

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
المدرسة العليا للاشغال العمومية فرنسيس جانسون  
École Nationale Supérieure des Travaux Publics  
Francis Jeanson



**Mémoire**  
Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État  
Filière : Travaux Publics  
Spécialité : Matériaux & Structures

## Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC AU PK53+100  
PENETRANTE DJENDJEN EL EULMA**

**Présenté par :**

**BOUAFASSA AKRAM**

**KHALAFEHOUM ZAKARIA**

**Encadré par :**

**Mr. SEBAH OMAR**

**Promotion 2022 /2023**

## Remerciement

Nous remercions, avant tout, Dieu le Tout Puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté afin de réaliser ce modeste travail.

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens et encouragements ainsi que leurs sacrifices.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher encadreur **Mr. SEBAH OMAR** (directeur au SAPTA)

Nous remercions également notre enseignant **Mr HEMAIDI ZOURGUI Nadjib**, d'avoir répondu à nos questionnements avec dévouement.

On adresse un grand remerciement à l'**organisme SAPTA** pour l'opportunité de travailler au SAPTA pendant la durée de préparation de notre mémoire de PFE.

Je remercie également tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont assuré ma formation avec une pédagogie et patience, l'**ingénieur HAMADI KAMEL** pour son aide, ainsi que l'administration de l'école spécialement **Mme BOUREBIA AMINA**

## **Dédicace**

A mes très chers parents

**BOUAFASSA ACHOUR \*\* MESSAKHER SALIHA**

À celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir et réussir, à celle qu'aucune dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouve, à celle que Je prie souvent ALLAH pour qu'il la protège à toi ma mère.

Au guide de ma vie, celui qui a répandu de la lumière sur mon chemin, celui qui s'est donné tant le mal pour me voir en arriver là où je suis, à celui qui je ne pourrai jamais révéler mon amour avec de simples mots, toi mon père.

A ma sœur et à mon chers binôme **KHELFHOUM ZAKARIA**

A toute ma famille, mes cousins **OUSSAMA et ISLAM**

A tous mes chers amis, **OM LAKHIOUT** Sohaib, **HEBBOUL** Aymen, **OUARZDINE** Nedjmedine, **OUARZDINE** Khalil, **MENADI** Abd rahim, **DOUARA** Amar, **KHALAFEHOUM** Abd elmoumen, **BELGRIMET** Yasser, **SAIDANI** Youcef, **BELLA** Rami, **HAMDI** Chaouki, **BOUNHAK** Moustafa,

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

**BOUAFASSA AKRAM**

## Dédicace

À la mémoire de mon cher père, qui est parti trop tôt, Ta présence bienveillante continue de m'inspirer et de guider ma vie, même en ton absence. C'est grâce à toi que j'ai appris la valeur du travail acharné, de la détermination et de la persévérance. Ton héritage continue de me pousser à me surpasser, à ne jamais abandonner et à toujours aspirer à l'excellence.

Et à toi Ma merveilleuse mère, Tu as sacrifié tant de choses pour moi, Ta généreuse, ta dévotion et ton dévouement ont été une source d'inspiration constante. je te remercie du fond du cœur pour tout ce que tu as fait et continue de faire pour moi.

Mon grand-père bien aimé ,Tu étais bien plus qu'un grand-père pour moi. Tu étais un guide sage, un confiant et un exemple inspirant. Merci d'être le pilier qui me soutien .

A mes chers frères Aymen ,Sami et Iyad ,que cette dédicace humble soit une expression sincère de reconnaissance de la précieuse relation fraternelle que nous partageons. je suis reconnaissant d'avoir la chance d'être votre grand frère.

À mes amis les plus proches Yousef et Yasser, merci d'avoir été à mes côtés tout au long de cette aventure. Votre soutien moral, vos encouragements et vos précieux conseils ont été essentiels pour maintenir ma motivation et ma détermination.

À mon binôme notre relation est au-delà du travail, tu es un ami précieux. Je suis honoré d'avoir eu la chance de travailler à tes côtés, et je suis fier de ce que nous avons accompli ensemble.

**KHALAFEHOUM ZAKARIA**

## ملخص

هذا العمل يندرج في إطار تصميم ودراسة الجسر المتواجد عند النقطة الكيلومترية 53+004 ضمن مشروع الطريق الرابط بين ميناء جنجن والطريق السيار شرق-غرب.

بدأنا عملنا ببحث حول عموميات الجسور والجسور المختلطة، ثم قمنا بعرض تقديمي عام للْمُنشَأ. تطرقنا بعد ذلك إلى تصميم الجسر، حيث افترضنا 3 اقتراحات: جسر مع عوارض خرسانية مسبقة الإجهاد مسبقة الصنع، وجسر صندوق خرساني مسبق الإجهاد وجسر مختلط من الخرسانة والصلب، واستنادا لتحليل متعدد المعايير، اخترنا خيار " جسر مختلط من الخرسانة والصلب ثنائي الروافد ". بعد ذلك قمنا بدراسة شملت البنية الفوقية والبنية التحتية، مروراً بتقييم الحمولات والحمولات الزائدة. دراسة القسم المركب من خلال تبرير جميع عناصر السطح، الدراسة الزلزالية، وضع قياس التجهيزات ومختلف العناصر المكونة للجسر، وهذا مع احترام المنظومات المعمول بها في الجزائر وأوروبا، وبالاعتماد على برامج للحساب

.الكلمات المفتاحية: جسر ثنائي الروافد، جسر صندوق، خرسانة مسبقة الإجهاد، خليط الصلب والخرسانة، دراسة زلزالية، التجهيزات

## Résumé

Ce travail fait partie de la conception et de l'étude d'un pont OA53.100 situé au PK53+004 relevant de la pénétrante autoroutière reliant le port de djen djen à l'autoroute Est-Ouest.

Nous avons commencé notre travail par une recherche sur des généralités sur les ponts et les ponts mixtes. Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dans laquelle on a proposé 3 variantes : pont à poutres préfabriquées en béton précontraint, pont voussoir en béton armé et pont mixte acier-béton. Et en se basant sur une analyse multicritère, nous avons choisi la variante « pont mixte bipoutre ». Cette étude concerne la superstructure et l'infrastructure en passant par l'évaluation des charges et des surcharges. L'étude de la section mixte en justifiant tous les éléments de tablier, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux, en se référant aux règlements utilisés en Algérie et en Europe et à l'aide des logiciels de calcul.

**Mots clés :** Pont bipoutre, Pont voussoir, Béton précontraint, Pont mixte béton-acier, Etude sismique, Equipements.

## Abstract

This work is part of the design and study of the road bridge OA53.100 located to PK53+004 of the penetrating road between the port of djendjen and the East-West highway.

This memory begins with a library search about general information on bridges and composite bridges, Next, we started the general design of 3 variants: bridge with prefabricated prestressed concrete beams, reinforced concrete segment bridge and composite steel-concrete bridge. And based on a multi-criteria analysis, we have chosen the "mixed twin-girder bridge" variant. This study contains the superstructure and infrastructure by going through the evaluation of the loads and overloads, The study of the composite section by justifying all the elements of apron, earthquake study, and the sizing of equipment and various structural elements by referring to the regulations used in Algeria and Europe, and using software.

**Keywords:** Twin-girder Bridge, Reinforced concrete segment bridge, Prestressed concrete, Mixed steel-concrete, Earthquake, Equipme

## Sommaire

<b>1</b>	<b>Généralité sur les ponts</b>	<b>0</b>
1.1	INTRODUCTION :	1
1.1.1	L'EVOLUTION DES PONTS :	1
1.1.2	DIFFERENTES PARTIES D'UN PONT :	1
1.1.2.6	Poutres principales :	2
1.2	CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :	2
1.2.1	Comment se Pose le Problème du Choix ? :	2
1.2.2	Récapitulation Des Types D'ouvrages Actuels :	3
1.2.3	LES PONTS MIXTES :	3
<b>2</b>	<b>Présentation du projet</b>	<b>4</b>
2.1	INTRODUCTION :	5
2.2	PRESENTATION DU PROJET :	5
2.2.1	Objectif du projet :	5
2.2.2	Situation du projet :	5
2.2.3	L'obstacle à franchir :	5
2.3	LES DONNEES DU PROJET :	6
2.3.1	Trace en plan :	6
2.3.2	Profile en long :	6
2.3.3	Profil en travers :	6
2.4	LES DONNEES NATURELLES :	7
2.4.1	Topographie :	7
2.4.2	Sismicité du site :	7
2.5	DONNEES CLIMATIQUES :	7
2.5.1	La température :	7
2.5.2	Le vent :	7
<b>3</b>	<b>Conception et prédimensionnement</b>	<b>7</b>
3.1	Introduction :	8
3.2	Critères des choix des variantes :	8
3.3	Etude des variantes :	8
3.3.1	Variante N°01 : (Pont mixte bipoutres continu avec une section à hauteur variable)	9
3.3.2	Variante N°02 : Pont à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP).	13
3.3.3	Variante N°03 : ( Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs)	15
3.4	Analyse multicritère :	19
3.4.1	Variante N°01 : Pont mixte bipoutres continu avec une section à hauteur variable	19
3.4.2	Variante N°02 : Pont à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP).	20
3.4.3	Variante N°03 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.	20
3.5	Devi estimatif et quantitatif des variantes :	21
3.6	Conclusion :	21
<b>4</b>	<b>MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL</b>	<b>21</b>
4.1	INTRODUCTION :	22
4.2	NORMES ET REGLES DE CALCUL :	22
4.3	CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	22
4.3.1	Béton :	22
4.3.2	LES ACIERS D'ARMATURES DU BETON :	24
4.4	CONCLUSION :	24
<b>5</b>	<b>Evaluation des Charges et surcharges</b>	<b>24</b>
5.1	INTRODUCTION :	25

<b>5.2</b>	<b>Evaluation des charges :</b>	<b>25</b>
5.2.1	Evaluation des charges hors trafic :	25
5.2.2	Evaluation des charges due au trafic :	27
<b>5.3</b>	<b>MODELE DE CALCUL NUMIRIQUE :</b>	<b>33</b>
5.3.1	LOGICIEL DE CALCUL :	33
5.3.2	Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons :	35
5.3.3	Résultats obtenus :	37
<b>5.4</b>	<b>Calcule manuel :</b>	<b>38</b>
5.4.1	Calcul des efforts dus aux charges « CP » et « CCP » :	38
5.4.2	La répartition transversale :	46
<b>5.5</b>	<b>CONCLUSION :</b>	<b>50</b>
<b>6</b>	<b>Etude du tablier</b>	<b>50</b>
<b>6.1</b>	<b>INTRODUCTION :</b>	<b>51</b>
<b>6.2</b>	<b>HYPOTHESE DE CALCUL :</b>	<b>51</b>
6.2.1	Coefficient d'Equivalence entre Acier et Béton :	51
<b>6.3</b>	<b>CALCUL DE LA SECTION MIXTE :</b>	<b>52</b>
6.3.1	Caractéristiques Géométriques du PRS :	52
6.3.2	Caractéristiques Géométriques de la Dalle :	53
6.3.3	Caractéristiques géométriques de la section mixte :	54
6.3.4	Les caractéristiques mécaniques de la section mixte :	55
<b>6.4</b>	<b>Détermination des sollicitations internes de la section mixte et les effets induit sur la poutre</b>	<b>56</b>
6.4.1	Calcul du retrait à la mise en service :	56
6.4.2	Contraintes Résultantes :	59
6.4.3	Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :	59
<b>6.5</b>	<b>Vérification des contraintes de cisaillement « âmes » ELS :</b>	<b>59</b>
<b>6.6</b>	<b>Vérification à l'Etat Limite de Service :</b>	<b>60</b>
6.6.1	Vérification des Contraintes Normales :	60
6.6.2	Etapas de Vérification :	60
<b>6.7</b>	<b>Les phénomènes d'instabilité élastique :</b>	<b>62</b>
6.7.1	La classe de résistance :	62
6.7.2	Résistance en section	62
6.7.3	La vérification de l'effort tranchant	63
6.7.4	Interaction moment – effort tranchant	63
6.7.5	Vérification au voilement de l'âme de la poutre :	63
6.7.6	Le déversement :	64
<b>6.8</b>	<b>Étude des entretoises :</b>	<b>66</b>
6.8.1	Introduction :	66
6.8.2	Entretoise intermédiaire :	66
6.8.3	Entretoise sur Appuis :	67
<b>6.9</b>	<b>Etude des connecteurs :</b>	<b>68</b>
6.9.1	Résistance ultime des goujons :	68
6.9.2	Vérification :	69
<b>6.10</b>	<b>Étude d'assemblage par soudage :</b>	<b>70</b>
6.10.1	Le Principe de Soudage :	70
6.10.2	Les avantages d'assemblage par soudage :	70
6.10.3	Types de Soudures :	70
6.10.4	Joint dans l'âme :	71
6.10.5	Joint de semelle :	71
6.10.6	Joint de l'âme avec les semelles :	71
6.10.7	Dimensionnement des cordons de soudures :	71
6.10.8	Contrôle des soudures :	72
6.10.9	Nettoyage des soudures :	72

6.10.10	La corrosion métallique :	72
6.10.11	Protection par peintures :	72
<b>6.11</b>	<b>Calcul de la flèche et la contre flèche :</b>	<b>73</b>
6.11.1	Calcul de la flèche :	73
<b>7</b>	<b>Etude de la dalle</b>	<b>75</b>
<b>7.1</b>	<b>Introduction :</b>	<b>76</b>
<b>7.2</b>	<b>Calcul des moments :</b>	<b>77</b>
7.2.1	Dalle centrale :	77
7.2.2	Méthode de calcul :	77
7.2.3	Calcul de l'épaisseur équivalente « E » :	77
<b>7.3</b>	<b>Calcul de moment fléchissant :</b>	<b>78</b>
7.3.1	Charges Permanentes :	78
7.3.2	Surcharge A(l) :	78
7.3.3	Calcul de coefficient de majoration dynamique :	79
<b>7.4</b>	<b>Combinaison de charge :</b>	<b>79</b>
<b>7.5</b>	<b>Moment de continuité :</b>	<b>79</b>
7.5.1	Moment de continuité sur poutre $M_{cp}$ :	80
7.5.2	Moment de continuité sur poutre $M_{ce}$ :	80
<b>7.6</b>	<b>Dalle en encorbellement :</b>	<b>81</b>
7.6.1	Moment d'encastrement $M_e$ :	81
7.6.2	Moment longitudinal $M_b$ :	82
<b>7.7</b>	<b>Bilan des moments :</b>	<b>82</b>
<b>7.8</b>	<b>Ferraillage de la dalle :</b>	<b>83</b>
7.8.1	Ferraillage longitudinale :	83
7.8.2	Ferraillage transversale :	84
<b>8</b>	<b>Equipement et étude sismique</b>	<b>84</b>
<b>8.1</b>	<b>INTRODUCTION :</b>	<b>85</b>
<b>8.2</b>	<b>LES APPAREILS D'APPUIS :</b>	<b>85</b>
8.2.1	Le rôle des appareils d'appuis :	85
8.2.2	Types des appareils d'appuis :	85
8.2.3	CHOIX DU TYPE D'APPAREIL D'APPUI :	85
8.2.4	Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis :	86
8.2.5	Dimensionnement de l'appareil d'appui :	86
8.2.6	Aire de l'appareil d'appui :	86
8.2.7	Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui $T_b$ :	87
8.2.8	Dimensionnement des frettes :	87
8.2.9	Calcul des déplacements horizontaux dus au retrait et $\Delta T$ :	87
8.2.10	Evaluation des efforts horizontaux :	87
<b>8.3</b>	<b>ETUDE SISMIQUE :</b>	<b>88</b>
8.3.1	CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE :	88
8.3.2	METHODE DE CALCUL :	88
8.3.3	COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE :	89
8.3.4	SPECTRE DE REPONSE :	89
<b>8.4</b>	<b>Résultats et interprétation :</b>	<b>90</b>
8.4.1	Evaluation des efforts sismiques :	91
8.4.2	Vérification des appareils d'appuis :	91
8.4.3	Résistance à la compression :	91
<b>8.5</b>	<b>Sécurité au flambement :</b>	<b>91</b>
<b>8.6</b>	<b>Limitation de la distorsion :</b>	<b>92</b>
<b>8.7</b>	<b>Vérification de non-glissement :</b>	<b>92</b>

<b>8.8</b>	<b>Appareil d'appui à pot :</b>	<b>93</b>
8.8.1	Principe d'un appareil d'appui à pot :	94
8.8.2	Avantages et inconvénients de ces appareils d'appuis :	95
8.8.3	Effort horizontal longitudinal :	95
8.8.4	Choix des appareils d'appuis à pot :	96
❖	<b>Choix des appareils d'appuis à pot glissant :</b>	<b>97</b>
<b>8.9</b>	<b>DÉS D'APPUIS :</b>	<b>97</b>
8.9.1	Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile :	97
8.9.2	Ferraillage des dés d'appuis au niveau de la pile :	97
8.9.3	Dimensionnement des Dés d'Appuis au Niveau de la Culée :	98
<b>8.10</b>	<b>Joint de chaussée :</b>	<b>99</b>
8.10.1	Choix du type de joint :	99
8.10.2	Calcul du souffle du joint de chaussée :	99
<b>8.11</b>	<b>Le Plot Parasismique :</b>	<b>100</b>
8.11.1	Conception des plots parasismiques :	100
8.11.2	L'évaluation des efforts agissant sur le plot :	101
<b>8.12</b>	<b>CONCLUSION :</b>	<b>101</b>
<b>9</b>	<b>Infrastructure</b>	<b>98</b>
<b>9.1</b>	<b>INTRODUCTION :</b>	<b>99</b>
<b>9.2</b>	<b>ETUDE DE LA PILE :</b>	<b>99</b>
9.2.1	La conception de la pile :	99
9.2.2	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement :	99
9.2.3	Evaluation des efforts agissant sur la pile :	99
9.2.4	Combinaisons des efforts :	100
9.2.5	Ferraillage des éléments de la pile :	101
9.2.6	Ferraillage de la pile type creuse :	102
9.2.7	ETUDE DES FONDATIONS :	104
9.2.8	Ferraillage des pieux :	107
<b>9.3</b>	<b>Etude de la culée :</b>	<b>108</b>
9.3.1	Introduction :	108
9.3.2	Poussée horizontale du remblai :	108
9.3.3	Poussée verticale du remblai :	108
9.3.4	Charge permanente et éléments de la culée :	109
9.3.5	Surcharges d'exploitation :	110
<b>9.4</b>	<b>Combinaison de charge :</b>	<b>111</b>
9.4.1	Ferraillage : (Ferraillage de la culée)	111
9.4.2	Semelle :	117
<b>10</b>	<b>Recherche bibliographique</b>	<b>119</b>
<b>10.1</b>	<b>INTRODUCTION :</b>	<b>120</b>
<b>10.2</b>	<b>HYPOTHESES GENERALES :</b>	<b>120</b>
<b>10.3</b>	<b>SYNTHÈSE DE LA CARACTÉRISATION GÉOTECHNIQUE :</b>	<b>120</b>
<b>10.4</b>	<b>STABILITE GENERALE :</b>	<b>120</b>
<b>10.5</b>	<b>Résultats de la stabilité générale :</b>	<b>123</b>
<b>10.6</b>	<b>Conclusion :</b>	<b>124</b>
<b>11</b>	<b>Conclusion générale</b>	<b>124</b>

## LISTE DES FIGURES :

Figure 1.1 Choix de type de pont mixte selon la portée.	3
Figure 1.2 Pont mixte bipoutre	3
Figure 1.3 Pont mixte en caisson	4
Figure 2.1 Localisation du viaduc	5
Figure 2.2 Axe en plan du projet	6
Figure 2.3 Profile en long	6
Figure 2.4 Profil en travers	6
Figure 2.5 Carte de zonage sismique de l'Algérie [RPOA 2008]	7
Figure 3.1 Tablier bipoutre mixte	9
Figure 3.2 Type de variation de l'épaisseur	10
Figure 3.3 Montants d'entretoisement de type Té	12
Figure 3.4 Notation des dimensions	16
Figure 5. 1 Définition des largeurs chargeable et roulant	27
Figure 5. 2 Les cas de chargement	28
Figure 5. 3 Système de charge Bc	29
Figure 5. 4 Système de charge Bt	30
Figure 5. 5 Système de charge militaire Mc120	31
Figure 5. 6 Système de charge D240	31
Figure 5. 7 CSI bridge v22	34
Figure 5. 8 Section transversale Poutre	34
Figure 5. 9 Section transversale de IPE600	34
Figure 5. 10 la variation de la hauteur	35
Figure 5. 11 Vue en 3D du modèle	35
Figure 5. 12 Vue en 3D du modèle	35
Figure 5. 13 Exemple de charge lingère (glissière)	36
Figure 5. 14 Cas de chargement A(L)	36
Figure 5. 15 Affectation des charges type Bc	37
Figure 5. 16 Valeurs max et min du moment fléchissant à ELU	38
Figure 5. 17 Valeurs max et min de l'effort tranchant à ELU	38
Figure 5. 18 Application des lignes d'influence "charge ponctuel"	46
Figure 5. 19 Application des lignes d'influence "charge répartie "	46
Figure 5. 20 Cas de charge permanente	48
Figure 5. 21 Système A(L) une voie chargée	49
Figure 5. 22 Système D240	49
Figure 5. 23 Ligne d'influence du Moment fléchissant (en x=5m)	49
Figure 6.1 Largeur efficace de la dalle	53
Figure 6.2 Caractéristiques géométriques de section mixte	54
Figure 6.3 a distribution des contraintes dans une section mixte	55
Figure 6.4 Effets du retrait du béton dans la section mixte	58
Figure 6.5 schéma explicatif sur la méthode du calcul	64
Figure 6.6 Poutre PRS sur pile	64
Figure 6.7 Goujons à tête	68
Figure 6.8 Soudures en bout	70
Figure 6.9 Assemblage en T	71
Figure 6.10 Détail de soudure de la semelle inférieure	71
Figure 7.1 Vue en plan de la dalle de la Travée de rive	76
Figure 7.2 Schéma statique de la dalle	76
Figure 7.3 Vue en plan de la dalle de la Travée intermédiaire	76
Figure 7.4 Schéma statique de la dalle	76
Figure 7.5 Moments Transversal et Longitudinal sur la dalle centrale.	77
Figure 7.6 Diffusion de la charge sur l'hourdis	77
Figure 7.7 Ferrailage de la dalle	84
Figure 8.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui	86
Figure 8.2 Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.	90
Figure 8.3 Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.	90
Figure 8.4 Appareil d'appui de type à pot	93
Figure 8.5 Composition schématique d'un appareil d'appui à pot	94
Figure 8.6 Les valeurs de $\alpha$ en fonction du nombre d'appuis glissants	96
Figure 8.7 Les appareils d'appuis a pot fix fournit par GOODCO Z-TECH	96
Figure 8.8 Les appareils d'appuis à pot glissant fournit par GOODCO Z-TECH	97
Figure 8.9 La gamme de Joints de chaussée CIPEC	100
Figure 8.10 Différents modèles des joints Wd	100
Figure 9.1 Abaques de WALTHER	103
Figure 9.2 Ferrailage longitudinale pile	104

Figure 9.3 Ferrailage semelle des piles	106
Figure 9.4 Ferrailage des pieux	107
Figure 9.5 Ferrailage de mur garde grève	112
Figure 9.6 Ferrailage de la dalle de transition.	114
Figure 9.7 Ferrailage du corbeau.	114
Figure 9.8 Ferrailage mur en retour	116
Figure 9.9 Ferrailage de mur frontale	117
Figure 9.10 Ferrailage de la semelle	119
Figure 9.11 Ferrailage de pieu	120
Figure 10.1 Conditions d'équilibre de base pour les analyses de stabilité	121
Figure 10.2 Modèle de calcul	123
Figure 10.3 Calcul de stabilité – Situation finale en statique	124

## **LISTE DES TABLES :**

Tableau 3.1 Prédimensionnement des deux poutres entretoisées	10
Tableau 3.2 La variation des épaisseurs de la poutre.	11
Tableau 3.3 Récapitulatif du prédimensionnement des entretoises.	11
Tableau 3.4 Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles	12
Tableau 3.5 Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées	13
Tableau 3.6 Récapitulatif du prédimensionnement du tablier poutre	14
Tableau 3.7 Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles	14
Tableau 3.8 Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées	15
Tableau 3.9 Récapitulatif de découpage des voussoirs	16
Tableau 3.10 Récapitulatif du prédimensionnement du voussoir	17
Tableau 3.11 Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles	18
Tableau 3.12 Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées	18
Tableau 4.1 Contraintes admissibles à la compression de béton	23
Tableau 4.2 Contraintes limites des aciers passifs.	24
Figure 5. 1 Définition des largeurs chargeable et roulant	27
Figure 5. 2 Les cas de chargement	28
Figure 5. 3 Système de charge Bc	29
Figure 5. 4 Système de charge Bt	30
Figure 5. 5 Système de charge militaire Mc120	31
Figure 5. 6 Système de charge D240	31
Figure 5. 7 CSI bridge v22	34
Figure 5. 8 Section transversale Poutre	34
Figure 5. 9 Section transversale de IPE600	34
Figure 5. 10 la variation de la hauteur	35
Figure 5. 11 Vue en 3D du modèle	35
Figure 5. 12 Vue en 3D du modèle	35
Figure 5. 13 Exemple de charge lingère (glissière)	36
Figure 5. 14 Cas de chargement A(L)	36
Figure 5. 15 Affectation des charges type Bc	37
Figure 5. 16 Valeurs max et min du moment fléchissant à ELU	38
Figure 5. 17 Valeurs max et min de l'effort tranchant à ELU	38
Figure 5. 18 Application des lignes d'influence "charge ponctuel"	46
Figure 5. 19 Application des lignes d'influence "charge répartie "	46
Figure 5. 20 Cas de charge permanente	48
Figure 5. 21 Système A(L) une voie chargée	49
Figure 5. 22 Système D240	49
Figure 5. 23 Ligne d'influence du Moment fléchissant (en x=5m)	49
Tableau 6.1 Coefficient d'équivalence n	51
Tableau 6.2 Les caractéristiques géométriques de la section d'acier	52
Tableau 6.3 beff (mi-travée 01)	53
Tableau 6.4 Caractéristiques Géométriques de la Dalle	54
Tableau 6.5 Récapitulatif de la section mixte à mi-travée.	55
Tableau 6.6 Les contraintes due aux retrait et température sur culée	59
Tableau 6.7 Vérification des contraintes de cisaillement	60
Tableau 6.8 Vérification des contraintes sur la section mi-travée	61
Tableau 7.1 Combinaison de charge a ELU	79
Tableau 7.2 Moment de continuité a l'ELU	81
Tableau 7.3 Moment de continuité a l'ELS	81

Tableau 7.4 Bilan des moments	82
Tableau 8.1 Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis	86
Tableau 8.2 Dimensions des appareils d'appui retenus	87
Tableau 8.3 Tableau récapitulatif des efforts statique	88
Tableau 8.4 Efforts sismiques à la base des piles	91
Tableau 8.5 Les formules de vérification	91
Tableau 8.6 Vérification de la résistance à la compression	91
Tableau 8.7 Vérification de la sécurité au flambement	92
Tableau 8.8 Vérification de la distorsion	92
Tableau 8.9 Vérification de non-glissement	93
Tableau 8.10 les efforts verticaux et horizontaux agissants sur chaque appui	96
Tableau 9.1 Vérification du flambement du pile	99
Tableau 9.2 Evaluation des efforts statiques sur la pile la plus sollicitée	100
Tableau 9.3 Evaluation des efforts sismiques à la base de la pile	100
Tableau 9.4 Combinaisons des efforts à la base de la pile	101
Tableau 9.5 Section d'armature de la pile	103
Tableau 9.6 Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle	104
Tableau 9.7 Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables	105
Tableau 9.8 Calcul la section d'acier.	105
Tableau 9.9 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu	107
Tableau 9.10 Efforts et moments dus aux éléments propres de la culée .	109
Tableau 9.11 Efforts et moments dus aux différentes charges.	110
Tableau 9.12 Effort et moments dus aux surcharges.	110
Tableau 9.13 Les combinaisons de charges dans les différents cas.	111
Tableau 9.14 Efforts agissant sur la dalle de transition	112
Tableau 9.15 Résultats des sollicitations	116
Tableau 9.16 Effort agissant sur la semelle	117
Tableau 9.17 les réactions dans chaque cas	117
Tableau 9.18 Les efforts agissant les pieux.	119
Tableau 10.1 Synthèse des principaux paramètres géotechniques du côté gauche	120
Tableau 10.2 Combinaison stabilité d'ensemble - Facteurs partiels sur les actions et coefficient de méthode (FASCICULE N° 62)	122

# **1 Généralité sur les ponts**

## 1.1 INTRODUCTION :

Au cours de la conception et la réalisation d'un passage routier (voie ferrée ou route), souvent on confronte avec un obstacle :

- Naturel (brèche, cours d'eau)
- Artificiel (route, voie ferrée, canal) On a deux solutions pour assurer la continuité de l'ouvrage
- L'élimination de l'obstacle (obturé une brèche, détourner un cours d'eau).
- Conserver l'obstacle mais on réalise (un tunnel au-dessous, faire une déviation, ou un pont au dessus)

### 1.1.1 L'EVOLUTION DES PONTS :

Pendant de longs siècles, les gens les franchirent grâce à des gués ou à des bacs, même si cela rallongeait souvent leur chemin. Les ponts étaient rares car leur construction était tout un art et d'une grande difficulté.

Les premiers ponts consistaient en de simples troncs d'arbres abattus et jetés entre les deux rives de la rivière, puis arrivèrent les pontons et les ponts en corde essentiellement en Amérique et Asie (ce qui éveilla d'ailleurs la curiosité des Européens). Ces ponts de corde se rencontraient encore assez fréquemment au siècle dernier. Mais les maîtres incontestables en la matière furent les Romains (Env. 600 ans avant J-C), qui construisirent des ponts de bois soutenus par des piliers, puis utilisèrent la maçonnerie (taille de pierre).

Après la chute de l'Empire Romain, il resta en Europe de nombreux ponts en arcs, en pierres massives, témoignant de l'habileté des Romains. Mais pendant des siècles, personne ne poursuivit leur ouvrage et cet art se perdit. Ce n'est que beaucoup plus tard que l'Eglise s'y intéressa. L'histoire des ponts modernes commença avec le remplacement des arcs en demi-cercles par des formes elliptiques (pont de la Concorde à Paris). Cette nouvelle forme autorisait une portée beaucoup plus grande des arcs de ponts. Avec l'invention de l'acier au XVIII siècle, le bois et la pierre ne constituaient plus les seuls matériaux, et les premiers ponts métalliques apparurent. Les ponts d'acier devinrent le symbole de la modernité et certains devinrent même de réels chefs-d'œuvre de leur époque.

### 1.1.2 DIFFERENTES PARTIES D'UN PONT :

#### 1.1.2.1 Les fondations :

Les efforts de toute nature agissant sur l'ouvrage se trouvent reportés sur les poutres qui les transmettent aux appuis constitués par les piles et les culées qui, à leur tour, ont pour mission de les reporter au sol par l'intermédiaire des fondations. On a trois types des fondations :

- Des fondations superficielles (semelles et radiers).
- Des fondations semi-profondes (puits).
- Des fondations profondes (pieux)

#### 1.1.2.2 Les appuis :

Il existe deux types d'appuis : les appuis de rive ou culées (culées noyées ou culées massives) et les appuis intermédiaires ou piles (piles constituées de colonnes ou piles constituées de voiles). Les piles et les culées dépendent de deux éléments qu'elles unissent : le sol et le tablier.

Elles doivent : donc être conçues au mieux, en tenant compte de ces facteurs. En plus de leur rôle de support des extrémités des ouvrages d'art, les culées doivent souvent soutenir les terres des ouvrages d'accès.

Selon la nature des sols, le niveau d'appui sera proche de la surface (fondations superficielles) ou à grande profondeur (fondations profondes).

### **1.1.2.3 Le tablier :**

Le tablier est la partie de l'ouvrage supportant la chaussée (ou la voie ferrée) au-dessus de la brèche à franchir. Une dalle, des entretoises et parfois des longerons sont associés aux poutres pour former le tablier.

### **1.1.2.4 Dalle :**

La dalle ou hourdis sert d'élément de couverture ; c'est elle qui reçoit la couche de roulement de la chaussée et les surcharges des véhicules. Outre celui de couverture, le rôle de la dalle est de reporter les charges permanentes et les surcharges sur les poutres, les longerons et les entretoises.

### **1.1.2.5 Entretoises :**

Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres qu'elles relient entre elles (sauf dans les ponts biais où elles sont parallèles aux appuis).

Elles jouent un double rôle : celui de contreventement transversal s'opposant au déversement des poutres et celui de solidarisation, en répartissant les surcharges et le poids propre sur les poutres.

### **1.1.2.6 Poutres principales :**

Les efforts dus au poids propre (de la dalle, des longerons et des entretoises) et aux surcharges sont transmis aux poutres qui les reportent sur les appuis.

On distingue les poutres latérales ou poutre de rive ou, encore, poutres principales et les poutres sous chaussée, poutres sensiblement identiques, réparties de façon uniforme sous le tablier.

### **1.1.2.7 Les accessoires de la superstructure :**

Ils sont constitués par tous les éléments du tablier qui n'interviennent pas dans la résistance mécanique de l'ouvrage. C'est du poids mort qu'il faut supporter en permanence. Ce sont : La chaussée, Les gargouilles, Les trottoirs, Les dispositifs de sécurité (garde-corps, glissières et barrières de sécurité), Les corniches, Les joints de chaussée, Les lampadaires...

## **1.2 CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :**

### **1.2.1 Comment se Pose le Problème du Choix ? :**

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux à toutes les exigences. Il faut pour cela connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages envisageables. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent à première vue comme les meilleures, et qui feront par la suite l'objet d'études approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait appel au jugement et à l'expérience du concepteur

### 1.2.2 Récapitulation Des Types D'ouvrages Actuels :

Dans ce qui suit, la récapitulation des types d'ouvrages est faite d'après la portée principale, parce que c'est le paramètre le plus simple et l'un des plus importants. Pour simplifier l'exposé, on a distingué les ponts à une seule travée et les ponts à plusieurs travées, étant bien entendu que les deux solutions peuvent quelquefois être envisagées pour un même franchissement.

Ne sont pas cités dans cette énumération les types d'ouvrages très spéciaux ni certaines solutions en cours d'expérimentation

### 1.2.3 LES PONTS MIXTES :

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ces éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique. Les ouvrages composés uniquement de béton armé ou précontraint, malgré l'acier qu'ils possèdent, ne sont pas considérés comme des ponts mixtes

#### 1.2.3.1 Les Types De Ponts Mixtes :

On choisit le type selon la portée de pont :

Type	Portées						
	35	70	90	120	150	200	300
Ponts BP construits à l'avancement	■						
Ponts BP construits par encorbellements		■	■	■	■	■	■
Ponts BP poussés	■	■					
Ponts mixtes à poutres	■	■	■	■			
Ponts mixtes en caisson		■	■	■	■		
Ponts à dalle orthotrope en caisson			■	■	■	■	■

Figure 1.1 Choix de type de pont mixte selon la portée.

#### 1.2.3.2 Ponts mixtes de type bipoutres :

Les ponts mixtes bipoutres sont les ponts standards. C'est ce type de pont que l'on rencontre le plus souvent car ils ont une construction facile et fiable. Pour les ponts mixtes bipoutres, les portées sont inférieures à 100 - 120 m

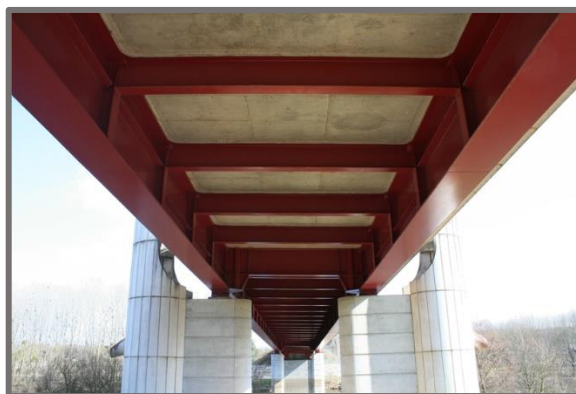


Figure 1.2 Pont mixte bipoutre

### 1.2.3.3 Ponts mixtes en caisson :

Les ouvrages mixtes de type caisson sont beaucoup plus rares que les ouvrages à poutres. En effet, ils sont plus complexes et donc plus coûteux à réaliser et à entretenir. Toutefois ils peuvent être adoptés pour des considérations esthétiques ou par rapport à l'espace disponible pour la réalisation des appuis.



Figure 1.3 Pont mixte en caisson

## **2 Présentation du projet**

## 2.1 INTRODUCTION :

La conception d'un pont nécessite plusieurs données importantes pour assurer sa sécurité et sa fonctionnalité (données de tracé routier) et naturelles (données de son environnement) et les concilier avec celles du maître de l'ouvrage.

## 2.2 PRESENTATION DU PROJET :

### 2.2.1 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. 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.

### 2.2.2 Situation du projet :

Le projet de fin d'étude est consacré à la conception et l'étude d'un viaduc situé de la pénétrante autoroutière reliant le Port de Djen Djen à l'autoroute Est-Ouest.

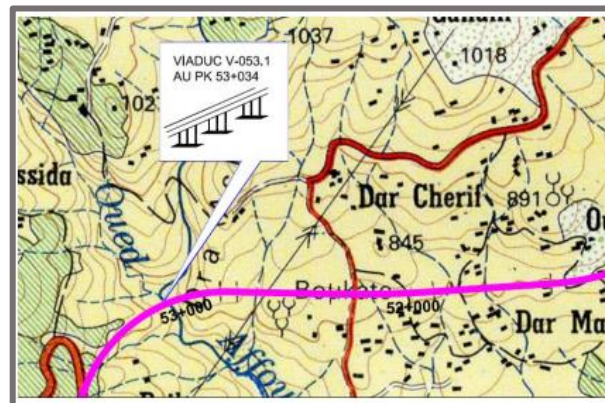


Figure 2.1 Localisation du viaduc

### 2.2.3 L'obstacle à franchir :

Le viaduc est traversé l'oued Affouzar. De plus, l'ouvrage servira à donner accès aux terres agricoles situées de chaque côté de l'autoroute. Une longueur de 410 m a été retenue pour l'ouvrage compte tenu de la topographie du site. La hauteur de l'ouvrage permet également de protéger l'autoroute de la crue centenaire de l'oued.

## 2.3 LES DONNEES DU PROJET :

### 2.3.1 Trace en plan :

Les caractéristiques du tracé en plan de l'axe principale de l'ouvrage sont :

- Du PK53+044 au PK53+454 : Arc,  $R=650\text{m}$  et  $L=410$ .

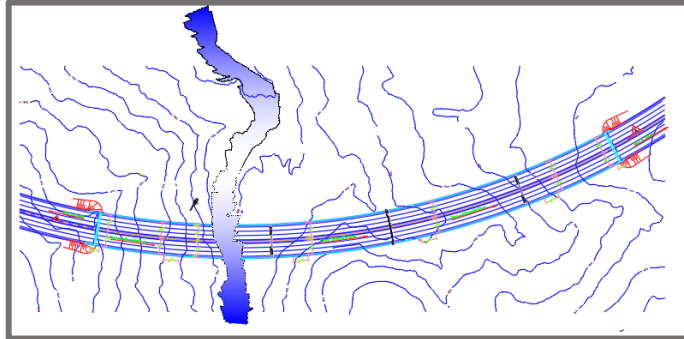


Figure 2.2 Axe en plan du projet

### 2.3.2 Profil en long :

L'axe de roulement présente :

- De PK 53+044 au PK 53+454 : Une rampe de 1.4% et une pente de 3.1%,  $L = 410$  m.

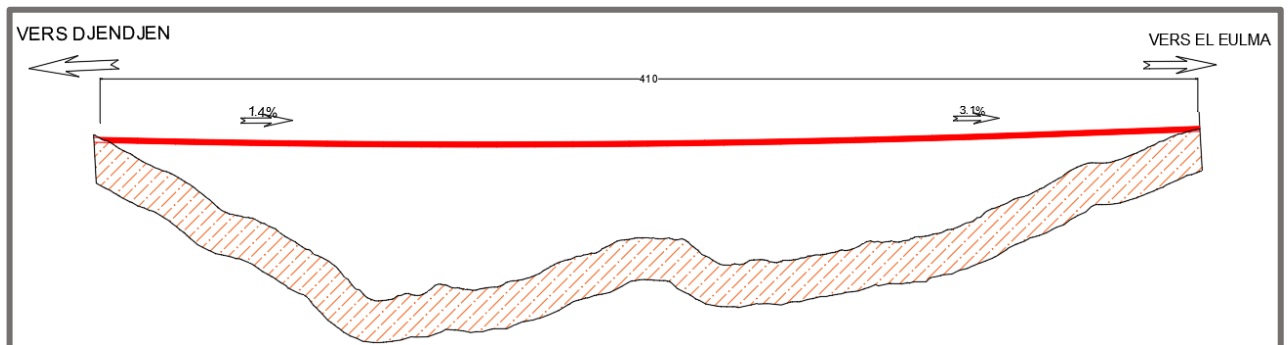


Figure 2.3 Profil en long

### 2.3.3 Profil en travers :

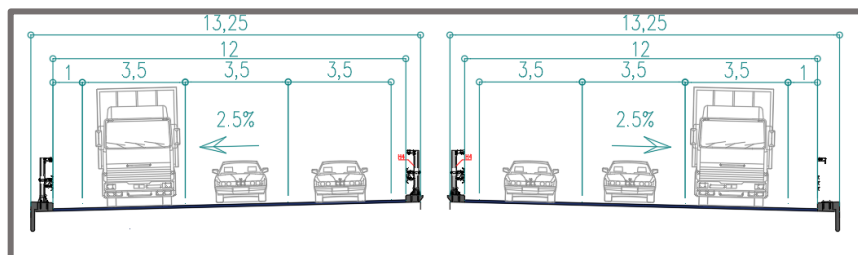


Figure 2.4 Profil en travers

- ✓ Largeur du tablier 13.25m.
- ✓ 3 voies de circulation
- ✓ Devers de 2.5%
- ✓ Garde-corps

## 2.4 LES DONNEES NATURELLES :

### 2.4.1 Topographie :

D'après le levé topographique, on trouve que le projet est implanté dans une zone montagneuse.

### 2.4.2 Sismicité du site :

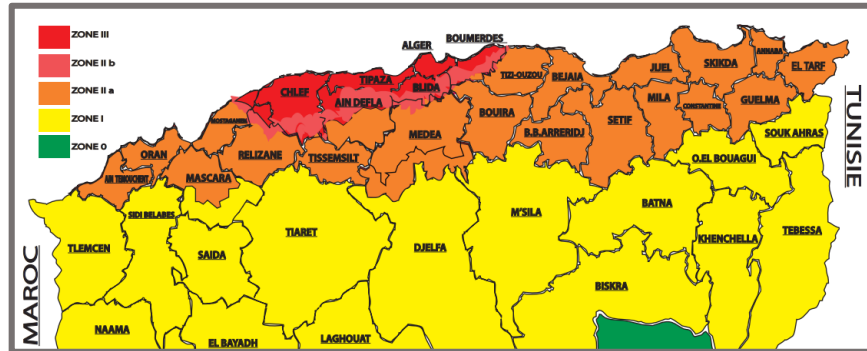


Figure 2.5 Carte de zonage sismique de l'Algérie [RPOA 2008]

Selon le RPOA V2008, la classification parasismique de la zone Jijel-Mila est **IIa**. Elle correspond à une sismicité moyenne avec un coefficient d'accélération de 0,2. Le présent ouvrage supportant l'autoroute est classé dans le groupe d'importance 2 et satisfait les exigences de la sécurité publique et de la défense nationale

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

## 2.5 DONNEES CLIMATIQUES :

### 2.5.1 La température :

Le climat de la région se caractérise par un été chaud, un hiver froid, un printemps doux et un automne variable. La température de cette région varie entre 35° C en été et -15°C en hiver

### 2.5.2 Le vent :

Le vent est caractérisé par la mesure de deux grandeurs : celle de sa direction et celle de sa vitesse

- La direction du vent est définie comme étant la direction d'où vient

- la vitesse est exprimée communément en Km/h

## **3 Conception et prédimensionnement**

### 3.1 Introduction :

La conception des ponts est souvent le résultat d'une démarche itérative dans le but d'optimiser technico économiquement l'ouvrage de franchissement projeté au regard de toutes les contraintes naturelles et fonctionnelles, tout en intégrant de nombreuses exigences de qualité architecturale ou paysagère.

En plus de sa l'ingénieur projeteur doit posséder une bonne connaissance des divers types d'ouvrages et leurs pré- dimensionnements et leurs modes d'exécution.

### 3.2 Critères des choix des variantes :

Pour franchir une brèche donnée, les concepteurs recherchent généralement la solution la plus adaptée en fonction des contraintes imposées, qui peuvent être de nature très diverse. Afin de faire le meilleur choix, il doit d'une part connaître l'éventail des solutions possibles, en comprendre les contraintes, les limites et les coûts, et d'autre part être capable d'identifier et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible, afin de limiter au maximum l'exécution des aléas du procédé.

Les ponts sont classés selon des critères propres aux familles d'ouvrages. Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions. On distingue les classifications suivantes :

- Selon la fonction : rail, routier ou canal...
- Selon l'importance de l'ouvrage : courant, important ou stratégique...
- Selon le type des travées : indépendantes ou continues...
- Selon les matériaux constitutifs : bois, maçonnerie, béton armé, béton précontraint, métallique, câbles...
- Selon la structure : poutres, caisson, arc, suspendu, hauban ...
- Selon la durée de vie : provisoire, définitif...

Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivant :

- La destination de l'ouvrage : autoroute, chemin de fer, passerelle...
- L'importance de l'ouvrage : nombre de voies, catégorie...
- La topographie du site : obstacles, la portée, hauteur...
- Implantation possible des appuis...
- Les éléments géologiques et géotechniques : constitution du sol, stabilité, la nappe phréatique...

### 3.3 Etude des variantes :

Ces différentes considérations liées à l'environnement du site ont donc principalement un impact sur l'implantation des appuis de l'ouvrage et aussi sur la procédure de construction à envisager.

Par conséquent et en prenant en considération les différents critères cités par-dessus les variantes envisagées sont :

- Pont mixte bipoutres continue avec une section à hauteur variable.
- Pont à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP).
- Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

### 3.3.1 Variante N°01 : (Pont mixte bipoutres continu avec une section à hauteur variable)

#### 3.3.1.1 Présentation générale :

Les ponts à poutres constituent la grande majorité des ponts métalliques, en effet, ils couvrent une large gamme de portées, les poutres peuvent être placées sous la chaussée, on distingue les poutres en I à âme pleine, les poutres caissons, les poutres en treillis.

Ils sont construits par des profilés métalliques continus (travaillant à la flexion longitudinale) solidarifiés par des entretoises (servant à maintenir l'écartement des poutres et à résister aux moments de torsion), supportant une dalle pleine en béton armé connectée aux semelles supérieures par des connecteurs.

Actuellement, ce sont les poutres en **I** les plus utilisées car leur fabrication est relativement simple. La gamme usuelle des poutres métalliques est de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes, et varie entre 30 à 120m pour les travées continues. Les ponts mixtes en caissons sont plus adéquats aux ouvrages très élancés ou très courbés.

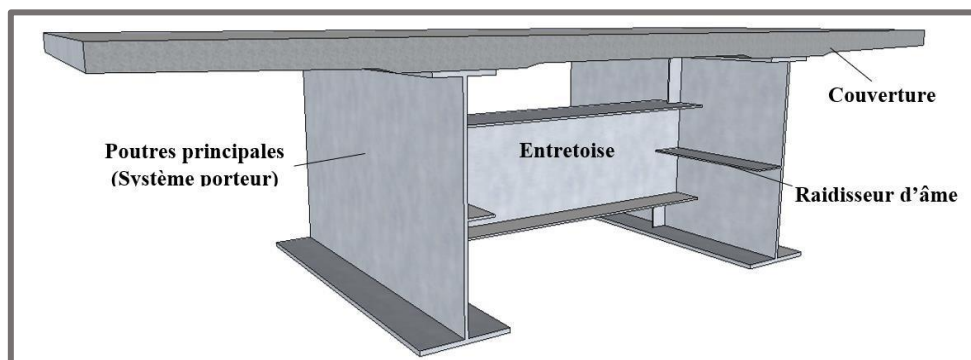


Figure 3.1 Tablier bipoutre mixte

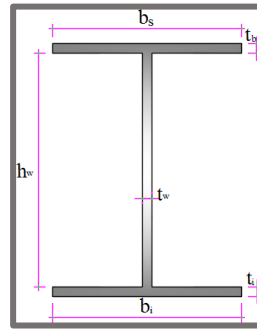
#### 3.3.1.2 Implantation des appuis :

On propose dans cette variante un mixte bipoutre, à travées continues et à hauteur variable. L'implantation des culées donne une longueur totale de 410 m (03 travées principales de 90 m d'hauteur variable et deux travées de rives de 70 m d'hauteur variable).

#### 3.3.1.3 Conception transversale :

Le pont repose sur deux poutres PRS principaux espacés par 6.50 m entretoisée entre elle par des entretoises chaque 5 m, une dalle en béton armé fixée sur les poutres principales par des connecteurs.

LT = 13.25m    X=90m    L=6.5m



Elément	Ration usuel	Valeur
Entre axe des poutres	<b>L=0.55 LT</b>	6.5 m
Epaisseur de la dalle	<b>0.13 + <math>\frac{(LT-L)}{26}</math></b> au droit des poutres principales	40 cm
	<b>0.12 + <math>\frac{(L)}{50}</math></b> au centre du tablier	25 cm
Hauteur des poutres	$\frac{X}{24}$ Sur pile	3.75 m
	$\frac{X}{36}$ À mi-travées	2.5 m
	Sur culée	2.65 m
Largeur de la semelle inferieur	<b><math>(0.25 + \frac{LT}{40} \frac{X}{120} * 0.92 + \frac{LT}{150})</math></b>	1.4 m
Largeur de la semelle supérieur	Binf – 0.2 pour un tablier a quatre voies	1.2 m
Epaisseur de la semelle inferieur	$\frac{B}{t} \leq 30$	50 mm
Epaisseur de la semelle supérieur	$\frac{B}{t} \leq 30$	40 mm
Epaisseur de l'âme	<b>Tw ≥ 0,005*hw</b>	30 mm

Tableau 3.1 Prédimensionnement des deux poutres entretoisées (SETRA)

3.3.1.4 La variation d'épaisseur de la semelle :

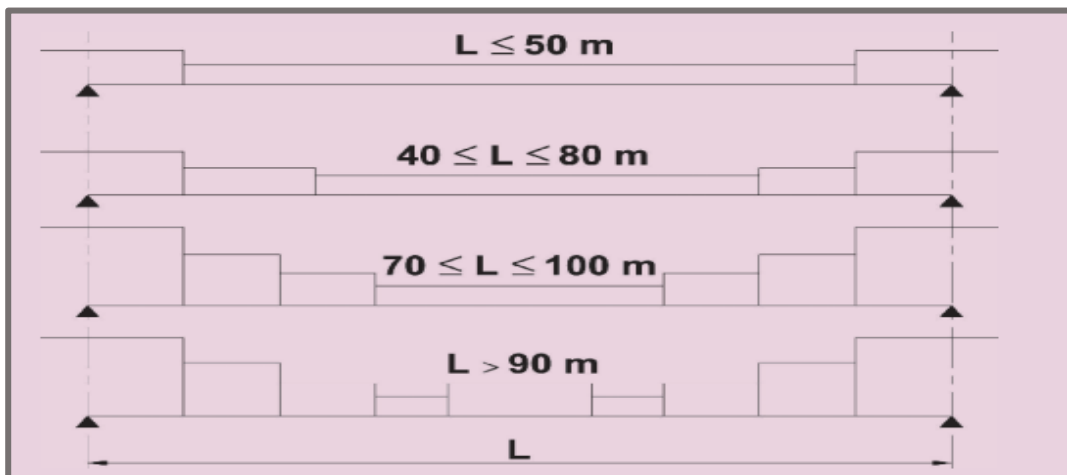


Figure 3.2 Type de variation de l'épaisseur

La variation	T1	T2	T3	T4
Longueur de variation	20 m	10 m	10 m	30 m
Épaisseur Semelle inférieur	35 mm	40 mm	45 mm	50 mm
Épaisseur Semelle supérieur	25 mm	30 mm	35 mm	40 mm

Tableau 3.2 La variation des épaisseurs de la poutre.

**Pour les travées de rive :**

**T1= 30m    T2=15m    T3=10m    (on garde la même variation d'épaisseur)**

### 3.3.1.5 Les entretoises :

Les entretoises courantes sont constituées de profilés laminés du commerce IPE600 et PRS2000 sur pile et culée.

Elément	IPE600(mm)	PRS 2000
Hauteur principales	600	2000
Epaisseur de l'âme	12	30
Epaisseur semelle inférieure	19	35
Epaisseur de la semelle supérieure	19	35
Largeur semelle inférieure	220	500
Largeur semelle supérieure	220	500

Tableau 3.3 Récapitulation du prédimensionnement des entretoises.

### 3.3.1.6 Choix de la nuance d'acier :

Les nuances des aciers de charpente sont de qualité S355 N, cette qualité désigne la ténacité de l'acier, c'est-à-dire sa capacité à absorber l'énergie des chocs sans risque de rupture fragile.

### 3.3.1.7 La connexion entre la dalle et la charpente métallique :

La dalle est reliée à la semelle supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs (goujons), dont le rôle d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

**Un goujon :** est constitué d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre, et d'une tête. La résistance individuelle d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais leur mise en œuvre est très rapide.

**Montants verticaux d'entretoisement :** (Raidisseurs verticaux)

Les montants verticaux seront de simples plats ou des profilés reconstitués en Té. Ces derniers, il est souvent nécessaire de les utiliser pour obtenir une raideur et une résistance à la fatigue suffisantes du cadre d'entretoisement.

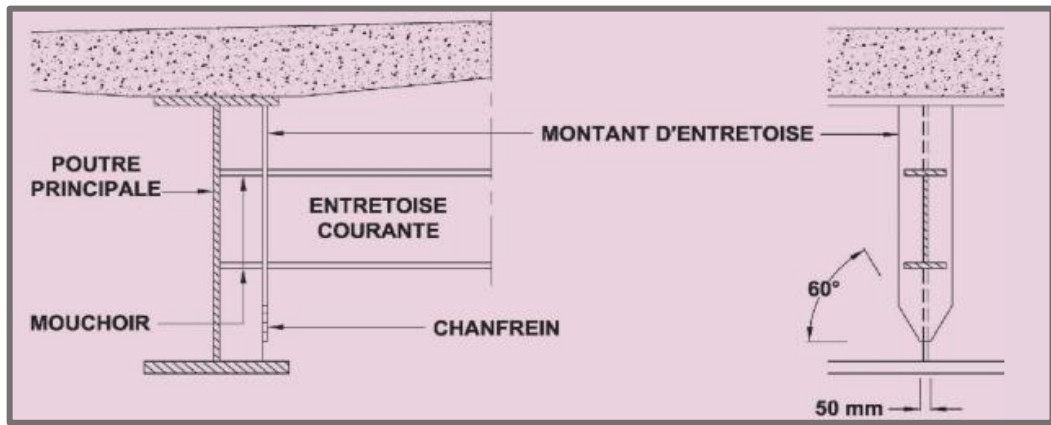


Figure 3.3 Montants d'entretoisement de type T

3.3.1.8 Conception des piles :

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	4	
	Largeur	5.3	
	Epaisseur	0.4	
	Hauteur	H1= 43 H2= 49 H3= 44 H4= 25	
Chevêtre	Longueur	4	
	Largeur	13.25	
	Hauteur	3	
Semelle	Longueur	9.6	
	Largeur	13.2	
	Hauteur	2.8	
Pieux	Diamètre	1.2	

Tableau 3.4 Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles

### 3.3.1.9 Conception des culées :

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Longueur	13.25	
	Epaisseur	2.25	
	Hauteur	H1=7.75 H2=1.55	
Mur garde grève	Epaisseur	0.4	
	Hauteur	3.4	
Mur en retour	Epaisseur	0.7	
Semelle	Longueur	6	
	Largeur	13.5	
	Epaisseur	2	
Pieux	Diamètre	1.2	

Tableau 3.5 Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées

### 3.3.2 Variante N°02 : Pont à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP).

#### 3.3.2.1 Présentation générale :

Les ponts à poutres en précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées indépendantes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie des ponts à poutres sous chaussée en béton.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales de hauteur constantes, placées le plus souvent par parallèles et équidistantes, elles comportent une table de compression font la fibresupérieure, et des talons formant la membrure inférieure, une lame de faible épaisseur est reliée entre ces deux éléments. Les poutres sont réalisées avec un bon rendement mécanique, dont lagamme des portées moyennes qui présente un débord de l'ordre de 50m.

Les poutres sont solidarisées entre eux par des entretoises coulées en place, ont une hauteur voisine de celle des poutres permettant le raidissage transversalement de la structure, et par hourdis formant une couche de roulement qui assure la répartition des efforts.

#### 3.3.2.2 Implantation des appuis :

Après avoir recueilli toutes les données, On propose dans cette variante un pont de 09 travées isostatique à poutre précontrainte de 42 m de longueur avec une longueur totale de 427.9m.

#### 3.3.2.3 Conception transversale :

Notre tablier présente une largeur de 13.25 m, repose sur poutres de 2.2 m de hauteur, avec un espacement de 1.9 m entre elle, solidarisées par une dalle de 20 cm d'épaisseur.

