République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

CONCEPTION ET ETUDE DU VIADUC DU PK69+800 AU PK70 DE LA LIAISON AUTOROUTIERE RELIANT LE PORT DJEN DJEN "W. JIJEL" A L'AUTOROUTE EST-OUEST AU NIVEAU DE LA VILLE D'EL EULMA

Présenté par :

BELGRIMET Yacer
SAIDANI Youcef

Encadré par :

Mr TABANI Samir
Dr ZOURGUI HEMAIDI Nadjib

Promotion 2022/2023

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENTS

Nous remercions tout d'abord le Dieu le tout puissant de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'études.

Nous adressons notre profond remerciement à notre encadrant Monsieur **Tabani Samir** pour sa disponibilité et ses conseils.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher Co-encadreur Dr **Zourgui hemaidi Nadjib** pour tous ses grands efforts, ses orientations et sa patience le long de cette période.

Nous remercions Mr l'ingénieure **BABAKHOUYA Youcef** pour ses conseils le long de notre travail.

Nous remercions nos familles pour leurs conseils permanents, leurs sacrifices afin d'y arriver à ce moment-là.

Nous remercions également tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré notre formation avec une pédagogie et patience, ainsi que l'administration de l'école, les responsables de la bibliothèque pour l'aide qu'ils nous ont rapporté.

Sans oublier de remercier les membres de l'honorable jury pour l'intérêt qu'ils ont porté pour présider et examiner ce modeste travail.

A tous ceux et aux autres qui ont aidé dans l'élaboration de ce travail de près ou de loin.

DEDICACES

Je dédie ce travail à ma chère mère qui a œuvré pour réussite, et qui est la raison de tout ce que j'ai accomplie dans ma vie.

A mon père, mon exemple, celui qui a toujours été là pour moi, qui me soutiens et m'encourage dans tous mes choix.

À mes très chers frères et sœurs.

A mes oncles et à mes tantes.

A mes cousins et à mes cousines.

A mon binôme et ami **YOUCEF**, avec qui j'ai parcouru mon cursus d'ingénieur et avec qui j'ai accompli ce travail ainsi qu'à toute sa famille.

A mes amis **AHMED RAIS** et **ZAKARIA MERIOUCHE** et **AKRAM BOUAFASSA** et **ZAKARIA KHALAFEHOUM** et a tous mes amis de l´ENSTP

YACER BELGRIMET

DEDICACES

Je dédie ce travail :

Avant tout, je remercie ALLAH tous puissant de m'avoir donné la force, le courage et la patience de mener ce modeste travail à sa fin.

En premier lieu à ma **chère mère** qui a consenti beaucoup de sacrifices Pour me permettre de réaliser mes objectifs,

A mon ami et mon binôme **BELGRIMET YACER** avec qui j'ai partagé ce modeste travail.

A mes amis d´enfance **ABDOU MOKRANI** et **BADREDDINE BOUCHNEB** mes copains de la chambre depuis 4 ans **AKRAM BOUAFASSA** et **ZAKARIA KHALAFEHOUM** et a tous les amis.

SAIDANI YOUCEF

SOMMAIRE

1.PRESENTATION DU PROJET....0

1.1 INTRODUCTION....1
1.2 PRESNTATION DU PROJET....1
1.2.1 SITUATION DU PROJET....1
1.2.2 OBJECTIF DU PROJET....1
1.3 LES DONNEES DE PROJET....2
1.3.1 LES DONNÉES FONCTIONNELLES....2
1.3.2 LES DONNÉES NATURELLES....3
1.4 CONCLUSION....6

2 . CONCEPTION ET....6

2.1 INTRODUCTION....7
2.2 CHOIX DE TYPE D'OUVRAGE....7
2.3 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES....7
2.3.1 VARIANTE 01 : « PONT À POUTRES PRÉCONTRAINTES DU TYPE VIPP »....7
2.3.2 VARIANTE 02 : « PONT MIXTE BIPOUTRE »....9
2.3.3 VARIANTE 03 : « PONT VOUSSOIRS EN BÉTON PRÉCONTRAINT CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS COULÉ EN PLACE »....13
2.4 ANALYSE MULTICRITERE....17
2.4.1 COMPARAISON ENTRE LES 3 VARIANTES....17
2.4.2 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTE....18
2.4.3 ANALYSE DES VARIANTES....18
2.5 CONCLUSION....18

3 . CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX....22

3.1 LE BÉTON....23
3.1.1 RESISTANCE DU BETON....23
À L'ETAT LIMITE ULTIME ELU....23
3.1.2 DIAGRAMME CONTRAINTES– DÉFORMATIONS....24
DEFORMATION LONGITUDINALE DU BETON....24
3.2 LES ACIERS....25
3.2.1 ACIERS POUR BÉTON....25
3.2.2 ACIER POUR CHARPENTERIE....26
POUR LES POUTRES, ON UTILISE DES PROFILÉS RECONSTITUÉS SOUDÉS (PRS). 26

ILS SONT CLASSÉS EN TROIS CATÉGORIES : 26
- **ACIERS NORMAUX : $f_E \leq 300$MPA. 26**
- **ACIERS À HAUTE LIMITE ÉLASTIQUE : 300MPA < $f_E \leq$ 400MPA 26**
- **ACIERS À TRÈS HAUTE LIMITE ÉLASTIQUE : 400MPA < f_E 26**

3.2.3 DIAGRAMME (CONTRAINTES – DÉFORMATIONS) 26

4 . CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES 26

4.1 INTRODUCTION 27
4.2 ÉVALUATION DES CHARGES 27
4.2.1 CHARGES PERMANENTES (CP): 27
4.2.2 COMPLÉMENT DES CHARGES PERMANENTES (CCP): 27
4.3 CALCUL DES EFFORTS DUES AUX CHARGES « CP-CCP » : 27
4.3.1 EFFORTS DUES AUX CHARGES PERMANENTES CP 27
4.4 CALCUL DES SURCHARGES : 29
4.4.1 ÉVALUATION DES SURCHARGES : 29
4.4.2 CALCUL DES LIGNES D'INFLUENCE : 37
4.4.3 CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT ET MOMENT FLÉCHISSANT EN TRAVÉE : 38
4.4.4 APPLICATION DES LIGNES D'INFLUENCE : 39
4.4.5 RÉCAPITULATION DES RÉSULTATS : 39
4.5 LA RÉPARTITION TRANSVERSALE. 40
4.5.1 INTRODUCTION : 43
4.5.2 LA MÉTHODE DE CALCUL : 43
4.5.3 COMBINAISON DE CHARGES : 45
4.6 CONCLUSION : 46

5 . ETUDE DE TABLIER 47

5.1 INTRODUCTION 48
5.2 HYPOTHÈSES DE CALCUL 48
5.3 DÉTERMINATION LES CARACTÉRISTIQUES DES SECTIONS : 49
5.3.1 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE SECTION EN BÉTON : 49
5.3.2 51
5.3.3 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE SECTION D'ACIER : 51
5.3.4 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DE SECTION MIXTE (BÉTON+ ACIER) : ` 52
5.4 DÉTERMINATION DES EFFETS SUR LA POUTRE MIXTE : 54
5.4.1 LE RETRAIT DU BÉTON : 54
5.4.2 EFFET DE LA DÉFÉRENCE DE TEMPÉRATURE ENTRE L'ACIER ET LE BÉTON 56
5.5 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES : 57
5.5.1 ÉTAPES DE VÉRIFICATION : 58
5.5.2 LA VÉRIFICATION DES SECTIONS CRITIQUES: 59
5.5.3 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT « ÂMES » À L´ ELS : 60

5.5.4 La vérification de l'effort tranchant 61
5.5.5 Interaction moment – effort tranchant 61
5.5.6 Vérification au voilement de l'âme de la poutre : 61
5.5.7 Vérification Le déversement : 62
5.6 ETUDE DE LA DALLE 63
5.6.1 Calcul des moments : 64
Dalle en encorbellement 71
5.6.2 Ferraillage : 72
5.7 Étude des connecteurs : 75
5.8 Étude des assemblages par soudage : 78
5.8.1 Introduction : 78
5.8.2 Principe du soudage : 79
5.8.3 Les avantages d'assemblage par soudage : 79
5.8.4 Contrôle des soudures : 80
5.8.5 Nettoyage des soudures : 81
5.9 Calcul des entretoises : 81
5.9.1 Introduction : 81
5.9.2 Entretoises d'about PRS2000 : 81
5.9.3 Vérification au voilement de la semelle : 82
5.9.4 Étude de l'entretoise intermédiaire IPE400 : 83
5.10 Calcul des déformations : 84
5.10.1 Calcul de la flèche 84
5.11 CONCLUSION 85

6 . LES EQUIPEMENTS DES PONTS 86

6.1 Introduction : 86
6.2 Les Appareil d'appui : 86
6.2.1 Le rôle des appareils d'appuis : 86
6.2.2 Types des appareils d'appui : 86
6.2.3 Évaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis 87
6.2.4 Dimensionnement des Appareils d'Appuis 88
6.2.5 Évaluation des Efforts horizontaux : 89
6.3 DÉS D'APPUIS : 93
6.3.1 Dimensionnement des dés d'appuis 94
6.3.2 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile : 94
6.4 Joint de chaussée : 95
6.5 Le Plot Parasismique : 97
6.5.1 Conception des plots parasismiques : 97
6.5.2 L'évaluation des efforts agissant sur le plot : 98
6.6 CONCLUSION : 99

7 . ETUDE SISMIQUE 100

7.1 INTRODUCTION 100
7.2 MÉTHODE DE CALCUL 100
7.3 SPECTRE DE REPONSE 100
7.3.1 SPECTRE DE RÉPONSE ÉLASTIQUE (COMPOSANT HORIZONTALE) : 100
7.3.2 SPECTRE DE RÉPONSE ÉLASTIQUE (COMPOSANT VERTICALE) : 101
7.3.3 MODES PROPRES : 103
7.3.4 ÉVALUATION DES EFFORTS SISMIQUES 103
7.3.5 COMBINAISON DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE 103

8 . ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE 104

8.1 INTRODUCTION 105
8.2 ETUDE DE LA PILE 105
8.2.1 VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DE LA PILE VIS-À-VIS DU FLAMBEMENT 105
8.2.2 ÉVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K 105
8.2.3 COMBINAISON DES EFFORTS 106
8.3 FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS DE LA PILE 107
8.3.1 FERRAILLAGE DE CHEVÊTRE (SOMMIER OU TÊTE DE PILE). 107
8.3.2 FERRAILLAGE DE VOILE DE LA PILE 107
8.4 ÉTUDE DE FONDATION 108
8.4.1 ETUDE DE LA SEMELLE DE LA PILE 108
8.4.2 CALCUL DES SOLLICITATIONS 109
8.4.3 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE 110
8.5 ÉTUDE DES PIEUX 111
8.5.1 CALCUL DU MOMENT MAXIMAL AU NIVEAU DU PIEU 111
8.5.2 FERRAILLAGE DES PIEUX : 113
8.6 ÉTUDE DE LA CULÉE 115
8.6.1 INTRODUCTION : 115
8.6.2 PRÉDIMENSIONNEMENTS DE LA CULÉE : 115
8.6.3 COMBINAISON DE CHARGE : 119
8.6.4 FERRAILLAGE DE MUR GARDE GRÈVE : 120
8.6.5 FERRAILLAGE DE LA DALLE DE TRANSITION : 122
8.6.6 FERRAILLAGE DE MUR EN RETOUR 2 : 126

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1 9
Tableau 2 Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA. 11
Tableau 3 Pré-dimensionnement de l'entretoise IPE 600. 12
Tableau 4 Pré-dimensionnement de l'entretoise PRS 2000. 13
***Tableau 5 Récapitulation de découpage des voussoirs.** 14*
Tableau 6 Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC. 15
Tableau 7 Classe du pont 30
Tableau 8 coefficient a1 31
Tableau 9 valeurs de V0 31
Tableau 10 Une voie chargée A(l)1V 32
Tableau 11 Tableau de coefficients bc 33
Tableau 12 Coefficient de majoration dynamique δ (Bc) 34
Tableau 13 Coefficient de majoration dynamique δ (Bt) 34
Tableau 14 Coefficient de majoration dynamique δ (Br) 35
Tableau 15 Coefficient de majoration dynamique δ (Mc120) 36
Tableau 16 M(x) et T(x) pour 1ére travée chargée : 0 < α < 55 44
Tableau 17 Coefficients de répartition pour chaque cas de charge. 45
Tableau 18 Combinaison de charges 46
Tableau 19 Combinaison de charges 48
Tableau 20 Détermination de la largeur participante de la dalle. 50
***Tableau 21 Les caractéristiques géométriques de la section du béton** 51*
***Tableau 22: les caractéristiques géométriques de la section d'acier à mi travée** 51*
Tableau 23 Les caractéristiques géométriques de la section mixte (mi travée). 54
Tableau 24 Contraintes due à l'effet du retrait 57
Tableau 25 Contraintes due à l'effet thermique 57
Tableau 26 Les moments Ma et Mb de l'abaque 66
***Tableau 27 Combinaison de charge à ELU** 68*
***Tableau 28 Combinaison de charge à ELS** 69*
Tableau 29 Mcp sous combinaison à ELU et ELS 71
Tableau 30 Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis. 88
Tableau 31 Les dimensions de l'appareil d'appui. 89
Tableau 32 Vérification de résistance 90
Tableau 33 Vérification de flambement 91
Tableau 34 Vérification de distorsion 92
Tableau 35 Vérification de non-glissement 93
Tableau 36 Dimensionnement des dés d'appuis 94
Tableau 37 Ferraillage dés d'appui 95
Tableau 38 Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale 101
Tableau 39 Valeurs de T1, T2 pour la composante verticale 102
Tableau 40 Distribution des forces due à EX sur chaque appui (due au tablier) 103
Tableau 41 Distribution des forces due à EY sur chaque appui (due au tablier) 103
***Tableau 42 Distribution des forces due à EZ sur chaque appui (due au tablier)** 103*
Tableau 43 Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble 104
Tableau 44 Combinaison des efforts à la base de la pile. 106

Tableau 45 Ferraillage de voile de la pile. 107
Tableau 46 Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle. 109
Tableau 47 Nombre de pieux sous la semelle. 109
Tableau 48 Les valeurs de Nmax (KN) pour les combinaisons les plus défavorables. 110
Tableau 49 Armatures transversales inférieure 110
Tableau 50 Tableau de WERNER 112
Tableau 51 Moment & effort tranchant appliqués sur seul pieu. 113
Tableau 52 Tableau des coefficient 118
ableau 53 Les efforts dus aux surcharges 119
Tableau 54 Les combinaisons des effort et vérification de stabilité 120
Tableau 55 Vérification de la stabilité de la culée 120
Tableau 56 Les charges 123
Tableau 57 Résultats des sollicitations (mur frontale) 129
Tableau 58 Résultats des sollicitations (semelle) 131

LISTE DES FIGURES

Figure 1 Emplacement du Viaduc 69.8 1
Figure 2 Tracé en plan V69.8 2
Figure 3: Profil en long V69.8. 2
Figure 4 Profil en travers V69.8 3
Figure 5 Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008) 4
Figure 6 Classification des ponts (RPOA 2008). 5
Figure 7 Coefficient d'accélération de zone A 5
Figure 8 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraintes. 7
Figure 9 Notation des dimensions 8
Figure 10 Schéma d'un bipoutre à entretoise. 10
Figure 11 Schéma d'une poutre 10
Figure 12 Caractéristiques géométriques des poutres 12
Figure 13 Caractéristiques géométriques d´entretoises 13
Figure 14 Notations des dimensions. 14
Figure 15 Coupes transversales des voussoirs 16
Figure 16 Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU et ELS 24
Figure 17 Diagramme contraintes – déformations en SDT et SA 26
Figure 18 Le système Bc longitudinalement " masses relatives à une file des camions " 33
Figure 19 Le système Bt longitudinalement " masses relatives à un seul tandem " 34
Figure 20 Système Br longitudinalement 35
Figure 21 Convois Mc 120. 36
Figure 22Convois D240. 37
Figure 23 Application des lignes d'influence "charge ponctuel et répartie '' 39
Figure 24 Cas de charge permanente 44
Figure 25 Cas de charge complémentaire permanente 44
Figure 26 Calcul de la largeur efficace selon l'EN1994-2 49
Figure 27 Description de la section du béton 50
Figure 28 Caractéristiques géométriques de section mixte 52
Figure 29 Section mixte À mi travée 53

Figure 30 Distribution des contraintes *55*
Figure 31Vue en plan de la dalle de la poutre de rive *63*
Figure 32 Vue en plan de la dalle de la poutre intermédiaire. *64*
Figure 33 Diffusion de la charge sur l'hourdis *65*
Figure 34 La demi-largeur "A" *70*
Figure 35 Ferraillage de la dalle *75*
Figure 36 Variation des distances L en fonction du moment fléchissant *76*
Figure 37 Variation du flux de cisaillement *78*
Figure 38 Disposition de vérins *81*
Figure 39 Les dimensions du PRS 1000 ..... *82*
Figure 40 L'effet du vent sur les entretoises *83*
Figure 41 Contre flèche de la travée de 55m *84*
Figure 42 Contre flèche de la travée de 90m *85*
Figure 43 Définition géométrique d'un appareil d'appui. *87*
Figure 44 Réaction d'appui sous la combinaison ELU max *88*
Figure 45 Joint de chaussée *95*
Figure 46 Joint du type Wd (souffle moyen) *96*
Figure 47 Spectre de réponse élastique (composant horizontale) *101*
Figure 48 Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale. *102*
Figure 49 Feraillage de la pile *108*
Figure 50 Système statique des pieux *112*
Figure 51 Abaque de WELTHER *113*
Figure 52 Ferraillage du pieu de la pile *114*
Figure 53 les éléments de la culée *115*
Figure 54 La charge appliquée par les 2 essieux de 12 tonnes *121*
Figure 55 Ferraillage de la culée + semelle *133*
Figure 56 Ferraillage du pieu de la culée *135*

INTRODUCTION GENERALE

D'une manière générale, lors de l'élaboration d'un tracé routier, on rencontre plusieurs contraintes naturelles (cours d'eau, vallée…) ou artificielles (une autre voie de circulation). Pour les franchir, on construit des ouvrages artificiels, qui portent le nom : **Ouvrages d'Art.**

Un tel ouvrage est qualifié « d'art » parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissances constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'Ingénieur.

Parmi ces ouvrages d'art : **Les Ponts** et **Les Viaducs.**

Le Pont est un ouvrage en élévation, construit in-situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel rivière, vallée, route, voie ferrée, canal…etc. La voie portée peut être :

- Une voie routière (pont-route).
- Une voie piétonne (passerelle).
- Une voie ferroviaire (pont-rail).
- Une voie d'eau (pont-canal).

Le viaduc est un ouvrage de grande longueur constitué de plusieurs travées et situé à hauteur élevée par rapport à la brèche.

L'étude c'est la deuxième partie, elle se base sur des hypothèses de calcul et des vérifications, cette étape est parmi les phases les plus importantes dans le projet, elle consiste à dimensionner un ouvrage possédant la capacité de résister aux charges du trafic, aux incidents éventuels dus à la circulation ou aux caprices de dame nature, mais aussi pour le construire avec le plus faible coût possible. Ceci n'est possible que s'il fait référence à des normes, des guides, des livres, des recommandations des experts et surtout à leur propre expérience. Ce mémoire de fin d'étude présente la conception et l'étude d'un ouvrage d'art situé au PK 69+800.

1.PRESENTATION DU PROJET

1.1 INTRODUCTION

Les ponts sont des constructions en élévation, qui permettent de franchir des obstacles naturels (vallée, cours d'eau…), ou artificiels tels que (route, voit ferrée…) et avant d'entamer la conception d'un pont, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations sur le site. Et cette dernière fera l'objet de ce chapitre.

1.2 PRESNTATION DU PROJET

1.2.1 SITUATION DU PROJET

Notre viaduc VIA69.8 à concevoir et étudier, fait partie du projet de réalisation de la liaison autoroutière reliant le port de DJEN DJEN à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma sur 110 Km. Le viaduc se situe entre les kilomètres 69+721.405 à 69+899.259.



Figure 1 Emplacement du Viaduc 69.8

1.2.2 OBJECTIF DU PROJET

L'objectif principal de ce pont, faisant l'objet de notre projet de fin d'études, est de franchir l'obstacle envisagé (franchir une vallée d'une hauteur de 26.95 m et qui contient un cours d'eau), Mais il répond aussi aux objectifs de la pénétrante qui sont :

- Relier le port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'El Eulma.
- La relance de l'activité portuaire commerciale Djen Djen.
- Dynamisation et développement du secteur touristique.
- Réduire le coût du transport et faciliter la circulation du transport commercial.

1.3 LES DONNEES DE PROJET

1.3.1 LES DONNÉES FONCTIONNELLES

1.3.1.1 TRACÉ EN PLAN

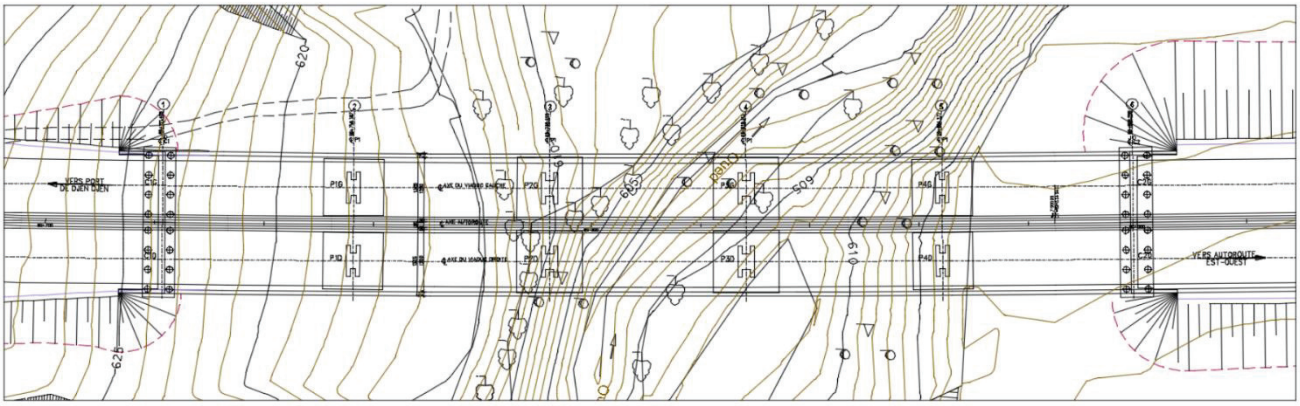


Figure 2 Tracé en plan V69.8

L'ouvrage en plan a les caractéristiques suivantes :

- Longueur totale de l'ouvrage 200 ml.
- Largeur du tablier 13.25 m.
- Largeur de la chaussé 12 m.

1.3.1.2 PROFIL EN LONG

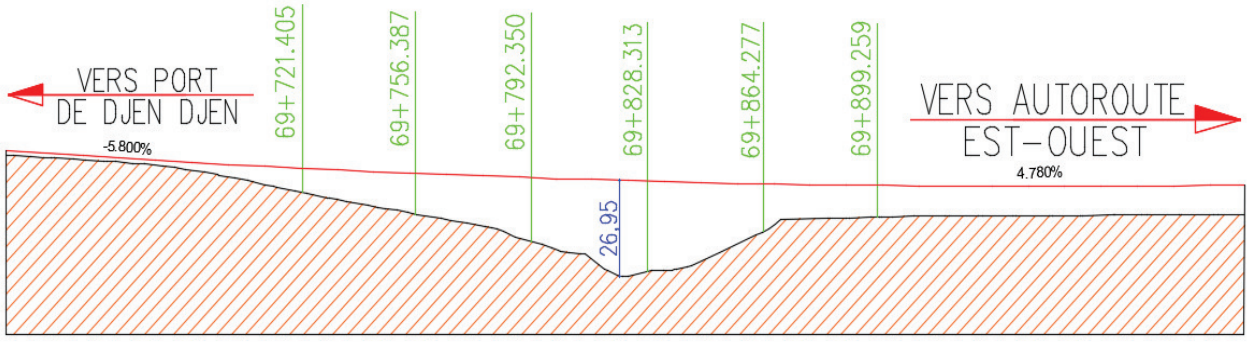


Figure 3: Profil en long V69.8

Longitudinalement, l'ouvrage présente un courbe de (- 5.8 %) de pente sur le côté de DJEN DJEN et (+ 4.78 %) sur le côté d'Autoroute Est - Ouest.

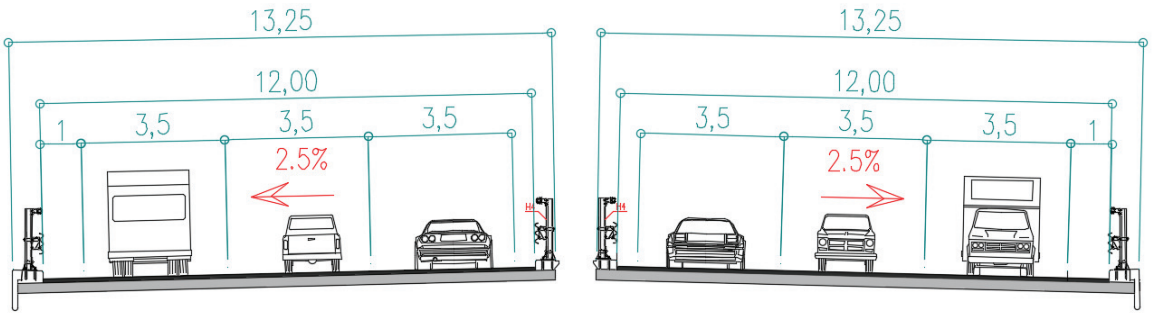


Figure 4 Profil en travers V69.8

1.3.1.3 PROFIL EN TRAVERS

Le profil en travers du projet est défini par deux tabliers qui forment ensemble un dévers en toit de 2.5%.

1.3.2 Les données naturelles

1.3.2.1 TOPOGRAPHIE

D'après le levé topographique et la visite du site effectuée permet de dire que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

I.3.2.2. TEMPERATURE

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des structures, elle a son effet au niveau des joints et des appareils d'appui. Sauf spécification contraire du cahier des clauses techniques particulières (CCTP) et à défaut de justifications plus précises, on adopte pour les variations de températures suivantes :

- En Algérie du Nord (climat tempéré) : +35° C et -15º C.

Dans cette amplitude de température, une part de température rapidement variable (variation journalière) est prise égale ±10.

1.3.2.2 LA NEIGE

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuventintervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).

1.3.2.3 VENT

Les efforts du vent sont fixés par le RCPR à une surcharge répartie de :

- 1.25 KN/m² en cours de réalisation.
- 2.00 KN/m² en service.

1.3.2.4 SISMICITE DU SITE

La norme sismique algérienne applicable au projet est la RPOA 2008. Cette norme établit un zonage sismique (5 zones) du territoire algérien.

• Zone 0 : négligeable

• Zone I : faible

• Zone IIa : moyenne

• Zone IIb : élevée

• Zone III : très élevée

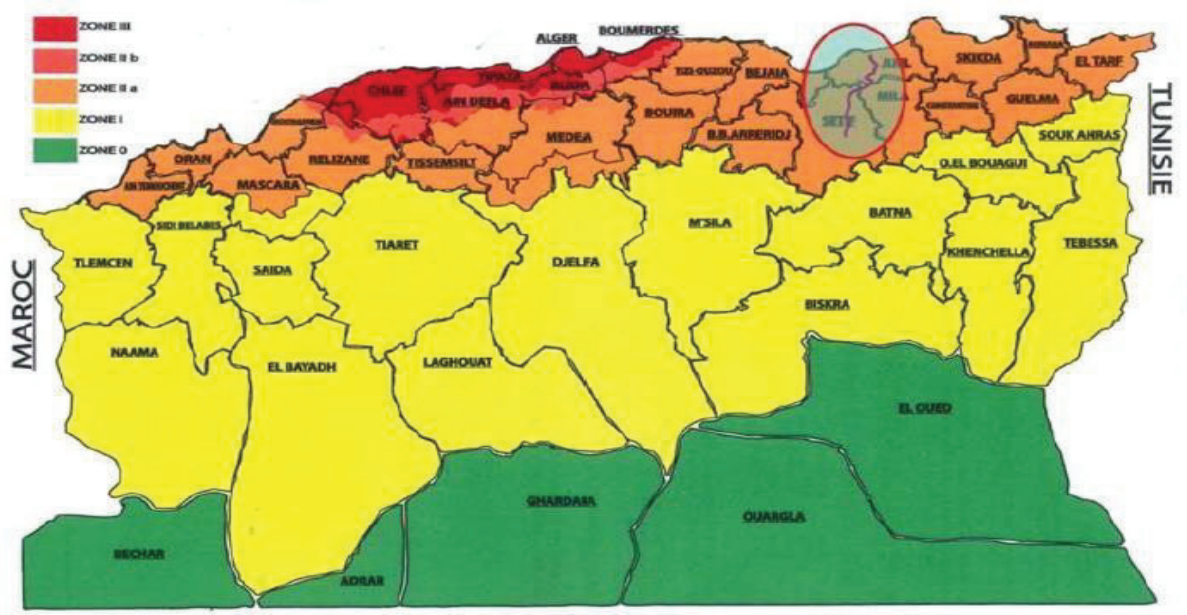


Figure 5 Carte de zonage sismique de l'Algérie (RPOA 2008)

Concernant le classement de l'infrastructure, les liaisons autoroutières appartiennent au Groupe 1, désignés comme pont stratégique, et Groupe 2 le pont important (voir tableau suivant).

Groupe de pont	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Figure 6 Classification des ponts (RPOA 2008).

Le règlement RPOA 2008 détermine un coefficient d'accélération défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont.

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	**0,25**	0,30	0,40
2	0,12	**0,20**	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

Figure 7 Coefficient d'accélération de zone A

Par conséquent, ce projet se situe dans la Wilaya de Sétif (zone IIa), on prendra le coefficient d'accélération est A = 0,25 pour le groupe 1 (Pont stratégique).

1.3.2.5 GEOTECHNIQUE

Les données géotechniques se trouvant dans l'annexe.

RECOMMANDATION POUR LE TYPE DES FONDATIONS

D'après le rapport géotechnique l'analyse des données du site et des résultats des investigations géotechniques effectuées, au niveau du site réservé au projet, met enévidence les points suivants :

- Il est prévu d'adopter des fondations sur pieux pour les culées.
- Il est prévu d'adopter des fondations sur pieux et superficielle pour les piles.

1.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage et les données relatives au site du projet afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée à ces paramètres.

2 . CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNENT

2.1 INTRODUCTION

La conception d'un ouvrage consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposée, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

2.2 Choix de type d'ouvrage

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, pour le choix du type d'ouvrage. On prend en considération les éléments principaux suivants :

- Le domaine de portée.
- L'élancement possible.
- Les contraintes de profil en long.
- Les conditions topographiques et géotechniques.
- Le bilan économique : coût de l'ossature + coût des appuis.
- L'esthétique.

2.3 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

2.3.1 Variante 01 : « Pont à poutres précontraintes du type VIPP »

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP sont constitués de poutres précontraintes par post tension, solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée. Sa bonne conception doit respecter certaines règles sur le plan technique et esthétique.

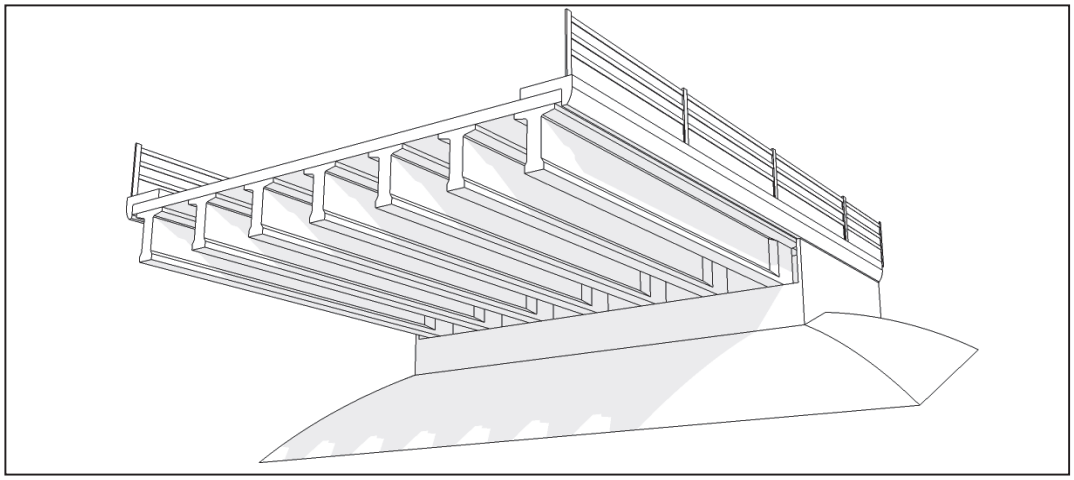


Figure 8 Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

2.3.1.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont à 5 travées égales de 40 m de longueur. L'implantation des culées offre une longueur d'environ 200 m.

2.3.1.2 Conception transversale

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception SETRA [VIPP/ 1996].

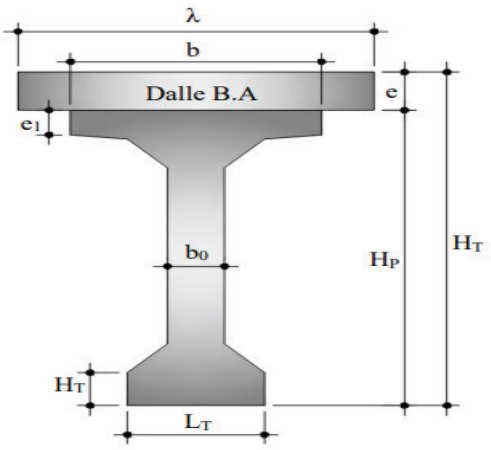


Figure 9 Notation des dimensions

Tableau 1 Récapitulation du prédimensionnement de la variante 1

Elément	Ration usuel	Valeur retenu
Longueur totale de la poutre	25 – 40 m	40 m
Hauteur totale du tablier	$L/20 < H_T < L/17$	2.25 m
Épaisseur de la dalle	$20\ cm \leq e \leq 30\ cm$	25 cm
Hauteur de la poutre	$H_P = H_T - e$	2.00 m
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40\ m < \lambda < 2.00\ m$	1.95 m
Nombre des poutres	$N= (l / \lambda) + 1$	7
Largeur de la table de compression	$b \geq 0{,}6 \times H_p$	1.20 m
Épaisseur de la table de compression	$12\ cm \leq e_1 \leq 15\ cm$	15 cm
Largeur du talon	$60\ cm \leq L_t \leq 90\ cm$	60 cm
Épaisseur du talon	$10\ cm \leq e_t \leq 20\ cm$	20 cm
Épaisseur de l'âme b_0 à mi- travée	/	24 cm
Épaisseur de l'âme b_0 en zone d'about	/	60 cm
Aire d'Entretoise d'about	/	1.9245 m^2

2.3.2 Variante 02 : « Pont Mixte Bipoutre »

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une structure métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à la structure métallique.

La gamme usuelle des portées des ouvrages mixtes à poutres va de 30 m à 110 m pour les travées continues et de 25 à 90 m pour les travées indépendantes.

Cette conception se fera suivant Conception des ponts (Jean-Armand CALGARO et Anne BERNARD-GÉLY)

2.3.2.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont mixte bipoutre, à travées continue et à hauteur variable de forme : $f(x) = ax^2 + bx + c$. L'implantation des culées donne une longueur totale de 200 m. Donc on projette une travée principale de **90 m** (L) et deux travées de rives de **55 m** (0.60 L).

2.3.2.2 Conception transversale

Le tablier est de largueur égal à **13.25 m**, une solution consiste à appuyer la dalle seulement longitudinalement sur les deux poutres principales entretoisées. Ces deux poutres seront espacées de **6.5 m** avec deux porte-à-faux de **3.375 m** sur chaque rive, et elles sont reliés eux-mêmes par des entretoises tous les 8m environ.

La connexion entre la dalle et la charpente métallique est assurée par des connecteurs de type **Goujons** de diamètre (16mm ≤ **d** ≤ 22 mm), et la hauteur (**h > 4d**).

La figure suivante illustre un schéma général d'un profil en travers pour un pont bipoutre à entretoises

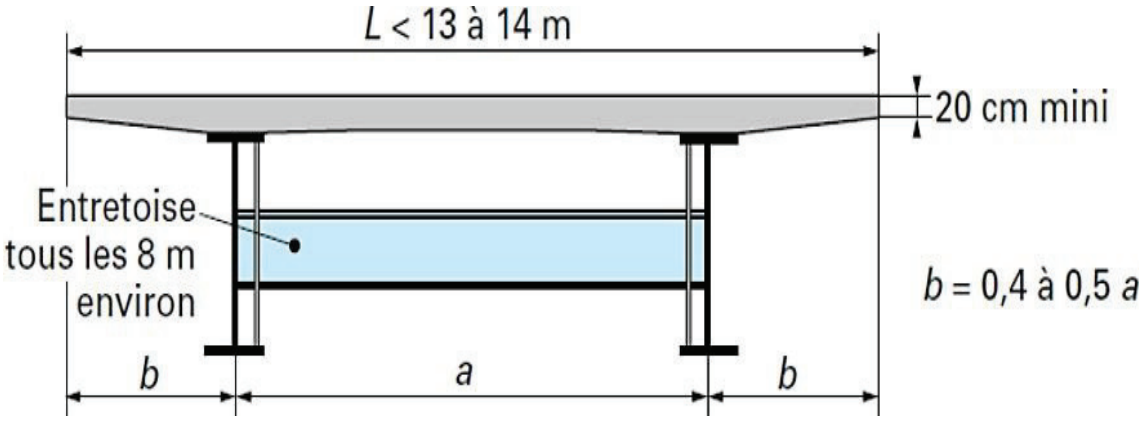


Figure 10 Schéma d'un bipoutre à entretoise.

2.3.2.3 Conception des poutres principales

La poutre est de forme I, comportant une âme et deux semelles. La nuance d'acier est de qualité S355 N.

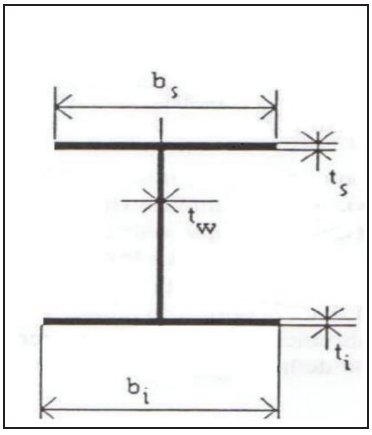


Figure 11 Schéma d'une poutre.

Son pré-dimensionnement est détaillé dans le tableau ci-après :

Tableau 2 Pré-dimensionnement des poutres métalliques selon CALGARO et SETRA.

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (mm)
Hauteur de la poutre	H = L/24 **Sur Pile**	**3750**
	H = L/36 **À mi travée**	**2500**
Largeur de la Semelle supérieure B_{sup}	$B_{inf} - 0.200$	**1150**
Largeur de la Semelle inférieure B_{inf}	$(0.25+L_T/40+X/125)\ (0.92+L_T/150)$	**1350**
Epaisseur de la semelle supérieure t_{sup}	$B_{sup} / t_{sup} \leq 30$	**40**
		55
		70
Epaisseur de la semelle inférieure t_{inf}	$B_{inf} / t_{inf} \leq 30$	**50**
		65
		80
Hauteur de l'âme d	$d = H - t_s - t_i$	**2.41**
		2.38
		3.6
Epaisseur de l'âme t_w	$t_w \geq 0.005d$	**20**
		25
		30

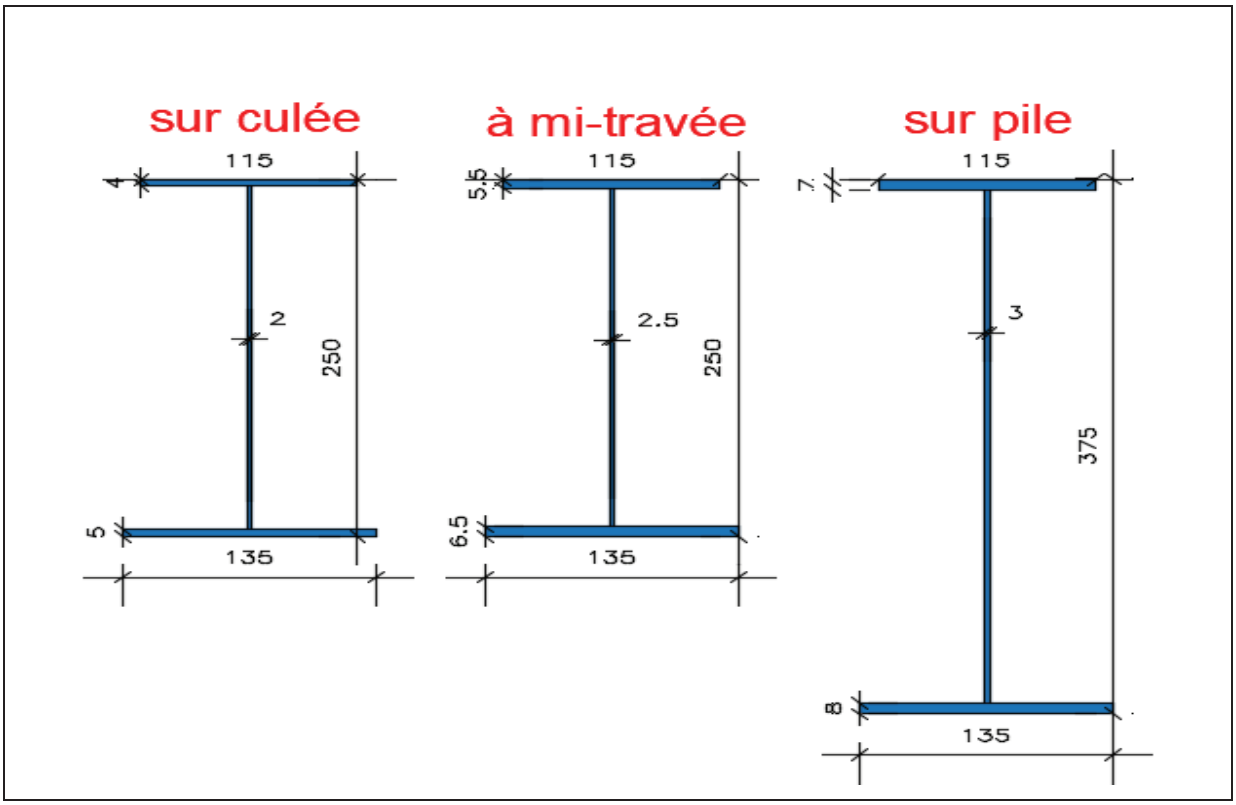


Figure 12 Caractéristiques géométriques des poutres

2.3.2.4 Conception des entretoises

La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises placée vers la mi-hauteur des poutres et qui sont attaché sur des montants afin de constituer un portique qui s'oppose au déversement des poutres dans les phases de montage et service.

Au stade du prédimensionnement, on pourra prévoir un IPE 600 avec un espacement d'environ de 6 à 8 mètres au niveau de la zone courant. Et sur pile on pourra prévoir un PRS 1000.

Tableau 3 Pré-dimensionnement de l'entretoise IPE 600.

Elément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	600
Largeur de la semelle b	220
Epaisseur de la semelle tf	17
Epaisseur de l'âme t_w	12

Tableau 4 Pré-dimensionnement de l'entretoise PRS 2000.

Elément	Valeur (mm)
Hauteur de l'entretoise	2000
Largeur de la semelle b	500
Epaisseur de la semelle tf	35
Epaisseur de l'âme t_w	30

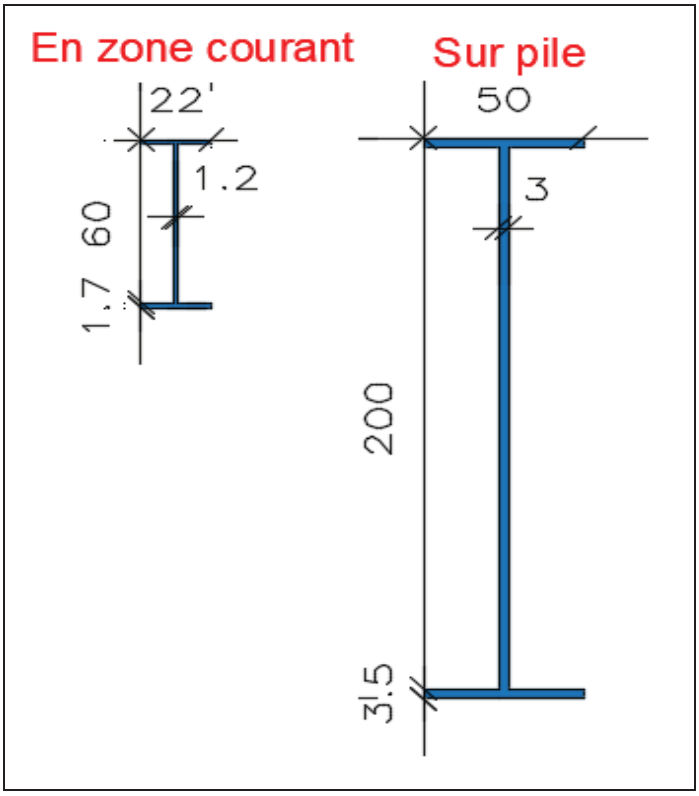


Figure 13 Caractéristiques géométriques des entretoises.

2.3.3 Variante 03 : « Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place »

L'emploi fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce mode d'exécution. Dans le cas courant elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles après l'exécution de ce tronçon les câbles de précontrainte sont mis en tension le tronçon devient autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant.

2.3.3.1 Conception longitudinale

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur variable composé d'une travée principale **de 90 m** de longueur, et deux travées de rives de **55 m** de longueur. Donc la longueur totale du pont égale à **200 m.**

2.3.3.2 Découpage des voussoirs

Pour un ouvrage dont les voussoirs sont coulés sur place, on distingue quatre types de voussoirs. Leur longueur et leur nombre sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5 Récapitulation de découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoirs
Voussoirs sur pile	≤ 8 m	8 m	2
Voussoirs de clavages	2 à 3 m	2 m	3
Voussoirs courant	2.5 4 m, voire 5 m	4 m	40
Partie coulée sur cintre	≥ 0.05L	9.81 m	2

En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : N = 47.

2.3.3.3 Conception transversale

Puisque on a une largeur de tablier inférieure à 20 mètres donc la solution la plus économique est celle d'un caisson à section fermé.

Son pré-dimensionnement est montré dans le tableau suivant qui est basé sur le guide SETRA2003 (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs)

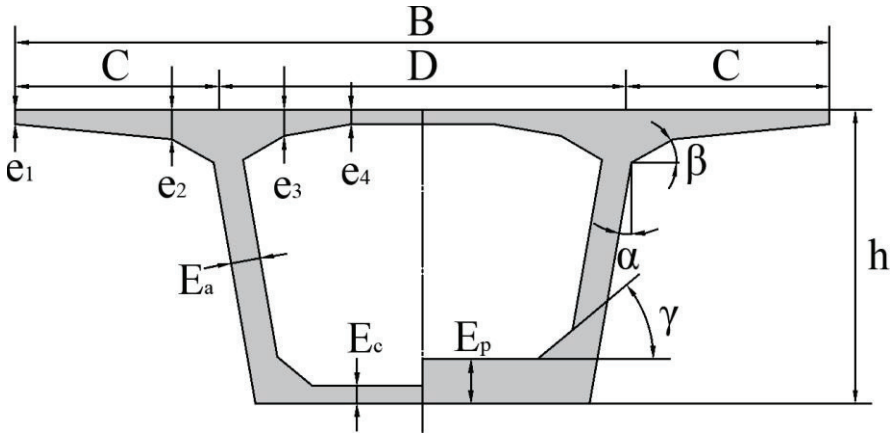


Figure 14 Notations des dimensions.

Tableau 6 Les dimensions des différentes composantes du VSP et du VSC.

Elément		Ration usuel		Valeur retenue
Hauteur du voussoir sur pile **(VSP)**		L/18 ≤ h ≤ L/16		5.3 m
Hauteur du voussoir de clavage		L/35 ≤ h ≤ L/30		2.7 m
Largeur du voussoir		B		13.25 m
Largeur d'encorbellement		C = B / 4		3.3125 m
Entraxe des âmes		D = B – 2 C		6.625 m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e1	16 à 18 cm ≤ e1		0.24 m
	e2	C/7 ≤ e2 ≤ C/8		0.45 m
	e3	e3 = 10 + D/25 avec (e2 – 10 ≤ e3 et 1.5 e4 ≤ e3)		0.35m
	e4	D/30 ≤ e4 ≤ D/25		0.24 m
Inclinaison de l'âme		10% ≤ α ≤ 30%		11°
Gousset supérieur		30° ≤ β ≤ 45°		44°
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) 40° ≤ γ ≤ 45°		29°
Loi de variation (*P* : longueurde variation)	Épaisseur de l'âme	Linéaire	$y(x) = y_p - (y_p - y_c).(X / p)$	
	Hourdis inferieure	Paraboliqu e	$y(x) = y_p - 2\times(y_p - y_c).(X / p) + (y_p - y_c).(X / p)^2$	
Epaisseur del'âme		$E_a \geq 26 + L/500$		0.45 m
Epaisseur del'hourdis inf		$E_c \geq$ 18 à 22 cm		0.30 m

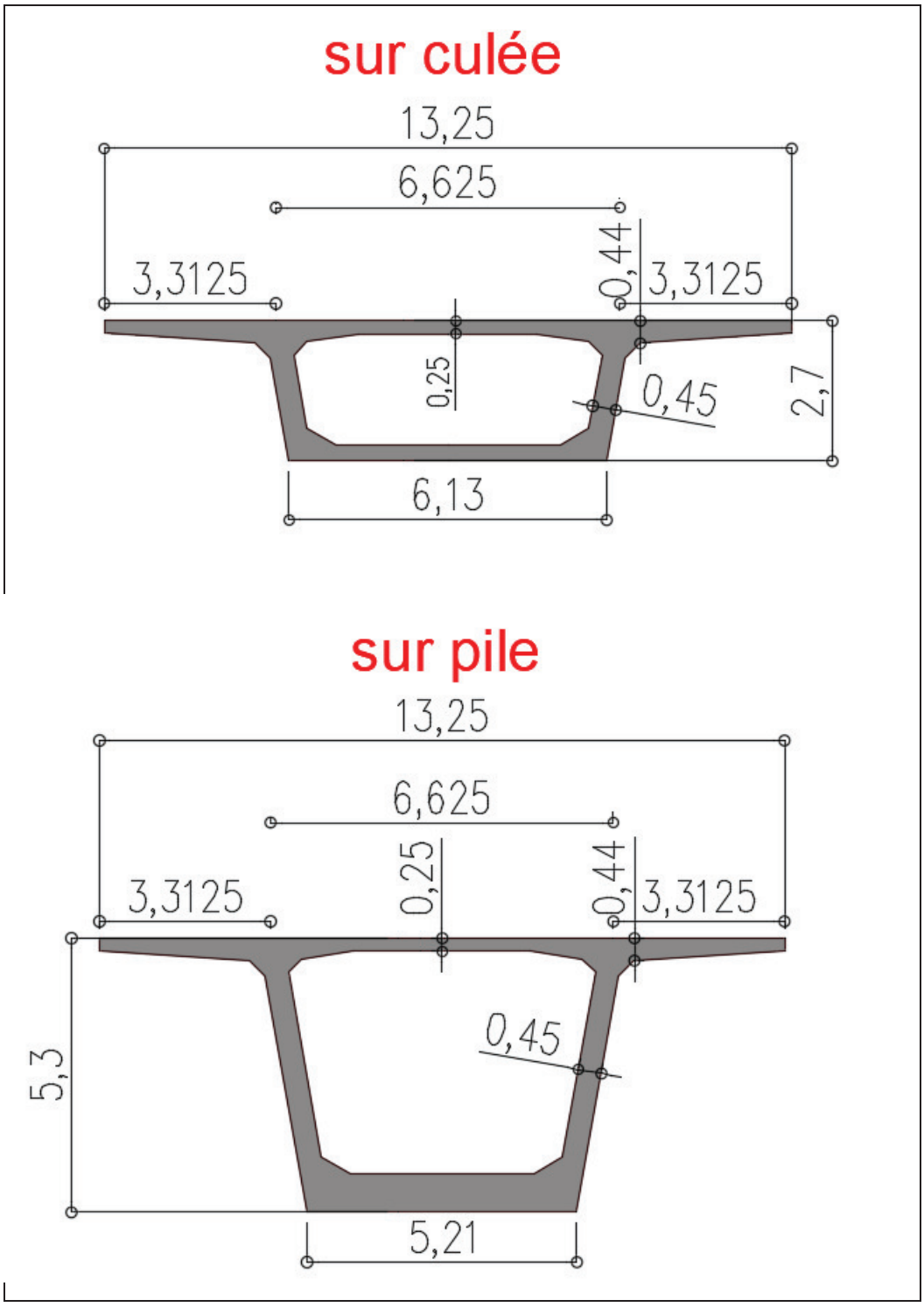


Figure 15 Coupes transversales des voussoirs.

2.4 ANALYSE MULTICRITERE

2.4.1 COMPARAISON ENTRE LES 3 VARIANTES

VAR	Avantages	Inconvénients
Variante 01 : Pont à poutres précontraintes du type VIPP	**1-** Maîtrise de la préfabrication des poutres afin d'améliorer la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles. **2-** Préfabrication des poutres pendant la réalisation des fondations, ce qui réduit les délais d'exécution d'ouvrage. **3-** Une bonne réutilisation des coffrages **4-** Coffrage élaboré à faire travailler mieux la matière. **5-** Leur fonctionnement isostatique d'où **6-** L'insensibilité aux tassements différentiels des appuis et aux effets de gradient thermique.	**1-** La multiplication du nombre des appuis qui nuit l'esthétique et le coût total de l'ouvrage. **2-** La difficulté de franchir en courbe **3-** L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important. **4-** Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée. **5-** Coffrage compliqué et limité au marché.
Variante 02 : Pont Mixte Bipoutre	**1-** La possibilité de franchir des grandes portées. **2-** La qualité architecturale qui s'attache à la netteté. **3-** La rapidité de l'exécution.	**1-** La fatigue dans les assemblages et la corrosion des aciers. **2-** La demande d'une main-d'œuvre qualifiée et un contrôle strict surtout pour l'opération du soudage. **3-** Un coût très élevé. **4-** Entretien périodique. **5-** Dépense de transport et de levage des pièces. **6-** Sensibilité au gradient thermique.
Variante 03 : Pont voussoirs	**1-** On peut atteindre des portées plus grandes, donc moins de piles. **2-** Accélérer la construction en multipliant le nombre des bases de départ. **3-** Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable. **4-** Franchir des vallées très profondes **5-** Réduction et meilleure utilisation des coffrages. **6-** La facilité de franchir en courbe.	**1-** Le poids est très important. **2-** L'exécution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes. **3-** Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage). **4-** La difficulté de coulage sur place.

2.4.2 DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF DES TROIS VARIANTES

Le devis des 3 variantes se trouve dans l'annexe.

2.4.3 Analyse des variantes

D'après ce qu'il précède, on constate les points négatifs et positifs essentiels suivants :

Variante 01 (pont à poutres) : Simple et rapide à réaliser (basée sur la préfabrication). Mais, elle présente un appui supplémentaire par rapport aux autres variantes ce qu'il augmente le coût total de l'infrastructure. Aussi, c'est la variante la moins esthétique, ceci est dû à l'élancement important des piles.

