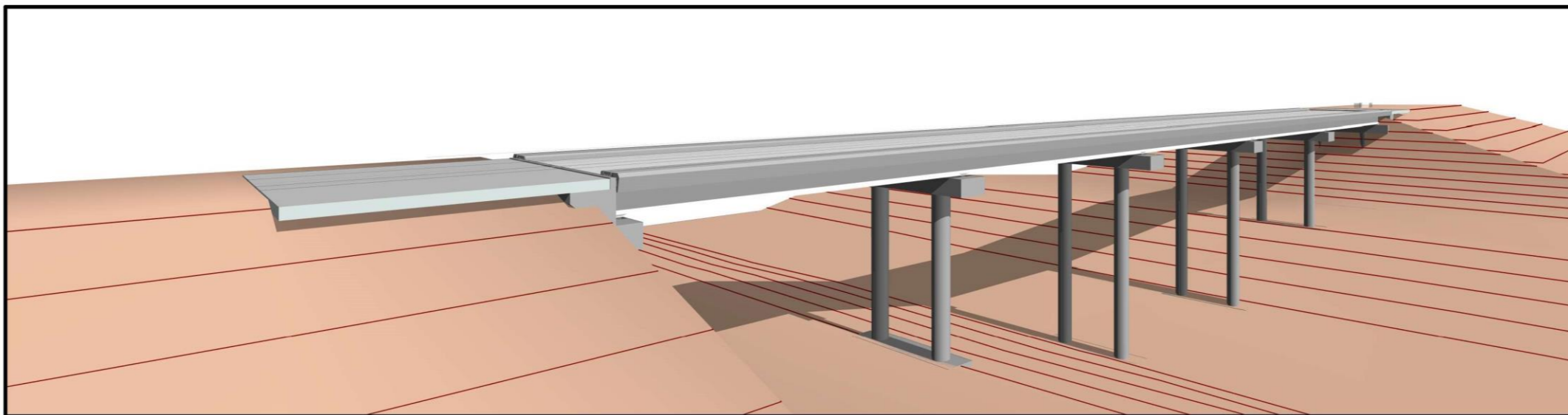
1 COUPE LONGITUDINALE
Ech : 1 : 500

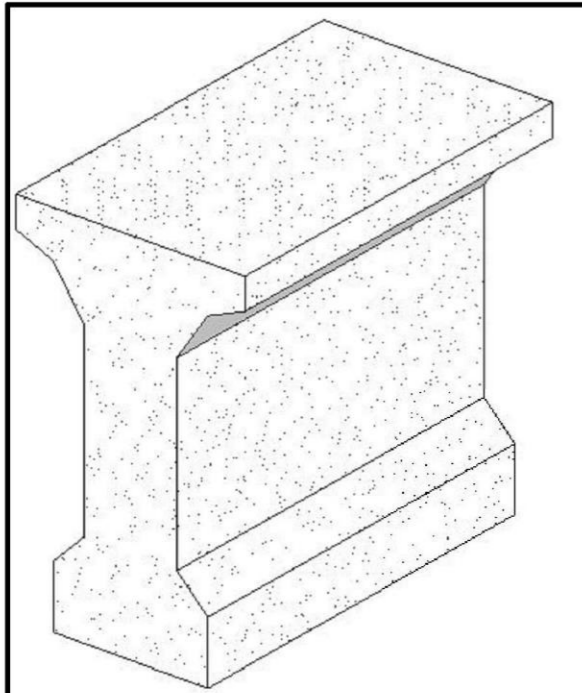