Éléments	Ration usuel	Valeur	
Longueur totale de la poutre	30 – 50	42 m	
La hauteur totale du tablier	$L/20 < h_t < L/17$	2.40 m	
L'épaisseur de la dalle	$20 \leq e \leq 30$	0.20 m	
Hauteur de la poutre	$h_p = h_t - e$	2.20 m	
Entraxe des poutres	En pratique : $1.40 \text{ m} < \lambda < 2.00 \text{ m}$	1.9 m	
Nombre des poutres	$N = L_a / \lambda + 1$	7	
La largeur de la table de compression	$b \geq 0,6 \times h_p$	1.35 m	
Épaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_1 \leq 15 \text{ cm}$	10 cm	
La largeur du talon	$60 \text{ cm} \leq b_t \leq 90 \text{ cm}$	60 cm	
Épaisseur du talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	20 cm	
Épaisseur de l'âme $b_0$ à mi- travée	$b_0 \geq 3\phi_{\text{gaine de précontrainte}}$	25 cm	
Épaisseur de l'âme $b_0$ en zone d'about	$b_0 \geq 30 \text{ cm}$ avec une surface suffisante pour les plaques d'ancrage	60 cm	
Inclinaison de la table de compression	$1/15 < \beta < 1/10$	6°	
Gousset inférieur/supérieur	$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	45°	
Entretoise d'about	Épaisseur	25 à 30 cm	30 cm
	Hauteur	$h_p - 0.5 \text{ à } 0.8 \text{ m}$	150 cm

Tableau 3.6 Récapitulation du prédimensionnement du tablier poutre (SETRA)

3.3.2.4 Conception des piles :

Eléments	Dimensions (m)		Figure	
Piles	Longueur	4		
	Largeur	5.3		
	Epaisseur	0.4		
	Hauteur	H1=		25
		H2=		51
		H3=		53
		H4=		46
		H5=		33
		H6=		43
Chevêtre	H7=	35		
	H8=	27		
	H9=	8		
Semelle	Longueur	13.25		
	Largeur	13.25		
	Hauteur	2.5		
Pieux	Diamètre	1.2		

Tableau 3.7 Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles

### 3.3.2.5 Conception des culées :

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Longueur	13.25	
	Epaisseur	1.7	
	Hauteur	H1=7.5 H2=1.3	
Mur garde grève	Epaisseur	0.4	
	Hauteur	2.9	
Mur en retour	Epaisseur	0.7	
Semelle	Longueur	13.25	
	Largeur	13.25	
	Epaisseur	2.5	
Pieux	Diamètre	1.2	

Tableau 3.8 Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées

### 3.3.3 Variante N°03 : ( Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs)

#### 3.3.3.1 Présentation générale :

Ce mode de construction consiste à exécuter l'essentiel du tablier d'un pont sans cintre ni échafaudages au sol sauf les travées d'extrémité, en opérant par tronçons successifs dénommés voussoirs, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à celui qui le précède. Après exécution d'un voussoir, les câbles de précontrainte qui aboutissent à ses extrémités sont mis en tension, ce qui permet de les plaquer contre les voussoirs précédents et de constituer ainsi une console autoportante pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

Les travées de rive ont généralement une longueur supérieure à celle d'un demi-fléau. La longueur supplémentaire qui mesure 10 à 20 % de la longueur des travées principales, est habituellement construite sur cintre car cette méthode est généralement la plus économique. Elle permet un bon équilibrage des moments dans les différentes travées sous les charges d'exploitation et garantit des réactions d'appui positives sur les culées.

Lorsque les portées principales d'un ouvrage sont inférieures à 65/70 m, le tablier le plus économique est, en général, de hauteur constante, car les gains apportés par la simplification des outils de coffrage du tablier (équipages mobiles ou cellule de préfabrication) et du ferrailage sont bien supérieurs aux gains de matière possible

au-delà de 65/70 m, les efforts dans les fléaux deviennent très importants et nécessitent une hauteur sur pile qui se révèle surabondante en travée. Il devient donc économiquement intéressant de réaliser un tablier de hauteur variable.

### 3.3.3.2 Implantation des appuis :

On propose pour cette variante un pont voussoirs à travées continue et de hauteur variable. Les 03 travées principales de 102 m de longueur et de deux travées de rive de 62 m (61% de la travée principale).

Donc la longueur totale du pont égale à 430 m de longueur.

### 3.3.3.3 Découpage des voussoirs :

Type de voussoir	Valeur usuel	Valeur retenu	Nombre des voussoir
Voussoirs sur piles	7 à 8 m.	8	4
Voussoirs de clavages	1.5 à 3 m.	2	5
Voussoirs courants	2.5 à 5 m	4.6	80
Partie coulée sur cintre	$\geq 0.05L$	10.8	2

Tableau 3.9 Récapitulation de découpage des voussoirs

### 3.3.3.4 Conception transversale :

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

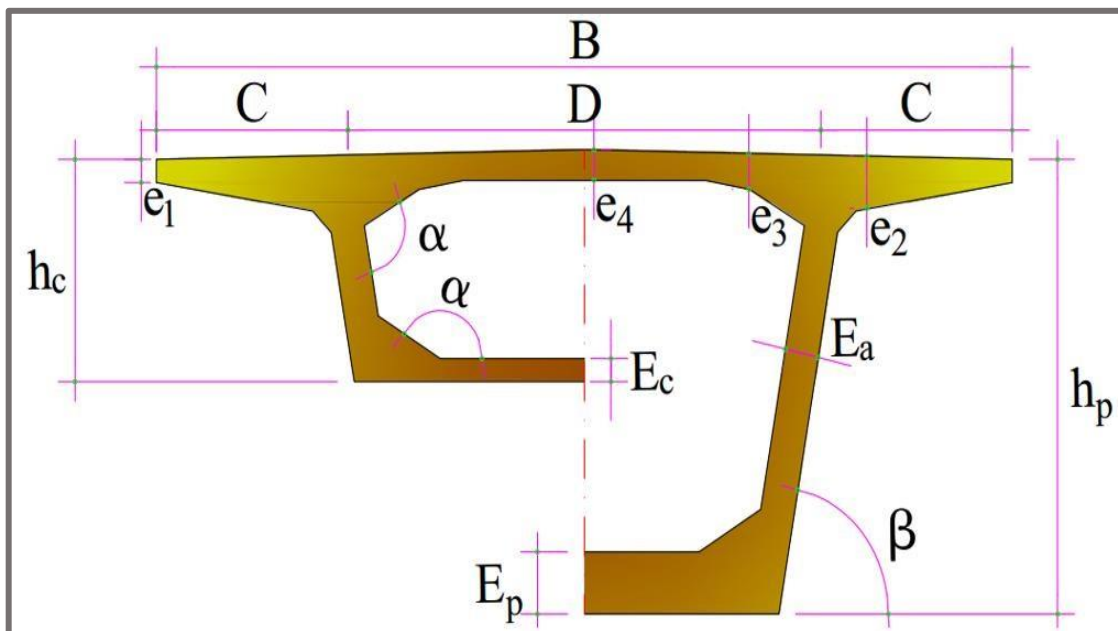


Figure 3.4 Notation des dimensions

Dimensions		Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur du voussoir		Sur pile : $\frac{L}{20} \leq H_p \leq \frac{L}{18}$ Sur clef : $\frac{L}{35} \leq H_c \leq \frac{L}{30}$	5.7 m 3 m
Largeur du voussoir		B	13.25 m
Largeur d'encorbellement		$C = B/4$	3.3125 m
Entraxe des Ames		$D = B - 2C$	6.6125 m
Epaisseur de l'âme		$E_a \geq 0.26 + \frac{L}{500}$	45 cm
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \beta \leq 30\%$	10%
Epaisseurs de L'hourdis supérieur	e1	$e1 \geq 20 \text{ à } 25 \text{ cm}$	24
	e2	$\frac{c}{8} \leq e2 \leq \frac{c}{7}$	45 cm
	e3	$e3 \geq 1.5 e4$	45 cm
	e4	$e4 = \frac{D}{25}$	30 cm
Epaisseur hourdis inf sur pile		$35 < EP < 80 \text{ cm}$	75 cm
Epaisseur hourdis inf sur clef		$E_c \geq 1/3 EP$ $E_c \geq 18 \text{ a } 22 \text{ cm}$	30 cm
Gousset supérieur		$30^\circ < \alpha < 45^\circ$	40°
Gousset inférieur		$40^\circ < \beta < 45^\circ$	45°

Tableau 3.10 Récapitulation du prédimensionnement du voussoir

**3.3.3.5 Conception des piles :**

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Piles	Longueur	5.2	
	Largeur	5.3	
	Épaisseur	0.7	
	Hauteur	H1 = 26.96 H2 = 47.65 H3 = 40.62 H4 = 16.12	
Semelles	Largeur	13.5	
	Longueur	9.6	
	Hauteur	3.5	
Chevêtre	Largeur	5.3	
	Longueur	8	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Diamètre	3	

Tableau 3.11 Tableau récapitulatif de prédimensionnement des piles

**3.3.3.6 Conception des culées :**

Eléments	Dimensions (m)		Figure
Mur frontal	Hauteur	H1 = 5.5 H2 = 5.5	
	Longueur	13.25	
	Épaisseur	2	
Mur en Retour	Épaisseur	0.75	
Mur garde grève	Hauteur	4	
	Épaisseur	0.5	
Semelles	Largeur	13.25	
	Longueur	9.6	
	Hauteur	2.5	
Pieux	Diamètre	1.20	

Tableau 3.12 Tableau récapitulatif de prédimensionnement des culées

### 3.4 Analyse multicritère :

On compare les trois modes de réalisation selon des critères :

- Techniques : étude et réalisation
- Economiques : matériaux, matériels, personnels, délai et entretien
- Esthétiques : élancement, nombre d'appuis, qualité des parements ....

#### 3.4.1 Variante N°01 : Pont mixte bipoutres continu avec une section à hauteur variable

##### 3.4.1.1 Avantages :

- La rapidité d'exécution globale.
- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.
- La précision dimensionnelle des structures.
- La facilité de franchir en courbe
- La qualité architecturale qui s'attache à la netteté.
- Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.

##### 3.4.1.2 Inconvénients :

- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces de pont.
- Stabilité des membrures de poutres qui ont tendance à flamber latéralement lorsqu'elles sont comprimées.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Dépense de transport et de levage des pièces.
- Un coût très élevé.

### 3.4.2 Variante N°02 : Pont à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP).

#### 3.4.2.1 Avantages :

- Le principal avantage est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres et aux échafaudages. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier.
- La préfabrication permet de diminuer le délai d'exécution de l'ouvrage, puisqu'il est possible de rendre indépendant la fabrication des poutres du reste du chantier.
- La préfabrication des poutres permet l'amélioration de la qualité et le maîtriser des poutres.
- Une bonne réutilisation des coffrages.
- Simplicité et rapidité d'exécution, ce qui réduit les délais et le coût.

#### 3.4.2.2 Inconvénients :

- L'utilisation des fondations profondes à cause de poids propre important.
- Ce type de tablier, constitué de poutres rectilignes, est naturellement bien adapté aux franchissements rectilignes, en revanche, il ne s'adapte que plus difficilement aux franchissements biais ou courbes.
- Le grand nombre des appareils d'appuis et de joints de chaussée.
- Coffrage compliqué et limité au marché.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer

### 3.4.3 Variante N°03 : Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs.

#### 3.4.3.1 Avantages :

- La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées.
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.
- Réduction et meilleure utilisation de coffrage.
- Rapidité et accélérée la construction en multipliant le nombre des bases de départ
- La facilité de franchir en courbe.

#### 3.4.3.2 Inconvénients :

- Consomme plus de béton et de l'acier.
- Nécessité une main d'œuvre qualifiée et de matériel spécifique (la pose des gaines et la mise en tension des câbles de précontraintes).
- Poids important ce qui conduit à des appuis et des fondations importantes.
- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers.
- Le procédé est lent à cause du nombre important des voussoirs (ils sont très courts par rapport à la longueur de l'ouvrage).
- La difficulté de coulage sur place.

### 3.5 Devi estimatif et quantitatif des variantes :

- Variante 01 « mixte bipoutre » : 590 766 829,66 DA
- Variante 02 « Pont à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP) » : 805 297 248,63 DA
- Variante 03 « Pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs » : 413 141 820,00 DA

### 3.6 Conclusion :

Notre analyse est basée essentiellement sur le problème de stabilité de terrain, malgré la variante N°01 est la plus coûteuse que la 3<sup>ème</sup> variante en termes de matériaux, elle est la moins couteuse en termes de réalisation. Aussi, elle est la plus légère et esthétique, la plus avantageuse pour un tracé courbe et la plus rapide à réaliser.

Cette variante retenue sera l'objet d'une étude plus détaillée dans la suite de ce mémoire

## **4 MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL**

## 4.1 INTRODUCTION :

La conception et le calcul des éléments d'un pont sont, en grande partie, conditionnés par le choix et la qualité des matériaux de construction ainsi que par les charges appliquées sur la structure et les différentes hypothèses de calcul qui doivent être prédéfinies suivant les normes et les exigences du maître de l'ouvrage

## 4.2 NORMES ET REGLES DE CALCUL :

- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art.
- RCPR 2010 : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
- Eurocode 1 : actions sur les structures, partie 1-1 : poids volumique, poids propre et charges d'exploitation, pour le calcul des charges permanentes.
- Eurocode 1 : actions sur les structures, partie 2 : actions sur les ponts, dues au trafic, pour le calcul des surcharges ferroviaires.
- Eurocode 3 : calcul des structures en acier.
- Eurocode 4 : calcul des structures mixtes acier-béton.
- Règles BAEL 91 révisées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé

## 4.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

### 4.3.1 Béton :

Pour le béton on prend un dosage de 400Kg/m<sup>3</sup> car l'augmentation du dosage en ciment constitue un moyen d'augmenter la résistance du béton.

#### 4.3.1.1 Résistance en compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique spécifiée notée  $f_{c28}$

$f_{c28} = 35$  MPa : Pour le béton de l'hourdis.

$f_{c28} = 30$  MPa : Pour le béton de pile et des fondations.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de « j » jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique  $f_{cj}$  obtenu au jour considère :

$$f_{cj} = \frac{j}{24.67+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa, si } j \leq 28 \text{ jours}$$

Pour justifier la résistance des sections, la valeur  $f_{cj}$  est conventionnellement bornée supérieurement à  $f_{c28}$

#### 4.3.1.2 Résistance en traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de  $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$ , dans laquelle  $f_{tj}$  et  $f_{cj}$  sont exprimés en MPa, ce qui donne :

$f_{t28} = 2.70\text{ MPa}$  : Pour le béton de l'hourdis.

$f_{t28} = 2.4\text{ MPa}$  : Pour le béton des piles et des fondations.

#### 4.3.1.3 Contrainte admissible à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Le coefficient  $\theta$  est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.
- 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

$\gamma_b$   $\left\{ \begin{array}{l} = 1.5 \text{ en situation durable et transitoire} \\ = 1.15 \text{ En situation accidentelles} \end{array} \right.$

#### 4.3.1.4 Contrainte admissible à L'ELS :

La contrainte de compression du béton est calculée avec l'expression Suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

#### 4.3.1.5 Contraintes admissibles à la compression de béton.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	19.83	17
		$\gamma_b = 1.15$	25.87	22.17
ELS	$f_{bc}$ (MPa)		21	18

Tableau 4.1 Contraintes admissibles à la compression de béton

#### 4.3.1.6 Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton «  $E_{ij}$  » défini par les règles B.A.E.L comme ce qui suit :

- Module de déformation instantanée (courte durée  $< 24\text{h}$ ) :  $E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}}$
- Module de déformation différée (longue durée) :  $E_{ij} = 3\,700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

#### 4.3.1.7 Déformation transversale :

Selon la loi de Hooke, la formule du module d'élasticité transversale est :  $\frac{E}{2(1+\nu)}$

### 4.3.1.8 Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0.3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0.2, Quant au cas d'un béton fissuré,  $\nu$  devient nul

## 4.3.2 LES ACIERS D'ARMATURES DU BETON :

### 4.3.2.1 La limite d'élasticité :

Les armatures passives utilisées dans notre ouvrage sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE500 avec une limite d'élasticité  $f_e = 500$  MPa

### 4.3.2.2 Module d'élasticité :

Le module d'élasticité des aciers  $E_s$  est pris égal à  $2 \times 10^5$  MPa.

### 4.3.2.3 Contraintes limites de traction à l'ELU :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s \begin{cases} = 1.15 & \text{en situation durable et transitoire} \\ = 1 & \text{En situation accidentelles} \end{cases}$$

### 4.3.2.4 Contraintes limites de traction à l'ELS :

- En fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \min (0.5 \times f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$

Etat Limite	Situation	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
ELU	Durable	435
	Accidentel	500
ELS	Béton 30	250
	Béton 35	250

Tableau 4.2 Contraintes limites des aciers passifs.

### 4.3.2.5 Aciers Pour la Charpente :

Les aciers utilisés pour la réalisation des caissons, des consoles, présentent les caractéristiques suivantes :

Masse volumique : 7 800 kg/m<sup>3</sup>

Coefficient de dilatation linéaire  $11.5 \times 10^{-6}$  /m/°μ

Module d'élasticité longitudinale : 210 000 N/mm<sup>2</sup>

Module d'élasticité transversale : 80 000 N/mm<sup>2</sup>

## 4.4 CONCLUSION :

A la fin de ce chapitre ont conclu que pour chaque étude d'un ouvrage d'art il est nécessaire d'avoir des reconnaissances complètes sur le site de l'ouvrage, l'implantation et les caractéristiques de l'ouvrage, et aussi le recueil des données naturelles (la topographie, géotechnique).

## **5 Evaluation des Charges et surcharges**

## 5.1 INTRODUCTION :

L'ouvrage doit tenir en phase de service, et en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs...), y compris son poids propre. Nous évaluerons les différentes charges et surcharges qui agissent sur l'ouvrage.

## 5.2 Evaluation des charges :

L'ouvrage doit être résisté ou efforts appliqués qui sont les suivantes :

- La charge permanente (CP).
- La charge complémentaire permanente (CCP).
- Les surcharges routières.

### 5.2.1 Evaluation des charges hors trafic :

#### 5.2.1.1 La charge permanente (CP) :

##### 5.2.1.1.1 Poids propre :

Le poids propre des sections est déterminé en considérant une masse volumique de  $78 \text{ kN/m}^3$  pour les éléments en acier et de  $25 \text{ kN/m}^3$  pour les éléments en béton armé

Eléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Epaisseur	Volume (m <sup>3</sup> )	Poids (KN)
Ame	1203.88	30 mm	36.09	3033.25
Binf	17.41	1.4 m	24.37	2400.86
Bsup	13.31	1.2 m	15.97	1745.66
Total :			92.04	7179.1

Tableau 5. 1 Poids propre de la poutre

Piece	Nombre	Surface	Longueur	Volume	Poids (KN)
Poutre	2	-	-	92.04	14358.2
Entretoise	55	0.015	6.48	5.35	416.99
Dalle	1	3.76	410	1541.6	38540
Raidisseur	110	Variable	Variable	Variable	455.49

Tableau 5. 2 Poids propre Cp

#### 5.2.1.2 La charge complémentaire permanente (CCP) :

- Revêtement.
- La glissière de sécurité.
- Bordures de trottoir.
- Corniche.

##### 5.2.1.2.1 Revêtement :

- Largeur de revêtement : **L = 12 m**
- Une couche de bb : **e = 8 cm**
- Densité de béton :  **$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$**

**5.2.1.2.2 La glissière de sécurité :**

- Poids de glissière H4  $p = 1 \text{ KN/ml}$

**5.2.1.2.3 Bordures de trottoir :**

- Surface de la bordure :  $S = 0.1624 \text{ m}^2$
- Densité de béton :  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

**5.2.1.2.4 Corniche :**

- Surface de la bordure :  $S = 0.1523 \text{ m}^2$
- Densité de béton :  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

Eléments	Poids (KN/ml)	Poids (KN)
Revêtement	24	9840
Corniche	3.8	1561
Bordure de trottoir	4 * 2	3280
Barriere de sécurité H4	1 * 2	820

Tableau 5. 3 La charge complémentaire permanente (CCP)

**5.2.1.3 Actions thermiques :**

Afin de calculer les effets de la température sur la structure est nécessaire tenir compte deux types d'actions thermiques :

**5.2.1.3.1 Variation uniforme de température :**

selon RCPR la variation de la température pour le Nord de l'Algérie va depuis **+35** à **-15**

**5.2.1.3.2 Gradient thermique :**

Les valeurs pour le gradient thermique sont spécifiées dans la norme Algérienne RCPR :

Type de pont	Gradient °C	
	En Phase de construction	En service
Tablier mixte	$\pm 15$	$\pm 8$

Tableau 5. 4 Gradient thermique

**5.2.1.4 Retrait de béton :**

Le retrait du béton est une déformation  $\epsilon_r$  imposée dans la section de béton comprimé qui a trois origines physiques possibles :

- Retrait thermique  $\epsilon_{th}$
- Retrait endogène  $\epsilon_{ca}$
- Retrait de dessiccation  $\epsilon_{cd}$

### 5.2.1.5 Fluage de béton :

L'effet du fluage du béton est pris en considération par une diminution de la section résistante du béton, c'est-à-dire une augmentation du coefficient d'équivalence.

### 5.2.1.6 Actions dues au vent :

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. En général ; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à  $P = 2 \text{ kN/m}^2$

## 5.2.2 Evaluation des charges due au trafic :

### Système de charge à considérer :

D'après le R.C.P.R les surcharges considérées sont :

- Charges Civiles : A(L) ; B (**Bc, Bt, Br**)
- Charges militaires : **Mc120**
- Charges exceptionnelles : **D240**

### 5.2.2.1 Caractéristiques du pont :

- **Largeur roulable :**  $Lr = 12 \text{ m}$
- **Largeur chargeable :**  $LC = 11 \text{ m}$
- **Nombre de voies :**  $N = \text{ent} \left( \frac{Lc}{3} \right) = 3.67 \quad N = 3 \text{ voies}$
- **Classe de ponts :**  $LR \geq 7 \text{ m}$  donc (Pont de 1<sup>ère</sup> classe).

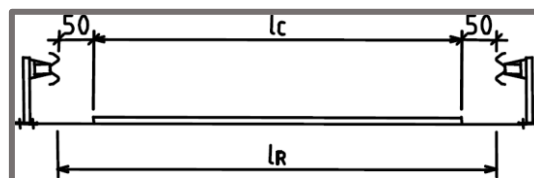


Figure 5. 1 Définition des largeurs chargeable et roulable

### 5.2.2.2 Système de charge A:

Le système A(l) représente tous catégorie de véhicule léger et la foule. La charge A(l) exprimée en ( $\text{kN/m}^2$ ) et donnée en fonction de la longueur chargée exprimée en mètre.

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{l + 12} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0,002l \end{array} \right.$$

L : en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées

La valeur A(L) est multipliée par les coefficients a1 du tableau :

Classe de pont	Nombre de voies				
	1	2	3	4	≥5
1 <sup>ère</sup> classe de pont	1	1	0.9	0.75	0.7
2 <sup>ème</sup> classe de pont	1	0.9	-	-	-
3 <sup>ème</sup> classe de pont	0.9	0.8	-	-	-

Tableau 5. 5 Coefficients a1

La charge A1 (l) obtenue est multipliée par un coefficient a2 = v0/v

v étant la largeur d'une voie, et v0 est donnée dans le tableau :

Classe de pont	v0
1 <sup>ère</sup> classe de pont	3.5 m
2 <sup>ème</sup> classe de pont	3 m
3 <sup>ème</sup> classe de pont	2.75 m

Tableau 5. 6 Valeurs de v0

Donc a2 = 0.95

5.2.2.2.1 Les cas de chargements :

Les différents cas de placement des surcharges sur le tablier voussoirs sont montrés dans la figure ci-dessous :

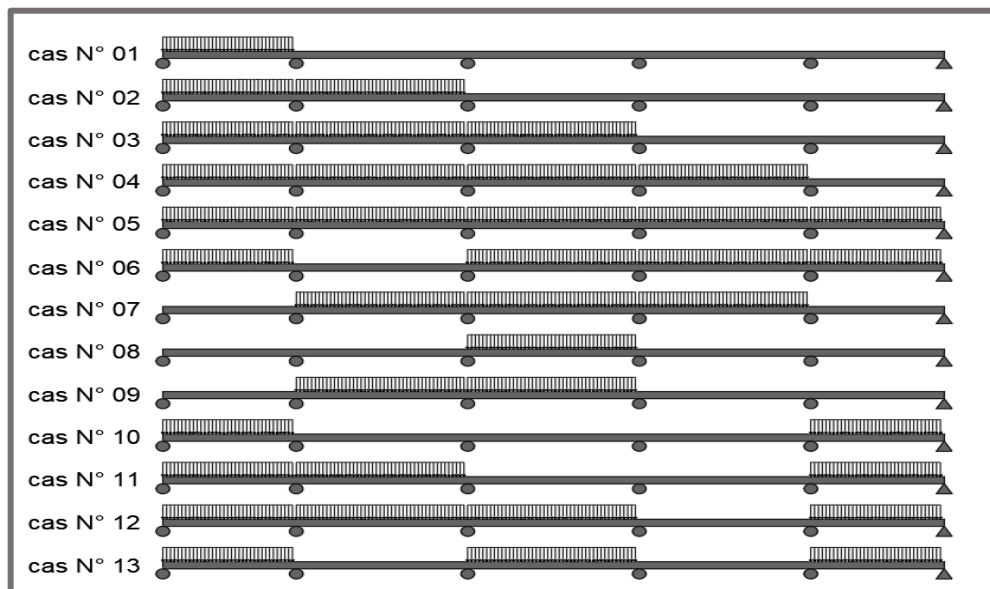


Figure 5. 2 Les cas de chargement

Les valeurs de  $A(l)$  pour les différents voies valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Cas de charge	L (m)	A(l) (KN/m <sup>2</sup> )	A(l) (KN/ml)		
			1 voie	2 voies	3 voies
Cas 01	70	6.69	23.3	46.83	63.22
Cas 02	160	4.39	15.3	30.75	41.51
Cas 03	250	3.67	12.8	25.72	34.72
Cas 04	340	3.32	11.57	23.26	31.4
Cas 05	410	3.15	10.98	22.07	29.8
Cas 06	320	3.38	11.79	23.69	31.9
Cas 07	270	3.58	12.46	25.04	33.8
Cas 08	90	5.83	20.31	40.81	55.09
Cas 09	180	4.18	14.54	29.23	39.45
Cas 10	140	4.67	16.26	32.68	44.12
Cas 11	230	3.79	13.19	26.51	35.79
Cas 12	320	3.38	11.79	23.69	31.9
Cas 13	230	3.79	13.19	26.51	35.79

Tableau 5. 7 les valeurs de A(L)

### 5.2.2.3 Système de charge B :

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- Le système  $Bc$  qui se compose de camions types (300 kN).
- Le système  $Bt$  se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems ».
- Le système  $Br$  qui est une roue isolée.

#### 5.2.2.3.1 Système de charges $Bc$ :

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système  $Bc$  prise en compte est multipliée par le coefficient  $bc$ . Le système  $Bc$  se compose de camions types (300 KN).

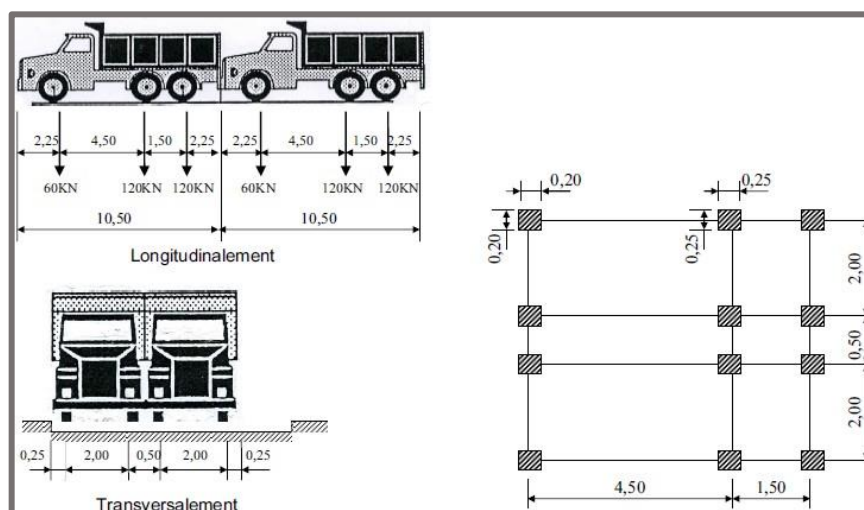


Figure 5. 3 Système de charge Bc

Classe de pont	Nombre de voies charges				
	1	2	3	4	$\geq 5$
1 <sup>ère</sup> classe de pont	1.20	1.10	0.95	0.85	0.70
2 <sup>ème</sup> classe de pont	1.00	1.00	-	-	-
3 <sup>ème</sup> classe de pont	1.00	0.80	-	-	-

Tableau 5. 8 Coefficient bc

N de voies	Bc (kN)	Bc	Bc*bc (kN)
1 voie charge	600	1.2	720
2 voies charges	1200	1.1	1320
3 voies charges	1800	0.95	1710

Tableau 5. 9 Valeurs des Bc\*bc

### 5.2.2.3.2 Système de charges Bt :

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système *Bt* prise en compte est multipliée par le coefficient *bt*. Le système *Bt* se compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems » (160 KN).

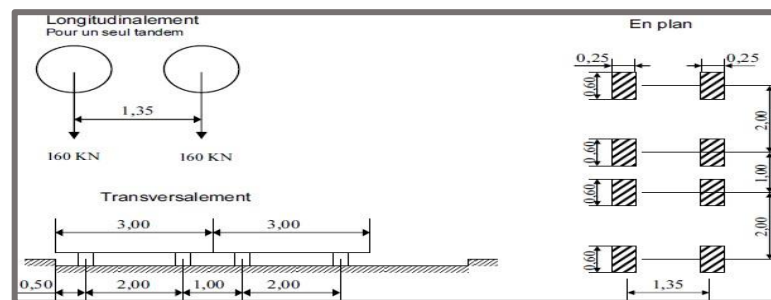


Figure 5. 4 Système de charge Bt

N° des voies	Bt (kN)	Bt	Bt*bt (kN)
1	320	1.2	384
2	640	1.2	768

Tableau 5. 10 Valeurs de bt

### 5.2.2.4 Charges militaires Mc 120 :

- Poids total : 1 100 KN.
- Longueur de chenille : 6.10 m.
- Largeur de chenille : 1.00 m.
- Dans le sens transversal : un seul convoi quelle que soit la largeur de la chaussée.
- Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicules n'est pas limité avec une distance libre d'au moins 30.5 m entre deux véhicules consécutifs.
- Les impacts des chenilles sur la chaussée sont dirigés parallèlement à l'axe de celle-ci et peuvent être disposés sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 01 m

Le système Mc 120 est multiplié par le coefficient  $\delta$ .

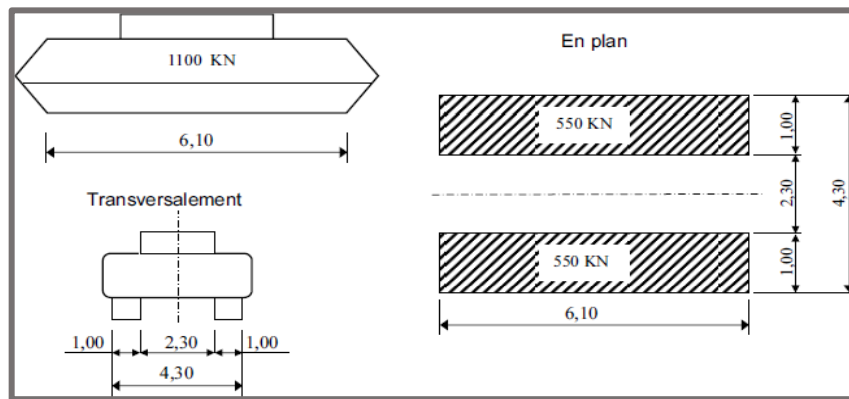


Figure 5. 5 Système de charge militaire Mc120

### 5.2.2.5 Convoi exceptionnel D240 :

Le convoi D240 est supposé circuler seul quel que soit la largeur et la longueur du pont. Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situer à 3,20 m du bord de la largeur chargeable, ce type de convoi est à prendre seul (exclusif de toutes les autres charges).

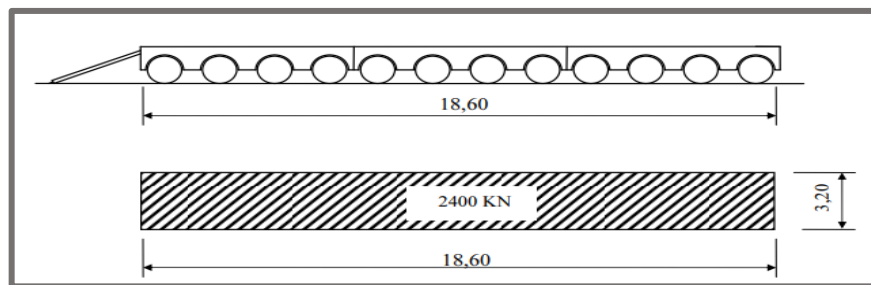


Figure 5. 6 Système de charge D240

#### 5.2.2.5.1 Coefficient de majoration dynamique :

Les charges du système B et Mc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique suivant :

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

Avec :

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

G : sa charge permanente.

S : sa charge B maximale.

S (KN) pour le système			Bc	Bt	Mc 120
Cas de charge	L(m)	G (KN)	1710	768	1100
Cas 01	70	11301	1.049	1.037	1.041
Cas 02	160	25621	1.022	1.017	1.018
Cas 03	250	39941	1.014	1.011	1.012
Cas 04	340	54262	1.010	1.008	1.009
Cas 05	410	65556	1.009	1.007	1.007
Cas 06	320	51235	1.011	1.008	1.009
Cas 07	270	42960	1.013	1.010	1.011
Cas 08	90	14320	1.038	1.029	1.032
Cas 09	180	28680	1.020	1.015	1.017
Cas 10	140	22603	1.025	1.019	1.021
Cas 11	230	36915	1.015	1.012	1.013
Cas 12	320	51235	1.011	1.008	1.009
Cas 13	230	36915	1.015	1.012	1.013

Tableau 5. 11 Coefficients de majoration dynamique

### 5.2.2.6 Efforts de freinage :

Les charges des chaussées des systèmes de charge A et Bc sont susceptibles de développer des efforts de freinage. Ces efforts s'exercent sur la surface de la chaussée, dans l'une ou dans l'autre direction de la circulation. Dans le cas courant la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

#### 5.2.2.6.1 Système de charge Bc :

L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système Bc se trouve limité au poids d'un véhicule de 300 kN.

#### 5.2.2.6.2 Système de charge A :

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S}$$

S : La surface chargée en (m<sup>2</sup>).

Cas de charges	L (m )	1 voie	2 voies	3 voies
Cas 01	70	82.23	157.68	227.16
Cas 02	160	124.86	213.83	295.55
Cas 03	250	145.07	254.87	340.88
Cas 04	340	170.01	288.34	375.44
Cas 05	410	187.59	310.47	397.19
Cas 06	320	164.63	281.31	368.32
Cas 07	270	151.16	263.39	350.02
Cas 08	90	91.02	172.61	246.16
Cas 09	180	123.75	224.27	307.53
Cas 10	140	110.07	203.37	283.45
Cas 11	230	139.37	246.95	332.51
Cas 12	320	164.63	281.31	368.32
Cas 13	230	139.37	246.95	332.51

Tableau 5. 12 L'effort de freinage F (KN) de système A

### 5.3 MODELE DE CALCUL NUMIRIQUE :

Pour le calcul de flexion longitudinale, le tablier est modélisé sous la forme d'une file continue de barres, placée au niveau de la fibre moyenne de la poutre maîtresse modélisée, et posée sur des appuis simples au niveau des piles et culées. Par rapport à une référence fixe (qu'on peut par exemple attacher au profil en long final de la chaussée), cette fibre moyenne évolue tout au long du calcul selon les caractéristiques mécaniques (sections et inerties) affectées aux barres du modèle.

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- La définition de la structure.
- La définition des différentes sections de l'ouvrage.
- La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.).
- La définition des conditions d'appuis.
- La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
- Résultats de calcul.

Le but de cette modélisation est de créer un model numérique en éléments finis qui simule le comportement réel du pont sous conditions et charges extérieurs. La méthode des éléments finis (MEF), nous permet de faire un gain colossal en matière de temps et d'énergie, car elle regroupe à la fois les domaines des sciences de l'ingénierie, la mécanique des milieux continus et la méthodologie des matériaux de construction

#### 5.3.1 LOGICIEL DE CALCUL :

Dans notre projet on a choisi d'utilisé le logiciel **CSI BRIDGE V22**, c'est un logiciel de calcul des structures particulièrement adapté aux ouvrages d'art.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le postprocesseur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

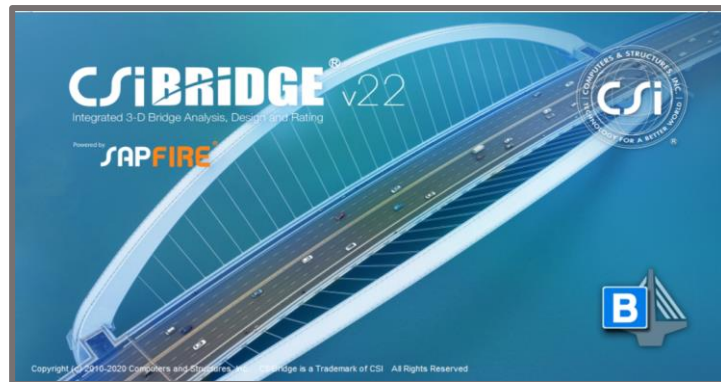


Figure 5. 7 CSI bridge v22

5.3.1.1 Définition des sections :

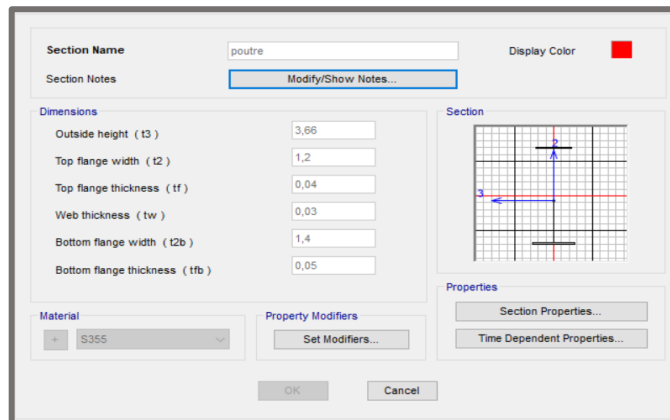


Figure 5. 8 Section transversale Poutre

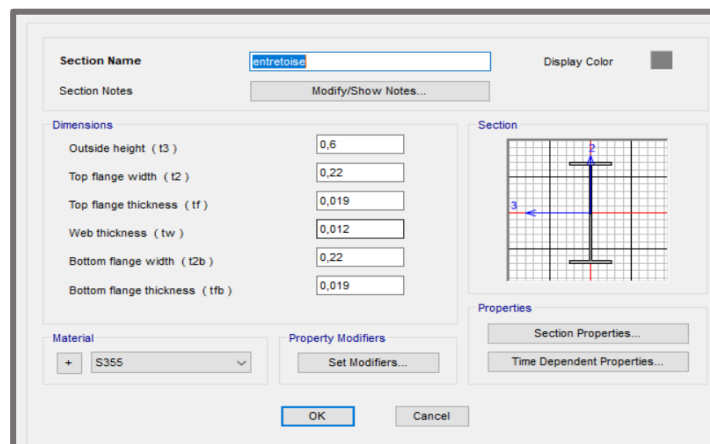


Figure 5. 9 Section transversale de IPE600

### 5.3.1.2 La variation de la section en fonction de la longueur :

#### 5.3.1.2.1 Variation de l'hauteur :

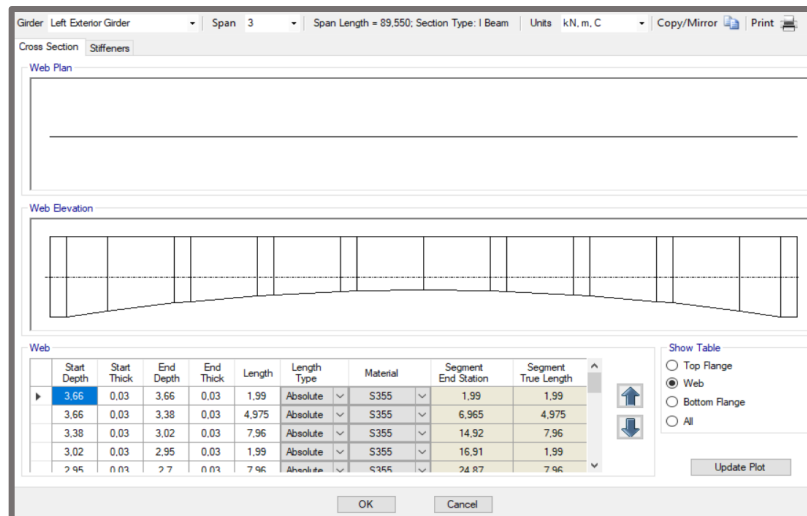


Figure 5. 10 la variation de la hauteur

#### 5.3.1.2.2 Vue 3D du modèle :

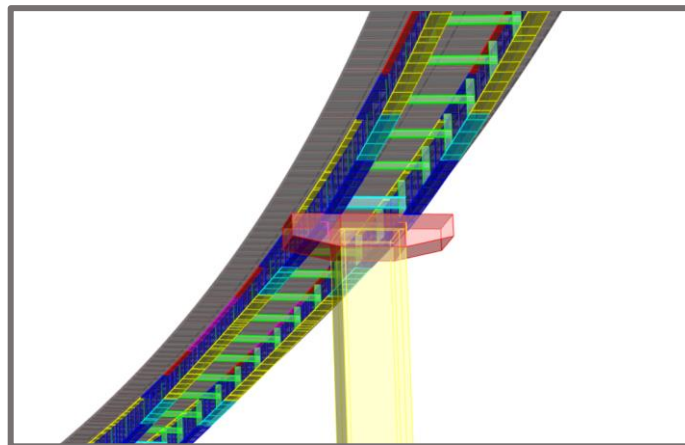


Figure 5. 11 Vue en 3D du modèle

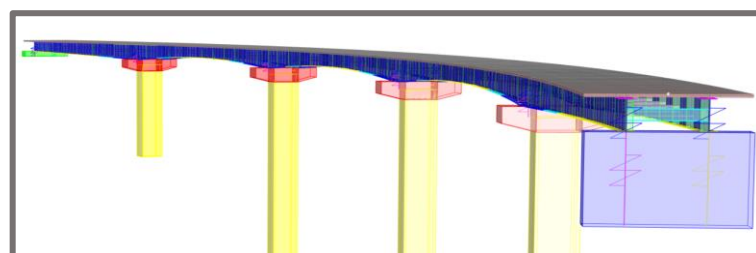


Figure 5. 12 Vue en 3D du modèle

### 5.3.2 Affectation des charges et surcharges et leurs combinaisons :

Pour bien analyser le tablier, on a besoin des combinaisons dans l'Etat Limite Ultime (ELU) et autres dans l'Etat limite de Service (ELS). Pour les définir, on doit passer d'abord par la notation des chargements nécessaires dans l'étude.

### 5.3.2.1 Définition des actions permanentes :

- Les actions dues à la charge permanente (poids propre).
- Les actions dues à la charge complémentaire permanentent (revêtement, les barrières de sécurité, corniche, trottoirs...).
- Surcharges.

**Exemple :**

#### 5.3.2.1.1 Les charges linéaires :

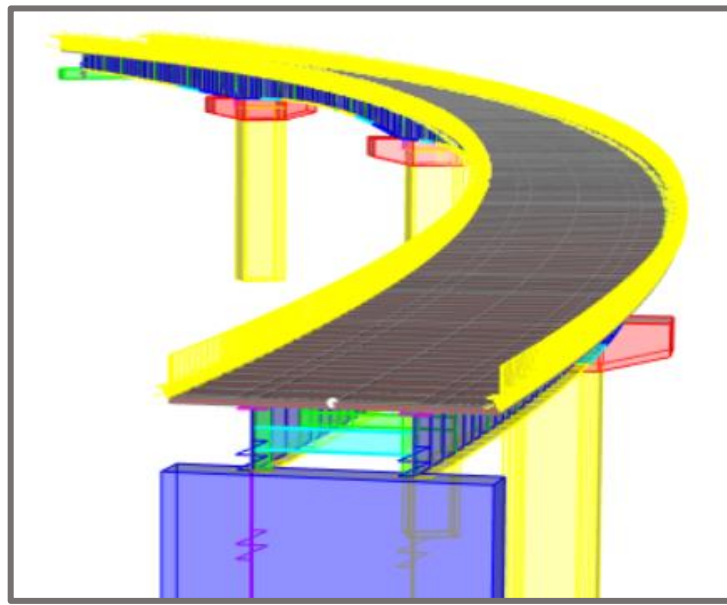


Figure 5. 13 Exemple de charge linéaire (glissière)

#### 5.3.2.1.2 Système de charge A(L) :

Les surcharges A(L) sont modélisées comme des charges réparties sur les voies ; il y a donc 39 cas telle que :  $Al(i).j$  ( $i$  = nombres des voies chargée et  $j$  = le cas de chargement).

**Exemple :**

AL(3).13 (trois voies chargées de 13ème cas de chargement) :

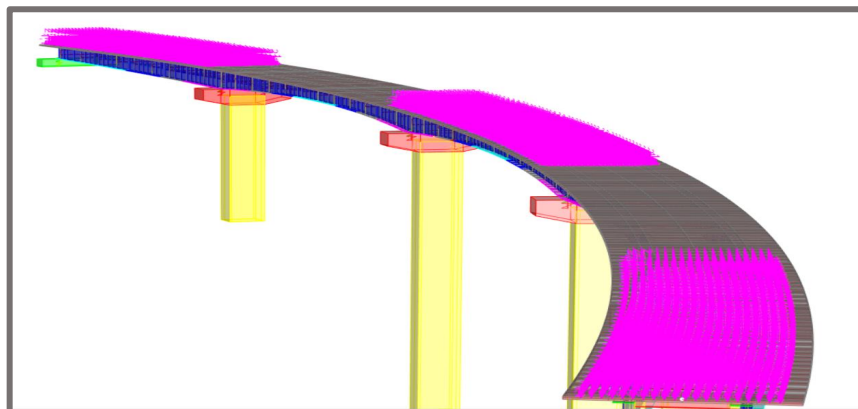


Figure 5. 14 Cas de chargement A(L)

**5.3.2.1.3 Les charges mobiles :**

Les charges (BC, Bt, Mc120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée

**Exemple :**

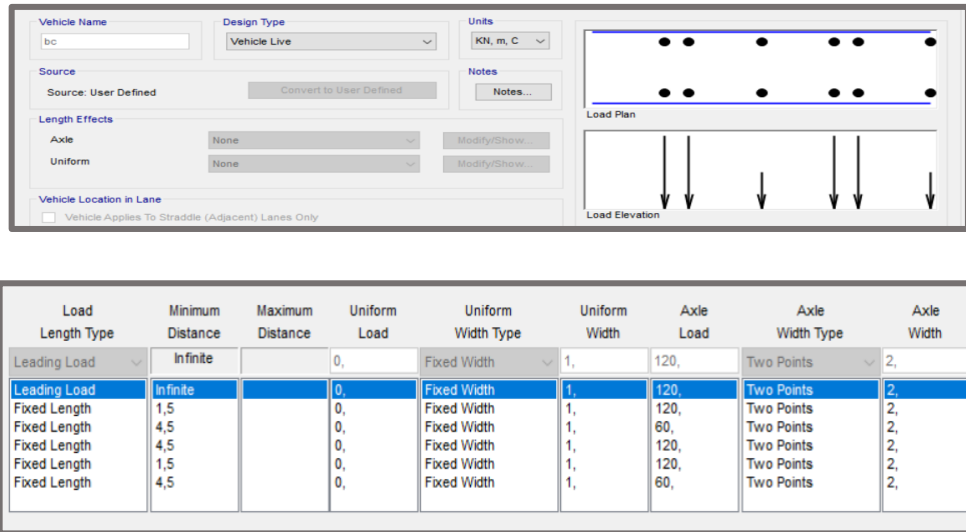


Figure 5. 15 Affectation des charges type Bc

**5.3.2.1.4 Les combinaisons d’actions :**

Selon le R.C.P.R, on doit considérer les combinaisons de charges suivantes :

État limite	Combinaison
ELU	1.35G + 1.6Al(i)j
	1.35G + 1.6Bc(i)
	1.35G + 1.6Bt(i)
	1.35G + 1.35Mc120
	1.35G + 1.35D240
ELS	1G + 1.2Al(i)j
	G + 1.2Bc(i)
	G + 1.2Bt(i)
	G + Mc120
	G + D240

Tableau 5. 13 Les combinaisons de charges

**5.3.3 Résultats obtenus :**

Les résultats obtenus par logiciel sont donnés ci-dessous, les figures représentant les moments de flexion, les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l’état limite ultime (ELU) et à l’état limite de service (ELS) **dans la poutre la plus sollicitée (la poutre droite).**

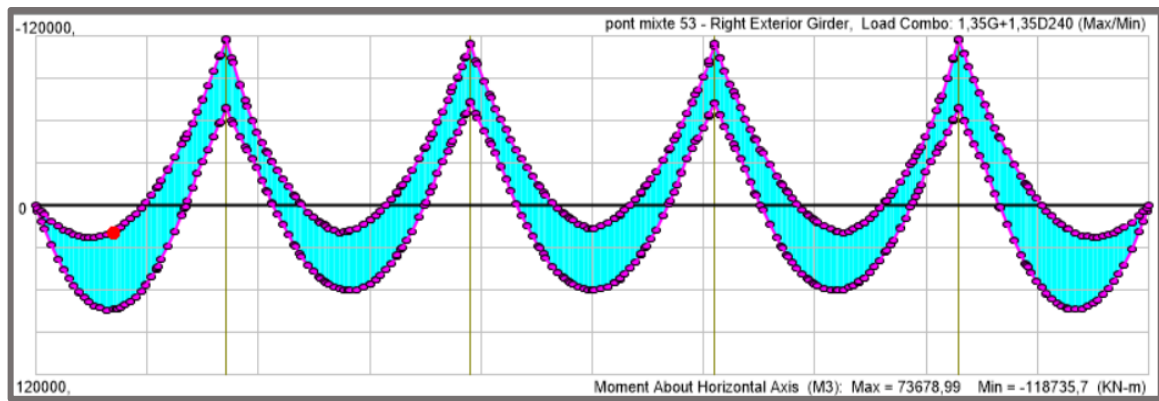


Figure 5. 16 Valeurs max et min du moment fléchissant à ELU

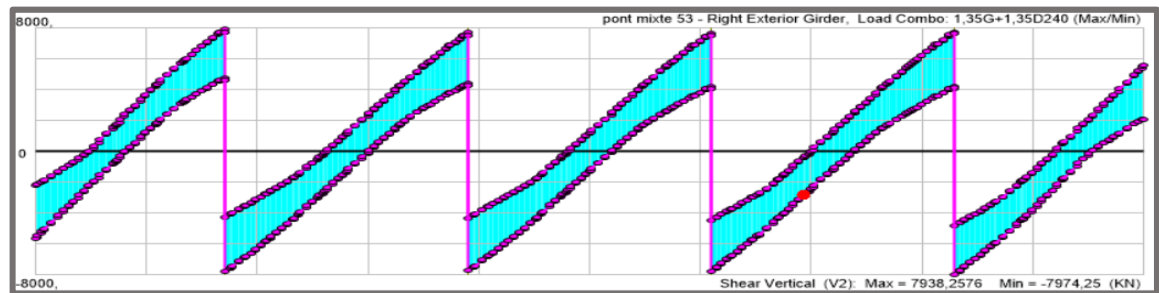
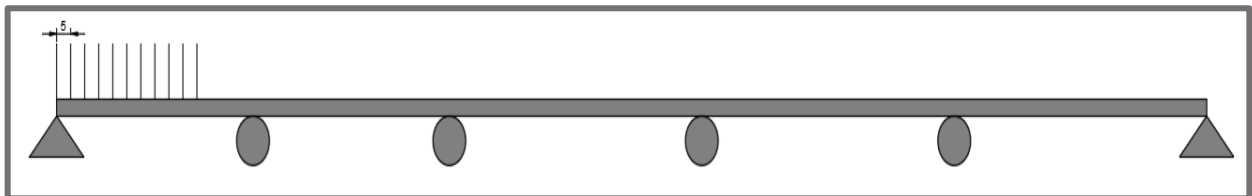


Figure 5. 17 Valeurs max et min de l'effort tranchant à ELU

## 5.4 Calcul manuel :

### 5.4.1 Calcul des efforts dus aux charges « CP » et « CCP » :

L'ouvrage en question peut être schématisé comme étant une poutre continue :



Le fait de l'hyperstatique de la structure :

- Nous allons discrétiser chaque travée en sections de 5m.
- Détermination des sollicitations sur appuis (0, 1, 2, 3, 4, 5) et à chaque section par la méthode des trois moments.

#### 5.4.1.1 Calcul des moments aux appuis :

Application de la méthode des 3 moments :

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

$M_{k-1}$  : moment fléchissant a l'appui k-1

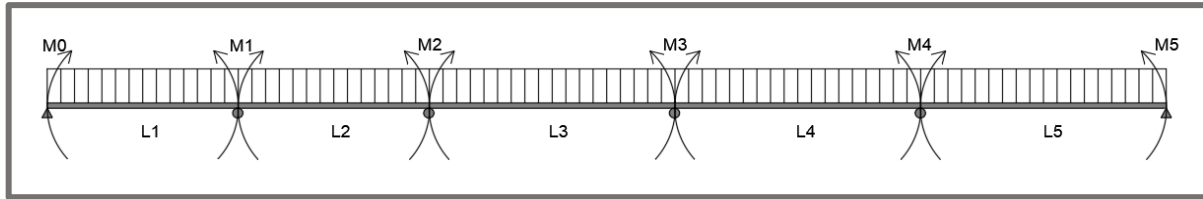
$L_{k+1}$  : longueur de la travée k+1

$M_k$  : 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



• Pour k=1 on a :

$$M_0L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2L_2 = -6EI (R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)})$$

$$M_0 = 0$$

$$L_1 = 70 \text{ m} \qquad L_2 = 90 \text{ m}$$

$$R_0^{d(f)} = R_1^{g(f)} = \frac{qL^3 1}{24EI}$$

$$R_1^{d(f)} = R_2^{g(f)} = \frac{qL^3 2}{24EI}$$

$$320M_1 + 90M_2 = -268000q \dots\dots\dots(1)$$

• Pour k=2 on a :

$$M_1L_2 + 2M_2 (L_2 + L_3) + M_3L_3 = -6EI (R_2^{g(f)} + R_2^{d(f)})$$

$$L_2 = L_3 = 90 \text{ m}$$

$$R_1^{d(f)} = R_2^{g(f)} = \frac{qL^3 2}{24EI}$$

$$R_2^{d(f)} = R_3^{g(f)} = \frac{qL^3 3}{24EI}$$

$$M_1 + 4M_2 + M_3 = -4050q \dots\dots\dots(2)$$

• Pour k=3 on a :

$$M_2L_3 + 2M_3 (L_3 + L_4) + M_4L_4 = -6EI (R_3^{g(f)} + R_3^{d(f)})$$

$$L_3 = L_4 = 90 \text{ m}$$

$$R_2^{d(f)} = R_3^{g(f)} = \frac{qL^3 3}{24EI}$$

$$R_3^{d(f)} = R_4^{g(f)} = \frac{qL^3 4}{24EI}$$

$$M_2 + 4M_3 + M_4 = -4050q \dots\dots\dots(3)$$

- Pour  $k=4$  on a :

$$M_3L_4 + 2M_4 (4L_3 + L_5) + M_5L_5 = -6EI (R_4^{g(f)} + R_4^{d(f)})$$

$$M_5 = 0$$

$$L_4 = 90 \text{ m} \qquad L_5 = 70 \text{ m}$$

$$R_3^{d(f)} = R_4^{g(f)} = \frac{qL^3 4}{24EI}$$

$$R_4^{d(f)} = R_5^{g(f)} = \frac{qL^3 5}{24EI}$$

$$90M_3 + 320M_4 = -268000q \dots\dots\dots(4)$$

$$\left[ \begin{array}{l} 320M_1 + 90M_2 = -268000q \dots\dots\dots(1) \\ M_1 + 4M_2 + M_3 = -4050q \dots\dots\dots(2) \\ M_2 + 4M_3 + M_4 = -4050q \dots\dots\dots(3) \\ 90M_3 + 320M_4 = -268000q \dots\dots\dots(4) \end{array} \right.$$

À l'aide de logiciel MATLAB, on a résolu le système d'équation :

**5.4.1.1.1 Pour CP :**

$$M_1 = M_4 = -7887.98 \text{ t/m}$$

$$M_2 = M_3 = -8312.50 \text{ t/m}$$

**5.4.1.1.2 Pour CCP :**

$$M_1 = M_4 = -2441.98 \text{ t/m}$$

$$M_2 = M_3 = -2573.40 \text{ t/m}$$

**5.4.1.2 Calcul des réactions :**

**5.4.1.2.1 Travée 1 (L1=70m) :**

$$\sum R_i = 0 \Rightarrow R_0 + R_1^g = q \times L_1 = 854.70 \text{ t}$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow R_0 \cdot L_1 - \frac{qL^2 1}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 = \frac{qL_1}{2} + \frac{M_1}{70}$$

$$R_1^g = 540.040 \text{ t} \qquad R_0 = 314.66 \text{ t}$$

**5.4.1.2.2 Travée 2 (L2=90m) :**

$$\sum R_i = 0 \Rightarrow R_1^d + R_2^g = q \times L_2$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow R_1^d \cdot L_2 - \frac{qL^2}{2} - M_2 + M_1 = 0$$

$$R_1^d = \frac{qL_2}{2} + \frac{M_2 - M_1}{90} \quad R_1^d = 544.73 \text{ t} \quad R_2^g = 544.73 \text{ t}$$

**5.4.1.2.3 Travée 3 (L3=90m) :**

$$\sum R_i = 0 \Rightarrow R_2^d + R_3^g = q \times L_3$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow R_2^d \cdot L_3 - \frac{qL^2}{2} - M_3 + M_2 = 0$$

$$R_2^d = \frac{qL_3}{2} + \frac{M_3 - M_2}{90} \quad R_2^d = 549.45 \text{ t} \quad R_3^g = 549.45 \text{ t}$$

**5.4.1.2.4 Travée 4 (L4=90m) :**

$$\sum R_i = 0 \Rightarrow R_3^d + R_4^g = q \times L_4$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow R_3^d \cdot L_4 - \frac{qL^2}{2} - M_4 + M_3 = 0$$

$$R_3^d = \frac{qL_4}{2} + \frac{M_4 - M_3}{90} \quad R_3^d = 554.17 \text{ t} \quad R_4^g = 544.73 \text{ t}$$

**5.4.1.2.5 Travée 5 (L5=70m) :**

$$\sum R_i = 0 \Rightarrow R_4^d + R_5^g = q \times L_5$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow R_4^d \cdot L_5 - \frac{qL^2}{2} - M_5 + M_4 = 0$$

$$R_4^d = \frac{qL_5}{2} + \frac{M_5 - M_4}{70} \quad R_4^d = 554.17 \text{ t} \quad R_5^g = 544.73 \text{ t}$$

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

$$T_i(x) = T_s(x) + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$$

$$M_i(x) = M_s(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \frac{x}{L_i}$$

$T_s(x)$  : l'effort tranchant produit dans la section courante par les charges extérieures (q) en travée « i »

$M_s(x)$  : le moment fléchissant produit dans la section courante par les charges extérieures (q) en travée « i ».