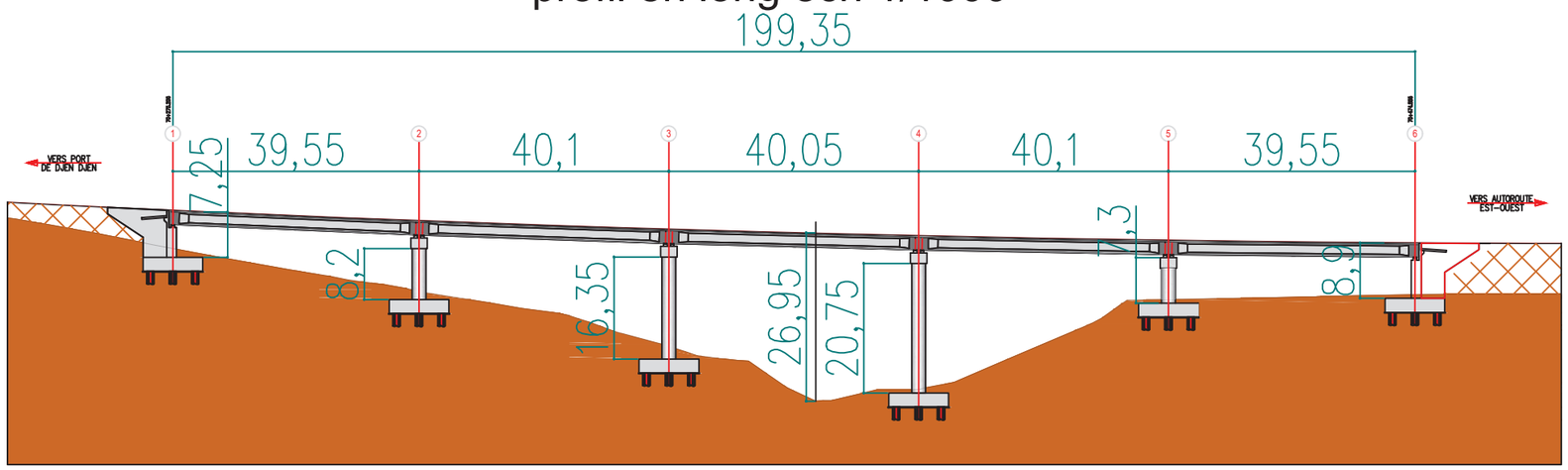
Variante 02 (pont mixte bipoutre) : Cette variante est la plus couteuse, mais elle permettre de franchir des grandes portées avec un poids léger de la structure totale et un nombre acceptable des appuis pour éviter au maximum l'oued.

Variante 03 (pont voussoirs) : la variante la plus esthétique, la plus avantageuse pour un tracé courbe. Cependant, dans notre cas, cette variante ne peut pas être réalisé à cause de problème du poids très important.

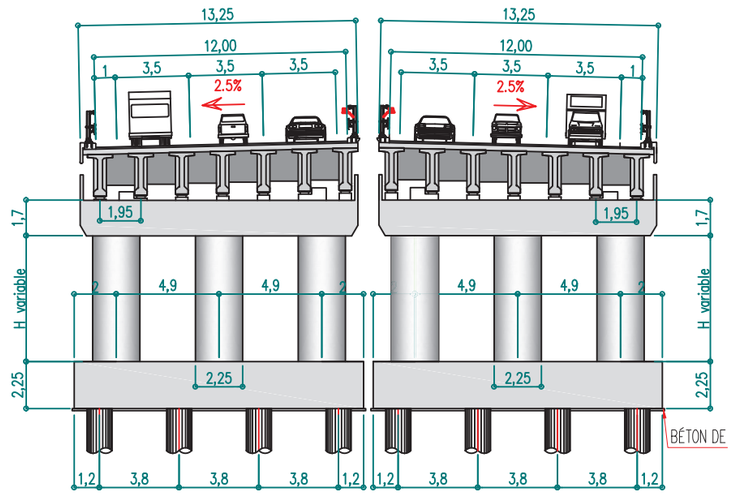
2.5 CONCLUSION

Le pré dimensionnement des trois variantes et l'analyse multicritère de celles-ci nous oriente vers la solution la plus avantageuse qu'offre la variante 02 : Pont mixte bipoutre, qui fera désormais l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire.

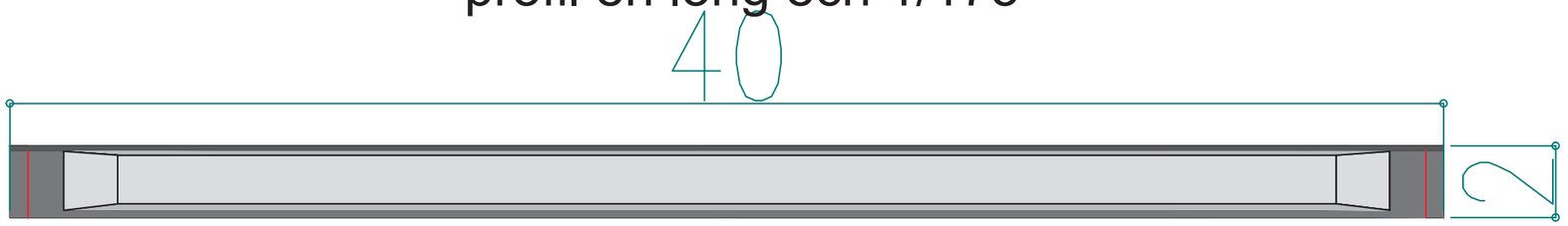
profil en long ech 1/1000



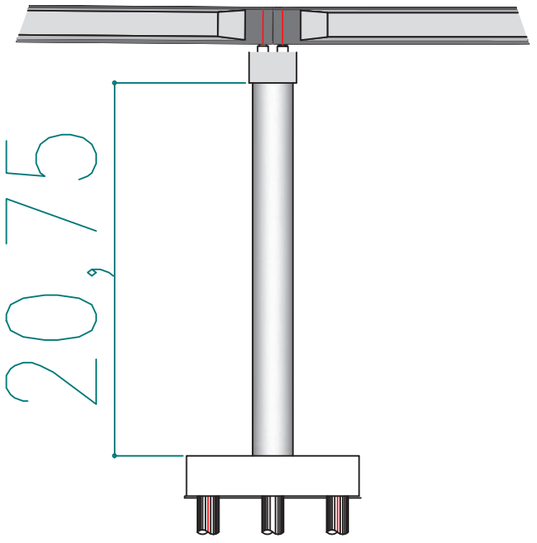
profil en travers poutre ech1/250



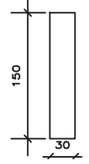
profil en long ech 1/175



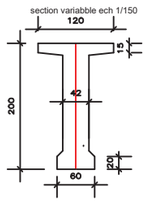
coupe longitudinal de la pile ech1/350



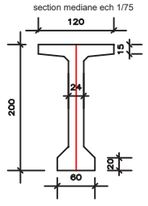
coupe entretoise ech 1/25



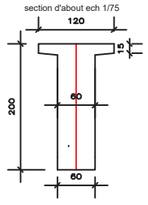
section variable ech 1/150



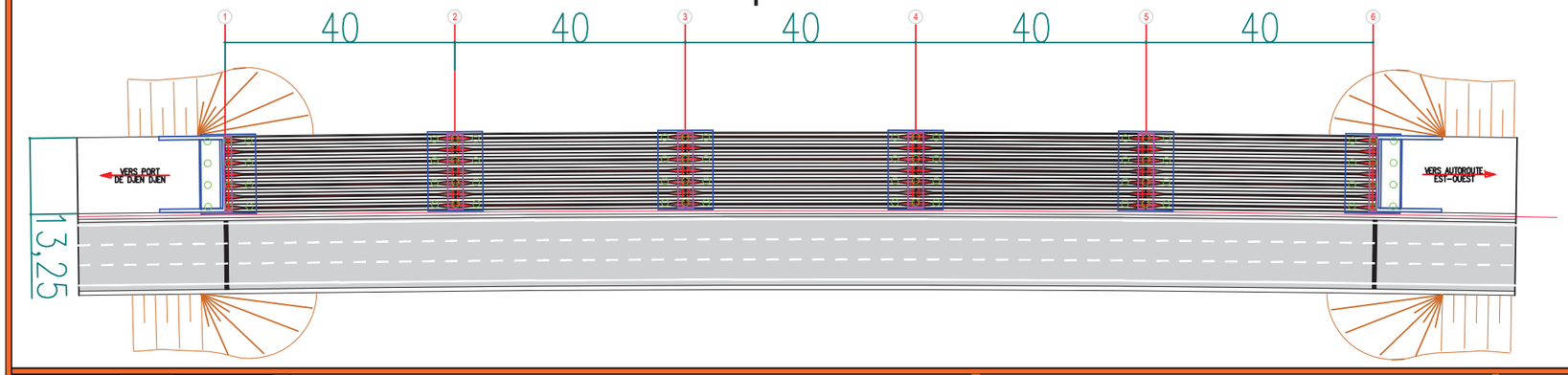
section mediane ech 1/75



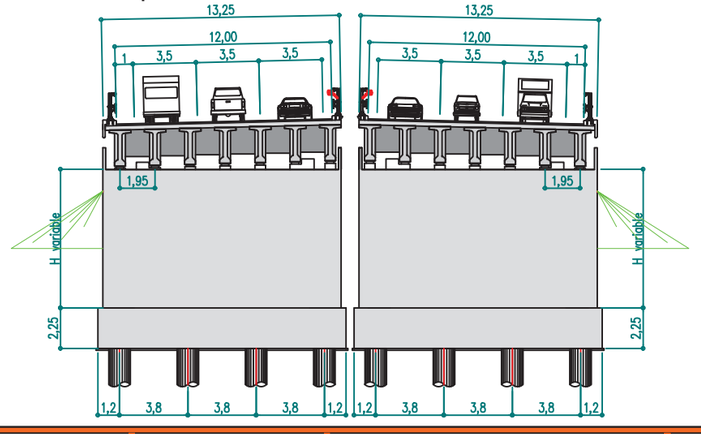
section d'about ech 1/75



tracé en plan ech 1/1000



profil en travers coulée ech1/250

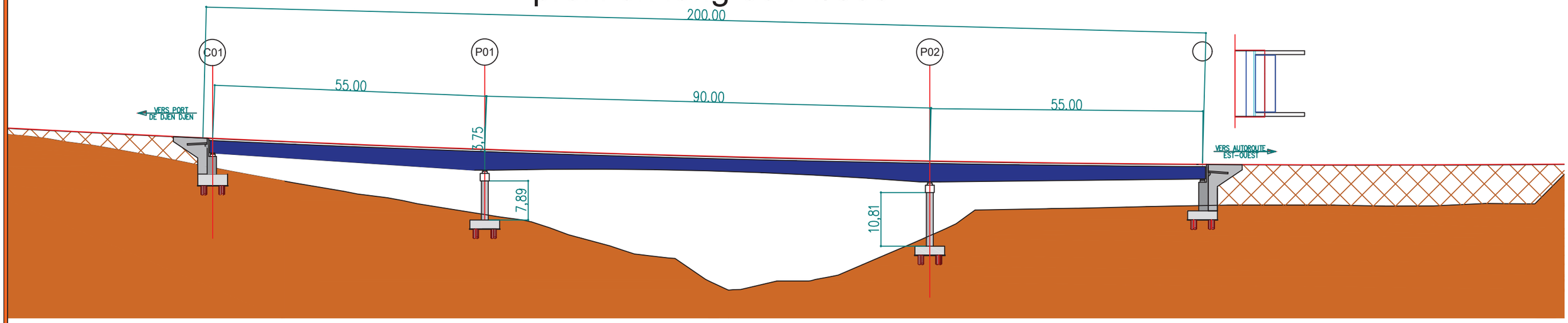


ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

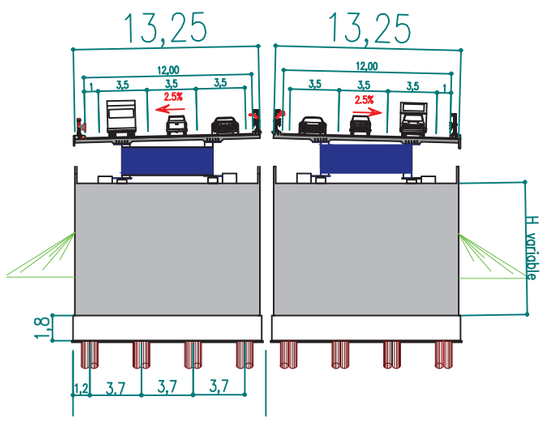
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web** : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	variante	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc au PK69+800 pénétrante DJEN DJEN EL EULMA	Saidani youcef Belgrimet yasser	Tabani samir	pont a poutre precontrainte post-tension	2022/2023

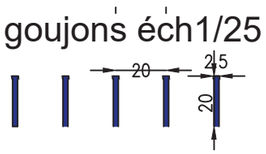
profil en long ech 1/800



profil en travers culée ech1/450



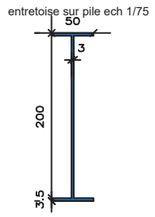
goujons éch1/25



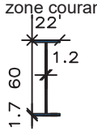
poutre des piles éch1/100



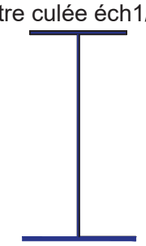
entretoise sur pile ech 1/75



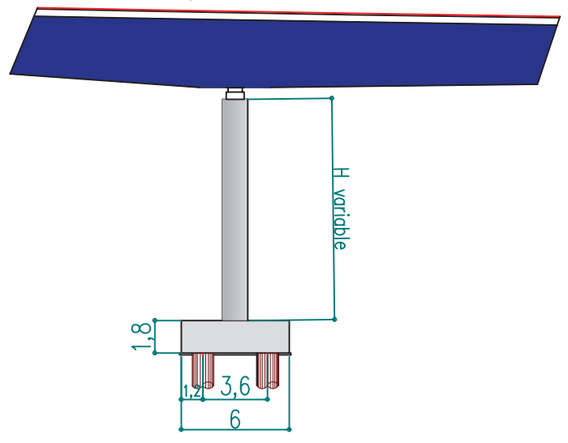
entretoise zone courant ech1/50



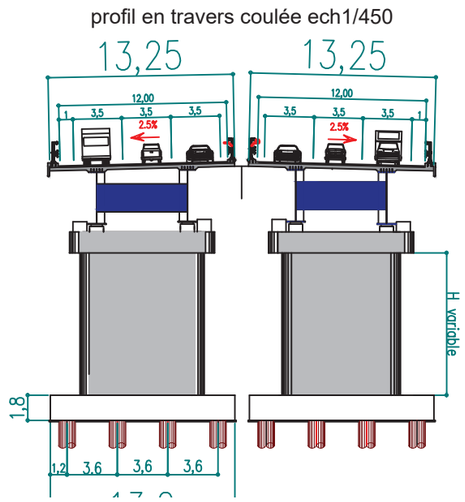
poutre culée éch1/75



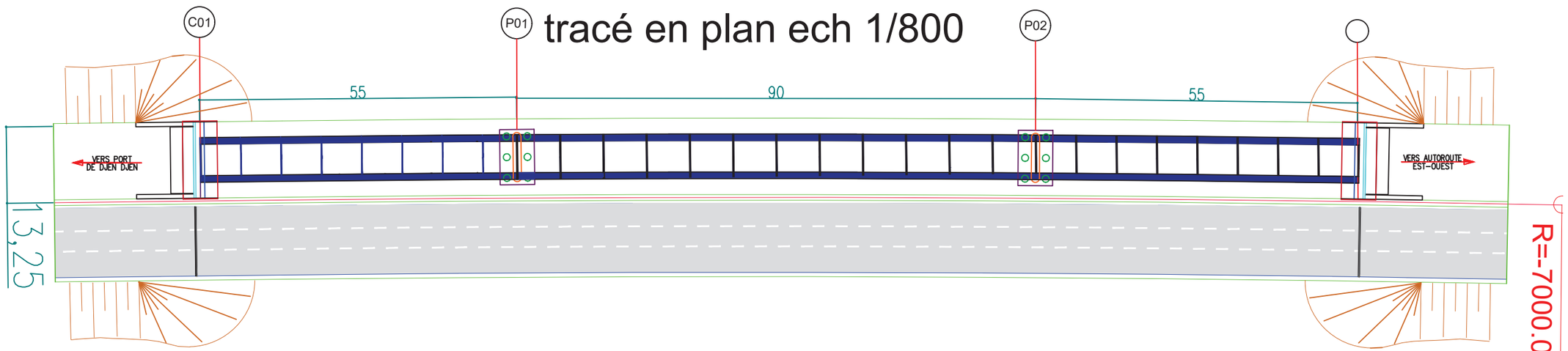
coupe longitudinal de la pile ech1/350



profil en travers coulée ech1/450



tracé en plan ech 1/800

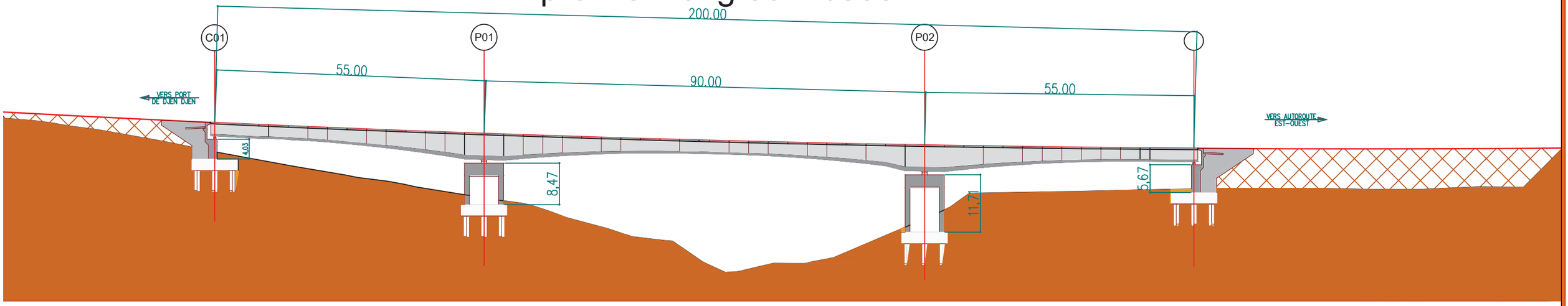


ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

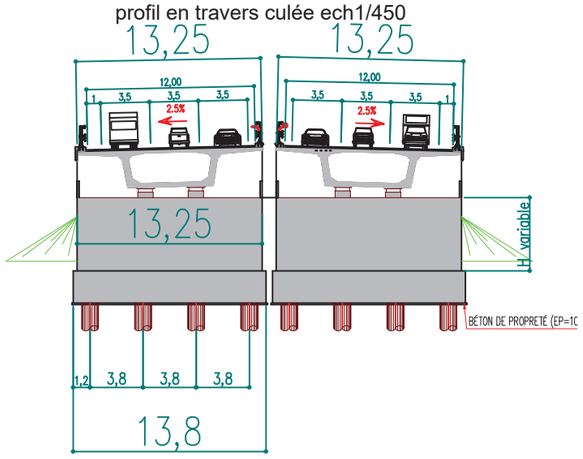
PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	variante	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc au PK69+800 pénétrante DJEN DJEN EL EULMA	Saidani youcef Belgrimet yasser	Tabani samir	pont mixte bipoutre a hauteur variable	2022/2023

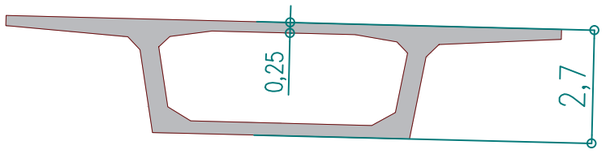
profil en long ech 1/800



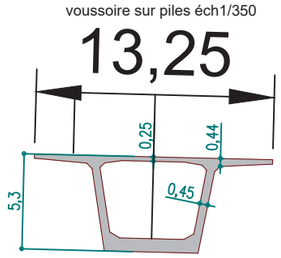
poutre sur culée éch1/150

profil en travers culée ech1/450

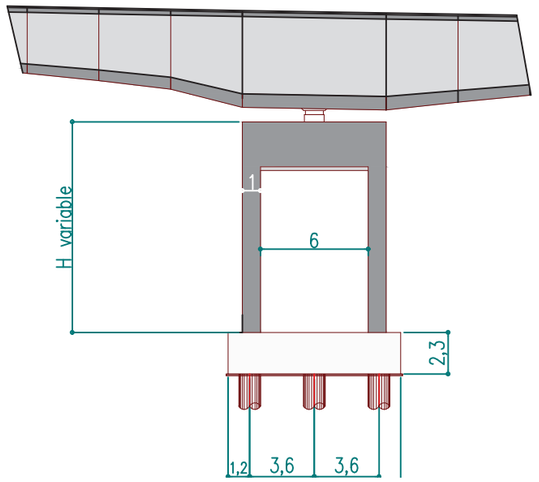




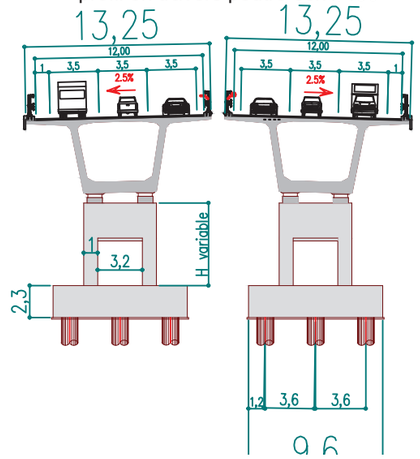
voussoire sur piles éch1/350



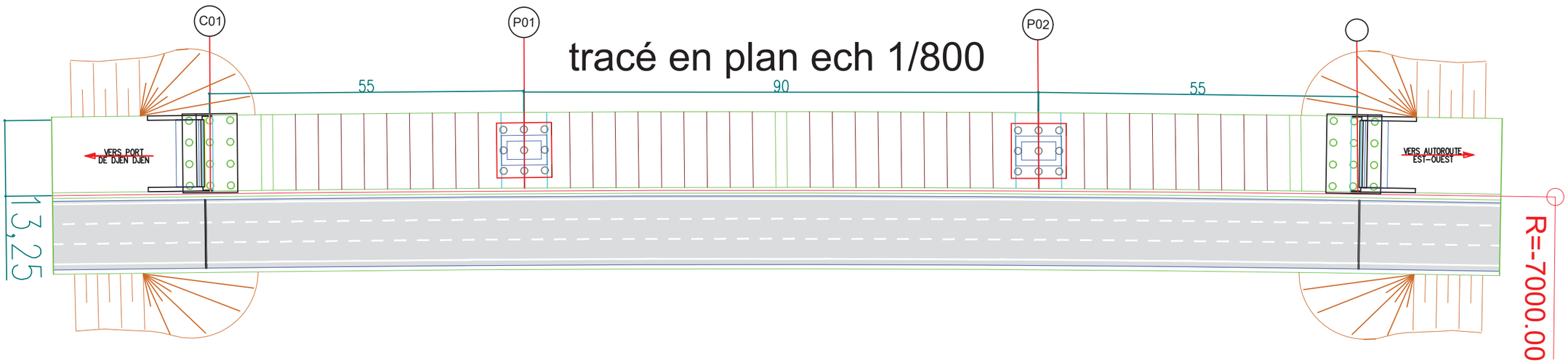
coupe longitudinal de la pile ech1/350



profil en travers poutre ech1/450



tracé en plan ech 1/800



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	variante	Année universitaire
Conception et étude d'un viaduc au PK69+800 pénétrante DJEN DJEN EL EULMA	Saidani youcef Belgrimet yasser	Tabani samir	pont voussoire a hauteur variable	2022/2023

3 . CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

3.1 LE BÉTON

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions étudiées de ciment, de granulats (sable, gravier, et l'eau) le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction.

3.1.1 RESISTANCE DU BETON

3.1.1.1 RESISTANCE CARACTERISTIQUE À LA COMPRESSION

Le béton est caractérisé par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours notée **"f_{c28}"**, selon cette valeur on a beaucoup types de béton (B_{20}, B_{27}, B_{35} …) :

- B_{20} : f_{c28}=20 Mpa pour le béton de propreté
- B_{27} : f_{c28}=27 Mpa pour les culées et fondations de piles
- B_{35} : f_{c28}=35 Mpa pour le béton du tablier et élévation des piles

Pour un béton âgé de moins de 28 jours on utilise la formule suivante :

$$fcj = (j / 4,76 + 0,83j)\ fc_{28}$$

3.1.1.2 RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE À LA TRACTION

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée **"f_{tj}"** est conventionnellementdéfinie par la relation suivante :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06\ f_{cj}$ (MPa) avec $f_{cj} < 60$ MPa. (Art2.1.12. B.A.E.L 91-REV99).

- f_{t28}= 1.8MPa. Pour la superstructure.
- f_{t28}= 2.2MPa. Pour les fondations. (Pour l'infrastructure).
- f_{t28}= 2.7MPa. Pour les éléments de la pile et ceux de la culée.

3.1.1.3 CONTRAINTES ADMISSIBLES (À LA COMPRESSION)

À l'Etat limite ultime ELU

$$f_{bu} = 0,85\ fc_{28} / (\theta.\ \gamma_b)$$

- γ_b : Coefficient de sécurité = **1,50** Situation durable ou transitoire.
  1,15 Situation accidentelle.

θ : coefficient =
- **1,00** La durée d'application considéré supérieure à 24h.
- **0,90** La durée est compris entre 1h et 24h.
- **0,85** La durée inferieur à 1h.

- σ_b : La contrainte limite =
  - **0.6 f_{c28}** En construction.
  - **0.5 f_{c28}** En service.

3.1.2 DIAGRAMME CONTRAINTES– DÉFORMATIONS

Le diagramme contrainte-déformations à l'ELU de calcul est le diagramme parabole-rectangle donné par la figure (III.1). Et Le diagramme contrainte-déformations à l'ELS est linéaire comme le montre la figure (III.2)

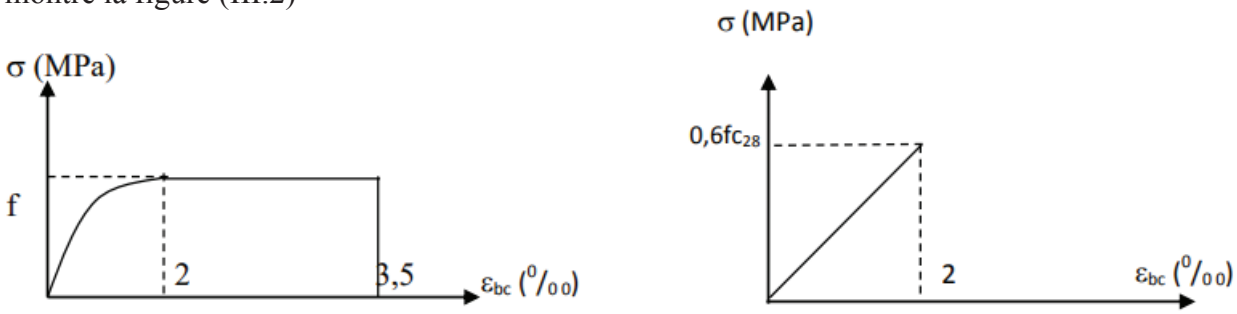


Figure 16 Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU et ELS

DEFORMATION LONGITUDINALE DU BETON

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton **"E ij"** définit par l'article 2.1.2 B.A.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée du béton pour une durée d'application inférieur à 24h :

$$E_{ij}=11000\ (f_{c28})^{1/3}$$

- Module de déformation sous chargement de langue durée $\frac{E_{ij}}{3}$

$$E_{vj}=\frac{E_{ij}}{3}=3700.\ (f_{tj})^{1/3}$$

3.1.2.1 DEFORMATION TRANSVERSALE DU BETON

- Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2\,(1+\nu)}$

Avec : **E :** module de déformation longitudinale (module de YOUNG).

ν : coefficient de poisson .

Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une piècesoumise à une variation relative de dimension longitudinale υ = 0,2 pour un béton non fissuré (ELS) et ν =0 pour un béton fissuré (ELU

3.2 LES ACIERS

3.2.1 ACIERS POUR BÉTON

Les armatures utilisées dans le cadre de ce projet présentes les caractéristiques suivantes :

- Fe E 500 dans la limite d'élasticité: Fe = 500 MPa.
- Module d'élasticité longitudinale: $E_s = 2.10^5$ MPa.

3.2.1.1 LA CONTRAINTE LIMITE :

ELU : Elle est donnée par la formule suivante :

En fissuration peu nuisible $\sigma_S \leq \frac{fe}{\gamma s}$

Avec : $\gamma_s =$ **1,15** en situation durable ou transitoire.

1,00 en situation accidentelle.

ELS : La contrainte limite dépend de l'état de fissuration :

En fissuration préjudiciable : $\sigma s = \min \left\{(2/3).f_e\ ; 110\ (n f_{tj})^{1/2}\right\}$

En fissuration très préjudiciable : $\sigma s = \min \left\{(1/2).f_e\ ;\ 90\ (n f_{tj})^{1/2}\right\}$

Avec : $n =$ **1.00** Treillis soudés et ronds lisses.

1,6 Aciers à haute adhérence.

3.2.2 ACIER POUR LA CHARPENTE

Pour les poutres, on utilise des profilés reconstitués soudés (PRS).
Ils sont classés en trois catégories :

- **Aciers normaux : $f_e \leq 300Mpa$.**
- **Aciers à haute limite élastique : $300Mpa < f_e \leq 400Mpa$**
- **Aciers à très haute limite élastique : $f_e > 400Mpa$**

Les aciers utilisés pour la réalisation des poutres principales, des entretoises de travée est l'acier de nuance S355 ayant pour limite élastique : fe = 355Mpa

- La contrainte admissible en compression simple est : $\sigma_a = (2/3).\ f_e = 236.67$ Mpa
- La contrainte admissible en traction simple est : $\sigma_a = (3/4).\ f_e = 266.25$ Mpa
- Module d'élasticité : $E = 2.1.10^5$ Mpa

Les connecteurs utilisés pour l'adhérence entre le béton et l'acier sont des goujons S335 pour limite élastique : fe = 355 MPa

3.2.3 DIAGRAMME (CONTRAINTES – DÉFORMATIONS)

Les diagrammes contrainte déformation en situation durable et transitoire (SDT) et en situation accidentelle (SA) sont représentés respectivement dans la figure 17.

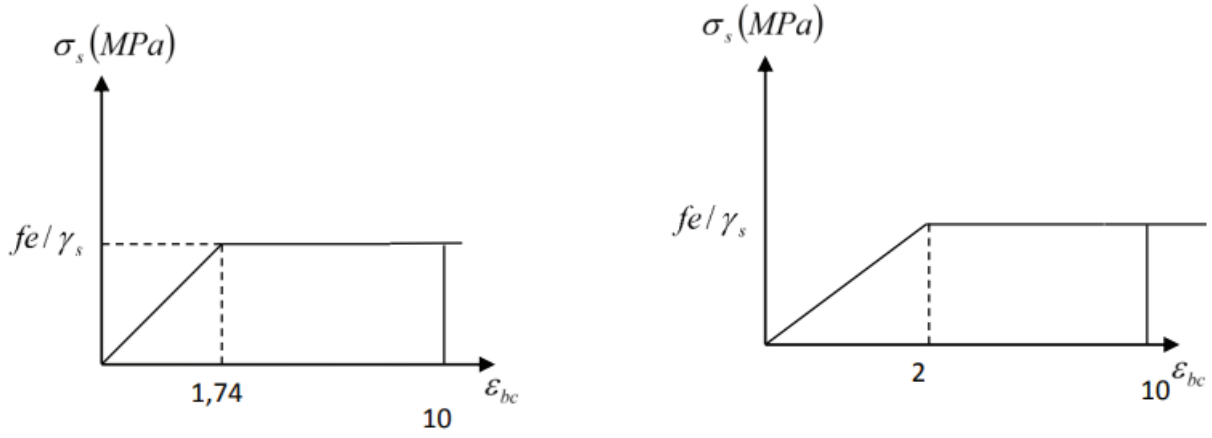


Figure 17 Diagramme contraintes – déformations en SDT et SA

4 . CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

4.1 Introduction

Le calcul d'un pont, comme toute autre construction, a pour objet de vérifier que le dimensionnement adopté lui confère un niveau (initial) de fiabilité requis compte tenu de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés et du niveau de contrôle prévue lors de son exécution. Pour assurer sa fonction il doit être capable de résister, avec les marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle ou fonctionnelle qui lui seront appliquées.

4.2 Évaluation des charges

Les actions permanentes sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, Les actions permanentes comprennent :

4.2.1 Charges permanentes (CP):

Les charges permanentes sont les charges des éléments porteurs (poutres, entretoises, dalle)

CP = 128.80 KN/ml

4.2.2 Complément des charges permanentes (CCP):

Le poids des éléments non porteurs: dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage:(trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

CCP= 42.05 KN/ml

4.3 Calcul des efforts dues aux charges « Cp-Ccp » :

4.3.1 Efforts dues aux charges permanentes CP

Puisque le schéma statique de l'ouvrage donne une poutre continue hyperstatique de 4 appuis, donc, la détermination des efforts « moments et l'effort tranchant » n'est pas possible qu'avec la méthode des trois moments.

- La détermination des sollicitations sur appuis (0,1,2,3) avec la formule ci-dessous :

$$M_{k-1}.\ L_k + 2M_k\ (L_k + L_{k+1}) + M_{k+1}\ L_{k+1} = -6EI\ (R_k^{g(f)} + R_k^{d(f)})$$

M_{k-1} : moment fléchissant à l'appui k-1.

L_{k+1} : longueur de la travée k+1.

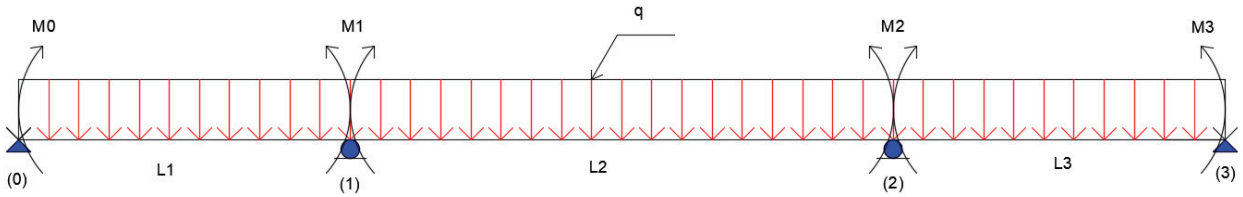
M_k : moment fléchissant à l'appui k.

L_k : longueur de la travée k.

$R_k^{g(f)}$: rotation de l'appui gauche de la travée k en poutre simple due aux charges.

$R_k^{d(f)}$: rotation de l'appui droit de la travée k en poutre simple due aux charges.

On a le nombre des inconnus hyperstatique : N=3.



Application :

- Pour k=1 :

$$M_0 . L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6EI (R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)})$$

Avec: $M_0 = 0$, $L_1 = 55$ m, $L_2 = 90$ m

Donc: $R_1^{g(f)} = R_0^{d(f)} = \frac{qL_1^3}{24EI}$, $R_1^{d(f)} = R_2^{g(f)} = \frac{qL_2^3}{24EI}$ ⟶ $290 M_1 + 90 M_2 = -223843.75 q$ … (1)

- Pour k=2:

$$M_1 . L_2 + 2M_2 (L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6EI (R_2^{g(f)} + R_2^{d(f)})$$

Avec: $M_3 = 0$, $L_2 = 90$ m, $L_3 = 55$ m

Donc: $R_2^{g(f)} = R_1^{d(f)} = \frac{qL_2^3}{24EI}$, $R_2^{d(f)} = R_3^{g(f)} = \frac{qL_3^3}{24EI}$ ⟶ $90 M_1 + 290 M_2 = -223843.75 q$ … (2)

$$\begin{cases} 290 M_1 + 90 M_2 = -223843.75 q \ldots (1) \\ 90 M_1 + 290 M_2 = -223843.75 q \ldots (2) \end{cases}$$

Après la résolution de ce system on trouve :

$$\begin{cases} M_1 = M_2 = -589.0625\ q \\ M_0 = M_3 = 0 \end{cases}$$

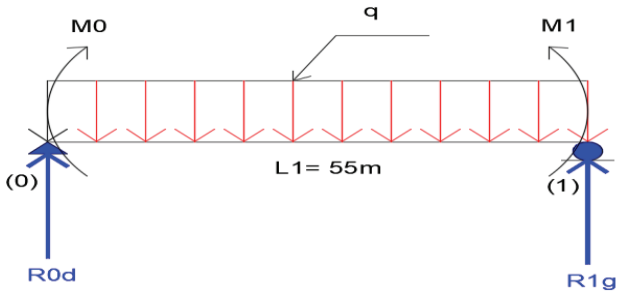
Pour : q = CP = 128.0395 KN/ml, on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = M_2 = -75423.3268\ KN.m \\ M_0 = M_3 = 0 \end{cases}$$

Calcul des réactions :

- Pour (q = Cp)

Travée 1 (L_1=55 m) :



$\sum R_i = 0 \Rightarrow R_0^{\,d} + R_1^{\,g} = q \times L_1$

$\sum M/_1 = 0 \Rightarrow R_0^{\,d}.L_1 - \frac{q.L_1^{\,2}}{2} - M_1 = 0$

$R_0^{\,d} = \frac{q.L_1}{2} + \frac{M_1}{L_1}$

$R_0^{\,d} = 2149.7558$ KN, $R_1^{\,g} = 4892.4167$ KN

$R_0^{\,d}$: réaction à l'appui « 0 ».

$R_1^{\,g}$: réaction provoquée par les efforts qui se trouve à gauche de l'appui « 1 ».

NB: Le reste du calcul des efforts dues au CP et CCP et les résultats de se trouve dans l'annexe.

4.4 Calcul des surcharges :

4.4.1 Évaluation des surcharges :

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

- La surcharge de type A(L)
- Système B : (B_c, B_t, et B_r)
- La surcharge militaire MC120
- Le convoi exceptionnel D240

Classe du pont :

La classe du pont se détermine en fonction de la largeur rouable, tous les ponts supportant des chaussées rouable Lr ≥ 7m sont rangés dans la catégorie de première classe (fascicule 61 titres II).

Tableau 7 Classe du pont

La classe	La largeur roulable
1	$L_r \geq 7m$
2	$5,50m \leq L_r < 7m$
3	$L_r < 5,50m$

Dans notre cas on a la largeur roulable =13.25 m

Donc : le pont est classé en **1ér classe**

Nombre des voies :

D'après le fascicule 61 titre II. 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.

Lc : La largeur chargeable égale 11m.

N : Nombre de voies.

$N = \frac{Lc}{3} = \frac{11}{3} = 3.66$ En prend: N = 3

Donc on a 3 voies de circulation.

Largeur de voie :

$V = \frac{Lc}{N} = \frac{11}{3} = 3.66$ m.

4.4.1.1 Système A(l) :

Selon le fascicule 61 titre II

$A(L) = 230 + \frac{360}{L+12}$ (KN/m^2). Tell que : L : la longueur chargée en mètre

Déterminer a_1, a_2 :

a1 : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est détermine en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

Tableau 8 coefficient a1

Nombre de voies		1	2	3	4	5 <
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

a_2 est déterminée en fonction de la classe du pont

$$a_2 = \frac{V0}{V}$$

V : largeur d'une voie égale 3.66 m.

V_0 : dépend de la classe.

Tableau 9 valeurs de V0

Classe de pont	V_0
Première classe	3.50 m
Deuxième classe	3.00 m
Troisième classe	2.75 m

Dans notre cas V_0 = 3,5 m (pont 1ére classe).

$a_2 = \frac{3.5}{3.66} = 0.956$ donc $a_2 = 0.956$

Pour une travée de 55 m chargée :

1 ère cas : une voie chargée :

$$A(l)_{1V} = A_1(l) \times a_2 \times \frac{Lc}{3}$$

Tel que: $A_1(l) = \max \begin{cases} a_1 * A(l) = 7.63 \text{ KN/m}^2 \\ 4 - 0.002L = 3.89 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

a_1 =1 (1ère classe, 1 voie) , Avec $a_2 = 0.95$

$$A(l)_{1V} = A_1(l) \times a_2 \times \frac{Lc}{3}$$

$A(l)_{1V}$ = 26.59 KN/ml

Les cas de charges possible de A(l) :

Tableau 10 Une voie chargée A(l)1V

Cas de charge		L (m)	A (l)	a_1	a_2	Largeur chargée(m)	$A(l)_{1V}$
1 ère cas	1	55.6	7.63	1	0.95	3.67	26.59
2 ème cas	2	90	5.83	1	0.95	3.67	20.32
3 ème cas	1-2	145.6	5.22	1	0.95	3.67	15.98
4 ème cas	1-3	111.2	4.58	1	0.95	3.67	18.21
5 ème cas	1-2-3	201.2	3.99	1	0.95	3.67	13.91

NB: Le reste du calcul de surcharge A(L) et les résultats de se trouve dans l'annexe.

4.4.1.2 Le système B :

Après avoir calculé A(L), vient le tour du système B dont on distingue trois systèmes différents sont les suivants :

- Le système Bc se compose de camions types. (S'applique à tous les ponts)
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems. (S'applique à tous les ponts)
- Le système Br se compose d'une roue isolée. (Ne s'applique qu'aux ponts de 1er et 2ème classe)

Coefficient de majoration dynamique :

Les charges seront calculées comme étant statique, mais comme en réalité sont dynamiques d'un part, et la charge statique est inférieur à la dynamique d'autre part, on y obliger de multiplie par un coefficient de majoration dynamique qui se calcul comme suivant :

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

Tel que :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres,

G : sa charge permanente,

S : La charge maximale de B.

4.4.1.2.1 Système Bc :

Le système Bc est un camion comporte trois essieux, tous trois roues simples munies de pneumatiques avec une masse totale de 30 t et répond aux caractéristiques montrées dans la figure :

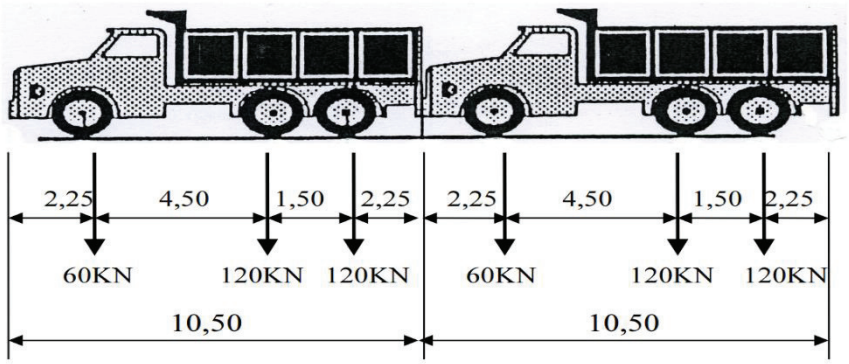


Figure 18 Le système Bc longitudinalement " masses relatives à une file des camions "

Il est possible de mettre que deux camions le long de la travée, par contre transversalement le nombre de files dépend de nombre de voies, donc on distingue trois cas.

Tableau 11 Tableau de coefficients bc

	Nombre de voies chargées				
Classe de pont	1	2	3	4	5 <
Première	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
Deuxième	1.00	1.00	-	-	-
Troisième	1.00	0.80	-	-	-

1 er cas : une file de Bc:

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

S = bc × M avec: M = 600 KN (300×2)

bc = fct(classe de pont, nb de file) = fct(1,1) ➡ bc=1.2

S=720 KN

G = 34171.7 KN

Travée de rive (L = 55m) : δ = 1.036

Travée principale (L = 90 m) : δ = 1.024

Tableau 12 Coefficient de majoration dynamique δ (Bc)

	M (KN)	bc (KN)	S (KN)	G (KN)	Coefficient δ	
					Rive	Principale
1 file Bc	600	1.2	720	34171.7	1.036	1.024
2 files Bc	1200	1.1	1320	34171.7	1.039	1.027
3 files Bc	1800	0.95	1710	34171.7	1.040	1.028

4.4.1.2.2 Système Bt :

Un tandem du système Bt, comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques, avec une masse de 16 t et répondant aux caractéristiques :

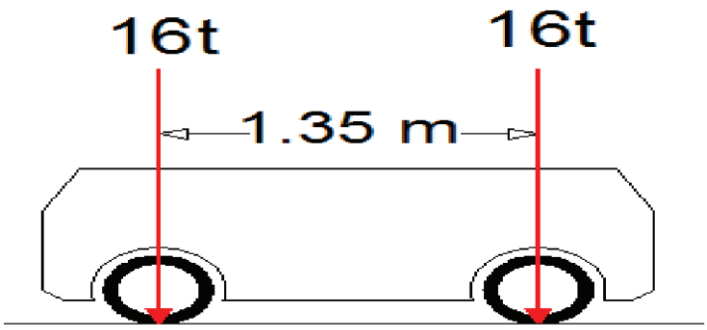


Figure 19 Le système Bt longitudinalement " masses relatives à un seul tandem "

Pour les ponts à une voie un seul tandem est disposé sur la chaussée, pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée.

Tableau 13 Coefficient de majoration dynamique δ (Bt)

	M (KN)	bt (KN)	S (KN)	G (KN)	Coefficient δ	
					Rive	Principale
1 tandem Bt	320	1.2	384	34171.7	1.035	1.023
2 tandems Bt	640	1.2	768	34171.7	1.036	1.024

4.4.1.2.3 Système Br :



Figure 20 Système Br longitudinalement

Un tandem du système de Br comporte deux essieux tous à roues simples munies de pneumatiques de masse 10 t, et surface rectangulaire de contact de 0.60*0.30 m2 disposé normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable. Comme ci-dessous :

Tableau 14 Coefficient de majoration dynamique δ (Br)

S (KN)	G (KN)	Coefficient δ	
		Rive	Principale
100	34171.7	1.035	1.023

4.4.1.2.4 Système Mc 120 :

Le convoi militaire de type Mc 120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110 t
- Longueur d'une chenille : 6.10 m
- Largeur d'une chenille : 1.00 m
- Entraxe des chenilles : 3.30 m

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé.

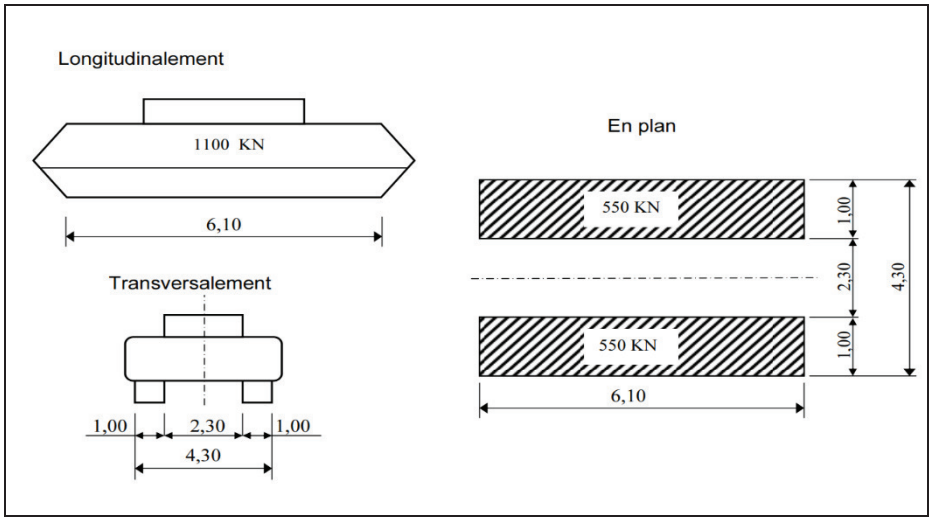


Figure 21 Convois Mc 120.

Tableau 15 Coefficient de majoration dynamique δ (Mc120)

S (KN)	G (KN)	Coefficient δ	
		Rive	Principale
1100	34171.7	1.038	1.026

4.4.1.2.5 Convoi exceptionnelle D240 :

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique. Le convoi type D240, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de longe.

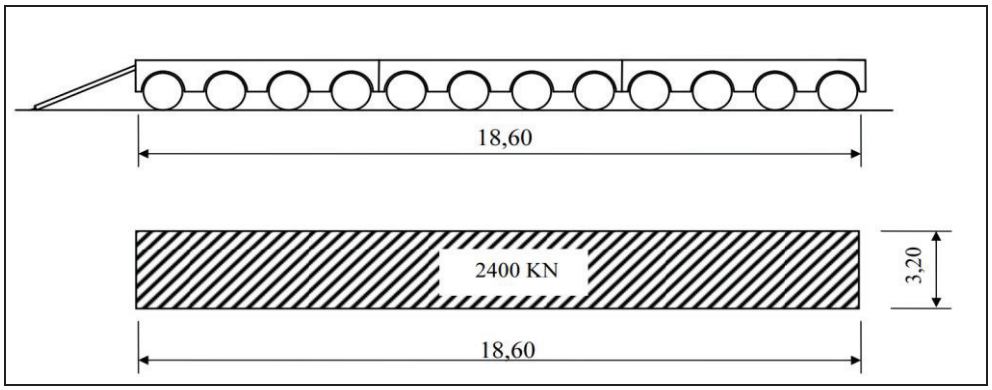


Figure 22Convois D240.

P = 2400 KN ; charge uniformément répartie Q (240) =2400/18.60. Q (240) = 129,03 KN /ml

4.4.2 Calcul des lignes d'influence :

Une surcharge mobile sur un pont produit des moments fléchissant différents. Afin d'avoir les efforts extrêmes des moments fléchissant et les efforts tranchants, en se doit de tracer les lignes d'influences respectives.

Les lignes d'influence seront calculées sous une force unitaire P=1t, donc elle ne sera pas visible dans le calcul et les équations.

Le principe de calcul basé sur la méthode des 3 moments qui fonctionne sur 3 appuis, donc la poutre continue (pont) doit être balayé chaque 3 appui. On compte que chaque position de la force P donne un cas de charge différent, ce qui nous donne 3 cas de charge, dont le pont a 3 travées.

4.4.2.1 Principe de calcul :

Moment :

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

$M_i^t(x, \alpha)$: moment sous charge unitaire à la section x.

$M_{i-1}(\alpha)$, $M_i(\alpha)$: moments aux appuis (i, i-1) sous l'effet de la charge unitaire.

On fait la même chose pour la ligne d'influence de l'effort tranchant et l'équation sera donc :

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

4.4.2.2 Détermination de M_i (x, α) et T_i (x, α)

Travée 01

Calcul des Moments aux appuis :

Application de la méthode des 3 moments:

- **Pour k=1 :**

$M_0 . L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6EI (R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)})$

Avec: $M_0 = 0$, $L_1 = 55$ m, $L_2 = 90$ m

Donc: $R_1^{d(f)} = 0$ (pas de chargement), $R_1^{g(f)} = \frac{\alpha(L_1-\alpha)(L_1+\alpha)}{6EIL_1}$ ⟹ $290\ M_1 + 90\ M_2 = \frac{\alpha(55-\alpha)(55+\alpha)}{55}$ … (1)

- **Pour k=2 :**

$M_1 . L_2 + 2M_2 (L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6EI (R_2^{g(f)} + R_2^{d(f)})$

Avec: $M_3 = 0$, $L_2 = 90$ m, $L_3 = 55$ m

Donc: $R_2^{g(f)} = R_2^{d(f)} = 0$ (pas de chargement) ⟹ $90\ M_1 + 290\ M_2 = 0$ … (2)

$$\begin{cases} 290\ M_1 + 90\ M_2 = -\frac{\alpha(55-\alpha)(55+\alpha)}{55} \ \dots (1) \\ 90\ M_1 + 290\ M_2 = 0 \quad \dots.(2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} 290\,M_1 + 90\,M_2 = \dfrac{\alpha 3 - 3025\alpha 2}{3025} \ldots (1) \\ 90\,M_1 + 290\,M_2 = 0 \quad \ldots.(2) \end{cases}$$

$$\Longrightarrow M_1 = -\frac{29}{9} M_2$$

En remplaçant dans (1)

$$290 \times \left(-\frac{29}{9}\right) M_2 + 90 M_2 = \frac{\alpha 3 - 3025\alpha 2}{3025}$$

$$\left(-\frac{8410}{9}\right) M_2 + 90 M_2 = \frac{\alpha 3 - 3025\alpha 2}{3025}$$

$$\left(-\frac{7600}{9}\right) M_2 = \frac{\alpha 3 - 3025\alpha 2}{3025}$$

Après la résolution de ce system on trouve :

$$\begin{cases} M_1 = \dfrac{29\alpha 3 - 87725\,\alpha}{418000} \\ M_2 = -\dfrac{9\alpha 3 - 27225\,\alpha}{418000} \end{cases}$$

4.4.3 Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant en travée :

Pour $0 \leq x \leq \alpha$

$$\sum M_{/1} = 0 \Rightarrow 50 R_0 - 1(55 - \alpha) - M_1 = 0 \Longrightarrow R_0 = \frac{M_1 + (55 - \alpha)}{55}$$

$$\begin{cases} M(x, \alpha) = \dfrac{M_1 + (55 - \alpha)}{55} x \\ T(x, \alpha) = \dfrac{M_1 + (55 - \alpha)}{55} \end{cases}$$

Pour $\alpha \leq x \leq 55$

$$\begin{cases} M(x, \alpha) = \dfrac{M_1 + (55 - \alpha)}{55} x - (x - \alpha) \\ T(x, \alpha) = \dfrac{M_1 + (55 - \alpha)}{55} - 1 \end{cases}$$

$55 \leq x \leq 145$

$$\begin{cases} M(x, \alpha) = \dfrac{M_2 - M_1}{90} (x - 55) + M_1 \end{cases}$$

$T_{(x,\alpha)} = \frac{M_2 - M_1}{90}$

$145 \leq x \leq 200$

$$\begin{cases} M(x,\alpha) = -\frac{M_2}{55}(x - 145) + M_2 \\ T_{(x,\alpha)} = -\frac{M_2}{55} \end{cases}$$

Tableau 16 M(x) et T(x) pour 1ére travée chargée : $0 < \alpha < 55$

X	Travée		Moment fléchissant	Effort tranchant
[0,55]	Travée 01	$x < \alpha$	$M(x,\alpha) = \frac{M_1 + (55-\alpha)}{55} x$	$T_{(x,\alpha)} = \frac{M_1 + (55-\alpha)}{55}$
		$\alpha < x$	$M(x,\alpha) = \frac{M_1 + (55-\alpha)}{55} x - (x - \alpha)$	$T_{(x,\alpha)} = \frac{M_1 + (55-\alpha)}{55} - 1$
[55,145]	Travée 02		$M(x,\alpha) = \frac{M_2 - M_1}{90}(x - 55) + M_1$	$T_{(x,\alpha)} = \frac{M_2 - M_1}{90}$
[145,200]	Travée 03		$M(x,\alpha) = -\frac{M_2}{55}(x - 145) + M_2$	$T_{(x,\alpha)} = -\frac{M_2}{55}$

NB: Le reste des résultats des **M(x)** et **T(x)** se trouvent dans l'annexe.

4.4.4 Application des lignes d'influence :

Après avoir tracé les lignes d'influences à chaque section, on dispose les surcharges considéré de sorte que le moment ou l'effort tranchant soit le maximum possible. Les surcharges retenues : Bc, Bt, Mc120, D240

Exemple :

L'application des lignes d'influence différent entre les charges ponctuelles comme système B, et les charges réparties comme D240.

Pour une **charge ponctuelle**, le calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant se fait :

$M = \sum Y_i P_i$ avec : Y_i = la valeur de ligne d ′ influence.

P_i = la valeur de la force appliquée.