3 Vue 3D I
Ech :

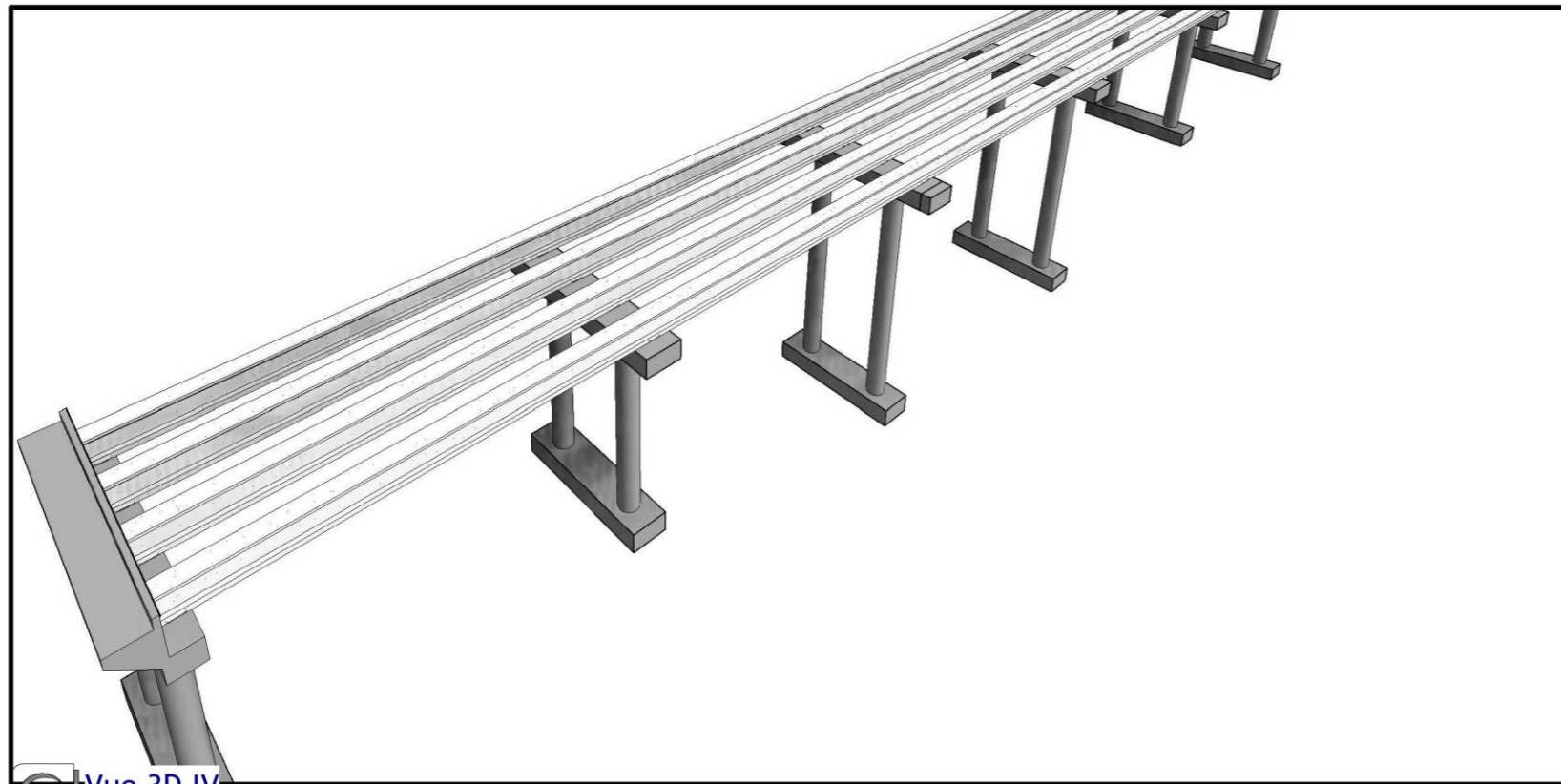
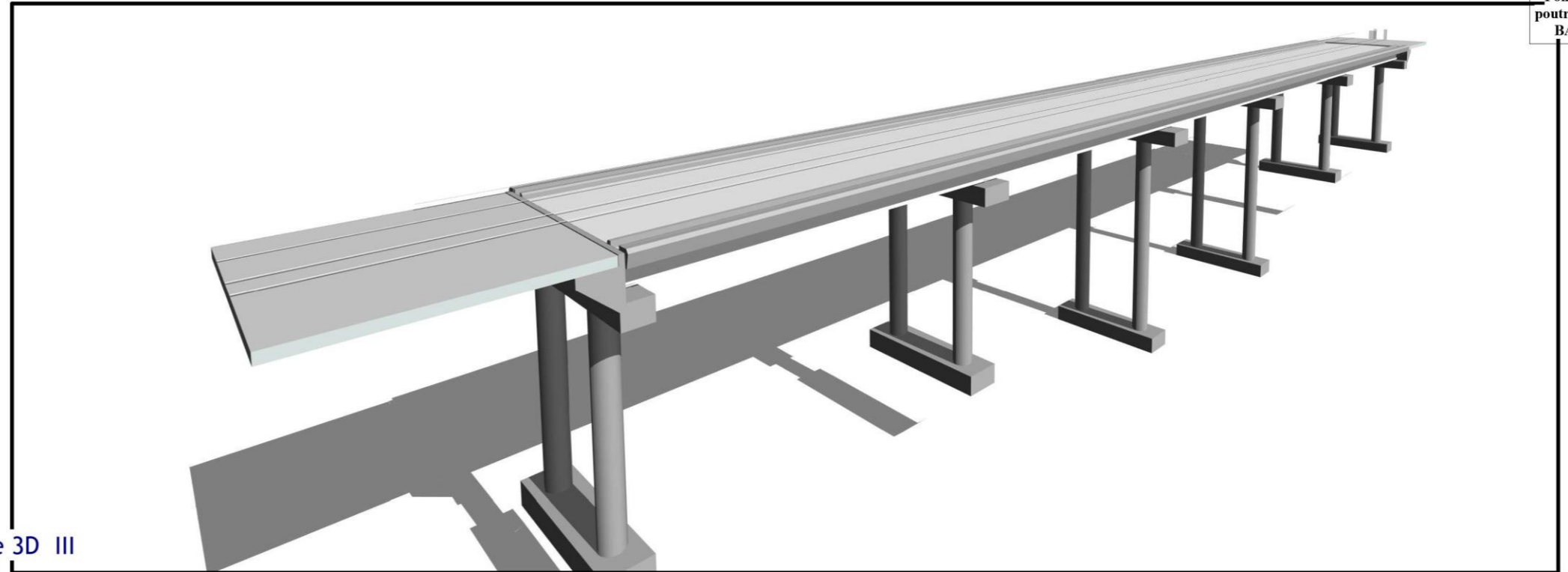