**5.4.1.3.1 Travée 1 :  $0 \leq x \leq 70\text{m}$** 

$$T(x) = R_0 - q \cdot x$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2}$$

RQ : à cause de la symétrie M(x) et T(x) de travée 5 est le même de la 1ère travée.

**5.4.1.3.2 Travée 2 :  $70 \leq x \leq 160\text{m}$** 

$$T(x) = R_0 + R_1 - q \cdot x$$

$$M(x) = R_0 \cdot x + R_1(x-70) - q \cdot \frac{x^2}{2}$$

RQ : a cause de la symétrie M(x) et T(x) de travée 4 est le même de la 2ème travée.

**5.4.1.3.3 Travée 3 :  $160 \leq x \leq 250\text{m}$** 

$$T(x) = R_0 + R_1 + R_2 - q \cdot x$$

$$M(x) = R_0 \cdot x + R_1(x-70) + R_2(x-160) - q \cdot \frac{x^2}{2}$$

**5.4.1.4 Calcul des lignes d'influence :**

Afin d'avoir les efforts extrêmes de moment fléchissant et de l'effort tranchant, il faut tracer les lignes d'influences, car une charge mobile produit une variation dans les valeurs du moment

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

**5.4.1.4.1 Principe de calcul :**

- **Moment :**

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

$M_i(x, \alpha)$  : moment sous charge unitaire pour chaque x.

$M_i(\alpha)$  et  $M_{i-1}(\alpha)$  : moment aux appuis.

$L_i$ : longueur de travée.

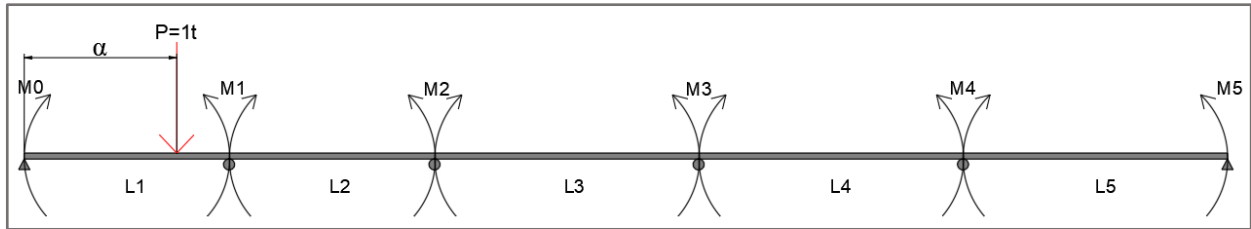
- **Effort tranchant :**

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

$T_i(x, \alpha)$  : effort tranchant sous charge unitaire pour chaque x. On a le choix de le calculer directement, ou dérivé le moment par rapport à x.

5.4.1.4.2 Calcul des Moments aux appuis :

1) Première travée chargée :



Application de la méthode des 3 moments :

• Pour k=1

$$M_0L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2L_2 = -6EI (R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)})$$

$$M_0 = 0$$

$$L_1 = 70 \text{ m} \qquad L_2 = 90 \text{ m}$$

$$R_1^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$R_1^{g(f)} = \frac{\alpha \cdot (L_1 - \alpha)(L_1 + \alpha)}{6EIL_1}$$

$$320M_1 + 90M_2 = - \frac{\alpha \cdot (70 - \alpha)(70 + \alpha)}{70} \dots\dots\dots(1)$$

• Pour k=2

$$M_1L_2 + 2M_2 (L_2 + L_3) + M_3L_3 = 0$$

$$L_2 = L_3 = 90 \text{ m}$$

$$R_2^{g(f)} = R_2^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$90M_1 + 360M_2 + 90M_3 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

• Pour k=3

$$M_2L_3 + 2M_3 (L_3 + L_4) + M_4L_4 = 0$$

$$L_3 = L_4 = 90 \text{ m}$$

$$R_3^{g(f)} = R_3^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$90M_2 + 360M_3 + 90M_4 = 0 \dots\dots\dots(3)$$

• Pour k=4

$$M_3L_4 + 2M_4 (L_4 + L_5) + M_5L_5 = 0$$

$$M_5 = 0$$

$$L_4 = 90 \text{ m} \qquad L_5 = 70 \text{ m}$$

$$R_4^{g(f)} = R_4^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

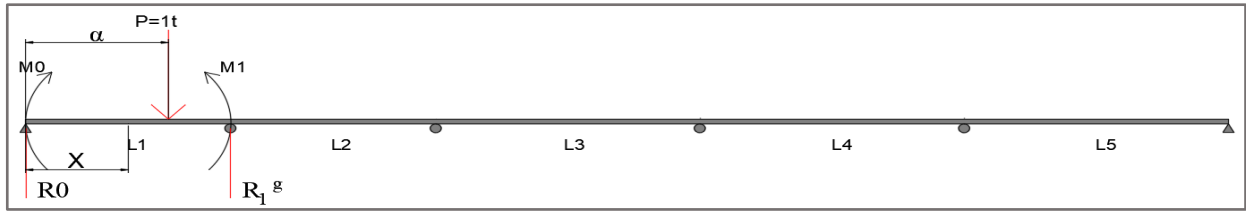
$$90M_3 + 320M_4 = 0 \dots\dots\dots(4)$$

**N.B :** Les moments des travées restantes sont répertoriés dans l'annexe pour leur calcul.

**5.4.1.5 Calcul de moment et effort tranchant :**

**5.4.1.5.1 Première travée chargée :**

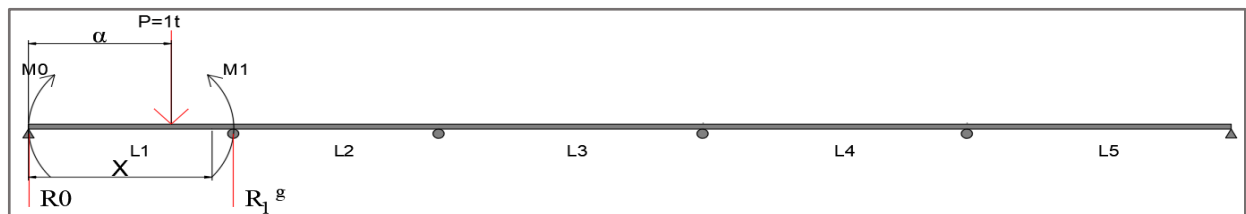
➤  $0 \leq x \leq \alpha \leq 70$  :



$$M(x, \alpha) = \frac{M1 + (70 - \alpha)}{70} \cdot X$$

$$T(x, \alpha) = \frac{M1 + (70 - \alpha)}{70}$$

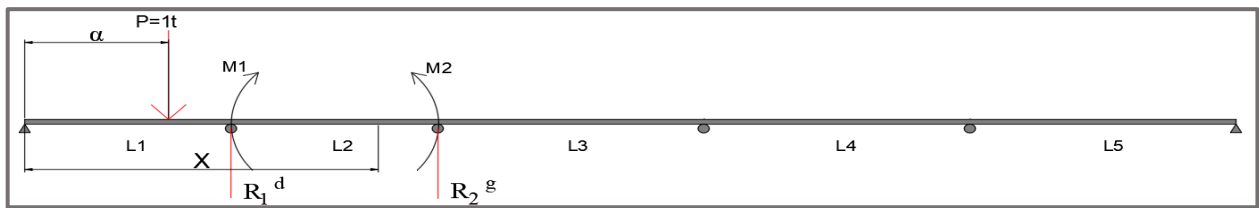
➤  $0 \leq \alpha \leq x \leq 70$  :



$$M(x, \alpha) = \frac{M1 + (70 - \alpha)}{70} \cdot X + (\alpha - x)$$

$$T(x, \alpha) = \frac{M1 + (70 - \alpha)}{70} - 1$$

➤  $0 \leq \alpha \leq x \leq 160$  :

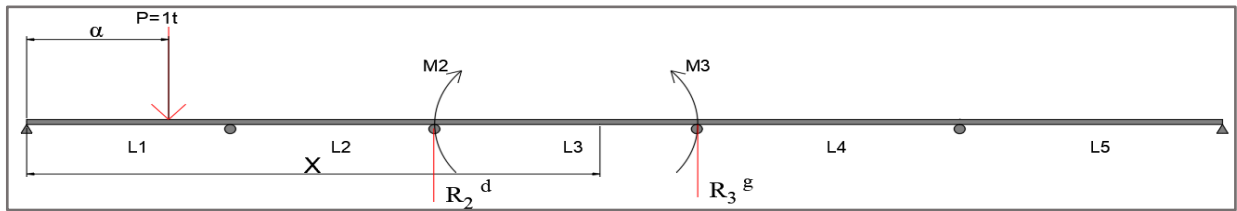


$$M(x, \alpha) = R1^d (x - 70) + M1 \quad R1^d = \frac{M2 - M1}{90}$$

$$M(x, \alpha) = \frac{M2 - M1}{90} \cdot (x - 70) + M1$$

$$T(x, \alpha) = \frac{M2 - M1}{90}$$

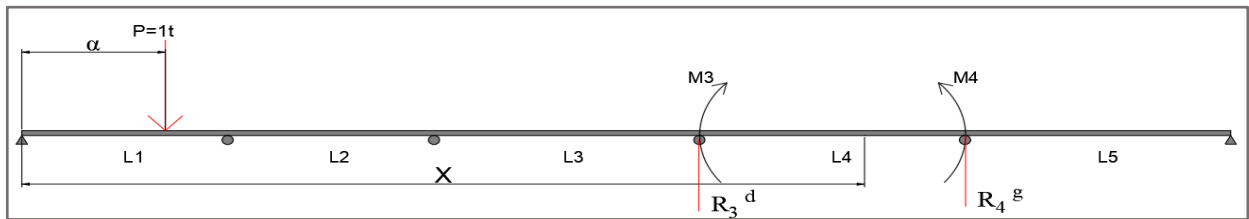
➤  $0 \leq \alpha \leq 70$   $160 \leq x \leq 250$  :



$$M(x, \alpha) = \frac{M3 - M2}{90} \cdot (x - 160) + M2$$

$$T(x, \alpha) = \frac{M3 - M2}{90}$$

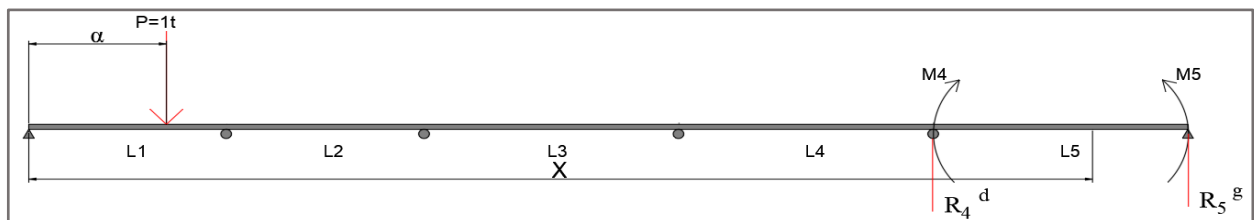
➤  $0 \leq \alpha \leq 70$   $250 \leq x \leq 340$  :



$$M(x, \alpha) = \frac{M4 - M3}{90} \cdot (x - 250) + M3$$

$$T(x, \alpha) = \frac{M4 - M3}{90}$$

➤  $0 \leq \alpha \leq 70$   $340 \leq x \leq 410$  :



$$M(x, \alpha) = \frac{-M4}{70} \cdot (x - 340) + M4$$

$$T(x, \alpha) = \frac{-M4}{70}$$

**N.B :** De manière similaire, les efforts dans les autres travées ont été déterminés, et les résultats sont présentés dans les tableaux de l'annexe.

**5.4.1.6 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

L'application des lignes d'influence se diffère 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 :

$$M = \sum Y_i \cdot P \quad \text{avec : } \begin{cases} Y_i = \text{la valeur de ligne d'influence} \\ P_i = \text{la valeur de la force appliquée} \end{cases}$$

Exemple :

$$M = P1. Y1 + P2. Y2 + P3. Y3$$

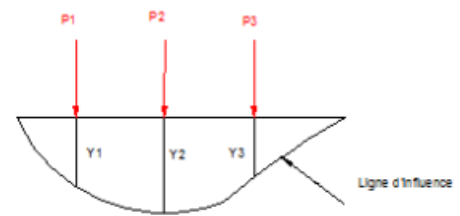


Figure 5. 18 Application des lignes d'influence "charge ponctuel"

Cependant, la charge répartie le calcul se fait comme suivant :

$$M = q \times S$$

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

L'effort tranchant se calcul de la même façon.

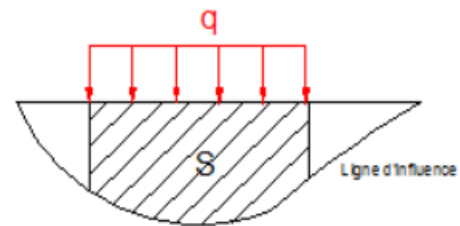


Figure 5. 19 Application des lignes d'influence "charge répartie "

#### 5.4.2 La répartition transversale :

Après la détermination des valeurs des éléments de réduction (M.N.T), on doit répartir ces valeurs transversalement, pour cela il existe plusieurs méthodes de répartition, La répartition transversale des charges dans les constructions planes dépend de l'efficacité des liaisons transversales des éléments porteurs.

Le choix de la méthode consiste à déterminer le paramètre d'entretoisement  $\theta$  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

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b_0} \quad \rho_e = \frac{E \times I_e}{b_1}$$

b : Demi-largeur du tablier.

L: Portée de la travée.

$\rho_p$  : La rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur

$\rho_e$  : 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

### 5.4.2.1 Détermination du paramètre $\theta$ et choix de la méthode :

#### 5.4.2.1.1 La largeur active :

On prend l'entraxe des poutres qu'on va appeler  $b$  avec  $b = 6.5$  m et  $n$  le nombre de poutre et  $2b$  est la largeur active et avec les lois suivantes on va déterminer cette dernière.

$$2b = (n-1) 6.5 = 6.5 \text{ m}$$

#### 5.4.2.1.2 Moment d'inertie équivalent :

**La poutre :**

$$I_p = I_m = \frac{I_1 + I_2 + I_3 + I_4 + I_5 + I_6}{6} = \frac{0.0116 + 0.0135 + 0.0172 + 0.0153 + 0.0141 + 0.0114}{6} = 0.01385 \text{ m}^4$$

$I_p$  : inertie de la poutre

$I_m$  : inertie moyenne de la poutre

**La dalle :**

Les entretoise dans notre cas ne participe pas à la répartition transversale c'est la dalle qui assure le rôle de répartition transversal

Donc :  $I_E = I_D$

$$I_D = \frac{bh^3}{12} = \frac{1(0.25)^3}{12} = 1.302 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$I_D$  : inertie de dalle

$b$  : largeur de la dalle  $b = 1$  m

$h$  : l'épaisseur de la dalle  $h = 0.25$  m

#### 5.4.2.1.3 Vérification de la méthode de calcul :

$$\rho_p = \frac{E \times I_p}{b} = \frac{0.01385}{4} E = 2.13 \cdot 10^{-3} E$$

$$\rho_D = \frac{E \times I_D}{b} = \frac{1.302 \cdot 10^{-3}}{4} E = 2 \cdot 10^{-4} E$$

$$\theta = \frac{6.5}{90} \sqrt[4]{\frac{2.13 \cdot 10^{-3} E}{2 \cdot 10^{-4} E}} = 0.13 < 0.3 \rightarrow \text{La méthode de J. Courbon}$$

Donc on retiendra 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.

### 5.4.2.2 Méthode de calcul :

Les charges sont appliquées sur le hourdis, cette méthode montre que la réaction  $R_i$  comptée positivement vers le haut appliqué par la poutre (i) sur l'hourdis supportant une charge concentrée « P » à l'abscisse «  $\alpha$  » est donnée par :

$$R_i = \frac{P_i \Delta_i}{\sum I_i}$$

Avec : 
$$\Delta_i = \frac{\sum I_i L_i e}{\sum I_i L^2}$$

$I_i$  : Moment d'inertie de la poutre.

$L_i$  : L'abscisse de l'appui  $A_i$ .

$e$  : L'abscisse de la charge P.

$\Delta_i$  : Le coefficient par lequel il faut multiplier les effets élastiques.

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

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

$n$  : Nombre de poutre,

$i$  : Rang de la poutre.

$\lambda$  : L'entre axe.

$$M_i = \frac{1}{n} M \Delta_i, T_i = \frac{1}{n} T \Delta_i$$

$M_i$  : moment pris par la poutre i.

$T_i$  : effort tranchant pris par la poutre i.

$M$  : moment total calculé.

$T$  : effort tranchant total calculé.

### 5.4.2.3 Calcul des coefficients de répartition :

$$\Delta_1 = 1 + \frac{4}{13} e$$

#### 5.4.2.3.1 La charge permanente :

$$X_G = \frac{X_i F_i}{F_i}$$

Alore  $X_G = 5.99$  m

$e = 0.635$  m

$\Delta_1 = 1.195$

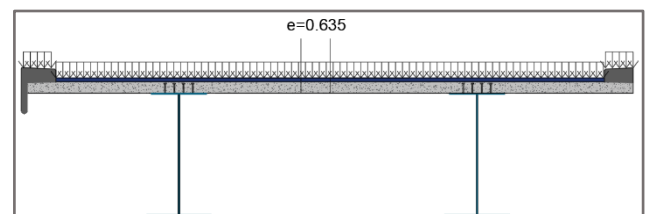


Figure 5. 20 Cas de charge permanente

### 5.4.2.3.2 Surcharge A(l) :

- 1 voie chargée :

$$e = 3.545 \text{ m}$$

$$\Delta_1 = 2.1$$

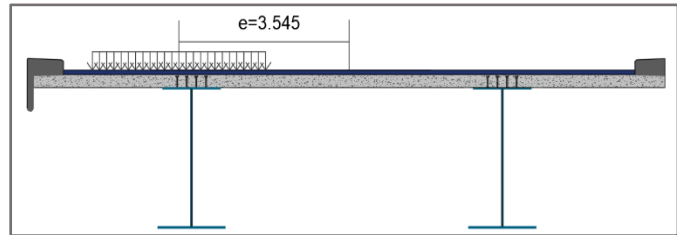


Figure 5. 21 Système A(L) une voie chargée

### 5.4.2.3.3 Surcharge D240:

$$e = 2.375 \text{ m}$$

$$\Delta_1 = 1.73$$

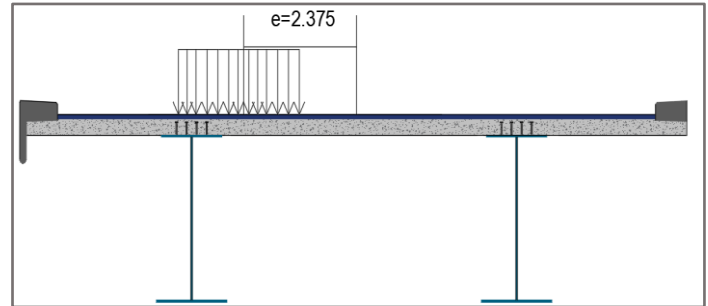


Figure 5. 22 Système D240

**N.B :** Les autres cas de calcul de la répartition transversale sont référencés dans l'annexe.

### 5.4.2.4 Résultats obtenus :

Les résultats obtenus a partir du calcul manuel sont donnés ci-dessous, les figures représentant les moments de flexion, les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS)

**A l'aide de logiciel Matlab :** on Calcul des efforts due au système D240 pour la section  $x=5\text{m}$  on tracée les lignes d'influences

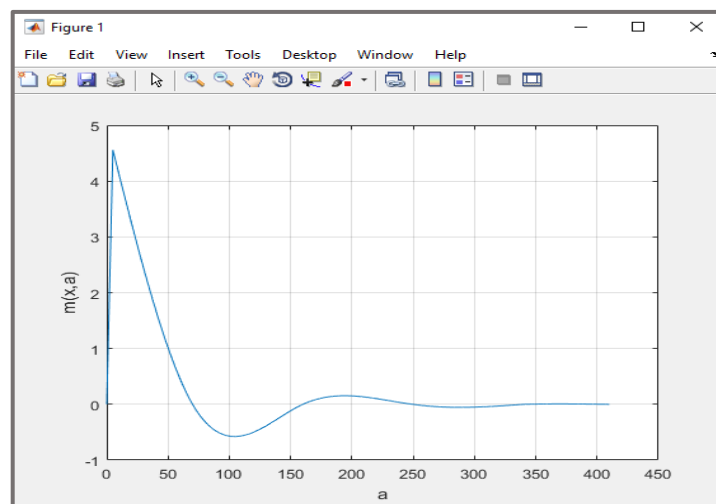


Figure 5. 23 Ligne d'influence du Moment fléchissant (en  $x=5\text{m}$ )

Le moment maximum se trouvant à  $\alpha=5\text{m}$  donc la charge de D240 est située entre  $5 \leq \alpha \leq 23.6$  et la valeur du moment et l'effort tranchant est donnée par le calcul suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M \text{ (max)} = 30851 \text{ KN.m}} \\ \mathbf{M \text{ (min)} = -30123.8 \text{ KN.m}} \\ \mathbf{T \text{ (max)} = 2192.246 \text{ KN}} \\ \mathbf{T \text{ (min)} = -2189.23 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

**N.B : Les détails du calcul sont disponibles dans l'annexe.**

**Dans la poutre la plus sollicitée (la poutre droite) :**

**Les résultats obtenus après la répartition transversale**

**Combinaison a ELU :** 1.35G + 1.35D240

$$M(\text{max}) = -116.226 \text{ MN.m}$$

$$M(\text{min}) = 77.594 \text{ MN.m}$$

$$T(\text{max}) = 7.959 \text{ MN}$$

**Combinaison à ELS :** G + D240

$$M(\text{max}) = -86.093 \text{ MN.m}$$

$$M(\text{min}) = 57.477 \text{ MN.m}$$

$$T(\text{max}) = -5.896 \text{ MN}$$

**Comparaison Entre Les Résultats des 2 méthodes (CSI Bridge et calcul manuel) :**

Combinaison	ELU		ELS	
	CSI Bridge	Manuel	CSI Bridge	Manuel
Moments max sur pile (MN.m)	-118.735	-116.226	-87.952	-86.093
Moment max à mi-travée (MN.m)	73.678	77.594	54.577	57.477
Effort tranchant maximale (MN)	-7.974	-7.959	-5.906	-5.896
Erreur moyenne (%)	<b>2.53%</b>		<b>2.53%</b>	

Tableau 5. 14 Comparaison entre les valeurs maximales des efforts M et T.

## 5.5 CONCLUSION :

Une bonne modélisation avec une bonne estimation des charges nous amène à des résultats d'efforts les plus réels que possible, ceci peut être prouvé en utilisant deux méthodes différents (**tous les résultats sont très proches**)

## **6 Etude du tablier**

## 6.1 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 calcul manuel.

## 6.2 HYPOTHESE DE CALCUL :

Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliquées, pour cela nous supposons 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 liaison appelés « 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 :

$$\text{➤ Pour l'acier : } \left(\frac{\delta_1}{1}\right)_a = \frac{\sigma_a}{E_a}$$

$$\text{➤ Pour le béton : } \left(\frac{\delta_1}{1}\right)_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$$\text{D'après la première hypothèse on a : } \left(\frac{\delta_1}{1}\right)_a = \left(\frac{\delta_1}{1}\right)_b \quad \longrightarrow \quad n = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b}$$

$n$  : coefficient d'équivalence qui varie en fonction de  $E_b$  et  $E_a$  . Ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée du 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.

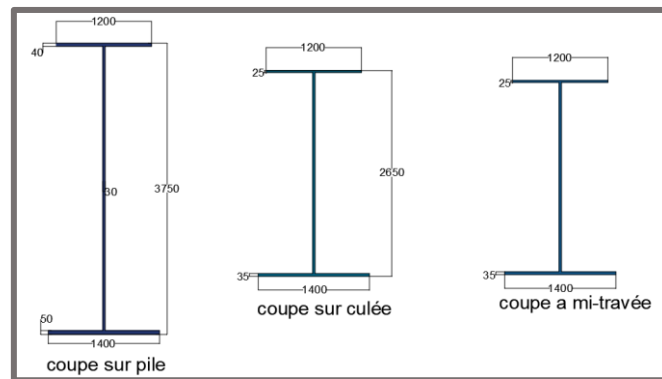
### 6.2.1 Coefficient d'Equivalence entre Acier et Béton :

Sollicitations	Champ d'application	n
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	Charge permanente	18
Effets différés	Retrait	15
Charge de longue durée	CP	$\infty$

Tableau 6.1 Coefficient d'équivalence n

6.3 CALCUL DE LA SECTION MIXTE :

6.3.1 Caractéristiques Géométriques du PRS :



6.3.1.1 Section sur pile :

- La Surface :

$$S = \sum a_i \cdot b_i$$

- Centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum y_i \cdot S_i}{\sum S_i}$$

- Moments d'inertie :

$$I_x = \frac{\sum a_i \cdot b_i^3}{12} + S_i \cdot (y_G - y_i)^2$$

Désignation	Bi	Bs	Ame	Somme
Dimension	140*5	120*4	3*366	-
S	700	480	1098	2278
YG	2,5	373	185,5	-
SΔ	1750	179040	203679	384469
Ix cm*4	1458,33	640	12256974	
IΔ cm*4	5833,33	66782560	50039428,5	116827821,83
YGa' (cm)	-	-	-	168,77
Ia	-	-	-	51939142,30

Tableau 6.2 Les caractéristiques géométriques de la section d'acier

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

IΔ : Moment d'inertie/Δ.

SΔ : Moment statique/Δ.

IG : moment par rapport au centre de gravité de la section. (Calculé par Autocad)

**N.B : Veuillez-vous référer à l'annexe pour les autres cas de la section.**

**6.3.2 Caractéristiques Géométriques de la Dalle :**

**6.3.2.1 Détermination de la largeur efficace :**

Dans une section transversale d'une des poutres principales, la largeur efficace de la dalle en béton est la somme de 3 termes :

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

$b_0$ : entraxe entre les files de goujons extérieures.

- $b_{ei} = \min \left( \frac{L_e}{8} ; b_i \right)$

$L_e$  : est la portée équivalente dans la section transversale concernée.

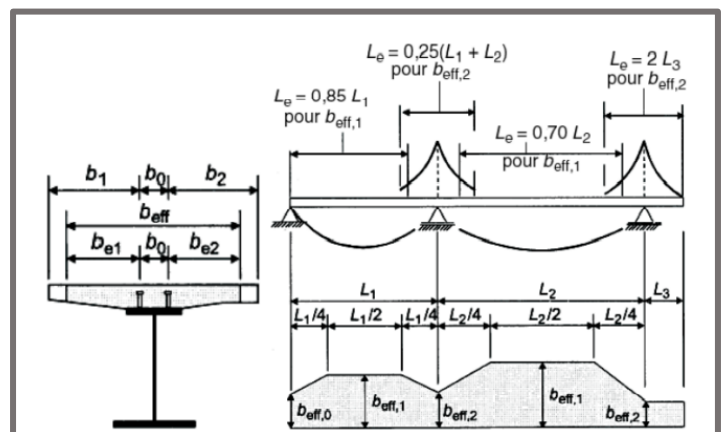
$B_i$ : est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre principale.

- $\beta_i = 0.55 + 0.025 \times \frac{L_e}{b_{ei}} \leq 1$  pour les sections transversales situées sur les appuis d'extrémité

$b_{ei}$  : prie égal à la largeur efficace à mi- travée d'extrémité.

**Calcul de la largeur efficace selon l'EN1994-2**

- $L_e = 0.85 L$  (rive) pour les travées de rive
- $L_e = 0.70 L$  (centre) pour la zone centrale de la travée centrale
- $L_e = 0.25 (L_{rive} + L_{centre})$  pour les appuis intermédiaires
- $L_e = 2 L$  (rive) pour les travées de rive



On a :  $b_0 = 0.6 \text{ m}$      $b_1 = 3.055 \text{ m}$      $b_2 = 2.97 \text{ m}$

**Exemple :**

Paramètres	Valeurs (m)
$L_e$	59.5
$b_{e1}$	3.055
$b_{e2}$	2.970
$b_{eff}$	6.625

Tableau 6.3 beff (mi-travée 01)

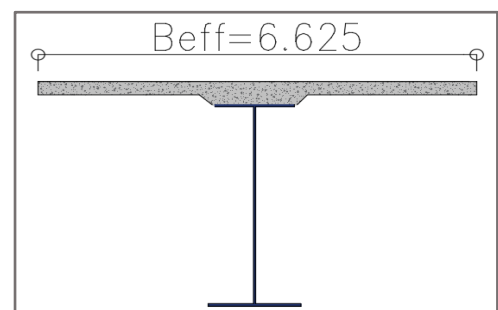


Figure 6.1 Largeur efficace de la dalle

Désignation	Dalle	Gousset	Somme
Dimension	662,5*25	120*150*7,5	-
B	16562,5	2175	18737,5
YG	27,5	7,76	25,21
SΔ	455468,75	16878	472346,75
Ix cm*4	860000	40000	-
IΔ cm*4	13385390,6	170973,28	13556363,91
YGb' (cm)	-	-	25,21
Ib	-	-	1649148,31
YGb (cm)	-	-	14,79

Tableau 6.4 Caractéristiques Géométriques de la Dalle

**6.3.3 Caractéristiques géométriques de la section mixte :**

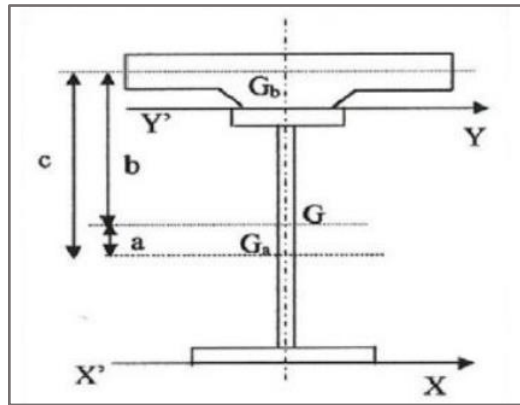


Figure 6.2 Caractéristiques géométriques de section mixte

**6.3.3.1 Calcul de surface :**

$$S_n = S_a + \left(\frac{S_b}{n}\right)$$

$S_a$  : Section d'acier.

$S_b$  : Section béton.

$n$  : coefficient d'équivalence.

**6.3.3.2 Position du centre de gravité de la section mixte :**

$$\int_s y \cdot d_s = \int_{sb} y \cdot \left(\frac{dS_b}{n}\right) + \int_{sa} y \cdot dS_a = 0$$

$$a_n = \frac{c \cdot S_b}{n \cdot S_n}$$

$$b_n = \frac{c \cdot S_a}{S_n}$$

$c$  : distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier.

**6.3.3.3 L'inertie de la section mixte :**

$$I = I_A + \left(\frac{I_B}{n}\right) + \left(\frac{S_b \cdot S_a}{n \cdot S}\right) \cdot c^2$$

$I_A$  : inertie propre de l'acier par rapport à  $G_A$

$I_B$  : inertie propre de l'acier par rapport à  $G_B$

6.3.4 Les caractéristiques mécaniques de la section mixte :

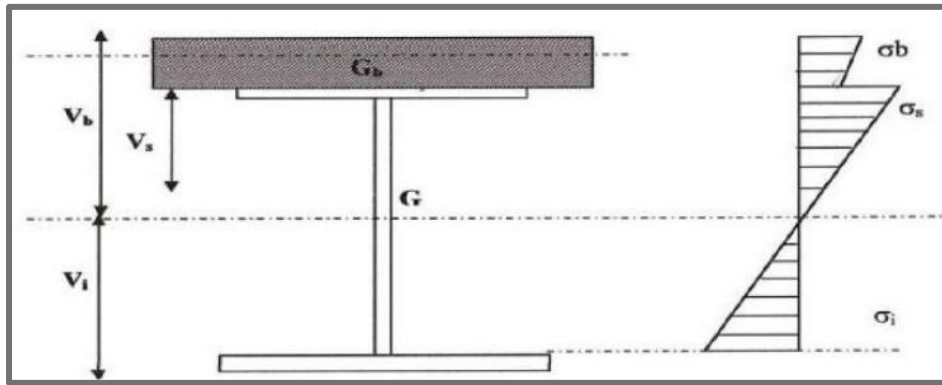


Figure 6.3 a distribution des contraintes dans une section mixte

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{bn} = b_n + Y_{Gb} \\ V_{sn} = b_n - Y_{Gb} \\ V_{in} = a_n + Y_{Ga} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} W_{bn} = \frac{I}{V_{bn}} \\ W_{sn} = \frac{I}{V_{sn}} \\ W_{in} = \frac{I}{V_{in}} \end{array} \right.$$

N.B : Veuillez-vous référer à l'annexe pour les autres cas de la section.

Exemple :

N	6	18	15	∞
Sa(cm2)	1522	1522	1522	1522
Sb(cm2)	18737,5	18737,5	18737,5	18737,5
Sn(cm2)	4644,9167	2562,9722	2771,1667	1522
c(cm)	165,26	165,26	165,26	165,26
an(cm)	111,1063	67,1199	74,4927	0
bn(cm)	54,1493	98,1357	90,7629	165,2556
Ia(cm4)	15325531,5	15325531,5	15325531,5	15325531,5
Ib(cm4)	1649148,31	1649148,31	1649148,31	1649148,31
In(cm4)	43545739	32299089,5	34171817,2	15325531,5
Vb(cm)	68,9407	112,9271	105,5542	180,047
Vs(cm)	28,9407	72,9271	65,5542	140,047
Vi(cm)	221,0593	177,0729	184,4458	109,953
Wb(m3)	0,63164	0,28602	0,32374	0,08512
Ws(m3)	1,50466	0,4429	0,52128	0,10943
Wi(m3)	0,19699	0,18241	0,18527	0,13938

Tableau 6.5 Récapitulative de la section mixte à mi-travée.

## 6.4 Détermination des sollicitations internes de la section mixte et les effets induit sur la poutre

### 6.4.1 Calcul du retrait à la mise en service :

Le calcul de  $\epsilon_{cs}$  nécessite de connaître l'âge  $t$  du béton à l'instant  $t_{ini}$  considéré.

A cet instant, chaque plot a un âge différent. Pour simplifier, on considère l'âge moyen de tous les plots.

#### 6.4.1.1 Retrait endogène :

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{ca}(t) \cdot \epsilon_{ca}(\infty) \quad \text{pour } t = 79,25$$

$$\epsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5(35 - 10) \cdot 10^{-6} = 6.25 \times 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0.2 \times t)^{0.5}} = 1 - 0.15 = 0.8314$$

$$\epsilon_{ca}(t) = 5.2 \times 10^{-5}$$

#### 6.4.1.2 Retrait de dessiccation :

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot K_h(t) \cdot \epsilon_{cd0}$$

$\epsilon_{cd0}$  : est appelé retrait de dessiccation de référence et calculé par :

$$\epsilon_{cd0} = 0.85 [(220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} (f_{cm}/f_{cm0}))] \times 10^{-6} \beta_{rh}$$

L'humidité relative retenue pour le projet est de 80 % donc on en déduit le coefficient :

$$\beta_{rh} = 1.55 [1 - (RH/100)^3] = 0.7564$$

$f_{cm0}$  : est une valeur de référence de la résistance à la compression égale à 10 MPa.

Les coefficients  $\alpha_{ds1}$  et  $\alpha_{ds2}$  traduisent la rapidité de prise du ciment. Pour un ciment à prise normale

(N), on a :  $\alpha_{ds1} = 4$  et  $\alpha_{ds2} = 0.12$

D'où on déduit :  $\epsilon_{cd0} = 2.53 \times 10^{-4}$

Le coefficient  $K_h$  dépend du rayon moyen :

$$h_0 = \frac{2Ac}{u}$$

Ac : l'aire de la section de béton.  $Ac = 3.7604 \text{ m}^2$

u : le périmètre exposé à la dessiccation. C'est donc le périmètre en contact direct avec l'atmosphère (en soustrayant la largeur des semelles métalliques supérieures ainsi que la largeur de la chape d'étanchéité).

$$u = 27.0073 - 12 - 2 \times 1.2 = 12.6073 \text{ m}$$

$$h_0 = 596.54 \text{ mm}$$

$$K_h = 0.7$$

Par hypothèse, l'âge  $t_s$  du béton quand le retrait de dessiccation commence, est pris égal à 1 jour. Alors, on a :

$$\beta_{ds} = 0.1 \quad \Longrightarrow \quad \epsilon_{cd} = 1.77 \cdot 10^{-5}$$

**Retrait à la mise en service :**

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = 6.97 \cdot 10^{-5}$$

**6.4.1.3 Calcul du retrait au temps infini :**

L'âge du béton est alors infini. En faisant tendre  $t$  vers l'infini dans les expressions du paragraphe précédent, on déduit :

$$\epsilon_{cs} = 2.4 \cdot 10^{-4}$$

**6.4.1.4 Calcul du retrait thermique :**

L'EN1994-2 permet de prendre en compte le retrait thermique apporté par la différence de température  $\Delta T$  entre l'acier de charpente et le béton au moment du bétonnage.

La valeur de  $\Delta T$  est recommandée à 20°C mais est modifiable dans l'Annexe. En appliquant strictement l'EN1994-2, on obtiendrait alors :

$$\epsilon_{th} = \alpha_{th}^c \cdot \Delta T = 2 \times 10^{-4}$$

Ce qui est relativement élevé.

Avec :  $\alpha_{th}^c = 10^{-5}$

Nous considérons actuellement que l'ordre de grandeur du retrait équivalent est la moitié de l'effet sur la section mixte du refroidissement du béton :

$$\epsilon_{th} = \alpha_{th}^c \cdot \frac{\Delta T}{2} = 1 \times 10^{-4}$$

**6.4.1.5 Bilan retrait à court terme :**

$$\epsilon_{cs}(t) = 1.697 \cdot 10^{-4}$$

**6.4.1.6 Étude de l'effet de retrait et de différence de température :****6.4.1.6.1 Effet du retrait :**

Le retrait est le raccourcissement du béton non chargé au cours de son durcissement. Au contact des deux matériaux, le béton freiné par les connecteurs ne peut effectuer son retrait librement, ce phénomène engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

**6.4.1.6.2 Hypothèse de calcul :**

- Nous considérons une poutre à inertie constante.
- $n = 15$  (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  $\Delta x$  du 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.

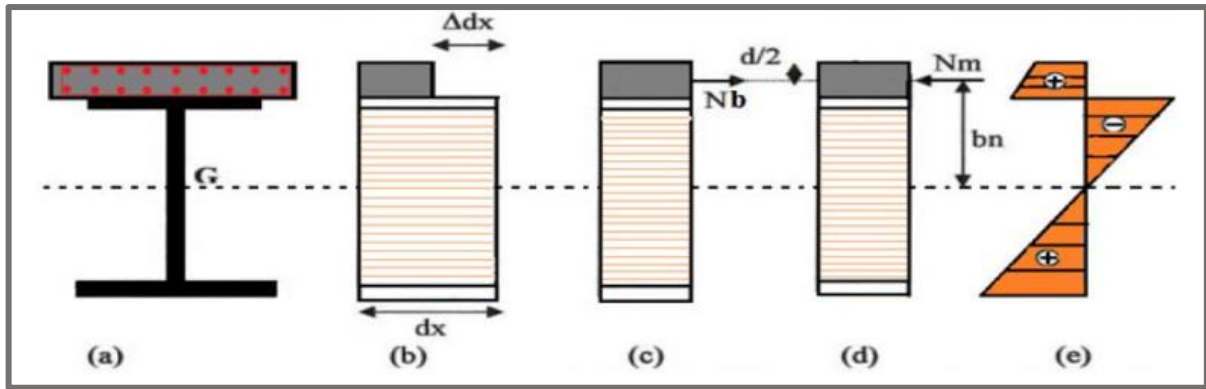


Figure 6.4 Effets du retrait du béton dans la section mixte

La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de gravité de la dalle engendre une contrainte  $\sigma_b$  qui vaut :  $\sigma_b = E_b \cdot \epsilon_r$

Avec :  $E_b = \frac{E_a}{n}$

$\epsilon_r$  : coefficient de retrait.

En considérant que :  $\Delta dx = \epsilon_r \cdot dx$

Avec  $\epsilon_r$  qui représente l'allongement relatif unitaire égal à :  $\epsilon_r = 1.7 \times 10^{-4}$ .

Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité  $b_n$  ( $n=15$ ) une force de réaction on obtient :

- Un effort normal de compression :  $N_m = -N_b$ .
- Un moment de flexion (positif) :  $M_m = N_m \cdot b_n = \sigma_b \cdot \omega$

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 :  $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{a1} = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort :  $M_m = -N_m \cdot b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = -\eta \cdot (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_a$

De même les contraintes dans la section du béton

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

- Dans la poutre métallique :  $\sigma_a = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_b \pm \eta \cdot (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_a$
- Dans le béton :  $\sigma_b = -\beta \cdot \sigma_b - (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_b$ .

### Notations :

$n = 15$  (Coefficient d'équivalence)

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

B : section de béton.

A : Section d'acier

$\omega$  : Moment statique de la section du béton rendue homogène par rapport au centre de gravité de la section mixte pour  $n = 15$

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

$$W_n = b_n B_n$$

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_r$$

$$M_n = \sigma_b W_n$$

## 6.4.2 Contraintes Résultantes :

### 6.4.2.1 Dans le béton :

$$\sigma_{br} = \sigma_b \cdot (1 - \beta) \cdot \frac{M}{W_b}$$

### 6.4.2.2 Dans l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sr} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b - n \cdot \frac{M}{W_s} \\ \sigma_{ir} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_b - n \cdot \frac{M}{W_i} \end{array} \right.$$

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

Effet	Retrait	$\Delta T(+)$	$\Delta T(-)$
n	15	6	6
$\varepsilon_r$	0,00017	0,0001	-0,0001
Bn	1249,167	3122,917	3122,917
$\beta$	0,444	0,666	0,666
$\omega_n$	0,1204	0,18074	0,18074
Ea	210000	210000	210000
Eb	14000	35000	35000
$\sigma_b$ (Mpa)	2,38	3,5	-3,5
Mn(MN.m)	0,287	0,633	-0,633
$\sigma_{br}$	0,496	0,233	-0,233
$\sigma_{sr}$	-23,786	-16,509	16,509
$\sigma_{ir}$	5,816	3,978	-3,978

Tableau 6.6 Les contraintes due aux retrait et température sur culée

**N.B :** Pour obtenir des détails supplémentaires sur le calcul des autres sections, veuillez consulter l'annexe

## 6.5 Vérification des contraintes de cisaillement « âmes » ELS :

On va vérifier les contraintes de cisaillement de l'âme

$$\tau_{\max} = \frac{T_y}{t_w \cdot h_w} \leq \tau_{\text{adm}} = 0.6 \cdot \sigma_e$$

e : l'épaisseur de l'âme ;

h : la hauteur de l'âme.

Section	H	e	Tmax (ELS)	$\tau_{max}$	$\tau_{adm}$	Vérification
Mi travée	2,44	0,03	10,6306	145,226	213	Vérifie
30m après la pile	2,58	0,03	10,6306	137,346	213	Vérifie
20m après la pile	2,84	0,03	10,6306	124,775	213	Vérifie
Sur pile	3,66	0,03	10,6306	96,817	213	Vérifie
50m après la culée	3,36	0,03	10,6306	105,462	213	Vérifie
40m après la culée	3,21	0,03	10,6306	110,390	213	Vérifie
Sur culée	2,56	0,03	10,6306	138,419	213	Vérifie

Tableau 6.7 Vérification des contraintes de cisaillement

## 6.6 Vérification à l'Etat Limite de Service :

### 6.6.1 Vérification des Contraintes Normales :

On procédera à la vérification des contraintes au niveau de la semelle inferieur  $\sigma_i$  est supérieur  $\sigma_s$  ainsi que les contraintes  $\sigma_{bc}$ ,  $\sigma_{bt}$  dans le béton. Ces contraintes doivent être comparées aux contraintes usuelles admissibles de l'acier et du béton.

#### 6.6.1.1 Vérification Pour l'acier :

$\sigma_s \leq \sigma_{ac}$  ( $\sigma_{ac}$ : la contrainte admissible dans le cas de compression de semelle).

$\sigma_i \leq \sigma_{at}$  ( $\sigma_{at}$  : la contrainte admissible dans le cas de traction de semelle).

$$\sigma_{ac} = \frac{2}{3} \sigma_e = 237 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{at} = \frac{3}{4} \sigma_e = 266.25 \text{ MPa}$$

#### 6.6.1.2 Vérification pour le béton :

$\sigma_b \leq \sigma_{ba \text{ dm}}$  : la contrainte admissible dans le béton en compression.

$$\sigma_{ba \text{ dm}} = 0.6 \times f_{cj} = 21 \text{ MPa}$$

### 6.6.2 Etapes 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 surcharge 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 est de dénivellation aller.: ( $N = \infty$ )

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{b1} = 0 \\ \sigma_{s1} = \frac{M_{cp}}{W_s} \\ \sigma_{i1} = -\frac{M_{cp}}{W_i} \end{array} \right.$$

**Étape (2) :**

Dans cette étape on procède à la dénivellation retour après prise du béton, la section travaille en mixte.  
(N =18)

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{b2} = \frac{M_{ccp}}{n.Wb} \\ \sigma_{s2} = \sigma_{s1} + \frac{M_{ccp}}{W_s} \\ \sigma_{i2} = \sigma_{i1} - \frac{M_{ccp}}{W_s} \end{array} \right.$$

**Étape (3) :**

Sous l'effet du CCP n = 18 et retrait n = 15

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{b3} = \sigma_{b2} + \sigma_{retrait} \pm \sigma_{température} \\ \sigma_{s3} = \sigma_{s2} + \sigma_{retrait} \pm \sigma_{température} \\ \sigma_{i3} = \sigma_{i2} + \sigma_{retrait} \pm \sigma_{température} \end{array} \right.$$

**Étape (4) :**

On considère l'effet des surcharges avec n=6 moments positifs. Ces moments provoquent des contraintes de compression dans le béton et dans l'acier.

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma_{b4} = \sigma_{b3} + \frac{M}{n.Wb} \\ \sigma_{s4} = \sigma_{s3} + \frac{M}{W_s} \\ \sigma_{i4} = \sigma_{i3} + \frac{M}{W_s} \end{array} \right.$$

Charge	n	M (MN.m)	$\sigma_s$	$\sigma_i$	$\sigma_b$
CP	$\infty$	13,801	126,116	99,015	0,000
CCP	18	5,260	48,067	37,738	3,433
Retrait	15	0,270	-23,857	5,755	0,474
Surcharge	6	25,312	16,822	128,496	6,679
$\sigma_1$ (MPa)			126,116	-99,015	0,000
$\sigma_2$ (MPa)			174,182	-136,753	3,433
$\sigma_3$ (MPa)			133,846	-127,090	4,117
$\sigma_4$ (MPa)			85,779	-255,586	10,795
max			174,182	255,586	10,795
$\sigma_{admissible}$ (MPa)			237	266.25	21
Vérification			oui	oui	oui

Tableau 6.8 Vérification des contraintes sur la section mi-travée

**N.B :** Pour obtenir des détails supplémentaires sur le calcul des autres sections, veuillez consulter l'annexe

## 6.7 Les phénomènes d'instabilité élastique :

Les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportement caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

- Le voilement, qui affecte les âmes des pièces fléchies.
- Le déversement, qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.
- Le flambement, qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple).

### 6.7.1 La classe de résistance :

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

$\varepsilon$  : coefficient de réduction plastique.

$f_y$  : la valeur nominale de la limite élastique

$$t_{\max} = \max(t_w, t_f) = t_f = 50 \text{ mm} > 40$$

$$f_y = 335 \text{ MPa}$$

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

#### Sur pile :

Âme (paroi fléchie) :

$$\frac{c}{t} = \frac{3660}{30} = 122 > 72\varepsilon, 83\varepsilon \text{ et } 124\varepsilon$$

#### Âme classe 4

Semelle (paroi comprimé) :

$$c = \frac{b - t_w}{2} = \frac{1.4 - 0.03}{2} = 0.685 \quad \text{et } t = t_f = 50 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t} = \frac{0.685}{0.05} = 13.7 < 14\varepsilon$$

#### Semelle de classe 04

Alors la section est de classe 04

### 6.7.2 Résistance en section

Critère de vérification :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

$N_{Ed}$  : effort normal sollicitant de calcul.

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

$$N_{c,Rd} = N_{eff,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 60.8 \text{ MN}$$

$N_{eff,Rd}$  : effort normal efficace résistant de calcul

$\gamma_{M1}$  : coefficient de sécurité lié à la résistance ( $\gamma_{M1} = 1.1$ ).

La combinaison la plus défavorable est :  $N_{Ed} = 1.35G + 1.6D240 = 2.28 \text{ MN}$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{2.28}{60.8} = 0.0375 < 1 \quad \text{Donc la résistance en section est vérifiée.}$$

**N.B : Pour obtenir des détails supplémentaires sur le calcul des autres sections, veuillez consulter l'annexe**

### 6.7.3 La vérification de l'effort tranchant

Le critère suivant doit être vérifié :  $\frac{V_{ed}}{V_{c,rd}} < 1$

$$V_{c,rd} = V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

$A_v$  : c'est l'aire de cisaillement.

$$V_{Ed} = 7.98 \text{ MN} \quad / \quad V_{c,rd} = V_{pl,rd} = \frac{0.1098 \times \frac{335}{\sqrt{3}}}{1} = 21.24 \text{ MN}$$

$$\frac{V_{ed}}{V_{c,rd}} = 0.375 < 1 \text{ (Condition Vérifiée)}$$

**N.B : Pour obtenir des détails supplémentaires sur le calcul des autres sections, veuillez consulter l'annexe.**

### 6.7.4 Interaction moment – effort tranchant

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

$$\frac{V_{ed}}{V_{c,rd}} = 0.375 \leq 0.5 \text{ donc : interaction négligeable}$$

### 6.7.5 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  $\frac{d}{t_w}$  satisfait à l'inégalité suivante :

$$\frac{d}{t_w} < 30\epsilon\sqrt{k\tau}$$

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

$$\frac{a}{d} = \frac{5}{3.66} = 1.36 > 1$$

$a$  : espacement libre des raidisseurs intermédiaires.

$d$  : distance entre nus intérieurs des semelles.

Donc :

$$k\tau = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 7.5 \quad \frac{d}{t_w} = \frac{3.66}{0.03} = 122 > 30\epsilon\sqrt{k\tau} = 69.02 \text{ (risque de voilement)}$$

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

$$\frac{V_{ed}}{V_{ba,rd}} \leq 1$$

Ved	7,98
a	5
d	3,66
tw	0,03
$\epsilon$	0,84
a/d	1,37
$\kappa\tau$	7,44
$\lambda w$	1,43
$\tau ba$	121,94
Vba,rd	12,17
conditon	oui

**N.B : Pour obtenir des détails supplémentaires sur le calcul des autres sections, veuillez consulter l'annexe**

**6.7.6 Le déversement :**

Dans le cas des ponts mixtes la dalle tient la semelle supérieure des poutres contre le déversement. Cependant nous devons faire une vérification quand la semelle supérieure n'est pas encore solidarifiée avec la dalle de béton, soit quand le béton est encore liquide.

Selon L'euro-code 03, le déversement se vérifié selon le diagramme suivant :

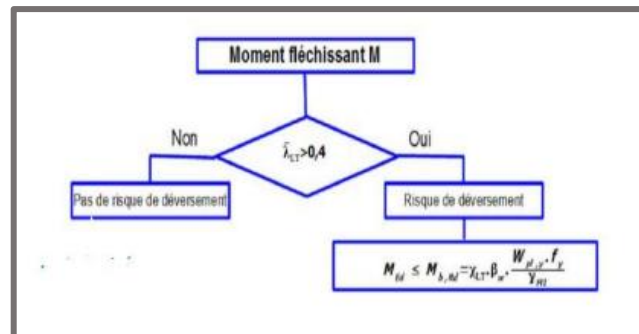


Figure 6.5 schéma explicatif sur la méthode du calcul

**6.7.6.1 Les caractéristiques mécaniques de la poutre sur pile :**



Figure 6.6 Poutre PRS sur pile

$$I_y = 0.0172 \text{ m}^4; \quad I_t = \frac{(2b*tf^3 + (h-2tf)tw^3)}{3} = 0.00015 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_w = \frac{I_z(h-tf^2)}{4} = 0.01612 \text{ m}^4$$

Tel que :

$$\gamma = \frac{E}{G} \frac{I_w + \frac{I_z h^2}{4}}{I_t} \left( \frac{\pi}{L} \right)^2 + 1$$

Par un calcul automatique sur Excel on calcule Mcr :

<b>γ</b>	524,64
<b>M1</b>	118,74
<b>M2</b>	95
<b>ψ</b>	0,80
<b>C1</b>	1,052
<b>q</b>	0,0845
<b>μ</b>	1,00
<b>C2</b>	1
<b>Mcr infini (MN,m)</b>	3,233448
<b>Mcr (MN,m)</b>	1784,62266

On vérifie que  $\lambda_{LT} \leq 0,4$  :

<b>Med</b>	118.74
<b>α</b>	0,49
<b>Weff</b>	4,23
<b>Wpl</b>	4,29
<b>βw</b>	0,986013986
<b>λ<sub>LT</sub></b>	0,884832209
<b>λ<sub>LT</sub> ≤ 0,4</b>	risque
<b>φ<sub>lt</sub></b>	1,01

<b>χ<sub>lt</sub></b>	0,66766153
<b>χ<sub>lt</sub> ≤ 1</b>	VRAI

<b>Mbrd</b>	848,070428
<b>vérification</b>	oui

Donc pas de risque de déversement au niveau de la pile

## 6.8 Étude des entretoises :

### 6.8.1 Introduction :

L'importance des entretoises réside dans le fait qu'elles sont susceptibles de répartir 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 intermédiaire.

### 6.8.2 Entretoise intermédiaire :

On veut vérifier la résistance des entretoises sous la charge transversale de vent. La pression du vent est prise à l'ELU à  $2,00 \text{ KN/m}^2$ , On va majorée avec un coefficient de sécurité de 1,5. La pression à l'ELU est donc :  $Q_{ELU} = 3 \text{ KN/m}^2$ .

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

$$h' = h_{\text{poutre}} + e_{\text{dalle}} + \text{corniche} = 5.2 \text{ m}$$

Ce qui implique  $Q_w = 3 \times 7 \times 5.2 = 109.2 \text{ KN}$

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

#### 6.8.2.1 Le moment fléchissant :

$$M_e = \frac{Q_w}{2} \times \frac{h_{\text{poutre}}}{2} = 102.38 \text{ KN.m}$$

#### 6.8.2.2 L'effort tranchant :

$$V_e = \frac{Q_w}{2} \times \frac{\text{hauteur de l'entretoise}}{\text{largeur de la semelle de l'entretoise}} = 148.91 \text{ KN}$$

On calcule alors :

$$\sigma = M_e \times \frac{V_a}{I} = 33.35 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_e}{H_w \cdot T_w} = 22.08 \text{ MPa}$$

$h$  : hauteur de l'entretoise

$h_m = h_{\text{poutre}}/2$ .

$b$  : la largeur de la semelle de l'entretoise.

$V_a$  : la distance de fibre tendue de l'entretoise par rapport l'axe de gravite.

$I$  : moment d'inertie de l'entretoise.

Et on vérifie bien que :

$$\sigma = 33.35 \leq f_e = 355 \text{ MPa}$$

$$\tau = 22.08 \leq 0.6 f_e = 213 \text{ MPa}$$

Donc les conditions sont bien vérifiées.

**6.8.2.3 Vérification au cisaillement :**

$$\tau_{adm} = 0.6 \times \frac{2}{3} \times \sigma_e = 0.6 \times \frac{2}{3} \times 355 = 142 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V}{H_w \cdot T_w} = 1.29 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 142 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \tau_{adm} \quad (\text{Condition Vérifiée}).$$

**6.8.3 Entretoise sur Appuis :**

$$V_{max} = 4.939 \text{ MN} \text{ et } M_{max} = 7.408 \text{ MN} \cdot \text{M}$$

Pour un PRS2000

**6.8.3.1 Vérification de contrainte :**

$$\sigma = \frac{M}{I} = \frac{7.408}{\frac{0.0474}{1}} = 156.3 \text{ Mpa} < 0.6f_e = 213 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V}{twhw} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau_{adm} = 0.6 \times 2 / 3 \times \sigma_e = 142 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{4.939}{1.94 \times 0.03} = 85.30 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } \tau \leq \tau_{adm}$$

**6.8.3.2 Vérification au voilement d'âme :**

$$\frac{d}{t_w} > 30\epsilon\sqrt{k\tau}$$

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

$$\frac{a}{d} = \frac{6,5}{1.93} = 3.36 > 1$$

$$k\tau = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{a}{d}\right)^2} = 5.34 + \frac{4}{\left(\frac{6.5}{1.93}\right)^2} = 5.7$$

$$\frac{d}{t_w} = 64.33 > 60.18 \quad (\text{il n'y a pas de risque de voilement}).$$

**6.8.3.3 Vérification au voilement des semelles :**

La condition de non-voilement par compression des semelles des poutres fléchies ; Pour les éléments de semelles ayant un bord libre on doit vérifier la condition suivante :

$$b_e = 500 / 35 = 14.3 \leq 15 \cdot \sqrt{\frac{240}{\sigma_e}} = 15.92$$

Une autre condition de disposition constructive pour l'épaisseur de l'âme doit respecter le critère suivant

$$e_a \geq 0.006h_a \Leftrightarrow 30 \text{ mm} \geq 0.006 \times 940 = 5.64 \text{ mm.}$$

## 6.9 Etude 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.

Pour notre cas, le choix s'est porté sur des connecteurs de type goujons.