Exemple :

$M = P_1 . Y_1 + P_2 . Y_2 + P_3 . Y_3$

Par contre, la charge répartie le calcul se fait comme suivant : $M = q \times S$

S: aire de ligne d'influence sous la charge q

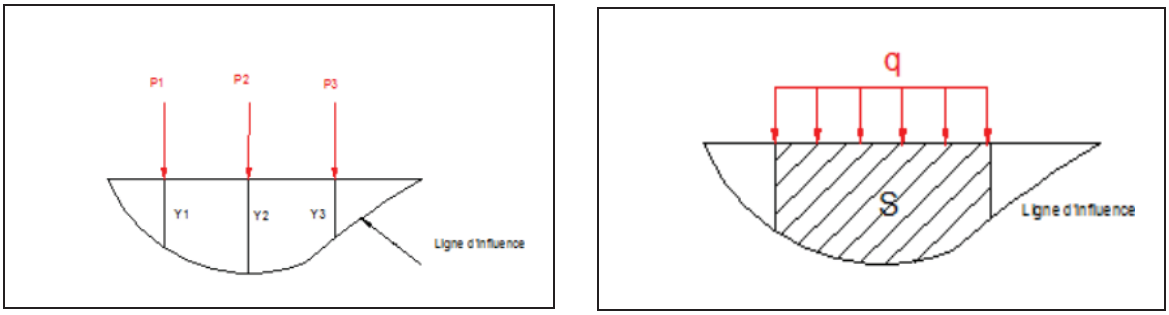


Figure 23 Application des lignes d'influence "charge ponctuelle et répartie "

4.4.5 Récapitulation des résultats :

Les tableaux des surcharges se trouvent dans l'annexe.

4.5 La répartition transversale.

4.5.1 Introduction :

Après la détermination des valeurs des éléments de réduction (M, N, T) on doit repartir Ces éléments transversalement, pour cela il faut déterminer le paramètre d'entretoisement θ qui est définie par la formule suivante :

$\theta = \frac{b}{I} \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho e}}$ si $\theta < 0.3$ La méthode J.COURBON

si $\theta > 0.3$ La méthode GUYON MASSONNET

4.5.2 Récapitulation des résultats :

Les tableaux des surcharges se trouvent dans l'annexe.

4.6 La répartition transversale.

4.6.1 Introduction :

Après la détermination des valeurs des éléments de réduction (M, N, T) on doit repartir Ces éléments transversalement, pour cela il faut déterminer le paramètre d'entretoisement θ qui est définie par la formule suivante :

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho e}}$$

- si $\theta < 0.3$ La méthode J.COURBON
- si $\theta > 0.3$ La méthode GUYON MASSONNET

$$\rho p = \frac{E \times Ip}{b0}, \quad \rho e = \frac{E \times Ie}{b1}$$

b : Demi-largeur du tablier.

l: Portée de la travée.

ρ_p : La rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur

ρ_e : La rigidité flexionnelle de l'entretoise pas unité de longueur

EI_p : Rigidité flexionnelle de la poutre

EI_e : Rigidité flexionnelle de l'entretoise

I_p : Moment d'inertie de la poutre

I_e : Moment d'inertie de l'entretoise

Après L'application numérique :

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho e}} = 0.13 < 0.3$$

Donc on applique la méthode de J. COURBON qui a les conditions suivantes :

- La largeur du pont est nettement inférieure à sa longueur.
- Les entretoises sont supposées infiniment rigides vis-à-vis des poutres.
- Les poutres sont parallèles entre elles et soumises aux mêmes liaisons.
- Les axes d'entretoises sont perpendiculaires aux axes des poutres.
- Les poutres ont des inerties proportionnelles.

4.6.2 La méthode de calcul :

Les charges sont appliquées sur le hourdis, cette méthode montre que la réaction R_i est comptée positivement vers le haut, appliquée par les poutres sur le hourdis supportant; une charge concentrée **P** à l'abscisse **a** est donnée par la formule suivante :

$$R_i = \frac{Pi\Delta i}{\sum Ii}$$

Avec : $\Delta_i = \frac{\sum Ii\ li\ e}{\sum Ii\ li2}$

I_i : Moment d'inertie de la poutre.

l_i : L'abscisse de l'appui A_i.

e : L'abscisse de la charge P.

Δ_i : Le coefficient par lequel il faut multiplier les effets élastiques.

Dans notre cas les poutres sont de même inertie et également espacées :

$$\Delta_i = [1 + (\frac{n+1-2i}{n2-1})\ (\frac{6e}{\lambda})]$$

n : Nombre de poutre,

i : Rang de la poutre.

λ : L'entre axe.

Donc : $Mi = \frac{1}{n} M\Delta i$, $Ti = \frac{1}{n} T\Delta i$

M_i : moment pris par la poutre i.

T_i : effort tranchant pris par la poutre i.

M : moment total calculé.

T : effort tranchant total calculé.

Calcul des coefficients de répartition :

A cause de la symétrie, on fait le calcul pour deux poutres (la poutre centrale et la poutre de rive).

$$\Delta_i = [1 + (\frac{n+1-2i}{n2-1})\ (\frac{6e}{\lambda})] = [1 + (\frac{3-2i}{3})\ (\frac{6e}{6.5})]$$

Charge permanente :

e = 0 ⟶ $\Delta_l = 1$

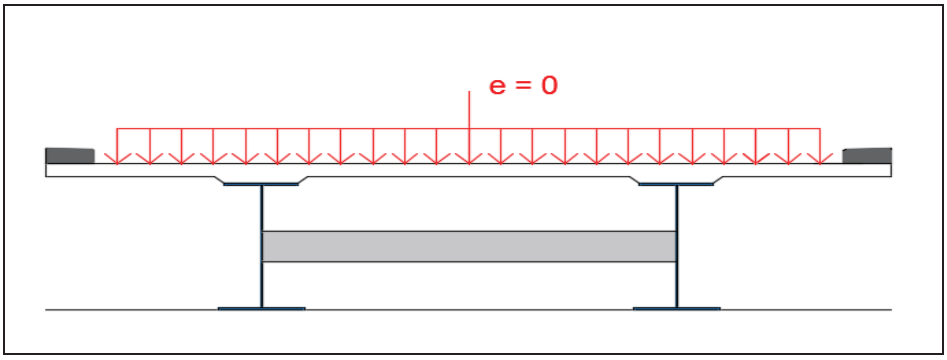


Figure 24 Cas de charge permanente

Charge complémentaire permanente

e = 0.635 m ⟶ $\Delta_l = 1 + \frac{4}{13} 0.635 = 1.195$

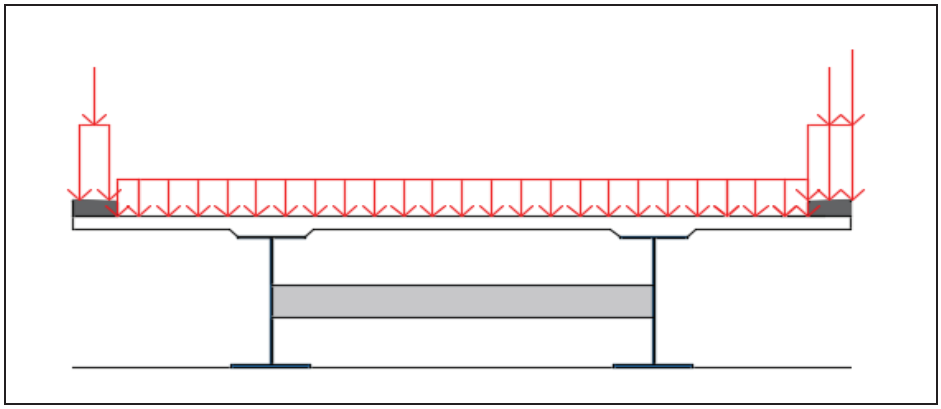


Figure 25 Cas de charge complémentaire permanente

NB: La répartition transversale détaillée des autres surcharges se trouve dans l'annexe.

Tableau 17 Coefficients de répartition pour chaque cas de charge.

Charge et surcharge	Nombre de voie ou file	e	Δ_1
CP	/	0	1
CCP	/	0.635	1.195
A(L)	1	3.545	2.1
	2	1.705	1.52
	3	-0.125	0.96
Bc	1	4.125	2.27
	2	2.875	1.88
	3	1.625	1.5
Bt	1	3.875	2.19
	2	2.375	1.73
Mc120	/	3.225	1.99
D240	/	2.375	1.73

4.6.3 Combinaison de charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Les coefficients des majorations, les combinaisons adoptées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau 18 Combinaison de charges

ELU	ELS
1.35 G + 1.6A(L) + 0.9T	G +1.2 A(L) + 0.9T
1.35 G + 1.6BC + 0.9T	G +1.2 BC + 0.9T
1.35 G + 1.6BT + 0.9T	G +1.2 BT + 0.9T
1.35 G + 1.35Mc120 + 0.9T	G +Mc 120 + 0.9T
1.35 G + 1.35D240 + 0.9T	G +D 240 + 0.9T

4.7 CONCLUSION :

L'objectif de ce chapitre était de définir les différents types de charges et surcharges routières agissant sur l'ouvrage en se basant sur le R.C.P.R. Une bonne définition de chargement nous amène à déterminer les sollicitations les plus réalistes possibles appliquées sur notre ouvrage.

5. ETUDE DE TABLIER

4.8 INTRODUCTION

Ce chapitre est consacré à l'étude du tablier de l'ouvrage. Cette partie consiste à dimensionner et à vérifier tous les éléments du tablier (les poutres, les entretoises, la section mixte, l'hourdi et les assemblages). On se basera sur les résultats du logiciel de calcul **CSI Bridge.**

4.9 Hypothèses de calcul

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte. Il est nécessaire d'étudie qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliquées, pour cela nous supposerons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

• La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelées « Connecteurs ».

• L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de HOOK. La variation relative de la longueur de deux fibres, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

Pour l'acier : $\left(\frac{\delta 1}{1}\right)_a = \frac{\sigma a}{Ea}$

Pour le béton : $(\frac{\delta 1}{1})_b = \frac{\sigma b}{Eb}$

A partir de la première hypothèse on a : $(\frac{\delta 1}{1})_a = (\frac{\delta 1}{1})_b = \frac{\sigma a}{\sigma b} = \frac{Ea}{Eb}$

n : Coefficient d'équivalence varie en fonction de E_b, ce dernier augmente avec la résistance du béton et diminue lorsque la temps de chargement augmente.

- La résistance en traction du béton est négligée.
- La section mixte peut être transformée en une section équivalente et homogène d'acier. L'aire du béton comprimé sera remplacée par une aire équivalente d'acier $Bn = \frac{B}{n}$ de même centre de gravité.

Ainsi La variation de Eb nous donne plusieurs valeurs de n correspondant à tous les types de sollicitation qui sont donnée dans le tableau suivant.

Tableau 19 Combinaison de charges

Coefficient d'équivalence n. Sollicitation	Champ d'application	n
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	Ccp	18
Effet différé	Retrait et température	15
Charge de longue durée	Cp	∞

4.10 Détermination les caractéristiques des sections :

4.10.1 Caractéristiques géométriques de section en Béton :

Pour pouvoir étudier le tablier, il est nécessaire de calculer la largeur participante « beff » de la dalle, cette dernière contribue à la flexion générale du tablier.

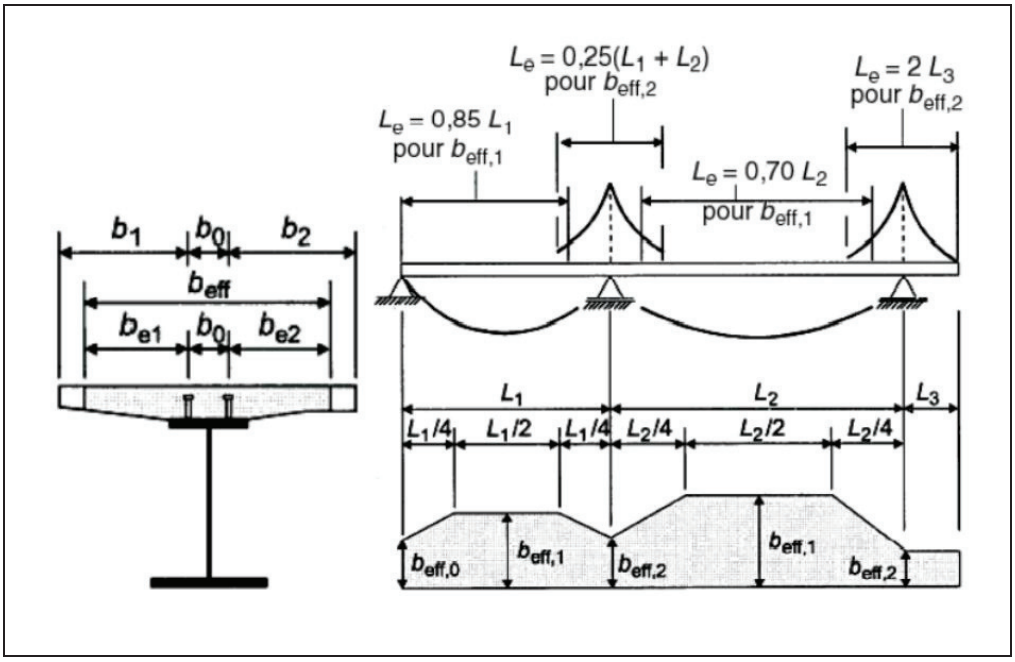


Figure 26 Calcul de la largeur efficace selon l'EN1994-2

$b_{eff} = b_0 + \beta_1 . b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$

b_0 : entraxe entre les files de goujons extérieures.

$\beta_j = 0.55 + 0.025 \frac{Le}{bei} < 1$ pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité (culées).

$\beta_1 = \beta_2 = 1$ ailleurs.

$b_{ei} = \min (\frac{Le}{8} + b_i)$

L_e : la portée équivalente

b_i : la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre principale.

b_{eff} (mi-travée):

$$Le = 0.7\ L_2 = \mathbf{63m}$$

$$b_{e1} = \min\left(\frac{Le}{8} . b_1\right) = \min\left(\frac{63}{8} . 2.8591\right) = \mathbf{2.8591\ m}$$

$$b_{e2} = \min\left(\frac{Le}{8} . b_2\right) = \min\left(\frac{63}{8} . 2.7659\right) = \mathbf{2.7659\ m}$$

$$\beta_1 = \beta_2 = \mathbf{1}$$

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 1 + 2.8591 + 2.7659 = \mathbf{6.625\ m}$$

Tableau 20 Détermination de la largeur participante de la dalle.

Parametres	Valeurs à mi travée (m)
b_0	1
Le	63
b1	2.8591
b2	2.7659
be1	2.8591
be1	2.7659
Beff	6.625

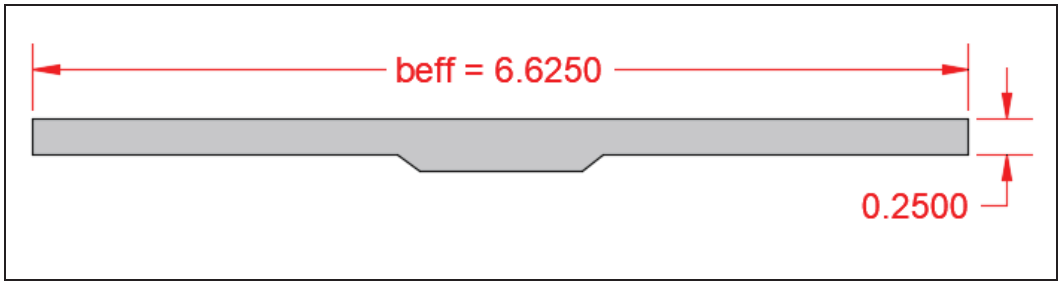


Figure 27 Description de la section du béton

Tableau 21 Les caractéristiques géométriques de la section du béton

Désignation	**Dalle**	**Gousset**	∑
Dimensions	6625 × 250	(1450+1150) × 57.5	
B (cm^2)	16562.5	1495	18057.5
Z(cm)	24	5.75	
$S_\Delta = B.\ Z$ (cm^3)	397500	8596.25	406096.25
$I_0(cm^4)$	862630.2	15842.45	
I_{Gb} (cm^4)	928880.2	410615.8875	1339496.088
$Z_{Gb}' = \frac{S\Delta}{A}$ (cm)	22.5		

4.10.2 Caractéristiques géométriques des sections d'acier :

<u>À mi travée</u>

Tableau 22: les caractéristiques géométriques de la section d'acier à mi travée

Désignation	B_i	B_s	**Âme**	∑
Dimensions	1350 × 65	1150 × 55	2380 × 25	/
A_i (cm2)	877.5	632.5	595	2105
Z(cm)	3.25	247.25	125.5	
$Z^2(cm^2)$	10.56	61132.56	15750.25	
$S_\Delta = A_i.\ Z$ (cm^3)	2851.875	156385.625	74672.5	233910
$I_0(cm^4)$	3089.53	1594.43	2808598.33	/
I_Δ (cm^4)	12355.93	9963627.55	39182471.53	49158455.01
$Z_{Ga}' = \frac{S\Delta}{A}$ (cm)	111.12			
$I_{Ga} = I_\Delta - S_\Delta.\ Z_{Ga}'$	23166375.81			

Notation :

(Δ): L'axe pris au niveau de la fibre inferieur extrême.

A: section de la poutre.

S_Δ : Moment sta

$I_0 = \frac{bh3}{12}$ pour une section rectangulaire**.**

$I_0 = \frac{bh3}{36}$ pour une section triangulaire.

$I_\Delta = I_0 + BZ^2$: Moment d'inertie /Δ

$Z_G' = \frac{S\Delta}{B}$ Distance de CDG de la fibre inferieure.

I_G : Moment d'inertie /CDG.

NB: Les résultats des sections d'acier (pile et culée) se trouvent dans l'annexe.

4.10.3 Caractéristiques géométriques de section mixte (Béton+ Acier) : `

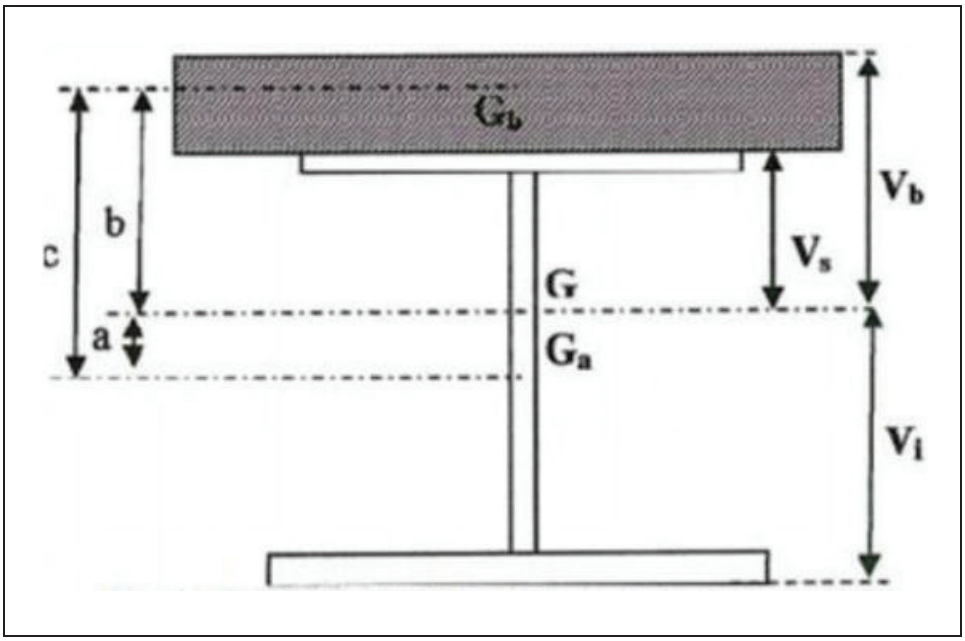


Figure 28 Caractéristiques géométriques de section mixte

Notation :

$S = Sa + \frac{Sb}{n}$ (Sa : section de la poutre acier ; Sb : section de la dalle participante)

$C = Z_{Ga} + Z'_{GB}$

$an = \frac{C.Sb}{n.S}$

$bn = \frac{C.Sa}{S}$

$Vb = bn + Z_{Gb}$

$Vs = bn - Z'_{Gb}$

$Vi = an + Z'_{Ga}$

$I = Ia + \frac{Ib}{n} + an.bn.c$ (Ia : l'inertie de la poutre acier ; Ib : l'inertie de la dalle participante)

$Wb = \frac{I}{Vb}$: moment statique par rapport à la section béton

$Ws = \frac{I}{Vs}$: moment statique par rapport à la semelle supérieur.

$Wi = \frac{I}{Vi}$: moment statique par rapport à la semelle inférieur

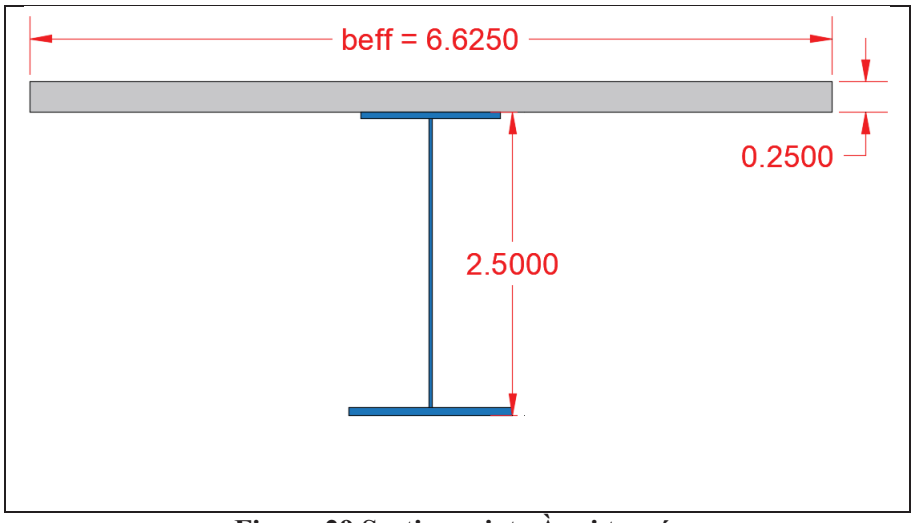


Figure 29 Section mixte À mi travée

Tableau 23 Les caractéristiques géométriques de la section mixte (mi travée).

N	6	15	18	∞
S (m^2)	0.5115	0.3309	0.3108	0.2105
a_n (m)	0.9495	0.5871	0.5209	0
b_n (m)	0.6641	1.0266	1.093	1.6138
I_G (m^4)	1.2514	0.9726	0.9188	0.2316
V_b (m)	0.8091	1.1716	1.238	1.7588
V_s (m)	0.4391	0.8016	0.868	1.3888
V_i (m)	2.0595	1.6971	1.6309	1.11
W_b (m^3)	1.5467	0.8302	0.7421	0.1317
W_s (m^3)	2.8501	1.2134	1.0585	0.1668
W_i (m^3)	0.6076	0.5731	0.5633	0.2087

NB: Les résultats des sections mixtes (pile et culée) se trouvent dans l'annexe.

4.11 Détermination des effets sur la poutre mixte :

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes solidarisés de manière continue fait naitre dans la poutre mixte un état de contrainte dans chaque section. Ces sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

- Le retrait du béton.
- Une différence de température entre l'acier et le béton.

4.11.1 Le retrait du béton :

4.11.1.1 Calcul du retrait thermique :

L'EN1994-2 permet de prendre en compte le retrait thermique apporté par la différence de température ΔT entre l'acier de charpente et le béton au moment du bétonnage. En appliquant strictement l'EN1994-2. on obtiendrait alors :

$$\varepsilon th = \alpha th^c \,.\, \Delta T = 2 \times 10^{-4}$$

4.11.1.2 Hypothèse de calcul :

Nous somme dans le cas d'une poutre mixte simple n =15 (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle. Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique son raccourcissement unitaire Δdx dû au retrait peut se faire librement En réalité la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif des surfaces de contact.

La condition de compatibilité est satisfaite. L'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte « σb » qui vaut :

$$\sigma b = Eb \times \varepsilon r$$

Avec:

$$Eb = \frac{Ea}{n}$$

εr: coefficient de retrait

- Un effort normal de compression : Nm = -Nb.
- Un moment de flexion (positif) : Mm = Nm.bn = σb.ω

Ces efforts sont les mêmes sur toute la longueur de la poutre. Les contraintes dans la poutre métallique sont données par les relations suivantes :

- Contrainte due à l'effort : Nm = -Nb σa1 = - η.β. σb
- Contrainte due à l'effort : Mm = -Nm.bn σa2 = - η. (σb. $\frac{\omega}{I}$). Va

De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :

- Contrainte due à l'effort : Nm = -Nb σb1 = β. σb
- Contrainte due à l'effort : Mm = -Nm.bn σb2 = (σb. $\frac{\omega}{I}$).Vb.

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Dans la poutre métallique : σa = - η.β. σb η. (σb. $\frac{\omega}{I}$). Va
- Dans le béton : σb = - β. σb - (σb. $\frac{\omega}{I}$).Vb.

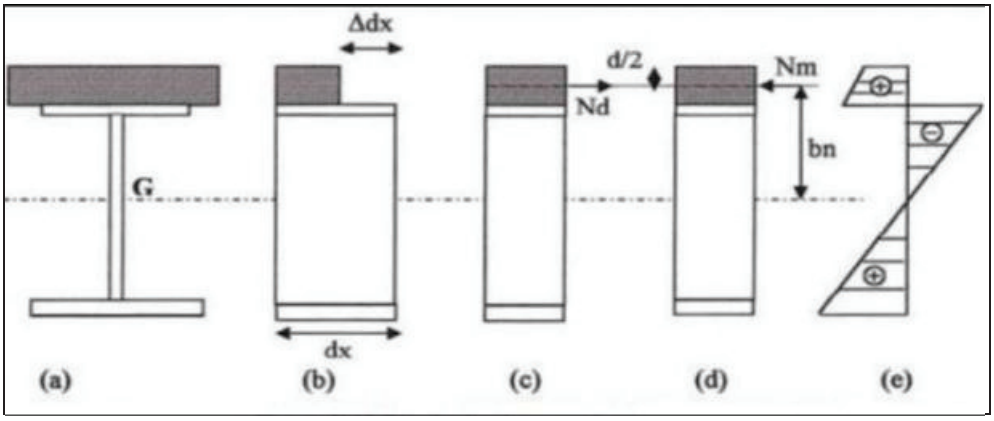


Figure 30 Distribution des contraintes

Notation :

n =15 (coefficient d'équivalence).

$\beta = \frac{B15}{B15+A}$

B_{15}: Section du béton rendue homogène pour n = 15.

B : Section du béton.

A : Section d'acier.

ω : Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravité de la section mixte pour n=15 ; $\omega = B_{15} \times b_{15}$.

I : Moment d'inertie de la section mixte pour n=15.

4.11.2 Effet de la déférence de température entre l'acier et le béton

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait.

1. Dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres (ΔT > 0°C). L'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de 10°C (prescrit dans l'EN1991-1-5) correspond à un retrait spécifique.

Avec ε_{th} : coefficient de retrait dû à la différence de température.

$$\varepsilon_{th}.\ \Delta T = 10^{-5}.10 = 10^{-4}$$

2.Dans le cas où la dalle est plus chaude (ΔT < 0°C) les efforts intérieurs sont inversés (la dalle est comprimée). La charge de différence de température est considérée comme une charge de courte durée. Ainsi on prendra n = 6

Calcul de la contrainte due à ΔT :

$$\sigma b_0 = \varepsilon th.\ \frac{Ea}{n} \quad \text{Avec : n = 6.}$$

$$\sigma b_0 = (\pm 10^{-4} \times \frac{2.1.10^5}{6}) \qquad \sigma b_0 = \pm 3.5 \text{ Mpa}$$

Les contraintes dans le béton sont :

$\sigma br = (1 - \beta).\ \sigma_{b0} - \left(\frac{M}{Wb}\right)$

- Les contraintes dans l'acier sont :

$\sigma sr = -\eta\ .\beta.\ \sigma_{b0} - \left(\frac{M}{Ws}\right)$

$\sigma ir = -\eta\ .\beta.\ \sigma_{b0} + \left(\frac{M}{Wi}\right)$

L'effet de retrait :

À mi travée:

Tableau 24 Contraintes due à l'effet du retrait

β	ω_{15} (m^3)	M_{15} (MN.m)	σ_{b0} (Mpa)	σ_{br} (Mpa)	σ_{sr} (Mpa)	σ_{ir} (Mpa)
0.3638	0.1236	0.4153	3.36	2.1648	-30.98	- 8.1085

Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :

À mi travée:

Tableau 25 Contraintes due à l'effet thermique

σ_{b0} (Mpa)	β	ω_6 (m^3)	M_6 (MN.m)	σ_{b0} (Mpa)	σ_{bT} (Mpa)	σ_{ST} (Mpa)	σ_{IT} (Mpa)
(+ 3.5) Mpa	0.5884	0.2	0.7	3.5	1.47	- 20.745	- 16.32
(- 3.5) Mpa	0.5884	0.2	0.7	- 3.5	- 1.47	20.745	16.32

4.12 VÉRIFICATION DES CONTRAINTES :

On procédera à la vérification des contraintes au niveau de la semelle inferieur σi est supérieur σs ainsi que les contraintes σbc. σbt dans le béton. Ces contraintes doivent être comparées aux contraintes usuelles admissibles de l'acier et du béton.

1. Acier :

$$\begin{cases} \sigma_s \leq \sigma_{ac} = \frac{2}{3} fe = \mathbf{236.67\ Mpa} \\ \sigma_i \leq \sigma_{at} = \frac{3}{4} fe = \mathbf{266.25\ Mpa} \end{cases}$$

2. Béton :

$\sigma_b \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times fc28 = 0.6 \times 35 =$ **21 Mpa**

Notation :

σ_{ac}: La contrainte admissible à la compression dans la semelle.

σ_{at} : La contrainte admissible à la traction dans la semelle.

σ_{bc}: Contrainte admissible dans le béton en compression.

4.12.1 Étapes de vérification :

Les contraintes dues aux différentes étapes sont cumulées au fur et à mesure jusqu'à ce qu'on arrive à l'étape où les surcharges sont considérées. (04) quatre étapes de calcul sont considérées pour le calcul des contraintes. Ces derniers suivent les phases de construction de l'ouvrage.

Étape (1) :

Mise on place de l'ossature métallique et de la dalle : (N = ∞)

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = 0 \\ \sigma_{S1} = \dfrac{Mcp}{Ws} \\ \sigma_{i1} = -\dfrac{Mcp}{Wi} \end{cases}$$

Étape (2) :

Après le bétonnage de la dalle, la section travaille en mixte: (N =18)

$$\begin{cases} \sigma_{b2} = \dfrac{Mccp}{n.Wb} \\ \sigma_{S2} = \sigma_{S1} + \dfrac{Mccp}{Ws} \\ \sigma_{i2} = \sigma_{i1} - \dfrac{Mccp}{Wi} \end{cases}$$

Étape (3) :

L'effet de retrait : (N=15). Température (N = 6)

$$\begin{cases} \sigma_{b3} = \sigma_{b2} + \sigma_{retrait} \pm \sigma_{température} \\ \sigma_{S3} = \sigma_{S2} + \sigma_{retrait} \pm \sigma_{température} \\ \sigma_{i3} = \sigma_{i2} + \sigma_{retrait} \pm \sigma_{température} \end{cases}$$

Étape (4) :

Introduction des surcharges : (N = 6)

$$\begin{cases} \sigma_{b4} = \sigma_{b3} + \dfrac{M}{n.Wb} \\ \sigma_{S4} = \sigma_{S3} + \dfrac{M}{Ws} \\ \sigma_{i4} = \sigma_{i3} - \dfrac{M}{Wi} \end{cases}$$

4.12.2 La vérification des sections critiques:

Nous allons vérifier deux sections (sur pile et en travée) suivant les étapes précédentes :

À mi travée

Tableau 26 La vérification des contraintes section à mi travée

Charge	N	M (MN.m)	σ_b (Mpa)	σ_S (Mpa)	σ_i (Mpa)
CP	∞	18.2276	0.00	109.2782	- 87.3806
CCP	18	6.3353	1.0646	13.4365	- 25.2402
+ΔT	15	/	1.47	- 20.745	- 16.32
- ΔT	15	/	-1.47	20.745	16.32
Retrait	6	/	2.1648	-30.98	- 8.1085
D240	6	16.3665	3.8284	12.4659	- 60.3930
σ1			0.00	109.28	- 87.34
σ2			0.47	115.27	- 98.59
σ3 (+)			4.11	63.55	- 123.02
σ3 (-)			1.16	105.04	- 90.38
σ4			2.92	110.78	-117.32
σadmissible			21	236.67	- 266.25

Notation

$$\sigma_s = \frac{M}{Ws}$$

$$\sigma_i = -\frac{M}{Wi}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{n\,Wb}$$

NB: Les contraintes et leur vérification des section (pile et culée) se trouvent dans l'annexe.

4.12.3 Vérification des contraintes de cisaillement « âmes » à L´ ELS :

La contrainte de cisaillement est vérifiée comme suit :

$$\tau_{max} = \frac{Ty}{tw\,.\,hw} \leq \tau_{adm} = 0.6.\ fe$$

e : l'épaisseur de l'âme ;

h : la hauteur de l'âme.

On a un effort tranchant maximum égale a :

$$Ty = 5243.207\ KN$$

$$\tau_{max} = \frac{Ty}{tw\,.\,hw} = \frac{5.2432}{0.03\,.\,3.6} = 48.5481\ Mpa \leq 0.6.\ fe = 0.6 \times 355 = 213\ Mpa \Rightarrow \textbf{Vérifiée}$$

La Classe de Résistance

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{Fy}}$$

ε : coefficient de réduction plastique.

f_y : la valeur nominale de la limite élastique

$$t_{max} = \max(t_w.t_f) = t_f = 70\ mm > 40$$

$$f_y = 335\ Mpa$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{Fy}} = 0.84$$

Sur pile :

Âme (paroi fléchie) :

$$\frac{c}{t} = \frac{3600}{30} = 120 > 72\varepsilon.\ 83\varepsilon \text{ et } 124\ \varepsilon$$

Âme classe 4

Semelle (paroi comprimé)

$$c = \frac{b - tw}{2} = \frac{1.35 - 0.03}{2} = 0.66 \qquad \text{et } t = t_f = 80\ mm$$

$$\frac{c}{t} = \frac{0.66}{0.08} = 8.25 < 10\varepsilon$$

Semelle classe 2 ⇒ **Section classe 4**

Résistance en section

Critère de vérification :

$$\frac{NEd}{Nc.Rd} \leq 1$$

N_{Ed} : effort normal sollicitant de calcul.

$N_{c.Rd}$: effort normal résistant de calcul et :

$$Nc.Rd = Neff.Rd = \frac{Aeff.\ fy}{\gamma M2} = \frac{Ame.eff+2\times(semelle.eff)}{1.1} = 25.65\ MN$$

Neff.Rd : effort normal efficace résistant de calcul

γ_{M2} : coefficient de sécurité lié à la résistance ($\gamma_{M2} = 1.1$).

La combinaison la plus défavorable est : $N_{Ed} = 1.35G + 1.6D240 =$ **7.078 MN**

$$\frac{NEd}{Nc.Rd} = \frac{0.578}{25.65} = 0.022 < 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

4.12.4 La vérification de l'effort tranchant

Le critère suivant doit être vérifié :

$$\frac{VEd}{Vc.Rd} \leq 1$$

$$V_{c.Rd} = V_{pl.Rd} = \frac{Av.fy/\sqrt{3}}{\gamma M0}$$

Av : c'est l'aire de cisaillement.

$Av = Hw.tw = 3600 \times 30 =$ **108000 mm²**

$$V_{c.Rd} = V_{pl.Rd} = \frac{\frac{108000.335}{\sqrt{3}}}{1} \times 10^{-6} = \textbf{20.88 MN}$$

$V_{Ed} = 7.078$ MN

$$\frac{VEd}{Vc.Rd} = \frac{7.078}{20.88} = 0.34 < 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

4.12.5 Interaction moment – effort tranchant

Le moment résistant plastique d'une section transversale est réduit par la présence de cisaillement.

$$\frac{VEd}{Vc.Rd} = 0.34 < 0.5 \qquad \text{donc : interaction négligeable}$$

4.12.6 Vérification au voilement de l'âme de la poutre :

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, Cisaillement).

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée lorsque le rapport $\frac{d}{dw}$ satisfait à l'inégalité suivante :

$$\frac{d}{tw} > 30\varepsilon\sqrt{k\tau}$$

$k\tau$: coefficient de voilement par cisaillement.

$$\frac{a}{d} = 1.81 > 1$$

a : espacement libre des raidisseurs intermédiaires.

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

Donc :

$$k\tau = 5.34 + [\frac{4}{(\frac{a}{d})^2}] = 5.34 + [\frac{4}{(\frac{6.5}{3.6})^2}] = 6.5609$$

$\frac{d}{tw} = \frac{3600}{30} = 120 > 30 \times 0.84 \times \sqrt{6.5609} = 64.57$ ➡ pas de risque de voilement

Il faut vérifier que l'effort tranchant sollicitant de calcul est inférieur ou égal à l'effort tranchant résistant de calcul :

$$\frac{VEd}{Va.Rd} \leq 1$$

$$V_{a.Rd} = d.tw.\frac{\tau ba}{\gamma M1}$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{d}{tw}}{37.4\varepsilon\sqrt{k\tau}} = \frac{\frac{3600}{30}}{37.4\times0.84\times\sqrt{7.9}} = 1.36 > 1.2$$

$\frac{VEd}{Va.Rd} = \frac{VEd}{Va.Rd} = 0.36 < 1$

4.12.7 Vérification du déversement :

La vérification de diversement se fait sur pile dans une section entre l'entretoise sur pile et l'entretoise suivante (L=7m)

Les caractéristiques de la poutre sont :

$Iz = 0.0153m^4$ $It = 1.14 . 10^{-4}m^4$ $Iw = 6.705. 10^{-5}m^6$

$Wpl = 0.43598m^3$ $Weff = 0.3677m^3$ $\beta w = 0.836$ $fy = 335MN$

$E = 2.1. 10^5 MPa$ $G = 8.1. 10^4 MPa$

$M_1 = 54. 7318MN.m$ $M_2 = 32. 8596MN.m$ $\Psi = \frac{M1}{M2} = 0.6$

$$\gamma = \frac{E}{G} \times \frac{Iw+(\frac{Iz\,h^2}{4})}{It} \times (\frac{\pi}{L})^2 + 1 = 247.699$$

D'après le tableau des coefficients de C_1 en fonction de Ψ et γ on trouve $C_1 = 2.241$

$$Mcr_\infty = \frac{G\,It}{h} = 2.4624 MN.m$$

$$Mcr = \gamma \times C1 \times Mcr_\infty = 1469.94 MN.m$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta w\, Wpl\, fy}{Mcr}} = 0.288 < 0.4 \Rightarrow$$ Pas de risque de déversement.

4.13 ETUDE DE LA DALLE

L'hourdis est une dalle en béton armé qui sert de couverture pour le pont. Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges d'exploitation aux poutres. Il s'agit de la flexion locale ou flexion transversale. On parle de flexion générale lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis. On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_x et M_y en vue du dimensionnement des armatures transversales et longitudinales La dalle de couverture dans notre cas est de 13.25 m de largeur. Elle possède 2 encorbellements de 3.375 m chacun. Nous aurons étudié la dalle dans 2 différentes travées :

Travée de rive :

Dont les caractéristiques suivantes :

- Dalle centrale : Appuyée sur 4 cotés [b = 55 m ; α = 6.5 m]
- Dalle en encorbellement : Appuyée sur 1 seul côté [b = 55 m ; α = 3.375 m]

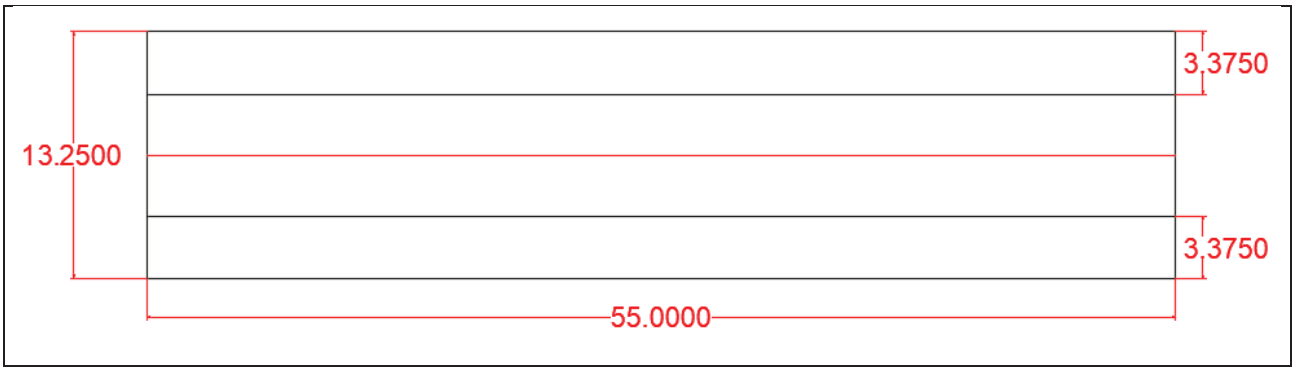


Figure 31Vue en plan de la dalle de la poutre de rive

Travée intermédiaire :

Dont les caractéristiques suivantes :

- Dalle centrale : Appuyée sur 4 cotés $\begin{cases} b = 90\ m \\ \alpha = 6.5\ m \end{cases}$
- Dalle en encorbellement : Appuyée sur 1 seul côté $\begin{cases} b = 90\ m \\ \alpha = 3.375\ m \end{cases}$

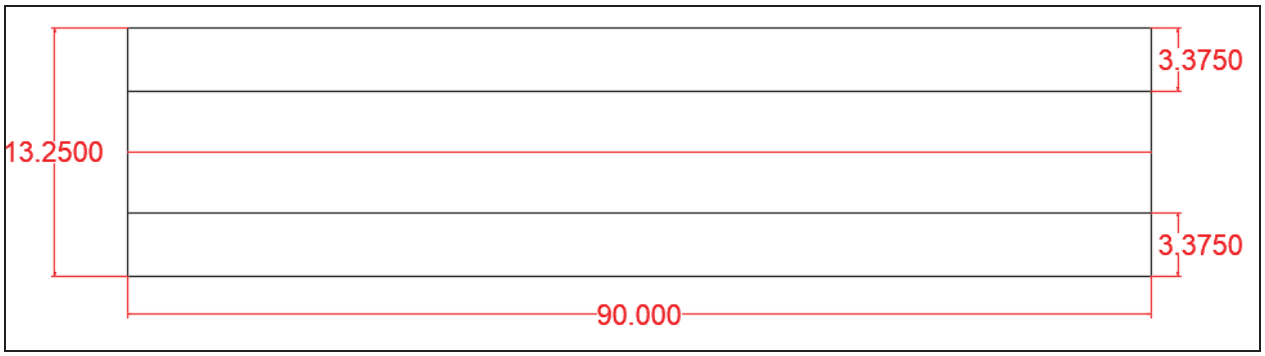


Figure 32 Vue en plan de la dalle de la poutre intermédiaire.

4.13.1 Calcul des moments :

Dalle centrale :

Les abaques PIGEAUD permettent de déterminer les moments fléchissant au centre d'une dalle rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés pour une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque d'où l'on peut déduire. Par combinaisons diverses de rectangles chargés. Ceux correspondant aux surcharges civiles (Bc. Bt ou Br) ou militaire (système Mc 120 appelé communément char de 110 tonnes). Les abaques ci-joints visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires Les abaques donnent les moments M_a et M_b qui sont :

- Ma : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX. Ce moment est dit « Transversal ».
- Mb : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité). Ce moment est dit « longitudinal ».

La dalle a une épaisseur de 25 cm recouvert d'une couche de revêtement de 8 cm. Pour le calcul des moments dues aux surcharges les abaques nous donnent ces moments en fonction de E. a et b avec :

E : l'épaisseur équivalente

a : la petite portée l_x

b : la grande portée l_y

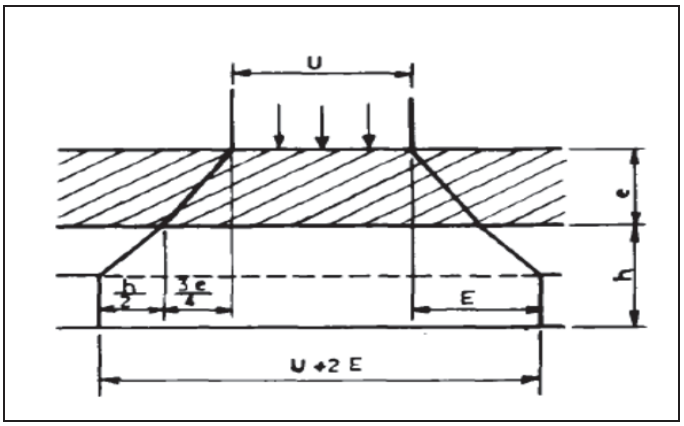


Figure 33 Diffusion de la charge sur l'hourdis

Calcul de l'épaisseur équivalente « E » :

$E = \frac{3}{4} e + \frac{3}{4} h = 6 + 12.5 = 18.5$ cm

Avec :

e : épaisseur de la chaussée 8 cm $\frac{3}{4}$ h : épaisseur de la dalle 25 cm

4.13.1.1 Calcul de moment fléchissant :

Charges permanentes

Dalle : 0.25 x 2.5 = 0.625t/m²

Étanchéité + revêtement : 0.08 x 2.2 = 0.176 t/m2

Donc : G= 0.801 t/m2

Travée de rive :

b = 55 m

α = 6.5 m

$\rho = \frac{\alpha}{b} = 0.1182$ $\frac{1}{\rho} = 8.4615$

M1 = f (ρ = 0. 1182) = 0.015 (abaque 61)…….ANEXE

M2 = f ($\frac{1}{\rho}$ = 8.4615) = 0

On a ρ < 0.4 on peut dire que la dalle travaille dans un seul sens (sens a).

M1 : moment fléchissant rapporter à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée a.

M2 : moment fléchissant rapporter à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée b.

On en déduit les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre. Avec les mêmes notations que ci-dessus :

$Ma = M_1 + \nu M_2$ (à multiplier par la charge totale P)

$Mb = M_2 + \nu M_1$

ν : coefficient de Poisson : (ν = 0.2 pour le béton armé)

P = 0.801 × 6.5 × 55 = 286.3375 t

Ma = (M1 + νM2) P = (0.015 + 0.2 × 0) 286.3375 = 4.29539 t.m/ml

Mb = (M2 + νM1) P = (0 + 0.2 × 0.019) 286.3375 = 0.8591 t.m/ml

$\frac{1}{4}$ Ma = 1.0738 > M_b = 0.8591 t.m/ml

Dans le ferraillage suivant b en prend : M_b = 1.0738 t.m/ml

Charges d'exploitation :

Surcharge A(l) :

A(l) = 7.63 KN/m^2

L = 6.5 m

a_1 = 0.9 A= 71.72 KN/ml

a_2 = 0.95

Ma = $\frac{qL^2}{8} = \frac{7.172 \times 6.5^2}{8}$ = 37.8771 t.m/ml

Mb = 0.2 × Ma = 7.5754 t.m/ml

Tableau 26 Les moments Ma et Mb de l'abaque

E(cm)	A(m)	Surcharge	Ma	Mb
18.5	6.5	Bc	5.82 t.m/ml (Abaque 9)	3.6 t.m/ml (Abaque 25)
		Bt	6.55 t.m/ml (Abaque 10)	4.1 t.m/ml (Abaque 15)
		MC120	8.2 t.m/ml (Abaque 35)	$\frac{Ma}{4}$ = 2.05 t.m/ml

Surcharge D240

$$\begin{cases} b = 55\ m \\ \alpha = 6.5\ m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M1 = f(\rho = 0.1182) = 0.015 \quad \text{(abaque 61)……AN} \\ M2 = f\left(\frac{1}{\rho} = 8.4615\right) = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} u' = u + 2E = 3.2 + 2\times 0.185 = 3.57\ m \\ v' = v + 2E = 3.2 + 2\times 0.185 = 18.97\ m \end{cases}$$

$$P = 4.032 \times 18.97 \times 3.57 = 273.076\ t$$

$$\begin{cases} Ma = (M1 + \nu M2)\,P = (0.015 + 0.2 \times 0)\,273.076 = 4.09614\ t.m/ml \\ Mb = (M2 + \nu M1)\,P = (0 + 0.2 \times 0.015)\,273.076 = 0.8192\ t.m/ml \end{cases}$$

Calcul de coefficient de majoration dynamique:

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

L = Min {Max {entraxe des poutres de rive = 6.5 m. L_r = 11m} ; Portée de la poutre = 55 m}

L = 11 m

Donc le poids devient :

$G = G_{béton} + G_{revetement}$

t. q : $\begin{cases} G_{béton} = 11 \times 11 \times 0.25 \times 2.5 = 75.625\ t/ml \\ G_{revetement} = 11 \times 11 \times 0.08 \times 2.2 = 21.296\ t/ml \end{cases}$

G = 96.921 t/ml

N.B : L'effet de Bc. Bt il faut tenir compte des coefficients bc. bt

Coefficients de pondération :

ELS :

- Charges permanentes α = 1
- Surcharges civiles B ; A(L) α = 1.2
- Surcharges militaires MC120 + D240 α = 1

ELU :

- Charges permanentes α = 1.35
- Surcharges civiles B ; A(L) α = 1.6
- Surcharges militaires MC120 + D240 α = 1.5

Combinaison de charge :

ELU:

Tableau 27 Combinaison de charge à ELU

ELU				Travée de rive		Travée principale	
Charge	**α**	**δ**	**b**	**Ma**	**Mb**	**Ma**	**Mb**
G	1.35	/	/	4.29536	1.0738	4.68585	1.1715
A(L)	1.6	/	/	4.3484	0.8697	2.6325	0.5265
Bc	1.6	1.233	0.95	10.908	6.747	10.908	6.747
Bt	1.6	1.244	1.2	13.037	8.161	13.037	8.161
Mc120	1.35	1.257	/	13.915	3.479	13.915	3.479
D240	1.35	/	/	5.5298	1.1059	3.6865	0.7373
Combinaison plus défavorable				19.7137	9.6106	20.2408	9.7425

ELS:

Tableau 28 Combinaison de charge à ELS

ELS				Travée de rive		Travée principale	
Charge	**α**	**δ**	**b**	**Ma**	**Mb**	**Ma**	**Mb**
G	1	/	/	4.2953	1.0738	4.6858	1.1715
A(L)	1.2	/	/	4.3484	0.8697	2.6325	0.5265
Bc	1.2	1.233	0.95	8.1807	5.0602	8.1807	5.0602
Bt	1.2	1.244	1.2	9.7778	6.1205	9.7778	6.1205
Mc120	1	1.257	/	10.3074	2.5769	10.3074	2.5769
D240	1	/	/	4.0961	0.8912	2.7306	0.5461
Combinaison plus défavorable				14.6027	7.1943	14.9932	7.292

4.13.1.2 Moment de continuité :

Pour déterminer les moments de continuité dans les dalles de couverture des ponts à poutres sous chaussées. On considère habituellement les cas de charges symétriques par rapport aux appuis de la dalle que sont les poutres principales. Les entretoises (du moins quand la dalle porte sur les entretoises) ou les pièces de pont des ouvrages métalliques. Sous de tels cas de charge. la dalle se comporte comme si elle était encastrée sur le côté considéré. Simplement appuyée sur les trois autres.

Il est possible de calculer les moments d'encastrement d'une dalle soumise à de telles conditions d'appui au moyen des abaques PUCHER.

Le moment de continuité est en fonction des paramètres suivants :

- a.b.
- L'épaisseur équivalente « E »
- A : demi-largeur de l'appui constituée par une poutre principale en l'occurrence la demi-largeur de la semelle supérieure.
- **A=** $\frac{1150}{2}$ + 150 = **0.725 m**

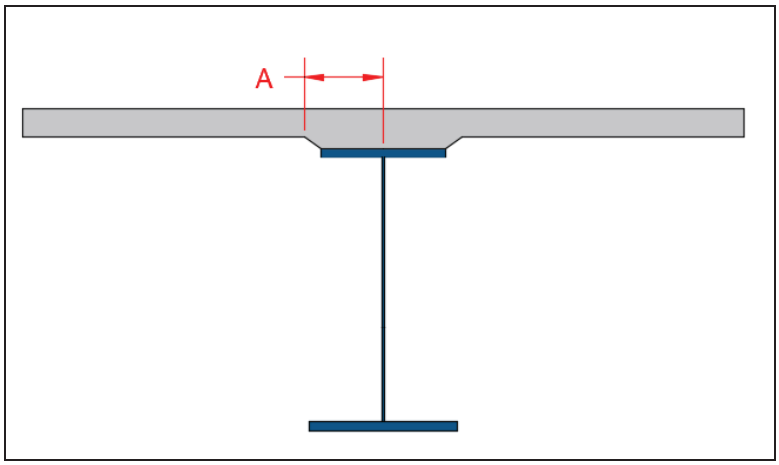


Figure 34 La demi-largeur "A"

On distingue deux types de moment de continuité :

4.13.1.2.1 Moment de continuité sur poutre Mcp :
Moment de continuité unitaire s'exerçant au milieu d'un appui de la plaque constitué par une poutre principale dans une bande découpée dans cette plaque parallèlement à Ox sur une section perpendiculaire à Ox. Ce moment à son axe parallèle à Oy.

D'après SETRA (Calcul de hourdis de pont page 79). Les charges qui produisent le moment le plus défavorable sur poutre sont bien Mc120 et Bt.

MC120

L'impact : [6.1 × 1] m²

A = 0.3

E = 18.5 cm (Abaque 27)

b = ∞

Mcp = 7 t.m /ml

Bt

A = 0.3

E = 18.5 cm (Abaque 10)

b = ∞

Mcp = 6.5 t.m /ml

Tableau 29 Mcp sous combinaison à ELU et ELS

Mcp				
Charge	**δ**	**b**	**ELU**	**ELS**
Mc120	1.257	/	11.8787	8.799
Bt	1.244	1.2	12.9376	9.7038

4.13.1.2.2 Moment de continuité sur entretoise Mce :

Moment de continuité unitaire s'exerçant au milieu d'un appui de la dalle constitué par une entretoise (ou une pièce de pont) dans une bande découpée dans cette plaque parallèlement à Oy sur une section perpendiculaire à Oy. Ce moment à son axe parallèle à Ox.

D'après SETRA (Calcul de hourdis de pont page 79). Les charges qui produisent le moment le plus défavorable sur poutre sont bien Mc120 et Bc.

Tableau 8. 3: Mce sous combinaison à ELU et ELS

Mce				
Charge	**δ**	**b**	**ELU**	**ELS**
Mc120	1.257	/	10.5211	7.7934
Bc	1.233	0.95	6.7469	5.6602

Dalle en encorbellement

4.13.1.3 Moment d'encastrement Me :

Moment d'encastrement unitaires s'exerçant sur le bord encastré de la dalle sur une poutre principale dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée sur une section perpendiculaire à Ox. Ce moment à son axe parallèle à Oy.

Le moment d'encastrement maximal est obtenu dans notre cas par :

1- La roue Br. si la largeur a de la dalle est faible (inférieure à 1.40 m environ).
2- Le tandem Bt pour les valeurs intermédiaires de « a » (comprise entre 1.40 m et 2.20 m environ).
3- Le char Mc 120 pour les fortes valeurs de « a » (le char Mc 120 doit en général être pris en considération sur les chaussées autoroutières).

Il est clair qu'on est dans le 3 -ème cas car : a = 3.375 m.

Et donc d'après l'abaque n°03 :

Me = 1.3 t.m/ml pour a =3.375 m ; E = 18.5 cm

N.B : il faut tenir en compte :

- Coefficient bt.
- Coefficient de majoration dynamique.
- Coefficient de pondération de système B.