2 Vue 3D II
Ech :

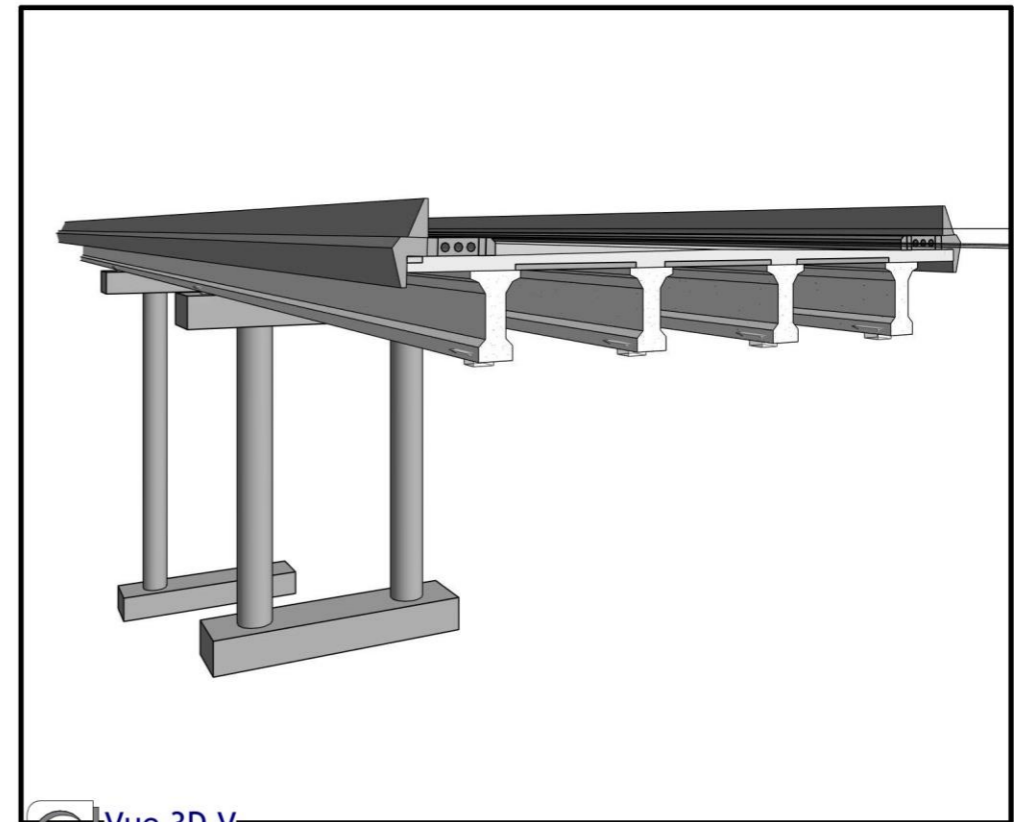




1 Vue 3D III
Ech :



3 Vue 3D IV
Ech :



2 Vue 3D V
Ech :

REPUBLICQUE DE CÔTE D'IVOIRE
Union - Discipline - Travail
Ministère de l'Équipement et de l'entretien routier
Agence de Gestion des Routes

BUREAU D'ETUDES
Bureau National d'Études Techniques et de Développement (BNEDT)
Tel : 22 48 35 00 / 22 4834 00
bnetd

INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT (2iE)
DIRECTION DES ETUDES
01 BP 594 OUAGADOUGOU 01
Tel : 50 49 28 00

ANALYSE COMPARATIVE DU DIMENSIONNEMENT DU TABIER D'UN PONT A POUTRE EN BETON ARME SELON LES EUROCODES ET LE FASCICULE 61 AU PK108+114 SUR L'AXE GUEYO-BAMENADOU (CÔTE D'IVOIRE)

ETABLI PAR	N'DA DESIRE JUNIOR
GRADE	MASTER
FILIERE	GENIE CIVIL - BÂTIMENT ET TRAVAUX PUBLICS
PROMOTION	2022-2024

N°	Intitulé	NOM
1	Encadrant 2iE	Decroly DJOUBISSIE DENOUEE Enseignant chercheur département Génie Civil, Institut 2iE
2	Maître de stage	Valéry KOUMAN Chef de Service Ouvrage d'Art et Drainage Routier (OADR)
3	Etudiant	Désiré Junior N'DA Élève Ingénieur à 2iE