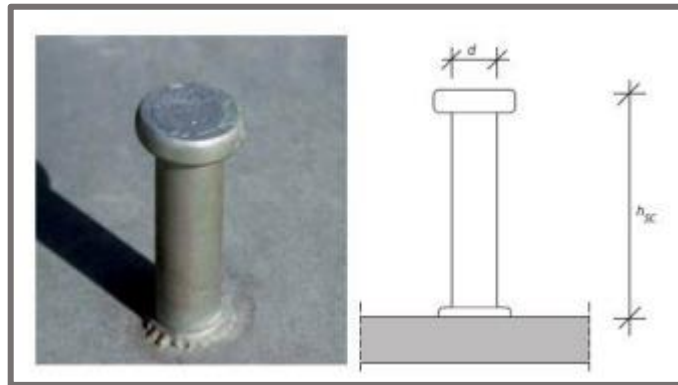


Figure 6.7 Goujons à tête

Caractéristiques des connecteurs choisis :

- $h=180\text{mm}$ ,  $d=22\text{mm}$ .
- Goujons Nelson ST37 3K
- Limite élastique  $\sigma_e=350\text{Mpa}$

### 6.9.1 Résistance ultime des goujons :

Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU :  $FG=\min (F_a, F_b)$

$$F_a = 32848.95 \text{ KN}$$

$$F_b = 68600 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } FG = 32848.95 \text{ KN}$$

#### Section a:

$$FG_a = b_2 \times \sigma \times h = 12162.22 \text{ KN}$$

$$\tau_{ua} = 0.694 \text{ MPa}$$

#### section b:

$$FG_b = b_2 \times \sigma \times h = 11614.37 \text{ KN}$$

$$\tau_{ub} = 0.669$$

**6.9.2 Vérification :**

$$\tau_u = \text{Max} (\tau_{ua}, \tau_{ub}) \leq \text{Min} (0,13 f_{cj}, 5\text{MPa})$$

**L'ELU:**

$$\text{RELU} = \text{Min} (R_1, R_2) \text{ avec:}$$

$$R_1 = \frac{67 d^2 \sqrt{f_{c28}}}{1,3}$$

$$R_2 = 0.7 A_d f_u$$

$$\Phi = 22\text{mm} ; F_{cj} = 35 \text{ Mpa}$$

$$R_1 = 147.57\text{KN}$$

$$R_2 = 93.13 \text{ KN}$$

$$\text{RELU} = 93.13$$

$$N = 352.71 \text{ goujons}$$

Espacement des goujons :

$$\text{Soit un espacement de } e = 2775/352.71 = 7.87$$

$e = 7.87 \text{ cm}$ . L'espacement « e » est très petit, ce qui nous ramène au choix de mettre trois files de goujons, ce qui nous donne :  $352.71 / 3 = 118$  goujons, espacés entre eux de :  $e = 2775/118 = 23.5 \text{ cm}$

Donc on obtient : 3 files de 118 goujons, avec  $e = 20 \text{ cm}$

**L'ELS :**

$$R_{ELS} = 0.6 \times \text{RELU} = 0.6 \times 93.13 = 55.88 \text{ KN}$$

On calcule le flux de cisaillement q:

$$q = \frac{V \mu_c}{l_{mixte}} = 2.8 \text{ N/mm}$$

$$q \text{ est majoré de } 15\% \quad q_{sup} = 2.133 \times 1,15 = 3.22 \text{ N/mm}$$

$$q \text{ est minoré de } 15\% \quad q_{inf} = 2.133 \times 0,85 = 1.81 \text{ N/mm}$$

$$F_{glissement} = 7786.25\text{KN}$$

$$N = 139 \text{ goujons}$$

Espacement des goujons :  $E = 4.76 \text{ cm}$

On prend  $E = 8 \text{ cm}$

Nombre de goujon par files =  $662.5/8 = 82.81$  on prend 83 goujons

Donc on va mettre 2 files de 83 goujons.

### 6.10 Étude d'assemblage par soudage :

La réalisation des ponts mixtes se fait par assemblage des poutres dont la longueur ne dépasse pas 25 m, et cela pour faciliter l'opération de transport au chantier et pour constituer les pièces d'une différente section sur atelier.

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

#### 6.10.1 Le Principe de 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

#### 6.10.2 Les avantages d'assemblage par soudage :

- 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 tête)
- Une simplification des assemblages.
- Une amélioration de l'apparence de la construction.

#### 6.10.3 Types de Soudures :

Les combinaisons possibles entre les types de soudure et forme de joints sont montrées schématiquement aux images ci-dessous cela illustre d'une part quelles sont les possibilités concrète de réalisation d'un joint soudé, et permet d'autre part de classifier les détails soudés selon la forme du joint ou selon le type de soudure.

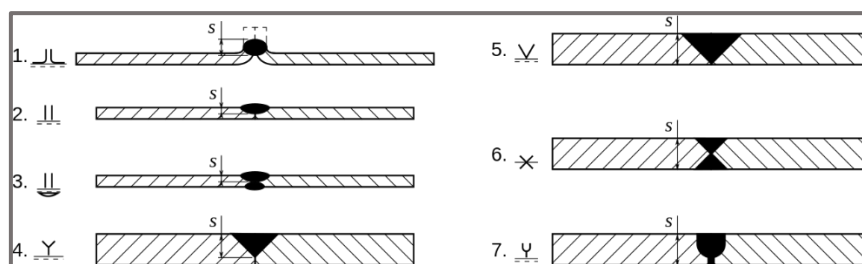


Figure 6.8 Soudures en bout

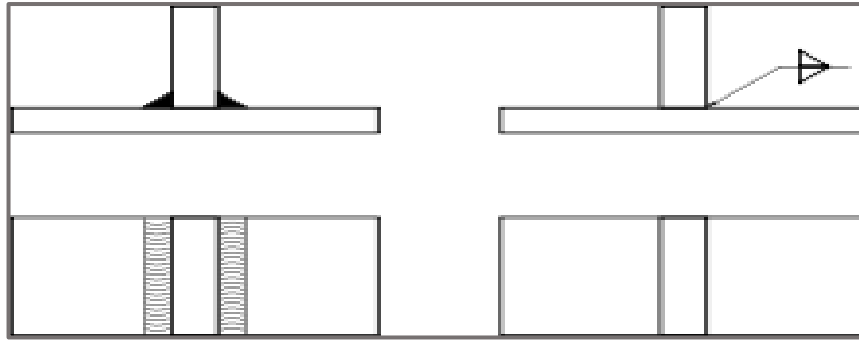


Figure 6.9 Assemblage en T

#### 6.10.4 Joint dans l'âme :

Le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plates, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de  $60^\circ \pm 5^\circ$ .
- Un espacement de 9mm.

#### 6.10.5 Joint de semelle :

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles d'épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :

- Un chanfrein en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est supérieure à 15mm.
- Un angle de chanfrein de  $60^\circ \pm 5^\circ$ .
- Un espacement de 9 mm

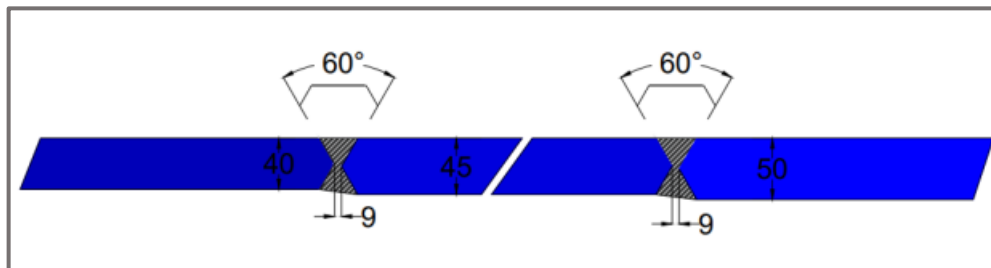


Figure 6.10 Détail de soudure de la semelle inférieure

#### 6.10.6 Joint de l'âme avec les semelles :

Des soudures d'angle peuvent être utilisées pour l'assemblage de pièces lorsque les faces forment un angle compris entre  $60^\circ$  et  $120^\circ$ . Des angles inférieurs à  $60^\circ$  sont également autorisées. Cependant, dans ce cas, il convient que la soudure soit considérée comme une soudure bout à bout à pénétration partielle.

#### 6.10.7 Dimensionnement des cordons de soudures :

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

$a$  : 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 :  $a \geq \frac{K\sqrt{3}V}{2\sigma_e h_a}$

En admettant que  $\tau \leq \frac{\sigma_e}{\sqrt{3}}$  la condition ci-dessus devient, avec :  $V = \tau h_a e_a$

$$a \geq \frac{K e_a}{2}$$

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  $e_a=30$  mm

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

Donc on va prendre :  $a=14$  mm

### 6.10.8 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 :
  - 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
- Les contrôles non destructifs :
  - L'examen visuel.
  - L'examen par ressuage.
  - L'examen par magnétoscopie.
  - L'examen par radiographie.
  - L'examen ultrasons

### 6.10.9 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 gôtes au voisinage des soudures.

### 6.10.10 La corrosion métallique :

Les ouvrages métalliques doivent résister aux dégradations pendant leur durée d'utilisation et avoir un excellent comportement vis-à-vis du phénomène de la corrosion. En effet les zones de corrosion peuvent affaiblir la structure.

### 6.10.11 Protection par peintures :

La protection contre la corrosion se fera par préparation de la surface comme suit :

- Lavage à haute pression.
- Brossage manuel.
- Projection d'abrasifs.

La protection par peinture représente au total 85% des surfaces protégées car elle apporte les avantages D'économie.

- De facilité d'emploi.
- De facilité de réparation.
- De facilité de mise en œuvre

### 6.11 Calcul de la flèche et la contre flèche :

L'étape de l'étude des déformations dans un ouvrage est très importante, car elle a un impact sur l'esthétique de l'ouvrage et le confort des usagers, ainsi elle peut endommager certains éléments de l'ouvrage, donc les déformations doivent être limitées. Les déformations des poutres doivent être suffisamment faibles pour que les éléments supportés ne soient pas endommagés de façon inadmissible du fait de ces déformations.

Les calculs de déformations sont effectués en faisant intervenir la section brute. Ces calculs sont effectués sur la base des charges ou des groupes de charges prévus au projet, sans application des coefficients de pondération.

Les déformations sont déterminées par les méthodes de la résistance des matériaux, la flèche est donnée par la méthode de double intégral :

$$EIY'' = -M$$

Avec :

E : module d'élasticité de l'acier  $E = 2.1 \times 10^5$  MPa

I : inertie de la section mixte pour  $n = \infty$  (supposant que le béton est fissuré)

$Y''$  : la courbure (la deuxième dérivée de la flèche).

M : le moment fléchissant.

Notre objectif est de donner aux poutres une contre flèche calculée  $y$

#### 6.11.1 Calcul de la flèche :

On va calculer la flèche pour la première et deuxième travée de longueur 70 et 90 m chaque une, avec une flèche admissible est en générale égal à :  $L/300$

##### 6.11.1.1 Travée 02 avec $L=90$ m :

$$L/300 = 90/300 = 0.3 \text{ m} = 30 \text{ cm}$$

##### 6.11.1.1.1 Charge permanente :

$$y_{\max} = \frac{qL^4}{192EI_{\infty}}$$

Poids (dalle + entretoise + Poutre) = 13.12 t/ml

La charge reprise par chaque poutre =  $13.25/2 = 6.56$ /ml

L'inertie :  $n = \infty$  ;  $I_{\infty} = 0.51939$  m<sup>4</sup>

Après calcul :

$$y_{\max} = \frac{6.56 \times 90^4}{192 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.51939} = 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

**6.11.1.1.2 Complément de charges :**

$$y_{\max} = \frac{qL^4}{192EI_{18}}$$

Poids (dalle + entretoise + Poutre) = 3.78 t/ml

La charge reprise par chaque poutre = 3.78/2 = 1.89 /ml

L'inertie :  $n=18$  ;  $I_{18}=0.32299089 \text{ m}^4$

Après calcul :

$$y_{\max} = \frac{6.56 \times 90^4}{192 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.32299089} = 0.095 \text{ m} = 9.5 \text{ cm}$$

**6.11.1.1.3 La surcharge D240 :**

$$y_{\max} = \frac{pL^3}{196EI_6} = \frac{240 \times 90^3}{196 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.435457} = 0.097 \text{ m} = 9.7 \text{ cm}$$

Donc : La flèche maximum égale à

$$y_{\max} = 20 + 9.5 + 9.7 = 39.2 \text{ cm}$$

On va fabriquer des éléments de poutre en contre flèche (voir schéma), afin d'obtenir un ouvrage droit lors de la mise en place des tous ces éléments

$$. Y_{Cf} = Y_{CP} + Y_{CCP} = 20 + 9.5 = 29.5 \text{ cm.}$$

**6.11.1.2 Travée 01 avec L=70 m :**

$$L/300 = 70/300 = 0.24 \text{ m} = 24 \text{ cm}$$

**6.11.1.2.1 Charge permanente :**

$$y_{\max} = \frac{qL^4}{192EI_{\infty}}$$

Poids (dalle + entretoise + Poutre) = 13.12 t/ml

La charge reprise par chaque poutre = 13.25/2 = 6.56/ml

L'inertie :  $n=\infty$  ;  $I_{\infty}=0.236580 \text{ m}^4$

Après calcul :

$$y_{\max} = \frac{6.56 \times 70^4}{192 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.236580} = 0.16 \text{ m} = 16 \text{ cm}$$

**6.11.1.2.2 Complément de charges :**

$$y_{\max} = \frac{qL^4}{192EI_{18}}$$

Poids (dalle + entretoise + Poutre) = 3.78 t/ml

La charge reprise par chaque poutre = 3.78/2 = 1.89 /ml

L'inertie :  $n=18$  ;  $I_{18}=0.49429 \text{ m}^4$

Après calcul :

$$y_{\max} = \frac{6.56 \times 70^4}{192 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.49429} = 0.079 \text{ m} = 7.9 \text{ cm}$$

**6.11.1.2.3 La surcharge D240 :**

$$y_{\max} = \frac{pL^3}{196EI_6} = \frac{240 \times 70^3}{196 \times 2.1 \times 10^7 \times 0.689313} = 0.029 \text{ m} = 2.9 \text{ cm}$$

Donc : La flèche maximum égale à

$$y_{\max} = 16 + 7.9 + 2.9 = 26.8 \text{ cm}$$

On va fabriquer des éléments de poutre en contre flèche (voir schéma), afin d'obtenir un ouvrage droit lors de la mise en place des tous ces éléments

$$. Y_{Cf} = Y_{CP} + Y_{CCP} = 16 + 7.9 = 23.9 \text{ cm} .$$

## **7 Etude de la dalle**

## 7.1 Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couverture pour le pont. Le rôle de la dalle est de couvrir 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 :

-Dalle centrale : Appuyée sur 4 cotés  $a = 6.5 \text{ m}$   $b = 70 \text{ m}$

-Dalle en encorbellement : Appuyée sur 1 seul côté  $a = 3.375 \text{ m}$   $b = 70 \text{ m}$

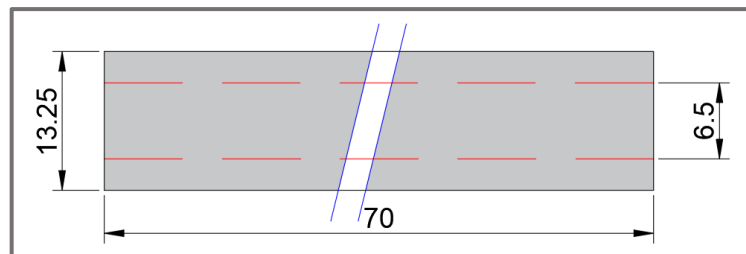


Figure 7.1 Vue en plan de la dalle de la Travée de rive

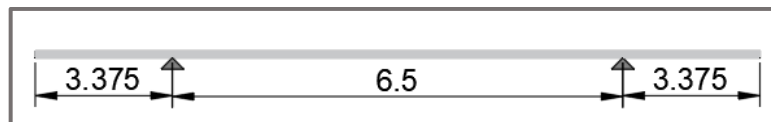


Figure 7.2 Schéma statique de la dalle

### Travée intermédiaire :

-Dalle centrale : Appuyée sur 4 cotés  $a = 6.5 \text{ m}$   $b = 90 \text{ m}$

-Dalle en encorbellement : Appuyée sur 1 seul côté  $a = 3.375 \text{ m}$   $b = 90 \text{ m}$

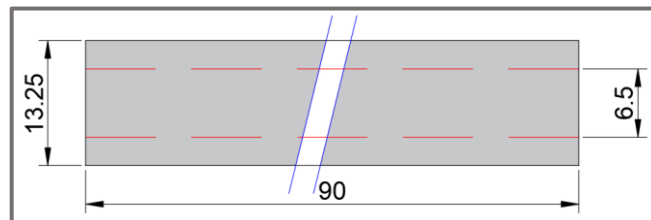


Figure 7.3 Vue en plan de la dalle de la Travée intermédiaire

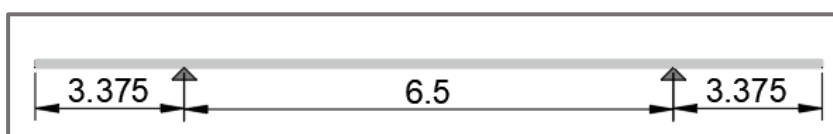


Figure 7.4 Schéma statique de la dalle

## 7.2 Calcul des moments :

### 7.2.1 Dalle centrale :

### 7.2.2 Méthode de calcul :

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 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 :

**$M_a$**  : 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 ».

**$M_b$**  : 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 ».

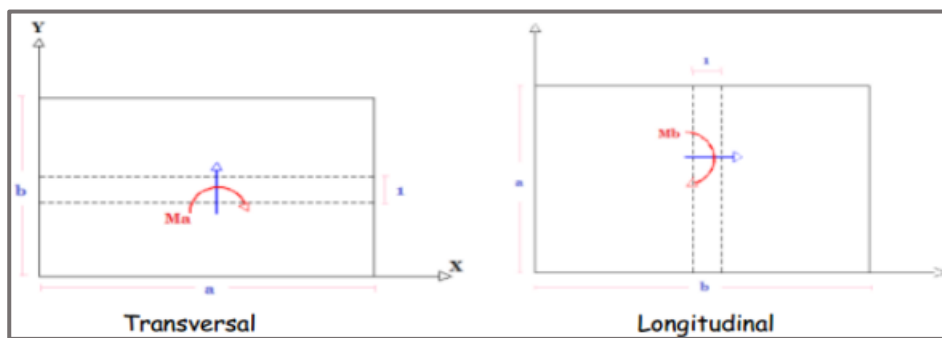


Figure 7.5 Moments Transversal et Longitudinal sur la dalle centrale.

- 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 lx

b : la grande portée ly

### 7.2.3 Calcul de l'épaisseur équivalente « E » :

$$E = \frac{3}{4} e + \frac{1}{2} h = 18.5 \text{ cm}$$

e : épaisseur de la chaussée 8 cm

h : épaisseur de la dalle 25 cm

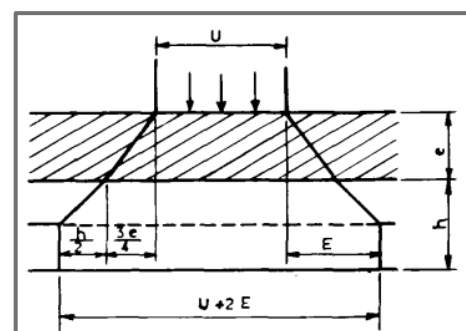


Figure 7.6 Diffusion de la charge sur l'hourdis

### 7.3 Calcul de moment fléchissant :

#### 7.3.1 Charges Permanentes :

Dalle :  $0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$

Revêtement :  $0.08 \times 2.5 = 0.2 \text{ t/m}^2$

La charge permanente pour cette dalle est :  $G = 0.825 \text{ t/m}^2$

##### 7.3.1.1 Travée de rive :

$$a = 6.5 \text{ m} \quad b = 70 \text{ m} \quad \rho = \frac{a}{b} = 0.093 \quad \frac{1}{\rho} = 10.76$$

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

$$M1 = f(\rho = 0.093) = 0.015$$

$$M2 = f\left(\frac{1}{\rho} = 10.76\right) = 0 \quad (\text{Abaque 61})$$

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 calcul les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre :

$$M_a = M1 + \nu M2 \text{ (à multiplier par la charge totale P)}$$

$$M_b = M2 + \nu M1 \text{ (à multiplier par la charge totale P)}$$

$\nu$  : coefficient de Poisson égal à 0,2 pour le béton armé.

$$P_{TOT} = 0.825 \times 6.5 \times 70 = 375.375 \text{ t}$$

$$M_a = (M1 + \nu M2) P = (0.015 + 0.2(0)) \times 375.375 = 5.631 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = (M2 + \nu M1) P = (0 + 0.2(0.015)) \times 375.375 = 1.126 \text{ t.m/ml}$$

$$\frac{1}{4} M_a = 1.407 > 1.126 \quad \Rightarrow \text{ dans le ferrailage suivant b on prend : } M_b = 1.407 \text{ t.m/ml}$$

Donc pour la travée de rive :

$$\left. \begin{array}{l} M_a = 5.631 \text{ t.m/ml} \\ M_b = 1.407 \text{ t.m/ml} \end{array} \right\}$$

**Travée intermédiaire : voir annexe**

#### 7.3.2 Surcharge A(l) :

##### 7.3.2.1 Travée de rive :

$$M_b = \nu M_a \text{ (on prend généralement } \nu = 0,2)$$

$$A(l) = 63.22 \text{ KN/ml}$$

$$L = 6.5 \text{ m}$$

$$a1 = 0.9 \quad M_a = \frac{q L^2}{8} = \frac{6.69 \times 6.5^2}{8} = 3.53 \text{ t.m/ml}$$

$$a2 = 0.95 \quad M_b = 0.2 \times M_a = 0.706 \text{ t.m/ml}$$

**N.B : L'annexe fournit des informations détaillées sur le calcul des autres surcharges.**

### 7.3.3 Calcul de coefficient de majoration dynamique :

$L = \inf. [\text{sup (entre axe des poutres de rive ; largeur roulable) ; portée de la poutre}]$

$L = \inf. [\text{sup (6.5 ; 11) ; 70}] = 11 \text{ m}$

$G$  : poids total d'une section de couverture sur un carré de coté 5.5 m

$G = G_{\text{béton}} + G_{\text{revêtement}} = (11 \times 11 \times 2.5 \times 0.25) + (11 \times 11 \times 2.5 \times 0.08) = 99.825 \text{ t}$

N.B : L'effet de  $B_c$ ,  $B_t$  il faut tenir compte des coefficients  $b_c$ ,  $b_t$

#### 7.3.3.1 Système $B_c$ :

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

$G = 99.825 \text{ t ml}$

$L = 11 \text{ m}$

$S = M_{bc} \times b_c \times 3(\text{files}) = 30 \times 0.95 \times 3 = 85.5 \text{ t}$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 11} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{99.825}{85.5}}$$

$\delta = 1.231$

N.B : Les détails du calcul des coefficients dynamiques restants se trouvent dans l'annexe.

### 7.4 Combinaison de charge :

ELU				Travée de rive		Travée intermédiaire	
Charge	$\alpha$	$\delta$	$b_i$	$M_a$	$M_b$	$M_a$	$M_b$
G	1.35	/	/	7.601	1.899	6.515	1.628
A(L)	1.6	/	/	5.168	1.129	4.926	0.984
$B_c$	1.6	1.231	0.95	10.889	6.736	10.889	6.736
$B_t$	1.6	1.241	1	13.005	8.141	13.005	8.141
$M_{c120}$	1.35	1.254	/	13.882	3.470	13.882	3.470
D240	1.35	1	/	5.529	1.107	3.686	0.737
Combinaison plus défavorable				21.49	10.03	20.397	9.769

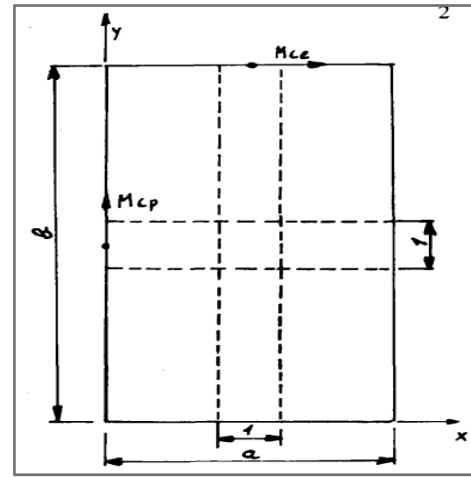
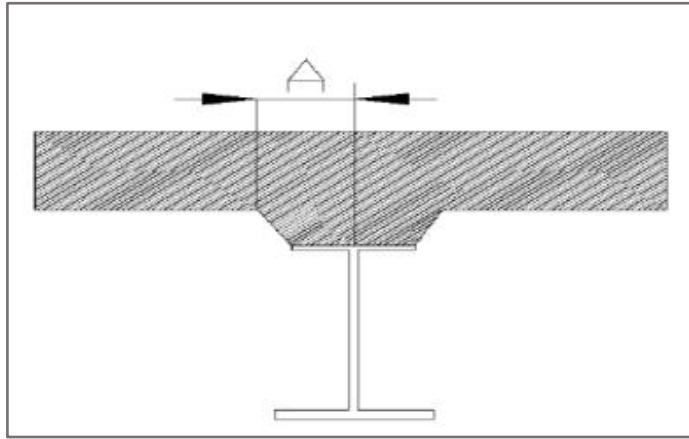
Tableau 7.1 Combinaison de charge a ELU

N.B : L'annexe contient les informations détaillées sur la combinaison de charges à l'ELS.

### 7.5 Moment de continuité :

- $M_{cp}$  : moment de continuité unitaire s'exerçant au milieu d'un appui de la plaque de dalle considéré, constituée par une poutre principale dans une bande de 1m de largeur et de longueur 2m , découpée de cette plaque parallèle à  $O_x$ , ce moment s'exerce sur une section perpendiculaire à  $O_x$  , donc son axe est parallèle à  $O_y$ .

- $M_{ce}$  : moment de continuité unitaire s'exerçant au milieu d'un appui de la plaque de dalle considéré, constituée par une entretoise dans une bande de 1m de largeur et de longueur 50m, découpée de cette plaque parallèle à  $O_y$ , ce moment s'exerce sur une section perpendiculaire à  $O_y$  , donc son axe est parallèle à  $O_x$ .



Les moments cités sont obtenus par les abaques SETRA en fonction de E, A, a, b

A : demi-largeur de l'appui constituée par une poutre principale en l'occurrence la demi-largeur de la semelle supérieure.

$$A = 0.6 \text{ m}$$

$$E = 18.5 \text{ cm}$$

$$b = \infty$$

### 7.5.1 Moment de continuité sur poutre $M_{cp}$ :

Les charges qui produisent le moment le plus défavorable sur poutre sont bien  $M_{c120}$  et  $B_t$ .

#### 7.5.1.1 $M_{c120}$ :

$$L' \text{ impact} : [6.1 \times 1] \text{m}^2$$

$$A = 0.6 \text{ m}$$

$$E = 18.5 \text{ cm}$$

$$b = \infty$$

$$M_{cp} = 7 \text{ t.m/ml}$$

(Abaque N°27)

#### 7.5.1.2 $B_t$ :

$$L' \text{ impact} : [0.6 \times 0.3] \text{m}^2$$

$$A = 0.6 \text{ m}$$

$$E = 18.5 \text{ cm}$$

$$b = \infty$$

$$M_{cp} = 6.5 \text{ tm/ml}$$

(Abaque N°10)

### 7.5.2 Moment de continuité sur poutre $M_{ce}$ :

Les charges qui produisent le moment le plus défavorable sur poutre sont bien  $M_{c120}$  et  $B_c$ .

#### 7.5.2.1 $M_{c120}$ :

$$L' \text{ impact} : [6.1 \times 1] \text{m}^2$$

$$A = 0.6 \text{ m}$$

$$E = 18.5 \text{ cm}$$

$$b = \infty$$

$$M_{ce} = 6.2 \text{ tm/ml}$$

(Abaque N°27)

**7.5.2.2 Bc :**L' impact : [0.25 x 0.25]m<sup>2</sup>

A = 0.6 m

E = 18.5 cm

M<sub>ce</sub> = 3.6 tm/ml

(Abaque N°10)

b = ∞

ELU	a	δ	b	M <sub>cp</sub>	M <sub>ce</sub>
Bc	1.6	1.231	0.95	/	6.736
Bt	1.6	1.241	1	12.906	/
Mc120	1.35	1.254	/	11.850	10.495

Tableau 7.2 Moment de continuité a l'ELU

ELS	a	δ	b	M <sub>cp</sub>	M <sub>ce</sub>
Bc	1.2	1.231	0.95	/	5.052
Bt	1.2	1.241	1	9.679	/
Mc120	1	1.254	/	8.778	7.774

Tableau 7.3 Moment de continuité a l'ELS

**7.6 Dalle en encorbellement :****7.6.1 Moment d'encastrement Me :**

Moment d'encastrement unitaires s'exerçant sur le bord encasté 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 a son axe parallèle à oy. Pour calculer les moments d'encastrement dans une dalle en encorbellement sous l'effet d'une charge concentrée, on peut toujours admettre une « répartition à 45° » des efforts. D'après la même documentation (page 168), il existe 3 cas afin de limiter le nombre d'abaques :

- bord de chaussée autoroutière sans passage de service : la barrière de sécurité est supposée être à 0,40 m du bord libre de la dalle ; les différentes surcharges sont alors disposées comme indiqué dans le titre II du fascicule 61.

- trottoir de route nationale. Il est supposé que l'extrémité de l'impact de la roue de 6 tonnes sur le trottoir soit située à 0,10 m du bord libre de la dalle.

-Bord droit de route nationale avec trottoir de 1,25 mètre. Il est supposé que l'extrémité de l'impact sur la chaussée soit située à 1,35 m du bord libre de la dalle.

Donc, on est tombé dans le 1er cas dont :

Le moment d'encastrement maximal est obtenu dans notre cas (1) 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 a (comprise entre 1,40 m et 2,20 m environ).
- 3- Le char Mc 120 pour les fortes valeurs a (le char Mc 120 doit, en général être pris considération sur les chaussées autoroutières).

Il est clair qu'on est dans le 3ème cas car :

a = 3.375 m  2.2 m < a

Et donc d'après l'abaque n°03 page 172 :

$$Me = 1.35 \text{ t.m/ml} \quad \text{pour} \quad a = 3.375 \text{ m}$$

**N.B : il faut tenir en compte :**

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

**Pour ELU :**  $Me = 1.35 \times 1.254 \times 1.35 = 2.285 \text{ t.m/ml}$

**Pour ELS :**  $Me = 1.35 \times 1.254 \times 1 = 1.692 \text{ t.m/ml}$ .

### 7.6.2 Moment longitudinal Mb :

Moment fléchissant unitaire s'exerçant sous la charge dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement au bord encastéré. 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°01 page 170 :

$$Mb = 4.20 \text{ t.m/ml} \quad \text{pour} \quad a = 3.375 \text{ m}$$

**Pour ELU :**  $Mb = 4.20 \times 1.6 \times 1.139 = 7.654 \text{ t.m/ml}$

**Pour ELS :**  $Mb = 4.20 \times 1.2 \times 1.139 = 5.740 \text{ t.m/ml}$ .

### 7.7 Bilan des moments :

Les moments fléchissant à prendre en compte dans le ferrailage de la dalle sont dans le tableau suivant :

Cas	Dalle central		Dalle sur poutre/entretoise		Dalle en encorbellement	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Moments transversal	21.49	15.913	10.495	7.774	2.285	1.692
Moments longitudinal	10.03	7.512	12.906	9.679	7.654	5.740

Tableau 7.4 Bilan des moments

**7.8 Ferrailage de la dalle :****7.8.1 Ferrailage longitudinale :****7.8.1.1 La dalle centrale (Nappe inférieure) :**

$$A_s = \text{Max} \{A_{SELU}, A_{SELS}\}$$

L'ELS est plus défavorable et donc on prend :

$$\left[ \begin{array}{l} A_s = 10.83 \text{ cm}^2 \\ A_s = 16.39 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**9HA16****7.8.1.2 Dalle sur poutre et entretoise (nappe supérieure) :**

Résultats des calculs nous donne :

$$\left[ \begin{array}{l} \text{ELU: } A_s = 14.20 \text{ cm}^2 \\ \text{ELS: } A_s = 21.13 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s = \text{Max} \{A_{SELU}, A_{SELS}\}$$

L'ELS est plus défavorable et donc on prend :  **$A_s = 21.13 \text{ cm}^2$**

**7HA20**

**N.B : Les détails et la méthode de calcul de ( $A_s$ ) sont présentés dans l'annexe.**

**7.8.1.3 La dalle en encorbellement (Nappe supérieure) :**

Résultats des calculs nous donne :

$$\left[ \begin{array}{l} \text{ELU: } A_s = 8.15 \text{ cm}^2 \\ \text{ELS: } A_s = 12.53 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s = \text{Max} \{A_{SELU}, A_{SELS}\}$$

L'ELS est plus défavorable et donc on prend :  **$A_s = 12.53 \text{ cm}^2$**

**9HA14**

## 7.8.2 Ferrailage transversale :

### 7.8.2.1 La dalle centrale (Nappe inférieure) :

$$\left[ \begin{array}{l} \text{ELU: } A_s = 25.08 \text{ cm}^2 \\ \text{ELS: } A_s = 33.17 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s = \text{Max} \{A_{SELU}, A_{SELS}\}$$

**7HA25**

### 7.8.2.2 Dalle sur poutre et entretoise (nappe supérieure) :

$$\left[ \begin{array}{l} \text{ELU: } A_s = 11.35 \text{ cm}^2 \\ \text{ELS: } A_s = 16.97 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s = \text{Max} \{A_{SELU}, A_{SELS}\}$$

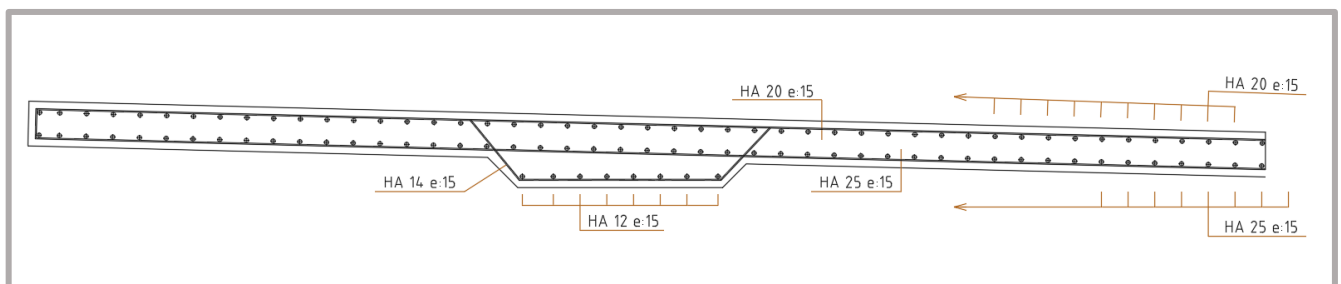
**9HA16**

### 7.8.2.3 La dalle en encorbellement (Nappe supérieure) :

$$\left[ \begin{array}{l} \text{ELU: } A_s = 2.37 \text{ cm}^2 \\ \text{ELS: } A_s = 4.61 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_s = \text{Max} \{A_{SELU}, A_{SELS}\}$$

**5HA12**



**Figure 7.7 Ferrailage de la dalle**

## **8 Equipement et étude sismique**

## 8.1 INTRODUCTION :

Les équipements jouent un rôle fondamental dans le service d'un ouvrage, ils assurent le bon fonctionnement mécanique de l'ouvrage ainsi que sa durée de vie. Ces dispositifs n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ils ne sont pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions :

- Sécurité des personnes et de la circulation, ce sont les bordures de trottoirs et les dispositifs de retenue (garde-corps, glissières et barrières).
- Évacuation des eaux, et maintien de l'étanchéité.
- Fonctionnement correct de la structure (appareils d'appuis et joints de chaussée).

Dans le présent chapitre, nous ferons la conception et le choix de ces dispositifs.

## 8.2 LES APPAREILS D'APPUIS :

Les poutres des tabliers ne reposent jamais directement sur le béton des appuis (culées ou piles). Elles reposent par l'intermédiaire d'appareils appelés « appareils appuis » qui répartissent les charges sur la maçonnerie et permettent, le cas échéant le déplacement et la rotation des poutres sur leurs appuis.

### 8.2.1 Le rôle des appareils d'appuis :

- Transmettre les charges du tablier aux piles et
- Aux culées et en même temps ils doivent assurer le mouvement du tablier.

- la transmission des efforts normaux, les Déplacements horizontaux, les rotations de la structure de directions quelconques, la transmission des efforts horizontaux, dans certaines limites.

### 8.2.2 Types des appareils d'appuis :

Suivant leur matériau et leur utilisation on distingue différents types :

- Appareils d'appuis à pot.
- Appareils d'appuis mobiles à balancier figure
- Appareils d'appuis mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple
- Appareils d'appuis en élastomère fretté.

### 8.2.3 CHOIX DU TYPE D'APPAREIL D'APPUI :

Dans notre projet on utilise des appareils d'appuis en élastomère fretté. Ces derniers sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles. Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

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 ;

$$e = t_i / 2.$$

### 8.2.4 Evaluation des efforts normaux appliqués sur les appareils d'appuis :

Les réactions appliquées seront calculées à l'ELU :

Combinaisons	NCulée max (MN)	NPile max (MN)
G	2.676	13.539
1.35G+1.6AL(2).2	4.311	<b>21.833</b>
1.35G+1.6B <sub>c</sub>	6.534	19.747
1.35G+1.6B <sub>t</sub>	5.076	18.901
1.35G+1.35M <sub>c</sub> 120	5.172	19.045
1.35+1.35D240	<b>6.599</b>	19.940

Tableau 8.1 Les réactions appliquées sur les appareils d'appuis

### 8.2.5 Dimensionnement de l'appareil d'appui :

On utilise l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage, La définition géométrique de l'appareil d'appui est donnée :

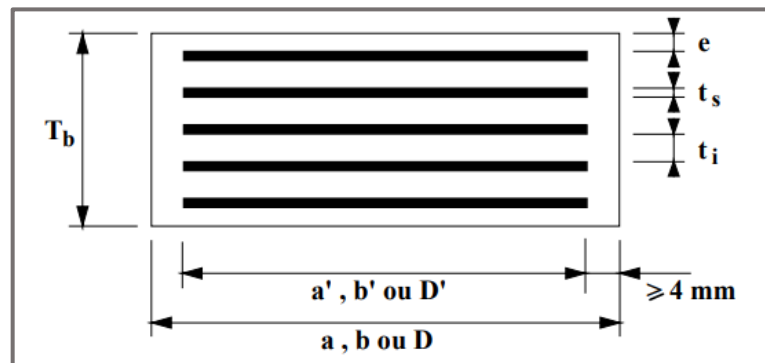


Figure 8.1 Définition géométrique d'un appareil d'appui

$a$  ( $a'$ ) : dimension de l'élastomère (de frette) désignent toujours les plus petites dimensions en plan de l'appareil d'appui s'il est rectangulaire.

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

$t_i$  : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère.

$t_s$  : épaisseur d'une frette élémentaire.

$T_b$  : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui ;  $T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2e$ .

$T_e$  : épaisseur nominale totale d'élastomère ;  $T_e = n t_i + 2e$ .

$e$  : enrobage.

### 8.2.6 Aire de l'appareil d'appui :

Selon le guide SETRA, les dimensions en plan de l'appareil d'appui sont déterminées en vérifiant la condition de non-cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à l'ELU.

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

### 8.2.7 Calcul de l'épaisseur de l'appareil d'appui $T_b$ :

Condition de non-flambement :

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

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

### 8.2.8 Dimensionnement des frettes :

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

$$t_s \leq \frac{a \cdot \sigma_m}{\beta \cdot \sigma_e}$$

$$t_s \geq 2 \text{ mm}$$

Tel que :  $\sigma_e = 235 \text{ MPa}$        $\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a'b'}$        $\beta = \frac{a \cdot b}{2 G \cdot (a+b)}$

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

Cas	la pile	la culée
$N_{\max}$ (MN)	15.910	5.819
$a \times b$ (mm <sup>2</sup> )	900x900	600x600
$T_b$ mm	$90 \leq T_b \leq 180$	$60 \leq T_b \leq 120$
$\beta$	25	16.66
$T_s$ (mm)	$t_s \geq 3.01$	$t_s \geq 2.48$
On prendra	6 Feuilles d'élastomère : $t_i = 20$ mm 7 Frettes métalliques de: $t_s = 4$ mm Enrobage extérieur : $e = 10$ mm Enrobage des chants : 5 mm.	6 Feuilles d'élastomère : $t_i = 12$ mm 7 Frettes métalliques de: $t_s = 3$ mm Enrobage extérieur : $e = 6$ mm Enrobage des chants : 5 mm.
$T_e$ (mm)	140	84
$T_b$ (mm)	160	100

Tableau 8.2 Dimensions des appareils d'appui retenus

### 8.2.9 Calcul des déplacements horizontaux dus au retrait et $\Delta T$ :

- **Différence de température :**  $\epsilon_t = 10^{-4} = \frac{\Delta T}{L} \implies \Delta T = 20.5 \text{ mm}$
- **Retrait :**  $\epsilon_r = 1.697 \times 10^{-4} = \frac{\Delta r}{L} \implies \Delta r = 34.7 \text{ mm}$

### 8.2.10 Evaluation des efforts horizontaux :

#### 8.2.10.1 Action statique :

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

$$H_{stat} = \frac{n \cdot \Delta x \cdot G \cdot a \cdot b}{T_e}$$

G : module de déformation transversale d'appareil d'appui,  $G = 0,9 \text{ MPa}$ .

$\Delta x$  : déformation due à la force considérée.

$a \times b$  : dimensions de l'appareil d'appuis.

$T_e$  : épaisseur des feuillets d'élastomère

Effort horizontal statique	Sur pile	Sur culée
$H_{stat}$ due au retrait (KN)	316.2	224.8
$H_{stat}$ due au température (KN)	186.8	132.8

Tableau 8.3 Tableau récapitulatif des efforts statique

### 8.2.10.2 Action dynamique :

L'effort dynamique dans la tête de l'appui est donné par la formule suivant :

$$H_{dyn} = \frac{f_i}{n}$$

$f_i$  : l'effort horizontal appliqué sur le tablier

### 8.2.10.3 Effort de freinage :

- Sous la charge A(l) est estimé à :  $f_{AL} = \frac{ALS}{20+0.0035 S}$

$f_{AL} = 113.58$  KN travée de rive

$f_{AL} = 123.08$  KN travée d'intermédiaire

- Sous la charge BC : selon RCPR un seul camion est supposé freiner

$$f_{bc} = 300 \times bc = (300 \times 1.2)/2 = 180 \text{ KN}$$

## 8.3 ETUDE SISMIQUE :

### 8.3.1 CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE RELATIVES A L'ETUDE SISMIQUE :

Le RPOA donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constituent un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en : groupe 2 (pont important).
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique : IIa (sismicité moyenne).
- Le coefficient d'accélération de zone :  $A = 0.2$  (RPOA, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S2 (site ferme) :  $T1 = 0.15$  s,  $T2 = 0.40$  s,  $S = 1.1$ .
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis (béton armé) :  $\xi = 5\%$ .

### 8.3.2 METHODE DE CALCUL :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par plusieurs méthodes qui se diffère tout dépend de la zone sismique, la géométrie, et l'importance du pont, parmi les méthodes indiquées dans le guide RPOA on trouve suivantes :

- Analyse monomodale spectrale (mode fondamentale).
- Analyse multimodale spectrale.
- Analyse par le spectre de puissance.
- Analyse temporelle.
- Analyse temporelle non linéaire.

### 8.3.3 COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE :

La combinaison des forces sismiques est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. L'effet probable de l'action sismique maximale E, dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et de l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales  $E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe. Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E1 = E_x \pm 0,3 E_y \pm 0,3 E_z$$

$$E2 = E_y \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_z$$

$$E3 = E_z \pm 0,3 E_x \pm 0,3 E_y$$

Où :  $E_x$ ,  $E_y$  et  $E_z$  sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives.

### 8.3.4 SPECTRE DE REPONSE :

Pour faire notre calcul multimodal, on est besoin d'un logiciel de calcul. Pour cela, on réutilisera le modèle longitudinal, en combinant les deux parties poutre et voussoir, en modélisant les piles et les appareils d'appuis et en appliquant une analyse modale spectrale.

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 :

#### 8.3.4.1 Spectre de Réponse de la Composante Horizontale :

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$Sae(T, \xi) \begin{cases} = AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ = 2.5\eta \times AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ = 2.5\eta \times AgS \times \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ = 2.5\eta \times AgS \times \frac{3T_2}{T^2} & T \geq 3.0S \end{cases}$$

$Sae(T, \xi)$  : accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à l'amortissement  $\xi$  et à la période T du mode propre considéré dans la direction considérée.

g : accélération de la pesanteur  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

T : période du mode propre considéré dans la direction considérée.

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

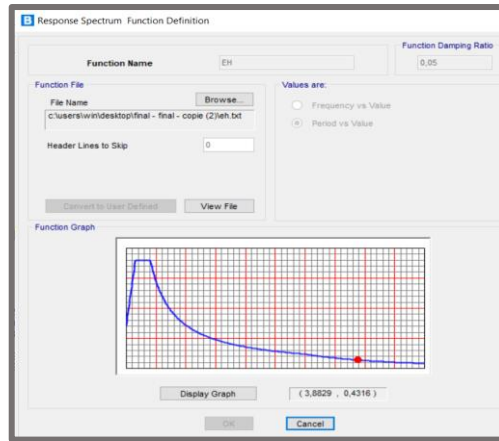


Figure 8.2 Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante horizontale.

**8.3.4.2 Spectre de réponse de la composante verticale :**

Pour la composante verticale du séisme, on utilise le spectre montré ci-dessous :

$$Sae(T, \xi) \begin{cases} = \alpha Ag(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ = 2.5\eta \times \alpha Ag & T_1 \leq T \leq T_2 \\ = 2.5\eta \times \alpha Ag \times \frac{T_2}{T} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ = 2.5\eta \times \alpha Ag \times \frac{3T_2}{T^2} & T \geq 3.0S \end{cases}$$

$\alpha$  : coefficient d'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité.

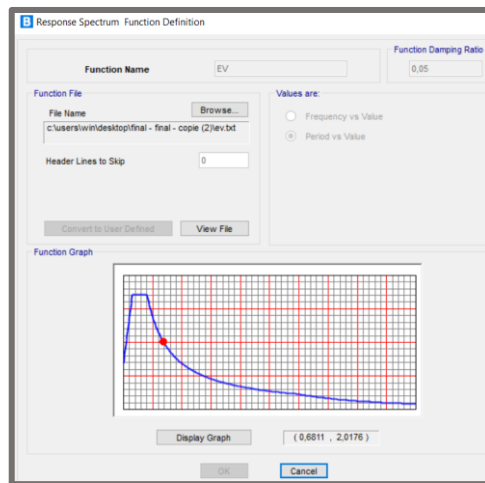


Figure 8.3 Spectre de réponse élastique Sae (T) - composante verticale.

**8.4 Résultats et interprétation :**

Selon le RPOA tous les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale doivent être pris en compte.

On rappelle que l'analyse multimodale prend en compte l'influence de tous les modes propres de vibration. Le calcul des modes devra être poursuivi jusqu'à ce que la participation des masses modales dans la direction de l'excitation considérée soit supérieure à 90% de la masse totale effective du pont. On note que les calculs ont été poussés jusqu'au 400 mode. Suivant la direction Longitudinale (X) On atteint 87,66% de la masse effective, suivant la direction transversale (Y), on atteint 87,54% et suivant la direction verticale (Z), on atteint 79.41%.

**N.B : Le calcul des modes propres (voir annexe E) :****8.4.1 Evaluation des efforts sismiques :**

Appuis	Ex	Ey	Ez	E1	E2	E3
C01	1336.42	613.53	959.25	1808.25	1302.23	1544.23
P01	1563.77	1345.14	2765.87	2797.07	2644.01	3638.54
P02	<b>2486.91</b>	<b>2588.28</b>	<b>2379.52</b>	<b>3977.25</b>	<b>4048.20</b>	<b>3902.07</b>
P03	1515.74	1719.14	2413.73	2755.60	2897.98	3384.19
P04	2462.20	2169.20	2307.73	3805.27	3600.79	3697.15
C02	839.2	543.51	918.91	1261.92	1070.94	1333.72

Tableau 8.4 Efforts sismiques à la base des piles

**8.4.2 Vérification des appareils d'appuis :**

Vérification	La formule
Résistance à la compression	$\sigma_m \leq 20\text{MPa}$
Stabilité au flambement	$\gamma_s \times P_u \leq P_c$
Limite de la distorsion	$\delta \leq \delta_c$
Non-glissement	$H \leq f \times N$

Tableau 8.5 Les formules de vérification

**8.4.3 Résistance à la compression :**

On doit vérifier :  $\sigma_m \leq 20\text{MPa}$  Avec :  $\sigma_m = \frac{R_{\max}}{a.b}$

$R_{\max}$  : Réaction d'appui à ELU

Paramètres	Sur pile	Sur culée
$R_{\max}$	15.910	5.819
$\sigma_m$	19.64	16.16
Observation	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 8.6 Vérification de la résistance à la compression

**8.5 Sécurité au flambement :**

On doit vérifier :  $\gamma_s \times P_u \leq P_c$  avec :  $P_c = \frac{4.G.B.S^2.d}{h}$   $S = \frac{a \times b}{2.t.(a+b)}$

$\gamma_s$ : Le coefficient de sécurité,  $\gamma_s = 3$ .

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

$P_c$  : 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

Paramètres	Sur pile	Sur culée
S	11.25	12.5
d (m)	0.024	0.015
h (m)	0.16	0.1
B (m <sup>2</sup> )	0.81	0.36
Pc	70.3	38.57
Pu	15.91	5.819
$\gamma_s.Pu$	47.73	17064
Observation	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 8.7 Vérification de la sécurité au flambement

### 8.6 Limitation de la distorsion :

On doit vérifier :

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

La distorsion  $\delta$  des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique  $\delta_c$  :

$$\delta_c = 0.7 + 4(\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) \text{ si } p \leq 0.25$$

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

Pour :

$$p = \frac{P_u}{P_c} \quad \delta = \frac{d}{T_b} \quad \delta_0 = \frac{c}{h_c}$$

Avec :

c : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire.

$\delta$  : La distorsion de l'appareil d'appui.

$h_c$  : épaisseur total d'élastomère

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

F : l'effort horizontale.

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

A : surface de l'appareil d'appui

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

Paramètres	Sur pile	Sur culée
$p$	0.226	0.186
$\delta_0$	2	2
$\delta_c$	0.824	1.03
d	0.428	0.557
$\delta$	2.67	5.57
Observation	Non-Vérifié	Non-Vérifié

Tableau 8.8 Vérification de la distorsion

### 8.7 Vérification de non-glissement :

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement (Pour assurer la stabilité des appareils d'appuis au glissement dans le cas dynamique, on vérifiera la condition) :

$$H < f.N$$

$$\text{Avec : } f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m}$$

H : l'effort horizontale.

N : effort de compression vertical.

f : coefficient de frottement.

$\sigma_m$  : la contrainte moyenne de compression.

Paramètres	Sur pile	Sur culée
N	18.28	6.778
$\sigma_m$	19.64	16.16
f	0.13	0.137
H	3.112	1.807
f.N	2.376	0.923
Observation	Non-Vérifié	Non-Vérifié

Tableau 8.9 Vérification de non-glissement

**Pour notre cas on ne peut pas utiliser l'appareil d'appui en élastomère frété car les efforts sismique sont très grand (les déplacements au niveau des piles et culées dans le cas sismique est très grand).**

### 8.8 Appareil d'appui à pot :

Les appareils d'appui à pot ont été très largement employés et ils constituent le type d'appareil d'appui le plus utilisé après les appareils d'appui en élastomère frété. Cette place importante est due à leur principe qui permet une forte descente de charge pour un encombrement réduit, notamment en épaisseur. Un autre avantage est leur simplicité de conception qui permet de rationaliser la fabrication.

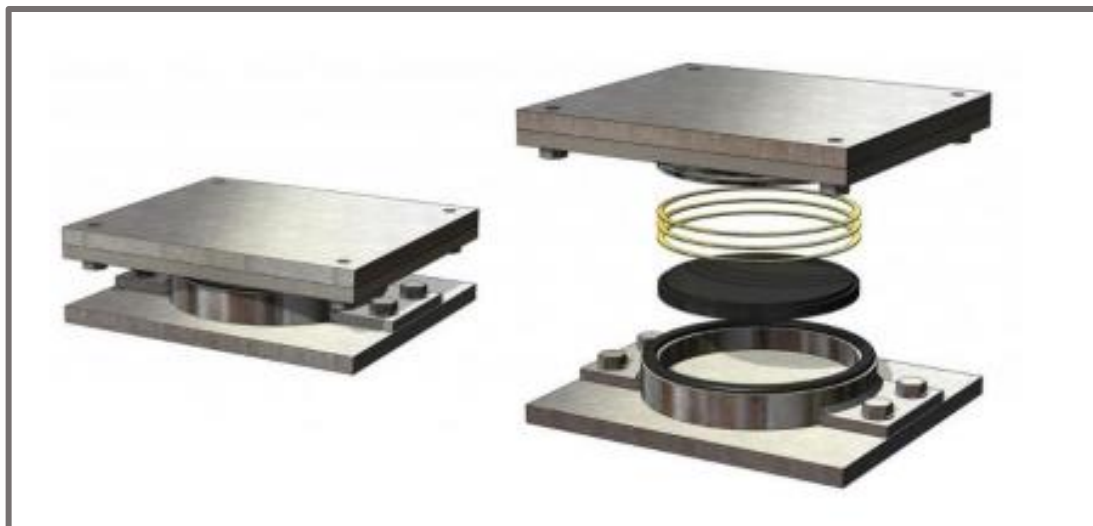


Figure 8.4 Appareil d'appui de type à pot

### 8.8.1 Principe d'un appareil d'appui à pot :

Le principe d'un appareil d'appui à pot est d'avoir un coussin cylindrique d'élastomère enfermé dans un pot et qui reçoit la charge par l'intermédiaire d'un piston formant couvercle du pot.

L'élastomère ne peut se déformer qu'à volume constant ce qui lui permet de transmettre des charges élevées et d'autoriser les rotations imposées par la structure

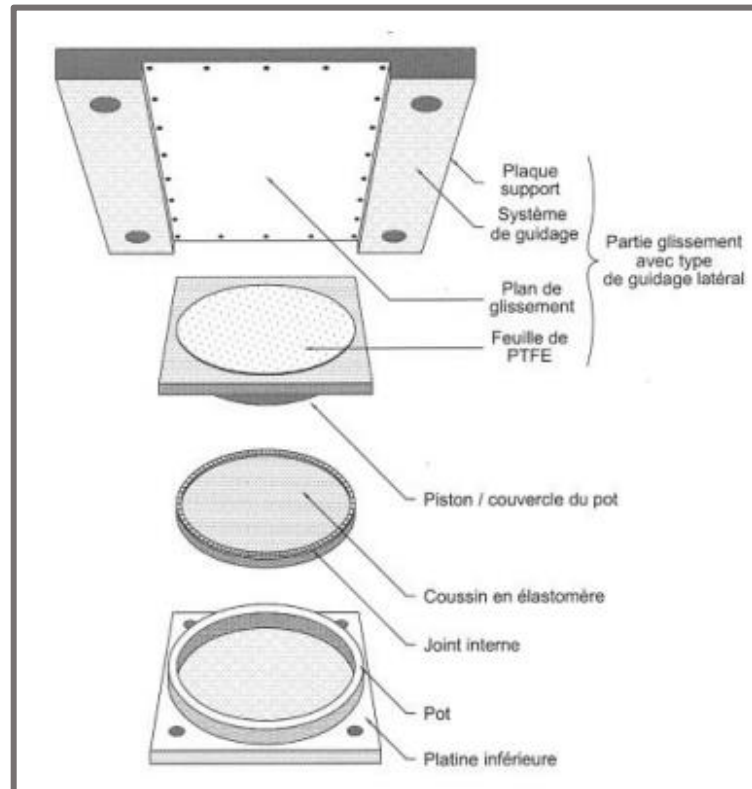


Figure 8.5 Composition schématique d'un appareil d'appui à pot

### 8.8.2 Avantages et inconvénients de ces appareils d'appuis :

#### ➤ **Avantage :**

- Permettent des descentes de charges élevées, qui vont de 5 MN à 30 MN.
- Une répartition presque uniforme des charges sur la structure et cela grâce à la pression hydrostatique
- Ils engendrent des forces de rappel élastique beaucoup moins importantes.
- Ils présentent une sécurité de fonctionnement satisfaisante.

#### ➤ **Inconvénients :**

- Leur capacité limitée de rotation
- Ils nécessitent une mise en œuvre précise et rigoureuse.
- Leur fabrication nécessite des investissements notables en moyens industriels.
- Leur coût élevé

Disposition des appareils d'appuis à pot dans notre ouvrage :

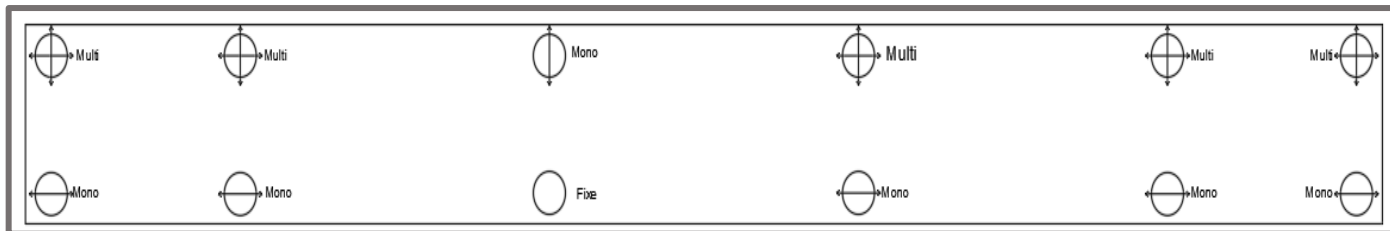


Figure 8.6 Disposition des appareils d'appuis à pot dans notre ouvrage

### 8.8.3 Effort horizontaux longitudinaux :

#### Les appareils d'appuis à pot glissant :

Selon le document SETRA :

$$H = (\mu_{\max} + PP) \times V \text{ avec : } \mu_{\max} = 3.5\% \text{ et } PP = 0.3\%$$

Avec :

- $\mu_{\max}$  : coefficient de frottement maximal de l'appareil d'appui
- PP : la précision de pose de l'appareil
- V : la charge verticale appliquée à l'appareil d'appui

$$H_p = (0.035 + 0.003) \times 15.91 = 0.605 \text{ MN}$$

$$H_c = (0.035 + 0.003) \times 5.819 = 0.221 \text{ MN}$$

#### ➤ **Les appareils d'appui à pot fixe :**

On doit calculer les coefficients de frottement maximum et minimum  $\mu_a$ ,  $\mu_r$  :

$$\mu_a = 0.5 \mu_{\max} (1 + \alpha)$$

$$\mu_r = 0.5 \mu_{\max} (1 - \alpha)$$

Avec :

- $\mu_a$  : coefficient de frottement à retenir dans le cas défavorable
- $\mu_r$  : coefficient de frottement à retenir dans le cas favorable
- $\alpha$  : coefficient de dégressivité dépendant de nombre d'appareil d'appuis glissants

<b>n</b>	<b>α</b>
≤ 4	1
4 < n < 10	(16-n)/12
≥ 10	0,5

Figure 8.6 Les valeurs de α en fonction du nombre d'appuis glissants

$n = 11 ; \alpha = 0.5$

$\mu_a = 0.026$

$\mu_r = 0.0087$

$H_p = (\mu_a \times V) - (\mu_r \times V)$

$H_p = (0.026 \times 15.91) - (0.0087 \times 15.91) = 0.275 \text{ MN}$

**8.8.4 Choix des appareils d'appuis à pot :**

Selon le catalogue fournit par GOODCO Z-TECH, cette entreprise offre des appareils d'appuis à pot en fonction de l'effort verticale maximale et l'effort horizontale maximale.