Pour ELU : Me = 1.3×1.257×1.35 =2.2060 t.m/ml

Pour ELS : Me = 1.3 ×1.257×1 = 1.6341 t.m/ml

4.13.1.4 Moment longitudinal Mb :

Moment fléchissant unitaire s'exerçant sous la charge dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement au bord encastré. Ce moment à son axe parallèle à Ox.

Le moment longitudinal maximal est obtenu par :

- La roue Br dans le cas de chaussée autoroutière.
- La roue de 6 tonnes sur le trottoir dans le cas de route nationale.

Comme le moment d'encastrement. le moment longitudinal on prend en considération les coefficients pré cités.

Et donc d'après l'abaque n°08 :

Mb = 4.2 t.m/ml pour a =3.375 m ; E = 18.5 cm

Pour ELU : Mb = 4.2 × 1.14 × 1.6 =7.66 t.m/ml

Pour ELS : Mb = 4.2 × 1.14 × 1.2 = 5.7456 t.m/ml

Après avoir déterminé les moments. On ferraille la dalle dans ces différentes sections (Centrale sur poutre et entretoise et celle d'encorbellement). Le ferraillage se fera à l'aide des organigrammes de dimensionnement d'une section rectangulaire à l'ELS et à l'ELU.

4.13.2 Ferraillage :

4.13.2.1 Ferraillage longitudinal :

La dalle centrale (Nappe inférieure) :

En travée :

ELU :

$$fbu = \frac{0.85 fc28}{\theta \times \gamma b}$$

- $fc28$
- $\theta = 1$
- $\gamma_b =$
  - 1.15
  - 1

fbu = 19.83 Mpa

$\rho = \frac{Mu}{Mser} = 1.336$ $\mu c = 0.297$

$\mu = \frac{Mu}{bd^2 \times fbu} = \frac{9.7425 \times 10^{-2}}{19.83 \times 0.225^2 \times 1} = 0.097$

$\mu \leq \mu c$ Section sans acier comprimé

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.097}}{0.8} = 0.1278$

$z = d(1- 0.4\alpha) = 0.2135$ m

$\mu \leq 0.186$ $\xi s = 10 \times 10^{-3}$ fe = 500, $\gamma s = 1.15$

$\xi es = \frac{fe}{ES \times \gamma s} = 2.07 \times 10^{-3}$

$\xi s = 10 \times 10^{-3}$

$\xi s \geq \xi es$

$\bar{\sigma s} = \frac{fe}{\gamma s} = 434.78$ Mpa

$As = \frac{Mu}{z \times \sigma s} = \frac{9.7425 \times 10^{-2}}{0.225 \times 434.78 \text{ Mpa}} = 9.96 \times 10^{-4} m^2 = 9.96 cm^2$

ELS

$\bar{\sigma st} = \min \{\frac{2}{3} fe ; \max(0.5 fe ; 110 \sqrt{\eta f tj}\ )\}$

$\eta = 1.6$ pour HA

Ft28 = 2.7 MPa

Fissuration préjudiciable

$\bar{\sigma_{st}} = 250$ Mpa

$\bar{\sigma_{bc}} = 0.6 \times fc28 = 21$ Mpa

N.B : Fissuration préjudiciable donc le ferraillage doit se faire à l'ELS.

$X = \frac{15\bar{\sigma}bc}{15\bar{\sigma}bc + \bar{\sigma}st} \times d = 0.1254$ m

$Z = d - \frac{X}{3} = 0.1832$ m

$M_1 = \frac{1}{2} b. \bar{\sigma_{bc}} .x. Z$ $M_1 = 0.241$ MN.m

$M_1 \geq M_{ser} = 0.0792$ MN.m

La section sans acier comprimé

$As = \frac{Mser}{z \times \sigma s} = 17.29\ cm^2$

Condition de fragilité :

$As \geq Amin = 0.23 b.d \frac{ftj}{fe} = 0.23 b.d \frac{ftj}{fe} = 0.23 \times 1 \times 0.225 \frac{2.7}{500} = 2.49\ cm^2$

Donc $As = 17.29\ cm^2$

$As = Max\ \{A_{SELU}. A_{SELS}\}$

As = 17.29 cm ² ⟹ 6 HA20

Sur appui :

ELU: $As = 14.21\ cm^2$

ELS: $As = 21.18\ cm^2$

As = 21.21 cm² ⟹ 7 HA 20

La dalle en encorbellement (Nappe supérieure) :

ELU: $As = 8.15\ cm^2$

ELS: $As = 12.53\ cm^2$

As = 12.53 cm² ⟹ 4 HA20

4.13.2.2 Ferraillage transversal :

La dalle centrale (Nappe inférieure) :

En travée :

ELU: $As = 23.35\ cm^2$

ELS: $As = 32.73\ cm^2$

As = 32.73 cm² ⟹ 7 HA 25

Sur appui :

ELU: $As = 11.39\ cm^2$

ELS: $As = 17.02\ cm^2$

As = 17.02 cm² ⟹ 6 HA 20

La dalle en encorbellement (Nappe supérieure) :

ELU: As = 2.28 cm^2

ELS: As = 3.57 cm^2

As = 3.57 cm^2 ⟶ 7HA 14

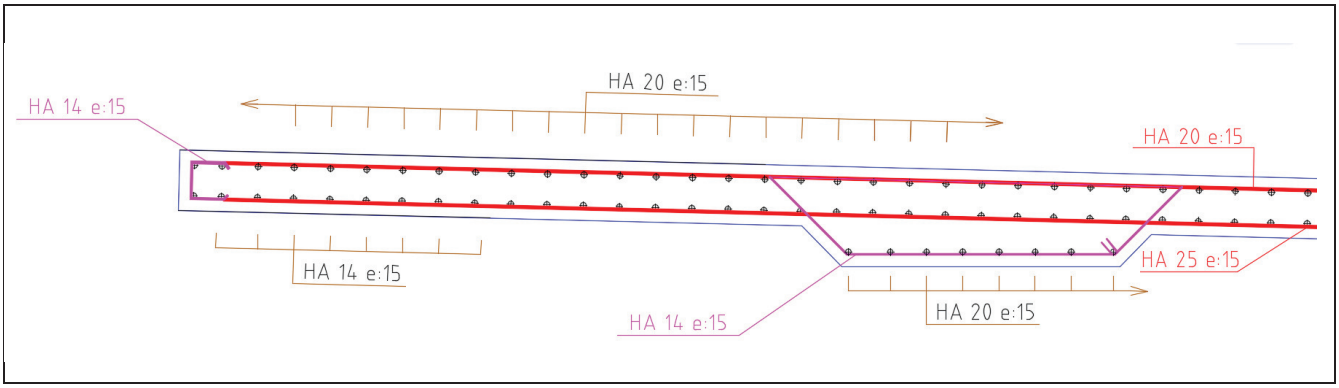


Figure 35 Ferraillage de la dalle

4.14 Étude des connecteurs :

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux). C'est pourquoi Il est nécessaire de prévoir des organes de liaison.

Toute la théorie des éléments mixtes acier-béton est basée sur l'hypothèse qu'il existe une liaison entre l'acier et le béton. Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier béton. Ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif. On distingue quatre types de connexion :

- La connexion par butée qui bloque l'effort horizontal avec plus ou moins de brutalité selon son degré de raideur.
- La connexion par ancrages qui travaille en traction comme des barres d'ancrage ou comme des étriers de ferraillage.
- La connexion par butées et ancrage qui reprend les deux modes précédents.
- La connexion par frottement peu employée qui consiste à mobiliser le frottement entre le béton et un plat vertical continue soudée sur la semelle de la poutre au moyen d'une précontraintes transversale de la dalle

Pour notre cas. le choix s'est porté sur des connecteurs de type goujons. Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance). La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton. La résistance d'un goujon est

inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais ils ont une grande facilité de mise en œuvre.

Caractéristiques des connecteurs choisis :

- h=200mm. d=22mm.
- Goujons Nelson ST37 3K
- Limite élastique σ_e =350Mpa

La détermination du nombre des connecteurs pour chaque tronçon:

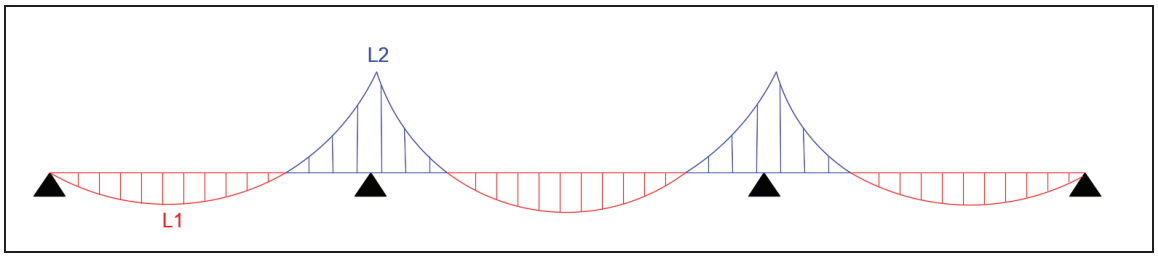


Figure 36 Variation des distances L en fonction du moment fléchissant

<u>La largeur effective de la dalle :</u>

$$\begin{cases} b_{eff} = 6.625\text{m} \\ b_1 = b_2 = 2.75\text{ m} \end{cases}$$

1. **Résistance de calcul des connecteurs :**
   Tronçon L1(0,75x55=41,25m) :

Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU : $F_G = \min (Fa. Fb)$

$$Fa = \frac{As \times \sigma e}{1.05} = \frac{0.1855 \times 335}{1.05} = 59.183\text{ MN}$$

$$Fb = \frac{0.85 \times Fcj}{\gamma c} \times b_{eff} \times b_h = 30.99\text{ MN}$$

On a Fcj = 35 MPa.

Donc: F_G = **30.99 MN**

$$\sigma_G = \frac{FG}{B} = 18.71\text{ Mpa}$$

Section a:

$F_{Ga} = b_2 \times \sigma \times h = 12.86$ MN.

$$\tau_{ua} = \frac{FG^a}{h \times L1} = \frac{12.86}{0.25 \times 41.25} = 1.247\text{ Mpa}$$

Section b:

$F_{Gb} = F_{Ga} = 12.86$ MN.

$\tau_{ub} = \tau_{ua} = 1.247$ Mpa

Vérification :

$\tau u = \text{Max}(\tau_{ua}. \tau_{ub}) = 1.247 \leq \text{Min}(0.13\ fcj.\ 5MPa) = 3.25$ Mpa ⟹ Donc c'est vérifié

L'ELU:

$R_1 = \frac{67 \times d^2 \times \sqrt{Fcj}}{1.3} = \mathbf{0.1475\ MN}$; $R_2 = \frac{0.7 \times \pi \times \frac{d^2}{4}}{1} \times \sigma_c = \mathbf{0.09446\ MN}$

d = 22 mm ; Fcj = 35 Mpa

$R_{ELU} = \text{Min}(R_1. R_2) = \mathbf{94.46\ KN}$

$N = \frac{FG}{RELU} = \frac{30.99}{0.09446} = 328$ goujons

Espacement des goujons :

Soit un espacement de $e = \frac{41.25}{328} = 0.125$ m ⟹ e = 12.5 cm.

L'espacement « e » est très petit. Ce qui nous ramène au choix de mettre 3 files de goujons.

Ce qui nous donne : $\frac{328}{3} = 110$ goujons espacés entre eux de : $e = \frac{41.25}{110} = 37{,}5$ cm

L'ELS:

$R_{ELS} = 0.6 \times R_{ELU} = 0.6 \times 94.46 = 56.67$ KN

On calcule le flux de cisaillement q:

$q = \frac{V \times S}{Im}$ et $S = A_b \times (\frac{Cb}{n})$

Avec

V : effort tranchant.

A_b : Section du béton.

C_b : distance entre le centre de gravité du béton et celui de la section mixte.

$S = A_b \times \left(\frac{Cb}{n}\right) = 0.3885\ cm^3$

$q = \frac{V \times S}{Im} = \frac{7.078 \times 0.3885}{0.9827} = \mathbf{2.728\ MN/m}$

Règle de ±15% :

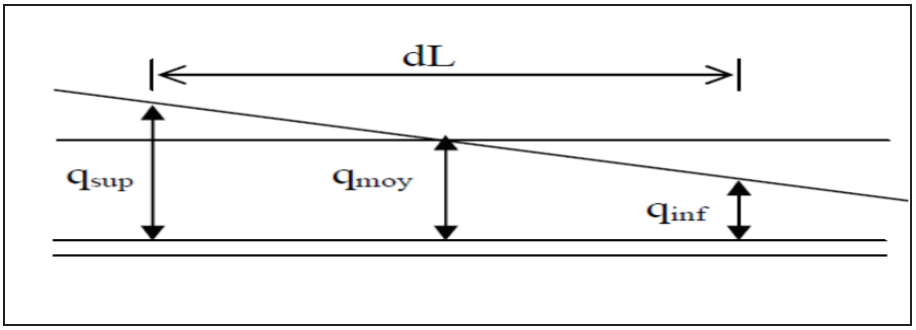


Figure 37 Variation du flux de cisaillement

Le nombre de connecteur sur dL est égal à N :

$N = \frac{\text{Fglissement sur dL}}{\text{RELS}}$ et $\text{Fglissement} = \frac{qsup+qinf}{2} \times dL$

q est majoré de 15% ⟹ $q_{sup} = q \times 1.15 =$ **3.1372 N/mm**

q est minoré de 15% ⟹ $q_{inf} = q \times 0.85 =$ **1.5147 N/mm**

$\text{Fglissement} = \frac{qsup+qinf}{2} \times b_{eff} =$ **15.409 KN**

$N = \frac{\text{Fglissement sur dL}}{\text{RELS}} = 272$ goujons

Espacement des goujons : $e = \frac{6.625}{272} =$ **2.5 cm** petit

On prend e=12cm

Nombre de goujon par files $= \frac{6.625}{0,12} = 56$ ⟹ 5 files de 56 goujons

Donc on va mettre 5 files de 56 goujons.

NB: le calcul de tronçon L_2 se trouve Dans l'annexe.

4.15 Étude des assemblages par soudage :

4.15.1 Introduction :

L'assemblage est une disposition qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elle pour assurer la continuité et la stabilité des ponts vis-à-vis de toute les actions à court moyen et long terme. Pour cela il faut éviter d'effectuer l'assemblage au niveau des appuis et points des moments max.

Dans notre cas ou l 'assemblage bout à bout des poutres d'épaisseurs différentes. Les soudages est la technique la plus intéressante. Pour clarifier quelques notions souvent employées dans cette partie. Il nous semble utile de définir les termes suivants :

Joint soudé : ensemble de l'élément de liaison entre les pièces assemblées constitué par les soudures et les zones influencées thermiquement du métal de base.

Soudures : partie du joint soudé constitué par le métal d'apport fondu.

Anomalie : imperfection interne ou externe d'un joint soudé.

4.15.2 Principe du soudage :

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes. Cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode.

La fusion est provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi crée.

4.15.3 Les avantages d'assemblage par soudage :

La soudure est le moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication en atelier. Son emploi sur chantier est moins généralisé à cause des difficultés de mise en œuvre liées souvent à des conditions climatiques pas toujours favorables.

Les principaux avantages qu'offre l'emploi de la soudure sont :

- La réalisation d'assemblages rigides. Donc peu déformables.
- Une diminution du temps de préparation des pièces de l'assemblage par apport au boulonnage, notamment dans le cas de soudures non pénétrées (pas de trous à percer réduction du nombre de couvre-joints et de plaques de tète)
- Une simplification des assemblages.
- Une amélioration de l'apparence de la construction.
- La réalisation d'un assemblage étanche.

4.15.3.1 Soudures d'angle :

Des soudures d'angle peuvent être utilisées pour l'assemblage de pièces lorsque les faces forment un angle compris entre 60° et 120°.

Dimensionnement des cordons de soudures :

Cordon entre âme et semelle d'une poutre a âme pleine (Selon la norme française NF 22-470)

Contraintes dans les cordons : $\tau = \frac{VS}{2aIxx}$

S : moment statique de la semelle par rapport à l'axe d'inertie de la section complète.

V : effort tranchant.

Ixx= moment d'inertie de la section complète par rapport à l'axe x.

a : l'épaisseur d'un cordon d'angle appelée aussi gorge de la soudure.

En se plaçant en sécurité. La formule simplifiée suivante peut être utilisée :

$$a \geq \frac{kV\sqrt{3}}{2\sigma e.ha}$$

En admettant que $\tau \leq \frac{\sigma e}{\sqrt{3}}$ la condition ci-dessus devient avec : V= ha ×ea.

$$a \geq \frac{Kea}{2}$$

K : coefficient de minoration en fonction de la nuance d'acier. Pour des aciers S355 : K= 0.9
Dans notre cas nous avons des âmes de même épaisseur à chaque poutre

$$a \geq \frac{Kea}{2} = \frac{0.9 \times 30}{2} = 13.5 \text{ mm}$$

On prend a =14 mm.

4.15.4 Contrôle des soudures :

Le contrôle des joints soudés est indispensable pour garantir la qualité requise. On peut classer les différentes méthodes de contrôle en deux catégories:

Les contrôles destructifs qui s'appliquent essentiellement à des éprouvettes servant au contrôle des procédés de soudage comprenant principalement:

- Les macrographies (examen à l'œil nu ou à la lampe binoculaire avec polissage)
- Les micrographies (examen au microscope avec polissage poussé). - Les essais de traction. - Les essais de pliage.
- Les essais de dureté.
- Les essais de résilience.

Et les contrôles non destructifs dont les plus courants sont:

- L'examen visuel.
- L'examen par ressuage.
- L'examen par magnétoscopie.
- L'examen par radiographie.
- L'examen ultrasons.

Les examens par ressuage et par magnétoscopie permettent de déceler uniquement les fissures superficielles ou celles débouchant en surface des joints soudés.

Ces examens sont faciles à exécuter ils ne demandent que très peu de matériel et sont relativement fiables.

Les examens par radiographie sont très utilisés pour révéler des anomalies volumiques, telles que les pores ou les inclusions de laitier à l'intérieur de la soudure ; par contre les fissures (surtout celles qui sont parallèles à la direction des rayons) sont très difficiles à détecter.

Les examens par ultrasons permettent de localiser les anomalies telles que les fissures et les défauts de collage avec une bonne précision en grandeur et en direction par contre. Ce procédé nécessite un manipulateur très expérimenté du fait des multiples échos parasites que l'on peut observer sur l'écran et qui pourraient conduire à une interprétation erronée des résultats.

4.15.5 Nettoyage des soudures :

Lorsque les pièces de charpente sont préparées et pré peint avant leur usinage. Il faut veiller à masquer la zone des soudures (normalement une zone de 50mm de large suffit). Les couches de peinture existantes peuvent être enlevées par sablage ou polissage en nettoyant les soudures. Il non seulement considérer la soudure elle-même, mais aussi les dépôts alcalins laissés à la surface par certains procédés de soudage et les projections ou les goûtes au voisinage des soudures.

4.16 Calcul des entretoises :

4.16.1 Introduction :

L'importance des entretoises résident dans le fait qu'elles sont susceptibles de repartir les surcharges et le poids propre sur les poutres. Elles servent aussi le contreventement transversal de l'ouvrage en s'opposant au déversement des poutres. Leurs déformations sont négligeables puisqu'elles sont supposées infiniment rigides.

Pour notre calcul. Nous aurons à considérer de types d'entretoises :

- Entretoises d'about.
- Entretoises intermédiaires.

4.16.2 Entretoises d'about PRS2000 :

Leur vérification se fera vis-à-vis de l'effort des vérins lors du soulèvement du tablier pour changer les appareils d'appuis, les entretoises vont supporter le poids propre du tablier sans surcharges d'exploitation.

4.16.2.1 Disposition des vérins :

Les vérins seront disposés de façon à avoir les mêmes réactions à leur niveau.



Figure 38 Disposition de vérins

R1 et R2 et sont respectivement les réactions ramenées par la poutre 1 et 2 dues au poids du tablier : R1= 3502.4 KN

R2 = 3352.5 KN

4.16.2.2 Vérification de résistance :

On a Mmax = R.d = 5.2536 MN.m et Tmax= 3.5024 MN

I = 0.0474 m^4 ⟹ w = 0.0474 m^3

$\sigma f = \frac{M}{W} = \frac{5.2536}{0.0474} = 110.835$ Mpa < 0.6 σe = 213 Mpa

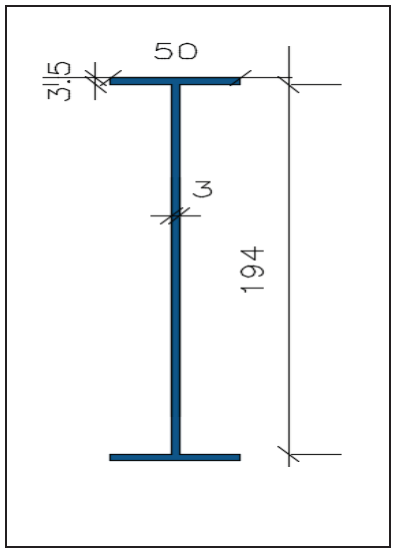


Figure 39 Les dimensions du PRS 1000

4.16.2.3 Vérification au cisaillement :

$\tau = \frac{T}{hw.tw} = \frac{3502.4}{1.94x0.03} =$ 60.18 Mpa ≤ 0.65 x $\frac{2}{3}$ x σe = 142 Mpa ⟹ Vérifiée

4.16.3 Vérification au voilement de la semelle :

$\frac{b}{e} = \frac{500}{35} = 14.29 \leq 15\sqrt{\frac{240}{\sigma e}} = 15.92$ ⟹ Vérifiée

4.16.4 Étude de l'entretoise intermédiaire IPE400 :

On veut vérifier la résistance des entretoises sous la charge transversale de vent. La pression du vent est prise à l'ELU à 2.00 KN/m². On va majorée avec un coefficient de sécurité de 1.5 la pression à l'ELU est donc : QELU=3KN/m²

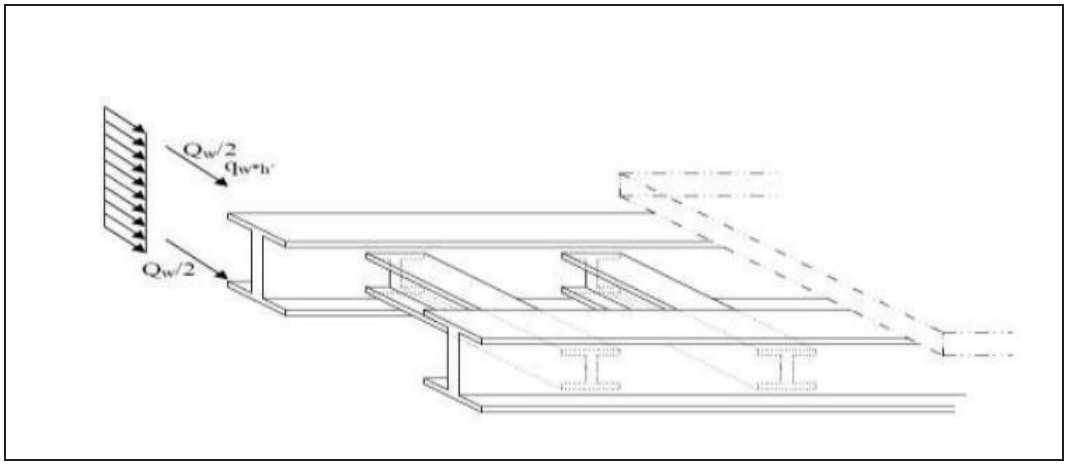


Figure 40 L'effet du vent sur les entretoises

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de :

$h' = h_{poutre} + e_{dalle} +$ corniche$= 4.2$ m

Ce qui implique Qw =3000 N/m^2

L'hypothèse de calcul est que la moitié Qw est reprise par la dalle et l'autre moitié par la semelle inférieure. D'où les efforts suivant sur l'entretoise sont :

$$Mw = \frac{Qw}{2} \cdot \frac{Hpoutre}{2} = \frac{94.5}{2} \times \frac{3.75}{2} = 88.594 \text{ KN.m}$$

$$Tw = \frac{94.5}{2} \cdot \frac{Hentre}{\text{largeur de semelle}} = 128.864 \text{ KN}$$

Vérification de résistance :

$$\sigma f = \frac{M}{W} = 28.867 \text{ Mpa} \leq \sigma = 355 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{hw.tw} = 19.107 \text{ Mpa} \leq 0.6 \text{ x } \sigma e = 213 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

4.17 Calcul des déformations :

4.17.1 Calcul de la flèche

La flèche maximale se trouve au droit de la section où le moment est max.

Travée de rive L = 55 m

Les efforts ne sont ni majorés ni pondérés pour le calcul des flèches.

Charge permanente : q = CP = **128.0396 KN / ml**

La charge pour chaque poutre : $\frac{q}{2} = \frac{CP}{2} =$ **64.02 KN / ml**

$$y = \frac{ql^4}{192EIn}$$

n = ∞ ; $I_\infty = 0.7447\ m^4$ ➡ y = 0.02 = **2 cm**

Charge complément permanente : q = CCP = **41.8 KN / ml**

La charge pour chaque poutre : $\frac{q}{2} = \frac{CCP}{2} = 20.9$ **KN / ml**

n = 18 ; $I_{18} = 0.9827\ m^4$ ➡ y = 0.005 = **0.5 cm**

Surcharge D240 :

$$y = p \times \alpha \times \frac{3l^2 - 5\alpha^2}{96EIn}$$

n = 6 ; $I_6 = 1.1609\ m^4$ ➡

- y = 0.015 = **1.5 cm**
- ymax = 2 + 0.5 +1.5 = **4 cm**
- ycf = ycp + yccp = **2.5 cm**

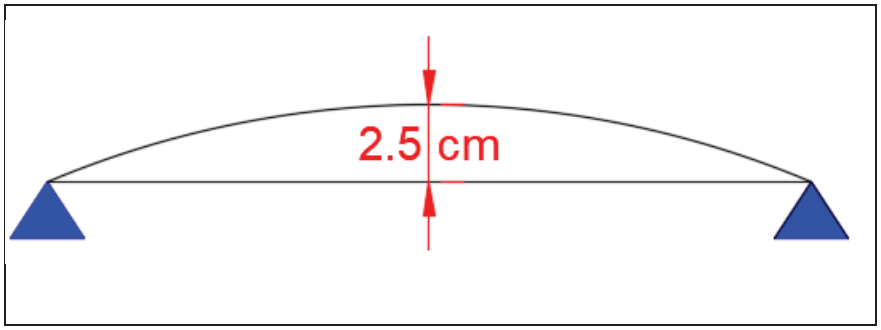


Figure 41 Contre flèche de la travée de 55m

Travée principale L = 90 m

Charge permanente: y = **7 cm**

Charge complément permanente : y = **1.7 cm**

Surcharge D240 :

y = 0.015 = **3.6 cm**

ymax = 7 + 1.7 +3.6 = **12.3 cm**

ycf = ycp + yccp = **8.7 cm**

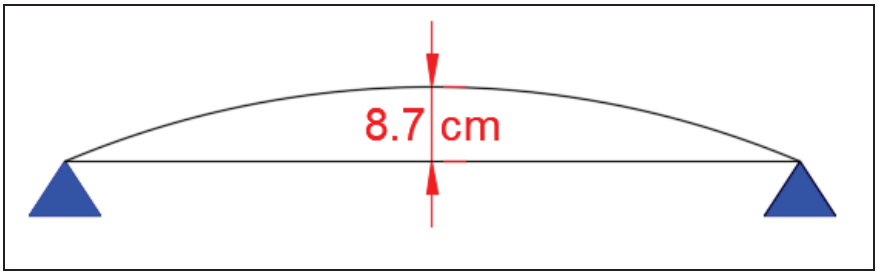


Figure 42 Contre flèche de la travée de 90m

4.18 CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis d'étudier le tablier en termes de résistance aux contraintes aussi qu'au différents instabilités. En prenant en compte la notion d'équivalence et la dalle collaborant ou simplement « la section mixte ». Le tablier est aussi étudié du coté entretoisement et assemblages.

6. LES EQUIPEMENTS DES PONTS

4.19 Introduction :

On désigne par équipements l'ensemble des dispositifs en rapport avec le pont de nature, conception et de fonctionnements très divers (les appareils d'appuis, les joints de chaussées…), dont le but est de rendre le tablier de pont apte à remplir sa fonction notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs n'ont pas la pérennité de la structure elle-même donc ils ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage.

4.20 Les Appareil d'appui :

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis (pilles et culées) par l'intermédiaire d'appareils d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

4.20.1 Le rôle des appareils d'appuis :

Les appareils d'appuis ont pour rôle :

- La transmission des efforts normaux.
- Les déplacements horizontaux.
- Les rotations de la structure de directions quelconques.
- La transmission des efforts horizontaux, dans certaines limites.

4.20.2 Types des appareils d'appui :

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appui en élastomère fretté.
- Les appareils d'appui spéciaux.
- Les appareils d'appui métalliques.

Pour notre ouvrage, on va utiliser des appareils d'appuis en élastomère fretté, ayant les caractéristiques suivantes :

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhérisation) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

On utilise les appareils d'appui du type B, ils comportent n+1 frettes métalliques et n feuillets d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 millimètres et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi feuillet e = ti / 2.

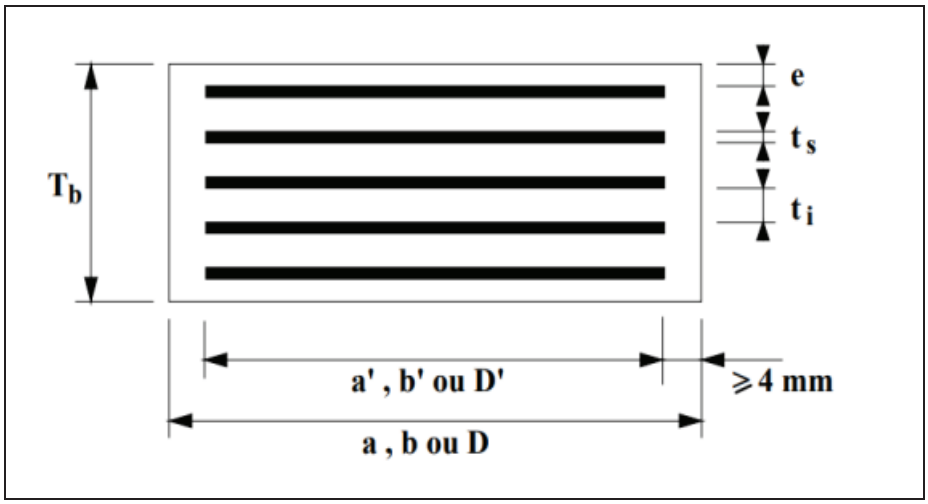


Figure 43 Définition géométrique d'un appareil d'appui.

a (a') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction longitudinale du pont.

b (b') : dimension de l'élastomère (de frette) dans la direction transversale (a ≤ b).

ti : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

ts : épaisseur d'une frette élémentaire.

Tb : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : Tb = n (ti + ts) + ts + 2 e.

Te : épaisseur nominale totale d'élastomère : Te = nti + 2e.

Tq : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement : Tq = nti + 2e.

n : nombre de feuillets élémentaires d'élastomère.

e : enrobage.

4.20.3 Évaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

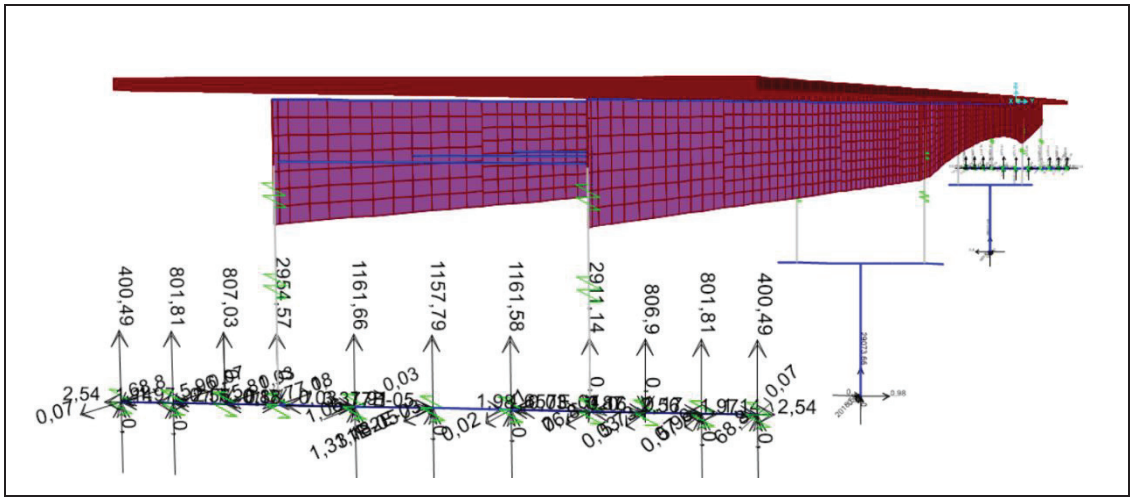


Figure 44 Réaction d'appui sous la combinaison ELU max

Tableau 30 Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis.

	Les réactions max (MN)	
Combinaisons	Sur pile	Sur culée
1.35G+1.35A(L)	11.59	/
1.35G + 1.35D240	/	2.96

4.20.4 Dimensionnement des Appareils d'Appuis

Aire de l'appareil d'appui

$$\frac{N_{max}}{a'b'} \leq \sigma_{adm} = 20 \text{ MPa}$$

Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui Tb :

Condition de non-flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T_b \leq \frac{a}{10}$$

Avec : a : est le grand côté de l'élastomère.

Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur de la frette doit respecter les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s \leq \dfrac{a \cdot \sigma_m}{\beta \cdot \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases}$$

Tel que : $\sigma_e = 235$ MPa $\quad \sigma_m = \dfrac{N_{max}}{a' b'} \quad \beta = \dfrac{a.b}{2\ G.(a+b)}$

Les résultats et le choix sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 31 Les dimensions de l'appareil d'appui.

	Sur pile	Sur culée
T	**80 ≤ T_b ≤ 160**	**50 ≤ T_b ≤ 100**
Ts	> 2.77 mm	> 1.81 mm
n	6	5
En prendre	6 Feuilles d'élastomère : ti = 16 mm. 7 Frettes métalliques de : ts = 6 mm. Enrobage des chants : 5 mm. Enrobage extérieur : 6 mm	5 Feuilles d'élastomère : ti = 10 mm 6 Frettes métalliques de : ts = 4 mm. Enrobage des chants : 5 mm. Enrobage extérieur : 3 mm
(a×b×T)	(800×800×150) mm^3	(500×500×80) mm^3

4.20.5 Évaluation des Efforts horizontaux :

4.20.5.1 Efforts dus aux Actions statiques :

L'effort statique en tête de chaque appui est donné par la formule :

$$H_{sta} = \frac{\Delta x \cdot G.a.b}{Te}$$

G : module de déformation transversale d'appareil d'appui, G = 0,9 MPa.

Δx : déformation due à la force considérée.

a×b : dimensions de l'appareil d'appuis.

Te : épaisseur des feuillets d'élastomère

- <u>Action due à la variation de la température :</u>

$$\begin{cases} H_T = \dfrac{\Delta T \cdot G.a.b}{Te} \\ \varepsilon t = \dfrac{\Delta T}{L} = 10^{-4} \\ \Delta_T = 10 \text{ mm} \end{cases}$$

- Retrait :

$$\begin{cases} H_r = \frac{n.\Delta r .G.a.b}{Te} \\ \varepsilon r = \frac{\Delta r}{L} = 2.4 \times 10^{-4} \\ \Delta_r = 24 \text{ mm} \end{cases}$$

1.1.1.1 Efforts dus aux Actions dynamique :

Les actions dynamiques (effort de freinages système A(L) et Bc).

Sous la charge A(l) : $f_{AL} = \frac{A(L).S}{20+0.0035.S}$

Sous la charge BC : $f_{bc} = 300 \times bc$

Vérification des appareils d'appuis :
Selon le RPOA en doit vérifier :

- **Résistance à la compression :**

La contrainte normale sous charge de compression à une valeur limite de 20Mpa.

$$\sigma_e = \frac{Nmax}{a \times b} \leq 20Mpa$$

Tableau 2 Vérification de résistance

Paramètres	Sur pile	Sur culée
Nmax (MN)	11.59	2.96
(a × b) (m^2)	0.64	0.25
σe (Mpa)	18.11	11.82
Vérifiée	Oui	Oui

- **Sécurité au flambement :**

On doit vérifier

$$\begin{cases} \gamma s \times Pu \leq Pc \\ Pc = \frac{4.G.B.S^2.d}{h} \\ S = \frac{a \times b}{2.t.(a+b)} \end{cases}$$

Tableau 3 Vérification de flambement

Paramètres	Sur pile	Sur culée
S	12.5	12.5
d (m)	0.022	0.014
h (m)	0.15	0.08
B (m²)	0.64	0.25
Pc (Mpa)	52.8	24.61
Pu (Mpa)	11.59	2.96
γs.Pu	34.77	8.88
Vérifiée	Oui	Oui

Notation :

γs: Le coefficient de sécurité , γs = 3.

Pu : La valeur maximale des charges verticales à l'ELU.

Pc : La charge critique de flambement.

B : L'aire nominale de l'appui.

d : La somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de l'appareil d'appui.

h : La hauteur totale de l'appareil d'appui.

S : Le facteur de forme.

t : Epaisseur d'un feuillet de l'appareil d'appui.

- **Limitation de la distorsion :**

On doit vérifier :

$$\delta = \tan(\gamma) \leq \delta_c$$

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limiter à une valeur critique δc :

$$\delta c = 0.7 + 4(\delta 0 - 0.7)(0.25 - p) \quad \text{si } p \leq 0.25$$

$$\delta c = 1.4(1 - 2p) \quad \text{si } p > 0.25$$

Avec :

$$\begin{cases} p = \frac{Pu}{Pc} \\ \delta = \frac{d}{T} \\ \delta_0 = \frac{b}{T} \end{cases} \qquad \text{tq : } [0.7 < \delta_0 < 2]$$

Tableau 4 Vérification de distorsion

Paramètres	Sur pile	Sur culée
p	0.22	0.12
δ_0	2	2
δc	0.856	1.38
d	0.103	0.12
δ	0.68	1.51
Vérifiée	Oui	Non

⟹ On doit placer des dispositifs de non-distorsion (culée)

Notation:

b : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire.

δ : La distorsion de l'appareil d'appui.

hc : épaisseur total d'élastomère

d : Déplacement horizontal $d = \frac{F}{Ka}$

F : l'effort horizontale.

Ka : rigidité de l'appareil d'appui $Ka = \frac{G.A}{H}$

A : surface de l'appareil d'appui

H : (hauteur de l'appareil d'appui – épaisseur des aciers)

Vérification de non-glissement :

On doit vérifier :

$$H < f.N$$

Avec : $f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma m}$

H : l'effort horizontal.

N : effort de compression vertical.

f : coefficient de frottement.

σ_m : la contrainte moyenne de compression.

Tableau 5 Vérification de non-glissement

Paramètres	Sur pile	Sur culée
N	11.59	2.96
σ_m	18.11	11.82
f	0.13	0.15
H	2.51	1.16
f.N	1.51	0.44
Vérifiée	Non	Non

⟹ On doit placer des dispositifs de non-glissement (pile et culée).

4.21 DÉS D'APPUIS :

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur « chevêtre », ainsi qu'assure le dévers du tablier

4.21.1 Dimensionnement des dés d'appuis

Les dimensions (a_1, b_1, h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, on choisit les dimensions suivantes :

$$a_1 \geq a + 200$$
$$b_1 \geq b + 200$$
$$h_1 \geq \frac{a \times b}{a+b}$$

Tableau 36 Dimensionnement des dés d'appuis

Paramètres	Sur pile	Sur culée
a (mm)	800	500
b (mm)	800	500
a_1(mm)	1000	700
b_1(mm)	1000	700
h_1(mm)	400	250
($a_1 \times b_1 \times h_1$)	(1000×1000×400)	(700×700×250)

4.21.2 Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile :

Les déférentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide (**BAEL 91 R 99**)

Armatures de frettage :

Elle est placée la plus près possible de la surface supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées est capable de reprendre un effort égal à 4% de R.

$$A_s \geq \frac{0.04\ N}{\sigma s}$$

Armatures d'éclatement :

La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :

$$Rj = 0.25\ (1 - \frac{b0j}{dj})\ Ruj$$

Pour chaque charge concentrée, et pour chaque plan, on calcule une section d'acier d'éclatement :

$$Aej = \frac{Ruj}{kj.\sigma s}$$

Le coefficient kj prenant les valeurs suivantes :

• kj = 1 si j repère une position d'extrémité ;

• kj = 1,5 si j repère une position intermédiaire

En prend : kj = 1

Tableau 6 Ferraillage dés d'appui

Paramètres	Sur pile		Sur culée	
N	11.59		2.96	
σs	434.78		434.78	
Armatures de frettage	10.66 cm^2	8 HA14	2.72 cm^2	5 HA 12
Armatures d'éclatement	13.33 cm^2	8 HA16	4.83 cm^2	5 HA 14

Notation :
N : Réaction maximale du tablier.
σs : Contrainte maximale des acier

4.22 Joint de chaussée :

Les tabliers de ponts subissent des variations dimensionnelles longitudinales dues à des variations de température, du retrait, du fluage et des déformations d'exploitation. Il convient de rendre le tablier librement dilatable, donc de ménager un jeu à ses ou à une de ces extrémités



Figure 1 Joint de chaussée

Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

• **La résistance :** le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), doit être garantis et de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

• **L'étanchéité :** En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

NB : le détail des caractéristiques des joints de chausse se trouve dans l'annexe.

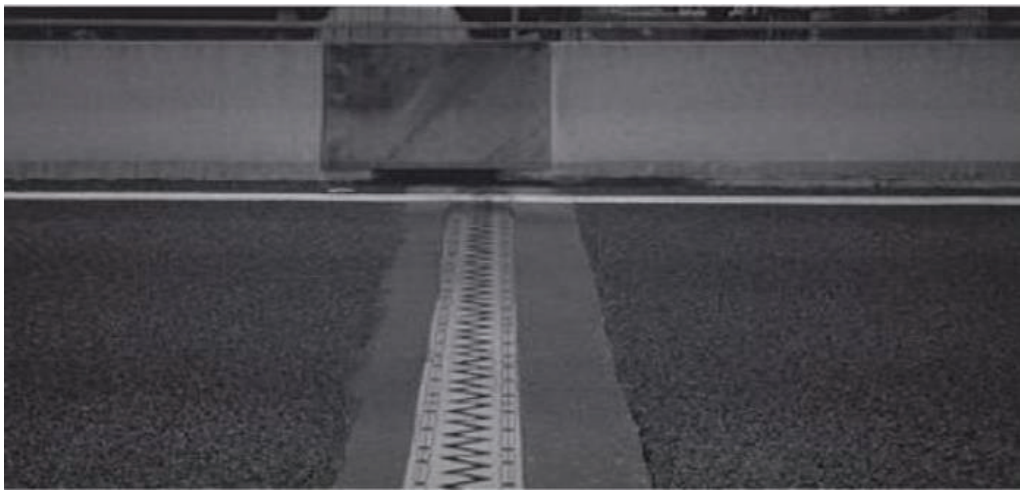


Figure 46 Joint du type Wd (souffle moyen)

Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

- **Confort et esthétique :** souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que Soit l'importance du hiatus plus une absence de bruits de vibrations

• **La résistance :** le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), doit être garantis et de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

• **L'étanchéité :** En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

Calcul du souffle du joint de chaussée :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint, correspond à une variation de température. Les variations maximales de la longueur ΔL des tabliers définissant donc le souffle du tablier. Le souffle est la somme algébrique de plusieurs facteurs : la température, retrait, fluage et séisme.

$W = Wr + 0.4W_T + Ws/3$

W : Souffle total du joint

Wr : Souffle des déformations différées (retrait +fluage)

W_T : Souffle thermique.

Ws : Souffle sismique.

$\frac{WT}{L} = 10^{-4}$ $W_T = 10$ mm

$\frac{Wr}{L} = 2.4 \times 10^{-4}$ $Wr = 24$ mm

Le souffle sismique a été calculé lors du calcul des efforts sismiques (Ws = 23.71 cm).

W = 10.70 cm

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en utilisant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de $8 \leq W \leq 11$ cm, il faut considérer la famille de joints appelée Wd (Wd110).

NB : le détail des caractéristiques des joints de chausse se trouve dans l'annexe.

4.23 Le Plot Parasismique :

Ils sont en béton armé, ils sont encastrés aux extrémités du mur frontal sur la partie supérieure. Ils sont distingués à empêcher le déplacement transversal du tablier sous l'effet d'un séisme transversal.

4.23.1 Conception des plots parasismiques :

La conception des plots parasismique consiste à :

- Empêcher les déplacements du tablier sur les deux sens transversaux.
- Une hauteur supérieure par rapport au niveau de la semelle inférieur.
- Un espacement qui permet la dilatation des plots parasismique.

Pour cela on a choisi deux plots parasismiques sur chaque appui qui prend les caractéristiques suivantes :

Sur pile :

- Une hauteur de 75cm.
- Une section de 70x100cm.
- Un espacement de 2 cm par apport à la poutre.

Sur culée :

- Une hauteur de 50cm.
- Une section de 50x100cm.
- Un espacement de 5cm par apport à la poutre.

La composante horizontale de séisme est égale au 12% du charge

4.23.2 L'évaluation des efforts agissant sur le plot :

Pile :

La combinaison de charges s'est faite à l'ELU :

R_{ELU} =1.35G +1.6AL R_{ELU} = 11.59 MN

Mu = H x e H= 0.12 R_{ELU} H = 0.12 x 11.59 = **1.39 MN**

Avec : H : effort horizontal transmis au plot.

h : la hauteur de plot.

e : distance entre le point d'impact de la poutre sur le plot et la fibre inf. de plot (e = 0.71 m)

M_{ELU} = H x e = 1.39 x 0.67 = **0.93 MN.m**

R_{ELS} =G+1.2AL= **8.61 MN** H =0.12 R_{ELS} = 0.12 x 8.61 = **1.03 MN**

M_{ELS} = H x e = 1.03 x 0.67 = **0.69 MN.m**

Culée :

La combinaison de charges s'est faite à l'ELU ;

R_{ELU} =1.35G+1.35D240 R_{ELU} = 2.96 MN H =0.12 R_{ELU} = 0.12 x 2.96 = **0.35 MN**

M_{ELU} = H x e = 0.35 x 0.54 = **0.19 MN.m**

R_{ELS} =G+D240 = 1.42 MN H =0.12 R_{ELS} = 0.12 x 1.42 = **0.17 MN**

M_{ELS} = H x e = 0.17 x 0.54 = **0.09 MN.m**

Ferraillage des plots :

Pile :

Le ferraillage du plot se fait en flexion simple.

M_{ELU}= 0.93 MN.bm; M_{ELS}= 0.69 MN.m

As = **21.39 cm²** **7 HA20**

Ac = $\frac{As}{3}$ = **7.13 cm²** **7 HA12**

Les cadres : **HA 10**

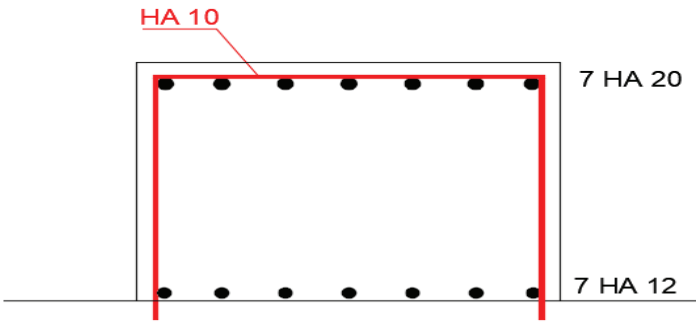


Figure 47 Ferraillage du plot (Pile)

Culée :

Le ferraillage du plot se fait en flexion simple.

M_{ELU}= 0.11 MN.m ; M_{ELS}= 0.05 MN.m

As = 2.53 cm^2 **7 HA12**

Ac = $\frac{As}{3}$ = 0.84 cm^2 **7 HA12**

Les cadres : **HA 10**

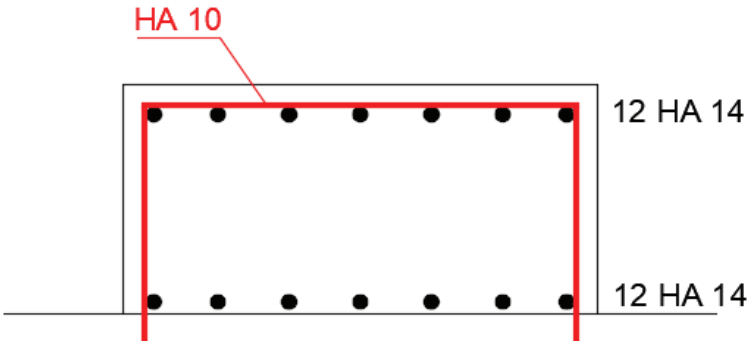


Figure 48 Ferraillage du plot (Culée)

4.24 CONCLUSION :

On a vu dans ce chapitre le rôle de chacun des équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usages. L'aménagement du tablier avec ces équipements parmi les dernières étapes d'étude de la superstructure d'un pont, avant de passée à l'étude statique et sismique de l'infrastructure dans le chapitre suivante.

7. ETUDE SISMIQUE

4.25 Introduction

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance sous séisme potentiel soit suffisamment faible.

4.26 Méthode de calcul

Pour l'étude sismique, le règlement R.P.O.A propos deux (2) méthodes d'analyses :

- L'analyse monomodale.
- L'analyse spectre de réponse.

Mais tout d'abord, il faut passer par des conditions a vérifiées pour justifier l'utilisation de la méthode.

Et car la méthode du spectre de réponse est plus générale, on la choisit donc pour effectuer les calculs suivants.

4.27 SPECTRE DE REPONSE

Le spectre de réponse élastique Sae constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique. Les spectres de réponses utilisées pour le calcul sont :

4.27.1 Spectre de réponse élastique (composant horizontale) :

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour la composante horizontale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$\text{Sae}(T,\xi)\ m/s^2 = \begin{cases} AgS\left(1+\frac{T}{T1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta \times AgS & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \times AgS\left(\frac{T2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta \times AgS\left(\frac{3T2}{T^2}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur (= 9,81m/s²)

T_1 , T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

A : Accélération (= 0.25 m/s^2)

S : coefficient de site (= 1.2)

ξ : taux d'amortissement (= 5% pour béton armé)

η : facteur de correction de l'amortissement η ($= \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 1$)

Tableau 38 Valeurs de T1, T2 et S pour la composante horizontale

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.2	0.2
T_2	0.3	0.4	0.5	0.7
S	1	1.1	1.2	1.3

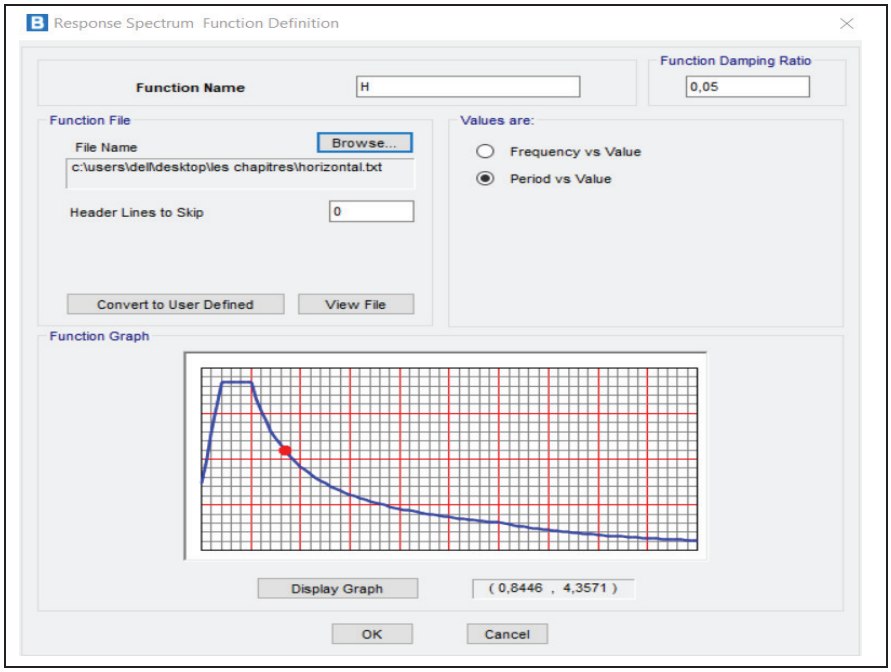


Figure 49 Spectre de réponse élastique (composant horizontale)

4.27.2 Spectre de réponse élastique (composant verticale) :

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour la composante verticale est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage par :

$$\text{Sae } (T, \xi)\ m/s^2 = \begin{cases} \alpha AgS\left(1+\frac{T}{T1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta\alpha \times Ag & T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\alpha \times Ag\left(\frac{T2}{T}\right) & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2.5\eta\alpha \times Ag\left(\frac{3T2}{T^2}\right) & T \ge 3s \end{cases}$$

α : coefficient d'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité(= 0.7 zone IIa).

Tableau 39 Valeurs de T1, T2 pour la composante verticale

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0.15	0.15	0.2	0.2
T_2	0.3	0.4	0.4	0.4

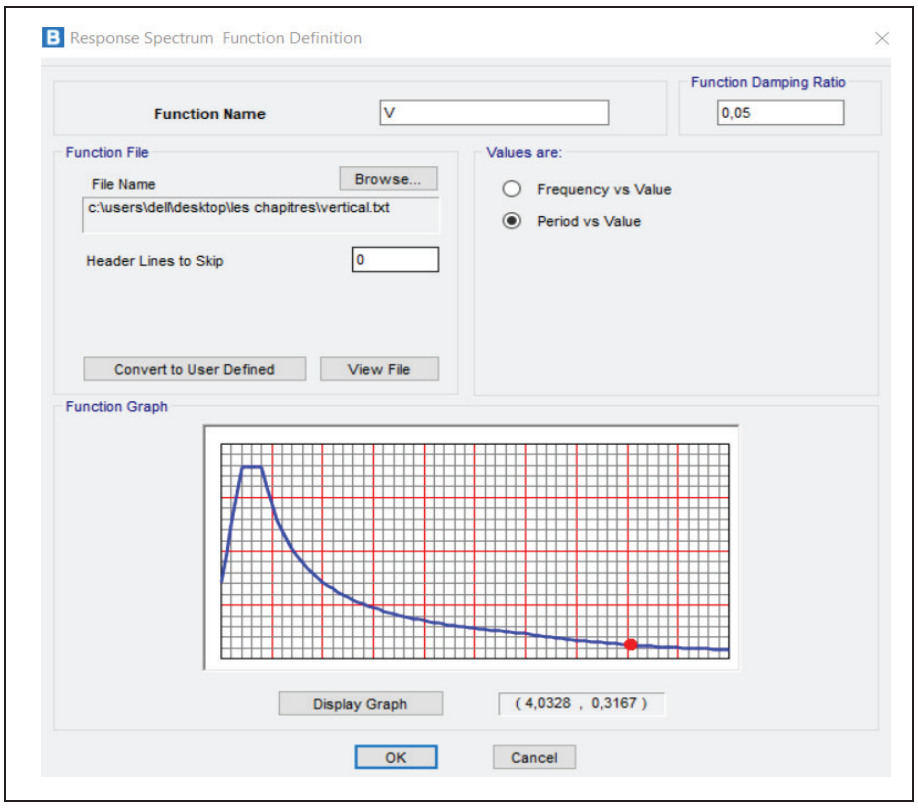


Figure 50 Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.

4.27.3 Modes Propres :

Le calcul des modes est dans l'annexe.

4.27.4 Évaluation des efforts sismiques

Tableau 40 Distribution des forces due à EX sur chaque appui (due au tablier)

EX	C1	P1	P2	C2
F_L (KN)	**837.93**	**2122.54**	**1637**	**654.25**
F_t (KN)	73.69	23.24	17.94	60.38
F_V (KN)	51.5	42.77	31.52	66.15

Tableau 41 Distribution des forces due à EY sur chaque appui (due au tablier)

EY	C1	P1	P2	C2
F_L (KN)	79.68	26.34	44.6	29.69
F_t (KN)	**889.36**	**1306.7**	**1262.87**	**794.7**
F_V (KN)	58.59	20.64	17.28	52.41

Tableau 42 Distribution des forces due à EZ sur chaque appui (due au tablier)

EZ	C1	P1	P2	C2
F_L (KN)	22.73	16.92	15.97	9.86
F_t (KN)	14.12	12.42	12	15.14
F_V (KN)	**1073.62**	**2452.07**	**2455.77**	**1085.41**

4.27.5 Combinaison des composantes de l'action sismique

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E_1 = Ex \pm 0.3\ Ey \pm 0.3Ez$$

$$E_2 = Ey \pm 0.3\ Ex \pm 0.3Ez$$

$$E_3 = Ez \pm 0.3\ Ex \pm 0.3Ey$$

Où :

Ex, Ey et Ez sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Tableau 43 Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble

Appuis	C1	P1	P2	C2
E_1 (KN)	1591,807	3480,842	3325,731	1565,095
E_2 (KN)	1426,824	2679,083	2490,701	1361,598
E_3 (KN)	1462,825	3250,171	2752,592	1368,283

8. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

4.28 INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure est l'une des options fondamentales du projet, cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble. La détermination des appuis et des fondations d'un ouvrage relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif, cela nous amène à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

4.29 ETUDE DE LA PILE

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont.

4.29.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 70$$

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

lf : longueur du flambement de la pile la plus haute

l_0 : hauteur de la pile la plus haute

i : rayon de giration.

$$i_x = \sqrt{\frac{Ix}{S}} = \sqrt{\frac{1.904}{12.04}} = \mathbf{0.398\ m} \quad \Longrightarrow \quad \lambda_x = \frac{8.617}{0.398} = 21.65 \leq 70$$

$$i_y = \sqrt{\frac{Iy}{S}} = \sqrt{\frac{74.485}{12.04}} = \mathbf{2.487\ m} \quad \Longrightarrow \quad \lambda_y = \frac{8.617}{2.487} = 3.38 \leq 70$$

Donc pas de risque de flambement

4.29.2 Évaluation de la Raideur Totale K

En utilisant les caractéristiques indiquées dans le paragraphe précédent, on calcule les raideurs des différents appuis :

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{Kpile} + \frac{1}{KA-APP}} \qquad \text{tq:} \quad K_{pile} = \frac{3EI}{h^3} \qquad \text{et} \quad K_{A\text{-}APP} = G\frac{a \times b}{T}$$

Avec :

a, b, T : sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur d'élastomère.

G : module de cisaillement de l'appareil d'appui, G = 0.9 MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas sismique.

E : le module de déformation instantanée du béton (fc28 = 27 MPa → E = 33 000 MPa

Tableau 44 Raideurs statiques et dynamiques des appuis (MN/m).

Appui	H(m)	K app dappui		K pile		K app long		K app trans	
		Ks	Kdyn	Long	Trans	Ks	Kdyn	Ks	Kdyn
C1	5.75	4,01	5.35	Infinie		4,01	5.35	4,01	5.35
P1	12.31	5.33	7.11	149,19	5837,5	5.14	6.78	5.32	7.10
P2	9.39	5.33	7.11	383,69	15013,18	5.25	6.98	5.33	7.11
C2	3.57	4.01	5.35	Infinie		4,01	5.35	4,01	5.35

4.29.3 Combinaison des Efforts

Les combinaisons prises en considération sont définies dans le chapitre des charges et surcharges, le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales à l'ELU, à l'ELS et à l'ELA :

Tableau 44 Combinaison des efforts à la base de la pile.

Reactions	Cas	Combinaison	P1
R_L (KN)	ELU	1.35G+1.6Bc+0.9T	612.75
	ELS	G+1.2Bc+0.6T	443.6
	ELA	G+Ex+0.3Ey+0.3Ez+0.4T	1822.782
R_t (KN)	ELU	1.35G+1.6Bc+0.9T	92.846
	ELS	G+1.2Bc+0.6T	68.048
	ELA	G+Ey+0.3Ex+0.3Ez+0.4T	1 280.501
R_v (KN)	ELU	1.35G+1.35D240+0.9T	30 095.59
	ELS	G +1.2AL (3).5 + 0.6T	22 349.80
	ELA	G+Ez+0.3Ey+0.3Ex+0.4T	20 925.49
M_L (KN.m)	ELU	1.35G+1.6Bc+0.9T	9804
	ELS	G+1.2Bc+0.6T	7097.6
	ELA	G+Ex+0.3Ey+0.3Ez+0.4T	27 673.26

M_t (KN.m)	ELU	1.35G+1.6Bc+0.9T	1 485.54
	ELS	G+1.2Bc+0.6T	1 088.77
	ELA	G+Ey+0.3Ex+0.3Ez+0.4T	20 88.016

20.1 Ferraillage des Éléments de la Pile

20.1.1 Ferraillage de chevêtre (sommier ou tête de pile).

Armatures de chainage

$$Ac = \frac{0.25 \times N}{\sigma s} = 66.64\ cm^2 \quad \Rightarrow \quad 14\ HA\ 25$$

Armatures horizontales

$$Ah = \frac{0.125 \times N}{\sigma s} = 33.32\ cm^2 \quad \Rightarrow \quad 14\ HA\ 20$$

Frettes inferieures (d'éclatement)

$$Ai = \frac{0.1 \times N}{\sigma s} = 26.66\ cm^2 \quad \Rightarrow \quad 14\ HA\ 16$$

Frettes supérieures

$$As = \frac{0.04 \times N}{\sigma s} = 10.66\ cm^2 \quad \Rightarrow \quad 14\ HA\ 12$$

20.1.2 Ferraillage de voile de la pile

La colonne est un élément qui est encastré à la base dans la semelle et qui travaille à la flexion composée déviée.

Tableau 45 Ferraillage de voile de la pile.

Armature	Effort	ELU	ELS	ELA
Longitudinale	Rv (KN)	30 095.59	22 349.80	20 925.49
	M_L (KN.m)	9804	7097.6	27 673.26
	M_T (KN.m)	1 485.54	1 088.77	20 488.016
Transversale	R_L (KN)	612.75	443.6	1822.782
	R_T (KN)	92.846	68.048	1280.501

Le ferraillage de mur frontal est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010 :

Section d'acier :

$$As1 = As2 = 20.9\ cm^2/ml \Longrightarrow \text{on prend 5 HA25/ml ; avec St = 20 cm}$$

Armatures transversales :

$$As_T = HA12\ /ml \text{ avec St = 20 cm}$$

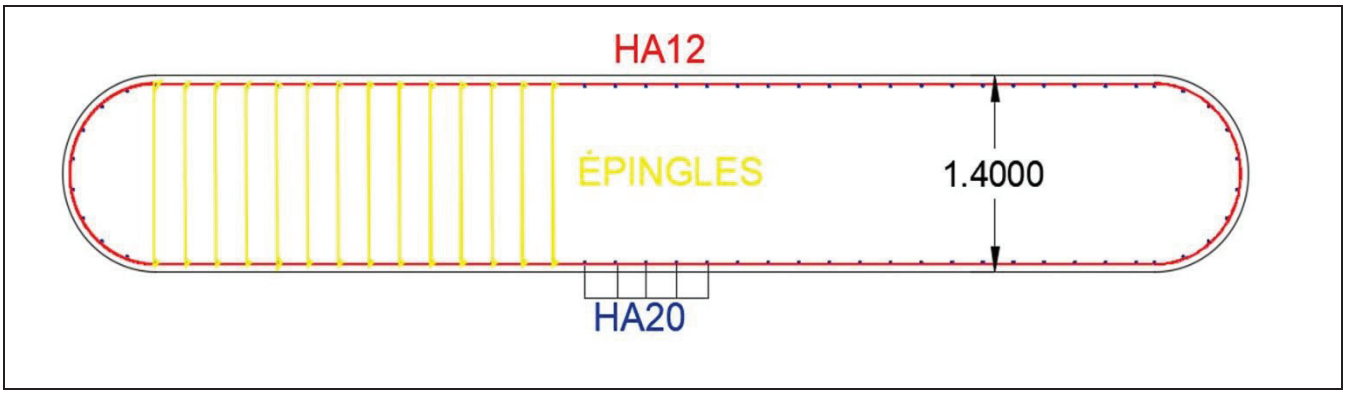


Figure 51 Ferraillage de la pile

20.2 Étude de fondation

20.2.1 Etude de la semelle de la pile

La semelle a pour rôle de transmettre au sol les différentes charges par l'intermédiaire des pieux.

L = 9.6 m

H = 1.8 m

l = 6 m

20.2.2 Calcul des sollicitations

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment.

Tableau 46 Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle.

Etat	N (KN)	H (KN)	M (KN.m)
ELU	30 095.59	612.75	9804
ELS	22 349.80	443.6	7097.6
ELA	20 925.49	1822.782	27 673.26

Nombre des pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu donné par le rapport géotechnique et l'effort verticale du au tablier.

$$np = \frac{Nmax}{Qp} \qquad \text{Avec:}$$

Nmax : l'effort normal maximal à l'ELS ;

Qp : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau 47 Nombre de pieux sous la semelle.

Nmax (KN)	22 349.80
Qp	3790
np	5.89
On prend	6 pieux (3×2) de 10 m de profondeur

Effort revenant à chaque pieu

$$Ni = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx \times y}{\sum y^2} \pm \frac{My \times x}{\sum x^2} \qquad \text{Avec:}$$

n : nombres des pieux ;

N : effort normal ;

Mx, My : moments dans les sens x,y ;

x = y = 1.8 m : la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau 48 Les valeurs de Nmax (KN) pour les combinaisons les plus défavorables.

Etat	Nmax (KN)	Nmin (KN)
ELU	6711,58	2351,90
ELS	3286.61	2300.8
ELA	3256.27	1975.101

20.2.3 Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha > 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

h = H – d' ;

L : entraxe entre les pieux ; b : épaisseur de la pile

$$\begin{cases} \tan(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.7}{1.45} = 1.17 \qquad \alpha = 49.54° > 45° \\ h = 1.7\ m \geq \frac{3.6}{2} - \frac{1.4}{4} = 1.45\ m \end{cases}$$

Armatures transversales inférieure

$$As_t = \frac{Nmax}{\sigma s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Tableau 49 Armatures transversales inférieure

	N (KN)	$\bar{\bar{\sigma}}s$ (Mpa)	As (cm^2)
ELS	3286.61	333.33	84.06
ELA	3256.27	500	55.62

On prend As = **84.06 cm^2** 18 HA 25 e = 20 cm

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur(L) telle que : L = H + Φpieu .

As = **28.98 cm^2/ml**

Selon RPOA : pg = 0.15 x B = 0.15 x 1 x 1.7 = **25.5 cm² /ml**

On prend la section maximale As=45 cm² /ml, avec robot expert on trouve :

Armatures longitudinales inférieure

A_i^L = As = **28.98 cm² /ml** 6 HA 25 e = 15 cm

- **Armatures de construction**

Armatures transversales supérieure :

$A_s^T = \frac{As}{3}$ = **9.82 cm² /ml** 7 HA 14 e = 15 cm

Armatures longitudinale supérieure :

$A_s^L = \frac{As}{3}$ = **9.82 cm² /ml** 7 HA 14 e = 15 cm

Armatures latérales

$A^L = \frac{As}{10}$ = **2.94 cm² /ml** 4 HA 12 e = 25 cm

20.3 Étude des pieux

20.3.1 Calcul du moment maximal au niveau du pieu

La méthode de WARNER permet de calculer les moments fléchissant auxquels le pieu est soumis en différents points. Le moment fléchissant en tête du pieu est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{\chi H\varphi}{\chi M\varphi} \times \frac{P}{\lambda}$$

Avec:

M: moment en tête du pieu.

P: effort tranchant en tête du pieu.

λ: coefficient d'amortissement du module de WARNER.

χ^H_φ , χ^M_φ : coefficients tirés des abaques de WARNER en fonction de L

Calcul de λ :

Il est donné par la formule suivante :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu.b}{4EI}}$$ Tel que :

Cu : module de réaction du sol égale.

b : diamètre du pieu égale à 1,2 m.

E : module d'élasticité du béton égale à 33000 MPa.

I : moment d'inertie de la section du pieu

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{35\times1.2}{4\times33000\times0.102}} = 0.236$$

D'où, en tire les valeurs de (χ^{H}_{φ}, χ^{M}_{φ}) à partir du tableau WERNER.

Tableau 50 Tableau de WERNER

λ×l	1	1.5	2	3	4	6
χ^{H}_{φ}	4.03	1.96	1.35	1.16	1.26	1.45
X^{M}_{φ}	6.76	2.55	1.62	1.48	1.54	1.65

$\lambda\times l = 2.36$ $\begin{cases} \chi^{H}_{\varphi} = 1.28 \\ \chi^{M}_{\varphi} = 1.57 \end{cases}$

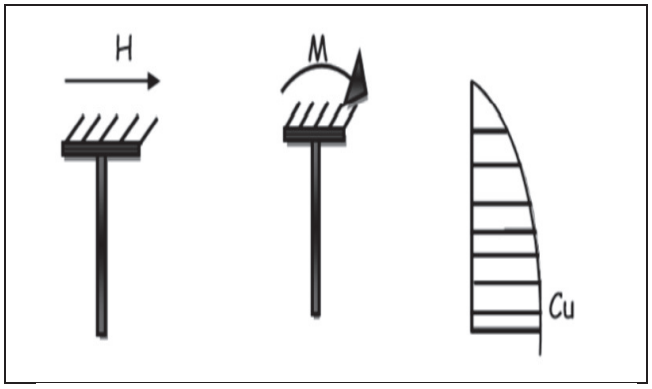


Figure 51 Système statique des pieux

Le pieu est soumis à un moment fléchissant, ce moment est déterminé par la méthode WERNER. Le pieu étant encastré en tête Ce qui implique quel déplacement ou la rotation est nul.

Les résultats :

Le tableau suivant représente les résultats obtenus pour P1.

Tableau 51 Moment & effort tranchant appliqués sur seul pieu.

Etat	Hmax (KN)	P (KN/Pieu)	M (KN.m)
ELA	443.6	44.36	- 153.25
ELS	612.75	61.275	- 211.68
ELA	1822.782	182.28	- 629.71

20.3.2 Ferraillage des pieux :

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de WALTHER. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée

$$\begin{cases} M = -629.71 \text{ KN.m} \\ N = 3256.27 \text{ kN} \end{cases}$$

On prend l'enrobage: h' = 5cm $\Longrightarrow \frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04$

Donc :

$$\begin{cases} n = \frac{N}{\pi \text{ x } R^2 \text{x } fc128} = 0.1 \\ mx = \frac{M}{\pi \text{ x } R^2 \text{x D x } fc128} = 0.02 \end{cases}$$

'après les abaques de WELTHER : $\omega = 0.19$

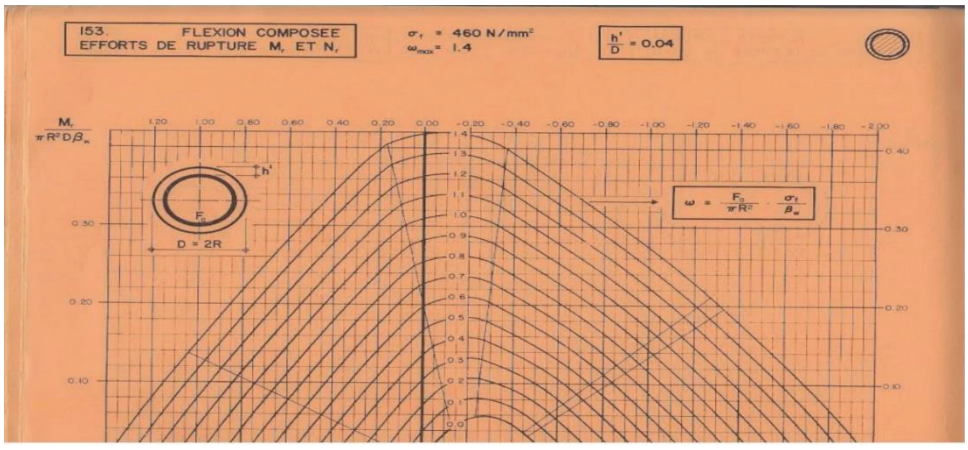


Figure 52 Abaque de WELTHER

Détermination de la section d'armature :

La section des armateurs est déterminée par la formule suivante :

$$As = \frac{\pi . R^2 . \omega . fc28}{\delta f} = \frac{\pi.0.6^2.0.19.30}{500} = \mathbf{128.93\ cm^2}$$

En prend : 27 HA 25

Condition de non fragilité:

Le ferraillage minimal de la zone fléchie d'un pieu est égal à 1 % de la section du pieu.

$Amin = \frac{\pi.0.6^2}{100} = 113.04\ cm^2 < 128.68\ cm^2$ ⟹ (vérifie)

Armatures transversales:

$\phi t \geq \frac{\Phi l}{3} = 10.66$ mm donc ⟹ $\phi t = 12$ mm

$$\frac{At}{t} = \frac{pa.vu}{h.fe} \qquad t = 16.5 \text{ cm}$$

Vu : l'effort tranchant de calcul. h : hauteur totale de la section brute.

fe : contrainte limite élastique. pa: coefficient correcteur = 3.75

On prend des cercles de diamètre $\phi t = 12$mm, avec un espacement de 20 cm. et de 15 cm dans la zone de jonction.

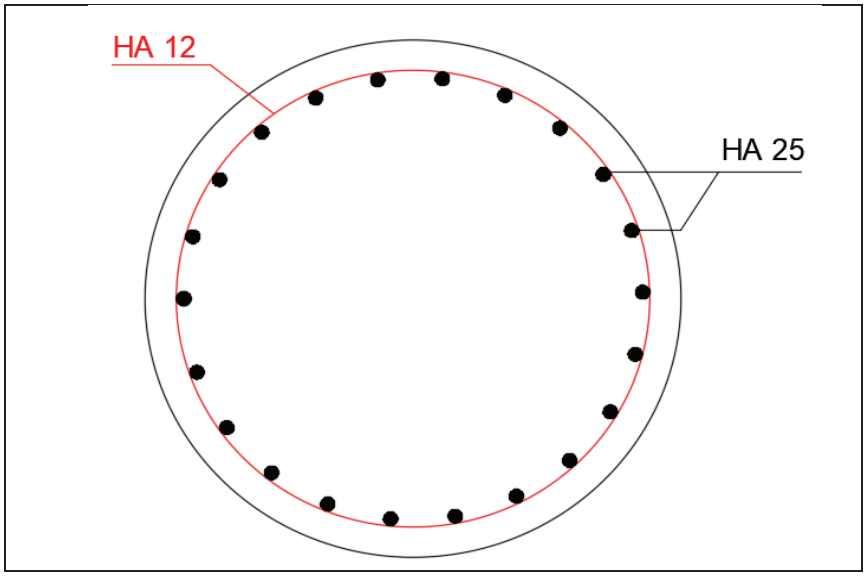


Figure 53 Ferraillage du pieu de la pile

20.4 ÉTUDE DE LA CULÉE

20.4.1 Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appui extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

On distingue plusieurs types de culée :

- Les culées enterrées.
- Les culées en terre armée.
- Les culées remblayées.
- Les culées creuses.
- Les culées contrepoids.

Dans notre projet on a adopté une culée remblayée car ce type de culée est un des plus utilisé et a fait ces preuves dans plusieurs projets.

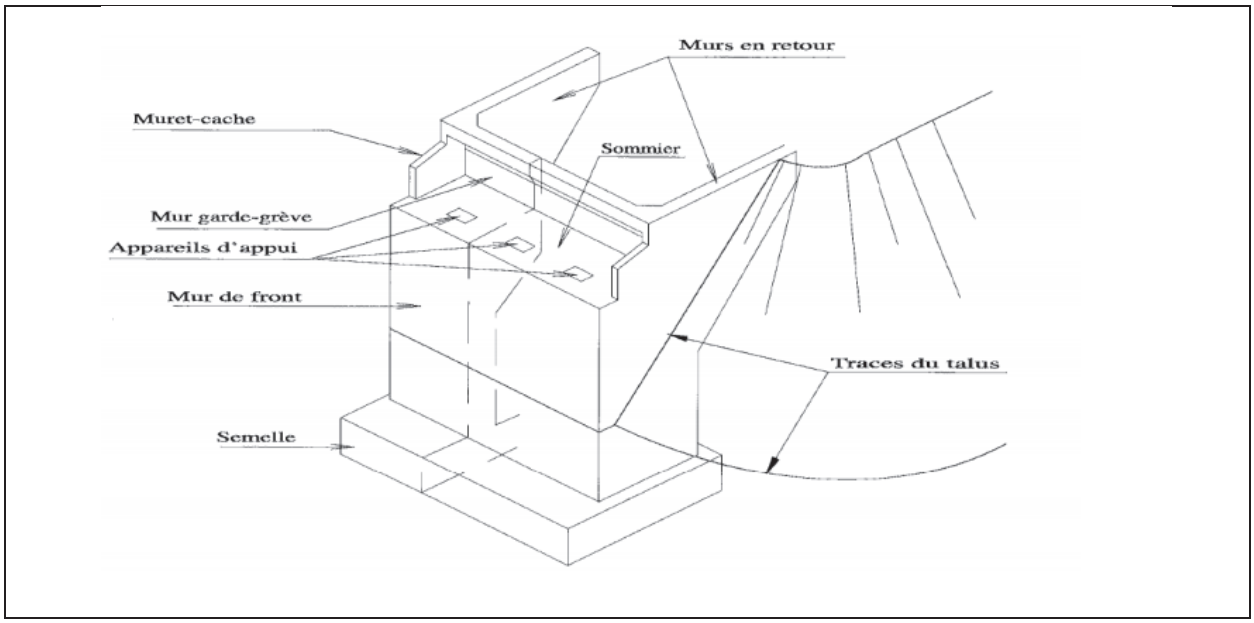


Figure 54 les éléments de la culée

20.4.2 Prédimensionnements de la culée :

Nous avons choisi la culée remblayée assure à la fois une fonction porteuse et une fonction de soutènement du remblai, elle est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.

Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour.

Les éléments suivants feront objet de notre étude :

En utilisant les documents Piles et palées PP73 SETRA et projet et construction des ponts pour le prédimensionnement et en obtenue ce qui suit :

Mur garde grève :

La hauteur : H = 3.17 m

Épaisseur : E = max (0.3 m, $\frac{H}{8}$) = 0.3 m = 30 cm

Mur frontal :

- Hauteur :5.75 m
- Epaisseur : e=1.60 m

Dalle de transition :

- Longueur L : L= Min [6m, max (3m, 0.6H)] =4.8 m

H : hauteur de remblai H= 8m⇒ L= m on prend L= 5 m

- Epaisseur : L'épaisseur de la dalle est : 30cm
- La pente : Pente : 5% vers l'appui élastique.

Murs en retours :

Épaisseur du mur en retour : l'épaisseur varie entre 30 et 50 cm. on prend e=50 cm.

- Longueur : L= 9.95 m
- Hauteur : H = 7.2 m

Corbeau :

- Hauteur h1=40 cm
- Hauteur h2=40 cm
- Épaisseur e=40 cm
- Longueur l=12.25 m

Fondation :

- La longueur de semelle L = 13.5 m.

- La largeur B= 6 m.
- Epaisseur de la semelle D =1.8 m

Pieux :

- Diamètre θ =1.2 m
- Entraxe e= 3.6 m

Évaluation des sollicitations de la culée :

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. La méthode de **MONONOBE-OKABE** décrite ci-dessous peut être appliquée. On négligera en générale la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant le mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques kh ; kv Telles que :

kh = A ; A : coefficient d'accélération de zone

kv = 0.3 kh

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :Fd =½ γ(1±kv) +H².kad

Avec : $$kad = \frac{\cos(\phi-\theta)^2}{\cos\theta^2\,(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi)\sin(\phi-\beta-\theta)}{\cos(\theta)\cos(\beta)}})^2}$$

ϕ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion: ϕ = 35°

α : Fruit de mur de soutènement :α= 0

β : Angle de talus avec l'horizontale: β = 0

δ : Angle de frottement remblai culée: δ = 0

Avec : $\theta = \tan^{-1}\frac{Kh}{1\pm Kv}$

D'après le RPOA 2008 notre site est classé en zone sismique IIa ce qui donne :

- Zone sismique IIa
- Le pont est de classe 1

Ce qui implique :

- Kh= 0.25
- Kv =0.3 Kh= 0.075

On va faire les calculs pour quatre cas :

1ers cas : cas normale sans séisme kv= kh= 0

2ème cas : cas de séisme « horizontal +verticale vers le bas » kv=0.25 ; kh=0.075

Tableau 52 Tableau des coefficient

Action du séisme	Kh	Kv	θ	Kad
Cas 1	0	0	0	0.27
Cas 2	0.25	0.075	13.09	0.42
Cas 3	0.25	-0.075	15.125	0.45

- Dans les deux tableaux suivants, nous aurons effectués toute une étude sur les éléments de la culée, en cherchant à la fin d'obtenir les efforts, ainsi que les moments stabilisants et renversants.
- Dans le premier les éléments étudiés seront celles de culée, c'est-à-dire des éléments en béton, donc la masse volumique utilisée sera ρb = **25 KN/m³.**
- Par contre le deuxième, il contient les moments stabilisants dues aux surcharges (Remblai) sur les éléments précédemment cités, donc ρr = **19 KN/m³.**

N.B : Poussée due aux surcharges de remblai est de 1t/m2, qu'on majore de 20%, alors

Q=1.2 t/m².

Cette poussée est disposée en :

Poussée horizontale du remblai : $Qh = Ka \times q \times l \times h.$

Poussée verticale du remblai : $Qv = q. L. B$

Charge permanente et éléments de la culée :

Le tableau ci-dessous récapitule l'ensemble des moments et des efforts dus aux différents éléments de la culée, dans le cas normal et le cas sismique :

- **Exemple de calcul :** Mur garde grève

P = 13(m) × 1.11(m²) × 25 (KN/m3) = **367.67 KN**

Efh = P × 0 = 0

Efv = P × (1 + 0) = P = **367.67 KN**

MR = Efh × V = 0 × 6.15 = **0 KN. m**

MS = Efv × H = 367.67 × 3.977 = **1462.2235 KN. m**

Surcharges d'exploitation :

Tous les efforts sont calculés manuellement sauf, l'effort normal qui été calculé avec **CSI Bridge**

tableau 53 Les efforts dus aux surcharges

	N	H	V	H	Ms	Mr
A(L)	555.53	208	10.7	0	0	2225.6
Bc	478.14	360	10.7	0	0	3852
D240	1895.75	0	10.7	0	0	0
Mc120	1016.1	0	10.7	0	0	0

NB : Les tableau des Efforts et moments aux différentes charges de poids propre et poussée des terres se trouvent dans l'annexe.

20.4.3 Combinaison de charge :

Les combinaisons seront calculées en basant sur ∑ M=0 dans chaque condition, en suite on ferraille

	Combinaison	N	H	Ms	Mr
ELS	G+1.2A(L)	19154,5945	2279,7	52209,3356	13602,5095
	G+1.2Bc	19061,7265	2462,1	52209,3356	15554,1895
	G+D240	20383,7085	2030,1	52209,3356	10931,7895
	G+Mc120	19504,0585	2030,1	52209,3356	10931,7895
ELA1	G+0.2A(L)	19985,8765	8163,1187	56783,3774	44981,1792
	G+0.2Bc	19970,3985	8193,5187	56783,3774	45306,4592
	G+D240	21770,5205	8121,5187	56783,3774	44536,0592
	G+Mc120	20890,8705	8121,5187	56783,3774	44536,0592
ELA2	G+0.2A(L)	17212,6527	7649,2097	48860,1154	41370,2414
	G+0.2Bc	17197,1747	7679,6097	48860,1154	41695,5214
	G+D240	18997,2967	7607,6097	48860,1154	40925,1214
	G+Mc120	18117,6467	7607,6097	48860,1154	40925,1214

les pièces de culée avec les moments Max, effort horizontal et effort normal pour chaque cas.

11.2.2.4. Vérification de la stabilité de la culée en vide et en charge :

Le tableau ci-dessus donne la somme des efforts agissant sur la culée (à vide) tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

Stabilité au renversement :

Tableau 54 Les combinaisons des effort et vérification de stabilité

$$\begin{cases} \text{Condition normale : } \frac{Ms}{Mr} \geq 1.5 \\ \text{Condition sismique : } \frac{Ms}{Mr} \geq 1 \end{cases}$$

Tableau 55 Vérification de la stabilité de la culée

Cas	H(KN)	N(KN)	Ms-Mr (KN.m/ml)
CN	2462.1	20383.7085	6109.19
CS1	8193.5187	21770.5205	1912.8197
CS2	7679.6097	18997.2967	1194.11

Ferraillage :

Ferraillage de la culée :

20.4.4 Ferraillage de mur garde grève :

a) Evaluation des charges sur mur garde grève :

1) Poussée des terres :

Mpt = P ×H/3 et γr = 19 KN/m3

P =1/2× γr × h² × K P =1/2 × 1.8 × 3.17² × 0.27 = 25.775 KN/ml

Mser = Mpt = 25.775 ×3.17/3= 27.235 KN. m Mu = 1.35 × Mser = 36.768 KN. m

2) Moment du au freinage Bc :

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seul roue.

Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45°.

$Mf = \frac{2\rho \times P \times h}{0.25 + 2h}$ ρ = coef de pondération

$Mf_U = \frac{2\times 1.6\times 60 \times 3.17}{0.25+2\times 3.17} =$ **92.4KN.m** avec : ρ = 1.6 (ELU)

$Mf_{SER} = \frac{2\times 1.2\times 60 \times 3.17}{0.25+2\times 3.17} =$ **69.3KN.m** avec: ρ = 1.2 (ELS)

3) Poussée d'une charge locale située en arrière de mur :

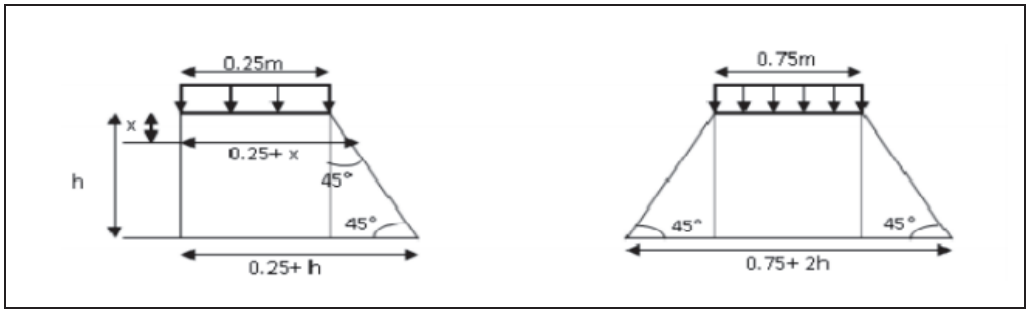


Figure 55 La charge appliquée par les 2 essieux de 12 tonnes

L'effet le plus défavorable est produit par les deux essieux arrière de 12 tonnes de deux camions accolées, placés de telle manière que les rectangles d'impact soient au contact de la face arrière de mur garde grève. Les rectangles sont de dimension 0.25 x0.75m²

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface F donnée par :

$$F = \frac{12}{0.25\times 0.75} = 640 \text{ KPa}$$

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h a pour expression générale :

$$Mp = \frac{12K}{0.75+2h}\int_0^h \frac{h-x}{0.25+x}dx$$

Notation

K= Ka x bc x δ x μ.

δ =1 coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).

μ : Coefficient de pondération : μ= 1.2 à l'ELS μ= 1.6 à l'ELU.

bc =0.95

Pour h = 3.17 on trouve :

- Mpu = 40.18 KN.m / ml
- Mpser =30.18 KN.m / ml

Moment total :

Mu=1.35Mg+1.6Mq=169.348 KN. Mser=Mg+1.2Mq=126.617KN. m/ml

b) Ferraillage :

Le mur garde grève est sollicité par flexion simple.

Dans le sens vertical :

Supposent à une section rectangulaire b= 1m, h= 0.3 m. Mu =169.348 KN. m/ml

fc28 = 35 MPa

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire à l'E.L.U : As = 21.3 cm^2

Section Sans Armature Comprimé On pend : 5 HA 25/ ml

Pour des raisons constructives on prend : A's =As / 3 = 7.37 cm^2 On prend : 5 HA 14

Condition de non fragilité :

21.3 cm^2> $0.23\frac{ftj \times b \times d}{fe}$= 11.8 cm^2

Horizontalement : chaque 15cm on met une barre HA10

c) Vérification des contraintes à l'ELS :

$\sigma bc = 0.6 . fc28 = 18$ MPa $\sigma st = \min(\frac{2}{3}fe; 110\sqrt{n.ftj}) = 215.55$ Mpa

$\frac{b}{2}X^2 + nAS(x - \varphi) - nAS(d - x) = 0$ $1.25x^2 + 277.53 \times 10^{-4} x - 8.4156 \times 10^{-4} = 0$

X= 0.0171

$I = (2.5 . \frac{0.0171}{3}) + 15 \times 18.1 \times 10^{-4}(0.27 - 0.0171)^2$ $I = 0.0174\ m^4$

$\sigma bc = \frac{Mser}{I} . X = \frac{126.617}{0.0174} = 11.93$ Mpa < 18 MPa vérifiée

$\sigma st = nx\frac{Mser}{I}$ x Z= 15X $\frac{126.617}{0.0174}$x 0.2653 = 27.77 MPa < 215.55 MPa

20.4.5 Ferraillage de la dalle de transition :

a) Evaluation des charges :

- Remblai : 19x1.3x1 = 24.7 KN/m

- Poids propre de la dalle : 0.3x1x25= 7.5 KN/m
- Revêtement : 22 · 0.08x1 = 1.76 KN/m
- Surcharges : 1x12=12 KN/m (surcharges sur remblai)

Tableau 56 Les charges

Type de charge	Q(KN)	Moment(KN.m)
Poids propre	7.5	23.44
revêtement	1.76	5.5
remblais	24.7	77.1875
surcharge	12	37.5

Mu=1.35Mg+1.6Mq=203.27KN.m Mser=Mg+1.2Mq=151.125KN.m

Vu=1.35Vg+1.6Vq=162.615KN Vser=Vg+1.2Vq=114.9KN

b) Ferraillage :

Nappe inférieure : fc28 = 30 MPa ; b_0 = 1m ; d = 0.27m.

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELU:

$AS = \frac{Mu}{Z \times \sigma s} = \frac{203.27.\ 10^{-3}}{0.254\ .\ 434} = 18.44\ cm^2$ Section Sans Armature Comprimé.

On prend : 6 HA 20 /ml As = 18.85 cm^2

Condition de non fragilité :

$18.85cm^2 > 0.23 \frac{ftj \times b \times d}{fe} = 3.7\ cm^2$

Nappe supérieure : $A's = \frac{As}{3} = 6.28\ cm^2$ 6 HA12 = 6.79 cm^2

c) Vérification de l'effort tranchant :

Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\begin{cases} \tau u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{162.615}{0.27} = 0.602MPa \\ \tau s = \min\left(4MPa; 0.15\frac{fc128}{\gamma b}\right) = 3MPa \end{cases}$$

$\tau u < \tau s$ ⟹ Verifiée

$\frac{At}{St} \leq \frac{\tau u.b}{0.85 \times fe} = \frac{\tau u.1}{0.85 \times 500} = 0.14$ cm

St ≤ min [0.9 d; 40 cm] = 24 cm donc St = 20 cm

At ≥ 20 × 0.14 = 2.8 cm²

Section minimale :

$\frac{At}{St} \leq 0.4.b\ fe = 0.4.100\ .500 = 0.2$ cm donc St = 20 cm alors At ≥ 2 cm²

Soit 3 cadres de HA12/ml pour As = 2.81 cm²

Ferraillage de Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau sert d'appui à la dalle de transition, il est soumis à la réaction de celle-ci :

a) Evaluation des charges :

- Réaction due à la dalle de transition : R1 = qL / 2 = 0,3 x 5 x 25 / 2 = **18.8 KN/ml**
- Réaction des poids des terres : R2 = qL / 2 = 24.7x5 / 2 = **61.75 KN/ml**
- Réaction due au revêtement : R3 = qL / 2 = 0,08 x 5 x 22 / 2 = **4.8 KN/ml**
- Réaction due au poids propre du corbeau : R4 = qL = 0.105m2 x 25= **2.625KN/ml**
- Réaction due aux surcharges sur remblai : R5 = qL / 2 = 12x5/ 2 = **30 KN/ml**

b) Réactions :

RELU = 1,35 (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,6 R5 = **164.98 KN/ml**.

RELS = (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,2 R5 = **122.65 KN/ml**.

c) Moments:

MELU = [1,35(M1 + M2 + M3 + M4) + 1,6 M5] = **24.75 KN.m/ml**.

MELS = [(M1 + M2 + M3 + M4) + 1,2 M5] = **18.39 KN.m/ml**

d)Ferraillage :

Le ferraillage se fait en flexion simple à E.L.U fc28 = 30 MPa ; b0 = 1 m ; h = 0.8 m.

$As = \frac{Mu}{Z \times \sigma s} = 1.71$ cm² soit 6 HA 8 As = 3.02 cm²

Condition de non fragilité : 3.02 cm² > $0.23 \frac{ftj \times b \times d}{fe} = 0.23 \frac{2.4x1x0.27}{500} = 2.98$ cm²

Pour l'armature de construction on prend : A's = As / 3 = 1.006 cm2/ml. Soit :

4 HA 6 A's = **1.13 cm²/ml**

Ferraillage de mur en retour :

Les efforts agissant sur le mur :

• Calcul des pressions :

P = Ka (q + γ h) Avec : Ka = 0.27q = **0.27 KN/m²**.

• Pression au-dessus la dalle de transition :

Pour h =0 m : p0 = 0,27x (1,0 + 19x 0.00) = **0,27 KN/m²**

Pour h = 1 m : p1 = 0,27x (1,0 + 19 x 1.00) = **0.783KN/m²**

• Pression au-dessous de la dalle de transition :

Pour h = 0.00 m : p0 = 0,27 x 19 x 0,00 = **0,00 KN/m²**

Pour h = 3.40 m : p1 = 0.27 x 19 x 3.40 = **17.442KN/ m²**

Pour h = 7.90m: p2 = 027 x 19 x 7.90 = **40.5KN / m²**

Ferraillage de mur en retour 1 :

Calcul des moments fléchissant :

Encastrement le long de BB' :

MP= (0.27 x 1 x 0.5) x19 + [(0.783 - 0.27) x 0.5 x 1/3 x 1] = **3.42 KN.m/ml**

Encastrement le long d'AB : Ms=1/2 x (0.783 + 0.27× 19) × 6.85² x0.5 = **149 KN.m/ml**

Ferraillage horizontal :

Pour un moment Ms = **149KN.m/ml** on trouve : AS = 14.52 cm²

Condition de non fragilité :

$14.52 > 0.23 \frac{ftj \times b \times d}{fe} = 0.23 \frac{2.4 \times 0.45 \times 1}{500} = 4.91$ cm² …. Vérifié

- Ferraillage intérieur : Soit 5HA20/ml, e=17 cm
- Ferraillage extérieur : Soit 6HA14/ml, e=17 cm

Ferraillage vertical :

Pour un moment MP=3.42 KN.m/ml on trouve : As = 0.65 cm² < 4.8cm²

Donc $\begin{cases} 5HA12\ \text{As} = 5.65\text{cm}^2 & \text{pour le ferraillage interieur} \\ 5HA8\ \text{As} = 2.51\text{cm}^2 & \text{pour le ferraillage exterieur} \end{cases}$

20.4.6 Ferraillage de mur en retour 2 :

Calcul des moments fléchissant :

Encastrement le long de BC :

Pression moyenne : Pmoy = $\frac{0+1.7442}{2}$ = **8.721 KN/m²**

Longueur moyenne : Lmoy = $\frac{6.85+1.85}{2}$ = 3.35m

Ms = $\frac{8.721\text{x}4.35^2}{2}$ = 83.33 KN.m/ml

Encastrement le long de CC' : Mp = $\frac{1.7442\text{x}1.85^2}{6}$ = **9.949 KN.m/ml**

Ferraillage horizontal :

Pour un moment Ms= **83.33 KN.m/ml**

On trouve : $\begin{cases} \text{As} = 6.91\ \text{cm}^2\ \ 6\text{HA}14 \qquad \text{AS} = 9.24\ \text{cm}^2 \\ \text{Armature de construction A's} = 6\text{HA}10\ \ \text{As} = 4.7\text{cm}^2 \end{cases}$

Condition de non fragilité :

9.24 $cm2 \geq 0.23\text{x}\ \frac{12.4x1x0.45}{500}$ = 4.968 $cm2$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Ferraillage vertical :

On dispose des paramètres suivants : b =1m h=0.5m d=0.45m Mp = 9.949KN.m/ml

On obtient la section d'acier suivante : As = 0.65 cm² < 4.8cm²

Donc : $\begin{cases} \text{ferraillage vertival : } 5\text{HA}12/\text{ml avec As} = 5.65\text{cm}^2 \\ \text{Aciers de construction : } 5\text{HA}8/\text{ml avec As} = 2.51\ \text{cm}^2 \end{cases}$

Ferraillage de CC' DD' :

Calcul des moments fléchissant :

Encastrement le long de CD : P = (17.442+40.5) /2 = **28.97KN/m²**

Ms = (28.97 x 1.85² / 2) = **49.58 KN.m/ml**

Encastrement le long de DD' :

$$Mp=7.83 \times 40.5^2 \times 0.5 + (4.05-7.83) \times 4.5^2 \times 0.5 \frac{1}{3} = \mathbf{174.5\ KN.m\ /ml}$$

On dispose des paramètres suivants : b=1m h= 0.5m d=0.45m Ms = **49.58 KN.m**

On obtient la section d'acier suivante : As = 3.76 cm² < 4.8 cm²

Donc : $\begin{cases} \text{ferraillage horizontal : } 5HA12/ml \text{ avec } As = 5.65cm^2 \\ \text{Aciers de construction : } 5HA8/ml \text{ avec } As = 2.51\ cm^2 \end{cases}$

Ferraillage vertical :

On dispose des paramètres suivants : b=1m h=0.5m d=0.45m Mp=174.5 **KN.m/ml**

On obtient la section d'acier suivante : As =12.93cm²

Donc : $\begin{cases} \text{ferraillage vertical : } 5HA20/ml \text{ avec } As = 15.71\ cm^2 \\ \text{Aciers de construction : } 5HA10/ml \text{ avec } As = 3.9\ cm^2 \end{cases}$

Condition de non fragilité :

$15.71\ cm^2 \geq 0.23x \frac{12.4x1x0.45}{500} = 4.968\ cm^2$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Le mur frontal :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations du essentiellement aux charges permanents (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation.

Détermination des sollicitations :

Cas normal ELS :

- Le freinage : Le camion Bc développe une force de freinage d'une valeur de 156 KN

  Donc : MB = 1.2 x 156 x 5.75=**1076,4 KN.m**

- Surcharge due au remblai : P =q x h x k x L =12x5.75x0.27x13.25 =**246.85KN**

  MRE = 0.5x709.69x5.75=**197.52 KN.m**

- Poussées des terres : P=0.5 x 0.27 x 19 x 5.57² x 13.25 =1123.67KN
  Mpt =0.5 x 1123.67 x5.75 = **3320. 552KN.m**

- Réaction : N =G (cp+ccp) + GMF + GMGG + GDT+ GRE = **8267.9575KN**

Donc on trouve : NELS=623.997KN/ml MELS= 375.489KN.m /ml

Cas normal ELU :

- Le freinage : Le camion Bc développe une force de freinage d'une valeur de 156 KN

  Donc : MB=1.6 x 156 x 5.75 =1380KN.m

- Surcharge due au remblai : P=q x h x k x L =1.2x8x0.33x15.59=**246.85KN**

  MRE= 0.5x49.38x8=**709.69 KN.m**

- Poussées des terres : P=0.5 x 0.27 x 19 x 5.75² x 13.25 =1123.67 KN

  Mpt= (1/2) x 296.33 x5.75 = **3230.552 KN.m**

- Réaction : N = (1.35) x (G (cp+ccp) +GMF + GMGG + GDT+ GRE) =11161.75 KN

Donc on trouve : NELU=842.3957 KN/ml MELU= 401.5276 KN.m /ml

Cas sismique 1 :

Kh=0.25 ; kv=0.075 ; kad=0.42

- Surcharge due au remblai : P= 5.75x0.42x (1+0.075) x 13.25=343.986 KN

  MRE= 0.5x386.38x5.75= 988.9613KN.m

- Poussées des terres : P=0.5 x 0.42x (1+0.075) x 19 x 5.75² x 13.25 =1285.6498KN

  Mpt =0.5 x 1879.0266 x5.75 = 3696.2431KN.m

- Réaction : N = (1+0.075) (G cp+ccp +GMF + GMGG + GDD+ GRE) = 8888.0543KN

Donc on trouve : Nc1=670.7965KN/ml Mc1=353.6 KN.m /ml

Cas sismique 2 :

Kh= 0.25 ; kv= -0.075 ; kad= 0.45

- Surcharge due au remblai : P= 1732.33KN MRE= 4980.4349KN.m
- Poussées des terres : P=355.19 KN Mpt =1021.16KN.m
- Réaction : N=7647.8606KN

Donc on trouve : Nc2=577.197KN/ml Mc2=309.0756KN.m /ml

Résultats des sollicitations :

Les résultats des sollicitations sont dans le tableau suivant.

Tableau 57 Résultats des sollicitations (mur frontale)

Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)
ELS	623.997	375.489
ELU	842.3957	401.5276
ELA1	670.7965	353.6
ELA2	577.197	309.0756

Ferraillage vertical :

Le ferraillage se fera avec le logiciel ROBOT EXPERT en flexion composé.

Fc28=35Mpa h=1.6m B=1m Mu= 401. 5276KN.m/ml N=842.3957KN/ml

On obtient les sections suivantes :

$$\begin{cases} As1 = 18.09\ cm^2 \text{ on va prendre } \frac{6HA20}{ml} \text{ avec } As = 18.84\ cm^2 \\ As2 = 18.09\ cm^2 \text{ on va prendre } \frac{6HA20}{ml} \text{ avec } As = 18.84\ cm^2 \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$18.84\ cm^2 \geq \frac{0.23 \times 2.4 \times 1 \times 1.44}{500} = 15.8976\ cm^2$

La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant :

Tu = Vu / bd = 842.3957/ 1.44 = 0.5849 MPa Ts'= inf (4MPa ; 0.15 fc28/γb) = 3 MPa

Ts ' > Tu donc la condition de l'effort tranchant est vérifiée Pour le cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$\frac{At}{St} \leq \frac{Tu.b}{0.85fe} = \frac{0.5849}{0.85\ .\ 500} = 0.1376$

St ≤ min [0,9d; 40cm] = 40 cm. Soit St = 25 cm.

At > 25 x 0,1376 = 3.44 cm^2

Percentage minimal:

$\frac{At}{St} \leq \frac{0.4 .b}{fe}$ $\frac{3.44}{25} \leq \frac{0.4 .100}{500} = 8cm$ Vérifiée

On va prendre 5 cadres de HA10/ml pour As = 3.93 cm²

Ferraillage horizontal :

Le ferraillage se fera avec le logiciel ROBOT EXPERT en flexion simple.

Fc28=35Mpa h=1.6m B=1m Mu =401.52KN .m/ml

On obtient les sections suivantes suivante :

As1= 43.4cm² on va prendre 8HA16/ml avec As=16.09cm²

Aciers de construction : As2 = As / 3 = 5.33 cm²

On va prendre 5HA12/ml avec As =5.65 cm²

Condition de non fragilité :

$16.09 \ cm^2 \geq \frac{0.23 \text{ x } 2.4 \text{ x } 1 \text{ x } 1.44}{500} = 15.8976 \ cm^2$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Étude et ferraillage de la semelle et des pieux :

Semelle : Dans cette partie on va déterminer les sollicitations exercées au niveau de la semelle, et déterminer le ferraillage de cette semelle.

Qui a les caractéristiques suivantes :

- La longueur de semelle L = 13.5 m.
- La largeur B= 6 m.
- Epaisseur de la semelle E =1.8 m

Sollicitations :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas.

Tableau 58 Résultats des sollicitations (semelle)

Sollicitation	N	Ms-Mr (KN.m/ml)
CN	20383.7085	12218.3820
CS1	21770.5205	4082.4394
CS2	18117.6764	2644.998

Calcul des réactions max et min :

Les pieux représentent une symétrie par rapport à (XOY).

Chaque fut ramène un moment et un effort normal. L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$Ri = \frac{N}{n} \mp \frac{Mxi}{\sum x^2}$$

Tout en tenant compte quelques hypothèses qui vont permettre d'appliqué la formule d'un part, et facilité le calcul d'autre part :

- Tous les pieux identiques.
- La semelle considérée infiniment rigide.

Déterminons le nombre des pieux :

$N=\frac{21770.5202}{4080} = 5.34$ on prend 8 pieux sur deux files

Soulèvement : Rmin > 0 **Poinçonnement :** Rmax < capacité de pieux= 4080KN

Maintenant, on calcul les efforts normaux dans les conditions normales et sismique.

Condition normale : Rmax= 3400.62KN Rmin=1695.29KN

$\begin{cases} 3400.62 \leq 4080 & \text{vérifée} \\ 11695.29 \geq 0 & \text{vérifiée} \end{cases}$

Condition sismique 1 : Rmax= 3004.8178KN Rmin=2437.8123KN

$\begin{cases} 3004.817 \leq 4080 & \text{vérifée} \\ 2437.8123 \geq 0 & \text{vérifiée} \end{cases}$

Condition sismique 2 : Rmax= 2448.3859KN Rmin=2081.0258KN

$\begin{cases} 2448.3859 \leq 4080 & \text{vérifée} \\ 2081.0258 \geq 0 & \text{vérifiée} \end{cases}$

Ferraillage :

Armatures transversales inférieures : Transversalement on a 2 pieux, donc pour le ferraillage nous allons utiliser la méthode des bielles d'une semelle isolé, mais avant d'appliquer cette méthode il va devoir vérifiés deux conditions :

$$\begin{cases} \alpha > 45° \\ h > L/2 - B/4 \text{ prenons : } [L \times B] = [3.6 \times 1.9] \end{cases}$$

$$\begin{cases} \tan\alpha = \dfrac{h}{\frac{L}{2}-\frac{b}{4}} = \dfrac{1.7}{\frac{3.6}{2}-\frac{1.9}{4}} \text{donc } \alpha = 53° \\ 1.7 > \dfrac{3.6}{2} - \dfrac{1.9}{4} = 1.33 \end{cases}$$

Après avoir vérifié les conditions, on cherche à déterminer les sections d'aciers dans :

- **Condition normale** :

D'où : $\bar{\bar{\sigma a}} = \frac{2}{3}\sigma a = 333.33 MPa$

$As = \frac{Ni}{\bar{\bar{\sigma}}a.\tan\alpha} = \begin{cases} 81.38 cm^2 \text{pour ELS} \\ 67.82 cm^2 \text{pour ELA} \end{cases}$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que : L = H + Φpieu = 1.7+1.2 = 2.9m As = 28.06 cm^2/ml

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées en traction est de : 0.15% B < ρg < 1.5% B

Armature transversal inferieure :
On prend la section maximale, avec Robot expert As = 28.06 cm^2.

Donc : on opte pour : 6HA25/ml Avec e = 15 cm.

Armatures longitudinales inférieure :

A_i^L = As = 28.06 cm^2 6HA25/ml Avec e = 15 cm.