Appui	P(fixe)		P (glissant)		Culée	
	Vmax	Hmax	Vmax	Hmax	Vmax	Hmax
Appui glissant	/	/	15.91	0.605	5.819	0.221
Appui fixe	15.91	0.275	/	/	/	/

Tableau 8.10 les efforts verticaux et horizontaux agissants sur chaque appui

Le choix de l'appareil doit satisfaire deux conditions :

- $V_{max} \text{ (sollicitant)} \leq V_{max} \text{ (Appareil d'appui a pot)}$
- $H_{max} \text{ (sollicitant)} \leq H_{max} \text{ (Appareil d'appui a pot)}$

**Choix des appareils d'appuis à pot fixe :**

Modèle n°*	Capacité de charge (ÉLUT)		Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de boulonnerie				Hauteur totale
	Verticale maximale kN	Horizontale kN	A mm	B mm	C mm	D mm	E mm	F mm	G mm	
PF 500	500	50	315	215	22	315	215	22	19	123
PF 750	750	75	350	250	22	350	250	22	19	129
PF 1000	1 000	100	385	285	22	385	285	22	19	134
PF 1250	1 250	125	420	320	22	420	320	22	19	143
PF 1500	1 500	150	440	340	22	440	340	22	19	143
PF 1750	1 750	175	465	365	22	465	365	22	19	144
PF 2000	2 000	200	505	390	25	505	390	25	19	152
PF 2500	2 500	250	570	435	28	570	435	28	22	172
PF 3000	3 000	300	610	475	28	610	475	28	22	184
PF 3500	3 500	350	645	515	28	645	515	28	22	191
PF 4000	4 000	400	675	550	28	675	550	28	22	192
PF 4500	4 500	450	705	585	28	705	585	28	22	202
PF 5000	5 000	500	775	615	35	775	615	35	29	230
PF 6000	6 000	550	825	675	35	825	675	35	29	240
PF 7000	7 000	600	880	725	35	880	725	35	29	250
PF 8000	8 000	650	920	775	35	920	775	35	29	256
PF 9000	9 000	700	960	825	35	960	825	35	29	265
PF 10000	10 000	750	1 010	870	35	1 010	870	35	29	275
PF 15000	15 000	1 000	1 235	1 060	41	1 235	1 060	41	35	322
PF 20000	20 000	1 250	1 365	1 225	41	1 365	1 225	41	35	355

Figure 8.7 Les appareils d'appuis a pot fix fournit par GOODCO Z-TECH

En prend : PF 20000

### ❖ Choix des appareils d'appuis à pot glissant :

Modèle n°*	Capacité de charge (ÉLUT)	Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de glissement				Hauteur totale
	Verticale maximale kN	A mm	B mm	C mm	D** mm	E** mm	F mm	G mm	
PM 500	500	315	215	22	315	225	22	19	127
PM 750	750	345	245	22	345	255	22	19	131
PM 1000	1 000	375	275	22	375	275	22	19	133
PM 1250	1 250	400	310	22	400	310	22	19	136
PM 1500	1 500	420	340	22	420	340	22	19	136
PM 1750	1 750	450	365	22	450	365	22	19	138
PM 2000	2 000	485	390	25	485	390	25	19	146
PM 2500	2 500	545	435	28	545	435	28	22	163
PM 3000	3 000	580	475	28	580	475	28	25	172
PM 3500	3 500	610	515	28	610	515	31	28	183
PM 4000	4 000	645	550	28	645	550	31	31	187
PM 4500	4 500	670	585	28	670	585	35	31	194
PM 5000	5 000	740	615	35	740	615	35	35	212
PM 6000	6 000	785	675	35	785	675	38	38	225
PM 7000	7 000	835	725	35	835	725	41	41	241
PM 8000	8 000	875	775	35	875	775	44	41	254
PM 9000	9 000	915	825	35	915	825	47	47	268
PM 10000	10 000	965	870	34	965	870	50	47	275
PM 15000	15 000	1 185	1 060	41	1 185	1 060	60	57	329
PM 20000	20 000	1 305	1 225	47	1 305	1 225	69	66	376

Figure 8.8 Les appareils d'appuis à pot glissant fournis par GOODCO Z-TECH

#### ➤ On prend :

Pour la culée : PM 6000.

Pour la pile : PM 20000.

## 8.9 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.

### 8.9.1 Dimensionnement des dés d'appuis au niveau de la pile :

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

$$h \geq \frac{a \cdot b}{a + b} \quad h = 500 \text{ mm}$$

$$a_1 \geq a + 200 \quad a_1 = 1100 \text{ mm}$$

$$b_1 \geq b + 200 \quad b_1 = 1100 \text{ mm}$$

$$(a_1 \times b_1 \times h) = (1100 \times 1100 \times 500)$$

### 8.9.2 Ferrailage des dés d'appuis au niveau de la pile :

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide BAEL.

#### 8.9.2.1 Armatures de frettage :

$$A_s = \frac{0.04 \times N_u}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.04 \times 15.910}{434.78} = 14.63 \text{ cm}^2$$

**10HA14****e = 10 cm**

Nu : Réaction maximale du tablier.

 $\sigma_s$  : Contrainte maximale des aciers.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

**8.9.2.2 Armatures d'éclatement :**

$$N = 0.25 \left(1 - \frac{a}{a_1}\right) N_u$$

a : longueur d'appareil d'appui

a<sub>1</sub> : longueur dé d'appui

$$N = 0.25 \left(1 - \frac{0.9}{1.1}\right) \times 15.910 = 0.723 \text{ KN}$$

$$A_e = \frac{N}{1.5 \times 434.78} = 11.08 \text{ cm}^2$$

**10HA12****e = 10 cm**T<sub>q</sub> : K = 1.5**8.9.3 Dimensionnement des Dés d'Appuis au Niveau de la Culée :**

$$h \geq \frac{a \cdot b}{a+b} \quad h = 300 \text{ mm}$$

$$a_1 \geq a + 200 \quad a_1 = 800 \text{ mm}$$

$$b_1 \geq b + 200 \quad b_1 = 800 \text{ mm}$$

$$(a_1 \times b_1 \times h) = (800 \times 800 \times 300)$$

**8.9.3.1 Armatures de frettage :**

$$A_s = \frac{0.04 \times N_u}{\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{0.04 \times 5.819}{434.78} = 5.42 \text{ cm}^2$$

**8HA10****e = 10 cm**

Nu : Réaction maximale du tablier.

 $\sigma_s$  : Contrainte maximale des aciers.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

**8.9.3.2 Armatures d'éclatement :**

$$N = 0.25 \left(1 - \frac{a}{a_1}\right) N_u$$

a : longueur d'appareil d'appui

a<sub>1</sub> : longueur dé d'appui

$$N = 0.25 \left(1 - \frac{0.6}{0.8}\right) \times 5.819 = 0.363 \text{ KN}$$

$$A_e = \frac{N}{1.5 \times 434.78} = 5.57 \text{ cm}^2$$

**8HA10****e = 10 cm**

### 8.10 Joint de chaussée :

Le raccord d'un tablier de pont aux tabliers ou aux chaussées adjacentes est assuré par des joints de chaussées. Ces derniers sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de la surface de roulement et la liberté de mouvement du pont. Le choix d'un modèle de joint dépend de plusieurs paramètres tels que la capacité de souffle, le trafic et l'étanchéité sur l'ouvrage.

#### 8.10.1 Choix du type de joint :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

En satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

- 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.
- Résistance : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon Comportement sous une circulation sans cesse croissante.
- Étanche : en assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi à une bonne évacuation des eaux.

#### 8.10.2 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  $\Delta L$  des tabliers définissant donc le souffle du tablier. Le souffle est la somme algébrique de plusieurs facteurs : la température, retrait, fluage et séisme.

$$\Delta L = \Delta r + 0.4\Delta T + \Delta s/3$$

$\Delta L$  : Souffle total du joint

$\Delta r$  : Souffle des déformations différées (retrait +fluage)

$\Delta T$  : Souffle thermique.

$\Delta s$  : Souffle sismique.

##### 8.10.2.1 Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée, on prend généralement un raccourcissement relatif à :

$$\frac{\Delta T}{L} = 10^{-4} \quad \Delta T = 41 \text{ mm}$$

##### 8.10.2.2 Retrait :

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On l'évalue à :

$$\frac{\Delta r}{L} = 1.697 \times 10^{-4} \quad \Delta r = 69.5 \text{ mm}$$

### 8.10.2.3 Souffle sismique :

Le raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement en l'absence de toute contrainte. On l'évalue à :

$$\varepsilon_s = \frac{T.H}{G.S}$$

G : module de déformation transversale. G = 1.6 Mpa pour des variations instantanées

H : poids propre CCP + CP

S : surface de l'appareil d'appui

$$\varepsilon_s = \frac{65556 \cdot 100}{600 \cdot 600 \cdot 1.6} = 11.38 \text{ mm}$$

Donc le souffle total :

$$\Delta L = 0.4 \times 41 + 69.5 + 11.38/3$$

$$\Delta L = 9.16 \text{ cm}$$

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  $8 \leq W \leq 11 \text{ cm}$ , il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle

Souffle	S<50	50≤S≤60	60≤S≤80	80≤S≤110	110≤S≤160	160≤S≤230	230≤S≤250	S>250
WP	-	-	-	-	-	-	WP250	WP*
Wd	-	Wd60	Wd80	Wd110	Wd160	Wd230	-	-
WOSd	-	WOSd50	WOSd75	WOSd100	-	-	-	-
WR	-	WR50	WR75	-	-	-	-	-
JEP	JEP3	JEP5	JEP8	-	-	-	-	-

Figure 8.9 La gamme de Joints de chaussée CIPEC

Type	Droit (100 gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd160	160	169	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Figure 8.10 Différents modèles des joints W

### 8.11 Le Plot Parasismique :

Ils sont en béton armé, ils sont encastés 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.

#### 8.11.1 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

#### 8.11.1.1 Sur pile :

- Une hauteur de 80cm.
- Une section de 100x100cm.
- Un espacement de 5cm par apport à la poutre.

#### 8.11.1.2 Sur culée :

- Une hauteur de 50cm.
- Une section de 80x80cm.
- Un espacement de 5cm par apport à la poutre.

### 8.11.2 L'évaluation des efforts agissant sur le plot :

#### 8.11.2.1 Pile :

$$M = H \times e$$

H : l'effort sismique horizontal

e : excentricité

$$M = 0.8 \times 2.588 = 2.07/3 \text{ MN.m}$$

$$A_s = 19.2 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{18 \text{ HA12}}$$

#### 8.11.2.2 Culée :

$$M = H \times e$$

H : l'effort sismique horizontal

e : excentricité

$$M = 0.5 \times 1.339 = 0.669/3 \text{ MN.m}$$

$$A_s = 10.3 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{10 \text{ HA14}}$$

### 8.12 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 passer à l'étude statique et sismique de l'infrastructure dans le chapitre suivant.

## **9 Infrastructure**

## 9.1 INTRODUCTION :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est fondamentale, car elle est indissociable de l'ouvrage. La détermination des appuis et des fondations relève d'une longue réflexion basée sur un processus progressif et itératif.

## 9.2 ETUDE DE LA PILE :

La pile est un appui intermédiaire, qui joue un rôle primordial dans le fonctionnement mécanique du tablier, il permet de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges au sol support par l'intermédiaire de la semelle et les pieux (cas des fondations profondes).

### 9.2.1 La conception de la pile :

La conception des piles dépend du type et du mode de construction de tablier, et certaines contraintes naturelle ou fonctionnelle liées au site.

Pour notre ouvrage, on a choisi pour le tablier des piles rectangulaires creuses sur toute la hauteur sauf au niveau de la tête où ils sont pleins surmontés par un chevetre

### 9.2.2 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement :

Pour que la vérification au flambement soit satisfaite on doit vérifier que l'élancement mécanique ( $\lambda$ ) est inférieur à 70.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Avec :

- $l_f$  : longueur de flambement de la pile
- $i$  : rayon de giration de la section
- $I$  : moment d'inertie de la section

Dans notre cas on prend la pile 02 car est la plus élancer pour une vérification vis-à-vis du flambement.

$$l_f = 0.5 L$$

Appui	h	$l_f$	$i_x$	$i_y$	$\lambda_x$	$\lambda_y$	Vérification
Pile 02	49	24.5	1.85	1.63	13.24	15.03	Vérifié

Tableau 9.1 Vérification du flambement du pile

### 9.2.3 Evaluation des efforts agissant sur la pile :

Les charges permanentes et d'exploitations génèrent des sollicitations sur la pile qui se résument dans des forces horizontales, verticales et des moments. La pile sera considérée comme une console encastree dans sa base.

**9.2.3.1 Efforts statiques :**

Sollicitation	Charge	P 02
Vertical (KN)	G(tablier)	24073.94
	G(chevêtre)	3577.5
	G(pile)	5194
	AL	4097.58
	Bc	1788.84
	Bt	797.98
	Mc120	1146.08
	D240	2388.91
Horizontal	Freinage Bc	180
	Freinage AL	246.16
	Température	186.8
	Retrait	316.1
Moment longitudinal (KN.m)	Freinage Bc	8820.00
	Freinage AL	9731.15
	Température	6457.22
	Retrait	10927.49

Tableau 9.2 Evaluation des efforts statiques sur la pile la plus sollicitée

**9.2.3.2 Efforts sismiques :**

Réaction	P02
R <sub>V</sub> (KN)	3902.07
R <sub>L</sub> (KN)	3977.25
R <sub>T</sub> (KN)	4048.20
M <sub>L</sub> (KN)	102164.53
M <sub>T</sub> (KN)	115204.40

Tableau 9.3 Evaluation des efforts sismiques à la base de la pile

**9.2.4 Combinaisons des efforts :**

Les combinaisons à prendre en considération sont :

- ✓ **ELS** :  $G + 1.2Q + Hr + 0.6Ht$
- ✓ **ELU** :  $1.35G + 1.6Q + Hr + 0.9Ht$
- ✓ **ELA** :  $G + E + Hr + 0.4Ht + \Psi Q + D$  dans notre cas  $\Psi = 0$

Le tableau suivant résume les cas les plus défavorable pour chaque combinaison :

Réaction	Combinaison	P02
R <sub>V</sub>	ELS	28951.04
	ELU	39002.01
	ELA	28016.57
R <sub>L</sub>	ELS	500.66
	ELU	687.76
	ELA	4198.26
M <sub>L</sub>	ELS	26479.20
	ELU	32308.82
	ELA	102164.53
M <sub>T</sub>	ELA	115204.40
R <sub>T</sub>	ELA	4048.20

Tableau 9.4 Combinaisons des efforts à la base de la pile

## 9.2.5 Ferrailage des éléments de la pile :

### 9.2.5.1 Ferrailage de chevêtre (sommier ou tête de pile) :

Des efforts localisés non négligeables sont susceptibles de se produire à la partie supérieure des piles sous l'effet des charges verticales provenant du tablier. Sous l'action de ces charges, il y a risque de fissuration du béton d'une part suivant des plans verticaux, d'autre part suivant des plans obliques (aux extrémités). C'est pourquoi des armatures de renforcement de sommier sont à déterminer (selon PP73).

#### 9.2.5.1.1 Armatures de chaînage :

Ces armatures de chaînage seront généralement disposées en une seule nappe, ancrées aux extrémités. Leur section est déterminée de telle sorte qu'elle équilibre un effort égal à 0.25 fois la descente de charge localisée la plus forte :

$$A_c = \frac{0.25 N}{\sigma_s}$$

N : Réaction maximale du tablier.

$\sigma_s$  : Contrainte maximale des aciers.  $\sigma_s = \frac{f_e}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$     N=21.833 MN

$$A_c = \frac{0.25 \times 21.833}{434.78} = 125.54 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{26HA25}$$

#### 9.2.5.1.2 Armatures horizontales :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, des armatures horizontales sont placées sous le chaînage, sur une hauteur égale à la moitié de l'espacement des appareils d'appui. Et doivent reprendre 12.5% de la même descente de charge

$$A_h = \frac{0.125 N}{\sigma_s} = 62.77 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{13HA25}$$

### 9.2.5.1.3 Armatures verticales

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.

$$A_s = \frac{0.04 \times 21.833}{434.78} = 20.08 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{10HA16}$$

### 9.2.5.1.4 Armature d'éclatement :

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre h/3 et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_s = \frac{0.1 \times 21.833}{434.78} = 50.21 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{16HA20}$$

## 9.2.6 Ferrailage de la pile type creuse :

L'armature d'une section rectangulaire creuse est généralement disposée suivant deux nappes, l'une proche de la surface extérieure, l'autre proche de la surface intérieure.

Pour une telle section le ferrailage se fait en utilisant les abaques de Walther, Les piles sont soumises à la flexion composée, alors les efforts de dimensionnements les plus défavorables sont obtenus

### 9.2.6.1 à ELA :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_L = 102164.53 \text{ KN.M} \\ M_T = 115204.40 \text{ KN.M} \\ R_V = 28016.57 \text{ KN} \end{array} \right.$$

A partir le RPOA, lorsque le tablier de l'ouvrage est fixé sur une ou plusieurs piles on admettre un coefficient de comportement pour le dimensionnement

$q_0 = 3$  pour notre cas ( on divise les efforts sur 3 )

$$\text{Alors : } \left\{ \begin{array}{l} M_L = 34088.17 \text{ KN.M} \\ M_T = 38401.46 \text{ KN.M} \\ R_V = 9338.85 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Les abaques de WALTHER nous permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale  $\omega$  et pour l'exploiter on doit calculer :

$$m_x = \frac{M_x}{b.H^2 . \beta_w} \quad m_y = \frac{M_y}{H.b^2 . \beta_w} \quad n = \frac{N}{b.H . \beta_w} \quad \beta = \frac{b}{2(b+H)} \quad \omega = \frac{F_a}{b.H} \times \frac{\sigma_s}{\beta_w} \quad F_a = \frac{\omega.b.H.\beta_w}{\sigma_s}$$

- $F_a$  : l'aire total des armatures passives.
- $\beta_w$  : la résistance du béton a 28j ( $f_{c28}$ ).
- $b$  : la longueur de la pile dans le sens longitudinal.
- $H$  : la longueur de la pile dans la sens transversale.
- $M_x$  : Moment maximal dans le sens longitudinal.
- $M_y$  : Moment maximal dans le sens transversal.
- $N$  : Effort normal correspondant.

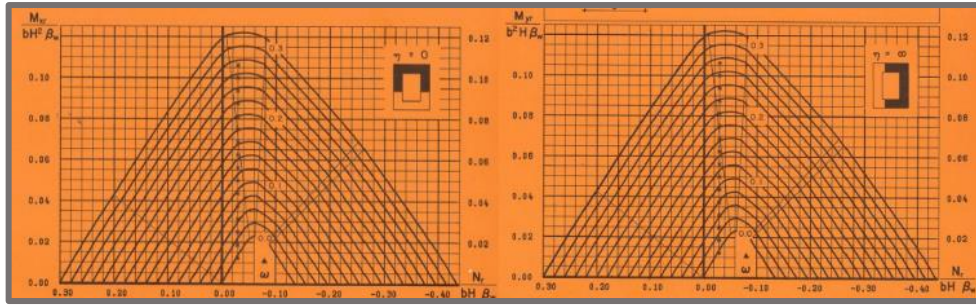


Figure 9.1 Abaques de WALTHER

Effort	P02
N(KN)	9338.85
M <sub>L</sub> (KN.m)	34088.17
M <sub>T</sub> (KN.m)	38401.46
n	0.014
mx	0.01
my	0.015
ω (η=0)	0.04
ω(η= ∞)	0.06
β	0.21
F <sub>atot</sub> max	763.2
β Fa coté b (cm <sup>2</sup> )	160.27
(0.5- β) Fa coté h (cm <sup>2</sup> )	221.32

Tableau 9.5 Section d'armature de la pile

### 9.2.6.1.1 Vérification de la condition de non-fragilité :

Selon le BAEL :

$$A_s \min = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 210.64 \text{ cm}^2$$

- Coté b : Cond Non Vérifie
- Coté h : Cond Vérifie

Pour le ferrailage cote b en retient :  $A_s \min = 210.64 \text{ cm}^2$

Alors :

- Coté b : 28HA32      e = 25 cm
- Coté h : 46HA25      e = 20 cm

### 9.2.6.1.2 Espacement des armatures d'effort tranchant :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} = 10.66 \text{ mm} \quad \text{on prend } \phi_t = 12 \text{ mm}$$

En zones critiques uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St = \text{Min} [24\Phi_t; 8\Phi_L; 0.25d]$$

Avec :

d : hauteur utile,

$\Phi_t$  : diamètre des armatures transversales.

$\Phi_L$  : diamètre des armatures longitudinales.

Donc : **St = 25 cm**

### 9.2.6.1.3 Section minimale des armatures d'effort tranchant :

La section  $A_t$  d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section  $A_L$ , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \cdot f_{el} \cdot S_t}{16 \cdot f_{et} \cdot 100}$$

Avec :

$S_t$  : représente l'espacement des armatures transversales en mm.

$A_L$  : est la section totale des armatures longitudinales.

$f_{el}, f_{et}$  : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

- Coté b :  $A_t = 32.91 \text{ cm}^2$       30HA12       $S_t = 20 \text{ cm}$
- Coté h :  $A_t = 34.58 \text{ cm}^2$       32HA12       $S_t = 20 \text{ cm}$

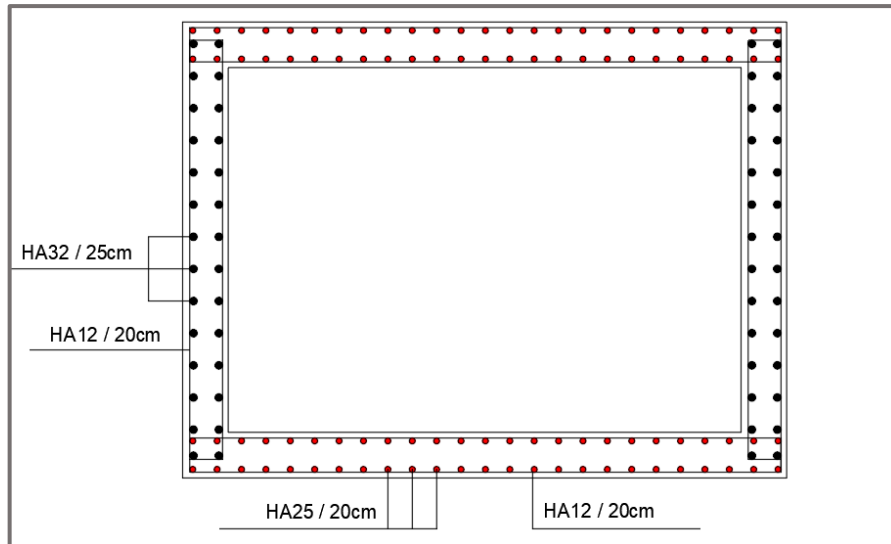


Figure 9.2 Ferrailage longitudinale pile

## 9.2.7 ETUDE DES FONDATIONS :

### 9.2.7.1 Ferrailage de la semelle :

#### 9.2.7.1.1 Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant résume les sollicitations obtenues lors des combinaisons des charges citées précédemment

État	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELS	28951.04	500.66	26479.20
ELU	39002.01	687.76	32308.82
ELA	28016.57	4198.26	<b>34088.17</b>

Tableau 9.6 Les sollicitations les plus défavorables sur la semelle

#### 9.2.7.1.2 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.

$$n_p = \frac{N_{max}}{Q_p} = \frac{28951.04}{3.569} = 8.11 \text{ on prend 12 pieu (4x3x25)}$$

$N_{max}$  : l'effort normal maximal à l'ELS

$Q_p$  : capacité portante d'un pieu a l'ELS

### 9.2.7.1.3 Effort revenant à chaque pieu :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum x^2}$$

État	N1(MN)	N2(MN)	N3(MN)
ELS	2,62	2,41	2,20
ELU	3,44	3,00	2,56
ELA	2,58	2,33	2,09

Tableau 9.7 Les valeurs de Nmax et de Nmin pour les combinaisons les plus défavorables

$N_{max} < Q_p$  Pas de risque de poinçonnement.

$N_{max} > 0$  Pas de risque de soulèvement

Selon le document SETRA, la section d'armature transversale est déterminée par la méthode des bielles, est égale :

$$A_{St} = \frac{N_{max}}{\sigma_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

Pour utiliser cette méthode en doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4}$$

$$h = 2.8 - 0.1 = 2.7 \text{ m} \geq \frac{7.2}{2} - \frac{4}{4} = 2.6 \text{ m}$$

$$\tan(\alpha) = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{2.7}{2.6} = 1.04$$

$$\alpha = 46.08^\circ > 45^\circ$$

Les conditions sont vérifiées

$$A_{St} = \frac{N_{max}}{\sigma_s} \times \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

	N (KN)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	As (cm <sup>2</sup> )
ELS	2620	333.33	75.68
ELA	2580	500	49.68

Tableau 9.8 Calcul la section d'acier.

$A_s = 75.68 \text{ cm}^2$  soit : **20HA25**

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur(L) telle que :  
 $L = H + \Phi_{\text{pieu}} = 2.7 + 1.2 = 3.9 \text{ m}$

$$A_s = 19.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Selon le RPOA (article 7.6.1.2) le pourcentage minimum des armatures sollicitées en traction est de :

$$0.15\% B < \rho_g < 1.5\% B$$

$$\rho_g = 0.0015 \times 1 \times 2.7 = 40.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**9.2.7.1.4 Armature transversal inferieure :**

On prend la section maximale, avec Robot expert  $A_s = 40.5 \text{ cm}^2$ .

Donc : on opte pour  $2 \times 5\text{HA}25/\text{ml}$  Avec  $e = 20 \text{ cm}$ .

**9.2.7.1.5 Armatures longitudinales inférieure**

$A_i^L = A_s = 40.5 \text{ cm}^2$   $2 \times 5\text{HA}25/\text{ml}$  Avec  $e = 20 \text{ cm}$ .

**9.2.7.1.6 Armatures de construction :****Armatures transversales supérieure :**

$A_s^T = \frac{A_s}{3} = 13.5 \text{ cm}^2$   $7\text{HA} 16$  Avec  $e = 15 \text{ cm}$

**Armatures longitudinale supérieure :**

$A_s^L = \frac{A_s}{3} = 13.5 \text{ cm}^2$   $7\text{HA} 16$  Avec  $e = 15 \text{ cm}$

**Armatures latérales**

$A^L = \frac{A_s}{10} = 4.05 \text{ cm}^2$   $4\text{HA} 12$  Avec  $e = 25 \text{ cm}$

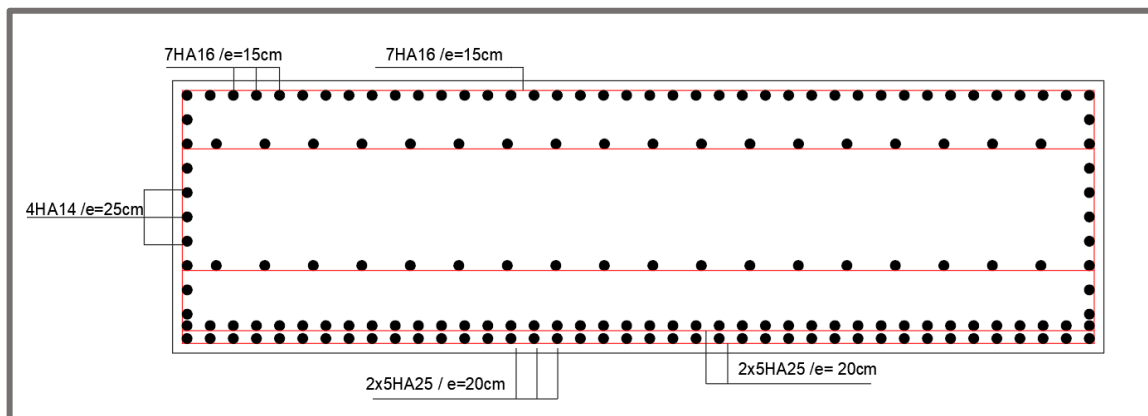


Figure 9.3 Ferrailage semelle des piles

**9.2.7.2 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 :

$$M = - \frac{\chi^H}{\chi^M} \times \frac{P}{\lambda}$$

M : moment en tête du pieu.

P : effort tranchant en tête du pieu.

$\lambda$  : coefficient d'amortissement du module de WARNER.

$\chi^H$ ,  $\chi^M$  : coefficients tirés des abaques de WARNER en fonction de L

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section. Ce moment est déterminé par la méthode WERNER. Le pieu étant encasté en tête. Ce qui implique que les déplacements ou les rotations sont nuls.

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{C_u \cdot b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{30 \times 1.2}{4 \times 33000 \times 0.102}} = 0.228$$

- E : module d'élasticité du béton
- I : moment d'inertie du pieu
- b : diamètre du pieu.
- $C_U$  : Module de réaction du sol
- $\alpha$  : la longueur élastique du pieu.

D'où, en tire les valeurs de  $(\chi^H_\phi, \chi^M_\phi)$  à partir du tableau WERNER.

$$\lambda \times L = 5.7 \quad \chi^H_\phi = 1.31$$

$$L = 25\text{m} \quad \chi^M_\phi = 1.57$$

Etat	Hmax (KN)	P (KN/Pieu)	M (KN.m)
ELA	500.66	41.67	152.49
ELS	687.76	57.31	209.73
ELA	4198.26	349.85	1280.32

Tableau 9.9 Les valeurs du moment fléchissant et effort tranchant en tête du pieu

### 9.2.8 Ferrailage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

Section d'acier :

Avec Robot expert  $A_s = 113.10 \text{ cm}^2$ . Donc, on prend 24 HA25.

Armatures transversales :

On prend des cerces de HA14 avec un espacement de 10 en zone critique et 20 cm en zone courante.

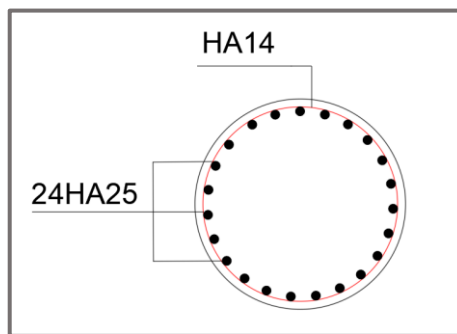


Figure 9.4 Ferrailage des pieux

### 9.3 Etude de la culée :

#### 9.3.1 Introduction :

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont. Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

Efforts dus à la Culée Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $k_h$  ;  $k_v$  :

$K_h$  : Coefficient sismique horizontal ;

$K_v$  : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = 0.5\gamma((1 \pm k_v)K_{ad} \times H^2)$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE-OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\sin\varphi \cdot \frac{\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \cdot \cos\theta}} \right]}$$

Selon RPOA 2008 (tableau (p14), carte (p15)) :

Zone sismique : IIa

Classe du pont : 1<sup>ère</sup>

Donc :  $a = k_h = 0.20$

Pour le calcul, il va falloir prendre tous les cas possibles :

Action du séisme	$K_h$	$k_v$	$\theta$ (°)	$k_{ad}$
Condition normale	0	0	0	0.33
Séisme « horizontal ; $1+k_v$ »	0.2	0.06	10.68	0.64
Séisme « horizontal ; $1-k_v$ »	0.2	-0.06	12.01	0.66

Calcul du coefficient de poussée  $K_{ad}$

#### 9.3.2 Poussée horizontale du remblai :

$$Q_h = K_{ad} \times q \times 1 \times h$$

Tel que :

$K_a$ : Se diffère entre les conditions normales et les conditions sismiques.

#### 9.3.3 Poussée verticale du remblai :

$$Q_v = q \cdot L \cdot B$$

### 9.3.4 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 :

Désignation	Condition	Poids (t)	Effort horizontal (t)	Efforts vertical (t)	Bras de levier « H » (m)	Bras de levier « V » (m)	Moment renversant MR (t,m)	Moment stabilisant MS (t,m)
mur garde grève	CN	95,4	0	95,4	4,17	11,53	0	397,818
	CS 1	95,4	19,08	101,124	4,17	11,53	219,9924	421,68708
	CS 2	95,4	19,08	89,676	4,17	11,53	219,9924	373,94892
Corbeau	CN	7,11	0	7,11	4,58	11,6	0	32,5638
	CS 1	7,11	1,422	7,5366	4,58	11,6	16,4952	34,517628
	CS 2	7,11	1,422	6,6834	4,58	11,6	16,4952	30,609972
mur en retour	CN	81,29	0	81,29	6,61	9,47	0	537,3269
	CS 1	81,29	16,258	86,1674	6,61	9,47	153,96326	569,566514
	CS 2	81,29	16,258	76,4126	6,61	9,47	153,96326	505,087286
mur de front	CN	577,4	0	577,4	3,27	5,87	0	1888,098
	CS 1	577,4	115,48	612,044	3,27	5,87	677,8676	2001,38388
	CS 2	577,4	115,48	542,756	3,27	5,87	677,8676	1774,81212
Semelle	CN	890,4	0	890,4	3	1	0	2671,2
	CS 1	890,4	178,08	943,824	3	1	178,08	2831,472
	CS 2	890,4	178,08	836,976	3	1	178,08	2510,928
dalle de transition	CN	26,55	0	26,55	5,91	12,02	0	156,9105
	CS 1	26,55	5,31	28,143	5,91	12,02	63,8262	166,32513
	CS 2	26,55	5,31	24,957	5,91	12,02	63,8262	147,49587

Tableau 9.10 Efforts et moments dus aux éléments propres de la culée.

Désignation	Condition	Poids (t)	Effort horizontal (t)	Efforts vertical (t)	Bras de levier « H » (m)	Bras de levier « V » (m)	Moment renversant MR (t,m)	Moment stabilisant MS (t,m)	
Poids des terres sur DT	CN	60,5	0	60,50	6	12,66	0	363	
	CS 1	60,5	12,1	64,13	6	12,66	153,186	384,78	
	CS 2	60,5	12,1	56,87	6	12,66	153,186	341,22	
Poids des Terre partie arrières	CN	333,6	0	333,60	5,16	6,93	0	1721,376	
	CS 1	333,6	66,72	353,62	5,16	6,93	462,3696	1824,65856	
	CS 2	333,6	66,72	313,58	5,16	6,93	462,3696	1618,09344	
Poids des Terre partie avant	CN	21,17	0	21,17	1,13	3,8	0	23,9221	
	CS 1	21,17	4,234	22,44	1,13	3,8	16,0892	25,357426	
	CS 2	21,17	4,234	19,90	1,13	3,8	16,0892	22,486774	
Poussée des terres	Mgg	CN	10,1	10,1	/	/	10,62	107,262	/
		CS 1	10,1	10,706	/	/	10,62	113,69772	/
		CS 2	10,1	9,494	/	/	10,62	100,82628	/
	Mf	CN	54,05	54,05	/	/	4,58	247,549	/
		CS 1	54,05	57,293	/	/	4,58	262,40194	/
		CS 2	54,05	50,807	/	/	4,58	232,69606	/
	Semelle	CN	7,056	7,056	/	/	0,67	4,72752	/
		CS 1	7,056	7,47936	/	/	0,67	5,0111712	/
		CS 2	7,056	6,63264	/	/	0,67	4,4438688	/
poussés des surcharges	Mgg + mf	CN	73,93	73,93	/	/	3,62	267,6266	/
		CS 1	73,93	78,3658	/	/	3,62	283,684196	/
		CS 2	73,93	69,4942	/	/	3,62	251,569004	/
	Semelle	CN	4,7	4,7	/	/	0,67	3,149	/
		CS 1	4,7	4,982	/	/	0,67	3,33794	/
		CS 2	4,7	4,418	/	/	0,67	2,96006	/
Poids propre du tablier	CN	435,53	435,53	435,53	2,9	10,15	4420,6295	1263,037	
	CS 1	435,53	461,6618	461,6618	2,9	10,15	4685,86727	1338,8192	
	CS 2	435,53	409,3982	409,3982	2,9	10,15	4155,39173	1187,2548	

Tableau 9.11 Efforts et moments dus aux différentes charges.

### 9.3.5 Surcharges d'exploitation :

Tous les efforts sont calculés manuellement sauf, l'effort normal qui été calculé avec **csi bridge**.

	Nt	Ht	V	H	Mr	Ms
A(L)	193.75	39.72	10.15	0	403.158	0
BC	155.5	15	10.15	0	152.25	0
D240	194.54	0	10.15	0	0	0
MC120	106.7	0	10.15	0	0	0

Tableau 9.12 Effort et moments dus aux surcharges.

## 9.4 Combinaison de charge :

Les combinaisons seront calculées en basant sur  $\sum M=0$ , dans chaque condition, en suite on ferraille les pièces de culée avec les moments Max, effort horizontal et effort normal pour chaque cas.

Combinaison		$N_T(t)$	$H_T(t)$	$MR(t,m)$	$MS(t,m)$
ELS	G+1,2A(L)	2761,45	633,03	5534,73	9055,25
	G+1,2Bc	2715,55	603,37	5233,64	9055,25
	G+D240	2723,49	585,37	5050,94	9055,25
	G+Mc120	2635,65	585,37	5050,94	9055,25
ELA 1	G+0,2A(L)	2719,44	1047,12	7376,50	9598,57
	G+0,2Bc	2711,79	1042,17	7326,32	9598,57
	G+D240	2875,23	1039,17	7295,87	9598,57
	G+Mc120	2787,39	1039,17	7295,87	9598,57
ELA 2	G+0,2A(L)	2415,96	976,87	6770,39	8511,94
	G+0,2Bc	2408,31	971,93	6720,21	8511,94
	G+D240	2571,75	968,93	6689,76	8511,94
	G+Mc120	2483,91	968,93	6689,76	8511,94

Tableau 9.13 Les combinaisons de charges dans les différents cas.

### 9.4.1 Ferrailage : (Ferrailage de la culée)

#### 9.4.1.1 Ferrailage de mur garde grève :

**N.B :** L'annexe fournit des détails supplémentaires sur le calcul manuel.

Combinaison d'action :

$$M_u = 1.35M_G + 1.6M_Q = 5.02 + 9.25 + 3.78 = 18.05 \text{ t.m/m}$$

$$M_{ser} = M_G + 1.2M_Q = 3.72 + 6.94 + 2.33 = 12.99 \text{ t.ml/ml}$$

Le mur garde grève est sollicité par la flexion simple, donc on calcule le ferrailage en flexion simple.

**Le ferrailage horizontal ELU :**

$$\text{On a } A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{18.05 \times 10^2}{434.78 \times 0.243} = 17.08 \text{ cm}^2$$

Donc on va prendre : **6 HA 20/ml** avec  **$A_s = 18.84 \text{ cm}^2$**

**Condition de non-fragilité :**

$$18.84 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.4 \times 3.35 \times 0.27}{500} = 9.98 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité est vérifiée

Pour des raisons constructives on prend :

$$A's = A_s / 3 = 6.28 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{6HA12} = 6.78 \text{ cm}^2$$

**Le ferrailage vertical :**

$$A_y = A_s / 4 = 4.70 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6\text{HA}10 \text{ } A_y = 4.71 \text{ cm}^2$$

**Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \}, \eta = 1.6 \text{ pour HA, } f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b}{2} x^2 + n A_s (x - c) + n A'_s (d - x) = 0$$

Après résolution de l'équation de deuxième degré on trouve  $x = 0.041$

$$I = b \cdot \frac{x^3}{3} + n A_s (d - x)^2 = 0.00359 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = 1.48 \text{ Mpa} < 18 \text{ Mpa} ; \text{ cette condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{n M_{ser} \cdot Z}{I} = 131.89 \text{ Mpa} < 215.55 \text{ Mpa} ; \text{ cette condition est vérifiée.}$$

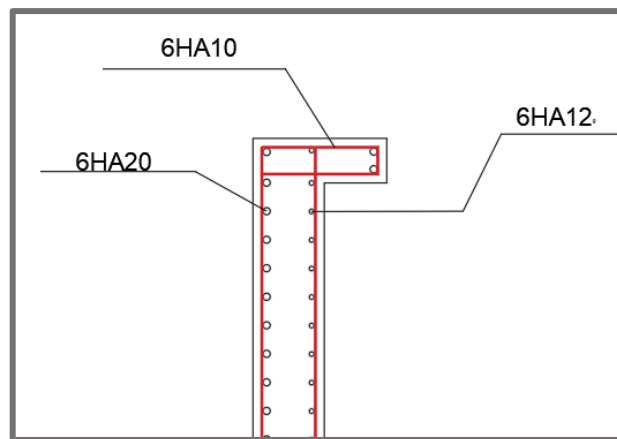


Figure 9.5 Ferrailage de mur garde grève

**9.4.1.2 Dalle de transition :**

La dalle de transition se calcule comme une dalle rectangulaire simplement appuyée,

**Évaluation des sollicitations :**

Charges	P	M	T
Poids de la dalle	0.75	2.53	3.375
Revêtement	0.2	0.675	0.9
Remblai	1.8	5.98	7.97
Surcharges	1.2	1.35	1.8

Tableau 9.14 Efforts agissant sur la dalle de transition

**Combinaisons d'actions :**

$$\text{ELU} : M_u = 1.35M_G + 1.6 M_Q = 14.56 \text{ t.m/ml}$$

$$T_u = 1.35T_G + 1.6 T_Q = 19.41 \text{ t/ml}$$

$$\text{ELS} : M_s = M_G + 1.2 M_Q = 10.805 \text{ t.m/ml}$$

$$T_s = T_G + 1.2 T_Q = 14.405 \text{ t/ml}$$

**Le ferrailage ELU :****Nappe inférieure :**

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{14.56 \times 10^2}{0.243 \times 434.78} = 13.78 \text{ cm}^2$$

Donc on va prendre : **7 HA 16/ml** avec **As=14.07 cm<sup>2</sup>**

$$\text{Condition de non-fragilité} : 14.07 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 8.94 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité est vérifiée.

**Nappe supérieure :**

Pour des raisons constructives on prend

$$A's = A_s / 3 = 4.69 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 7 \text{ HA } 10/\text{ml} ; A's = 5.49 \text{ cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.1941 / 0.27 = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \inf (4 \text{ MPa} ; 0.15 f_{c28} / \gamma_b) = 3 \text{ MPa}$$

Pour le cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$\tau_s > \tau_u \Rightarrow$  donc la condition de l'effort tranchant est vérifiée.

$$\frac{A_T}{s_T} \leq \frac{\tau_u b}{0.85 f_e} = \frac{0.73 \times 1}{0.85 \times 500} = 0.172$$

$$St \leq \min [0.9d; 40 \text{ cm}] = 24.3 \text{ cm. Soit } St = 20 \text{ cm.}$$

$$At > 20 \times 0.172 = 3.44 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_T}{s_T} \leq \frac{0.4b}{f_e} = \frac{0.4 \times 100}{500} = 0.08 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm donc } At \geq 1.6 \text{ cm}^2$$

On va prendre **3 cadres de HA10/ml** pour **As = 2.35 cm<sup>2</sup>**

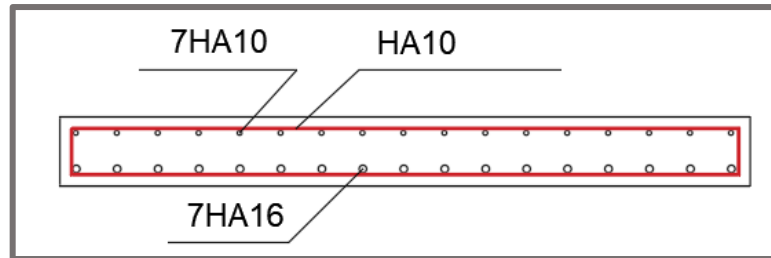


Figure 9.6 Ferrailage de la dalle de transition.

#### 9.4.1.3 Corbeau :

##### Ferrailage :

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Donc on va prendre : **4HA 8/ml** avec  $A_s=2.01 \text{ cm}^2$

$$2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 3.97 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité non vérifiée donc on va prend : **4HA 12/ml** avec  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

##### Acier de construction :

Pour des raisons constructives on prend :

$$A's = A_s / 3 = 1.50 \text{ cm}^2$$

soit **4HA8/ml** ;  $A's = 2.01 \text{ cm}^2$

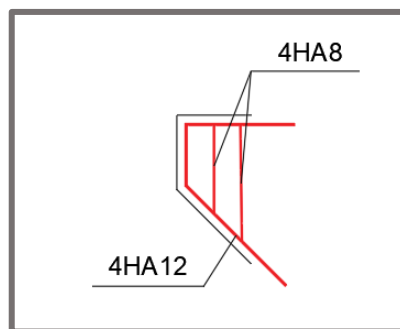


Figure 9.7 Ferrailage du corbeau.

#### 9.4.1.4 Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont.

##### Ferrailage de la tranche BB'AA' :

##### Ferrailage horizontal :

On obtient la section d'acier suivante :  $A_S = 7.78 \text{ cm}^2$

Donc pour le ferrailage horizontal on va prend **4HA16** avec  $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$

Aciers de construction : **4HA10/ml** avec  $A_s=3.14 \text{ cm}^2$

**Condition de non-fragilité :**

La condition de non-fragilité est vérifiée.

**Ferraillage vertical :**

On obtient la section d'acier suivante :  $A_S = 0.31 \text{ cm}^2$

Condition de non-fragilité :

$$A_S \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 6.96 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité n'est pas vérifiée donc on va prendre  $A_S = 6.96 \text{ cm}^2$

Donc : ferraillage horizontal : **5HA14/ml** avec  $A_S = 7.7 \text{ cm}^2$

Aciers de construction : **5HA10/ml** avec  $A_S = 3.92 \text{ cm}^2$

**Ferraillage de BB' CC' :****Ferraillage horizontal :**

On obtient la section d'acier suivante :  $A_S = 8.86 \text{ cm}^2$

Donc : ferraillage horizontal : **5HA16/ml** avec  $A_S = 10.05 \text{ cm}^2$

Aciers de construction : **5HA10/ml** avec  $A_S = 3.92 \text{ cm}^2$

**Ferraillage vertical :**

On obtient la section d'acier suivante :  $A_S = 0.5 \text{ cm}^2$

**Condition de non-fragilité :**

$$A_S \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 6.96 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité n'est pas vérifiée donc on va prendre  $A_S = 6.96 \text{ cm}^2$

Donc : ferraillage horizontal : **5HA14/ml** avec  $A_S = 7.7 \text{ cm}^2$

Aciers de construction : **5HA10/ml** avec  $A_S = 3.92 \text{ cm}^2$

**N.B :** L'annexe fournit des détails supplémentaires sur le calcul manuel.

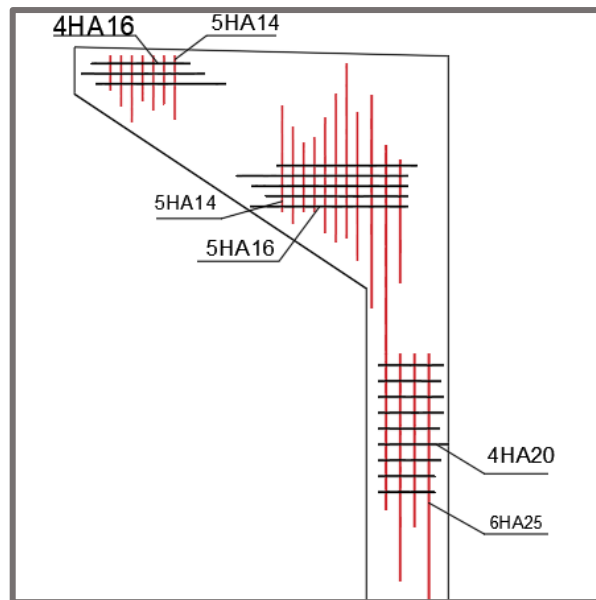


Figure 9.8 Ferrailage mur en retour

#### 9.4.1.5 Le mur frontal :

##### Détermination des sollicitations :

Sollicitation	N (t/ml)	H (t/ml)	M (t.m/ml)
ELS	74.32	22.27	68.05
ELU	79.9	22.27	77.5
Cas sismique 01	79.9	30.56	118.43
Cas sismique 02	68.75	26.3	94.36

Tableau 9.15 Résultats des sollicitations

##### Ferrailage vertical :

Le ferrailage se fera avec le logiciel ROBOT EXPERT en flexion composé.

On obtient les sections suivantes suivante :

$A_{S1} = 22 \text{ cm}^2$  on va prendre **8HA20/ml** avec  **$A_s = 25.13 \text{ cm}^2$**

$A_{S2} = 22 \text{ cm}^2$  on va prendre **8HA20/ml** avec  **$A_s = 25.13 \text{ cm}^2$**

##### Ferrailage horizontal :

Le ferrailage se fera avec le logiciel ROBOT EXPERT en flexion simple.

On obtient les sections suivantes suivante :

$A_{S1} = 22 \text{ cm}^2$  on va prendre **8H20**

**8Ha20/ml** avec  **$A_s = 25.13 \text{ cm}^2$**

##### Aciers de construction :

$$A_{s2} = \frac{A_s}{3} = 8.37 \text{ cm}^2$$

$A_{S2} = 8.37 \text{ cm}^2$  on va prendre **8HA12/ml** avec  **$A_s = 9.04 \text{ cm}^2$**

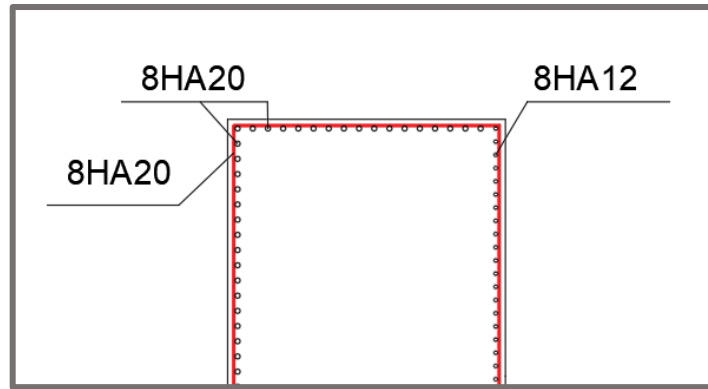


Figure 9.9 Ferrailage de mur frontale

## 9.4.2 Semelle :

### 9.4.2.1 Evaluation des efforts :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Cas	H(t/ml)	N(t/ml)	Ms-Mr (t.m/ml)
C.N	633,03	2761,45	586,75
Cas sismique 01	1047,12	2875,23	370,34
Cas sismique 02	976,87	2571,75	290,26

Tableau 9.16 Effort agissant sur la semelle

### 9.4.2.2 Nombre des pieux :

$$n = \frac{\text{Effort normal}}{\text{Capacité portante de pieux}} = \frac{2875.23}{434.1} = 6.62$$

On prend 4 pieux de 2 files de 20m de profondeur

On calcul les efforts normaux dans les conditions normales et sismique.

$$R_{\max} = \frac{N}{n} + \frac{M_x y_i}{\sum y^2}$$

$$R_{\min} = \frac{N}{n} - \frac{M_x y_i}{\sum y^2}$$

Cas	Rmax	Rmin
C.N	385,9279986	304,4345014
Cas sismique 01	385,1217331	333,6850169
Cas sismique 02	341,6259433	301,3123067

Tableau 9.17 les réactions dans chaque cas

**9.4.2.3 Les vérifications :****9.4.2.3.1 Soulèvement :**

$R_{min} > 0$  ;  $301.31 \text{ t} > 0$  Donc la condition est vérifiée.

**9.4.2.3.2 Poinçonnement :**

$R_{max} < \text{capacité portance de pieu}$

$385.92 \text{ t} < 434.1 \text{ t}$  Donc la condition est vérifiée.

**9.4.2.4 Ferrailage :****9.4.2.4.1 Armatures transversale inférieures :**

$$A_{S_{ser}} = \frac{M_{ser}}{z\sigma_s} = 189.11 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placée dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L)

telle que :  $L = h + \varphi_{\text{pieu}} = 200 + 120 = 320 \text{ cm}$

Donc  $A_s/ml = \frac{A_{S_{ser}}}{L} = 60.32 \text{ cm}^2/ml$

**9.4.2.4.2 Choix des barres :**

$A_s = 60.32 \text{ cm}^2$  on va prend **8 HA32** ave  $A_s = 64.34 \text{ cm}^2/ml$  Avec  $e = 12 \text{ cm}$

**9.4.2.4.3 Armatures longitudinales inférieures :**

$$A_L = \frac{A_s}{3} = 60.32 \text{ cm}^2$$

**9.4.2.4.4 Choix des barres :**

On prend :  $A_s = 64.34 \text{ cm}^2$  soit : **8HA32**

**9.4.2.4.5 Espacement  $St$ :**

$$St = \frac{1.2 + 2 - 0.1}{24 - 1} = 14 \text{ cm}$$

**9.4.2.4.6 Armatures de construction (nappe supérieure) :****9.4.2.4.7 Transversale :**

$$A_t = \frac{A_s}{3} = 60.32 \text{ cm}^2$$

**9.4.2.4.8 Choix des barres :**

On prend :  $A_s = 64.34 \text{ cm}^2$  soit : **8HA32**

**9.4.2.4.9 Longitudinale :**

$$A_L = \frac{A_s}{10} = 9.04 \text{ cm}^2$$

soit : **8HA12**

**9.4.2.4.10 Latérale :**

$$A_L = \frac{A_s}{10} = 9.04 \text{ cm}^2$$

soit : **8HA12**

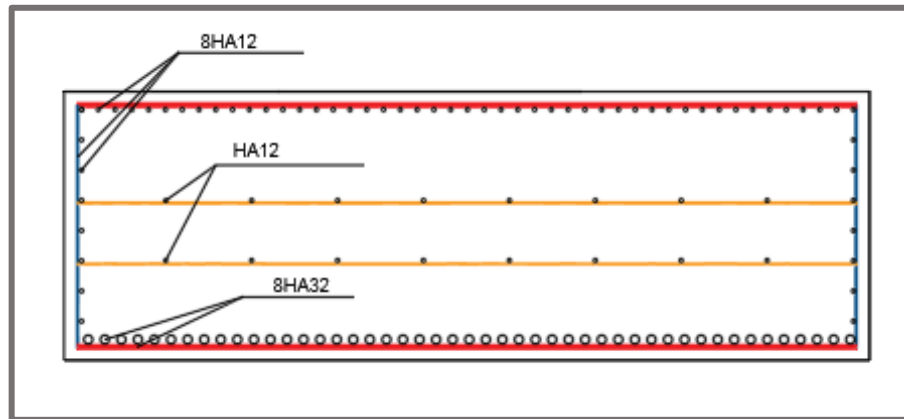


Figure 9.10 Ferrailage de la semelle

**9.4.2.5 Etude et ferrailage des pieux :**

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode « WERNER ». Le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

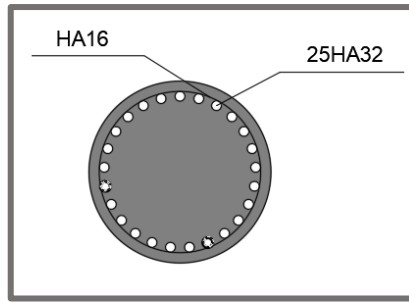
Cas	$H_{Max}$ (t)	$\bar{P}$ (t/Pieu)	$\bar{M}$ (t.m)
C.N	633,03	79.13	-275.55
Cas sismique 01	1047,12	130.89	-455.79
Cas sismique 02	976,87	122.11	-425.21

Tableau 9.18 Les efforts agissant les pieux.

**9.4.2.5.1 Ferrailage des pieux :**

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

$A_s = 193.1 \text{ cm}^2$  ; Donc : on prend deux nappes de **25HA32** avec  $A_S = 201.05 \text{ cm}^2$ . Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.



**Figure 9.11 Ferrailage de pieu**

## **10 Recherche bibliographique**

**ETUDE DE LA STABILITE GENERALE DE NOTRE OUVRAGE**

### 10.1 INTRODUCTION :

Cette note a pour objectif de présenter les hypothèses et les résultats des calculs effectués pour le dimensionnement de la paroi clouée. Les hypothèses décrites ci-après concernent :

- Sols : lithologie, nature et caractéristiques géomécaniques,
- Profil de calcul : géométrie du TN, position des interfaces,
- Calculs de stabilité : logiciel utilisé, méthode, coefficients....,
- Calcul BA : ferrailage et vérifications.

### 10.2 HYPOTHESES GENERALES :

À la suite de l'analyse des différents documents normatifs, on retiendra les éléments suivants :

Classe de conséquence	Catégorie géotechnique	Durée d'utilisation	Corrosion	Type d'ouvrage
CC2 conséquence moyennes [moderne/importantes]	CC2 simple ou complexe [2]	100 ans	Moyenne	RPOA2008 Ouvrage Groupe 2 Zone IIa A= 0,2 (kh=0,1 ; kv=0,03)

### 10.3 SYNTHÈSE DE LA CARACTÉRISATION GÉOTECHNIQUE :

Dans ce chapitre, on synthétise la caractérisation géotechnique adoptée par le Projet d'Exécution, à savoir la définition des principaux paramètres géotechniques des unités qu'ont été distinguées dans le secteur en question.

Le tableau suivant représente une synthèse des paramètres géotechniques proposés pour les unités géotechniques identifiés dans le secteur PK 53+044 - 53+454, représentatifs également du tronçon de DJEN DJEN-EL EULMA

Type de sole	Poids volumique $\gamma'$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Cohésion $c'$ [KPa]	Angle de frottement $\varphi'$ [°]
Argile	19	20	30
Éboulis argileux	23	31	30
Pélite	24	56	42
Affrité	25	62	57

Tableau 10.1 Synthèse des principaux paramètres géotechniques du côté gauche

### 10.4 STABILITE GENERALE :

On doit vérifier que, pour toute surface de rupture potentielle qui englobe le massif renforcé, l'ensemble des actions qui tendent à faire glisser le massif limité par cette surface est équilibré par la résistance au cisaillement du sol le long de celle-ci.