Armatures transversales supérieure :

$A_s^T = \frac{As}{3}$ = 9.82 cm^2 7HA14/ml Avec e = 15 cm

Armatures longitudinale supérieure :

$A_s^L = \frac{As}{3}$ = 9.82 cm^2 7HA14/ml Avec e = 15 cm

Armatures latérales :

$A^L = \frac{As}{10} = 2.94\ cm^2$ 4HA12/ml Avec e = 25 cm

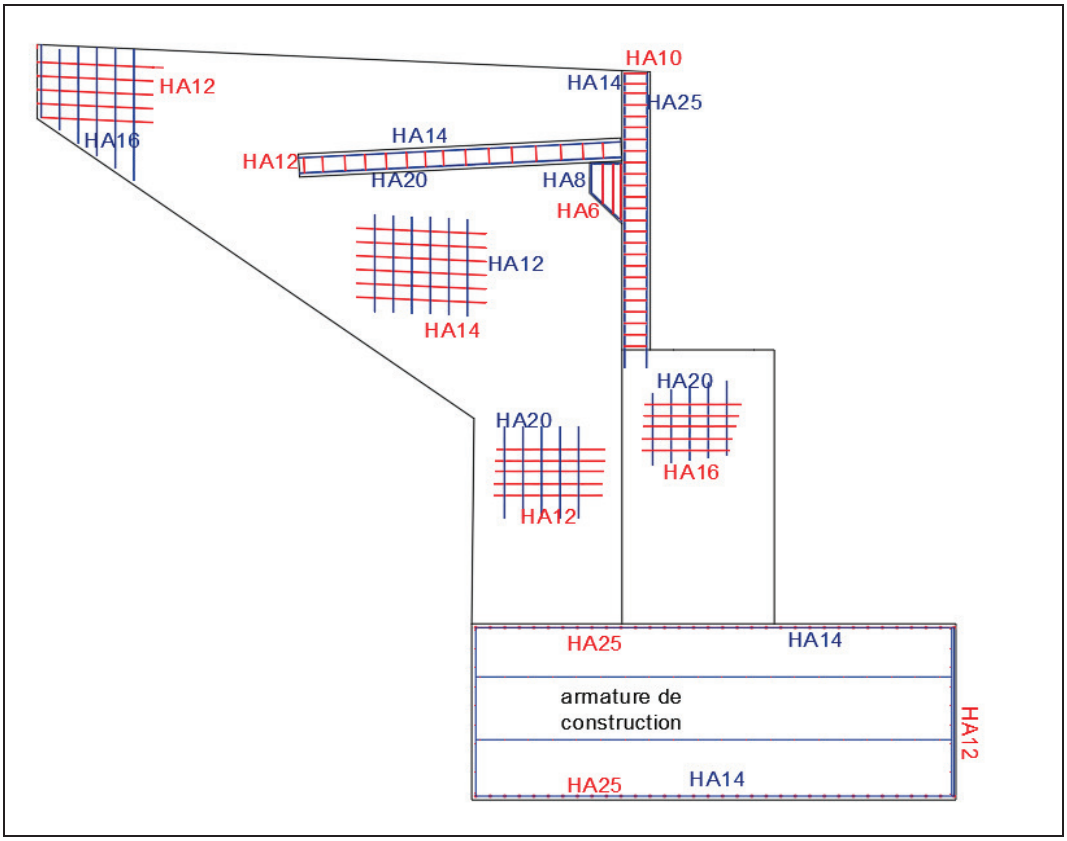


Figure 56 Ferraillage de la culée + semelle

Étude des pieux :

Calcul de λ :

$$\lambda = 0.236$$

$$\lambda L = 0.236x8=1.891$$

Avec L= 8m (la longueur du pieu) L= 8m

Effort tranchant en tête du pieu :

- Condition normale :

Effort de freinage Bc :

$P = \frac{H}{8} = \frac{2462.1}{8} = 307.7625KN/pieu$

- Conditions sismique :

$P = \frac{8193.0578}{8} = 1024.0578$/pieu

$$\lambda L = 0.236x8=1.891 \begin{cases} X\theta p = 1.48 \\ X\theta M = 1.82 \end{cases}$$

Condition normale :M= -1060. 4593KN.m

Condition sismique :M=-3529. 0578KN.m

$$\begin{cases} M = -3529.0578KN.m \\ N = 3400.62KN \end{cases}$$

On prend l'enrobage h' = 5cm $\Longrightarrow h'/D = 0.05/1.2 = 0.04$

Donc : $\begin{cases} n = \frac{N}{\pi \times R^2 \times fc128} = 0.09 \\ mx = \frac{M}{\pi \times R^2 \times D \times fc128} = 0.07 \end{cases}$

D'après les abaques de WELTHER : $\omega = 0.18$

Détermination de la section d'armature :

$As = \frac{\pi . R^2 . \omega . fc28}{\delta f} = \frac{\pi.0.6^2.0.18.30}{500} = 122.15\ cm^2$ 25HA25 $As = 122.71\ cm^2$

Condition de non fragilité :

$Amin = \frac{\pi.0.6^2}{100} = 113.04\ cm^2 < 122.71\ cm^2$

Armatures transversales :

$\phi t \geq \frac{\Phi l}{3} = 10.66$ mm donc $\phi t = 12$ mm

On prend des cercles de diamètre $\phi t = 12$mm, avec un espacement de 20 cm, et de 15cm dans la zone de jonction

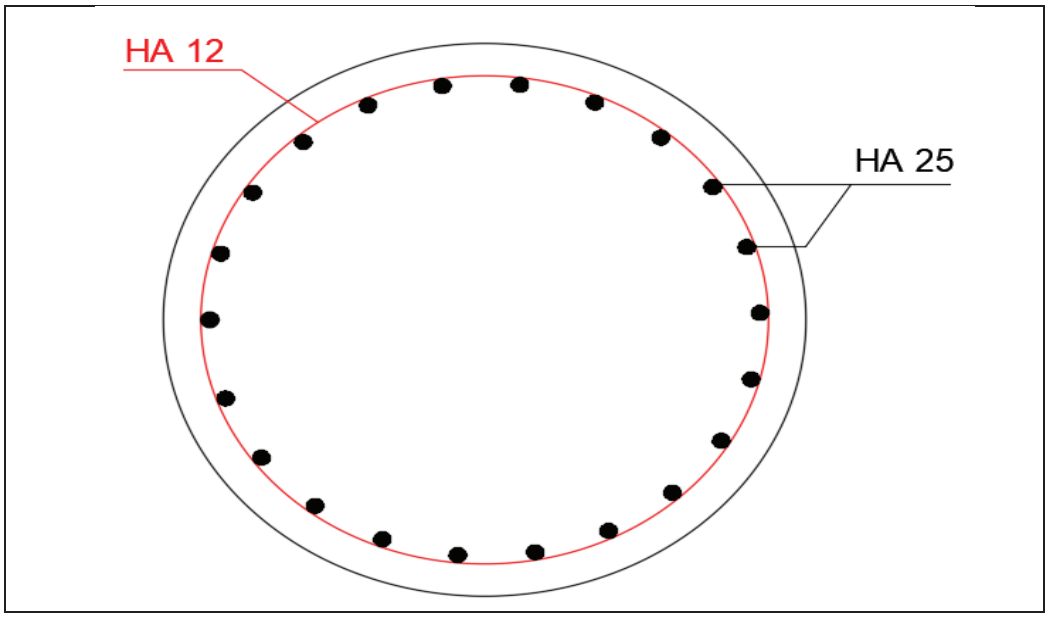


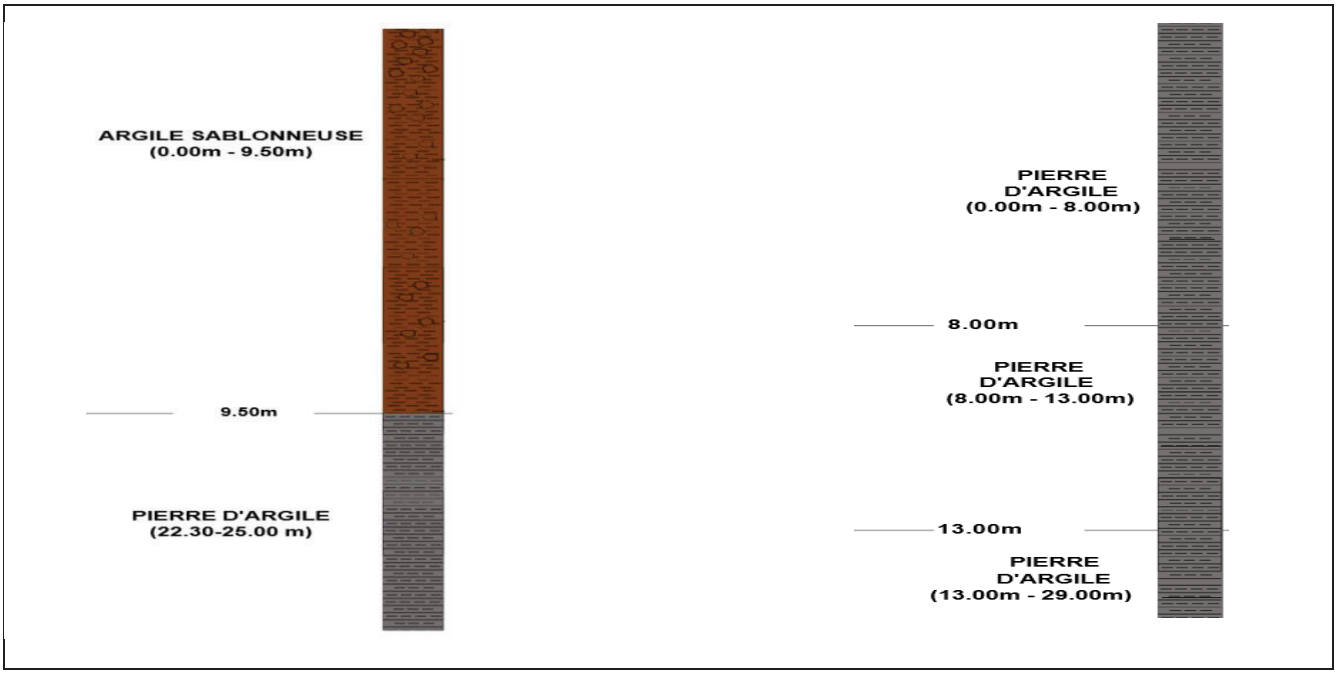
Figure 57 Ferraillage du pieu de la culée

CONCLUSION GÉNÉRALE

Notre travail s’est déroulé en deux étapes. Dans la première étape, on a commencé par la conception, dans cette partie on a choisi trois variantes qui s’adapte le mieux aux conditions et contraintes du site et de faire le pré dimensionnement de chaque variante, la variante qui a répondu le mieux aux critères de choix a été retenu pour une étude plus détaillée.

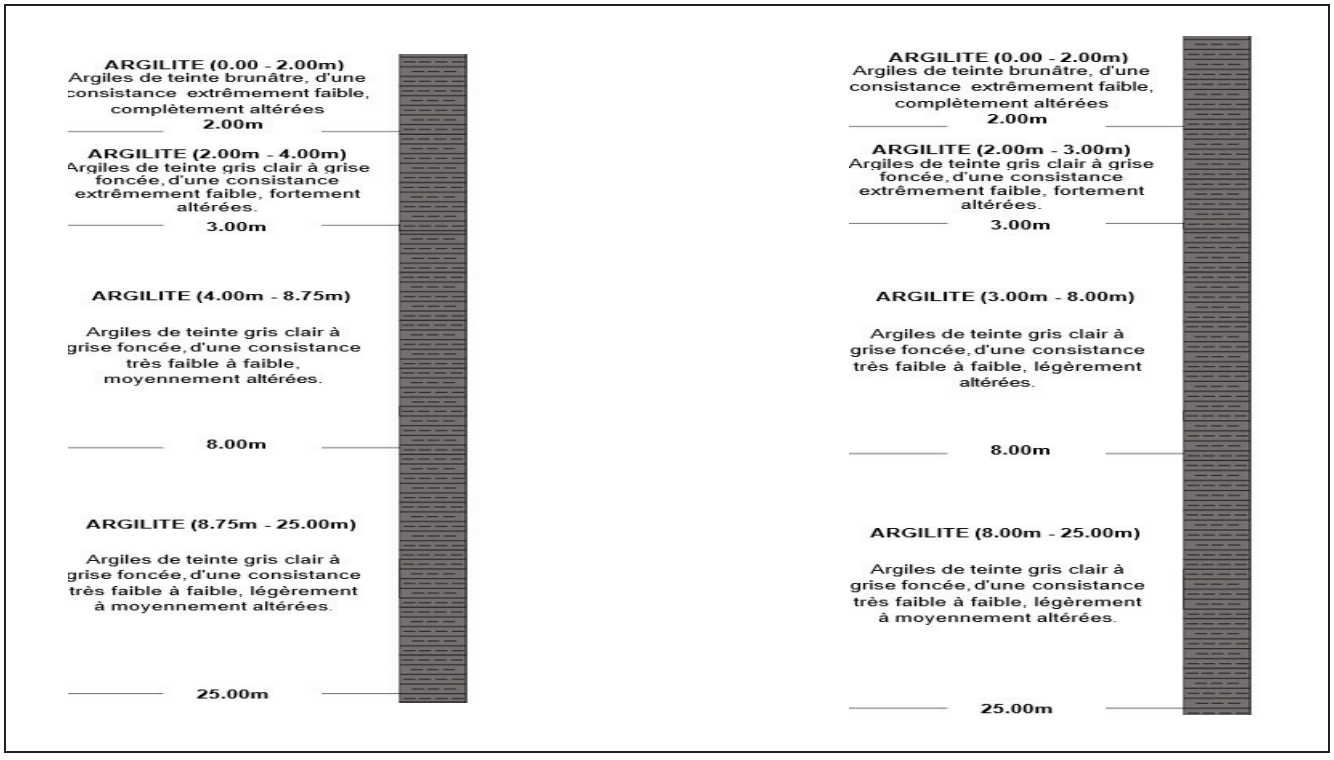
Ce projet de Fin d'Études nous a permis de découvrir les diverses spécificités liées aux différentes étapes de l’étude, et l’utilisation des outils informatique pour la modélisation et l’analyse de cet ouvrage.

En fin, cette étude très enrichissante nous a aidée d'améliorer nos compétences techniques et d’approfondir nos connaissances théoriques, et mêmes elle nous a permis aussi de bénéficier des connaissances et d’expériences des gens du domaine.



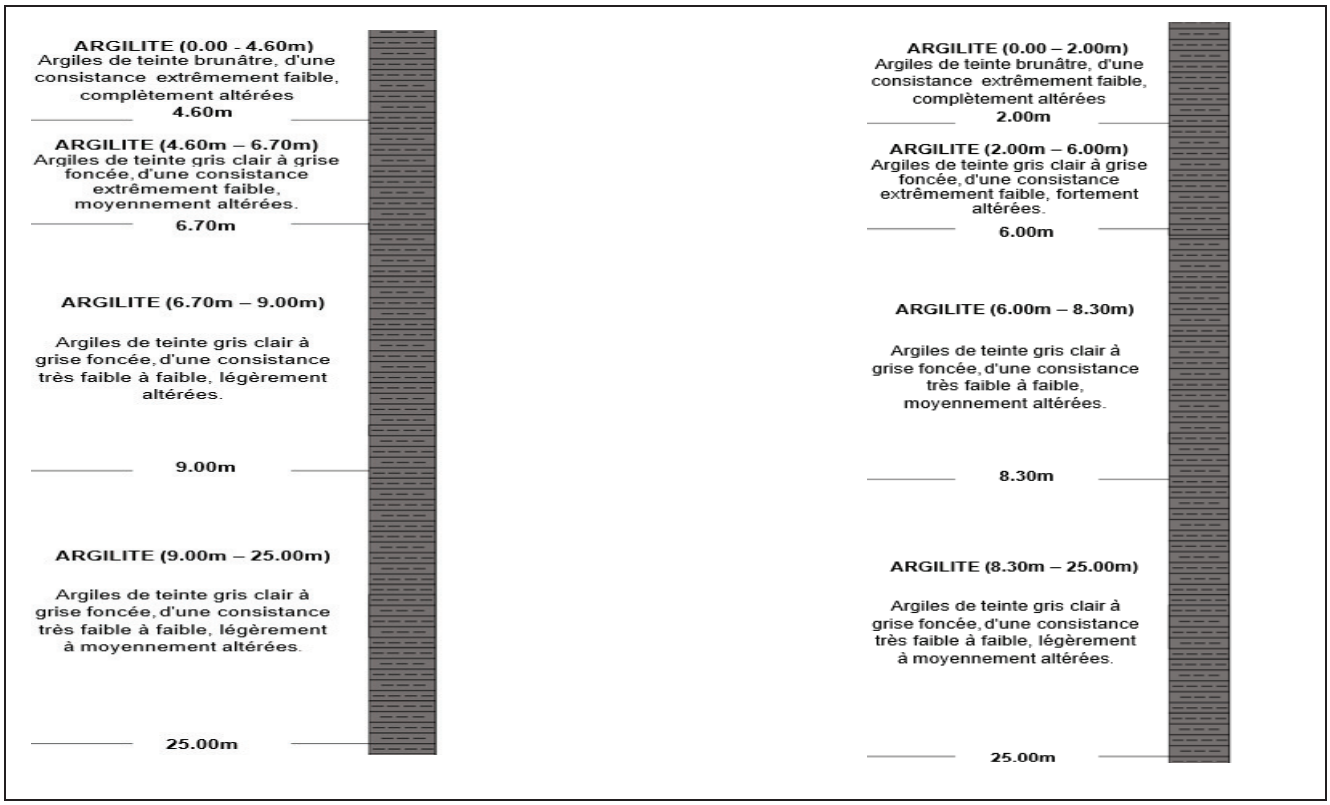
Coupe de sondage PK69+910

Coupe de sondage PK69+730

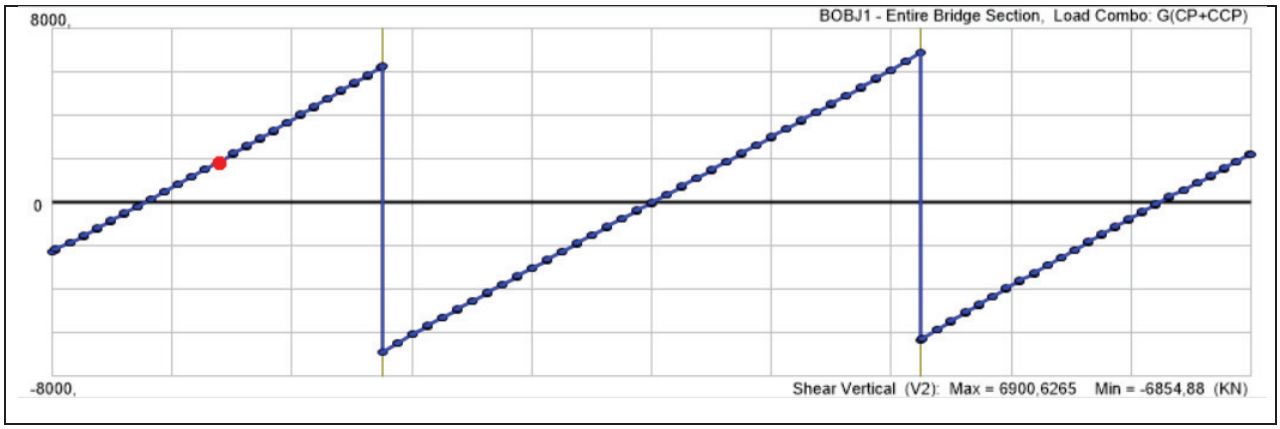


Coupe de sondage PK69+864

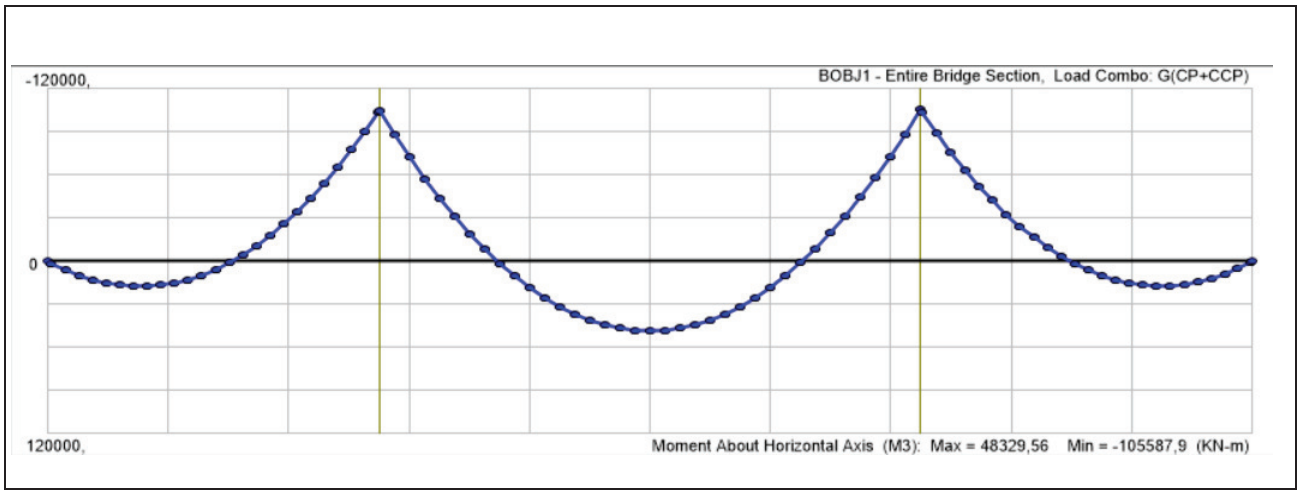
coupes de sondage PK69+828



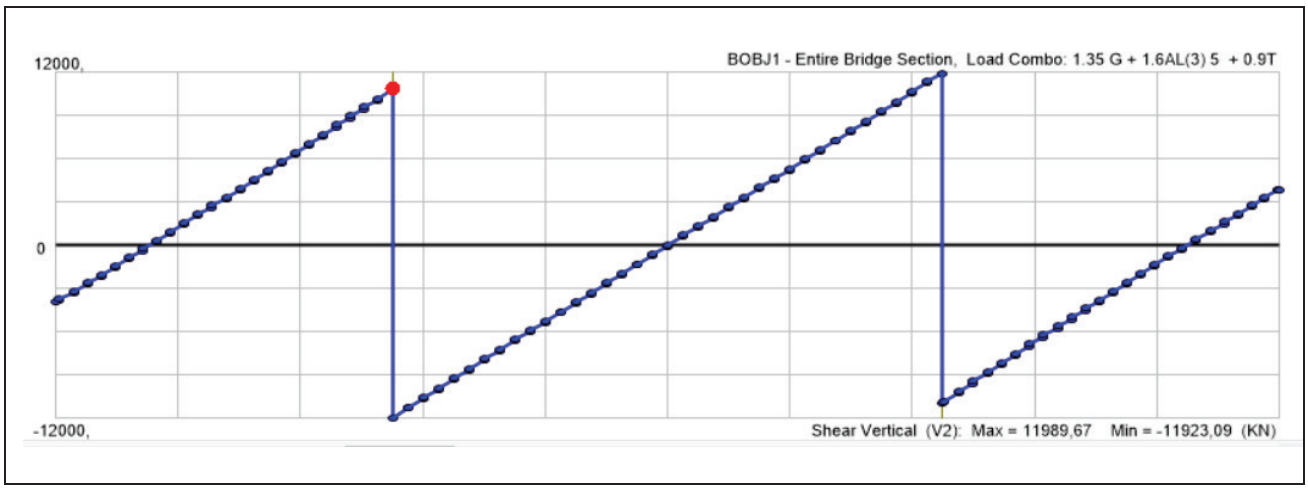
coupe de sondage PK69+756 **coupe de sondage PK69+792**



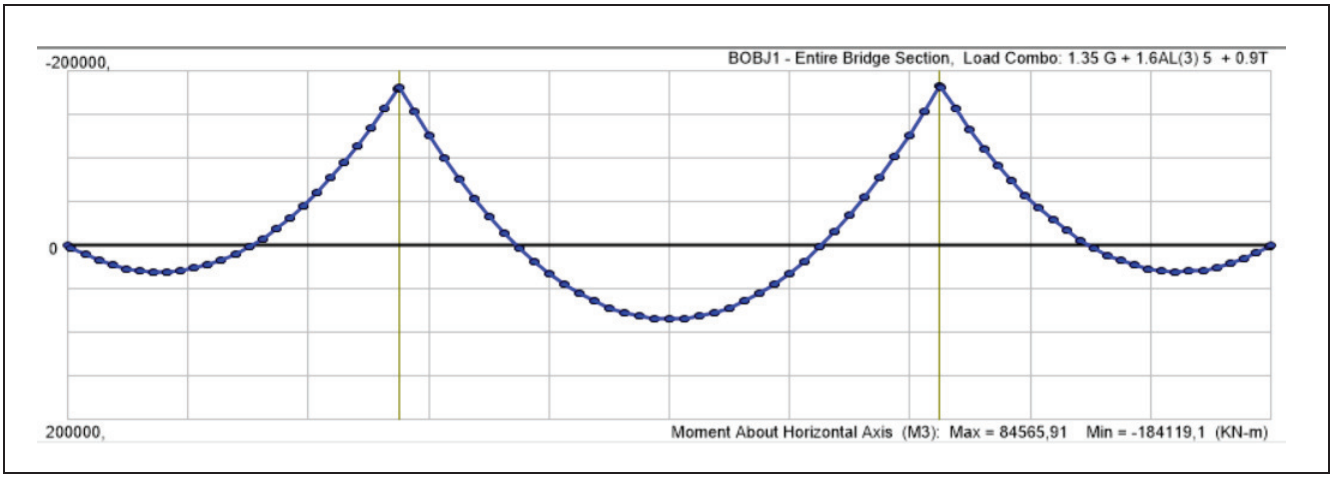
Effort tranchant sous la combinaison G (CP+CCP)



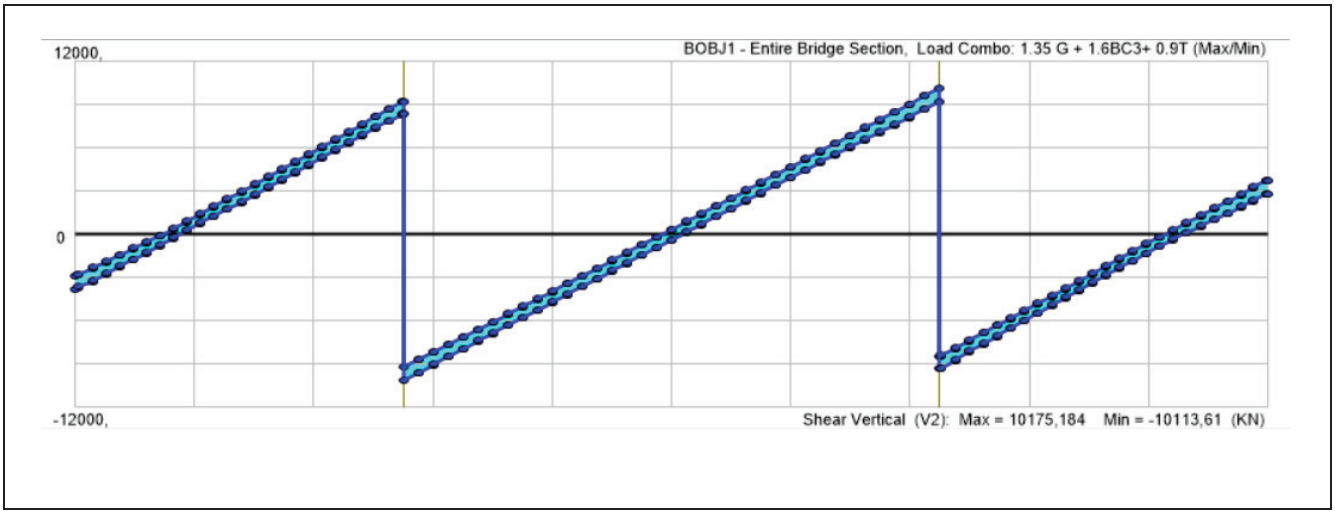
Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G (CP+CCP)



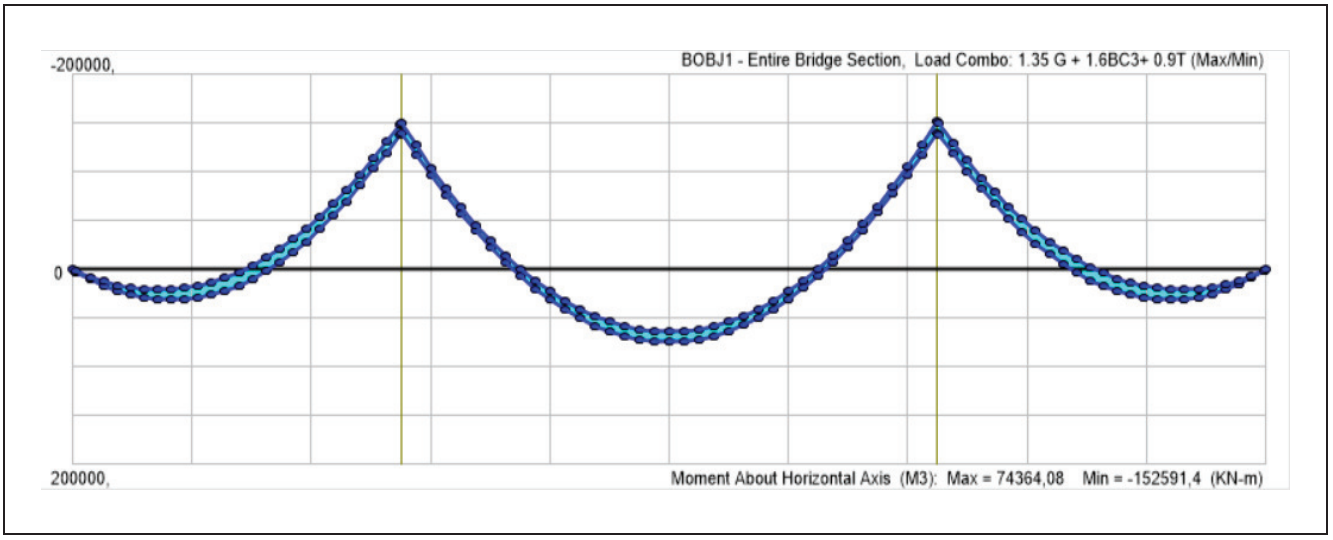
Effort tranchant sous la combinaison (1.35G +1.6 AL 3voies)



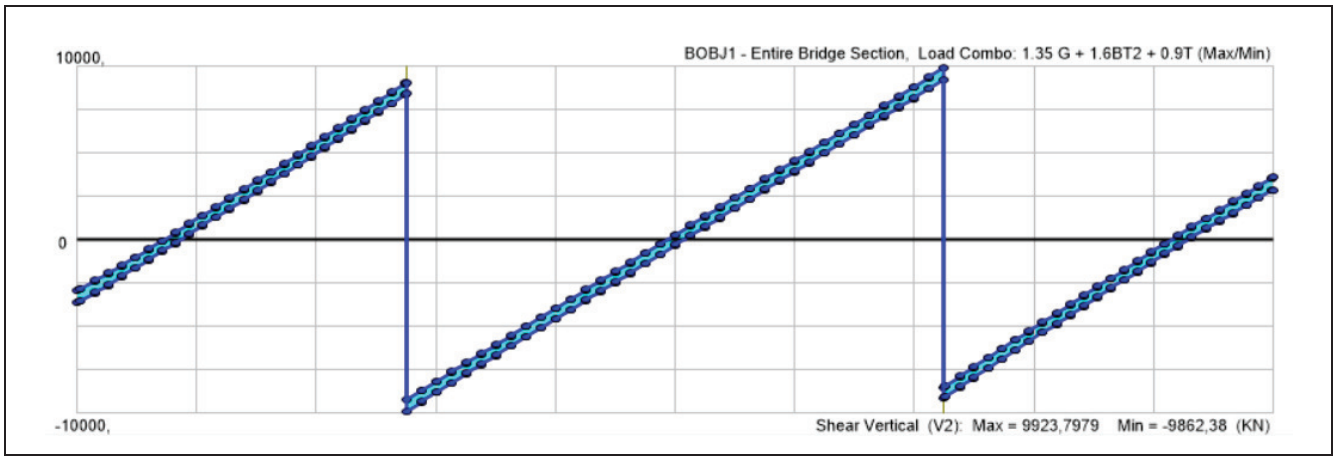
Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison (1.35G +1.6 AL 3voies)



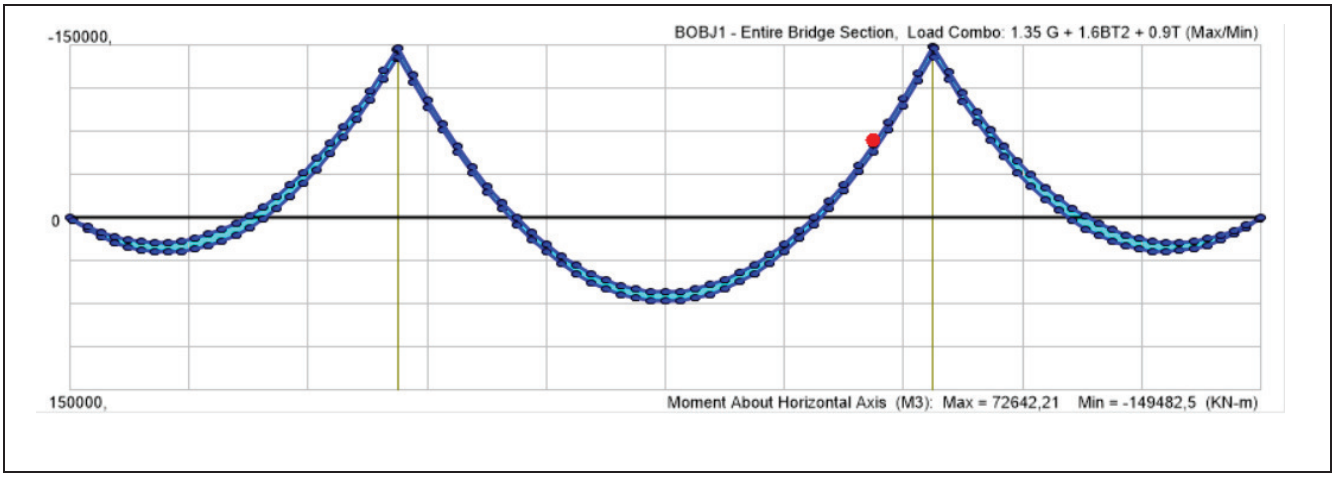
Effort tranchant sous la combinaison (1.35G +1.6 Bc 3voies)



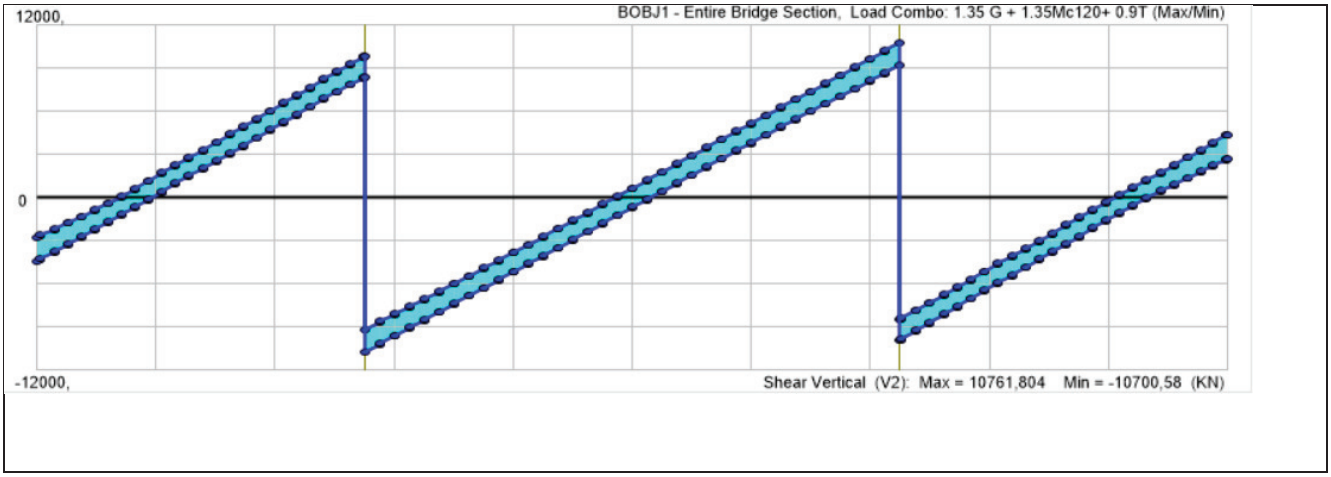
Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison (1.35G +1.6 Bc 3voies)



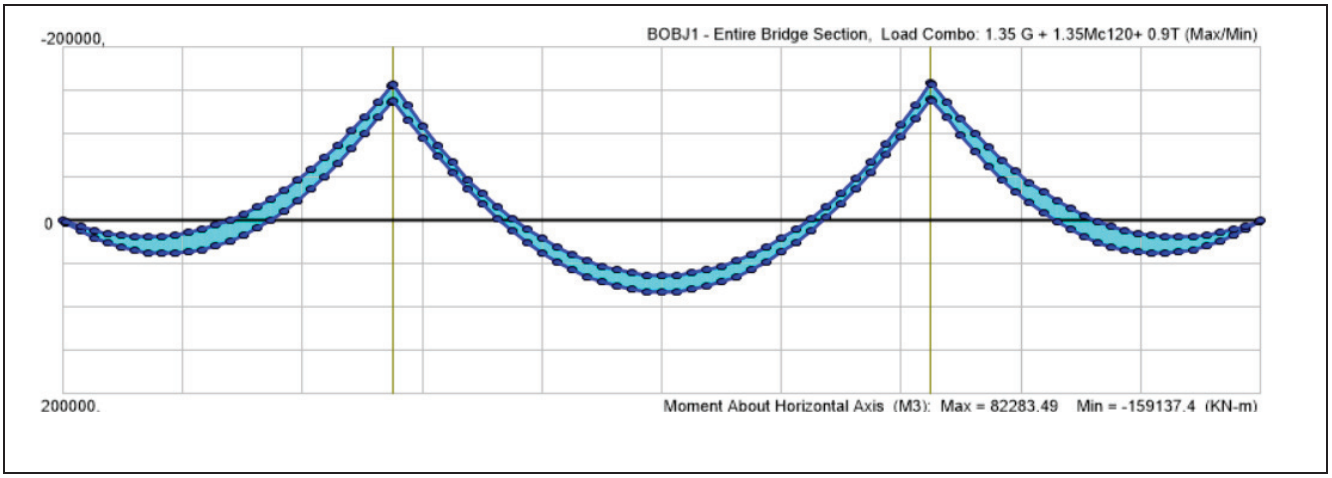
Effort tranchant sous la combinaison (1.35G +1.6 Bt 3voies)



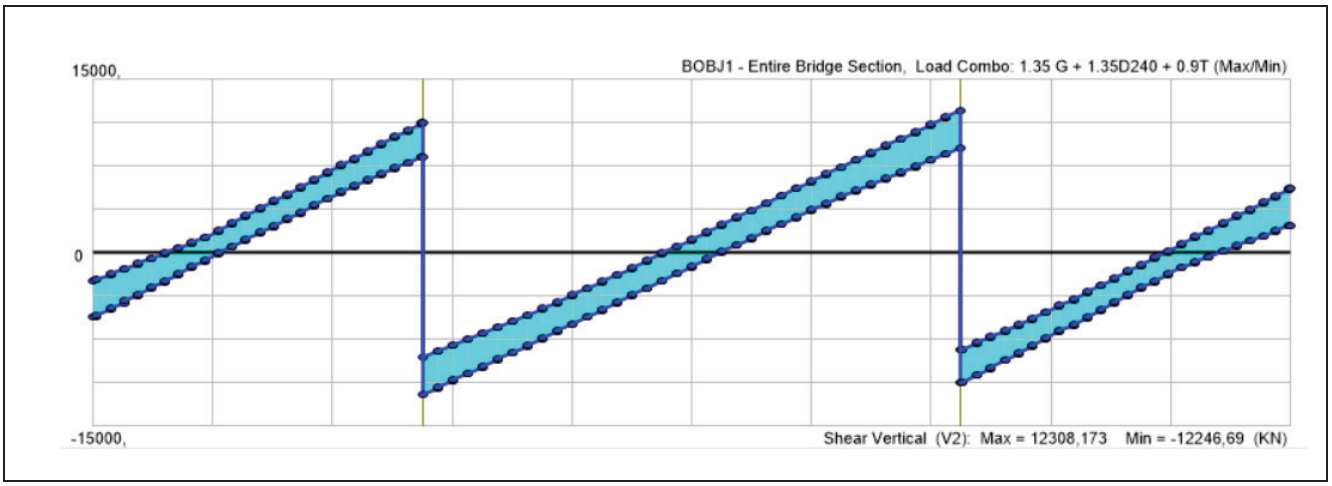
Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison (1.35G +1.6 Bt 3voies)



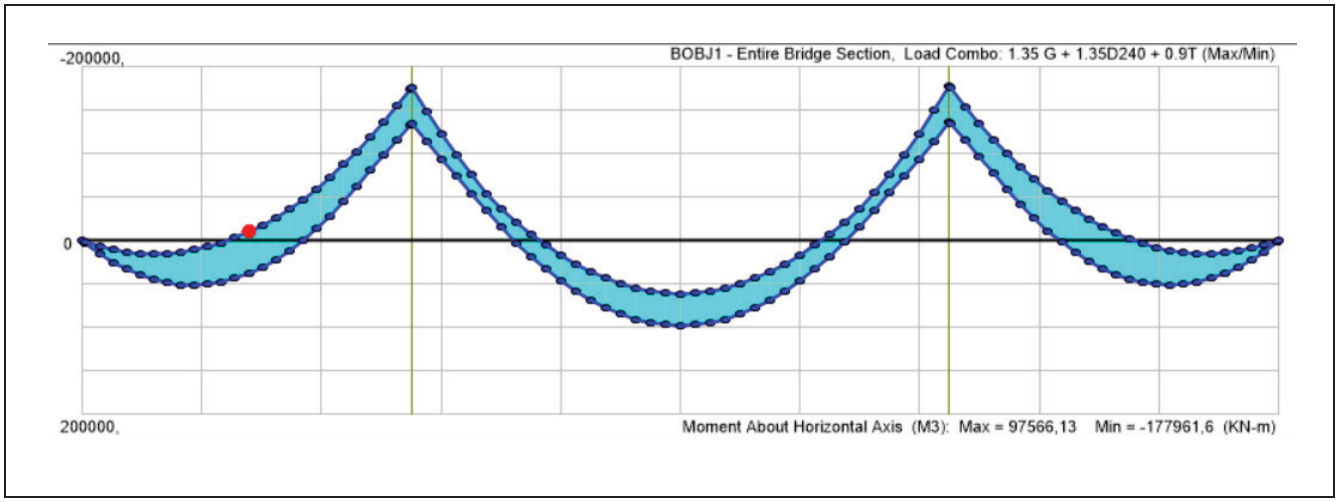
Effort tranchant sous la combinaison (1.35G +1.35 Mc120)



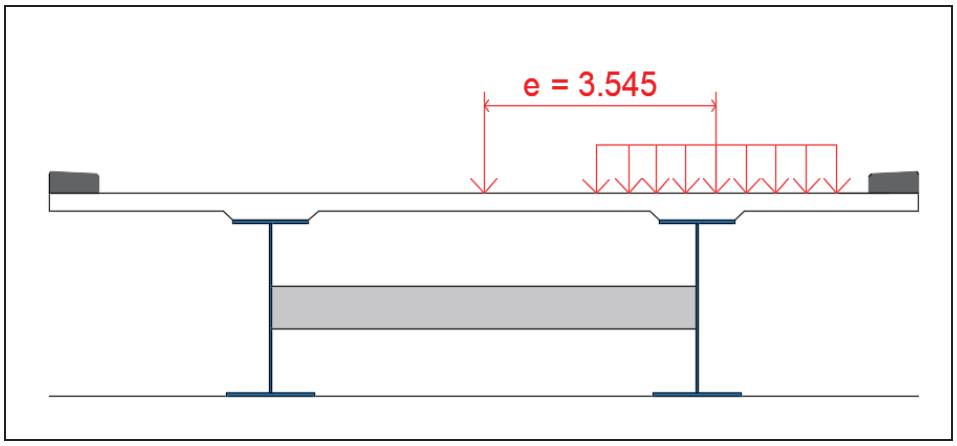
Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison (1.35G +1.35 Mc120)



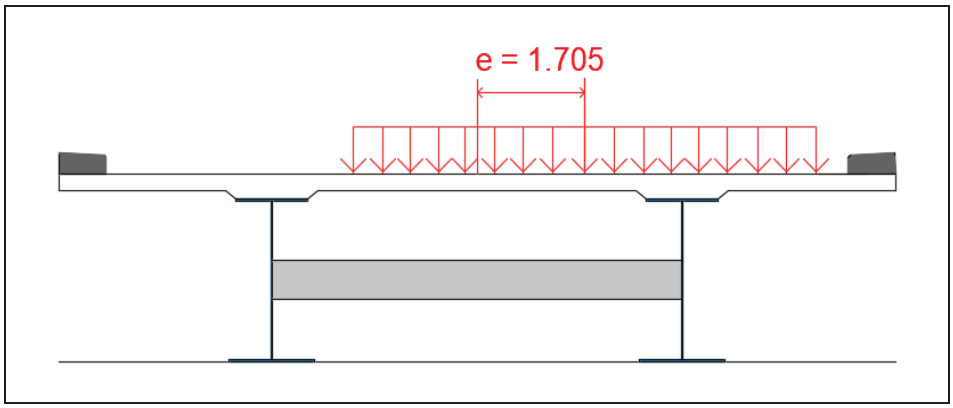
Effort tranchant sous la combinaison (1.35G +1.35 D240)



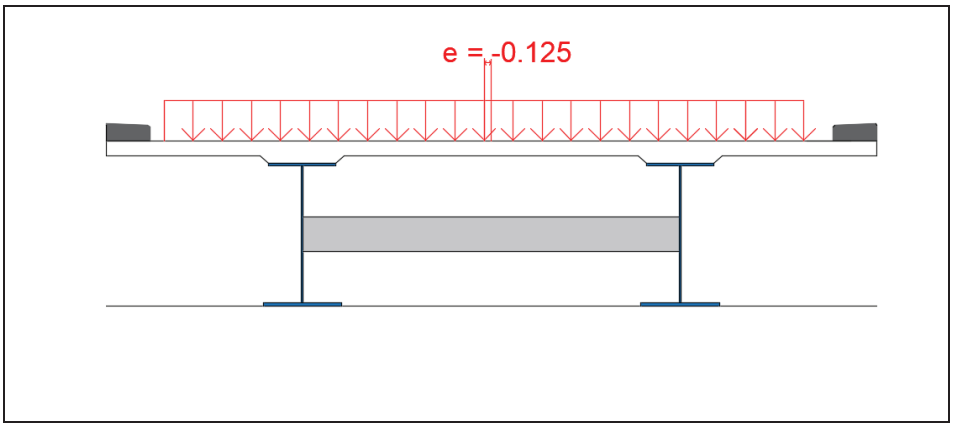
Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison (1.35G +1.35 D240)



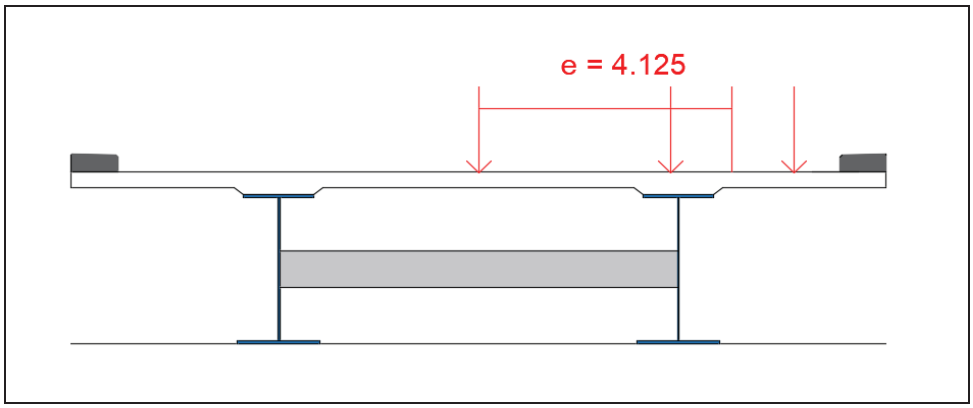
Système A(l) une voie chargée



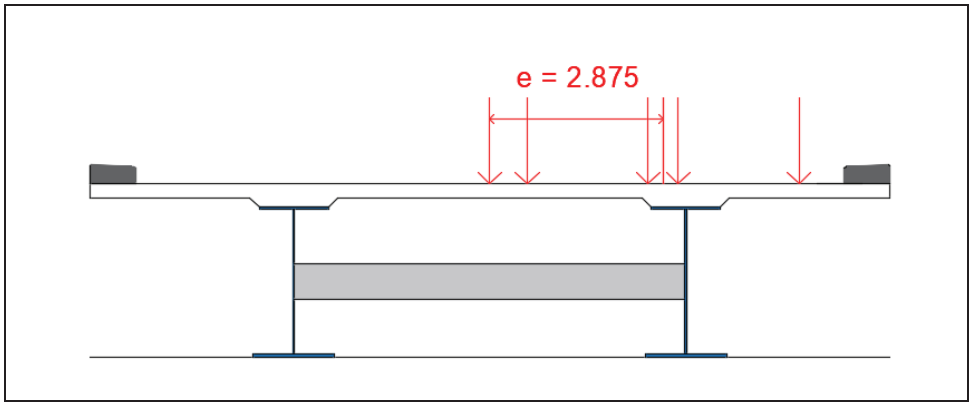
Système A(l) deux voies chargées



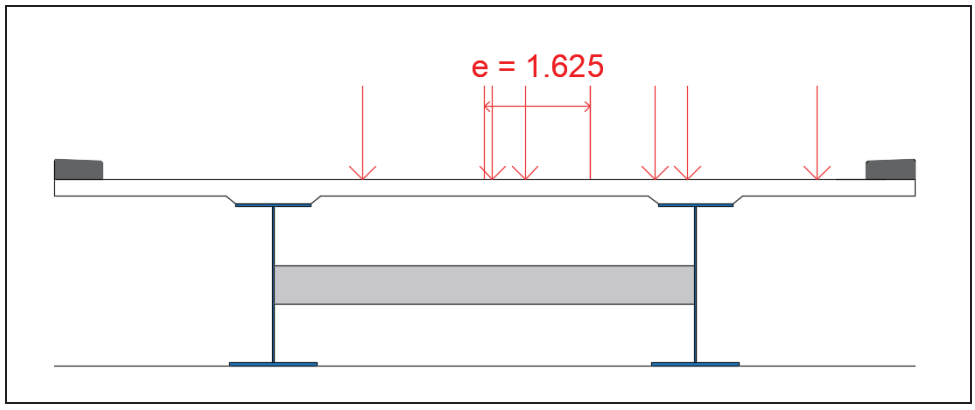
Système A(l) trois voies chargées



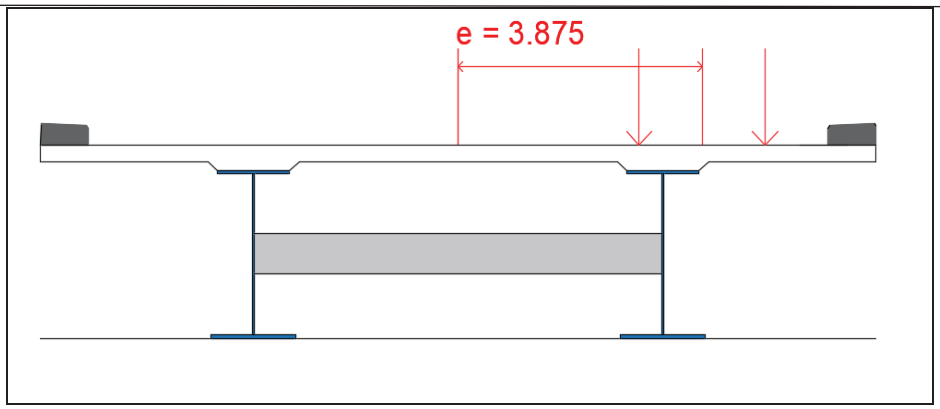
Système Bc une file chargée



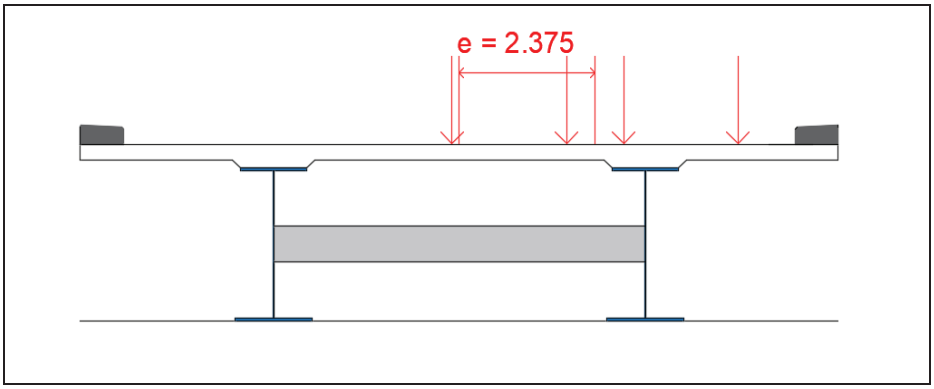
Système Bc deux files chargées



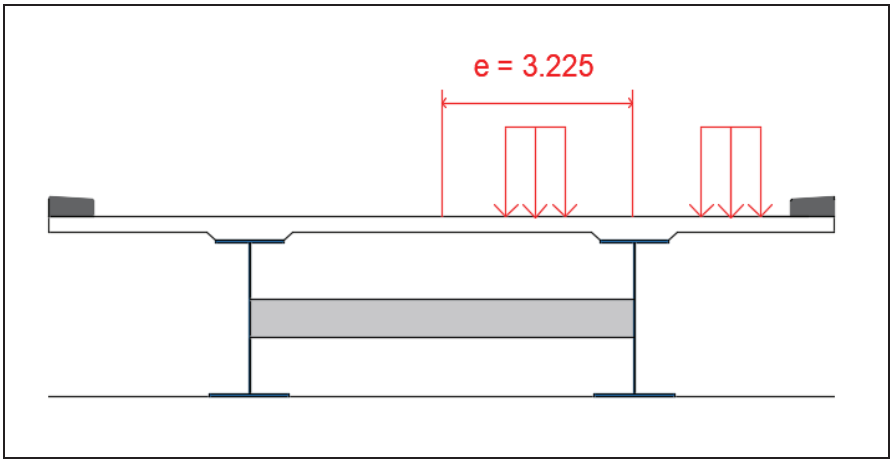
Système Bc trois files chargées



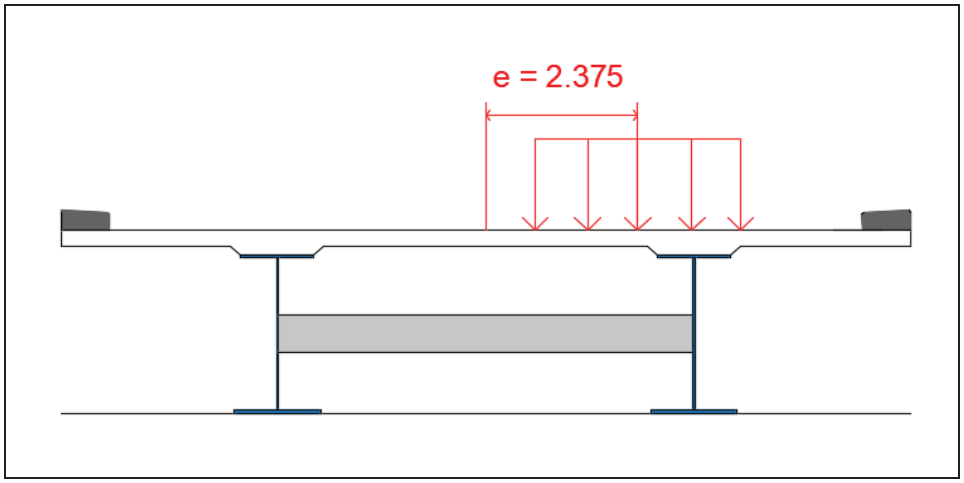
Système Bt un tandem chargé



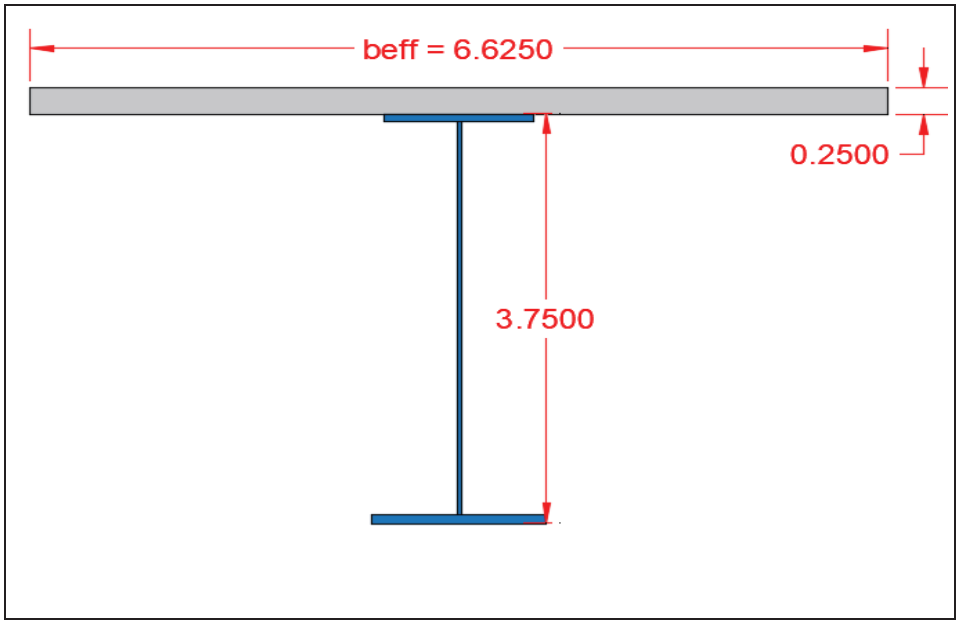
Système Bt un tandem chargé



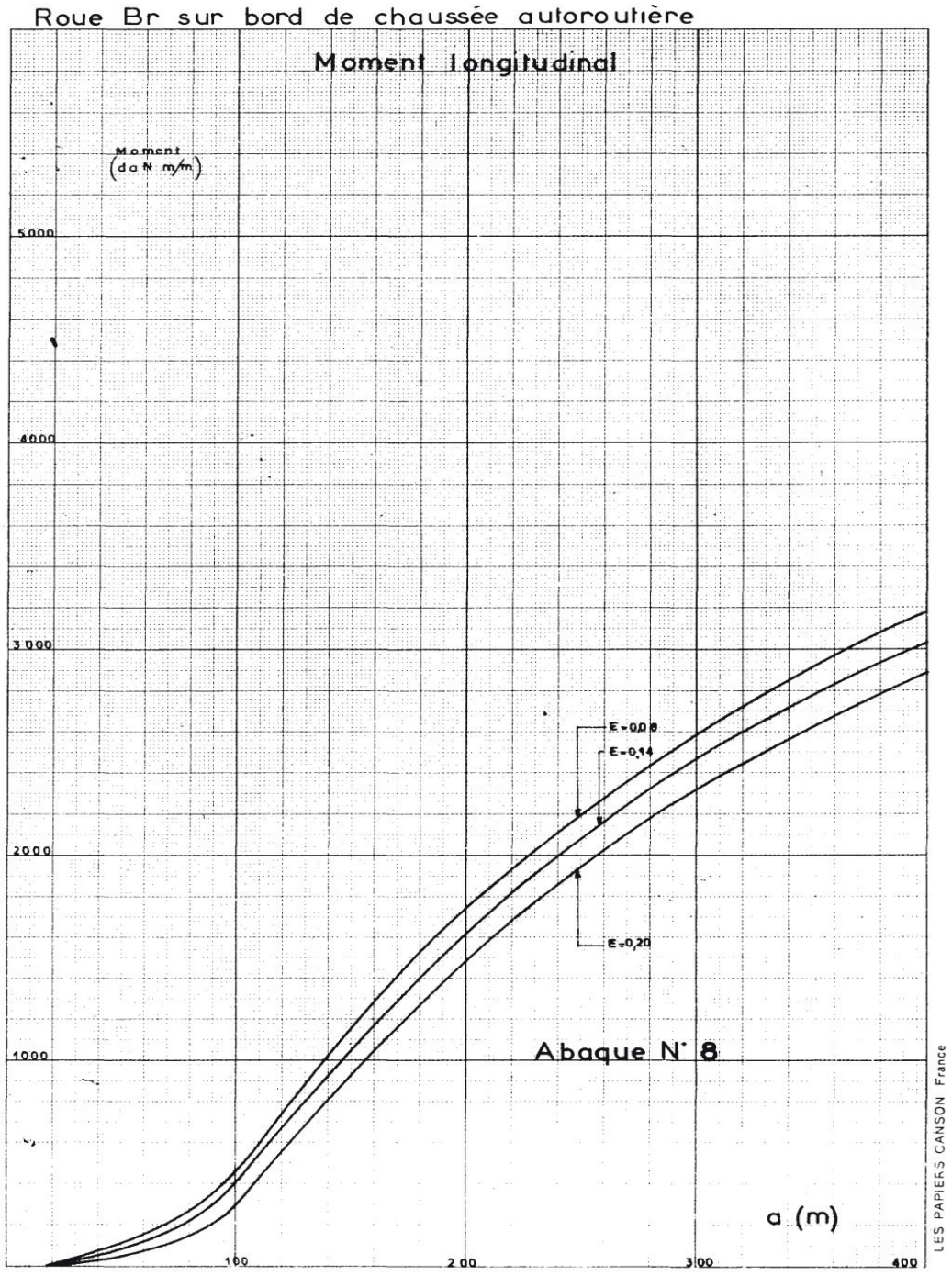
Système Mc120



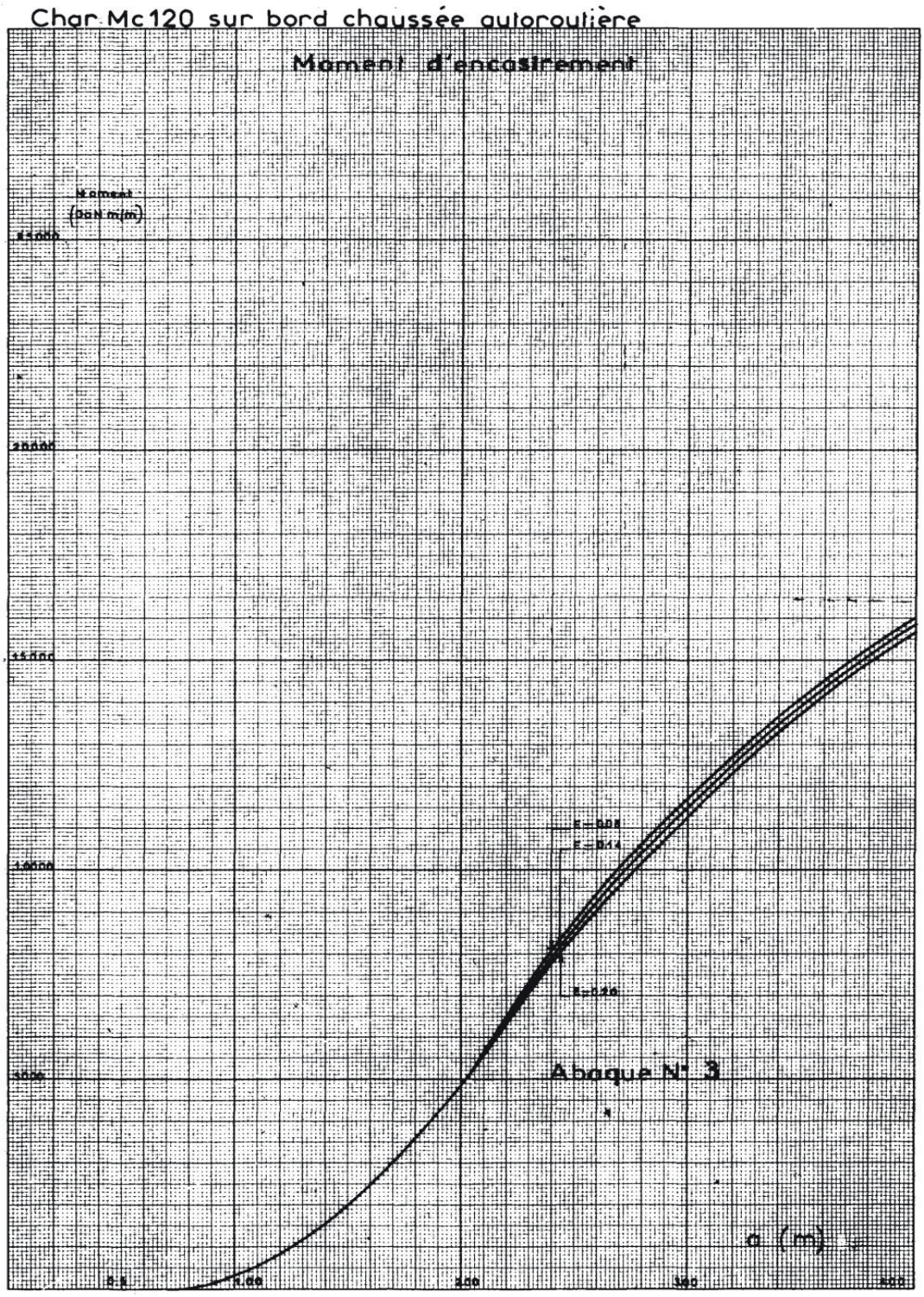
Système D240



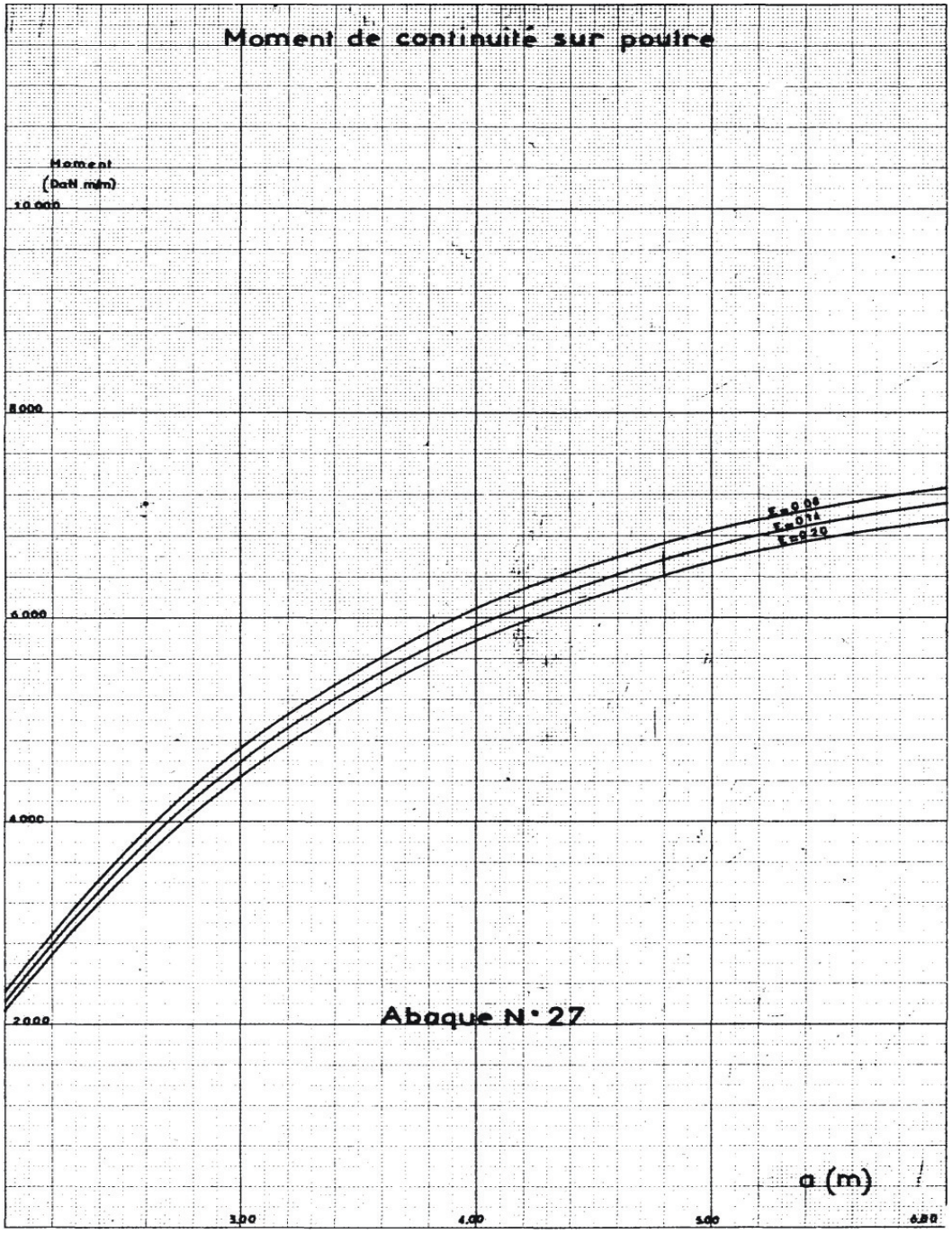
Section mixte sur pile


Roue Br sur bord de chaussée autoroutière
Moment longitudinal
Moment (daN m/m)
5000
4000
3000
2000
1000
E=0,09
E=0,14
E=0,20
Abaque N° 8
a (m)
100
200
300
400
LES PAPIERS CANSON France

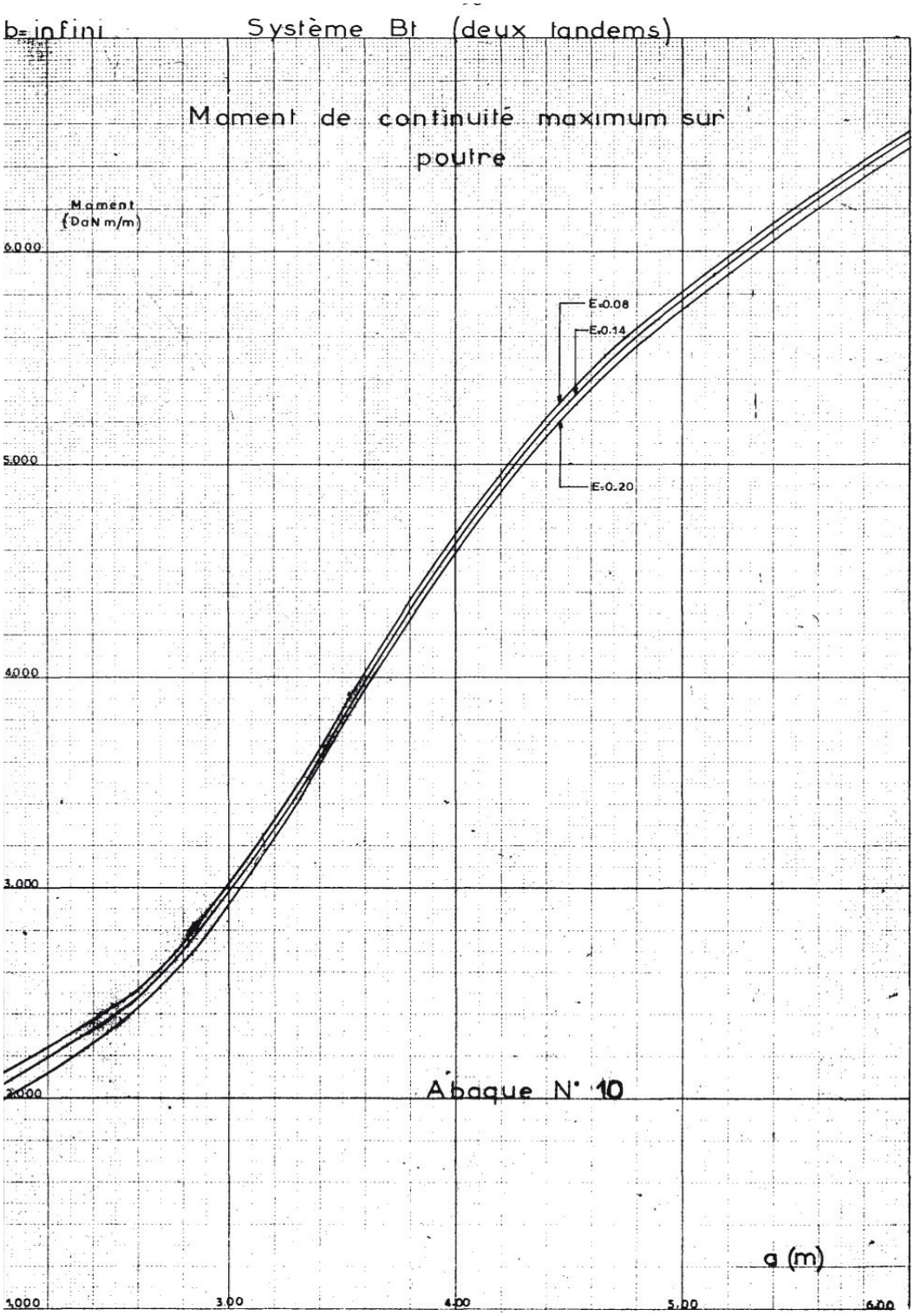
Abaque 8


Char Mc120 sur bord chaussée autoroutière
Moment d'encastrement
Moment
(daN m/m)
Abaque N° 3
a (m)

Abaque 3


Moment de continuité sur poutre
Moment
(DaN m/m)
10.000
8.000
6.000
4.000
2.000
E=0.08
E=0.14
E=0.20
Abaque N° 27
a (m)
3.00
4.00
5.00
6.80

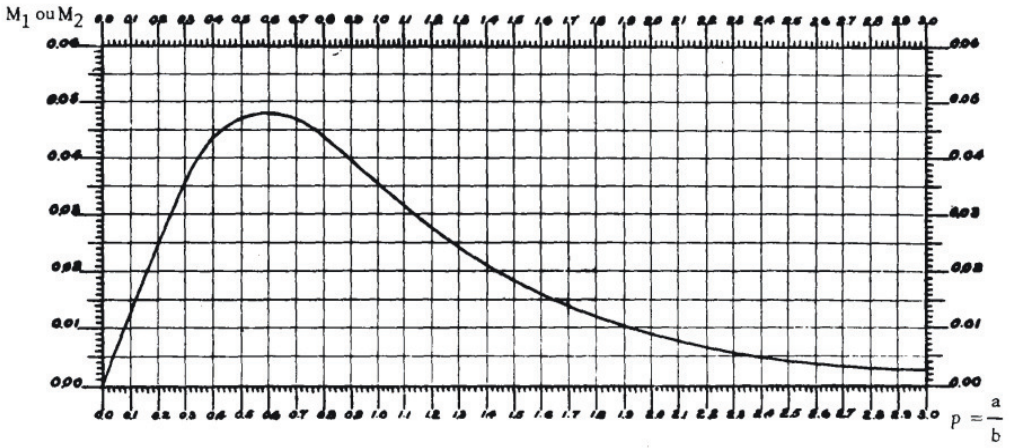
Abaque 27


b= infini
Système Bt (deux tandems)
Moment de continuité maximum sur poutre
Moment (DaN m/m)
6.000
5.000
4.000
3.000
2.000
E=0.08
E=0.14
E=0.20
Abaque N° 10
a (m)
3.00
4.00
5.00
6.00

Abaque 10

ABAQUE N° - 61 -

MOMENT FLECHISSANT AU CENTRE D'UNE DALLE RECTANGULAIRE
SIMPLEMENT APPUYEE SUR SES QUATRE COTES SOUS L'EFFET D'UNE CHARGE TOTALE
P = 1 UNIFORMEMENT REPARTIE



L'abaque ci-dessus (Pigeaud) donne la fonction M_1 obtenue avec l'argument $\rho = \frac{a}{b}$ $(a < b)$ et la fonction M_2 obtenue avec l'argument inverse $\rho' = \frac{1}{\rho} = \frac{b}{a}$

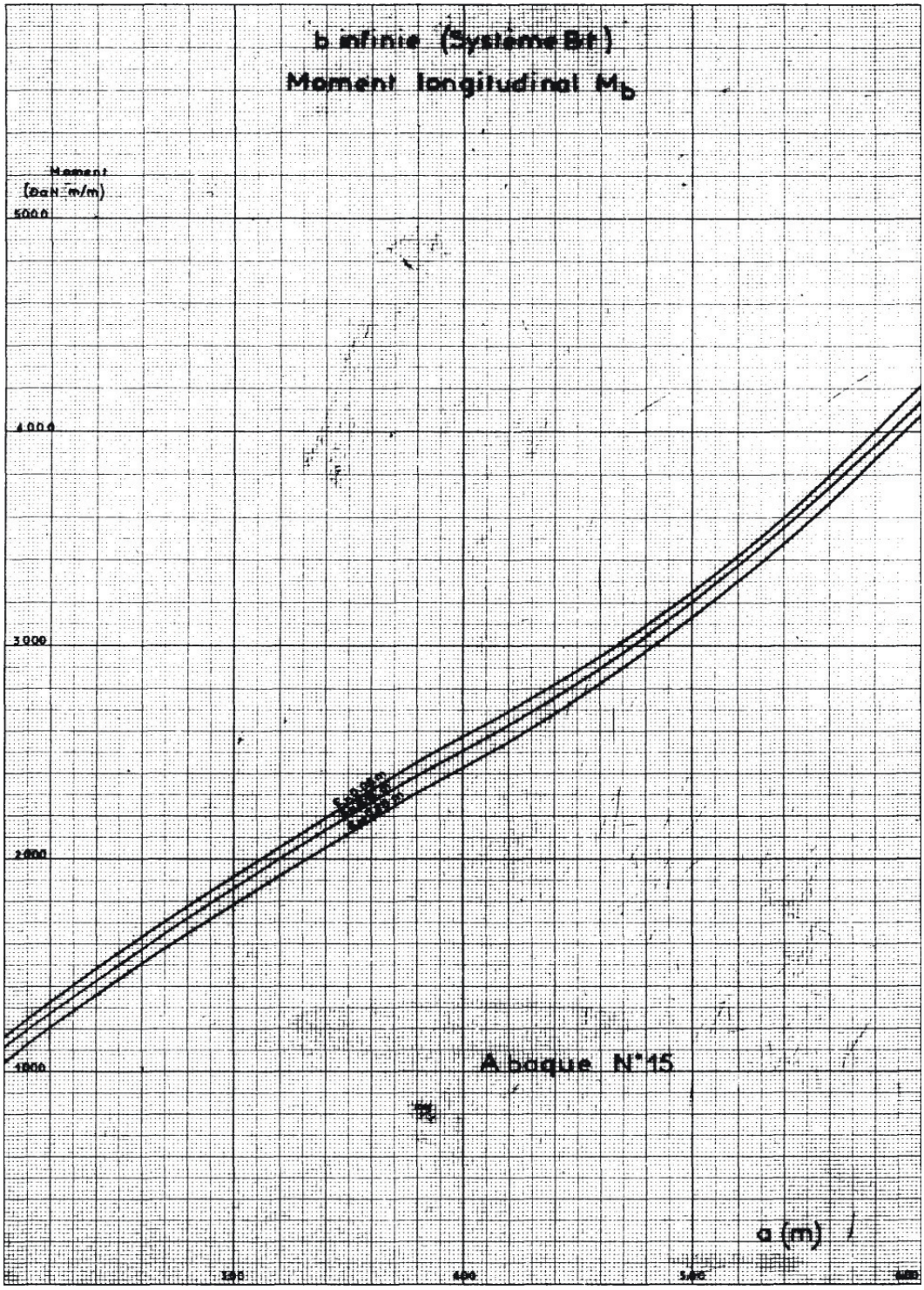
On en déduit les valeurs des moments fléchissants unitaires au centre. Avec les mêmes notations que ci-dessus :

$$M_a = M_1 + \upsilon M_2 \quad \text{(à multiplier par la charge totale P)}$$

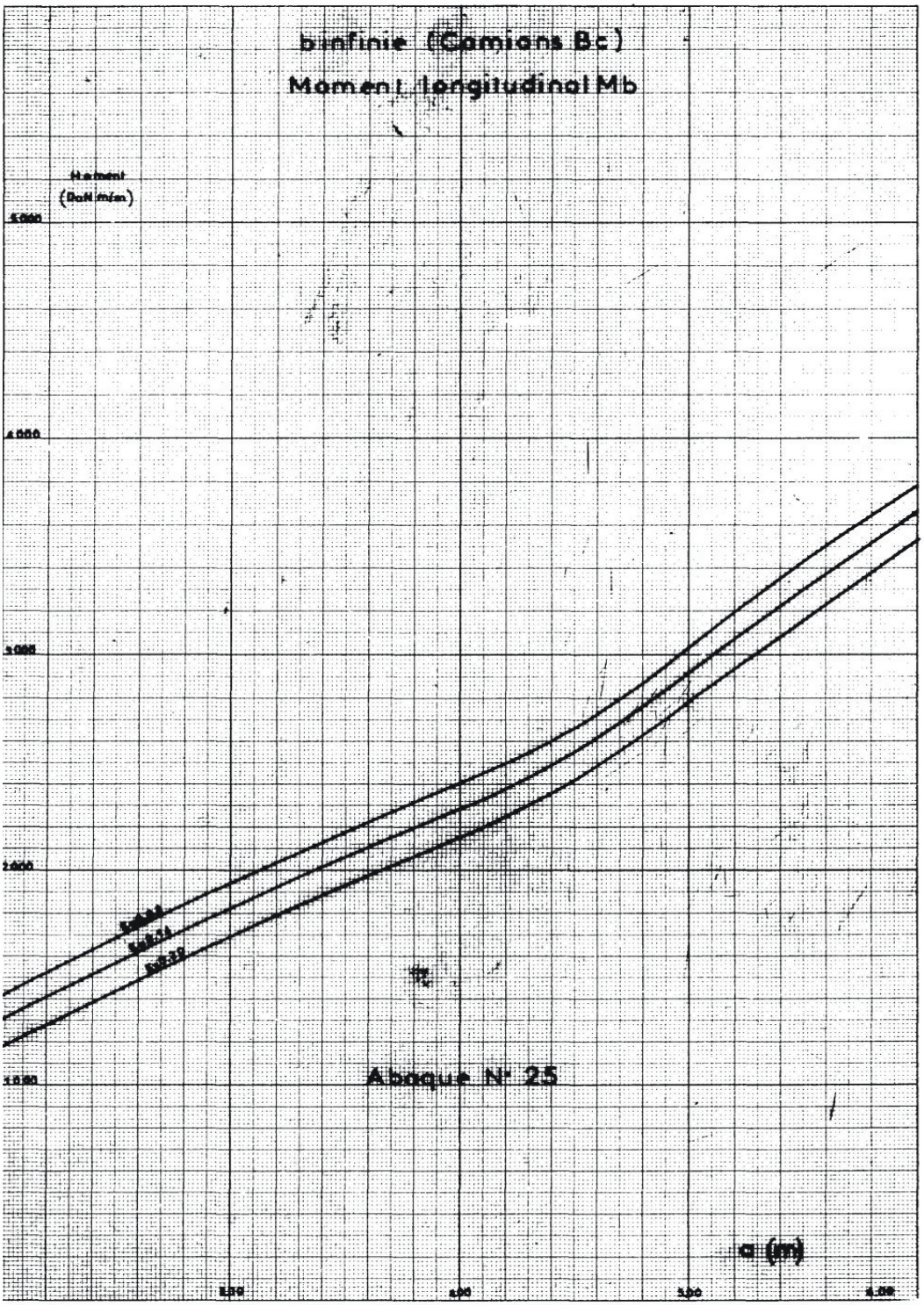
$$M_b = M_2 + \upsilon M_1$$

υ : coefficient de Poisson égal à 0,15 pour le béton
0,30 pour l'acier

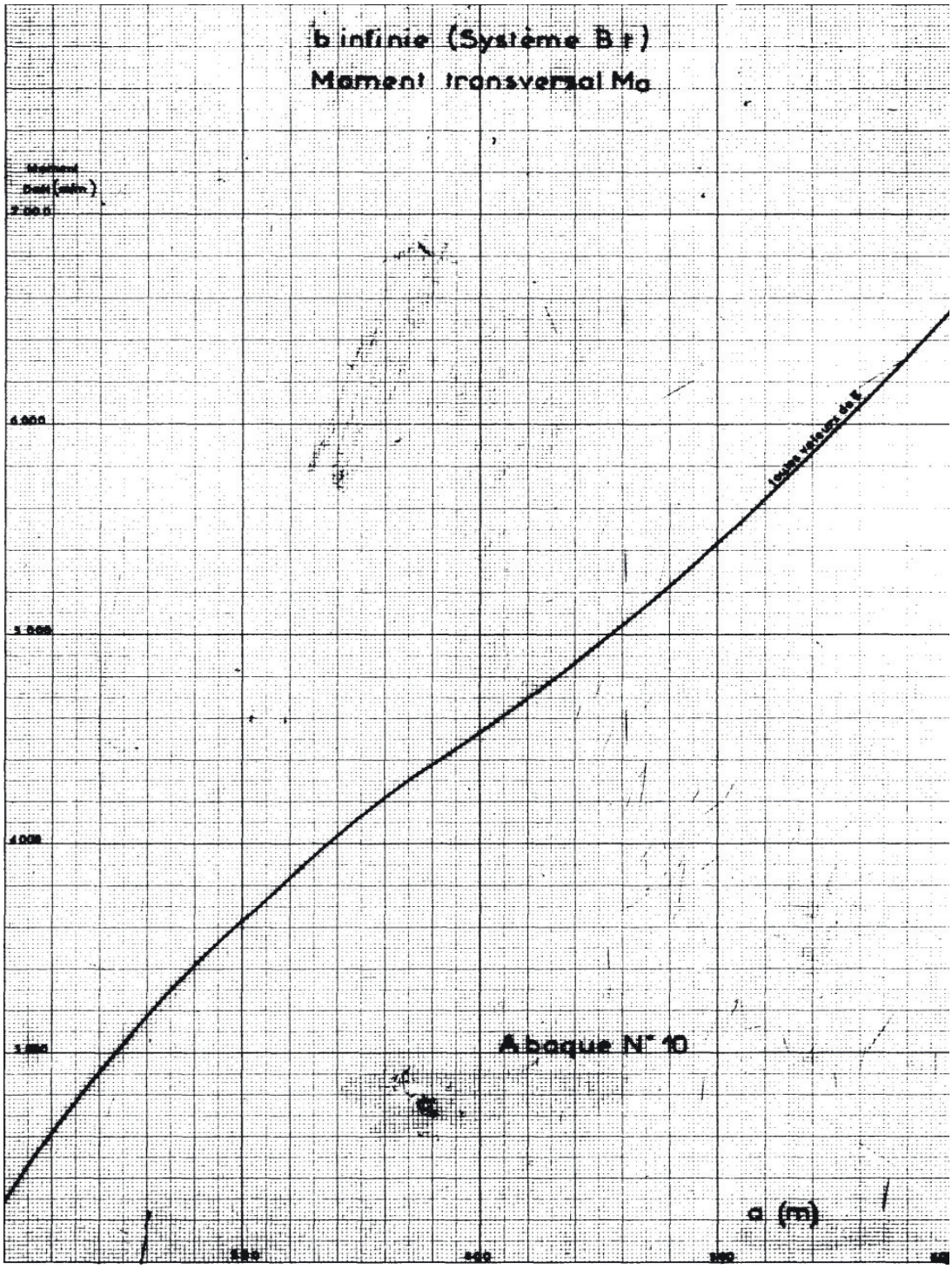
Abaque 61


b infinie (Système Bt)
Moment longitudinal M_b
Moment
(daN m/m)
5000
4000
3000
2000
1000
Abaque N°15
M_b
a (m)

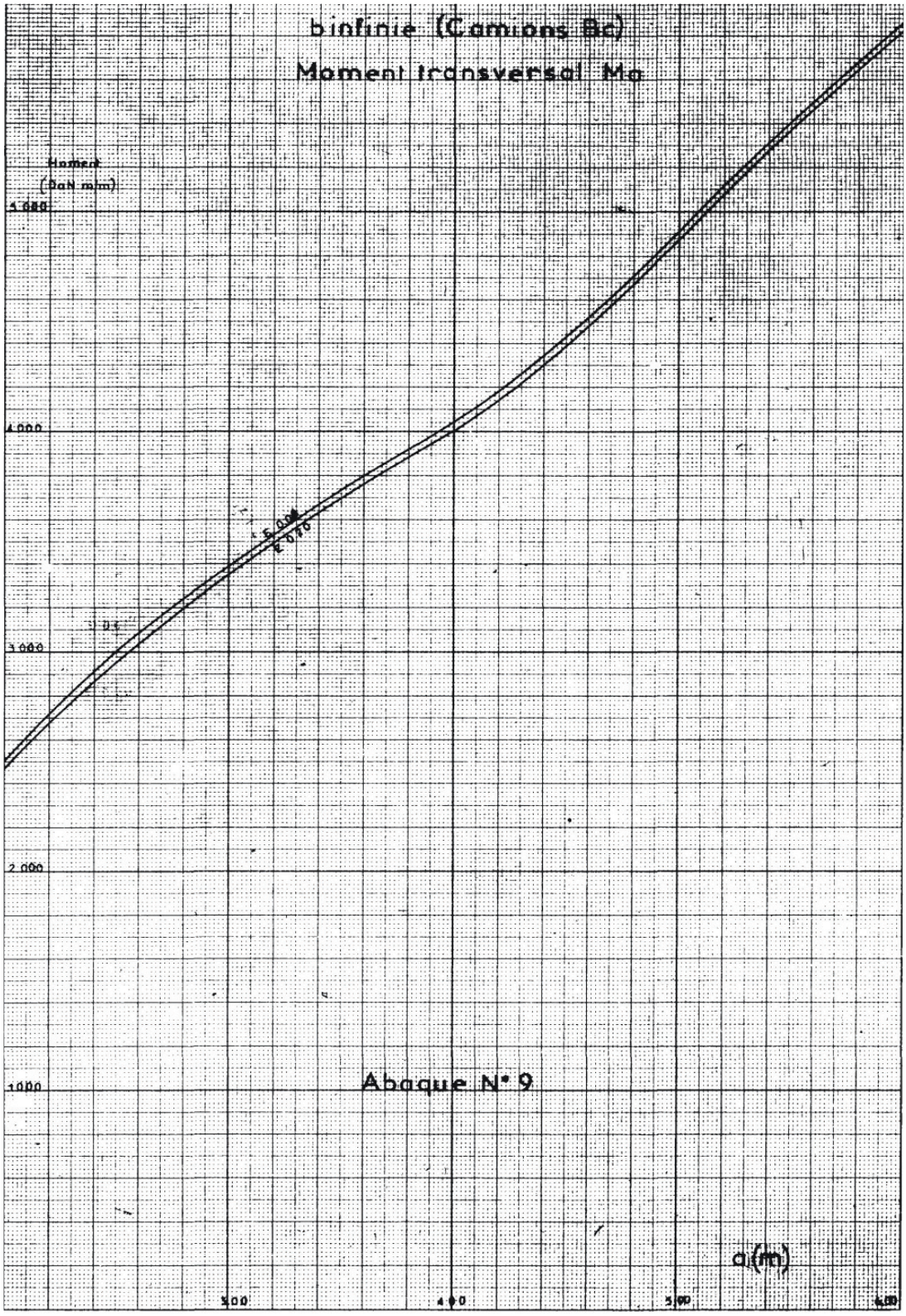
Abaque 15


binfinie (Camions Bc)
Moment longitudinal Mb
Moment
(DaN/m/m)
Abaque N° 25
a (m)

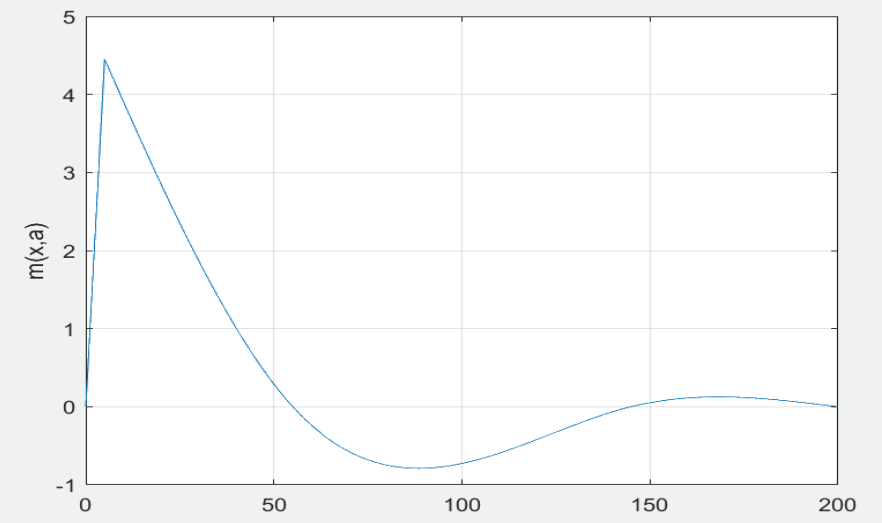
Abaque 25



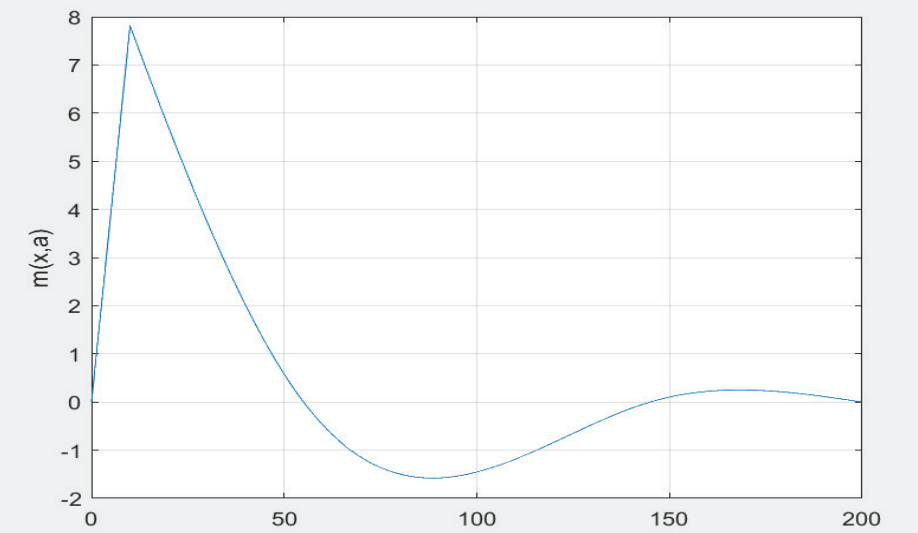
Abaque 10


binfinie (Camions Bc)
Moment transversal Ma
Moment
(DaN m/m)
5 000
4 000
3 000
2 000
1000
Abaque N° 9
a(m)
5,00
4,00
3,00
6,00

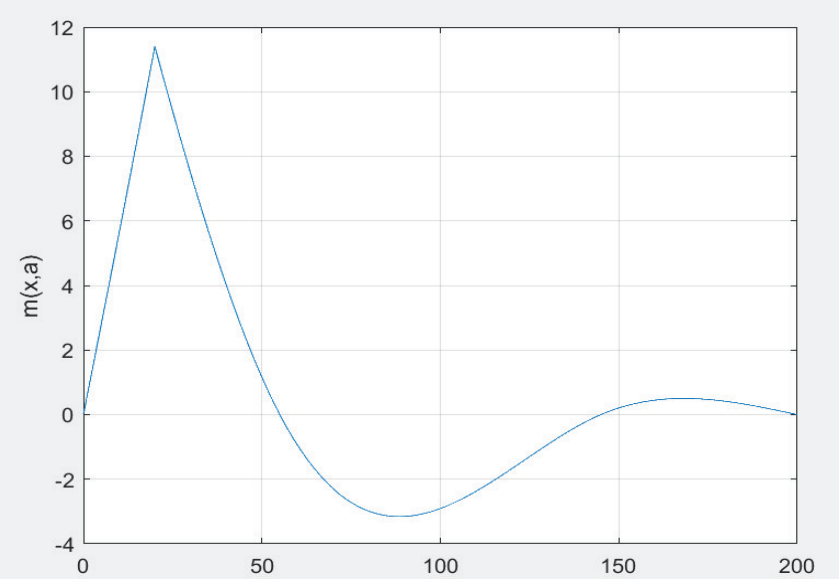
Abaque 9



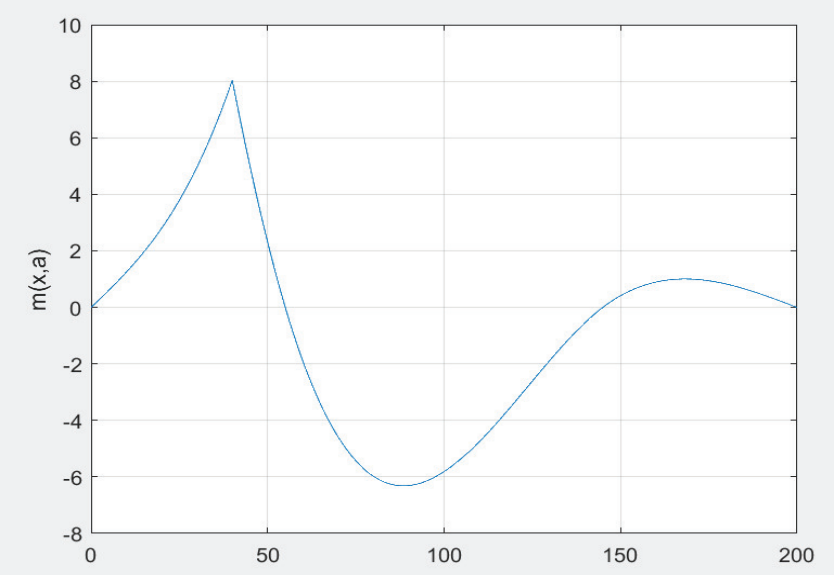
Ligne d'influence (α ; x=5m)



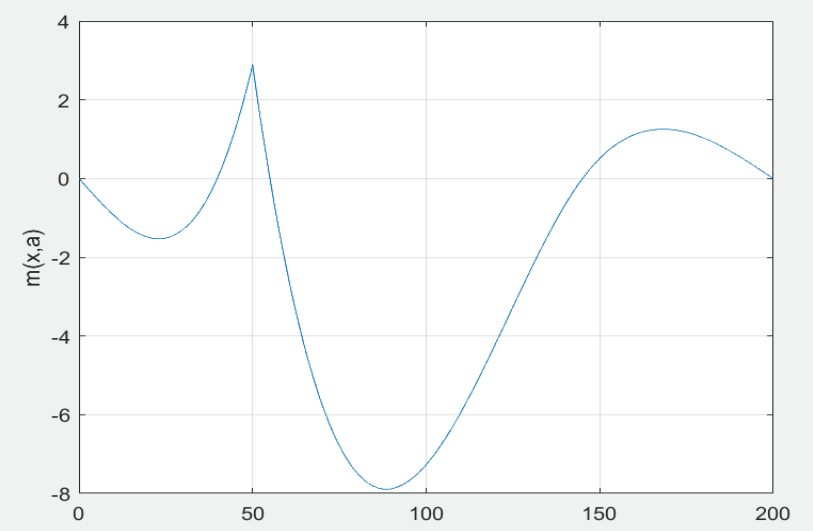
Ligne d'influence (α ; x=10m)



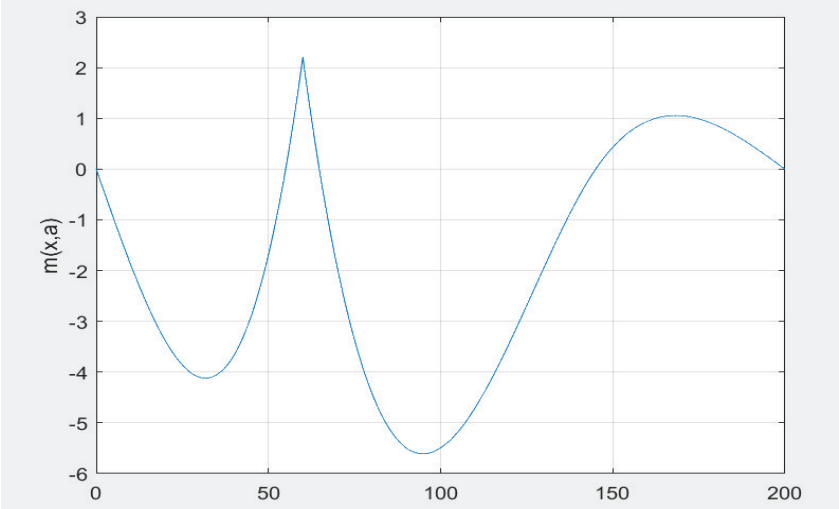
Ligne d'influence (α ; x=20m)



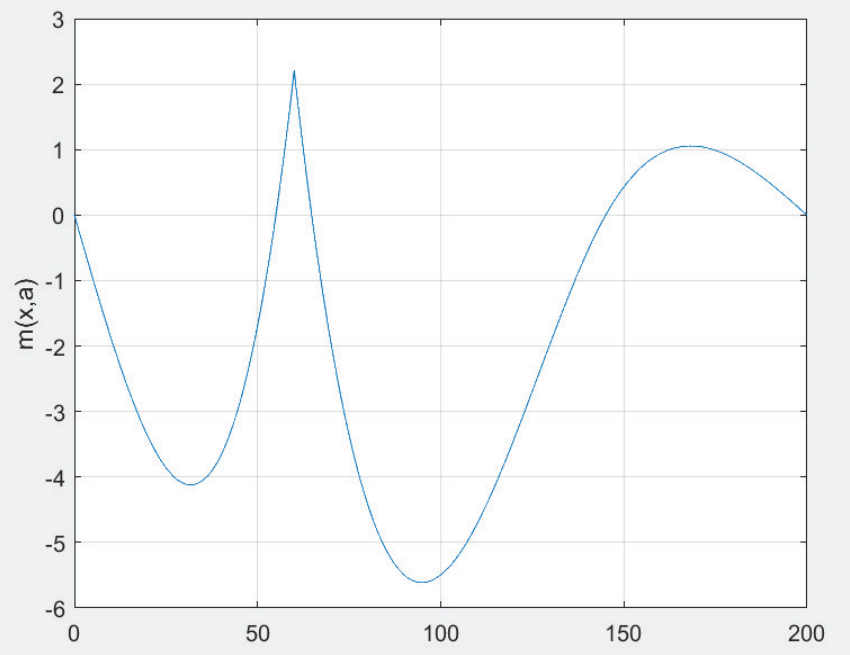
Ligne d'influence (α ; x=40m)



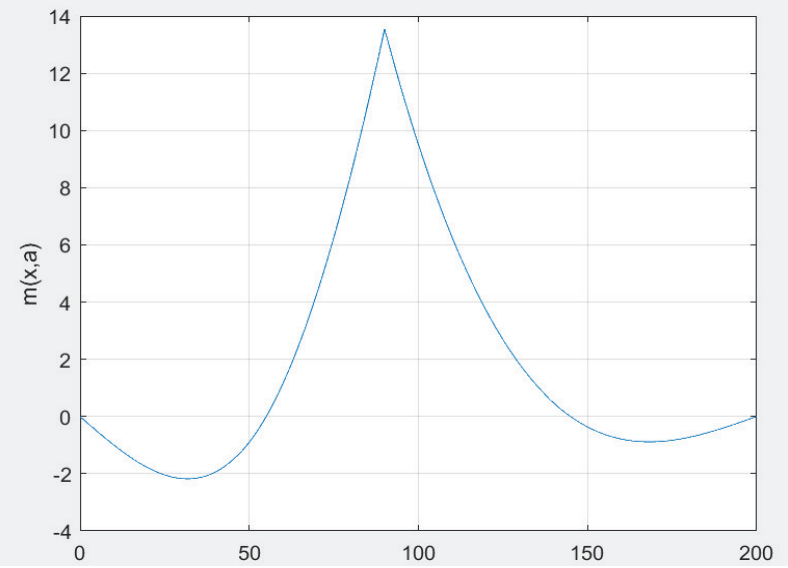
Ligne d'influence (α ; x=50m)



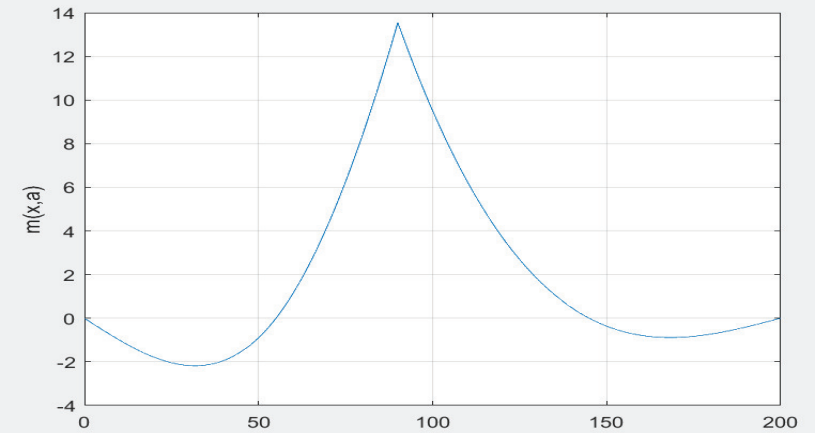
Ligne d'influence (α ; x=55m)



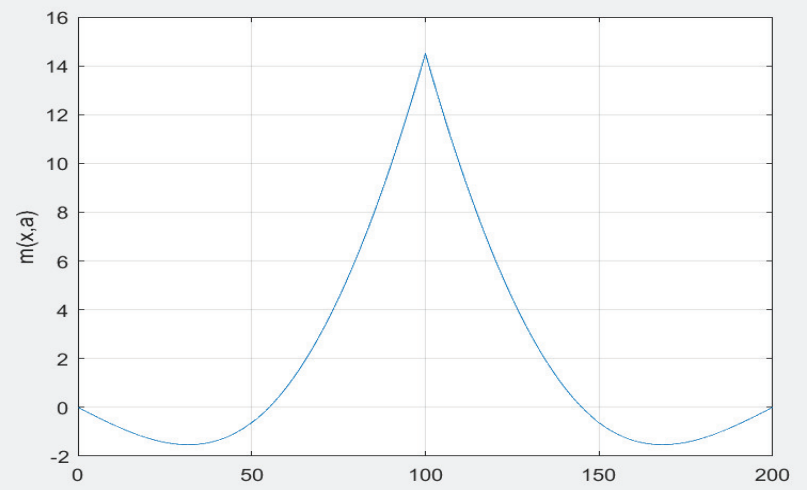
Ligne d'influence (α ; x=60m)



Ligne d'influence (α ; x=70m)



Ligne d'influence (α ; x=90m)



Ligne d'influence (α ; x=100m

Les forages

No de sondage	Type	PK	Profondeur (m)
BH-271	Carotté et pressiométrique	69+730	29.00
BH-404	Carotté et pressiométrique	69+756	25.00
BH-402	Carotté et pressiométrique	69+792	25.00
BH-403	Carotté et pressiométrique	69+828	25.00
BH-401	Carotté et pressiométrique	69+864	25.00
BH-270	Carotté et pressiométrique	69+910	25.00

Deux voies chargées $A(l)_{2V}$

Cas de charge		L (m)	A (l)	a_1	a_2	Largeur chargée(m)	$A(l)_{2V}$
1 ère cas	1	55.6	7.63	1	0.95	7.33	53.10
2 ème cas	2	90	5.83	1	0.95	7.33	40.59
3 ème cas	1-2	145.6	5.22	1	0.95	7.33	31.92
4 ème cas	1-3	111.2	4.58	1	0.95	7.33	36.36
5 ème cas	1-2-3	201.2	3.99	1	0.95	7.33	27.77

Trois voies chargées $A(l)_{3V}$

Cas de charge		L (m)	A (l)	a_1	a_2	Largeur chargée(m)	$A(l)_{3V}$
1 ère cas	1	55.6	7.63	0.9	0.95	11	71.72
2 ème cas	2	90	5.83	0.9	0.95	11	54.83
3 ème cas	1-2	145.6	5.22	0.9	0.95	11	43.12
4 ème cas	1-3	111.2	4.58	0.9	0.95	11	49.11
5 ème cas	1-2-3	201.2	3.99	0.9	0.95	11	37.51

M(x) et T(x) pour Charges permanentes CP

CP		
SECTIONS	**M(x)**	**T(x)**
x = 0 m	0	2149.7558
x = 5 m	9148.284	1509.5713
x = 10 m	15095.578	869.3868
x = 15 m	17841.882	229.2023
x = 20 m	17387.196	-410.9822
x = 25 m	13731.52	-1051.1667
x = 30 m	6874.854	-1691.3512
x = 35 m	-3182.802	-2331.5357
x = 40 m	-16441.448	-2971.7202
x = 45 m	-32901.084	-3611.9047
x = 50 m	-52561.71	-4252.0892
x = 55 m	-75423.3269	-4892.2737
		5761.782
x = 60 m	-48214.9119	5121.584
x = 65 m	-24207.4869	4481.386
x = 70 m	-3401.0519	3841.188
x = 75 m	14204.3931	3200.99
x = 80 m	28608.8481	2560.792
x = 85 m	39812.3131	1920.594
x = 90 m	47814.7881	1280.396
x = 95 m	52616.2731	640.198
x = 100 m	54216.7681	0

M(x) et T(x) pour Charges complémentaires permanentes CP

CCP		
SECTIONS	**M(x)**	**T(x)**
x = 0 m	0	701.8125
x = 5 m	2986.5625	492.8125
x = 10 m	4928.125	283.8125
x = 15 m	5824.6875	74.8125
x = 20 m	5676.25	-134.1875
x = 25 m	4482.8125	-343.1875
x = 30 m	2244.375	-552.1875
x = 35 m	-1039.0625	-761.1875
x = 40 m	-5367.5	-970.1875

x = 45 m	-10740.9375	-1179.1875
x = 50 m	-17159.375	-1388.1875
x = 55 m	-24622.8125	-1597.1875
		1881
x = 60 m	-15740.3125	1672
x = 65 m	-7902.8125	1462
x = 70 m	-1110.3125	1254
x = 75 m	4637.1875	1045
x = 80 m	9339.6875	836
x = 85 m	12997.1875	627
x = 90 m	15609.6875	418
x = 95 m	17177.1875	209
x = 100 m	17699.6875	0

M(x) et T(x) pour Charges totales (CP+CCP)

CPT = CP+CCP		
SECTIONS	**M(x)**	**T(x)**
x = 0 m	0	2851,5683
x = 5 m	12134.8465	2002,3838
x = 10 m	20023.703	1153,1993
x = 15 m	23666.5695	304,0148
x = 20 m	23063.446	-545,1697
x = 25 m	18214.3325	-1394,3542
x = 30 m	9119.229	-2243,5387
x = 35 m	-4221.8645	-3092,7232
x = 40 m	-21808.948	-3941,9077
x = 45 m	-43642.0215	-4791,0922
x = 50 m	-69721.085	-5640,2767
x = 55 m	-100046.1394	-6489,4612
		7642,782
x = 60 m	-63955.2244	6793,584
x = 65 m	-32110.2994	5943,386
x = 70 m	-4511.3644	5095,188
x = 75 m	18841.5806	4245,99
x = 80 m	37948.5356	3396,792
x = 85 m	52809.5006	2547,594
x = 90 m	63424.4756	1698,396
x = 95 m	69793.4606	849,198
x = 100 m	71916.4556	0

M(x) et T(x) pour surcharge A(L) 3 voies.

	A(L) 3V cas 5	
SECTIONS	**M(x)**	**T(x)**
x = 5 m	2435,4	831,96
x = 10 m	3933,05	644,41
x = 15 m	4492,95	456,86
x = 20 m	4115,1	269,31
x = 25 m	2799,5	81,76
x = 30 m	546,15	-105,79
x = 35 m	-2644,95	-293,34
x = 40 m	-6773,8	-480,89
x = 45 m	-11840,4	-668,44
x = 50 m	-17844,75	-855,99
x = 55 m	-24786,575	1687,95 /-1043,54
x = 60 m	-16815,7	1500,4
x = 65 m	-9782,575	1312,85
x = 70 m	-3687,2	1125,3
x = 75 m	1470,425	937,75
x = 80 m	5690,3	750,2
x = 85 m	8972,425	562,65
x = 90 m	11316,8	375,1
x = 95 m	2435,4	187,55
x = 100 m	3933,05	0

M(x) et T(x) pour 2ème travée chargée : 55 < α < 145

X	Travée		Moment fléchissant	Effort tranchant
[0,55]	Travée 01		$M(x,\alpha) = \frac{M_1}{55}x$	$T(x,\alpha) = \frac{M_1}{55}$
[55,145]	Travée 02	x < α	$M(x,\alpha) = \frac{M_2-M_1+(145-\alpha)}{90}(x-55) + M_1$	$T(x,\alpha) = \frac{M_2-M_1+(145-\alpha)}{90}$
		α < x	$M(x,\alpha) = \frac{M_2-M_1+(145-\alpha)}{90}(x-55) - (x-\alpha) + M_1$	$T(x,\alpha) = \frac{M_2-M_1+(145-\alpha)}{90} - 1$
[145,200]	Travée 03		$M(x,\alpha) = -\frac{M_2}{55}(x-145) + M_2$	$T(x,\alpha) = -\frac{M^2}{55}$

M(x) et T(x) pour 3ème travée chargée : 145 < α < 200

X	Travée		Moment fléchissant	Effort tranchant
[0,55]	Travée 01		$M(x,\alpha) = \frac{M_1}{55}x$	$T(x,\alpha) = \frac{M_1}{55}$
[55,145]	Travée 02		$M(x,\alpha) = \frac{M_2-M_1}{90}(x-55) + M_1$	$T(x,\alpha) = \frac{M_2-M_1}{90}$
[145,200]	Travée 03	$x < \alpha$	$M(x,\alpha) = \frac{(200-\alpha)-M_2}{55}(x-145) + M_2$	$T(x,\alpha) = \frac{(200-\alpha)-M_2}{55}$
		$\alpha < x$	$M(x,\alpha) = \frac{(200-\alpha)-M^2}{55}(x-145) - (x-\alpha) + M_2$	$T(x,\alpha) = \frac{(200-\alpha)-M_2}{55} - 1$

M(x) et T(x) pour surcharge Bc 1 voie.