Les analyses nécessaires ont été menées selon la méthode de l'équilibre limite, au moyen du logiciel de calcul SLIDE de la Rocscience, qui permet l'implémentation de différentes méthodes d'analyse à l'équilibre limite global (dans ce cas spécifique la méthode de Bishop a été choisi comme recommandé

par le FASCICULE N° 62 - Titre V, §B.3.6,1). Une telle méthode permet d'estimer la valeur du facteur de sécurité en analysant, pour des surfaces circulaires, les actions agissant sur chacun des segments dans lesquels le talus peut être subdivisé. Le facteur de sécurité résulte de l'étude des conditions d'équilibre de chaque segment

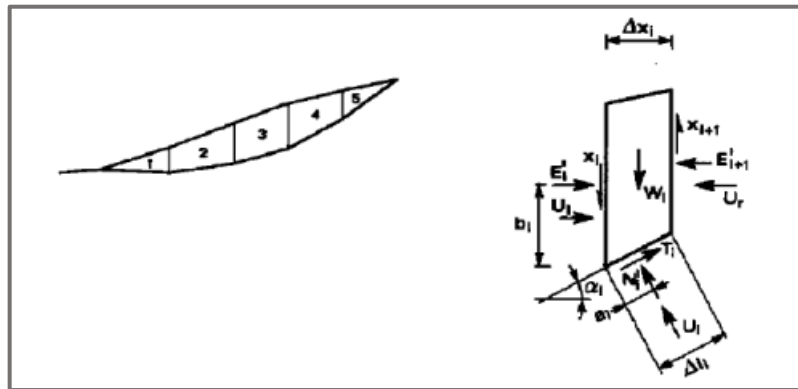


Figure 10.1 Conditions d'équilibre de base pour les analyses de stabilité

L'analyse présentée dans cette figure se réfère à la méthode simplifiée de Bishop, dans laquelle on suppose que les actions agissant à l'interface des segments aient une résultante horizontale ; si on exprime  $T_i$  comme un ratio de la résistance au cisaillement par le moyen du facteur de sécurité  $F$ , on obtient  $N_i$  de l'équilibre à la translation verticale

$$F = \frac{\sum_1^n [c' \Delta x_i + (W_i - u_i \Delta x_i) \cdot \tan \phi'] \cdot [1/M_i(\alpha)]}{\sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

avec :

$$N'_i = \frac{W_i - u_i \cdot \Delta x_i - (1/F) \cdot c' \cdot \Delta x_i \cdot \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \cdot [1 + (\tan \alpha_i \cdot \tan \phi')/F]}$$

$$M_i(\alpha) = \cos \alpha_i \left( 1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \phi'}{F_i} \right)$$

Les paramètres géotechniques ont été définis en fonction du critère de rupture de Mohr-Coulomb pour toutes les unités géotechniques présentes. Pour le calcul on a utilisé les combinaisons ci-après décrites.

$$1.125 \cdot S \left\{ 1.05 G_{\max} + 0.9 G_{\min} + F_W + \gamma_{F1Q1} Q_{1k} + \sum_{i>1} 1.15 \psi_{0i} Q_{ik} \right\}$$

Combinaison vis-à-vis des états limites de stabilité d'ensemble (stabilité globale – Fascicule 62-V, §5.3,3).

Combinaison accidentelle (cas sismique – Fascicule 62-V §5.3,2 – RPOA 2008, §5.1; stabilité globale à propos de l'analyse des zones inondables – Fascicule 62-V, §5.3,3), qui correspond à des événements très exceptionnels dont la probabilité d'occurrence est extrêmement faible sur la durée de vie de l'ouvrage.

$$S \left\{ G + F_W + F_A + \psi_{1k} Q_{1k} + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \right\}$$

Où :

$G$  = valeur nominale des charges permanentes ;

$G_{max}$  = actions permanentes défavorables ;

$G_{min}$  = actions permanentes favorables ;

$Q$  = actions variables des charges d'exploitation ;

$Q_{1,k}$  = valeur caractéristique de l'action variable de base ;

$\Psi_{0,i}Q_{i,k}$ ,  $\Psi_{2i}Q_i$  = valeurs de combinaison d'une action d'accompagnement ;

$F_w$  = poussée de l'eau, actions hydrodynamiques dans la situation considérée ;

$F_A = E$  = valeur nominale d'action accidentelle, c'est-à-dire action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique définie en RPOA 2008, §4.3.2.5 ;

$\gamma_{F1Q1} = 1.33$  = dans le cas général ( $\gamma_{F1Q1} = 1.2$  pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier) ;

$\gamma_{fw} = 1$  = pour la pression de l'eau, ou la plus défavorable entre 1.2 et 0 pour les forces hydrodynamiques (Frank, 1999) ; avec  $\psi_0 = 0.77$  dans les cas courants des charges d'exploitation (Frank, 1999).

Le plus souvent, pour les ouvrages de génie civil,  $\psi_{1Q1}$  s'il existe est négligeable vis-à-vis de  $F_A$ , et  $\psi_{2Q2} = 0$  (Frank, 1999).

Valeurs proposées :  $\psi_1 = 0.3$  et  $\psi_2 = 0$ .

Les vérifications ont été menées selon les conditions suivantes :

- Conditions statiques (en conditions normales à long terme) ;
- Conditions sismiques (séisme pesant et séisme allégeant, à long terme).

La vérification en cas statique est menée par la combinaison vis-à-vis de la stabilité d'ensemble, en utilisant les facteurs partiels indiqués dans le tableau suivant :

Nature de la sollicitation		Combinaison stabilité d'ensemble
Action permanente	Défavorable $\gamma_{G_{max}}$	1.05
	Favorable $\gamma_{G_{min}}$	0.95
Action variable	Défavorable $\gamma_Q$	1.33
	Favorable $\gamma_Q$	0
	$\psi_0$	0.77
Coefficient de la méthode		1.125

**Tableau 10.2 Combinaison stabilité d'ensemble - Facteurs partiels sur les actions et coefficient de méthode (FASCICULE N° 62)**

La vérification à effectuer consiste à s'assurer que le facteur de sécurité soit  $FS \geq 1$  pour tous les cercles de rupture. les vérifications sont effectuées sans application de coefficients partiels sur les paramètres de calcul ni sur les actions. Les facteurs de sécurité à vérifier sont ceux reportés ci-dessous

FS statique à long terme	>	1.5
FS statique à court terme et accidentel	>	1.3
FS sismique	>	1

Dans la suite, on introduit ainsi les données d’input des analyses et toutes les considérations faites pour la modélisation des deux sections en objet.

On montre le modèle de calcul adopté pour les deux sections dans les analyses de stabilité d’ensemble ouvrage-terrain. Au droit de la sommité de la paroi il se relève la présence d’une surcharge de la pile et d’une charge dû culée, valeurs qu’ils changent dans les analyses selon l’approche de calcul adopté

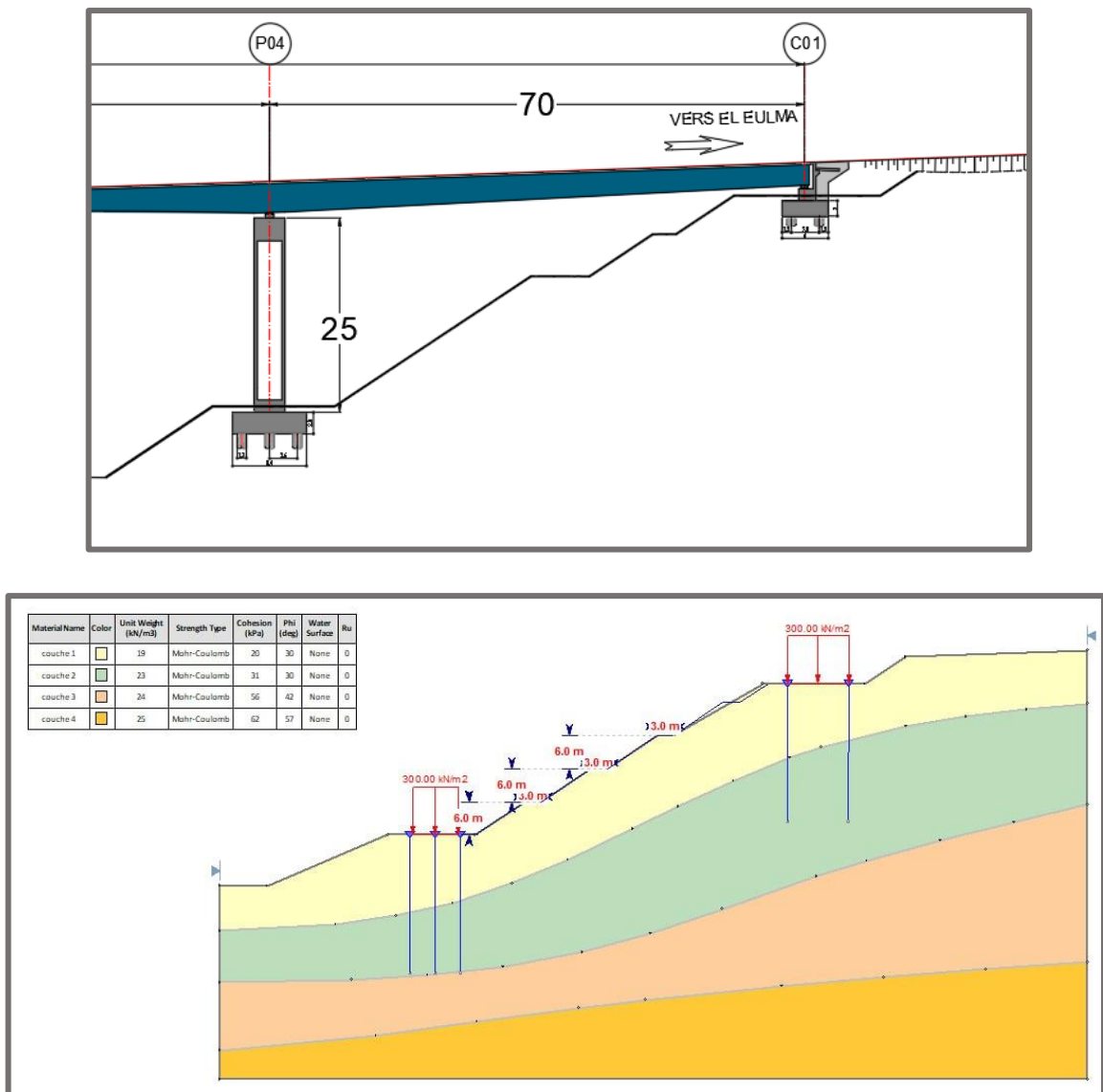


Figure 10.2 Modèle de calcul

### 10.5 Résultats de la stabilité générale :

Les résultats de stabilité obtenus (coefficient de sécurité et cercles de glissement critique) de la situation finale de calcul en statique et en sismique sont représentés sur la figure ci-après :

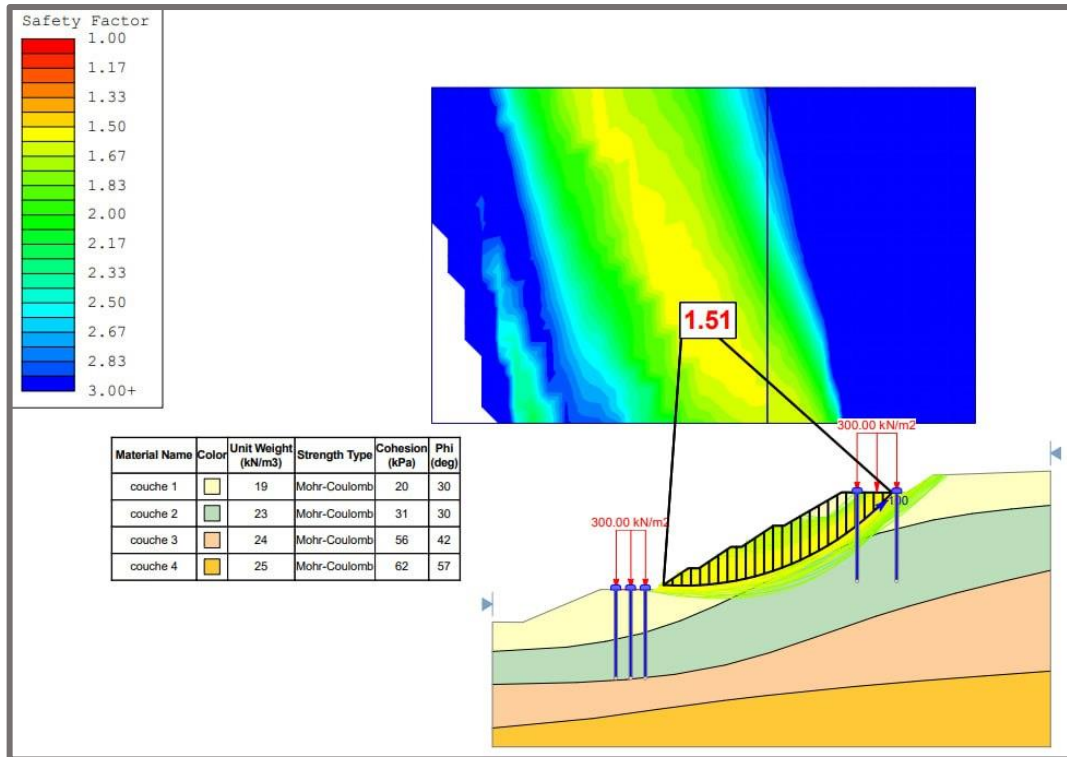


Figure 10.3 Calcul de stabilité – Situation finale en statique

### 10.6 Conclusion :

D’après les résultats de calcul, et comme il est possible d’observer dans les figures représentées, on peut conclure que pour toutes les conditions de calculs les Fs imposées par les normes sont respectés alors, notre ouvrage (talus) est stable pour les deux situations statique et sismique :

Fs=1.51 > 1.5 pour la situation statique

## **11 Conclusion générale**

## Conclusion :

La réalisation de notre projet de fin d'études revêt une grande importance dans notre parcours de formation. Il représente une étape cruciale où nous avons pu mettre en pratique les connaissances théoriques acquises au cours de nos trois années à l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).

Ce projet avait pour objectif la conception et l'étude d'un pont qui servirait de lien entre le port de DJENDJEN et l'autoroute Est-Ouest. Il peut être divisé en deux phases distinctes, chacune apportant ses enseignements spécifiques :

- La première phase a été consacrée au choix du type de structure, une étape essentielle guidée par des considérations techniques et économiques. Parmi celles-ci, le critère principal était l'aspect économique, ce qui nous a conduits à opter pour un pont mixte en béton et acier bipoutre.
- La deuxième phase, axée sur le dimensionnement, nous a permis de calculer les différentes composantes structurelles et équipements du pont. Nous avons pu constater que le défi majeur résidait dans l'évaluation des charges, notamment les charges sismiques, afin d'obtenir des sollicitations aussi proches de la réalité que possible.

Ce travail nous a permis d'acquérir diverses compétences, telles que l'assimilation des phénomènes physiques, la transition de la modélisation vers l'utilisation de logiciels, ainsi que la maîtrise des réglementations régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Ces acquisitions se sont faites grâce à la consultation de références bibliographiques, à l'utilisation de logiciels de calcul, et surtout grâce aux échanges avec des ingénieurs et chercheurs spécialisés en génie civil. En somme, l'étude d'un pont met en évidence notre maîtrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur, tels que la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et les techniques de charpente métallique

# **Bibliographie**

## **Livres et règlements :**

- J.A Calgaro et A. Bernard Géley. Conception des ponts, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées.
- Guide de conception des ponts courants en zone sismique. S.E.T.R.A (2000).
- Guide méthodologique Eurocodes 3 et 4 Application aux ponts routes mixtes acier-béton.
- Guide technique appareils d'appui en élastomère fretté utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires S.E.T.R.A (juillet 2007)
- Les appuis de pont PP73 Guide S.E.T.R.A
- Calgaro, J.A & Virlogeux, M. Projet et construction des ponts. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), (1987).
- Guide de conception durable Ponts mixtes acier-béton S.E.T.R.A Version 4 d'août 2009
- BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton armé suivant la méthode des états limites, BAEL 91 révisé 99, 1999
  - RCPR, Règles Définissant les Charges à Appliquer Pour Le Calcul et Les Epreuves des Ponts Routes, Algérie, 2009.
  - RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008
  - Document SETRA, Ponts mixtes acier-béton bipoutres, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
  - Document SETRA, Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, France, SETRA, 1996
  - Document SETRA, Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.
  - Eurocodes 2, 3 , 4 et 7

## **Logiciel :**

- AUTODESK : AUTOCAD 2023
- AUTODESK : ROBOT EXPERT 2010
- CSI BRIDGE V22
- SLIDE (GEOTECHNIQUE)

## **Sites internet :**

- [www.setra.com](http://www.setra.com)
- [www.freyssinet.com](http://www.freyssinet.com)
- [www.csiamerica.com](http://www.csiamerica.com)
- [www.csiknowledgebase.com](http://www.csiknowledgebase.com)

# **Annexe**

# Annexe A : Devis estimatif et quantitatif

Désignations des Parties	U	Quantités	Prix unitaire(DA)	Montant (DA)
<b>Partie 1 : Pieux</b>				
Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrainnon rocheux	ml	1 600,00	55 000,00	88 000 000,00
Recepape des pieux	U	64,00	24 000,00	1 536 000,00
<b>TOTAL (Partie 1)</b>				<b>89 536 000,00</b>
<b>Partie 2 : Béton</b>				
Béton de propreté de 10 cm	m <sup>3</sup>	87,13	10 500,00	914 865,00
Béton RN 30 pour semelles	m <sup>3</sup>	2 075,36	16 000,00	33 205 824,00
Béton RN 30 pour piles	m <sup>3</sup>	2 302,97	18 000,00	41 453 460,00
Béton RN 30 pour culées	m <sup>3</sup>	1 577,28	18 000,00	28 391 040,00
Béton RN 35 pour la dalle	m <sup>3</sup>	1 358,13	25 000,00	33 953 125,00
<b>TOTAL (Partie 2)</b>				<b>137 918 314,00</b>
<b>Partie 3 : Acier</b>				
Acier haute adhérence pour infrastructure	t	233,13	140 000,00	32 638 200,00
Acier haute adhérence pour superstructure	t	116,56	140 000,00	16 318 400,00
Acier charpente métallique pour tablier	t	478,33	460 000,00	220 031 800,00
<b>TOTAL (Partie 3)</b>				<b>268 988 400,00</b>
<b>TOTAL HORS TAXES</b>			<b>496 442 714,00</b>	
<b>T V A 19 %</b>			<b>94 324 115,66</b>	
<b>TOTAL EN TTC</b>			<b>590 766 829,66</b>	

**Devis estimatif et quantitatif de la variante 01 (Pont mixte bipoutre)**

N°	DESIGNATIONS DES POSTES	U	Quantités	x	Montant
Poste 1 : Pieux					
1,1	Forage des pieux Ø 1200mm verticaux en terrain non rocheux	ML	3 520,00	70 000,00	246 400 000,00
1,2	Recepage des pieux	U	176,00	24 000,00	4 224 000,00
TOTAL (Poste 1)					250 624 000,00
Poste 2 : Béton					
2,1	Béton de propreté de 10 cm pour fonds de fouilles	M3	18,77	10 500,00	197 074,50
2,3	Béton RN 27 pour semelles (piles, culées)	M3	5 011,88	17 000,00	85 201 875,00
2,4	Béton RN 27 pour piles	M3	2 351,35	18 000,00	42 324 300,00
2,5	Béton RN 27 pour culées	M3	366,53	18 000,00	6 597 621,00
2,6	Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	M3	1 298,00	22 000,00	28 556 000,00
TOTAL (Poste 2 )					162 876 870,50
Poste 3 : Acier					
3,1	Acier haute adhérence Fe E50 A pour infrastructure	T	1 159,46	180 000,00	208 703 506,50
3,2	Acier haute adhérence Fe E50 A pour superstructure	T	194,70	180 000,00	35 046 000,00
3,3	Acier de précontrainte par post-tension pour les poutres	T	38,94	500 000,00	19 470 000,00
TOTAL( Poste 3 )					263 219 506,50
TOTAL HORS TAXES					676 720 377,00
T V A 19 %					128 576 871,63
TOTAL EN TTC					805 297 248,63
Huit cent cinq millions deux cent quatre-vingt-dix-sept mille deux cent quarante-huit virgule soixante-trois.					

**Devis estimatif et quantitatif de la variante 02 (Pont à poutres préfabriquées par post-tension (VIPP)).**

Désignations des Parties	U	Quantités	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>Partie 1 : Pieux</b>				
Réalisation des pieux Ø 1200mm verticaux en terrainnon rocheux	ml	40,00	60 000,00	2 400 000,00
Recepape des pieux	U	78,00	24 000,00	1 872 000,00
<b>TOTAL (Partie 1)</b>				<b>4 272 000,00</b>
<b>Partie 2 : Béton</b>				
Béton de propreté de 10 cm	m <sup>3</sup>	75,00	10 500,00	787 500,00
Béton RN 27 pour semelles	m <sup>3</sup>	2 754,00	15 000,00	41 310 000,00
Béton RN 30 pour piles	m <sup>3</sup>	2 302,97	18 000,00	41 453 460,00
Béton RN 30 pour culées	m <sup>3</sup>	1 577,28	18 000,00	28 391 040,00
Béton RN 35 pour poutres en béton précontraint préfabriquées + hourdis + entretoises	m <sup>3</sup>	2 220,00	35 000,00	77 700 000,00
<b>TOTAL (Partie 2)</b>				<b>189 642 000,00</b>
<b>Partie 3 : Acier</b>				
Acier haute adhérence pour infrastructure	t	383,00	132 000,00	50 556 000,00
Acier haute adhérence pour superstructure	t	444,00	132 000,00	58 608 000,00
Acier de précontraint par postension pour voussoirs préfabriqués	t	90,00	490 000,00	44 100 000,00
<b>TOTAL (Partie 3)</b>				<b>153 264 000,00</b>
<b>TOTAL HORS TAXES</b>			<b>347 178 000,00</b>	
<b>T V A 19 %</b>			<b>65 963 820,00</b>	
<b>TOTAL EN TTC</b>			<b>413 141 820,00</b>	

**Devis estimatif et quantitatif de la variante 03 (Pont voussoir)**

# Annexe B : modèle et calcul manuel

LOGICIEL DE CALCUL :

Définir la trajectoire et la longueur du pont :

**Bridge Layout Line Data**

Bridge Layout Line Name:

Coordinate System: GLOBAL

Shift Layout Line:

Units: KN, m, C

Coordinates of Initial Station

Global X:  Global Y:  Global Z:

Initial and End Station Data

Initial Station (m):  Initial Bearing:  Initial Grade in Percent:  End Station (m):

Horizontal Layout Data

Define Layout Data

Plan View (X-Y Projection)

Station:  Bearing:  Radius:  Grade:  X:  Y:  Z:

Developed Elevation View Along Layout Line

Trajectoire de pont

## Définition des matériaux :

**B Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: S355

Material Type: Steel

Material Grade: S355

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 78

Mass per Unit Volume: 7,9538

Units: KN, m, C

**Isotropic Property Data**

Modulus Of Elasticity, E: 2,100E+08

Poisson, U: 0,3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,170E-05

Shear Modulus, G: 80769231,

**Other Properties For Steel Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 355000,

Minimum Tensile Stress, Fu: 510000,

Expected Yield Stress, Fye: 390500,

Expected Tensile Stress, Fue: 561000,

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Matériaux pour l'acier structural

**B Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: C35/45

Material Type: Concrete

Material Grade: C35/45

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 24,9926

Mass per Unit Volume: 2,5485

Units: KN, m, C

**Isotropic Property Data**

Modulus Of Elasticity, E: 34000000,

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,000E-05

Shear Modulus, G: 14166667,

**Other Properties For Concrete Materials**

Specified Concrete Compressive Strength, fc: 35000,

Expected Concrete Compressive Strength: 35000,

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Matériaux pour béton

## Définir le tablier du pont (Steel I Girder) :

**Section Data**

Definition: Loads

**Item** | **Value**

General Data	
Bridge Section Name	travée 01
Slab Material Property	C35/45
Number of Interior Girders	0
Total Width	13,25
Girder Longitudinal Layout	Along Layout Line
Constant Girder Spacing	Yes
Constant Girder Haunch Thickness (t2)	Yes
Constant Girder Frame Section	No
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0,25
Concrete Haunch + Steel Flange Thickness (t2)	0,15
Girder Section Properties	
Left Exterior Girder Section	span 1D
Right Exterior Girder Section	span 1G
Girder Modeling in Area Object Models	
Girders Modeling Object Type	Mixed
Maximum Meshed Element Height for Girder Web	0,4
Fillet Horizontal Dimension Data	

**Diagram:** Shows a cross-section of a bridge slab with girders. Labels include: Width, L1, L2, L3, L4, t1, t2, Ref Pt, Interior Girder 1, Interior Girder 2, Left Exterior Girder, Right Exterior Girder, S1, S2, S3, Constant or Variable Girder Spacing.

**Diagram:** Shows a 2D coordinate system (X, Y) with a red dot indicating a reference point.

X: | Y: |  Do Snap

Section is Legal | Show Section Details...

**Girder Output**

Modify/Show Girder Force Output Locations...

**Modify/Show Properties**

Materials... | Frame Sects... | Units: KN, m, C

**Modify/Show Load Patterns**

Load Patterns...

Convert To User Bridge Section

OK Cancel

Section transversale de tablier

**Définition des sections :**

The dialog box is titled 'Section Name' and contains the following fields and controls:

- Section Name:** A text input field containing 'poutre'.
- Display Color:** A red square icon.
- Section Notes:** A button labeled 'Modify/Show Notes...'
- Dimensions:** A group box containing six input fields:
  - Outside height (t3): 3,66
  - Top flange width (t2): 1,2
  - Top flange thickness (tf): 0,04
  - Web thickness (tw): 0,03
  - Bottom flange width (t2b): 1,4
  - Bottom flange thickness (tfb): 0,05
- Section:** A grid-based diagram showing the cross-section of a wide flange beam with dimension lines for t2, t3, and t2b.
- Material:** A dropdown menu showing 'S355'.
- Property Modifiers:** A button labeled 'Set Modifiers...'
- Properties:** Two buttons: 'Section Properties...' and 'Time Dependent Properties...'
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' at the bottom.

**Section transversale Poutre**

The dialog box is titled 'Wide Flange Section' and contains the following fields and controls:

- Section Name:** A text input field containing 'PRS 2000'.
- Display Color:** A pink square icon.
- Section Notes:** A button labeled 'Modify/Show Notes...'
- Dimensions:** A group box containing six input fields:
  - Outside height (t3): 2
  - Top flange width (t2): 0,5
  - Top flange thickness (tf): 0,035
  - Web thickness (tw): 0,03
  - Bottom flange width (t2b): 0,5
  - Bottom flange thickness (tfb): 0,035
- Section:** A grid-based diagram showing the cross-section of a wide flange beam with dimension lines for t2, t3, and t2b.
- Material:** A dropdown menu showing 'S355'.
- Property Modifiers:** A button labeled 'Set Modifiers...'
- Properties:** Two buttons: 'Section Properties...' and 'Time Dependent Properties...'
- Buttons:** 'OK' and 'Cancel' at the bottom.

**Section transversale PRS2000**

Section Name: entretroise

Section Notes: Modify/Show Notes...

Dimensions:

- Outside height (t3): 0,6
- Top flange width (t2): 0,22
- Top flange thickness (tf): 0,019
- Web thickness (tw): 0,012
- Bottom flange width (t2b): 0,22
- Bottom flange thickness (t3b): 0,019

Material: S355

Property Modifiers: Set Modifiers...

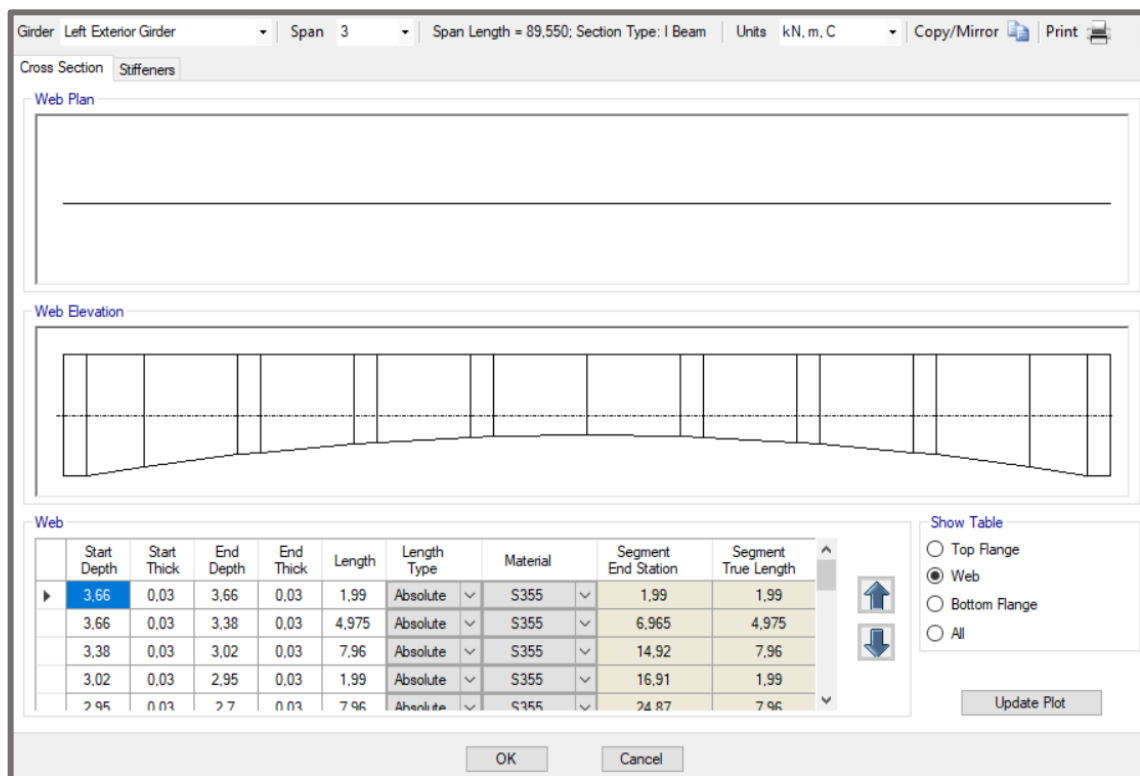
Properties: Section Properties..., Time Dependent Properties...

OK Cancel

### Section transversale de IPE600

La variation de la section en fonction de la longueur :

- Variation de l'auteur :



### Hauteur variable

- La variation des semelle inferieur et supérieur (T1 T2 T3 T4) :

Bottom Flange Elevation

Bottom Flange

	Start Width	Start Thick	End Width	End Thick	Length	Length Type	Material	Segment End Station	Segment True Length
▶	1.4	0.05	1.4	0.05	14.93	Absolute	S355	14.93	14.93
	1.4	0.045	1.4	0.045	9.949	Absolute	S355	24.88	9.949
	1.4	0.04	1.4	0.04	9.948	Absolute	S355	34.82	9.948
	1.4	0.035	1.4	0.035	19.9	Absolute	S355	54.72	19.9
	1.4	0.04	1.4	0.04	9.949	Absolute	S355	64.67	9.949

Show Table  
 Top Flange  
 Web  
 Bottom Flange  
 All

Update Plot

OK Cancel

Top Flange Elevation

Top Flange

	Start Width	Start Thick	End Width	End Thick	Length	Length Type	Material	Segment End Station	Segment True Length
▶	1.2	0.04	1.2	0.04	14.93	Absolute	S355	14.93	14.93
	1.2	0.035	1.2	0.035	9.949	Absolute	S355	24.88	9.949
	1.2	0.03	1.2	0.03	9.948	Absolute	S355	34.82	9.948
	1.2	0.025	1.2	0.025	19.9	Absolute	S355	54.72	19.9
	1.2	0.03	1.2	0.03	9.949	Absolute	S355	64.67	9.949

Show Table  
 Top Flange  
 Web  
 Bottom Flange  
 All

Update Plot

OK Cancel

### Définition des entretoises et les raidisseurs :

Diaphragm Name:  Units:

Select Diaphragm Type

Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section Only)  
 Chord and Brace (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)  
 Single Beam (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)  
 Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Single Beam Diaphragm Parameters

Beam Section Property:

Elevation Change from Top of Beam to Top of Adjacent Girder:

Modeled as Mixed Frame and Shell (Only for Steel I-Girder with Shell Web)  
 Include Connection Plates

Connection Plate Parameters

Plate Width:  Material:   
 Plate Thickness:   Both Sides of Web

OK Cancel

L'entretoise PRS 1000

Bridge Object Name: pont mixte 53 Units: KN, m, C

In-Span Cross-Diaphragm Definition

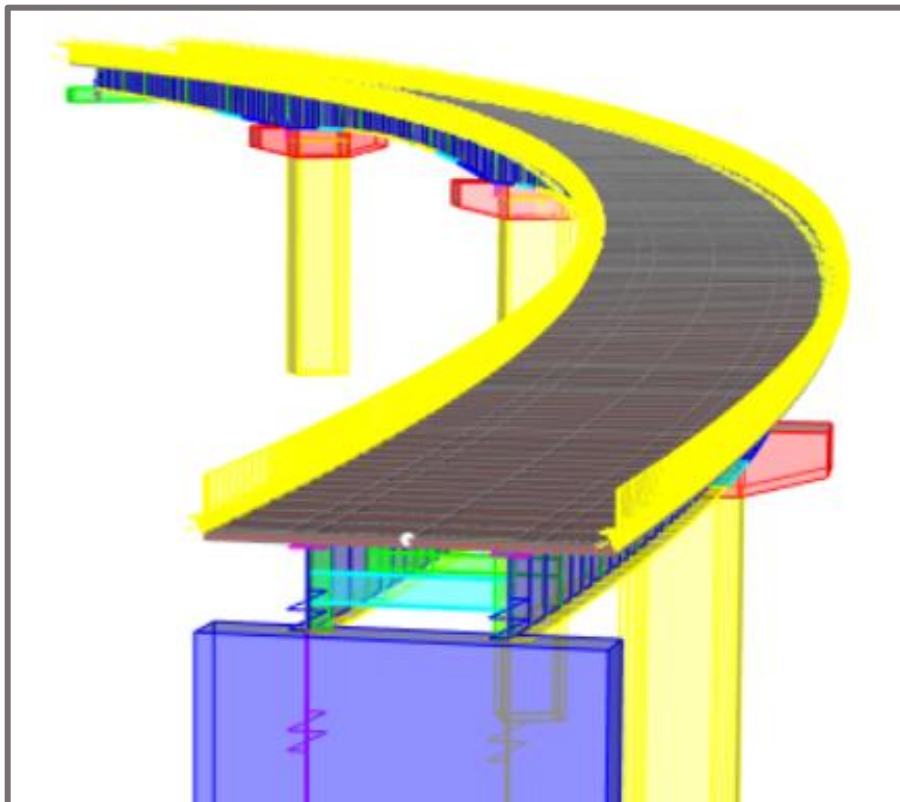
Span	Diaphragm Property	Location	Bearing	Distance	Ref Line
Span 1	HEB1000 culé	All Spaces	Default	0,6	Layout Line
Span 1	entretaise 4	All Spaces	Default	8,2	Layout Line
Span 1	entretaise 4	All Spaces	Default	15,8	Layout Line
Span 1	entretaise 4	All Spaces	Default	23,4	Layout Line
Span 1	entretaise 4	All Spaces	Default	31,	Layout Line
Span 1	entretaise 4	All Spaces	Default	38,6	Layout Line
Span 1	entretaise 5	All Spaces	Default	46,2	Layout Line
Span 1	entretaise 5	All Spaces	Default	53,8	Layout Line
Span 1	entretaise 5	All Spaces	Default	61,4	Layout Line
Span 1	HEB1000	All Spaces	Default	69,8	Layout Line
Span 2	entretaise 1	All Spaces	Default	7,6	Layout Line
Span 2	entretaise 1	All Spaces	Default	15,2	Layout Line
Span 2	entretaise 2	All Spaces	Default	22,8	Layout Line
Span 2	entretaise 2	All Spaces	Default	30,4	Layout Line
Span 2	entretaise 3	All Spaces	Default	38,	Layout Line
Span 2	entretaise 3	All Spaces	Default	45,6	Layout Line
Span 2	entretaise 3	All Spaces	Default	53,2	Layout Line

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

### L'espacement d'entretaise

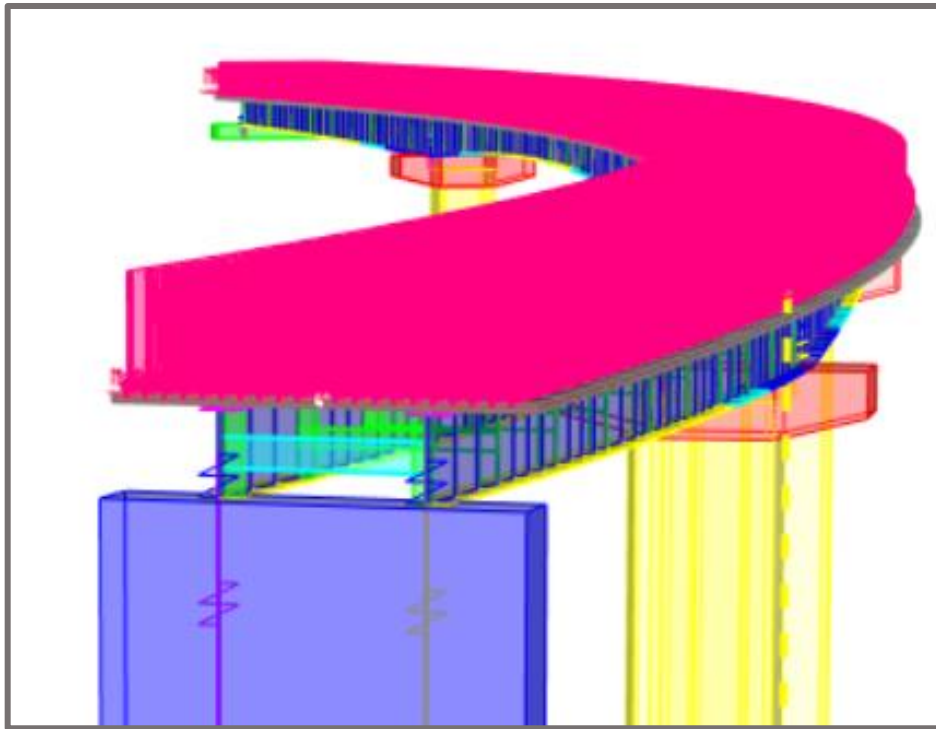
Les compléments de charges permanentes CCP sont appliquées comme suit :

- Les charges lingères :



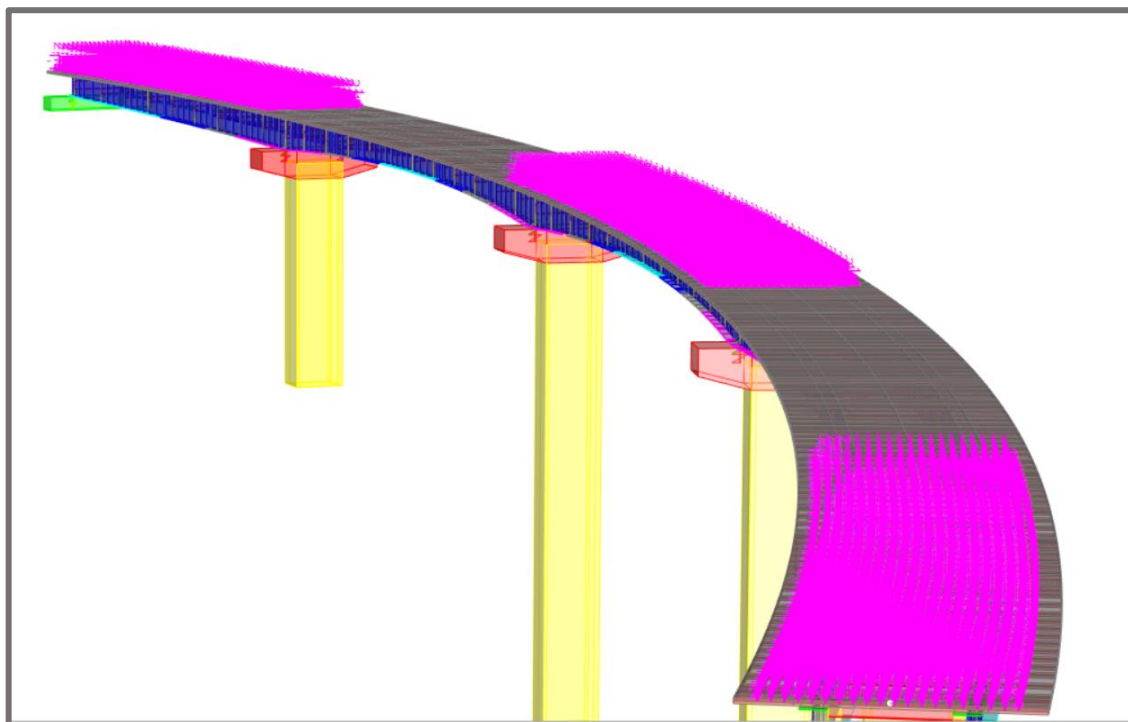
Exemple de charge lingère (glissière)

- Les charges surfaciques :



Exemple de charge surfacique (revêtement)

- a) Système de charge A(L) :



Cas de chargement A(L)

b) Les charges mobiles :

Vehicle Name:

Design Type:

Units:

Source: User Defined

Length Effects: Axle: None, Uniform: None

Vehicle Location in Lane:  Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Notes: Notes...

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0,	Fixed Width	1,	120,	Two Points	2,
Leading Load	Infinite		0,	Fixed Width	1,	120,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		0,	Fixed Width	1,	120,	Two Points	2,
Fixed Length	4,5		0,	Fixed Width	1,	60,	Two Points	2,
Fixed Length	4,5		0,	Fixed Width	1,	120,	Two Points	2,
Fixed Length	1,5		0,	Fixed Width	1,	120,	Two Points	2,
Fixed Length	4,5		0,	Fixed Width	1,	60,	Two Points	2,

Affectation des charges type Bc

Vehicle Name:

Design Type:

Units:

Source: User Defined

Length Effects: Axle: None, Uniform: None

Vehicle Location in Lane:  Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Notes: Notes...

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0,	Fixed Width	1,	160,	Two Points	2,
Leading Load	Infinite		0,	Fixed Width	1,	160,	Two Points	2,
Fixed Length	1,35		0,	Fixed Width	1,	160,	Two Points	2,

Affectation des charges type Bt

Vehicle Name:

Design Type:

Units:

Source: User Defined

Length Effects: Axle: None, Uniform: None

Vehicle Location in Lane:  Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Notes: Notes...

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0,	Lane Width		100,	Two Points	3,3
Leading Load	Infinite		0,	Lane Width		100,	Two Points	3,3
Fixed Length	0,61		0,	Lane Width		100,	Two Points	3,3
Fixed Length	0,61		0,	Lane Width		100,	Two Points	3,3
Fixed Length	0,61		0,	Lane Width		100,	Two Points	3,3
Fixed Length	0,61		0,	Lane Width		100,	Two Points	3,3
Fixed Length	0,61		0,	Lane Width		100,	Two Points	3,3
Fixed Length	0,61		0,	Lane Width		100,	Two Points	3,3

Affectation des charges type Mc120

Vehicle Name: D240

Design Type: Vehicle Live

Units: KN, m, C

Source: User Defined

Length Effects: Axle: None, Uniform: None

Vehicle Location in Lane:  Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Notes: Notes...

Load Plan

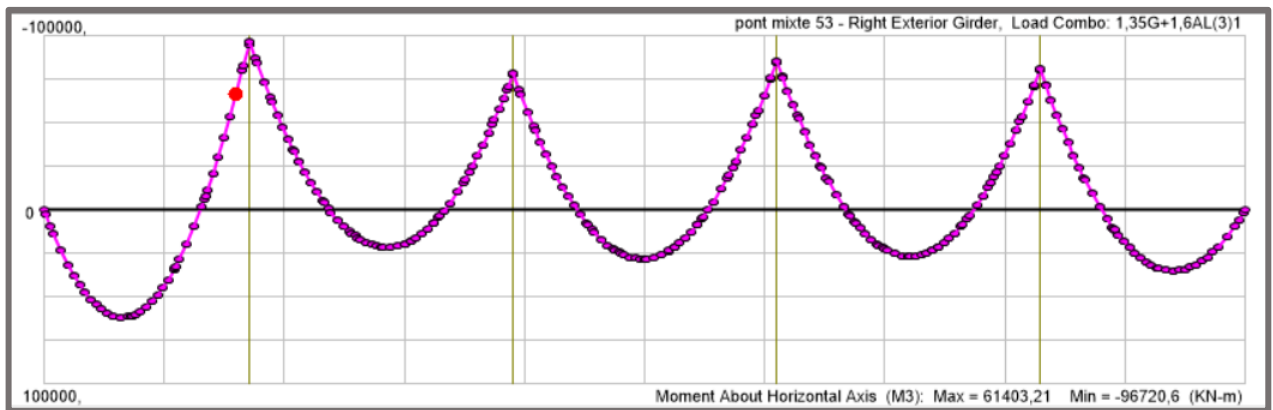
Load Elevation

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0,	Lane Width		218,18	Four Points	0,8
Leading Load	1,86		0,	Lane Width		218,18	Four Points	0,8
Fixed Length	1,86		0,	Lane Width		218,18	Four Points	0,8
Fixed Length	1,86		0,	Lane Width		218,18	Four Points	0,8
Fixed Length	1,86		0,	Lane Width		218,18	Four Points	0,8
Fixed Length	1,86		0,	Lane Width		218,18	Four Points	0,8
Fixed Length	1,86		0,	Lane Width		218,18	Four Points	0,8
Fixed Length	1,86		0,	Lane Width		218,18	Four Points	0,8

**Affectation des charges type D240**

Résultats obtenus :

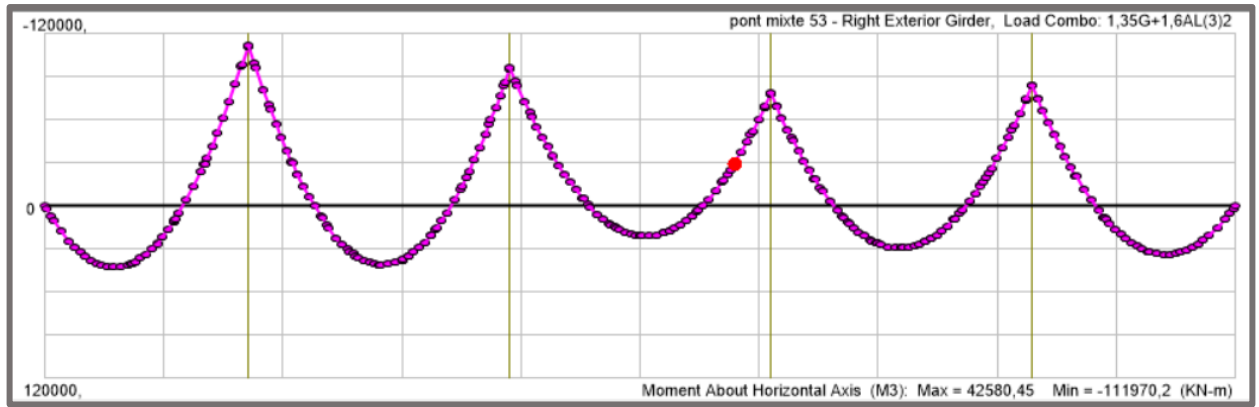
ELU :



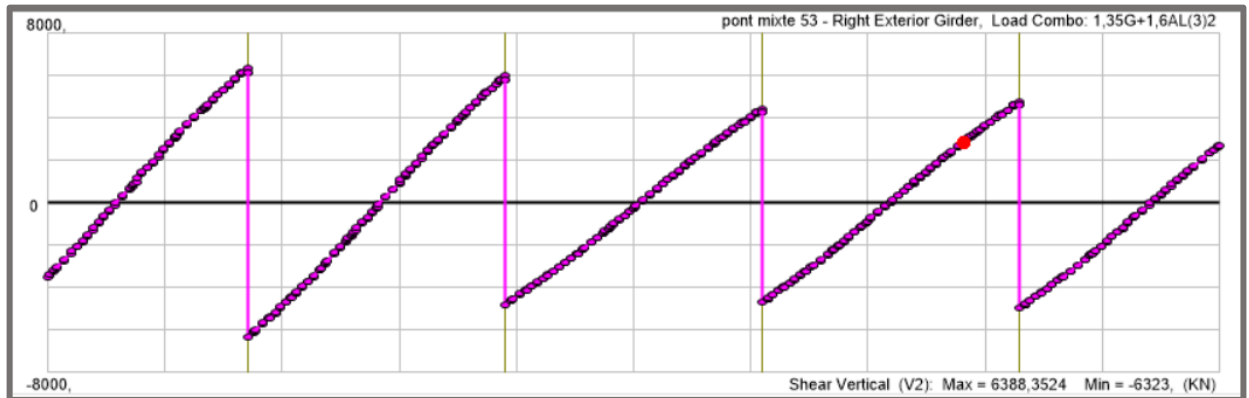
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)1**



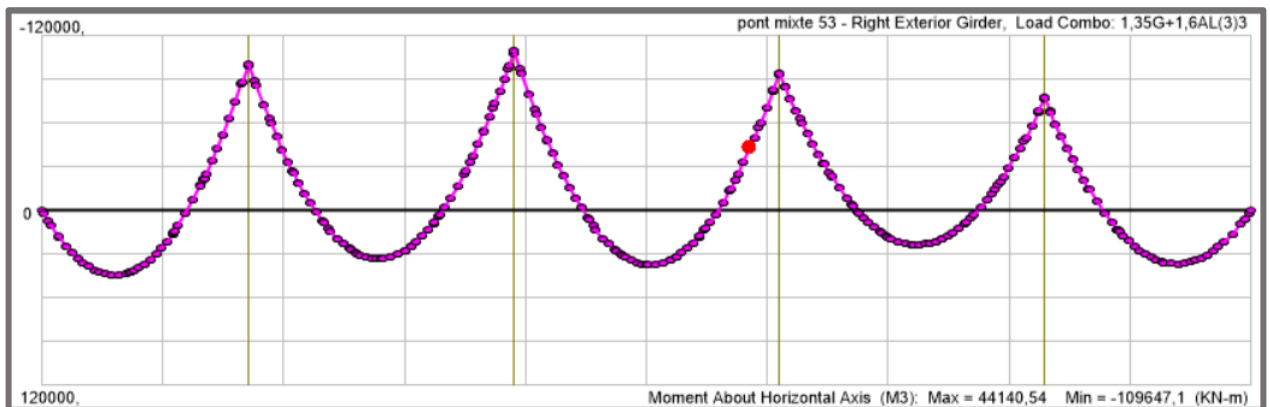
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)1**



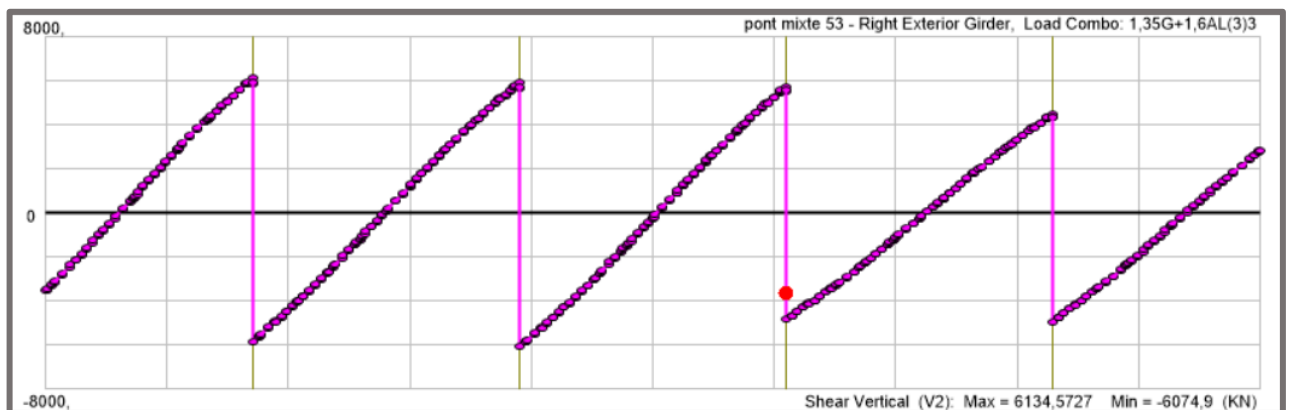
Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)2



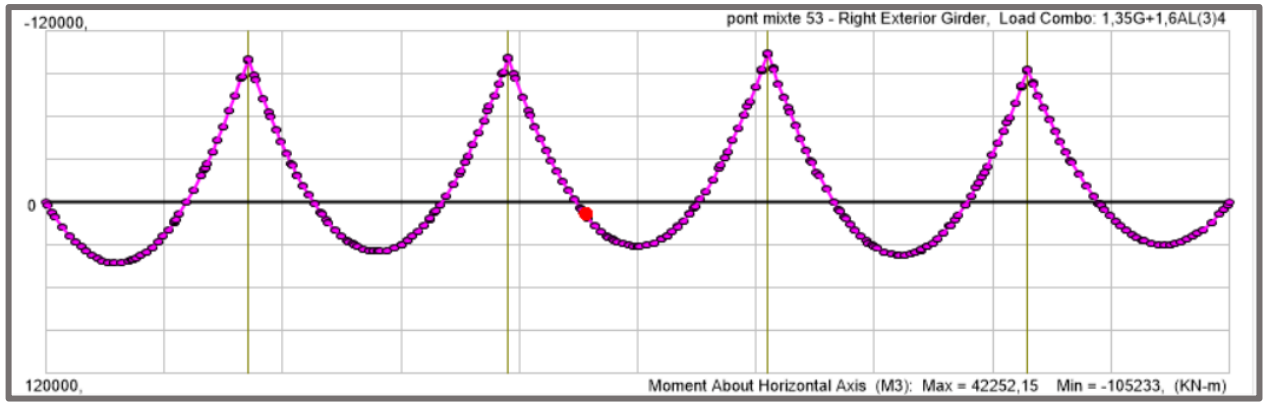
Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)2



Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)3



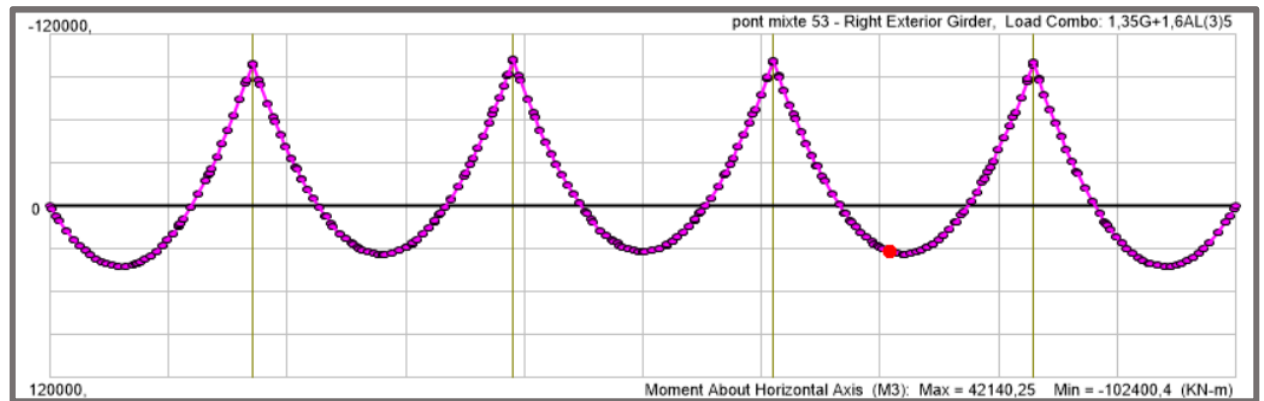
Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)3



**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)4**



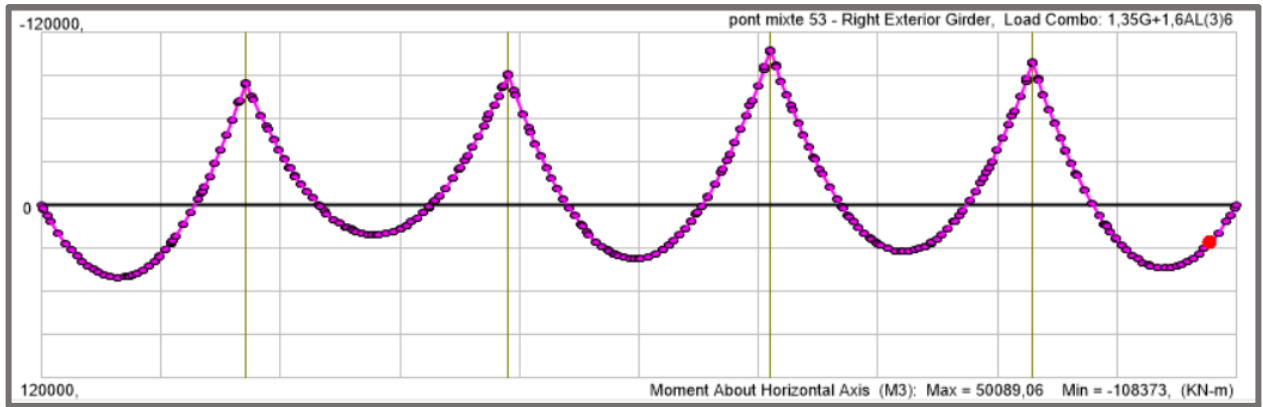
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)4**



**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)5**



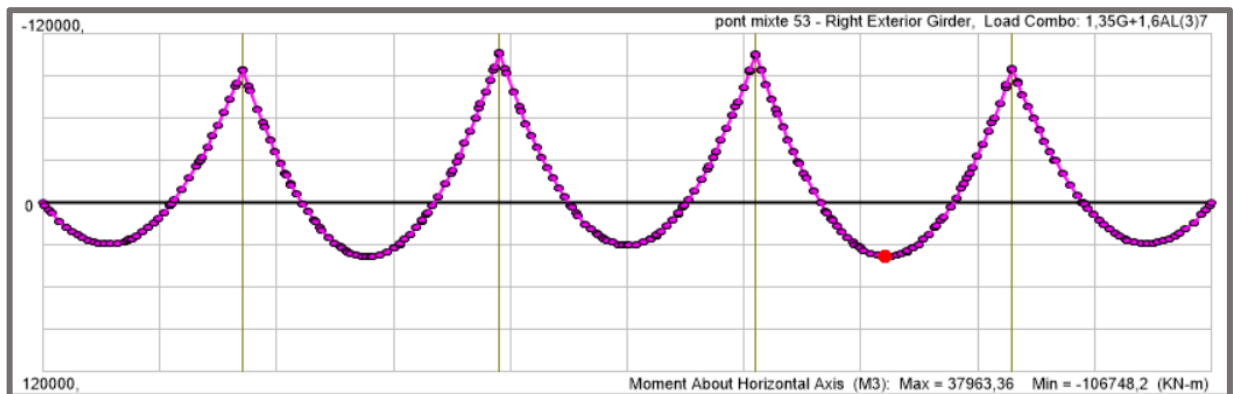
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)5**