	Bc1			
Sections	M+ (KN.m)	M- (KN.m)	T+ (KN)	T-(KN)
X= 5 m	2754,79445	-560,093923	550,95889	-112,018536
X= 10 m	4723,91633	-1120,18785	472,304112	-142,515475
X= 15 m	6055,34748	-1680,29296	396,230218	-171,117778
X= 20 m	6463,63549	-2240,37569	323,182272	-207,687749
X= 25 m	6348,76754	-2800,47086	253,95095	-285,917352
X= 30 m	5677,2916	-3360,56478	189,243634	-361,628232
X= 35 m	5605,07163	-3920,65871	129,763973	-434,113008
X= 40 m	4418,28556	-4480,75263	76,220592	-502,668029
X= 45 m	2756,08116	-4966,88983	29,2686576	-566,587157
X= 50 m	723,500131	-5600,94048	-10,6020096	-625,163011
X= 55 m	920,472739	-6157,66657	0	0
X= 60 m	-462,431861	-3934,06413	574,899192	-43,182552
X= 65 m	1446,03305	-2534,14261	535,674989	-43,182552
X= 70 m	3242,74796	-2318,22861	504,897086	-43,182552
X= 75 m	4852,53408	-2102,3146	467,476766	-43,182552
X= 80 m	6214,02456	-1813,32655	391,279795	-43,182552
X= 85 m	7279,66824	-1605,77679	312,714528	-43,182552
X= 90 m	8015,7247	-1454,57508	277,899955	7,5598992
X= 95 m	8402,27039	-1238,66108	243,351427	-39,7625088
X= 100 m	8433,19001	-1022,74832	169,933008	-88,76448

M(x) et T(x) pour surcharge Bc 2 voies.

	Bc2			
Sections	M+ (KN.m)	M- (KN.m)	T+ (KN)	T-(KN)
X= 5 m	2532,54068	-514,906165	506,508136	-102,981005
X= 10 m	4342,79599	-1029,81233	434,199139	-131,017484
X= 15 m	5566,80875	-1544,72878	364,262802	-157,312185
X= 20 m	5942,15654	-2059,62466	297,108284	-190,931731
X= 25 m	5836,55601	-2574,53197	233,462469	-262,849857
X= 30 m	5219,254	-3089,43814	173,975667	-332,452467
X= 35 m	5152,86065	-3604,3443	119,294759	-399,089251
X= 40 m	4061,82317	-4119,25047	70,071199	-462,113329
X= 45 m	2533,72358	-4566,16665	26,9072947	-520,875532
X= 50 m	665,128941	-5149,0628	-9,7466512	-574,725551
X= 55 m	846,210017	-5660,87285	0	0
X= 60 m	-425,12337	-3616,66819	528,516962	-39,6986315
X= 65 m	1329,36871	-2329,69079	492,457324	-39,6986315
X= 70 m	2981,12665	-2131,19649	464,162548	-39,6986315
X= 75 m	4461,037	-1932,70219	429,761258	-39,6986315
X= 80 m	5712,68393	-1667,02937	359,711774	-39,6986315
X= 85 m	6692,35267	-1476,2245	287,485066	-39,6986315
X= 90 m	7369,0249	-1337,22157	255,479294	6,9499749
X= 95 m	7724,38451	-1138,72727	223,718103	-36,5545136
X= 100 m	7752,80958	-940,234115	156,223001	-81,60306

M(x) et T(x) pour surcharge Bc 3 voies.

	Bc3			
Sections	M+ (KN.m)	M- (KN.m)	T+ (KN)	T-(KN)
X= 5 m	2189,29932	-445,119688	437,859864	-89,02374
X= 10 m	3754,20635	-890,239376	375,35108	-113,260368
X= 15 m	4812,3257	-1335,36796	314,893384	-135,991284
X= 20 m	5136,8017	-1780,47875	256,84048	-165,054292
X= 25 m	5045,51346	-2225,59943	201,820736	-227,22518
X= 30 m	4511,87589	-2670,71912	150,396324	-287,39438
X= 35 m	4454,48099	-3115,8388	103,126452	-344,99972
X= 40 m	3511,31446	-3560,95849	60,57428	-399,481992

X= 45 m	2190,3219	-3947,30305	23,260484	-450,280012
X= 50 m	574,982408	-4451,19787	-8,425664	-496,831608
X= 55 m	731,521128	-4893,64106	0	0
X= 60 m	-367,505372	-3126,49241	456,88578	-34,31818
X= 65 m	1149,19615	-2013,94216	425,713392	-34,31818
X= 70 m	2577,08734	-1842,35028	401,253476	-34,31818
X= 75 m	3856,42187	-1670,75839	371,514676	-34,31818
X= 80 m	4938,43007	-1441,09285	310,959168	-34,31818
X= 85 m	5785,32193	-1276,14822	248,52152	-34,31818
X= 90 m	6370,28314	-1155,9847	220,853568	6,008028
X= 95 m	6677,48	-984,392812	193,397048	-31,600192
X= 100 m	6702,05255	-812,801912	135,04972	-70,5432

M(x) et T(x) pour surcharge Bt 1 voie.

	Bt1			
Sections	M+ (KN.m)	M- (KN.m)	T+ (KN)	T-(KN)
X= 5 m	1739,5452	-313,456581	34,7920218	-6,2691192
X= 10 m	3047,247	-626,913162	30,4728426	-8,025183
X= 15 m	3935,0286	-940,369743	26,2338966	-12,2912046
X= 20 m	4422,6378	-1253,799	22,1129406	-16,45029
X= 25 m	4536,7776	-1567,2798	18,1473588	-20,4649308
X= 30 m	4343,3982	-1880,7606	14,3747838	-24,297246
X= 35 m	3849,3306	-2194,2414	10,8329724	-27,9098514
X= 40 m	3097,6722	-2507,598	7,5595572	-31,2649902
X= 45 m	2144,0646	-2821,0788	4,5917982	-34,3252782
X= 50 m	1051,83341	-3134,5596	1,9677006	-37,0528344
X= 55 m	547,306054	-3448,0404	0	0
X= 60 m	597,061071	-3761,5212	39,126726	-2,5670898
X= 65 m	646,816212	-4757,3568	37,9814778	-2,5670898
X= 70 m	696,571229	-6452,9352	36,0417222	-2,5670898
X= 75 m	746,32637	-8233,9632	33,8834988	-2,5675866
X= 80 m	796,081511	10080,1962	31,4240904	-2,5675866
X= 85 m	846,89024	-11978,0964	28,87029	-2,5675866
X= 90 m	895,591669	-1391,7852	25,023195	-2,7779814
X= 95 m	945,346685	-8210,6136	22,3258194	-5,4305208
X= 100 m	995,101826	-9217,8756	13,8519018	-8,1255366

M(x) et T(x) pour surcharge Bt 2 voies.

	Bt 2			
Sections	M+ (KN.m)	M- (KN.m)	T+ (KN)	T-(KN)
X= 5 m	3482,45184	-627,518875	69,6512746	-12,5503526
X= 10 m	6100,3824	-1255,03775	61,0045699	-16,0658736
X= 15 m	7877,66112	-1882,55663	52,5184867	-24,6061603
X= 20 m	8853,82176	-2510,0208	44,2686115	-32,932368
X= 25 m	9082,32192	-3137,58816	36,329785	-40,9694074
X= 30 m	8695,18944	-3765,15552	28,777345	-48,6414432
X= 35 m	7706,09952	-4392,72288	21,6868781	-55,8736349
X= 40 m	6201,33024	-5020,0416	15,1337222	-62,5903958
X= 45 m	4292,27232	-5647,60896	9,19246944	-68,7168854
X= 50 m	2105,69934	-6275,17632	3,93920352	-74,1772685
X= 55 m	1095,6697	-6902,74368	0	0
X= 60 m	1195,27588	-7530,31104	78,3290592	-5,13914016
X= 65 m	1294,88231	-9523,90656	76,0363498	-5,13914016
X= 70 m	1394,48849	-12918,3398	72,1530902	-5,13914016
X= 75 m	1494,09492	-16483,8374	67,832473	-5,14013472
X= 80 m	1593,70134	20179,871	62,9089037	-5,14013472
X= 85 m	1695,41698	-23979,3389	57,796368	-5,14013472
X= 90 m	1792,91395	-2786,25984	50,094744	-5,56133088
X= 95 m	1892,52013	-16437,0931	44,6947805	-10,8715354
X= 100 m	1992,12655	-18453,5635	27,7305706	-16,2667747

M(x) et T(x) pour surcharge Mc120.

	Mc120			
Sections	M+ (KN.m)	M- (KN.m)	T+ (KN)	T-(KN)
X= 5 m	4702,69325	-890,347614	940,539066	-100,663164
X= 10 m	8042,74889	-1796,14897	817,624296	-171,28557
X= 15 m	10463,04	-2694,2245	697,527696	-294,716226
X= 20 m	12152,904	-3592,29898	581,330862	-415,587174
X= 25 m	12549,42	-4490,37347	470,113314	-532,817856
X= 30 m	11962,95	-5388,44795	364,954572	-645,32979
X= 35 m	10511,826	-6286,52244	266,935194	-752,04138
X= 40 m	8336,2901	-7184,59693	177,1347	-858,28068

X= 45 m	5598,7343	-8082,67245	96,633648	-943,74441
X= 50 m	2482,44447	-8980,74694	26,509482	-1027,50997
X= 55 m	1563,13769	-9793,82064	0	0
X= 60 m	1699,60771	-6380,48739	1141,55607	-73,332624
X= 65 m	4334,84681	-4303,57603	1093,77382	-73,332624
X= 70 m	6939,7265	-3936,90356	1038,58751	-73,332624
X= 75 m	9376,7512	-3570,2311	977,052792	-73,332624
X= 80 m	11529,066	-3203,55864	910,22739	-73,332624
X= 85 m	12257,742	-2836,88618	839,169024	-73,332624
X= 90 m	12600,282	-2470,21372	764,934378	-44,829144
X= 95 m	12859,782	-2103,54125	688,580136	-119,88381
X= 100 m	13242,8351	-1736,81897	611,162982	-196,662594

M(x) et T(x) pour convoi D240.

	Efforts			
Sections	M+ (KN.m)	M- (KN.m)	T+ (KN)	T-(KN)
X= 5 m	8325,493	-1712,283	1665,099	-219,245
X= 10 m	14180	-3424,567	1417,971	-373,636
X= 15 m	17694	-5136,85	1179,607	-436,577
X= 20 m	21943	-7354,386	952,278	-547,677
X= 25 m	22851	-9192,983	738,254	-799,829
X= 30 m	21710	-11032	539,806	-1044,897
X= 35 m	18771	-12870	359,204	-1280,61
X= 40 m	14328	-14709	198,592	-1504,698
X= 45 m	8721,059	-16547	58,887	-1714,891
X= 50 m	2332,066	-18386	-59,676	-1908,917
X= 55 m	3095,877	-20225	56,289/2295,290	-145,239 / -2084,507
X= 60 m	-2337,251	-12978	1756,578	-145,239
X= 65 m	6151,154	-6523,216	1499,175	-145,239
X= 70 m	11518	-7797,023	1415,848	-145,239
X= 75 m	16547	-7070,829	1658,571	-145,239

X= 80 m	20996	-6344,636	1544,066	-145,239
X= 85 m	22064	-4148,446	1416,594	-145,239
X= 90 m	24256	-3612,252	1278,321	-87,007
X= 95 m	25335	-3076,058	1131,471	-65,501
X= 100 m	25294	-2918,636	978,265	-218,602

Les caractéristiques géométriques de la section d'acier (pile)

Désignation	B_i	B_s	Âme	∑
Dimensions	1350 × 80	1150 × 70	3600 × 30	/
A_i (cm2)	1080	805	1080	2965
Z(cm)	4	371.5	188	
$Z^2(cm^2)$	16	138012.25	35344	
$S_\Delta = A_i . Z\ (cm^3)$	4320	299057.5	203040	506417.5
$I_0(cm^4)$	5760	3287.08	11664000	/
$I_\Delta\ (cm^4)$	23040	111103148.3	49835520	160961708.3
$Z_{Ga}' = \frac{S\Delta}{A}$ (cm)	170.8			
$I_{Ga} = I_\Delta - S_\Delta . Z_{Ga}'$	74465599.3			
$C = Z_{Gb}' + Z_{Ga}$	226.7			

Les caractéristiques géométriques de la section d'acier sur (culée)

Désignation	B_i	B_s	Âme	∑
Dimensions	1350 × 50	1150 × 40	2410 × 20	/
A_i (cm2)	675	460	482	1617
Z(cm)	2.5	248	125.5	
$Z^2(cm^2)$	6.25	61504	15750.25	
$S_\Delta = A_i . Z\ (cm^3)$	1687.5	114080	60491	176258.5
$I_0(cm^4)$	1406.25	613.33	2332920.167	/
$I_\Delta\ (cm^4)$	5625	28292453.33	9924540.667	29290619
$Z_{Ga}' = \frac{S\Delta}{A}$ (cm)	109			
$I_{Ga} = I_\Delta - S_\Delta . Z_{Ga}'$	10078442.5			
$C = Z_{Gb}' + Z_{Ga}$	163.5			

Les caractéristiques géométriques de la section mixte (sur pile).

N	6	15	18	∞
S (m^2)	0.5975	0.4169	0.3968	0.2965
a_n (m)	1.1419	0.68	0.5731	0
b_n (m)	1.1296	1.6123	1.694	2.267
I_G (m^4)	3.6710	2.4854	2.2008	0.7446
V_b (m)	1.2746	1.7573	1.839	2.412
V_s (m)	0.9046	1.3873	1.469	2.042
V_i (m)	2.85	2.388	2.2811	1.708
W_b (m^3)	2.8801	1.4143	1.1967	0.3087
W_s (m^3)	4.0582	1.7915	1.4982	0.3646
W_i (m^3)	1.2880	1.0408	0.9648	0.4359

Les caractéristiques géométriques de la section mixte (sur culée).

N	6	15	18	∞
S (m^2)	0.4626	0.2866	0.2657	0.1617
a_n (m)	1.0635	0.7125	0.6403	0
b_n (m)	0.5714	0.9224	0.9946	1.635
I_G (m^4)	3.8420	2.9	2.7081	1.0078
V_b (m)	0.7114	1.0624	1.1346	1.7750
V_s (m)	0.3464	0.69	0.7696	1.41
V_i (m)	2.1535	1.8025	1.7303	1.09
W_b (m^3)	5.4006	2.7296	2.3868	0.5677
W_s (m^3)	11.0912	4.2028	3.5188	0.7147
W_i (m^3)	1.7840	1.6088	1.5651	0.9245

Les contraintes d'effet de retrait de la section mixte (pile).

β	ω_{15} (m^3)	M_{15} (MN.m)	σ_{b0} (Mpa)	σ_{br} (Mpa)	σ_{sr} (Mpa)	σ_{ir} (Mpa)
0.2888	0.1941	0.6522	3.36	2.55	- 26.43	- 12

Les contraintes d'effet de température de la section mixte (pile).

σ_{b0} (Mpa)	β	ω_6 (m^3)	M_6 (MN.m)	σ_{b0} (Mpa)	σ_{bT} (Mpa)	σ_{ST} (Mpa)	σ_{IT} (Mpa)
(+ 3.5) Mpa	0.5037	0.340	1.19	3.5	2.25	- 17.42	- 14.31
(- 3.5) Mpa	0.5037	0.340	1.19	3.5	- 2.25	17.42	14.31

La vérification des contraintes section mixte (pile)

Charge	N	M (MN.m)	σ_b (Mpa)	σ_S (Mpa)	σi (Mpa)
CP	∞	40.9514	0.00	21.5058	- 18.00
CCP	18	14.0870	0.7390	10.6245	- 16.5
+ΔT	15	/	2.25	- 17.42	- 14.31
- ΔT	15	/	- 2.25	17.42	14.31
Retrait	6	/	2.55	- 26.43	- 12
D240	6	18.5022	3.3858	14.4176	- 45.4265
σ1			0.00	112.32	- 93.95
σ2			0.65	121.72	- 108.55
σ3 (+)			5.45	77.87	- 134.86
σ3 (-)			0.95	112.71	- 106.24
σ4			2.02	117.28	- 120.61
σadmissible			21	236.67	- 266.25

Les caractéristiques géométriques de la section mixte (culée).

N	**6**	**15**	**18**	∞
S (m^2)	0.4626	0.2866	0.2657	0.1617
a_n (m)	1.0635	0.7125	0.6403	0
b_n (m)	0.5714	0.9224	0.9946	1.635
I_G (m^4)	3.8420	2.9	2.7081	1.0078
V_b (m)	0.7114	1.0624	1.1346	1.7750
V_s (m)	0.3464	0.69	0.7696	1.41
V_i (m)	2.1535	1.8025	1.7303	1.09
W_b (m^3)	5.4006	2.7296	2.3868	0.5677
W_s (m^3)	11.0912	4.2028	3.5188	0.7147
W_i (m^3)	1.7840	1.6088	1.5651	0.9245

Les contraintes d'effet de retrait de la section mixte (culée).

β	ω_{15} (m^3)	M_{15} (MN.m)	σ_{b0} (Mpa)	σ_{br} (Mpa)	σ_{sr} (Mpa)	σ_{ir} (Mpa)
0.427	**0.1110**	**0.373**	**3.36**	**1.78**	**- 22.85**	**- 18.04**

Les contraintes d'effet de température de la section mixte (culée).

σ_{b0} (Mpa)	β	ω_6 (m^3)	M_6 (MN.m)	σ_{b0} (Mpa)	σ_{bT} (Mpa)	σ_{ST} (Mpa)	σ_{IT} (Mpa)
(+ 3.5) Mpa	0.650	0.1719	0.602	3.5	1.28	- 34.94	- 29.06
(- 3.5) Mpa	0.650	0.1719	0.602	3.5	-1.28	34.94	29.06

La vérification des contraintes section mixte (culée)

Charge	N	M (MN.m)	σ_b (Mpa)	σ_S (Mpa)	σi (Mpa)
CP	∞	0.00	0.00	0.00	0.00
CCP	18	0.00	0.00	0.00	0.00
+ΔT	15	/	1.28	- 34.94	- 29.06
- ΔT	15	/	-1.28	34.94	29.06
Retrait	6	/	1.78	- 22.85	- 18.04
D240	6	18.5022	0.00	0.00	0.00
σ1			0.00	0.00	0.00
σ2			0.00	0.00	0.00
σ3 (+)			3,06	-57,79	-47,1
σ3 (-)			0,5	12,09	11,02
σ4			0,5	12,09	11,02
σadmissible			21	236.67	266.25

La gamme de Joints de chaussée CIPEC

Souffle	50 < W	50 ≤ W ≤ 60	60 ≤ W ≤ 80	80 ≤ W≤ 110	110 ≤ W ≤ 160	160 ≤ W ≤ 230
WP	/	/	/	/	/	/
Wd	/	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230
W0Sd	/	W0Sd50	W0Sd75	W0Sd100	/	/
WR	/	WR50	WR75	/	/	/
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	/	/	/

Différents modèles des joints Wd.

Type	Droit	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd 60	60	61	71	66	67
Wd 80	80	84	92	85	86
Wd 110	110	116	104	92	90
Wd 160	160	169	158	141	139
Wd 230	230	185	127	102	97

Caractéristiques physiques des joints Wd.

Type	Amin	Amax	Bmin	Bmax	Cmin	Cmax	Dmin	Dmax	H	E	L	F	P(KN)	Nb**
Wd60	65	125	185	245	125	185	20	80	55	200	200	52.5	65	5
Wd80	90	170	220	300	155	235	30	110	57	200	200	62.5	65	6
Wd110	120	230	300	410	210	320	40	150	82	250	250	85	100	5
Wd160	170	330	400	560	290	450	50	210	98	300	280	120	190	4
Wd230	240	470	540	770	420	650	70	300	123	350	280	170	190	5

Les modes (100 mode)

	Num	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Mode	1	2.872253	3.50E-05	0.47708	2.17E-08	3.50E-05	0.47708	2.17E-08
Mode	2	1.933869	0.00082	0.00288	2.14E-08	0.00086	0.47995	4.31E-08
Mode	3	1.593545	0.49065	1.74E-05	2.45E-09	0.49151	0.47997	4.55E-08
Mode	4	0.784528	2.51E-05	0.00135	9.52E-05	0.49153	0.48132	9.52E-05
Mode	5	0.668302	1.73E-05	0.00043	0.04353	0.49155	0.48175	0.04363
Mode	6	0.663965	3.85E-05	0.001	0.01359	0.49159	0.48275	0.05722
Mode	7	0.448342	1.71E-06	1.85E-05	5.38E-06	0.49159	0.48277	0.05723
Mode	8	0.428066	2.24E-08	0.00016	7.20E-06	0.49159	0.48293	0.05723
Mode	9	0.410214	8.81E-07	3.05E-06	3.11E-05	0.49159	0.48293	0.05726
Mode	10	0.350936	1.56E-07	4.22E-07	2.95E-05	0.49159	0.48293	0.05729
Mode	11	0.349353	4.39E-07	4.97E-06	0.00085	0.49159	0.48294	0.05815
Mode	12	0.339485	3.30E-07	4.65E-07	1.52E-05	0.49159	0.48294	0.05816
Mode	13	0.338597	1.25E-09	5.97E-08	0.00024	0.49159	0.48294	0.0584
Mode	14	0.299839	8.25E-07	4.45E-07	0.29714	0.49159	0.48294	0.35554
Mode	15	0.296599	4.64E-08	2.19E-06	0.00514	0.49159	0.48294	0.36068
Mode	16	0.285261	1.25E-06	1.39E-06	0.00117	0.49159	0.48294	0.36185
Mode	17	0.284925	2.11E-07	1.81E-09	0.0011	0.49159	0.48294	0.36296
Mode	18	0.283034	3.03E-07	5.99E-06	0.0018	0.49159	0.48295	0.36476
Mode	19	0.270297	4.33E-07	4.41E-07	0.0004	0.49159	0.48295	0.36515
Mode	20	0.263272	1.21E-06	4.31E-08	0.00068	0.49159	0.48295	0.36583
Mode	21	0.254263	2.40E-06	7.18E-08	1.43E-06	0.4916	0.48295	0.36584

Mode	22	0.244141	8.26E-08	1.82E-09	1.18E-05	0.4916	0.48295	0.36585
Mode	23	0.239763	0.05145	3.65E-06	3.67E-06	0.54305	0.48295	0.36585
Mode	24	0.236708	2.67E-05	4.17E-07	4.46E-06	0.54308	0.48295	0.36586
Mode	25	0.233071	5.52E-05	1.57E-06	4.25E-06	0.54313	0.48295	0.36586
Mode	26	0.230953	2.46E-06	9.85E-10	2.00E-06	0.54314	0.48295	0.36586
Mode	27	0.224934	1.18E-05	1.91E-08	3.18E-06	0.54315	0.48295	0.36587
Mode	28	0.209491	3.10E-08	6.03E-07	7.87E-06	0.54315	0.48295	0.36587
Mode	29	0.20823	1.31E-07	1.91E-07	8.99E-06	0.54315	0.48295	0.36588
Mode	30	0.191001	4.06E-09	9.40E-09	4.00E-07	0.54315	0.48295	0.36588
Mode	31	0.189623	1.20E-06	6.11E-06	1.84E-05	0.54315	0.48296	0.3659
Mode	32	0.186307	4.04E-07	4.40E-09	0.0024	0.54315	0.48296	0.3683
Mode	33	0.181032	3.42E-08	2.62E-09	0.00017	0.54315	0.48296	0.36847
Mode	34	0.179369	1.90E-07	2.69E-09	0.00059	0.54315	0.48296	0.36905
Mode	35	0.178906	6.00E-07	2.58E-09	3.43E-06	0.54315	0.48296	0.36906
Mode	36	0.1763	8.08E-07	3.65E-13	0.00258	0.54315	0.48296	0.37164
Mode	37	0.168819	4.02E-06	5.56E-08	0.00332	0.54315	0.48296	0.37495
Mode	38	0.168316	1.45E-09	1.56E-07	0.00449	0.54315	0.48296	0.37944
Mode	39	0.166971	4.60E-08	9.98E-07	0.00259	0.54315	0.48296	0.38203
Mode	40	0.162791	6.87E-05	1.18E-05	5.48E-06	0.54322	0.48297	0.38204
Mode	41	0.1617	6.86E-08	1.45E-07	4.98E-07	0.54322	0.48297	0.38204
Mode	42	0.160098	1.51E-05	4.07E-08	2.44E-05	0.54324	0.48297	0.38206
Mode	43	0.156661	2.31E-06	2.23E-09	4.62E-05	0.54324	0.48297	0.38211
Mode	44	0.155043	0.04267	1.71E-05	9.89E-08	0.58591	0.48299	0.38211
Mode	45	0.153881	0.00083	1.24E-05	6.62E-11	0.58674	0.483	0.38211
Mode	46	0.152481	0.00027	2.30E-06	1.11E-06	0.58701	0.483	0.38211
Mode	47	0.15007	1.28E-07	1.74E-09	3.96E-05	0.58701	0.483	0.38215
Mode	48	0.145672	1.99E-09	5.84E-08	8.02E-06	0.58701	0.483	0.38216
Mode	49	0.143852	3.52E-07	9.51E-09	0.00206	0.58701	0.483	0.38422
Mode	50	0.14174	1.81E-06	5.19E-06	2.77E-06	0.58701	0.48301	0.38422
Mode	51	0.140054	6.82E-07	1.22E-05	1.08E-06	0.58702	0.48302	0.38423
Mode	52	0.137808	2.04E-07	7.16E-10	3.71E-06	0.58702	0.48302	0.38423
Mode	53	0.132782	1.75E-06	3.34E-06	3.94E-05	0.58702	0.48303	0.38427
Mode	54	0.131314	4.81E-10	8.48E-11	3.46E-06	0.58702	0.48303	0.38427
Mode	55	0.12926	2.56E-08	2.17E-09	0.00045	0.58702	0.48303	0.38472
Mode	56	0.125183	1.18E-06	9.36E-08	0.04684	0.58702	0.48303	0.43156
Mode	57	0.125065	9.33E-08	5.35E-09	0.00628	0.58702	0.48303	0.43784
Mode	58	0.123239	3.85E-07	3.41E-06	0.00022	0.58702	0.48303	0.43805
Mode	59	0.122685	1.83E-07	4.64E-07	2.14E-05	0.58702	0.48303	0.43807
Mode	60	0.119583	7.40E-09	6.91E-10	0.00058	0.58702	0.48303	0.43865
Mode	61	0.119201	4.13E-08	3.54E-07	1.79E-05	0.58702	0.48303	0.43867
Mode	62	0.114643	6.00E-08	3.33E-07	3.96E-06	0.58702	0.48303	0.43867
Mode	63	0.114361	7.32E-09	8.86E-09	9.98E-06	0.58702	0.48303	0.43868
Mode	64	0.112155	7.25E-12	2.57E-09	0.00201	0.58702	0.48303	0.44069
Mode	65	0.111989	2.47E-07	2.27E-09	0.00446	0.58702	0.48303	0.44515
Mode	66	0.111878	6.27E-08	2.85E-09	0.00073	0.58702	0.48303	0.44588
Mode	67	0.109913	7.25E-08	2.09E-06	8.05E-07	0.58702	0.48303	0.44588
Mode	68	0.108848	5.96E-09	1.86E-07	2.99E-05	0.58702	0.48303	0.44591

Mode	69	0.10872	4.37E-10	1.12E-08	0.0002	0.58702	0.48303	0.44612
Mode	70	0.103934	5.91E-11	2.12E-12	2.88E-07	0.58702	0.48303	0.44612
Mode	71	0.103893	1.35E-10	2.16E-08	1.90E-07	0.58702	0.48303	0.44612
Mode	72	0.102864	1.60E-08	4.12E-07	1.62E-08	0.58702	0.48303	0.44612
Mode	73	0.099475	1.49E-09	1.54E-08	1.58E-05	0.58702	0.48303	0.44613
Mode	74	0.09918	2.17E-08	1.06E-06	1.71E-07	0.58702	0.48303	0.44613
Mode	75	0.098373	3.21E-09	8.32E-08	9.23E-08	0.58702	0.48303	0.44613
Mode	76	0.098076	1.93E-07	4.54E-08	6.26E-06	0.58702	0.48303	0.44614
Mode	77	0.097266	3.40E-06	1.17E-08	4.64E-05	0.58702	0.48303	0.44618
Mode	78	0.096141	1.48E-10	4.19E-09	1.39E-09	0.58702	0.48303	0.44618
Mode	79	0.095311	1.88E-09	3.99E-07	3.06E-07	0.58702	0.48303	0.44618
Mode	80	0.095057	2.95E-11	2.15E-09	1.29E-06	0.58702	0.48303	0.44619
Mode	81	0.092844	1.57E-08	6.63E-08	1.40E-07	0.58702	0.48303	0.44619
Mode	82	0.092033	4.70E-10	9.95E-06	1.13E-06	0.58702	0.48304	0.44619
Mode	83	0.091513	4.02E-07	1.56E-06	9.94E-06	0.58702	0.48305	0.4462
Mode	84	0.091258	6.19E-08	1.12E-05	3.55E-06	0.58702	0.48306	0.4462
Mode	85	0.09071	8.80E-09	6.44E-06	2.91E-06	0.58702	0.48306	0.4462
Mode	86	0.089676	4.77E-09	2.46E-06	2.78E-09	0.58702	0.48307	0.4462
Mode	87	0.089243	1.01E-11	4.29E-07	1.04E-06	0.58702	0.48307	0.4462
Mode	88	0.087938	2.61E-09	2.99E-05	1.05E-07	0.58702	0.4831	0.4462
Mode	89	0.08771	7.89E-10	1.61E-05	1.42E-07	0.58702	0.48311	0.4462
Mode	90	0.087379	6.27E-10	3.02E-06	1.04E-05	0.58702	0.48312	0.44622
Mode	91	0.087115	1.83E-09	1.22E-05	1.41E-06	0.58702	0.48313	0.44622
Mode	92	0.086762	5.78E-11	4.37E-05	4.77E-06	0.58702	0.48317	0.44622
Mode	93	0.086033	8.03E-10	2.32E-07	3.54E-06	0.58702	0.48317	0.44623
Mode	94	0.085341	4.90E-13	2.44E-06	3.25E-06	0.58702	0.48317	0.44623
Mode	95	0.085136	3.46E-09	6.75E-07	1.57E-05	0.58702	0.48317	0.44624
Mode	96	0.084951	2.97E-09	3.32E-06	7.23E-05	0.58702	0.48318	0.44632
Mode	97	0.084486	3.43E-12	3.22E-07	2.79E-05	0.58702	0.48318	0.44634
Mode	98	0.084184	2.09E-09	6.64E-06	7.91E-05	0.58702	0.48319	0.44642
Mode	99	0.083447	2.10E-09	2.34E-07	0.0004	0.58702	0.48319	0.44683
Mode	100	0.083245	1.80E-09	1.58E-07	4.96E-07	0.58702	0.48319	0.44683

DESIGNATION	CONDITION	Poids (KN)	Effort h	Effort v	h	v	Moment stabilisant Ms	Moment renversant Mr
Mur garde grève	CN	367.67	0	367.67	3.977	9.1417	1462.2235	0
	CS1		91.9175	395.2453	3.977	9.1417	1571.8905	840.28221
	CS2		91.9175	340.0948	3.977	9.1417	1352.5570	840.28221
Mur en retour 1	CN	92.969	0	92.969	7.6412	10.2005	710.39472	0
	CS1		23.2422	99.9417	7.6412	10.2005	763.67451	237.08206
	CS2		23.2422	85.9963	7.6412	10.2005	657.11492	237.08206
Mur en retour 2	CN	184.711	0	184.711	6.3859	7.5715	1179.5459	0
	CS1		46.1778	198.5643	6.3859	7.5715	1268.0117	349.63521
	CS2		46.1778	170.8577	6.3859	7.5715	1091.0801	349.63521
Mur en retour 3	CN	104.231	0	104.231	5.07	4.05	528.45117	0
	CS1		26.0578	112.0483	5.07	4.05	568.08488	105.53409
	CS2		26.0578	96.4137	5.07	4.05	488.81745	105.53409
Mur frontal	CN	3627.1875	0	3627.1875	3.2	4.6784	11607	0
	CS1		906.7969	3899.2266	3.2	4.6784	12477.525	4242.3586
	CS2		906.7969	3355.1484	3.2	4.6784	10736.474	4242.3586
Semelle	CN	4657.5	0	4657.5	3	0.9	13972.5	0
	CS1		1164.375	5006.8125	3	0.9	15020.437	1047.9375
	CS2		1164.375	4308.1875	3	0.9	12924.562	1047.9375
Dalle de transition	CN	347.1	0	347.1	6.1589	9.5508	2137.7541	0
	CS1		86.775	373.1325	6.1589	9.5508	2298.0857	828.77067
	CS2		86.775	321.0675	6.1589	9.5508	1977.4226	828.77067
CORBEAU	CN	70.56	0	70.56	4.329	9.2237	305.45424	0
	CS1		17.64	75.852	4.329	9.2237	328.36330	162.70606
	CS2		17.643	65.268	4.329	9.2237	282.54517	162.73373

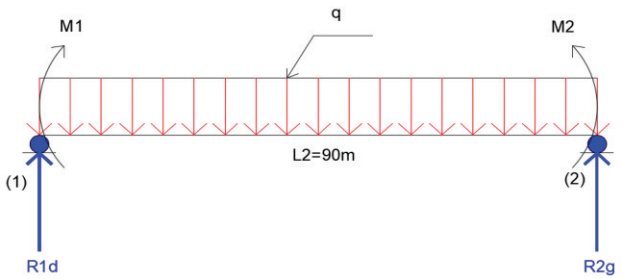
Efforts et moments aux différentes charges de poids propre

Désignation		Condition	Poids	Effort H	Effort V	h	v	Moment stabilisant Ms	Moment renversant Mr
Poids des terres sur DT		CN	1140.6	0	1140.6	5.97	10.407	6809.382	0
		CS1		285.15	1226.145	5.97	10.407	7320.08565	2967.55605
		CS2		285.15	1055.055	5.97	10.407	6298.67835	2967.55605
Poids des terres patin arrière		CN	3567.9	0	3567.9	4.14	5.635	14771.106	0
		CS1		891.975	3835.4925	4.14	5.635	15878.939	5026.27913
		CS2		891.975	3300.3075	4.14	5.635	13663.2731	5026.27913
Poids des terres patin avant		CN	591.13	0	591.13	-1.12	2.3109	-662.0656	0
		CS1		147.7825	635.4648	-1.12	2.3109	-711.72058	341.510579
		CS2		147.7825	546.7953	-1.12	2.3109	-612.41074	341.510579
Poussée des terres	mgg	CN	341.52	341.52	0	0	0	3122.07338	0
		CS1	751.105	751.105	0	0	0	6866.37658	0
		CS2	491.416	491.416	0	0	0	4492.37765	0
	mf	CN	1123.67	1123.67	0	0	0	5260.68584	0
		CS1	1879.027	1879.027	0	0	0	8797.04071	0
		CS2	1732.325	1732.325	0	0	0	8110.22595	0
	Semelle	CN	110.1	110.1	0	0	0	99.09	0
		CS1	187.612	187.612	0	0	0	168.8508	0
		CS2	172.76	172.76	0	0	0	155.484	0
Poussée des surcharges	Mf+mgg	CN	376.08	376.08	0	0	0	2355.46426	0
		CS1	576.02	576.02	0	0	0	3607.72846	0
		CS2	491.966	491.966	0	0	0	3081.28145	0
	Semelle	CN	78.73	78.73	0	0	0	94.476	0
		CS1	109.715	109.715	0	0	0	131.658	0
		CS2	101.1	101.1	0	0	0	121.32	0
Poids propre du tablier		CN	3736.4	0	3736.4	0	9.4767	0	0
		CS1		930.15	4016.845	0	9.4767	0	8814.75251
		CS2		930.15	3456.355	0	9.4767	0	8814.75251

Efforts et moments aux différentes charges de poussée des terres

Calcul (suit)

Travée 2 (L_2 =90 m) :



$\sum R_i = 0 \Rightarrow R_1^{\,d} + R_2^{\,g} = q \times L_2$

$\sum M/_2 = 0 \Rightarrow \quad R_1^{\,d}.L_2 - \frac{q.L_2^{\,2}}{2} - M_1 + M_2 = 0$

Et : $M_1 = M_2 = -75423.3268$ KN.m

$R_1^{\,d} = \frac{q.L_2}{2}$

$R_1^{\,d} = 5761.7775$ KN. $R_2^{\,g} = 5761.7775$ KN

$R_1^{\,d}$: réaction provoquée par les efforts qui se trouve à droite de l'appui « 1 ».

$R_2^{\,g}$: réaction provoquée par les efforts qui se trouve à gauche de l'appui « 2 ».

Remarque : la réaction à l'appui « 1 » $R_1 = R_1^{\,g} + R_1^{\,d}$

$R_1 = R_1^{\,g} + R_1^{\,d} = 4892.4167 + 5761.7775 = 10644.2048$ KN

À cause de la symétrie de l'ouvrage :

$$\begin{cases} R_0 = R_3 = 2149.7558 \text{ KN} \\ R_1 = R_2 = 10644.2048 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant en travée :

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

$T_i^t(x)$ Effort tranchant de la travée isostatique « i ».

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

$M_i^t(x)$ Moment de la travée isostatique « i ».

Maintenant on prend chaque travée indépendant (isostatique). et on calcul M et T. en suite en applique les deux formules ci-dessus pour calculer le M et T de la poutre en fonction de x.

Travée 1 : $0 \leq x \leq 55$ m. $145 \text{ m} \leq x \leq 200$ m (à cause de la symétrie de l'ouvrage)

$T_i^t(x) = R_0 - q.x$. $R_0 = \frac{q.L_1}{2}$

$T_i(x) = R_0 - q.x + \frac{M_1 - M_0}{L_1} = -128.0395x + 2149.7558$

$M_i(x) = R_0.x - \frac{q.x2}{2} + M_0(1 - \frac{x}{L_1}) + M_1(\frac{x}{L_1}) = -64.0198\ x^2 + 2149.7558\ x$

Travée 2 : $55 \text{ m} \leq x \leq 145$ m

$T_i^t(x) = R_1 - q.x$. $R_1 = \frac{q.L_2}{2}$

$T_i(x) = R_1 - q.x + \frac{M_2 - M_1}{L_1} = -128.0395x + 5761.782$

$M_i(x) = R_1.x - \frac{q.x2}{2} + M_1(1 - \frac{x}{L_2}) + M_2(\frac{x}{L_2}) = -64.0198\ x^2 + 5761.782\ x - 75423.3269$

Le tableau ci-dessous représente les résultats de calcul des efforts dus aux charges permanentes « CP » dans chaque section

<u>Travée intermédiaire :</u>

b = 90 m

α = 6.5 m

$\rho = \frac{\alpha}{b} = 0.0722 \qquad \frac{1}{\rho} = 13.8462$

M1 = f (ρ = 0. 1182) = 0.01 (abaque 61)

M2 = f ($\frac{1}{\rho}$ = 8.4615) = 0

On a $\rho < 0.4$ on peut dire que la dalle travaille dans un seul sens (sens a).

M1 : moment fléchissant rapporter à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée a.

M2 : moment fléchissant rapporter à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée b.

On en déduit les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre. Avec les mêmes notations que ci-dessus :

$Ma = M_1 + \nu M_2$ (à multiplier par la charge totale P)

$Mb = M_2 + \nu M_1$

ν : coefficient de Poisson : ($\nu = 0.2$ pour le béton armé)

$P = 0.801 \times 6.5 \times 90 = 468.585$ t

$Ma = (M1 + \nu M2)\ P = (0.01 + 0.2 \times 0)\ 468.585 = 4.68585$ t.m/ml

$Mb = (M2 + \nu M1)\ P = (0 + 0.2 \times 0.01)\ 468.585 = 0.93717$ t.m/ml

$\frac{1}{4} Ma = 1.1715 > M_b = 0.93717$ t.m/ml

Dans le ferraillage suivant b en prend : $M_b = 1.1715$ t.m/ml

Charges d'exploitation :

Surcharge A(l) :

Travée intermédiaire :

$A(l) = 5.83$ KN/m^2

$L = 6.5$ m

$a_1 = 0.9$ A= 54.83 KN/ml

$a_2 = 0.95$

$Ma = \frac{qL2}{8} = \frac{5.483 \times 6.5\text{^}2}{8} = 28.9571$ t.m/ml

$Mb = 0.2 \times Ma = 5.7914$ t.m/ml

Surcharge D240

Travée intermédiaire :

$b = 90$ m

$\alpha = 6.5$ m

$\rho = \frac{\alpha}{b} = 0.0722 \qquad \frac{1}{\rho} = 13.8462$

M1 = f (ρ = 0.0722) = 0.01 (abaque 61)

M2 = f ($\frac{1}{\rho}$ = 13.8462) = 0

u' = u + 2E = 3.2 + 2×0.185 = 3.57 m

v' = v + 2E = 3.2 + 2×0.185 = 18.97 m

P = 4.032 × 18.97 × 3.57= 273.076 t

Ma = (M1 + νM2) P = (0.01 + 0.2 × 0) 273.076 = 2.73076 t.m/ml

Mb = (M2 + νM1) P = (0 + 0.2 × 0.01) 273.076 = 0.546152 t.m/ml

Mi travée

Classe de résistance

Section classe 4

Résistance en section

Critère de vérification :

$$\frac{NEd}{Nc.Rd} \leq 1$$

$\frac{NEd}{Nc.Rd} = \frac{0.579}{67.589} = 0.008 < 1$ ➡ Vérifiée

La vérification de l'effort tranchant

Le critère suivant doit être vérifié :

$$\frac{VEd}{Vc.Rd} \leq 1$$

$$V_{c.Rd} = V_{pl.Rd} = \frac{Av.fy/\sqrt{3}}{\gamma M0}$$

$\frac{VEd}{Vc.Rd} = \frac{7.078}{20.88} = 0.075 < 1$ ➡ Vérifiée

Interaction moment – effort tranchant

Le moment résistant plastique d'une section transversale est réduit par la présence de cisaillement.

$$\frac{VEd}{Vc.Rd} = 0.075 < 0.5 \qquad \text{donc : interaction négligeable}$$

Vérification au voilement de l'âme de la poutre :

Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression. Cisaillement).

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée lorsque le rapport $\frac{d}{dw}$ satisfait à l'inégalité suivante :

$$\frac{d}{tw} > 30\varepsilon\sqrt{k\tau}$$

$k\tau$: coefficient de voilement par cisaillement.

$$\frac{a}{d} = 2.731 > 1$$

a : espacement libre des raidisseurs intermédiaires.

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

Donc :

$$k\tau = 5.34 + [\frac{4}{(\frac{a}{d})^2}] = 5.34 + [\frac{4}{(2.731)^2}] = 5.876$$

$\frac{d}{tw} = \frac{3600}{30} = 120 > 30 \times 0.84 \times \sqrt{5.876} = 61.09$ ➡ pas de risque de voilement

Il faut vérifier que l'effort tranchant sollicitant de calcul est inférieur ou égal à l'effort tranchant résistant de calcul :

$$\frac{VEd}{Va.Rd} < 1$$

$\frac{VEd}{Va.Rd} = 0.11 < 1$ ➡ vérifiée

Résistance de calcul des connecteurs :
Tronçon L2(0,25 x (55+90) =36,25m)
Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU : F_G = min (Fa. Fb)

On a : F_G = **30.99 MN**

$\sigma_G = \frac{FG}{B}$ =18.71 Mpa

Section a:

$F_{Ga} = b_2 \times \sigma \times h$ = 12.86 MN.

$\tau_{ua} = \frac{FG^a}{h \times L1} = \frac{12.86}{0.25 \times 36.25}$ = 1.42 Mpa

Section b:

$F_{Gb} = F_{Ga}$ = 12.86 MN.

$\tau_{ub} = \tau_{ua}$ =1.42 Mpa

Vérification :

τu = Max (τ_{ua}. τ_{ub}) = 1.42 ≤ Min (0.13 fcj. 5MPa) = 3.25 Mpa ⟹ Donc c'est vérifié

L'ELU:

R_1 = **0.1475 MN** ; R_2 = **0.09446 MN**

d = 22 mm ; Fcj = 35 Mpa

R_{ELU} = Min (R_1. R_2) = **94.46 KN**

$N = \frac{FG}{RELU} = \frac{30.99}{0.09446}$ = 328 goujons

Espacement des goujons :

Soit un espacement de e = $\frac{36.25}{328}$ = 0.110 m ⟹ e = 12 cm.

L'espacement « e » est très petit. Ce qui nous ramène au choix de mettre 3 files de goujons.

Ce qui nous donne : $\frac{328}{3}$ = 110 goujons espacés entre eux de : e = $\frac{36.25}{110}$ = 33 cm

L'ELS:

$R_{ELS} = 0.6 \times R_{ELU} = 0.6 \times 94.46$ = 56.67 KN

$q = \frac{V \times S}{Im}$ = **2.728MN/m**

Règle de ±15% :

$q_{sup} = q \times 1.15 =$ **3.1372 N/mm**

$q_{inf} = q \times 0.85 =$ **1.5147 N/mm**

$Fglissement = \frac{qsup+qinf}{2} \times b_{eff} =$ **15.409 KN**

$N = \frac{Fglissement\ sur\ dL}{RELS} = 272$ goujons

Espacement des goujons : $e = \frac{6.625}{272} =$ **2.5 cm** petit

On prend e=12cm

Nombre de goujon par files $= \frac{6.625}{0,12} = 56$ ⟹ 5 files de 56 goujons

Donc on va mettre 5 files de 56 goujons.

Résistance de calcul des connecteurs :
Tronçon L3(45 m) :

Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU : F_G = min (Fa. Fb)

$Fa = \frac{As \times \sigma e}{1.05} = \frac{0.1855 \times 335}{1.05} = 59.183$ MN

$Fb = \frac{0.85 \times Fcj}{\gamma c} \times b_{eff} \times b_h = 30.99$ MN

On a Fcj = 35 MPa.

Donc: F_G = **30.99 MN**

$\sigma_G = \frac{FG}{B} = 18.71$ Mpa

Section a:

$F_{Ga} = b_2 \times \sigma \times h = 12.86$ MN.

$\tau_{ua} = \frac{FG^a}{h \times L1} = \frac{12.86}{0.25 \times 45} = 1.14$ Mpa

Section b:

$F_{Gb} = F_{Ga} = 12.86$ MN.

$\tau_{ub} = \tau_{ua} = 1.14$ Mpa

Vérification :

τu = Max (τ_{ua}. τ_{ub}) = 1.14 ≤ Min (0.13 fcj. 5MPa) = 3.25 Mpa ➡ Donc c'est vérifié

L'ELU:

$R_1 = \frac{67 \times d^2 \times \sqrt{Fcj}}{1.3}$ = **0.1475 MN** ; $R_2 = \frac{0.7 \times \pi \times \frac{d^2}{4}}{1} \times \sigma_c$ = **0.09446 MN**

d = 22 mm ; Fcj = 35 Mpa

R_{ELU} = Min (R_1. R_2) = **94.46 KN**

$N = \frac{FG}{RELU} = \frac{30.99}{0.09446} = 328$ goujons

Espacement des goujons :

Soit un espacement de $e = \frac{45}{328} = 0.137$ m ➡ e = 13 cm.

L'espacement « e » est très petit. Ce qui nous ramène au choix de mettre 3 files de goujons.

Ce qui nous donne : $\frac{328}{3} = 110$ goujons espacés entre eux de : $e = \frac{45}{110} = 40$ cm

L'ELS:

$R_{ELS} = 0.6 \times R_{ELU} = 0.6 \times 94.46 = 56.67$ KN

On calcule le flux de cisaillement q:

$q = \frac{V \times S}{Im}$ et $S = A_b \times (\frac{Cb}{n})$

Avec

V : effort tranchant.

A_b : Section du béton.

C_b : distance entre le centre de gravité du béton et celui de la section mixte.

$S = A_b \times \left(\frac{Cb}{n}\right) = 0.3885\ cm^3$

$q = \frac{V \times S}{Im} = \frac{7.078 \times 0.3885}{0.9827} =$ **2.728 MN/m**

Règle de ±15% :

$q_{sup} = q \times 1.15 =$ **3.1372 N/mm**

$q_{inf} = q \times 0.85 =$ **1.5147 N/mm**

$Fglissement = \frac{qsup+qinf}{2} \times b_{eff} =$ **15.409 KN**

$N = \frac{Fglissement\ sur\ dL}{RELS} = 272$ goujons

Espacement des goujons : $e = \frac{6.625}{272} =$ **2.5 cm** petit

On prend e=12cm

Nombre de goujon par files $= \frac{6.625}{0,12} = 56$ ⟹ 5 files de 56 goujons

Donc on va mettre 5 files de 56 goujons.

Pathologie des fondations profonds

Généralité :

C’est quoi une fondation ?

C’est l’interface entre l’ouvrage et le sol qui assure la transmission des charges appliquées par l’ouvrage au sol.

Quelques rôles secondaires :

- Résiste aux charges

L’ensemble ouvrage-fondation-sol doit être en équilibre stable c-à-d :

Pas de tassement

Pas de glissement

Pas de renversement

- Durabilité

Les causes des désordres :

Reconnaissance de sol insuffisante :

- Longueur de pieux insuffisante
- Mode de fondation inadapté

Mauvaise interprétation de l’étude géotechnique :

- Effet de groupe
- Refus prématuré
- Frottement négatif
- Poussée latérale

Fautes d’exécution :

- Battage ou forage
- Bétonnage
- Mise en place des armatures

Agression des pieux par sol environnant :

- Phénomènes de corrosion
- Présence de sulfates

Analyse des désordres :

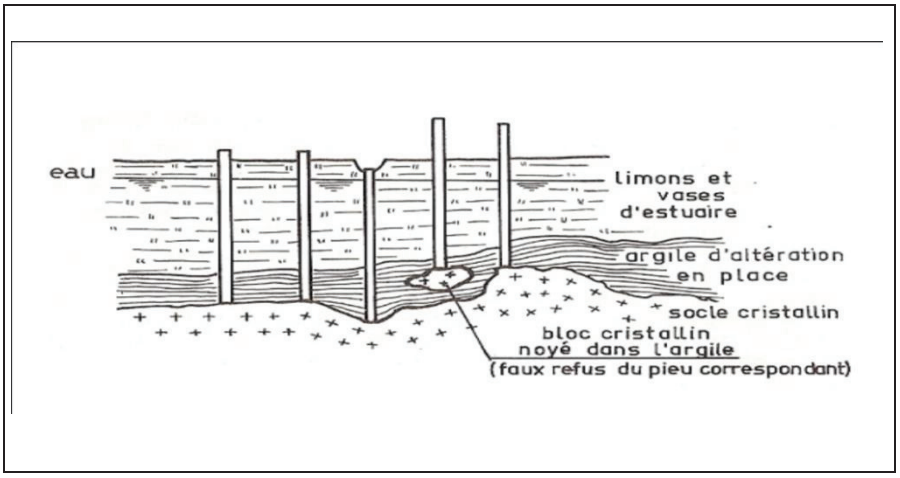
Reconnaissance de sol insuffisante :

Il est possible également que les outils choisis pour la reconnaissance aient été inadaptés

Par exemple un forage pressiométrique avec essai tous les mètres risque de ne pas mettre en évidence des horizons de sols médiocres intercalés entre des bancs rocheux résistants.

Erreur d'interprétation géotechnique :

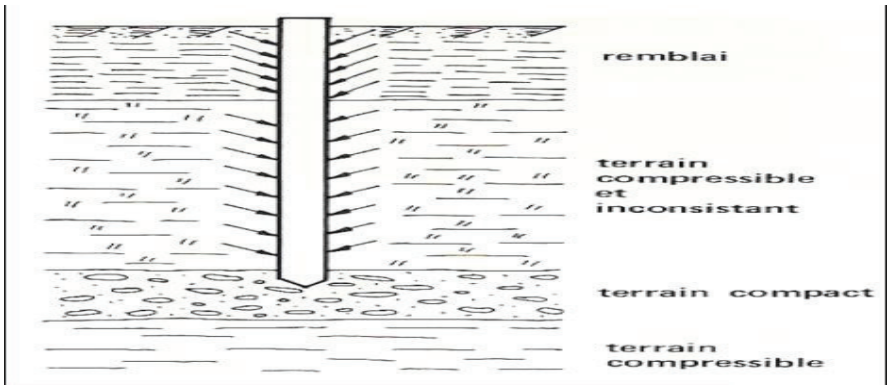
Généralement la technique des pieux battus est bien adaptée aux sols de très faible caractéristiques mécaniques reposant sur un substratum.



Erreur de conception géotechnique :

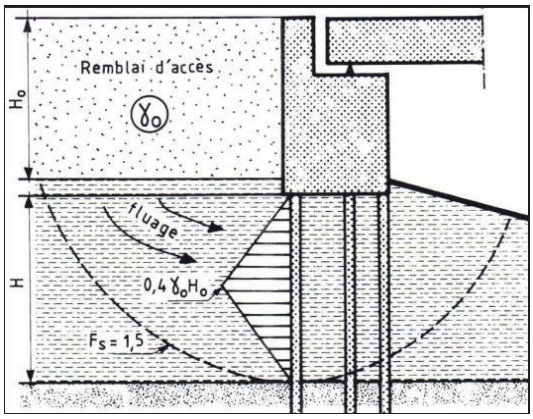
Non prise en compte des efforts parasites : **le frottement négatif**

Dans le cas de remblais ou de surcharges apportés à proximité des pieux, le tassement important des sols compressibles va générer le long du fut du pieu du frottement négatif qu'il convient de considérer pour le piu comme charge supplémentaire.



Les efforts horizontaux :

Toujours dans le cas de remblais ou de surcharges apportés à proximité des pieux des efforts parasites horizontaux se développent. Les pieux doivent être dimensionnés et armé en conséquence.



Si les pieux sont insuffisamment ancrés ils peuvent partir du pied



Fautes d'exécution :

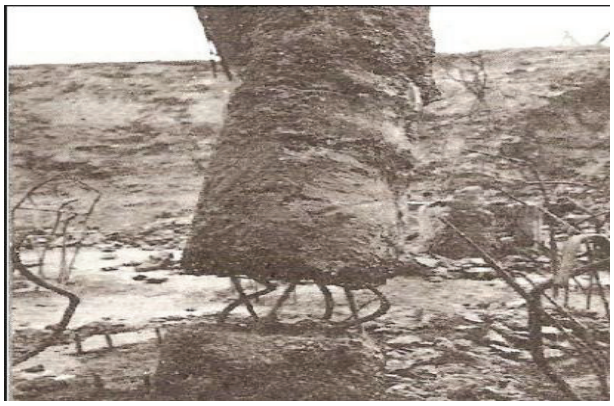
Excentrement et inclinaison :





Anomalies rencontrées notamment pour les pieux battus mais également des micropieux.

Bétonnage :



La remontée trop rapide du tube de bétonnage peur entrainer un délavage du béton (de mauvaise qualité)

La circulation d'eau peut être à l'origine de graves défauts de continuité alors il faut faire attention au type de piu utilisé en fonction du régime hydrogéologique du site.



Recépage :

Souvent des erreurs sont commises lors de la réalisation de terrassements imprudents a proximité des pieux non armé.



Seule une gestion rigoureuse des phases de travaux et une véritable surveillance de ces derniers permet d'éviter de tels déboires



Mise en place des armatures :

Il convient de remarquer le soin avec lequel la tête du pieu a été préparée