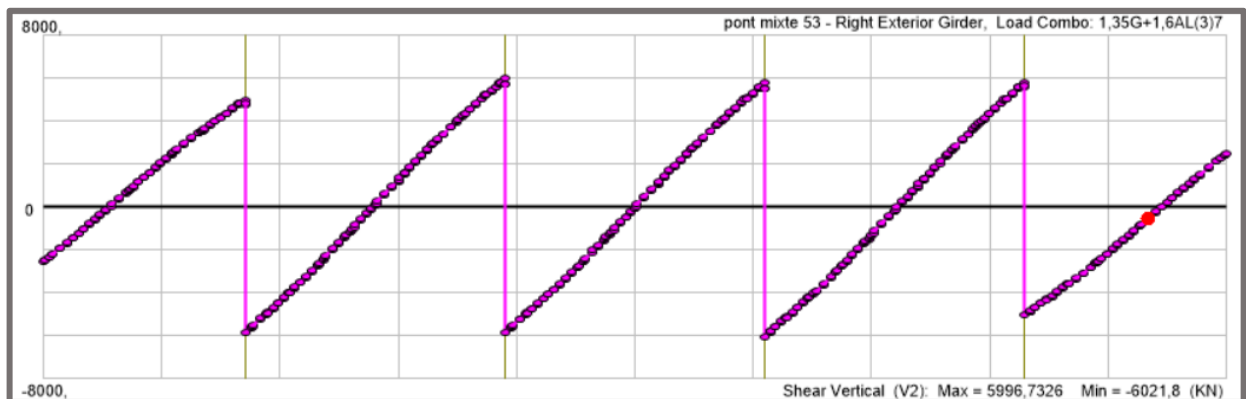
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)6**



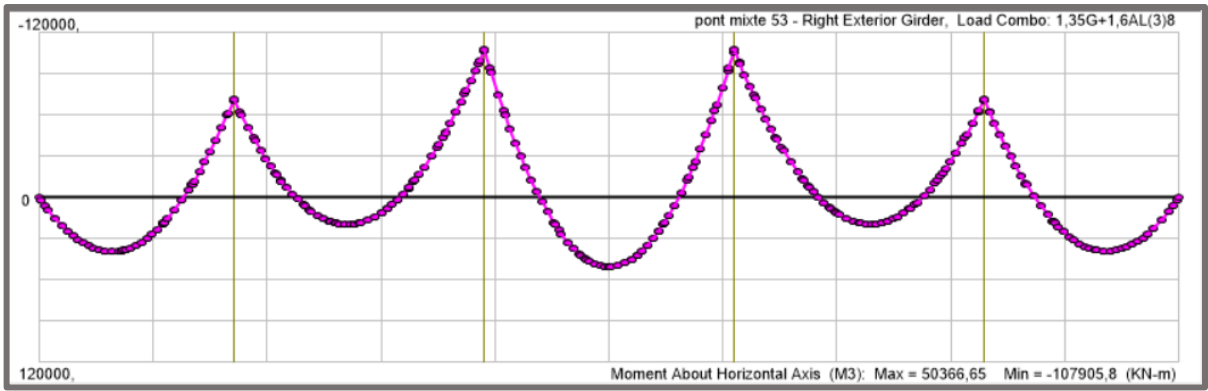
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)6**



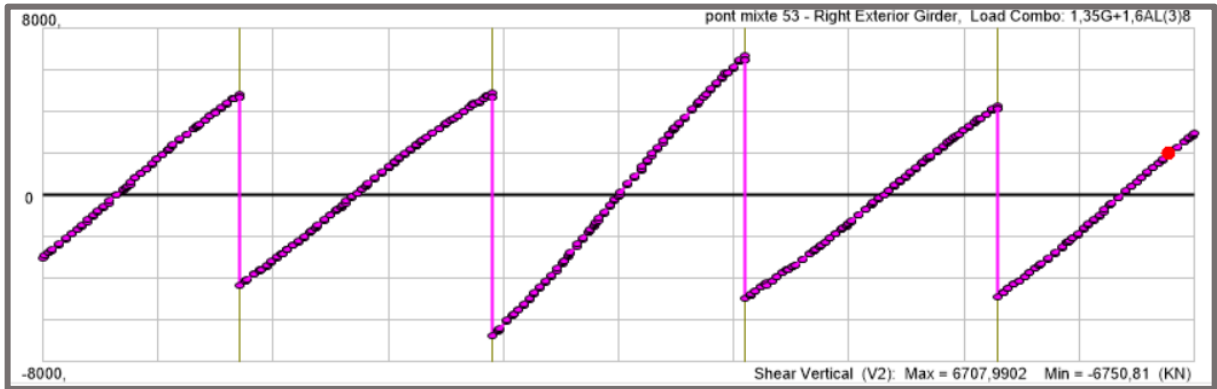
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)7**



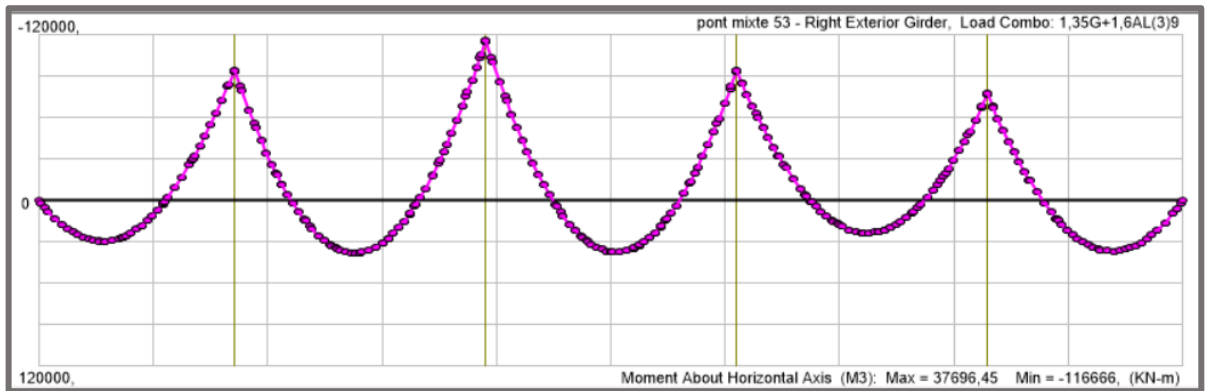
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)7**



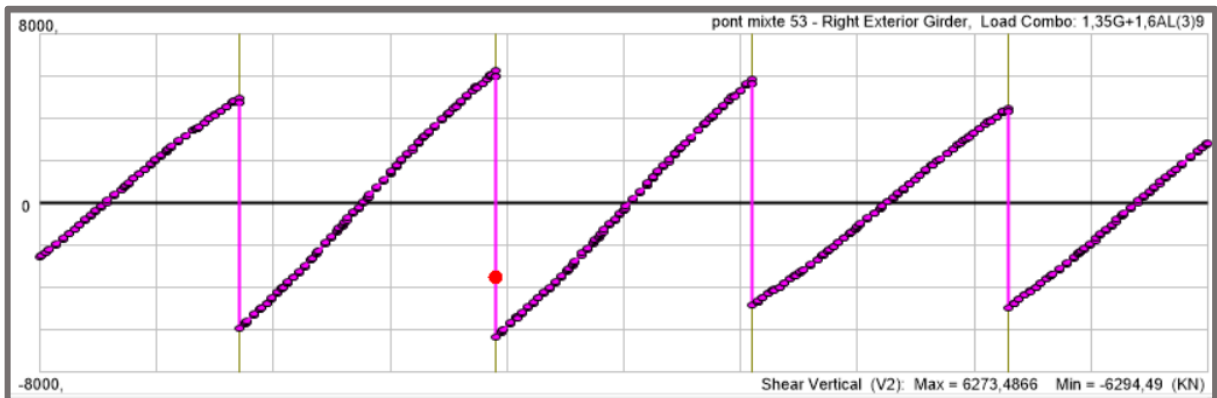
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)8**



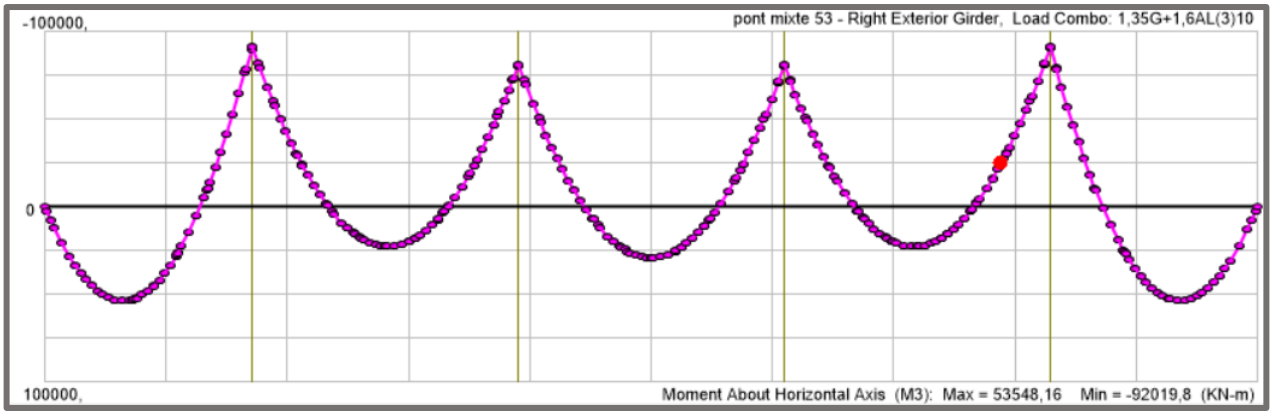
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)8**



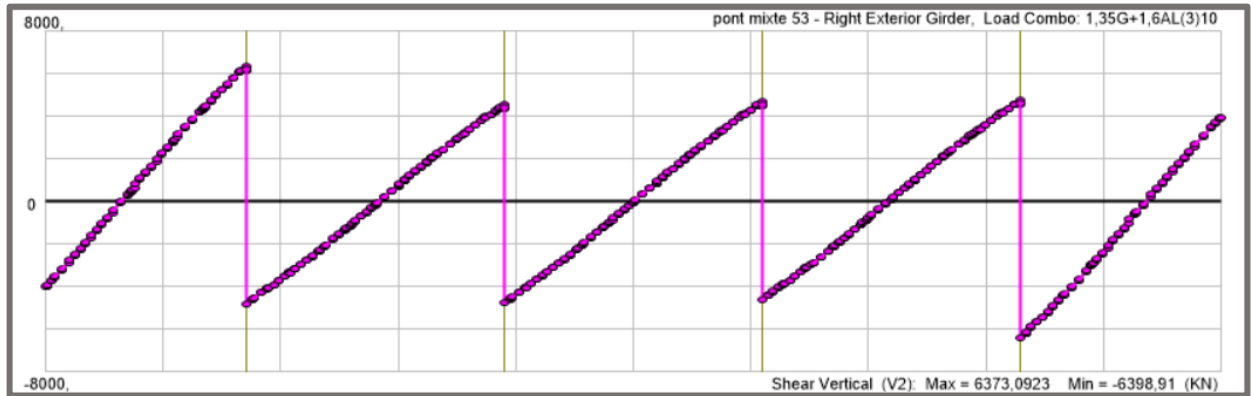
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)9**



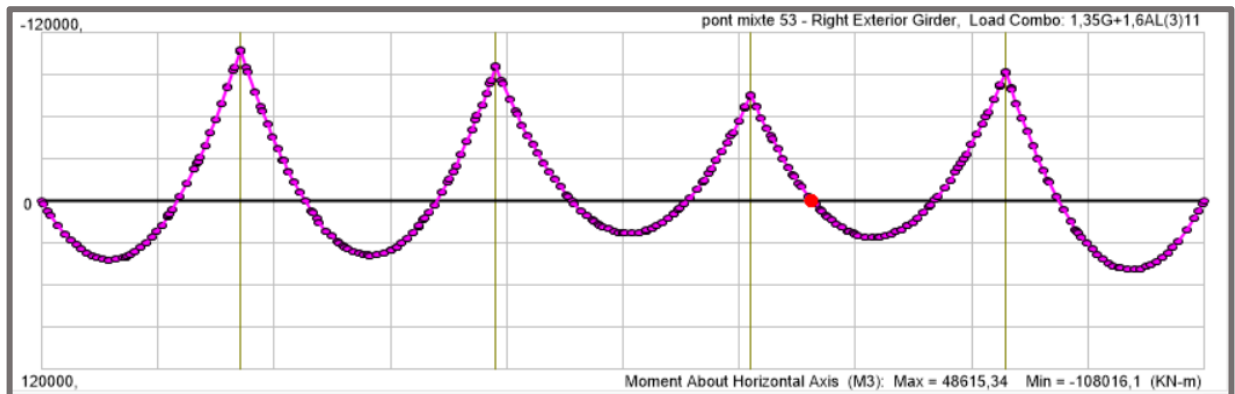
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)9**



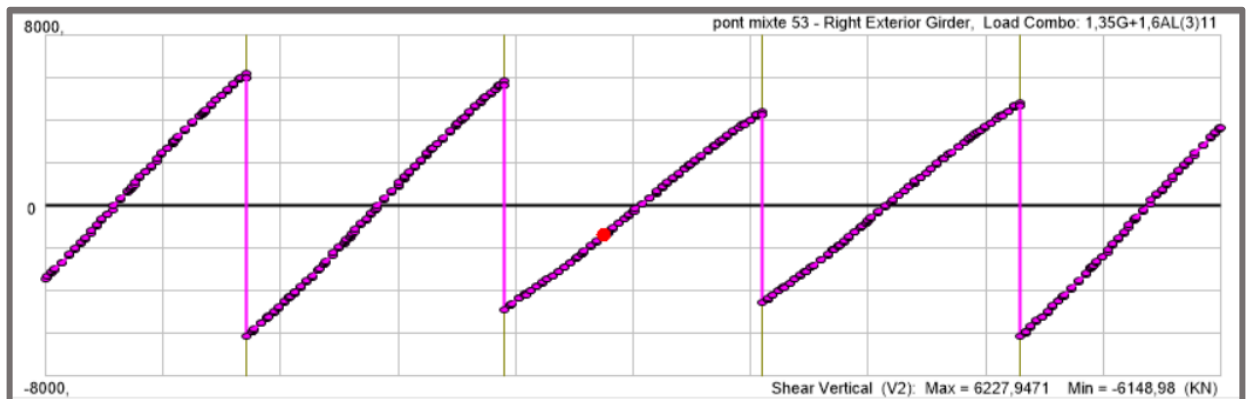
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)10**



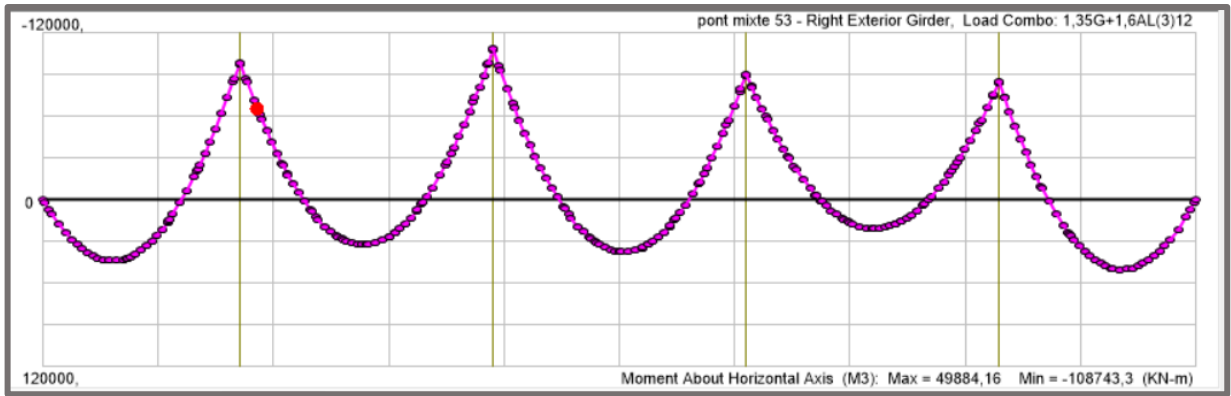
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)10**



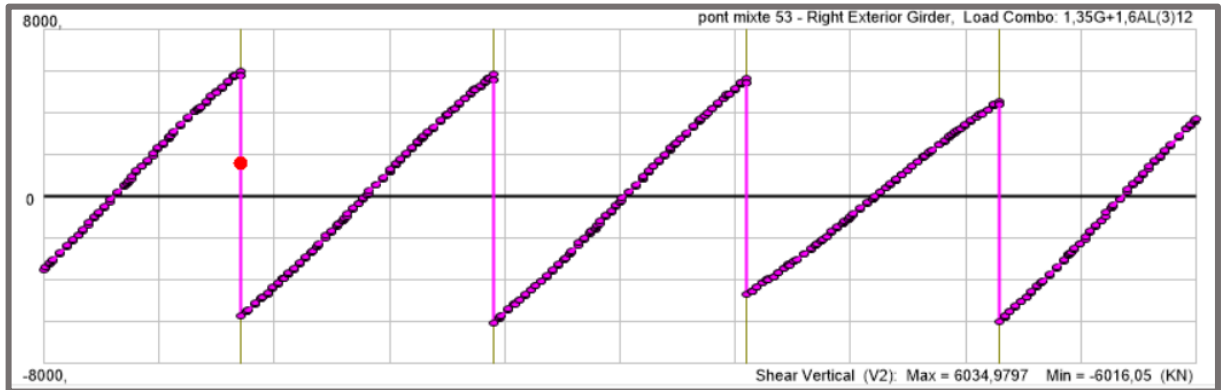
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)11**



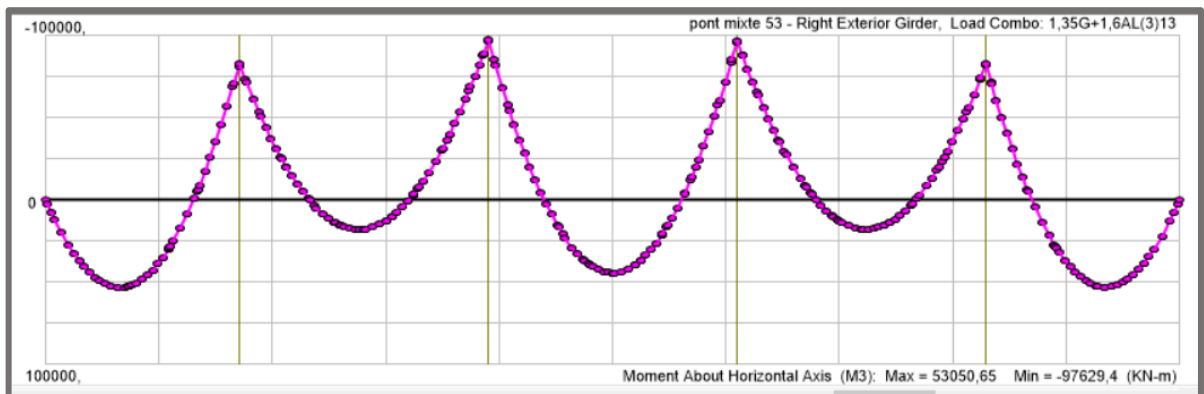
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)11**



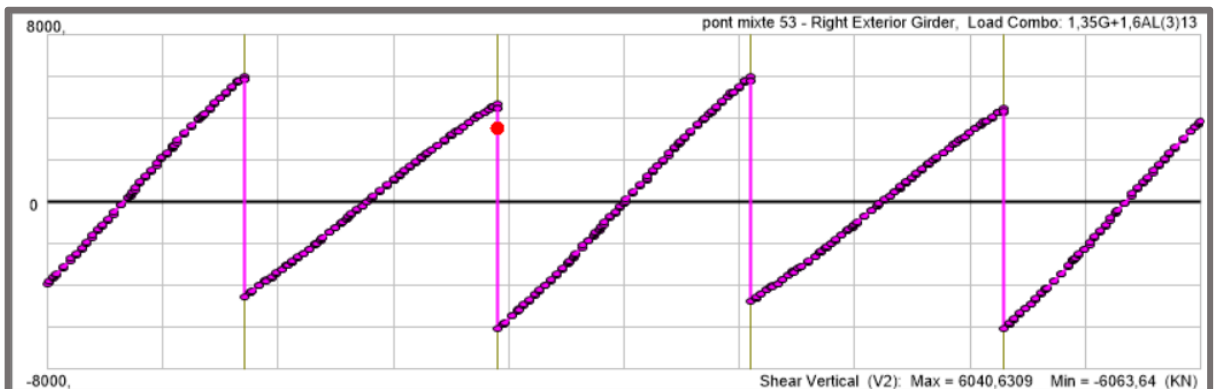
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)12**



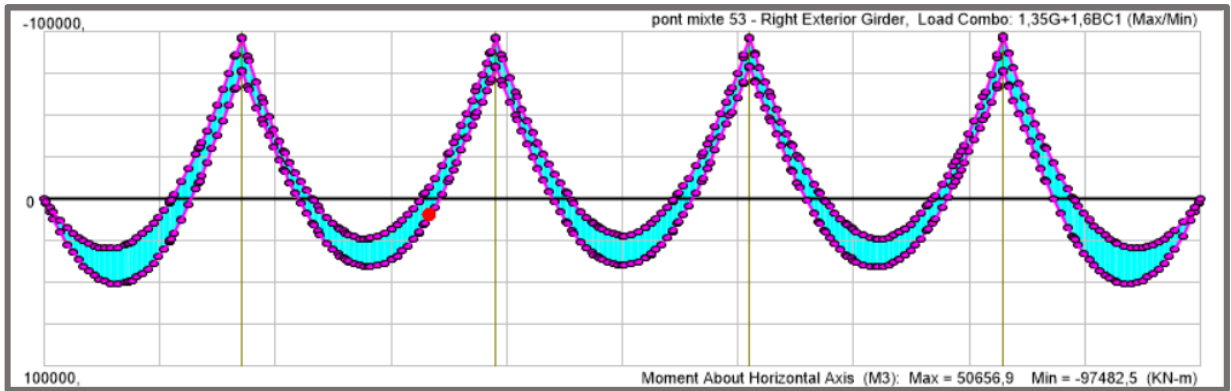
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)12**



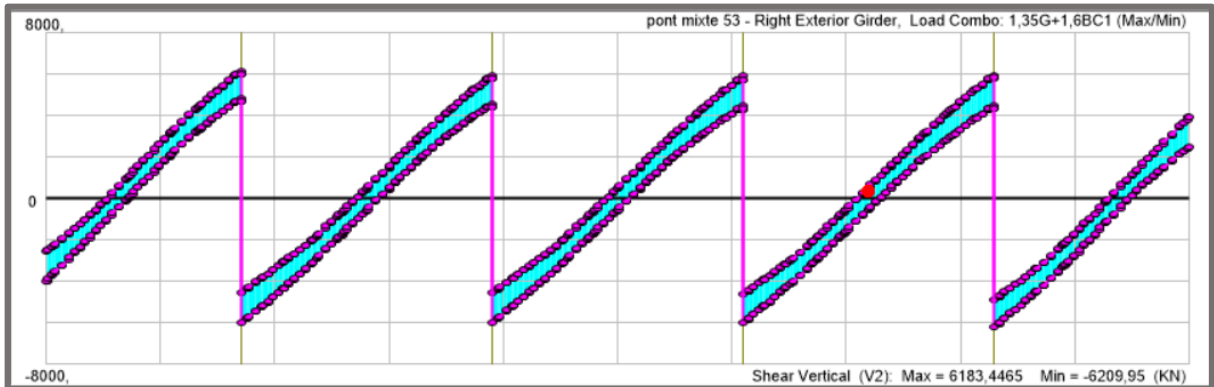
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)13**



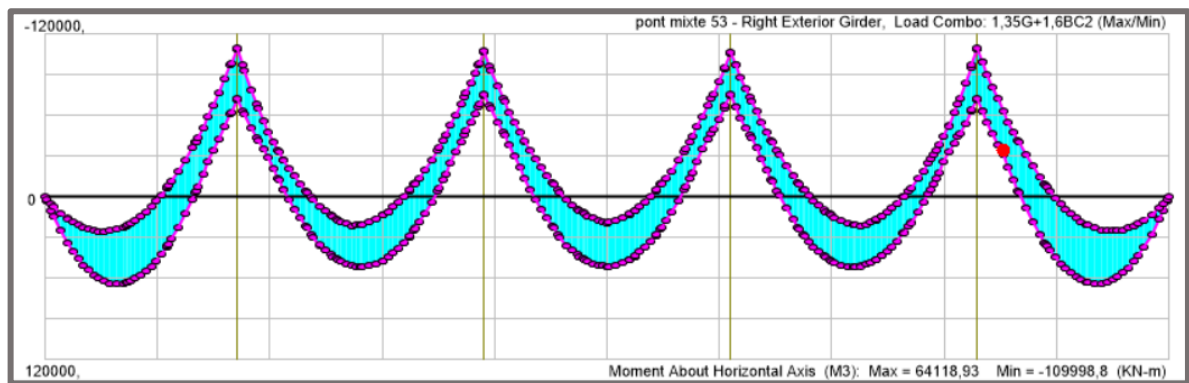
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6AL (3)13**



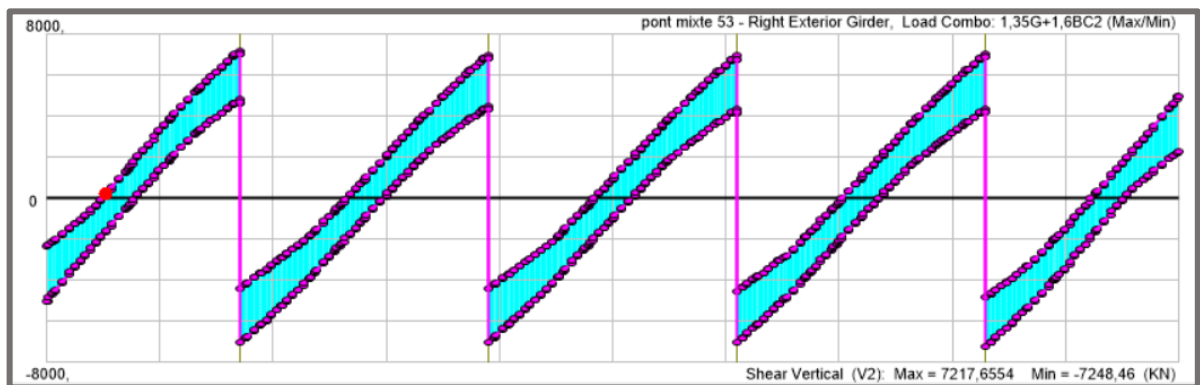
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc (1)**



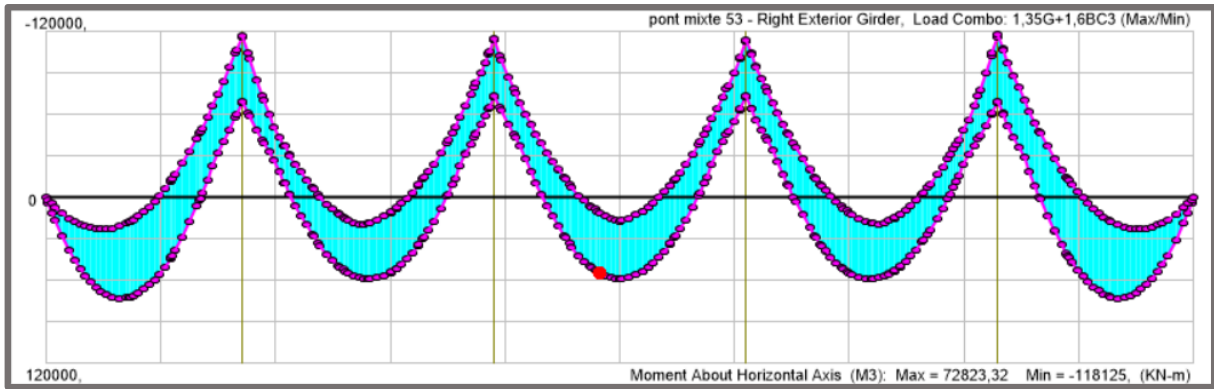
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6Bc (1)**



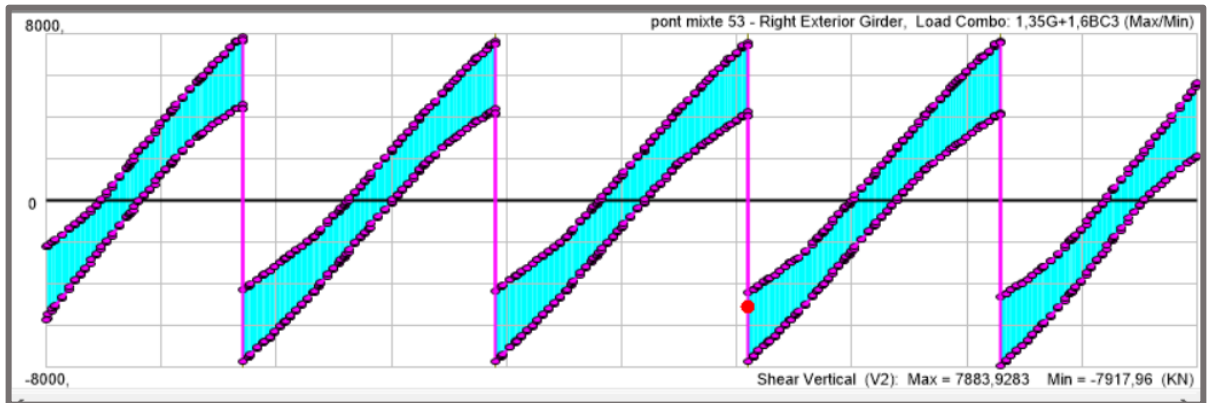
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc (2)**



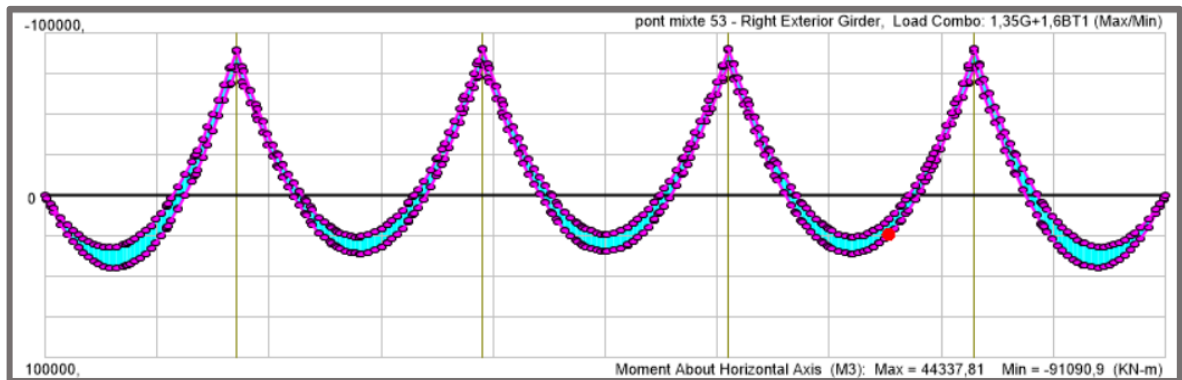
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6Bc (2)**



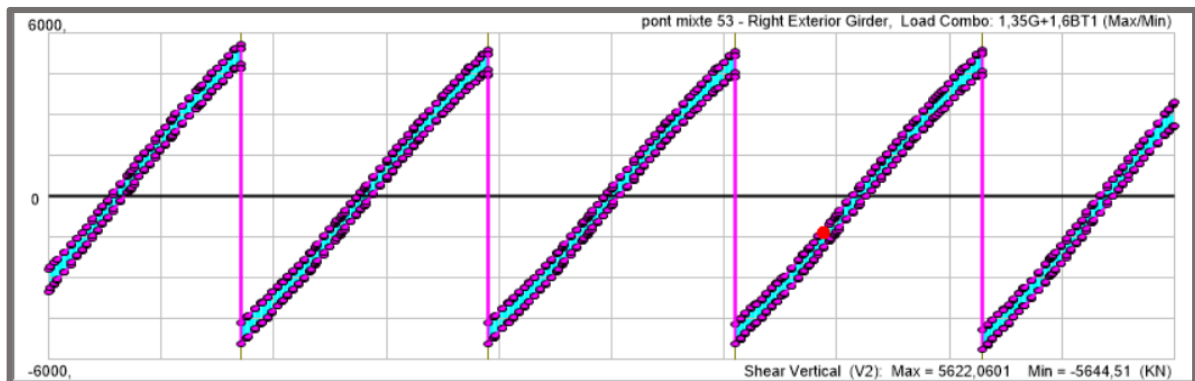
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bc (3)**



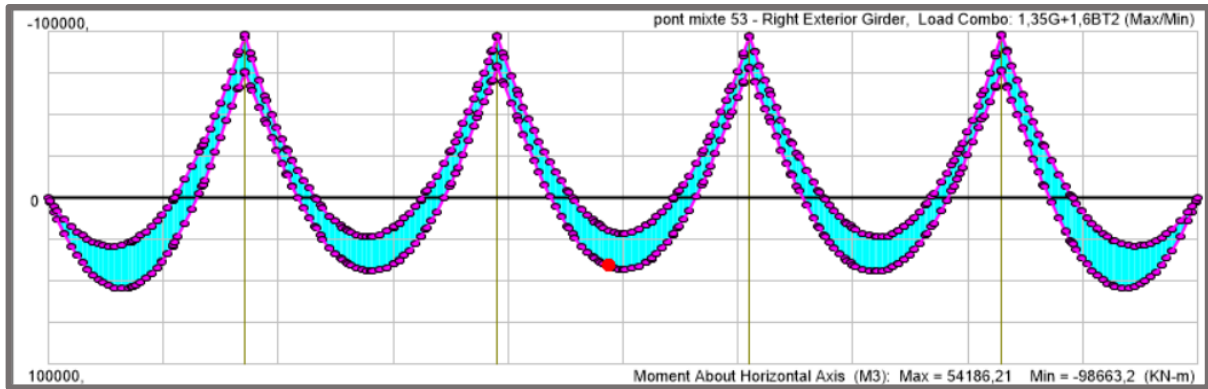
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6Bc (3)**



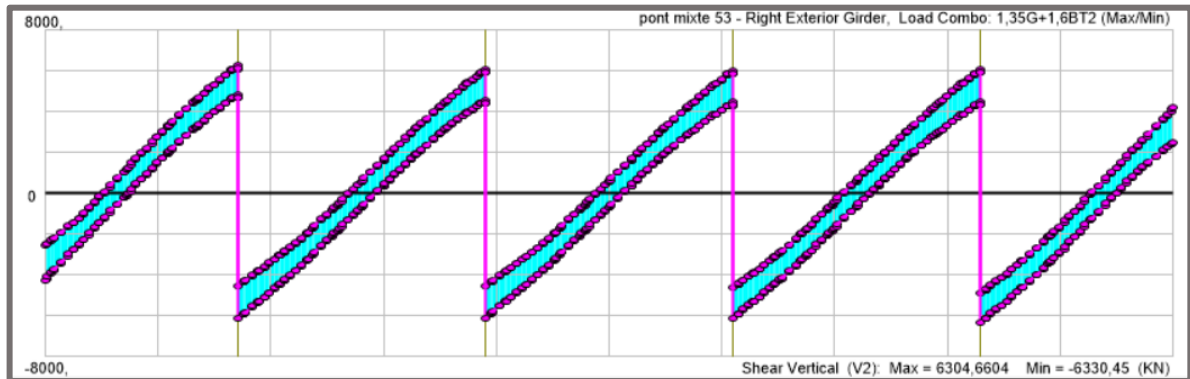
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt (1)**



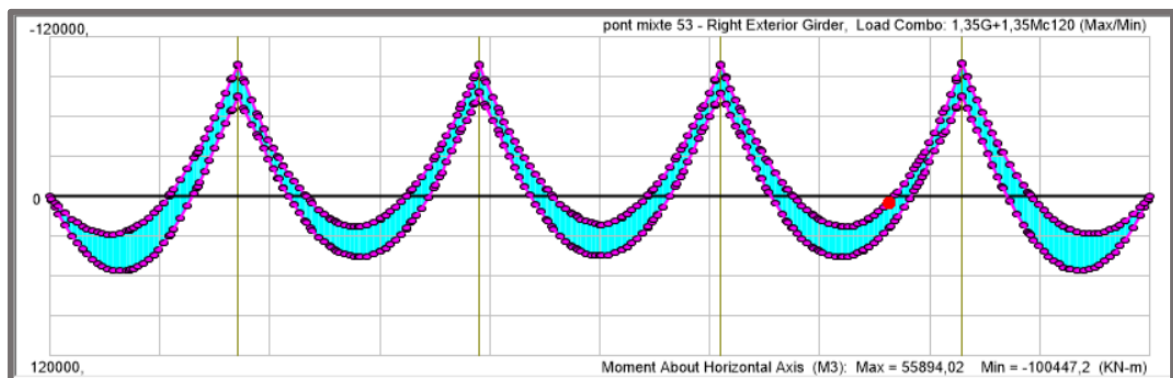
**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6Bt (1)**



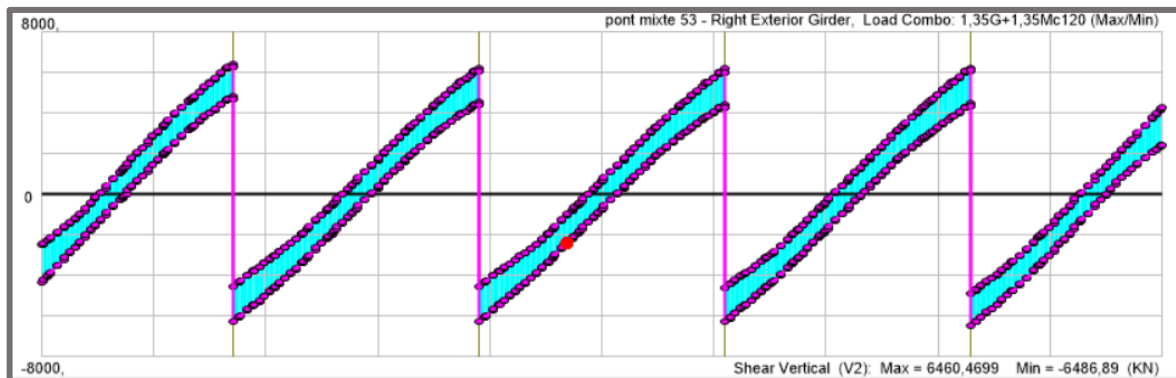
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.6Bt (2)**



**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.6Bt (2)**

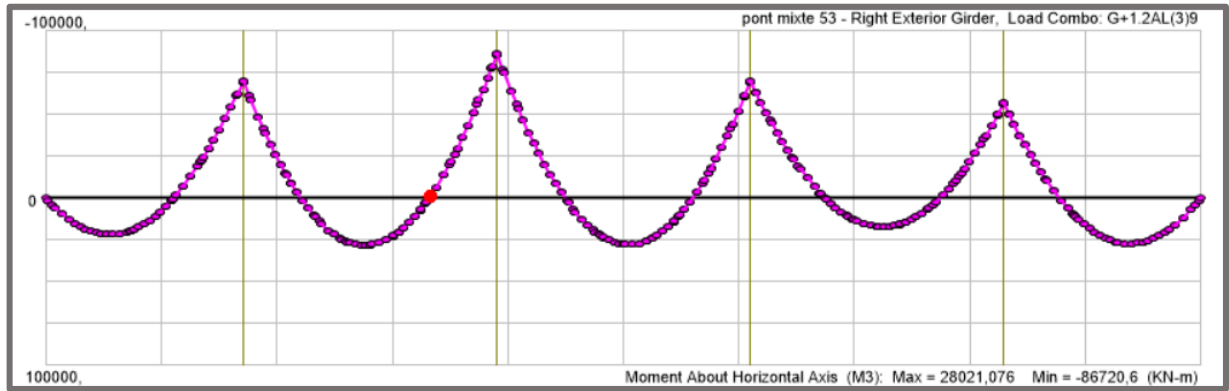


**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120**

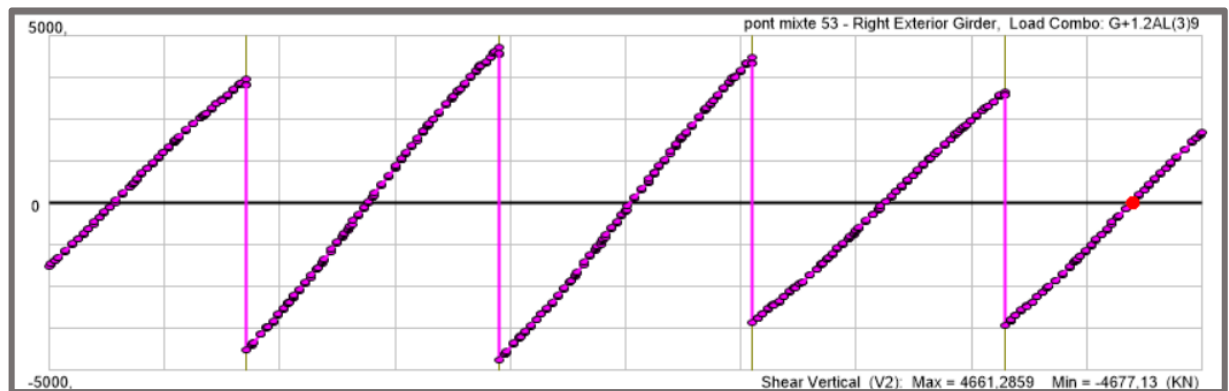


**Effort tranchant sous la combinaison 1.35G+1.35Mc120**

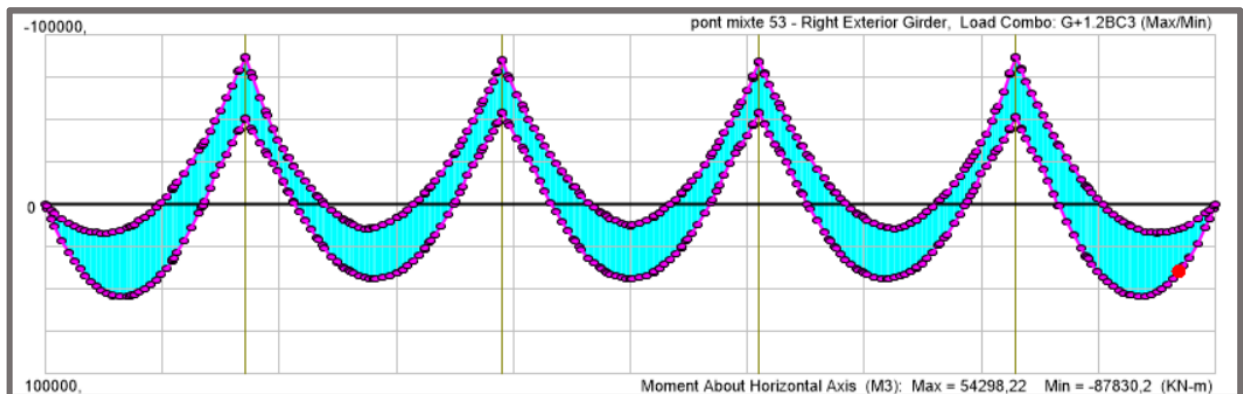
ELS :



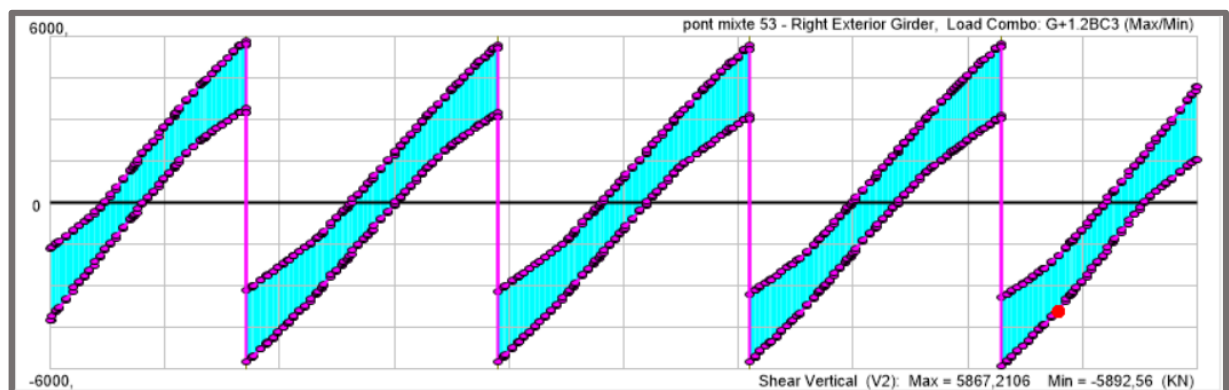
Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2AL (3)9



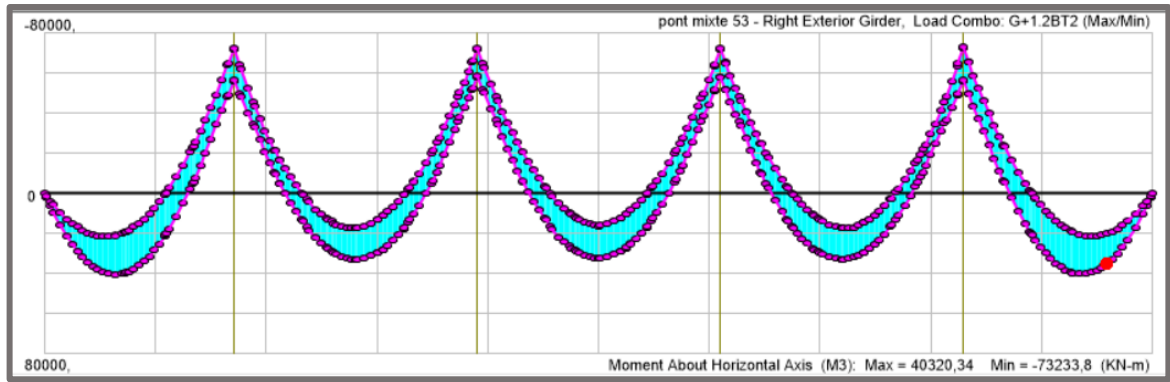
Effort tranchant sous la combinaison G+1.2AL (3)9



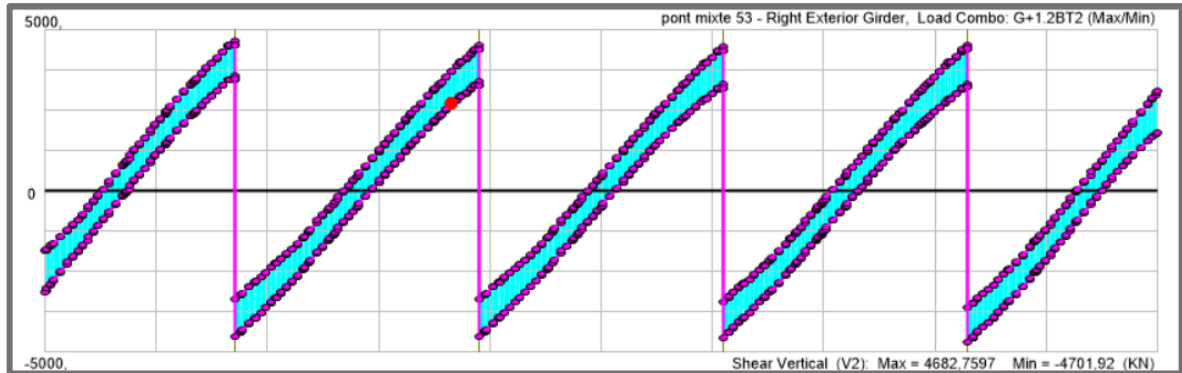
Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bc (3)



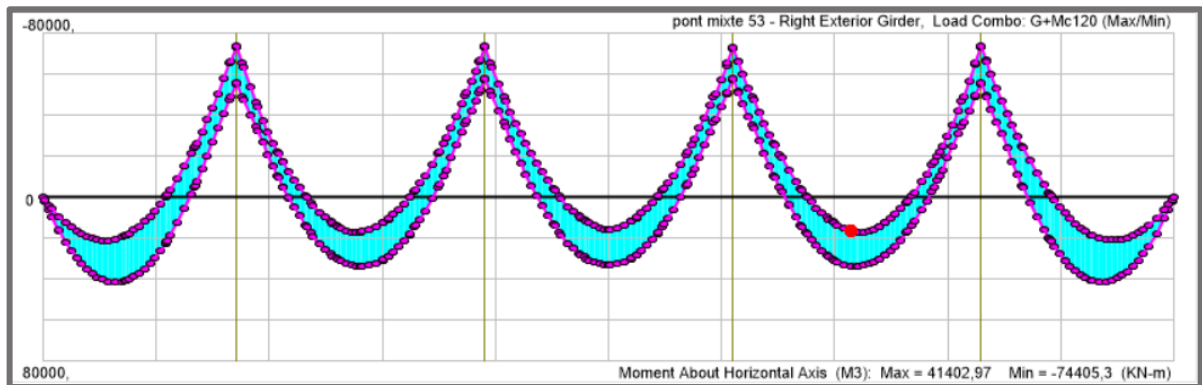
Effort tranchant sous la combinaison G+1.2Bc (3)



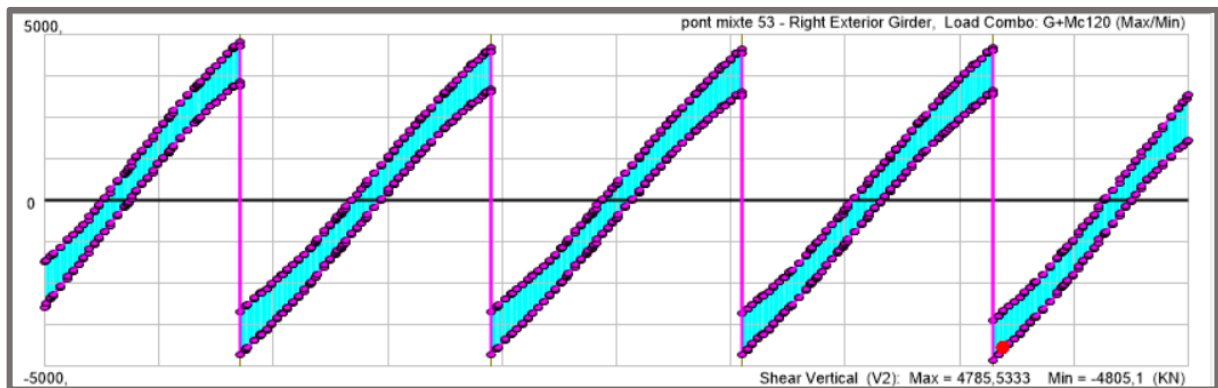
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+1.2Bt (2)**



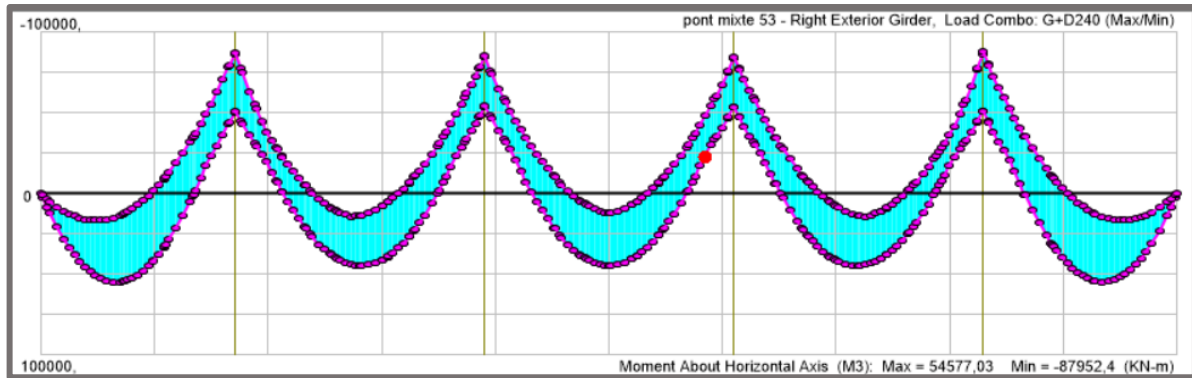
**Effort tranchant sous la combinaison G+1.2Bt (2)**



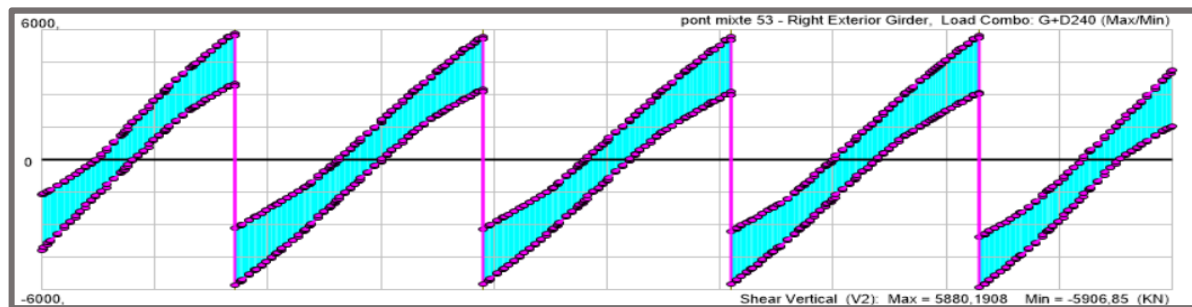
**Moment fléchissant longitudinal sous la combinaison G+Mc120**



**Effort tranchant sous la combinaison G+Mc120**



Valeurs max et min du moment fléchissant à ELS



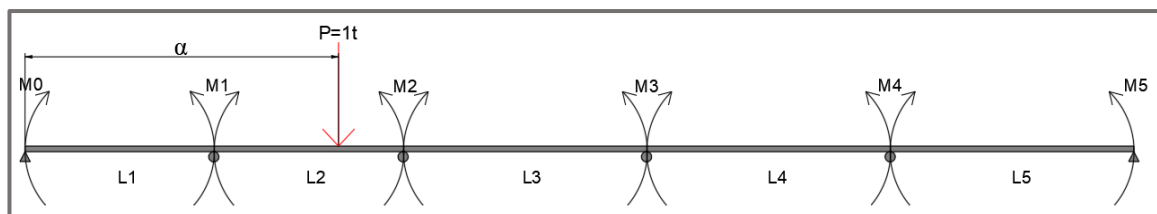
Valeurs max et min de l'effort tranchant à ELS

Calcule manuel :

Calcul des lignes d'influence :

Calcul des Moments aux appuis :

2) Deuxième travée chargée :



• Pour  $k=1$

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

$$M_0 = 0$$

$$L_1 = 70 \text{ m} \quad L_2 = 90 \text{ m}$$

$$R_1^{d(f)} = \frac{(\alpha - L_1)(L_1 + L_2 - \alpha)(L_1 + 2L_2 - \alpha)}{6EIL_2}$$

$$R_1^{g(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$320M_1 + 90M_2 = - \frac{(\alpha - 70)(160 - \alpha)(250 - \alpha)}{90} \dots\dots\dots(1)$$

- Pour k=2

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

$$L_2 = L_3 = 90 \text{ m}$$

$$R_2^{g(f)} = \frac{(\alpha - L_1)(L_1 + L_2 - \alpha)(-L_1 + L_2 + \alpha)}{6EIL_2}$$

$$R_2^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$90M_1 + 360M_2 + 90M_3 = - \frac{(\alpha - 70)(160 - \alpha)(20 + \alpha)}{90} \dots\dots\dots(2)$$

- Pour k=3

$$M_2 L_3 + 2M_3 (L_3 + L_4) + M_4 L_4 = 0$$

$$L_3 = L_4 = 90 \text{ m}$$

$$R_3^{g(f)} = R_3^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$90M_2 + 360M_3 + 90M_4 = 0 \dots\dots\dots(3)$$

- Pour k=4

$$M_3 L_4 + 2M_4 (L_4 + L_5) + M_5 L_5 = 0$$

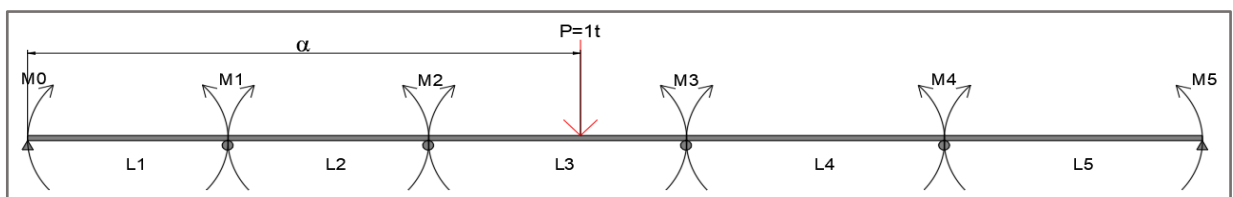
$$M_5 = 0$$

$$L_4 = 90 \text{ m} \quad L_5 = 70 \text{ m}$$

$$R_4^{g(f)} = R_4^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$90M_3 + 320M_4 = 0 \dots\dots\dots(4)$$

### 3) Troisième travée chargée :



- Pour k=1

$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = 0$$

$$M_0 = 0$$

$$L_1 = 70 \text{ m} \quad L_2 = 90 \text{ m}$$

$$R_1^{d(f)} = R_1^{g(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$320M_1 + 90M_2 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

- Pour  $k=2$

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

$$L_2 = L_3 = 90 \text{ m}$$

$$R_2^{g(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$R_2^{d(f)} = \frac{(\alpha - L_2 - L_1)(L_1 + L_2 + L_3 - \alpha)(L_1 + 3L_2 - \alpha)}{6EIL_3}$$

$$90M_1 + 360M_2 + 90M_3 = - \frac{(\alpha - 160)(250 - \alpha)(340 - \alpha)}{90} \dots\dots\dots(2)$$

- Pour  $k=3$

$$M_2 L_3 + 2M_3 (L_3 + L_4) + M_4 L_4 = -6EI (R_3^{g(f)} + R_3^{d(f)})$$

$$L_3 = L_4 = 90 \text{ m}$$

$$R_3^{g(f)} = \frac{(\alpha - L_2 - L_1)(L_1 + L_2 + L_3 - \alpha)(-L_1 - L_2 + L_3 + \alpha)}{6EIL_3}$$

$$R_3^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$90M_2 + 360M_3 + 90M_4 = - \frac{(\alpha - 160)(250 - \alpha)(-70 + \alpha)}{90} \dots\dots\dots(3)$$

- Pour  $k=4$

$$M_3 L_4 + 2M_4 (L_4 + L_5) + M_5 L_5 = 0$$

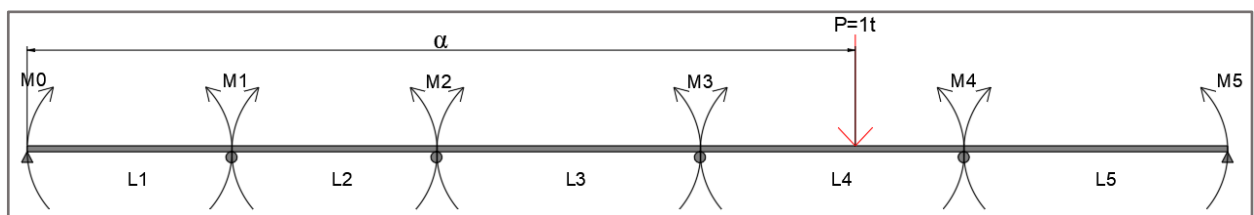
$$M_5 = 0$$

$$L_4 = 90 \text{ m} \quad L_5 = 70 \text{ m}$$

$$R_4^{g(f)} = R_4^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$90M_3 + 320M_4 = 0 \dots\dots\dots(4)$$

#### 4) Quatrième travée chargée :



- Pour  $k=1$

$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = 0$$

$$M_0 = 0$$

$$L_1 = 70 \text{ m} \quad L_2 = 90 \text{ m}$$

$$R_1^{d(f)} = R_1^{g(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$320M_1 + 90M_2 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

- Pour  $k=2$

$$M_1 L_2 + 2M_2 (L_2 + L_3) + M_3 L_3 = 0$$

$$L_2 = L_3 = 90 \text{ m}$$

$$R_2^{g(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$R_2^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$90M_1 + 360M_2 + 90M_3 = 0 \text{ .....(2)}$$

- Pour  $k=3$

$$M_2 L_3 + 2M_3 (L_3 + L_4) + M_4 L_4 = -6EI (R_3^{g(f)} + R_3^{d(f)})$$

$$L_3 = L_4 = 90 \text{ m}$$

$$R_3^{g(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$R_3^{d(f)} = \frac{(\alpha - L_2 - L_1 - L_3)(L_1 + 3L_2 - \alpha)(L_1 + 4L_2 - \alpha)}{6EIL_4}$$

$$90M_2 + 360M_3 + 90M_4 = - \frac{(\alpha - 250)(340 - \alpha)(430 - \alpha)}{90} \text{ .....(3)}$$

- Pour  $k=4$

$$M_3 L_4 + 2M_4 (L_4 + L_5) + M_5 L_5 = 0$$

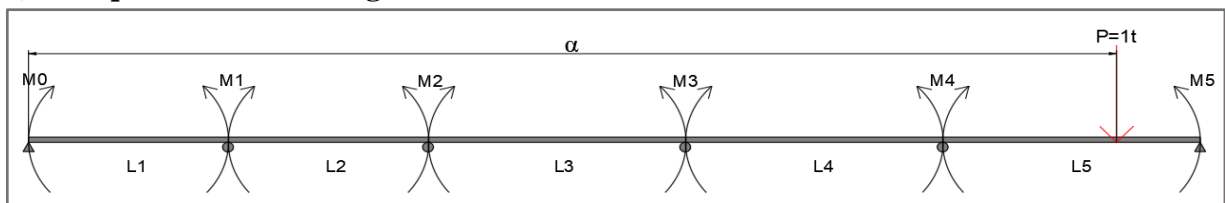
$$M_5 = 0$$

$$L_4 = 90 \text{ m}$$

$$L_5 = 70 \text{ m}$$

$$90M_3 + 320M_4 = 0 \text{ .....(4)}$$

### 5) Cinquième travée chargée :



- Pour  $k=1$

$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = 0$$

$$M_0 = 0$$

$$L_1 = 70 \text{ m}$$

$$L_2 = 90 \text{ m}$$

$$R_1^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$R_1^{g(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$320M_1 + 90M_2 = 0 \text{ .....(1)}$$

- Pour k=2

$$M_1L_2 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3L_3 = 0$$

$$L_2 = L_3 = 90 \text{ m}$$

$$R_2^{g(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$R_2^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$90M_1 + 360M_2 + 90M_3 = 0 \dots\dots\dots(2)$$

- Pour k=3

$$M_2L_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4L_4 = 0$$

$$L_3 = L_4 = 90 \text{ m}$$

$$R_3^{g(f)} = R_3^{d(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$90M_2 + 360M_3 + 90M_4 = 0 \dots\dots\dots(3)$$

- Pour k=4

$$M_3L_4 + 2M_4(L_4 + L_5) + M_5L_5 = 0$$

$$M_5 = 0$$

$$L_4 = 90 \text{ m} \quad L_5 = 70 \text{ m}$$

$$R_4^{g(f)} = 0 \text{ (pas de changement)}$$

$$R_4^{d(f)} = \frac{(\alpha - 3L_2 - L_1)(2L_1 + 3L_2 - \alpha)(2L_1 + 3L_2 + L_5 - \alpha)}{6EIL_5}$$

$$90M_3 + 320M_4 = - \frac{(\alpha - 340)(410 - \alpha)(480 - \alpha)}{70} \dots\dots\dots(4)$$

**Calcul de moment et effort tranchant :**

$\alpha$	Travée	Moment fléchissant	Effort tranchant
[0 ; 70]	Travée 1	$M(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1}{70}(X - 70) + M_1$	$T(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1}{70}$
[70 ; 160]	Travée 2	$x \leq \alpha$ $M(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1 + 160 - \alpha}{90}(X - 70) + M_1$	$T(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1 + 160 - \alpha}{90}$
		$x \geq \alpha$ $M(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1 + 160 - \alpha}{90}(X - 70) + M_1 + \alpha - X$	$T(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1 + 160 - \alpha}{90} - 1$
[160 ; 250]	Travée 3	$M(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1}{90}(X - 70) + M_1$	$T(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1}{90}$
[250 ; 340]	Travée 4	$M(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1}{90}(X - 70) + M_1$	$T(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1}{90}$
[340 ; 410]	Travée 5	$M(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1}{90}(X - 70) + M_1$	$T(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1}{90}$

**M(x) et T(x) pour 2ème travée chargée :  $70 \leq X \leq 160$**

$\alpha$	Travée	Moment fléchissant	Effort tranchant
[0 ;70]	Travée 1	$M(x, \alpha) = \frac{M3 - M2}{90} (X - 160) + M2$	$T(x, \alpha) = \frac{M3 - M2}{90}$
[70 ;160]	Travée 2	$M(x, \alpha) = \frac{M3 - M2}{90} (X - 160) + M2$	$T(x, \alpha) = \frac{M3 - M2}{90}$
[160 ;250]	Travée 3	$X \leq \alpha$ $M(x, \alpha) = \frac{M3 - M2 + 250 - \alpha}{90} (X - 160) + M2$	$T(x, \alpha) = \frac{M3 - M2 + 250 - \alpha}{90}$
		$X \geq \alpha$ $M(x, \alpha) = \frac{M3 - M2 + 250 - \alpha}{90} (X - 160) + M2 - X + \alpha$	$T(x, \alpha) = \frac{M3 - M2 + 250 - \alpha}{90} - 1$
[250 ;340]	Travée 4	$M(x, \alpha) = \frac{M3 - M2}{90} (X - 160) + M2$	$T(x, \alpha) = \frac{M3 - M2}{90}$
[340 ;410]	Travée 5	$M(x, \alpha) = \frac{M3 - M2}{90} (X - 160) + M2$	$T(x, \alpha) = \frac{M3 - M2}{90}$

**M(x) et T(x) pour 3ème travée chargée :  $160 \leq X \leq 250$**

$\alpha$	Travée	Moment fléchissant	Effort tranchant
[0 ;70]	Travée 1	$M(x, \alpha) = \frac{M4 - M3}{90} (X - 250) + M3$	$T(x, \alpha) = \frac{M4 - M3}{90}$
[70 ;160]	Travée 2	$M(x, \alpha) = \frac{M4 - M3}{90} (X - 250) + M3$	$T(x, \alpha) = \frac{M4 - M3}{90}$
[160 ;250]	Travée 3	$M(x, \alpha) = \frac{M4 - M3}{90} (X - 250) + M3$	$T(x, \alpha) = \frac{M4 - M3}{90}$
[250 ;340]	Travée 4	$X \leq \alpha$ $M(x, \alpha) = \frac{M4 - M3 + 340 - \alpha}{90} (X - 250) + M3$	$T(x, \alpha) = \frac{M4 - M3 + 340 - \alpha}{90}$
		$X \geq \alpha$ $M(x, \alpha) = \frac{M4 - M3 + 340 - \alpha}{90} (X - 250) + M3 - X + \alpha$	$T(x, \alpha) = \frac{M4 - M3 + 340 - \alpha}{90} - 1$
[340 ;410]	Travée 5	$M(x, \alpha) = \frac{M4 - M3}{90} (X - 250) + M3$	$T(x, \alpha) = \frac{M4 - M3}{90}$

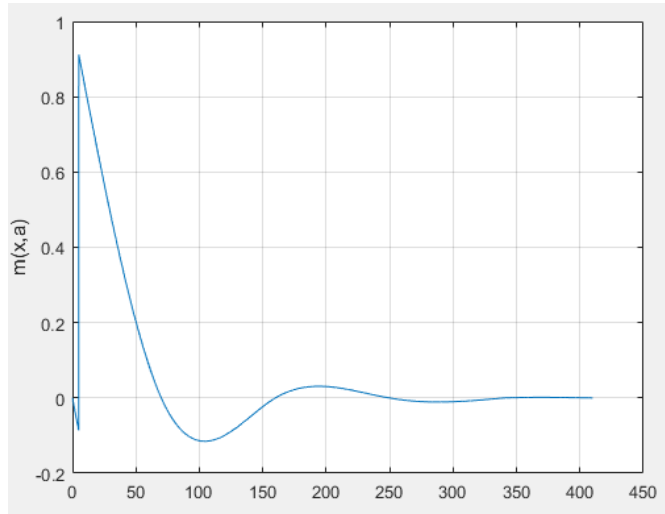
**M(x) et T(x) pour 4ème travée chargée :  $250 \leq X \leq 340$**

$\alpha$	Travée	Moment fléchissant	Effort tranchant
0 ;70	Travée 1	$M(x, \alpha) = -\frac{M4}{70} (X - 340) + M4$	$T(x, \alpha) = -\frac{M4}{70}$
70 ;160	Travée 2	$M(x, \alpha) = -\frac{M4}{70} (X - 340) + M4$	$T(x, \alpha) = -\frac{M4}{70}$
160 ;250	Travée 3	$M(x, \alpha) = -\frac{M4}{70} (X - 340) + M4$	$T(x, \alpha) = -\frac{M4}{70}$
250 ;340	Travée 4	$M(x, \alpha) = -\frac{M4}{70} (X - 340) + M4$	$T(x, \alpha) = -\frac{M4}{70}$
340 ;410	Travée 5	$X \leq \alpha$ $M(x, \alpha) = -\frac{M4 + 410 - \alpha}{70} (X - 340) + M4$	$T(x, \alpha) = -\frac{M4 + 410 - \alpha}{70}$
		$X \geq \alpha$ $M(x, \alpha) = -\frac{M4 + 410 - \alpha}{70} (X - 340) + M4 - X + \alpha$	$T(x, \alpha) = -\frac{M4 + 410 - \alpha}{70} - 1$

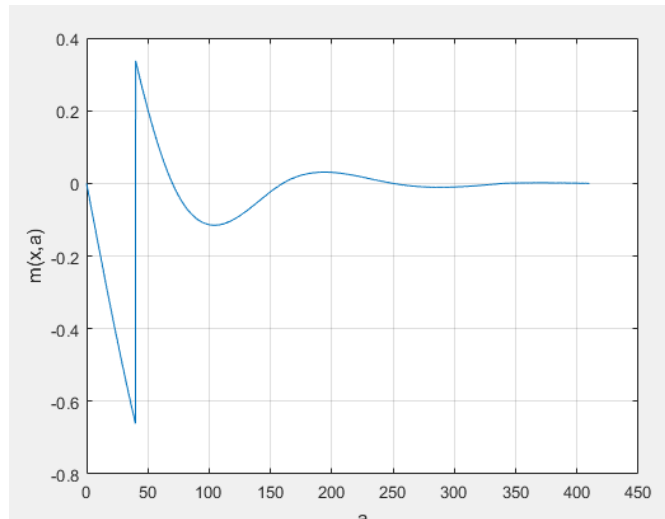
**M(x) et T(x) pour 5ème travée chargée :  $340 \leq X \leq 410$**

Ligne d'influence :

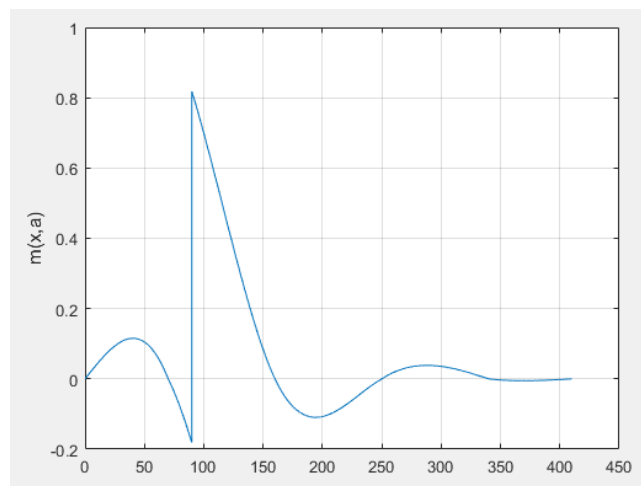
Effort tranchant :



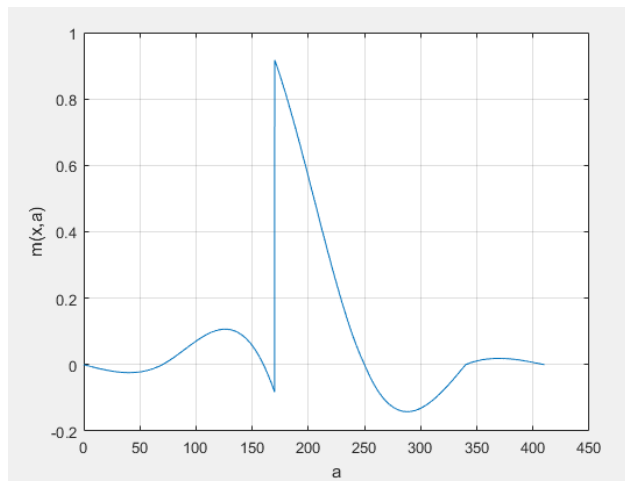
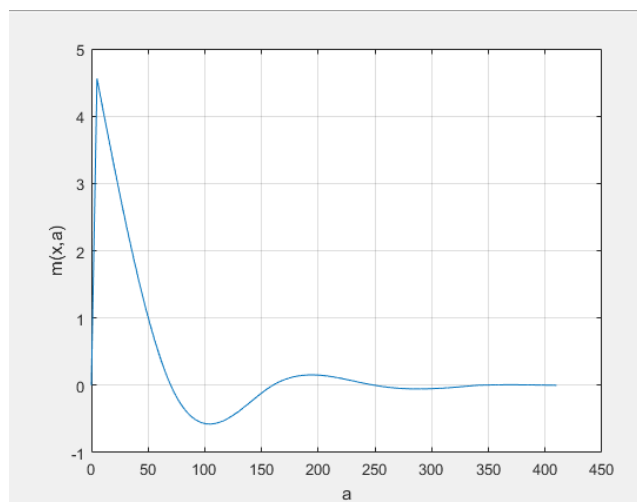
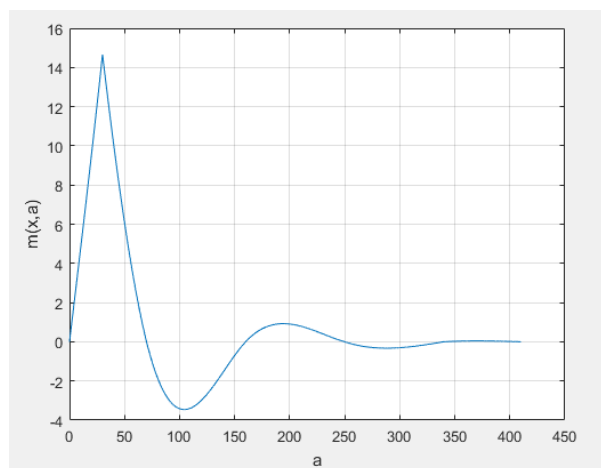
Ligne d'influence de l'Effort tranchant (en  $x=5\text{m}$ )

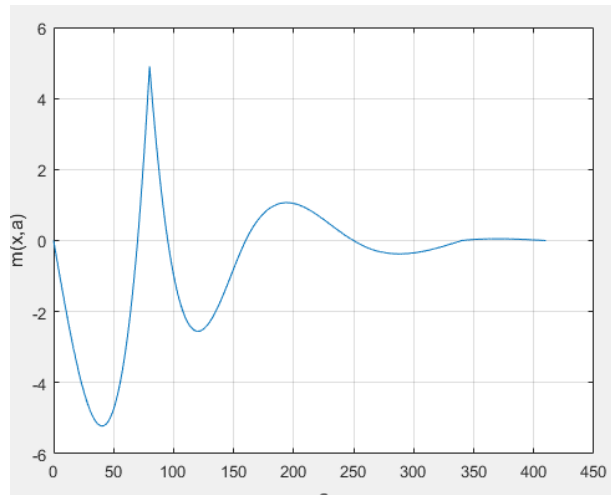
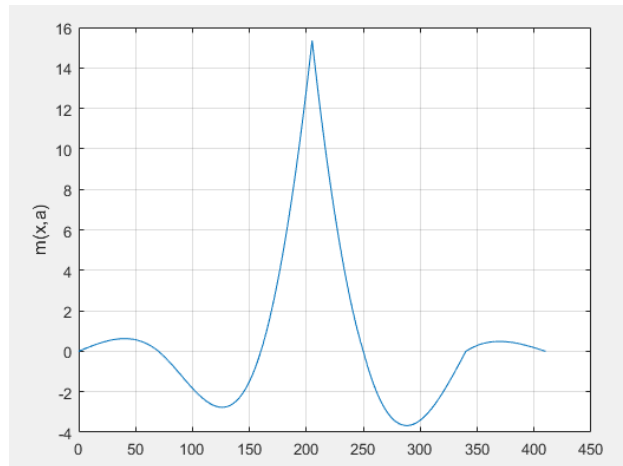


Ligne d'influence de l'Effort tranchant (en  $x=40\text{m}$ )



Ligne d'influence de l'Effort tranchant (en  $x=90\text{m}$ )

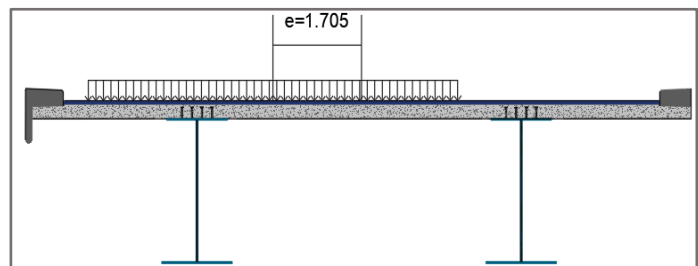
Ligne d'influence de l'Effort tranchant (en  $x=170\text{m}$ )**Moment fléchissant :**Ligne d'influence du Moment fléchissant (en  $x=5\text{m}$ )Ligne d'influence du Moment fléchissant (en  $x=30\text{m}$ )

Ligne d'influence du Moment fléchissant (en  $x=80\text{m}$ )Ligne d'influence du Moment fléchissant (en  $x=205\text{m}$ )**Calcul des coefficients de répartition :**

- **2 voies chargées :**

$$e = 1.705 \text{ m}$$

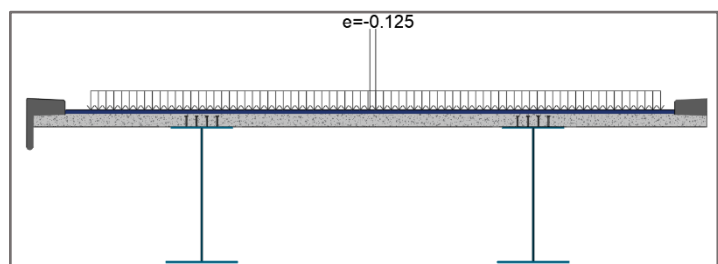
$$\Delta_1 = 1.52$$

**Système A(L) deux voies chargées**

- **3 voies chargées :**

$$e = -0.125 \text{ m}$$

$$\Delta_1 = 0.96$$

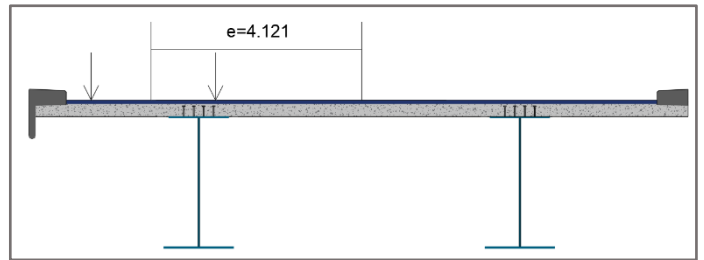
**Système A(L) trois voies chargées**

**Surcharge Bc :**

- **1 file chargée :**

$$e = 4.125 \text{ m}$$

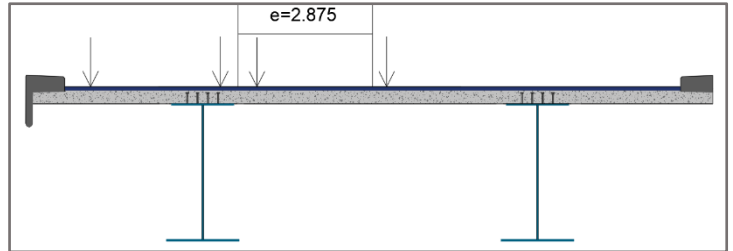
$$\Delta_1 = 2.27$$

**Système Bc une file chargée**

- **2 files chargées :**

$$e = 2.875 \text{ m}$$

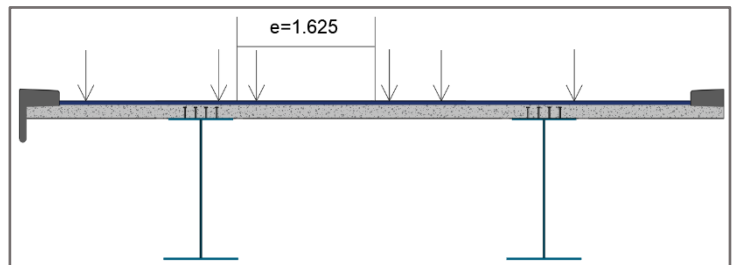
$$\Delta_1 = 1.88$$

**Système Bc deux files chargées**

- **3 files chargées :**

$$e = 1.625 \text{ m}$$

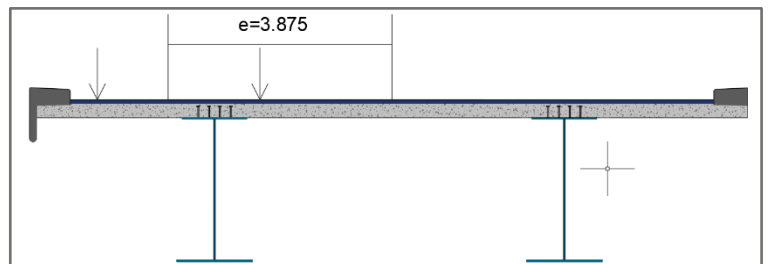
$$\Delta_1 = 1.5$$

**Système Bc trois files chargées****Surcharge Bt :**

- **1 tandem chargée :**

$$e = 3.875 \text{ m}$$

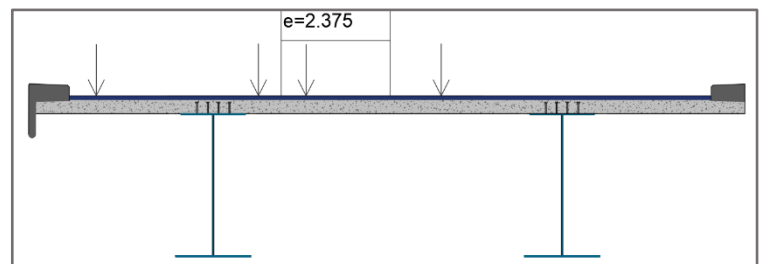
$$\Delta_1 = 2.19$$

**Système Bt un tandem chargé**

- **2 tandem chargée :**

$$e = 2.375 \text{ m}$$

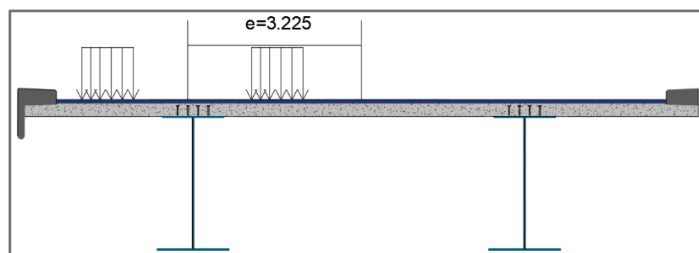
$$\Delta_1 = 1.73$$

**Système Bt deux tandems chargés**

**Surcharge Mc120 :**

$e = 3.225 \text{ m}$

$\Delta_1 = 1.99$

**Résultats obtenus : en TONNE (t)**

X	M(MAX)	M(MIN)	T(MAX)	T(MIN)
0	0	0	201,0997	-25,0665
5	875,3	-178,19	180,4672	-25,0665
10	1408,925	-338,67	140,3915	-25,0666
15	2258,11	-462,18	121,1967	-44,2878
20	2581,1	-686,76	121,1968	-44,2879
25	2870,2	-843,9	102,7294	-64,8399
30	2979,6	-1203,18	85,1137	-85,0047
35	2923	-1268,1	68,4739	-104,658
40	2716,6	-1625,1	52,9341	-123,6756
45	2378,8	-1836,85	38,6185	-81,1059
50	1931	-2206,8	25,6511	-159,3073
55	1396,6	-2215,05	14,1485	-175,673
60	801,7181	-2387,5	10,55	-190,9065
65	789,15	-2893,14	8,16	-204,8836
70	503,533	-3012,38	7,1933	-217,48
75	613,58	-2230,53	208,7944	-25,4875
80	696,5307	-1601,536	196,4214	-25,4875
85	1259,3	-1135,675	183,0557	-27,1587
90	1779,6	-1009,58	168,8842	-29,4565
95	2236,3	-989,45	154,0941	-34,3125
100	2611,9	-788,9	138,872	-46,9616
105	2892,7	-729,18	123,4051	-60,5548
110	2932,152	-589,35	107,8802	-74,905
115	3075,26	-702,23	92,4843	-89,8255
120	3085,1	-902,35	77,4042	-105,1292
125	2924,3	-989,65	62,827	-120,6291
130	2656	-1368,12	48,9396	-136,1385
135	2289,2	-1532,15	35,9288	-151,4703
140	1836,2	-1629,32	23,9817	-166,4376
145	1313,2	-1936,97	13,2757	-180,8534
150	810,5	-2268,15	26,6115	-194,5309
155	792,9079	-2296,23	26,6115	-207,2831
160	632,4533	-2485,3	219,2246	-218,923
165	723,523	-2152,11	207,9824	-33,1599
170	734,9821	-1869,235	195,4078	-33,1599
175	1308,1	-1756,2	181,8997	-33,1599
180	1832,9	-1536,24	167,6395	-23,4161
185	2289,6	-1363	152,8091	-35,1829
190	2661,8	-1543,18	137,59	-48,0176
195	2734,52	-1198,36	122,1638	-61,7388
200	2846,215	-962,31	106,7121	-76,1646
205	2916,26	-782,2	91,4167	-91,1136
<b>max</b>	<b>3085,1</b>	<b>-3012,38</b>	<b>219,2246</b>	<b>-218,923</b>

Les efforts due au système D240

X	MAX	MIN	MAX	MIN
0	0	0	104,0658	-12,5255
5	493,1520	-77,9240	94,3992	-12,5255
10	835,0580	-175,0500	84,8243	-13,27
15	1203,8700	-303,8500	75,3979	-22,8721
20	1389,0561	-400,0550	66,1769	-32,3393
25	1489,0510	-518,0566	57,2182	-41,6148
30	1580,1920	-615,0561	48,5787	-50,6417
35	1516,2560	-700,2464	40,3152	-59,363
40	1420,5641	-830,1800	32,4847	-67,7219
45	1250,1810	-982,5200	25,1441	-75,6615
50	1040,5290	-1058,1650	18,3502	-83,1249
55	819,0514	-1155,1580	12,16	-90,0552
60	509,5246	-1320,2610	6,6304	-96,3954
65	526,1851	-1365,9100	1,8181	-102,0888
70	563,0518	-1440,1620	107,385	-107,0784
75	462,1820	-1101,5850	103,0017	-11,8823
80	395,1900	-698,1800	97,8883	-11,9824
85	546,1050	-545,1890	92,213	-10,813
90	615,1800	-534,0570	86,0613	-16,3613
95	913,1500	-489,0500	79,519	-22,4064
100	1059,1560	-398,9151	72,6717	-28,8628
105	1185,8800	-336,1500	65,6051	-35,6447
110	1250,1940	-318,0500	58,4048	-42,6665
115	1286,0890	-345,0610	51,1566	-49,8425
120	1260,5265	-445,1562	43,946	-57,087
125	1252,2215	-516,1800	36,8588	-64,3144
130	1152,0640	-654,0254	29,9806	-71,4391
135	965,0500	-780,8500	23,3971	-78,3752
140	865,0500	-843,1050	17,194	-85,0373
145	753,1500	-943,0520	11,4568	-91,3395
150	386,1250	-1052,6850	12,4726	-97,1963
155	423,8500	-1152,5000	12,6452	-102,522
160	445,9500	1218,9525	12,4924	-107,2309
165	358,1578	-1038,0520	102,7365	-15,5302
170	483,1250	-925,5100	97,4973	-15,5303
175	648,5200	-896,1260	91,7262	15,5302
180	880,9510	-728,0650	85,5065	-16,8276
185	1052,1448	-703,1574	78,9214	-22,9473
190	1166,4520	-582,1500	72,0541	-29,4523
195	1275,1950	-485,4116	64,9878	-36,2595
200	1235,1560	-385,1500	57,8058	-43,2856
205	1390,1550	-365,8920	50,5914	-50,4474
<b>max</b>	<b>1580,1920</b>	<b>-1440,1620</b>	<b>107,385</b>	<b>-107,2309</b>

Les efforts due au système Mc120

X	MAX	MIN	MAX	MIN
0	0	0	78,6921228	-9,1687392
5	358,339415	-45,8431982	71,6679826	-9,1687392
10	646,904824	-91,6863965	64,6903829	-12,9347914
15	867,016287	-137,529595	57,8011356	-19,8541531
20	1020,81641	-183,372793	51,0408082	-26,6560435
25	1111,27334	-229,215991	44,4509635	-33,2996462
30	1142,17802	-275,059189	38,0726669	-39,7433983
35	1118,14566	-320,902637	31,9469834	-45,9464834
40	1044,61631	-366,745835	26,1154762	-51,8675875
45	927,852515	-412,589033	20,6189614	-57,4656454
50	774,942136	-458,432231	15,4987531	-62,699094
55	593,79657	-504,27543	10,7964144	-67,5268682
60	393,150758	-550,118628	6,55251264	-71,9081518
65	182,564182	-595,961826	2,8086108	-75,8011327
70	171,844174	-641,805024	79,2182551	-79,1649948
75	168,905896	-461,294849	76,2727603	-8,69785824
80	367,561663	-415,353094	72,7740053	-8,69785824
85	558,987715	-369,41134	68,8389636	-9,62020752
90	735,033979	-323,469585	64,5296064	-13,8275239
95	888,791545	-277,527581	59,9076559	-18,3651041
100	1014,59192	-231,585827	55,035581	-23,1709769
105	1108,00754	-185,644072	49,975104	-28,1831712
110	1165,85073	-176,087329	44,7886937	-33,339467
115	1186,17552	-219,578611	39,5378234	-38,5781422
120	1168,27607	-263,070142	34,2847133	-43,8369766
125	1112,68698	-306,561424	29,0915832	-49,0537502
130	1021,18426	-350,052955	24,0201554	-54,166741
135	896,78358	-393,544487	19,1328989	-59,1139776
140	743,742539	-437,035769	14,4915358	-63,8329913
145	567,558147	-480,5273	10,1580372	-68,2623086
150	374,96883	-524,018582	9,18840072	-72,3392119
155	273,773973	-567,510113	9,18840072	-76,0022278
160	319,715728	-611,001396	79,1966026	-79,1891362
165	178,292903	-560,163425	76,1279122	-39,0089534
170	382,256285	-517,679857	72,5273652	-11,2690375
175	576,693785	-475,19629	68,5131797	-11,2697842
180	753,891368	-432,712723	64,1453357	-14,196613
185	907,341318	-390,229405	59,4845599	-18,7787426
190	1031,7405	-347,745838	54,5905836	-23,6114945
195	1122,99235	-305,262271	49,5238846	-28,6341418
200	1178,20464	-262,778704	44,3449406	-33,7867044
205	1195,6917	-292,191342	39,1137319	-39,0089534
<b>max</b>	<b>1195,6917</b>	<b>-641,805024</b>	<b>79,2182551</b>	<b>-79,1891362</b>

Les efforts due au système Bt 02 voies chargées

X	MAX	MIN	MAX	MIN
0	0	0	39,3460614	-4,5843696
5	179,169708	-22,9215991	35,8339913	-4,5843696
10	323,452412	-45,8431982	32,3451914	-6,46739568
15	433,508144	-68,7647974	28,9005678	-9,92707656
20	510,408206	-91,6863965	25,5204041	-13,3280218
25	555,636671	-114,607996	22,2254818	-16,6498231
30	571,089008	-137,529595	19,0363334	-19,8716992
35	559,072832	-160,451318	15,9734917	-22,9732417
40	522,308154	-183,372917	13,0577381	-25,9337938
45	463,926257	-206,294517	10,3094807	-28,7328227
50	387,471068	-229,216116	7,74937656	-31,349547
55	296,898285	-252,137715	5,3982072	-33,7634341
60	196,575379	-275,059314	3,27625632	-35,9540759
65	91,2820909	-297,980913	1,4043054	-37,9005664
70	85,9220868	-320,902512	39,6091276	-39,5824974
75	84,4529482	-230,647425	38,1363802	-4,34892912
80	183,780832	-207,676547	36,3870026	-4,34892912
85	279,493858	-184,70567	34,4194818	-4,81010376
90	367,516989	-161,734792	32,2648032	-6,91376196
95	444,395773	-138,763791	29,953828	-9,18255204
100	507,295962	-115,792913	27,5177905	-11,5854884
105	554,003769	-92,8220359	24,987552	-14,0915856
110	582,925367	-88,0436644	22,3943468	-16,6697335
115	593,08776	-109,789305	19,7689117	-19,2890711
120	584,138035	-131,535071	17,1423566	-21,9184883
125	556,34349	-153,280712	14,5457916	-24,5268751
130	510,592128	-175,026478	12,0100777	-27,0833705
135	448,39179	-196,772243	9,56644944	-29,5569888
140	371,87127	-218,517884	7,24576788	-31,9164956
145	283,779074	-240,26365	5,0790186	-34,1311543
150	187,484415	-262,009291	4,59420036	-36,169606
155	136,886987	-283,755057	4,59420036	-38,0011139
160	159,857864	-305,500698	39,5983013	-39,5945681
165	89,1464516	-280,081712	38,0639561	-19,5044767
170	191,128143	-258,839929	36,2636826	-5,63451876
175	288,346893	-237,598145	34,2565898	-5,63489208
180	376,945684	-216,356362	32,0726678	-7,09830648
185	453,670659	-195,114702	29,74228	-9,38937132
190	515,870251	-173,872919	27,2952918	-11,8057472
195	561,496177	-152,631135	24,7619423	-14,3170709
200	589,10232	-131,389352	22,1724703	-16,8933522
205	597,845848	-146,095671	19,556866	-19,5044767
<b>max</b>	<b>597,845848</b>	<b>-320,902512</b>	<b>39,6091276</b>	<b>-39,5945681</b>

Les efforts due au système Bt 01 voie chargée

X	MAX	MIN	MAX	MIN
0	0	0	157,168591	-19,6916287
5	707,789174	-98,4581435	141,557835	-19,6916287
10	1261,70674	-196,916287	126,170704	-19,72302
15	1666,49907	-295,37443	111,099878	-19,72302
20	1928,76911	-393,832574	96,4383359	-40,3037706
25	2056,97457	-492,291016	82,2790545	-55,6463555
30	2061,43005	-590,74916	68,7144146	-70,657986
35	1954,30491	-689,207303	55,8373941	-85,2453853
40	1749,62569	-787,665447	43,7406723	-99,315874
45	1463,27403	-886,12359	32,5172272	-112,776773
50	1112,9875	-984,581733	22,259738	-125,535105
55	718,355195	-1083,03988	13,060884	-137,498189
60	571,005212	-1181,49802	5,23577405	-148,573347
65	337,273179	-1279,95646	5,23577405	-158,667602
70	369,022365	-1378,41461	168,888019	-167,688273
75	276,06757	-953,387426	160,964251	-18,6790342
80	439,259708	-858,436441	151,944776	-18,6790342
85	881,284543	-763,485755	142,120188	-11,514338
90	1274,45102	-668,53477	131,631001	-19,8025447
95	1605,87047	-573,584084	120,615934	-28,9604406
100	1865,44743	-478,633099	109,215502	-38,9007279
105	2045,88088	-383,682413	97,5693205	-49,4834909
110	2142,66511	-378,134221	85,8167074	-60,5694121
115	2154,08767	-471,528794	74,0975784	-72,0185757
120	1927,97327	-658,31794	62,5515501	-83,6913652
125	1927,97327	-658,31794	51,3188371	-95,4478649
130	1700,98439	-751,712514	40,5387571	-107,148757
135	1409,73059	-845,107087	30,3509268	-118,653827
140	1066,47154	-938,50166	20,8949628	-129,823757
145	990,180451	-1031,89623	12,3110797	-140,518632
150	551,371284	-1125,29081	18,9902568	-150,598536
155	593,673336	-1218,68538	18,9902568	-159,924152
160	693,297144	-1312,07995	168,522684	-168,355563
165	348,058043	-1185,95708	160,38665	-24,3381427
170	483,378272	-1096,01257	151,199456	-24,3381427
175	928,062699	-1006,06805	141,253488	-24,3381427
180	1320,54485	-916,123532	130,684478	-20,4103406
185	1648,76238	-826,179015	119,628154	-29,7278837
190	1903,36785	-736,234498	108,219949	-39,7826746
195	2077,73021	-646,28998	96,5961894	-50,4386841
200	2167,93214	-556,345463	84,8920086	-61,5604811
205	2172,77268	-631,019147	73,2437343	-73,0123354
<b>max</b>	<b>2172,77268</b>	<b>-1378,41461</b>	<b>168,888019</b>	<b>-168,355563</b>

Les efforts due au système Bc 03 voies chargées

X	MAX	MIN	MAX	MIN
0	0	0	121,323123	-15,2005555
5	546,363573	-76,0027774	109,272715	-15,2005555
10	973,949064	-152,005555	97,3949295	-15,2247874
15	1286,42034	-228,008332	85,7613097	-15,2247874
20	1488,8744	-304,01111	74,4436277	-31,1116826
25	1587,84002	-380,014118	63,5136561	-42,9550814
30	1591,27933	-456,016895	53,042706	-54,5430068
35	1508,58624	-532,019673	43,1025498	-65,8034553
40	1350,58826	-608,02245	33,7647295	-76,6648852
45	1129,54486	-684,025227	25,1010175	-87,0557547
50	859,148246	-760,028005	17,1829557	-96,9042912
55	554,519799	-836,030782	10,0820859	-106,138953
60	440,775953	-912,03356	4,04165014	-114,688198
65	260,351226	-988,036568	4,04165014	-122,480254
70	284,85937	-1064,03935	130,369699	-129,443579
75	213,104791	-735,948189	124,253106	-14,4189036
80	339,077669	-662,652692	117,290704	-14,4189036
85	680,289822	-589,357425	109,706812	-8,88826092
90	983,786754	-516,061928	101,609895	-15,2861749
95	1239,61931	-442,766661	93,1070371	-22,3554278
100	1439,9945	-369,471164	84,3067034	-30,028632
105	1579,27647	-296,175898	75,3166685	-38,1977825
110	1653,98711	-291,893083	66,2444759	-46,7553357
115	1662,80452	-363,987139	57,1981307	-55,5932865
120	1488,26006	-508,175252	48,2854071	-64,6038609
125	1488,26006	-508,175252	39,6145409	-73,6790536
130	1313,04058	-580,269309	31,2930757	-82,7113212
135	1088,21309	-652,363365	23,4287856	-91,592428
140	823,241185	-724,457422	16,129445	-100,21483
145	764,349822	-796,551478	9,50328962	-108,470523
150	425,619938	-868,645535	14,6591456	-116,251502
155	458,274154	-940,739591	14,6591456	-123,450222
160	535,176743	-1012,83365	130,087686	-129,95868
165	268,676384	-915,475643	123,807239	-18,7873382
170	373,134104	-846,044788	116,71537	-18,7873382
175	716,399277	-776,613933	109,037781	-18,7873382
180	1019,36795	-707,183077	100,879246	-15,7553506
185	1272,72885	-637,752222	92,34454	-22,9478401
190	1469,26641	-568,321367	83,538206	-30,709433
195	1603,86192	-498,890511	74,5654796	-38,9351246
200	1673,49148	-429,459656	65,5306733	-47,5203714
205	1677,22804	-487,1025	56,539023	-56,3603993
<b>max</b>	<b>1677,22804</b>	<b>-1064,03935</b>	<b>130,369699</b>	<b>-129,95868</b>

Les efforts due au système Bc 02 voies chargées

X	MAX	MIN	MAX	MIN
0	0	0	66,1762489	-8,29121208
5	298,016494	-41,4560604	59,6032988	-8,29121208
10	531,244944	-82,9121208	53,124507	-8,30442948
15	701,683821	-124,368181	46,7788962	-8,30442948
20	812,113309	-165,824242	40,6056151	-16,9700087
25	866,094556	-207,280428	34,6438124	-23,4300444
30	867,970545	-248,736488	28,9323851	-29,750731
35	822,865224	-290,192549	23,5104817	-35,8927938
40	736,684503	-331,648609	18,4171252	-41,8172101
45	616,11538	-373,104669	13,6914641	-47,4849571
50	468,626316	-414,56073	9,37252128	-52,8568861
55	302,465345	-456,01679	5,49931956	-57,8939743
60	240,423247	-497,472851	2,20453644	-62,5571989
65	142,00976	-538,929037	2,20453644	-66,8074112
70	155,377838	-580,385097	71,1107449	-70,6055885
75	116,238977	-401,426285	67,7744214	-7,86485652
80	184,951456	-361,446923	63,9767477	-7,86485652
85	371,067176	-321,467686	59,8400791	-4,84814232
90	536,610957	-281,488324	55,4235793	-8,33791356
95	676,155986	-241,509088	50,7856566	-12,1938697
100	785,451548	-201,529726	45,9854746	-16,3792538
105	861,423527	-161,55049	41,0818192	-20,8351541
110	902,174785	-159,214409	36,1333505	-25,5029104
115	906,984282	-198,53844	31,1989804	-30,3236108
120	811,778217	-277,186501	26,3374948	-35,2384696
125	811,778217	-277,186501	21,6079314	-40,1885747
130	716,203953	-316,510532	17,0689504	-45,1152661
135	593,570776	-355,834563	12,7793376	-49,9595062
140	449,040647	-395,158594	8,79787908	-54,6626347
145	416,918085	-434,482625	5,18361252	-59,16574
150	232,15633	-473,806655	7,9958976	-63,40991
155	249,967721	-513,130686	7,9958976	-67,3364849
160	291,914587	-552,454717	70,9569196	-70,8865526
165	146,550755	-499,350351	67,5312212	-10,247639
170	203,527693	-461,478975	63,6629288	-10,247639
175	390,763242	-423,6076	59,475153	-10,247639
180	556,018883	-385,736224	55,0250432	-8,5938276
185	694,215738	-347,864848	50,3697491	-12,5170037
190	801,418041	-309,993473	45,5662942	-16,7505998
195	874,833775	-272,122097	40,6720798	-21,2373407
200	912,813533	-234,250721	35,7440036	-25,9202026
205	914,851656	-265,692273	30,8394671	-30,742036
<b>max</b>	<b>914,851656</b>	<b>-580,385097</b>	<b>71,1107449</b>	<b>-70,8865526</b>

Les efforts due au système Bc 01 voie chargée

**N.B : les résultats obtenus pour des efforts due aux charges statique (AL, poids propre) sont dans les fichiers d'Excel**

**Combinaison des charges :**

**Les résultats obtenus après la répartition transversale :**

Combinaison	M max	M min	V max	V min
1.35G+1.6AL3.1	65187,1833	-93992,0491	6907,43417	-7287,52636
1.35G+1.6AL3.2	54532,4352	-109947,011	7026,73529	-3874,64956
1.35G+1.6AL3.3	52341,0009	-104467,738	6743,33561	-6679,73884
1.35G+1.6AL3.4	50490,1977	-100480,981	6562,40249	-6527,54428
1.35G+1.6AL3.5	48855,4329	-98470,3877	6442,63289	-6452,91772
1.35G+1.6AL3.6	55467,406	-103365,72	6576,24185	-6675,55324
1.35G+1.6AL3.7	51207,4099	-102540,05	6664,28537	-6674,5702
1.35G+1.6AL3.8	62336,8972	-103117,886	7296,89465	-7307,17948
1.35G+1.6AL3.9	53014,8902	-111788,237	6991,82201	-6981,45532
1.35G+1.6AL3.10	57790,3833	-90669,7503	6716,37113	-6726,65596
1.35G+1.6AL3.11	54342,6931	-104827,915	6757,03673	-6705,00604
1.35G+1.6AL3.12	53906,3078	-108051,564	6895,96025	-6892,42108
1.35G+1.6AL3.13	58866,167	-93440,4178	6629,88665	-6640,17148
1.35G+1.6Bc1	58181,78732	-91588,3848	6684,34185	-6690,63148
1.35G+1.6Bc2	66793,65052	-97051,8456	7353,59865	-7357,86748
1.35G+1.6Bc3	67641,35132	-82702,776	7419,66425	-7423,46908
1.35G+1.6Bt1	52042,26812	-86670,852	6086,95145	-6096,88588
1.35G+1.6Bt2	58116,46092	-89931,196	6489,38905	-6499,25868
1.35G+1.35MC120	62794,04036	-100393,66	6778,62212	-6786,91852
1.35G+1.35D240	77594,36657	-116225,751	7952,97952	-7959,74241
<b>max</b>	<b>77594,36657</b>	<b>-116225,751</b>	<b>7952,97952</b>	<b>-7959,74241</b>

**Combinaison a ELU**

Combinaison	M max	M min	V max	V min
1.35G+1.6AL3.1	48505,4976	-69743,5861	5130,64059	-5415,6145
1.35G+1.6AL3.2	40514,4365	-81709,8075	5220,11643	-2855,9569
1.35G+1.6AL3.3	38870,8608	-77600,3528	5007,56667	-4959,77386
1.35G+1.6AL3.4	37482,7584	-74610,285	4871,86683	-4845,62794
1.35G+1.6AL3.5	36256,6848	-73102,34	4782,03963	-4789,65802
1.35G+1.6AL3.6	41215,6646	-76773,8389	4882,24635	-4956,63466
1.35G+1.6AL3.7	38020,6675	-76154,587	4948,27899	-4955,89738
1.35G+1.6AL3.8	46367,783	-76587,9637	5422,73595	-5430,35434
1.35G+1.6AL3.9	39376,2777	-83090,7272	5193,93147	-5186,06122
1.35G+1.6AL3.10	42957,8976	-67251,8619	4987,34331	-4994,9617
1.35G+1.6AL3.11	40372,1299	-77870,4853	5017,84251	-4978,72426
1.35G+1.6AL3.12	40044,8409	-80288,2222	5122,03515	-5119,28554
1.35G+1.6AL3.13	43764,7353	-69329,8626	4922,47995	-4930,09834
1.35G+1.6Bc1	43251,4506	-67940,8378	4963,32135	-4967,94334
1.35G+1.6Bc2	49710,348	-72038,4334	5465,26395	-5468,37034
1.35G+1.6Bc3	50346,1236	-61276,6312	5514,81315	-5517,57154
1.35G+1.6Bt1	38646,8112	-64252,6882	4515,27855	-4522,63414
1.35G+1.6Bt2	43202,4558	-66697,9462	4817,10675	-4824,41374
1.35G+1.35MC120	46514,104	-74365,6741	5021,20157	-5027,34705
1.35G+1.35D240	57477,3086	-86093,1492	5891,09594	-5896,10549
<b>max</b>	<b>57477,3086</b>	<b>-86093,1492</b>	<b>5891,09594</b>	<b>-5896,10549</b>

**Combinaison à ELS**

# Annexe C : calcule section mixte

## Coefficient d'Equivalence entre Acier et Béton :

### Coefficient d'Equivalence pour les Chargements à Court Terme :

Dans une structure mixte, la flexion longitudinale ayant une courte durée d'application est reprise par la section mixte homogénéisée (fissurée ou non). Pour homogénéiser la section mixte (non fissurée), on divise l'aire du béton par un coefficient d'équivalence appelé coefficient d'équivalence pour les chargements à court terme  $n_0$  :

$$n_0 = \frac{E_a}{E_b} = \frac{21\,000}{22\,000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}}$$

Avec :  $f_{cm}$  : Valeur moyenne de la résistance en compression d'un cylindre en béton à 28 j.

$$f_{cm} = f_{c28} + 8 = 35 + 8 = 43$$

$$n_0 = 6.16$$

### Coefficient d'Equivalence Pour Les Chargements à Long Terme :

Le coefficient d'équivalence pour le calcul de la structure à long terme est noté  $n_L$ . Il dépend du type de charge appliqué sur la poutre (par l'intermédiaire du coefficient  $\psi_L$ ) et du fluage du béton à l'instant considéré (par l'intermédiaire de la fonction de fluage  $\varphi(t, t_0)$ ) :

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi(\infty, t_0))$$

Les valeurs retenues pour le coefficient d'équivalence sont les suivantes :

- 1<sup>er</sup> cas : correspond à la phase de construction avant coulage de la dalle. La section résistante est la section en métal. Dans ce cas ( $n = \infty$ ).
- 2<sup>ème</sup> cas : correspond à l'installation de la superstructure. Il s'applique alors des charges relativement longues par rapport à celles que subit l'ouvrage. Nous sommes alors dans un cas de chargement à long terme ( $n = 18$ ).
- 3<sup>ème</sup> cas : correspond à l'application des surcharges, pour lequel on utilise un coefficient ( $n = n_0 = 6$ ).
- L'effet du retrait sera pris en compte par un coefficient ( $n = 15$ )

**Caractéristiques Géométriques du PRS :**

- Section à sur culée :**

Désignation	Bi	Bs	Ame	Somme
Dimension	140*3,5	2,5*120	256*3	-
S	490	300	768	1558
YG	1,75	248,75	131,5	-
SΔ	857,5	74625	100992	176474,5
Ix cm <sup>4</sup>	500,21	156,25	4194304	-
IΔ cm <sup>4</sup>	2000,835	18563125	17474752	36039877,84
YGa' (cm)	-	-	-	113,27
Ia	-	-	-	16050629,34

**Les caractéristiques géométriques de la section d'acier**

- Section à mi-travée :**

Désignation	Bi	Bs	Ame	Somme
Dimension	140*3,5	2,5*120	244*3	-
S	490	300	732	1522
YG	1,75	248,75	125,5	-
SΔ	857,5	74625	91866	167348,5
Ix cm <sup>4</sup>	500,21	156,25	3631696	-
IΔ cm <sup>4</sup>	2000,835	18563125	15160879	33726004,84
YGa' (cm)	-	-	-	109,95
Ia	-	-	-	15325531,48

**Les caractéristiques géométriques de la section d'acier**

- Section 30m après la culée :**

Désignation	Bi	Bs	Ame	Somme
Dimension	140*4,5	3,5*120	336*3	-
S	630	420	1008	2058
YG	2,25	248,75	172,5	-
SΔ	1417,5	104475	173880	279772,5
Ix cm <sup>4</sup>	1063,125	428,75	9483264	-
IΔ cm <sup>4</sup>	4252,5	25988585	39477564	65470401,50
YGa' (cm)	-	-	-	135,94
Ia	-	-	-	27437043,02

**Les caractéristiques géométriques de la section d'acier**

- Section 40m après la culée :

Désignation	Bi	Bs	Ame	Somme
Dimension	140*4	3*120	321*3	-
S	560	360	963	1883
YG	2	248,75	164,5	-
SΔ	1120	89550	158413,5	249083,5
Ix cm*4	746,67	270	8269040,25	-
IΔ cm*4	2986,67	22275832,5	34328061	56606880,17
YGa' (cm)	-	-	-	132,28
Ia	-	-	-	23658080,40

Les caractéristiques géométriques de la section d'acier

- Section 20m après la pile :

Désignation	Bi	Bs	Ame	Somme
Dimension	140*4,5	3,5*120	284*3	-
S	630	420	852	1902
YG	2,25	248,75	146,5	-
SΔ	1417,5	104475	124818	230710,5
Ix cm*4	1063,125	428,75	5726576	-
IΔ cm*4	4252,5	25988585	24012413	50005250,50
YGa' (cm)	-	-	-	121,30
Ia	-	-	-	22020321,58

Les caractéristiques géométriques de la section d'acier

- Section 30m après la pile :

Désignation	Bi	Bs	Ame	Somme
Dimension	140*4	3*120	258*3	-
S	560	360	774	1694
YG	2	248,75	133	-
SΔ	1120	89550	102942	193612
Ix cm*4	746,67	270	4293378	-
IΔ cm*4	2986,67	22275832,5	17984664	40263483,17
YGa' (cm)	-	-	-	114,29
Ia	-	-	-	18135025,94

Les caractéristiques géométriques de la section d'acier

**Détermination de la largeur efficace :**

On a :  $b_0 = 0.6 \text{ m}$     $b_1 = 3.055 \text{ m}$     $b_2 = 2.97 \text{ m}$

Paramètres	Valeurs (m)
$L_e$	59.5
$b_{e1}$	3.055
$b_{e2}$	2.970
$b_{eff}$	6.625

**beff (mi-travée 01)**

Paramètres	Valeurs (m)
$L_e$	56
$b_{e1}$	3.055
$b_{e2}$	2.970
$b_{eff}$	6.600

**beff (sur appui d'extrémité)**

Paramètres	Valeurs (m)
$L_e$	63
$b_{e1}$	3.055
$b_{e2}$	2.970
$b_{eff}$	6.625

**beff (mi-travée 02 , 03 , 04 , 05 )**

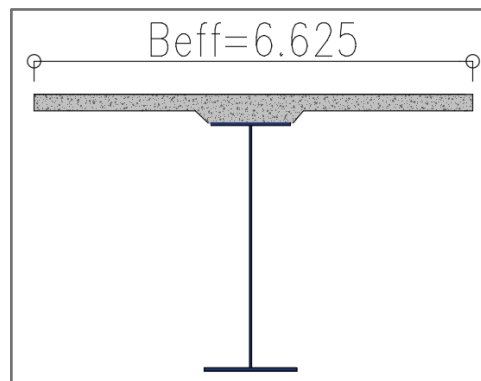
Paramètres	Valeurs (m)
$L_e$	40
$b_{e1}$	3.055
$b_{e2}$	2.970
$b_{eff}$	6.625

**beff (pile 01)**

Paramètres	Valeurs (m)
$L_e$	70
$b_{e1}$	3.055
$b_{e2}$	2.970
$b_{eff}$	6.625

**beff (pile 05 )**

Paramètres	Valeurs (m)
$L_e$	45
$b_{e1}$	3.055
$b_{e2}$	2.970
$b_{eff}$	6.625

**beff (pile 02 , 03 , 04 )****Largeur efficace de la dalle**

**Caractéristiques géométriques de la section mixte :**

N	6	18	15	$\infty$
Sa(cm <sup>2</sup> )	2278	2278	2278	2278
Sb(cm <sup>2</sup> )	18737,5	18737,5	18737,5	18737,5
Sn(cm <sup>2</sup> )	5400,9167	3318,9722	3527,1667	2278
c(cm)	231,43	231,43	231,43	231,43
an(cm)	133,8196	72,5876	81,9636	0
bn(cm)	97,6142	158,8462	149,4702	231,4338
Ia(cm <sup>4</sup> )	51939142,3	51939142,3	51939142,3	51939142,3
Ib(cm <sup>4</sup> )	1649148,31	1649148,31	1649148,31	1649148,31
In(cm <sup>4</sup> )	122764537,4	90299392,79	95260831,06	51939142,4
Vb(cm)	112,4056	173,6376	164,2616	246,2252
Vs(cm)	72,4056	133,6376	124,2616	206,2252
Vi(cm)	302,5944	241,3624	250,7384	168,7748
Wb(m <sup>3</sup> )	1,09216	0,52005	0,57993	0,21094
Ws(m <sup>3</sup> )	1,69551	0,6757	0,76662	0,25186
Wi(m <sup>3</sup> )	0,40571	0,37412	0,37992	0,30774

**Récapitulative de la section mixte sur pile.**

N	6	18	15	$\infty$
Sa(cm <sup>2</sup> )	1558	1558	1558	1558
Sb(cm <sup>2</sup> )	18737,5	18737,5	18737,5	18737,5
Sn(cm <sup>2</sup> )	4680,9167	2598,9722	2807,1667	1558
c(cm)	176,94	176,94	176,94	176,94
an(cm)	118,0463	70,8697	78,7363	0
bn(cm)	58,8924	106,0691	98,2024	176,9387
Ia(cm <sup>4</sup> )	16050629,3	16050629,3	16050629,3	16050629,3
Ib(cm <sup>4</sup> )	1649148,31	1649148,31	1649148,31	1649148,31
In(cm <sup>4</sup> )	48867377,6	35678930	37865856,9	16050629,4
Vb(cm)	73,6838	120,8604	112,9938	191,7301
Vs(cm)	33,6838	80,8604	72,9938	151,7301
Vi(cm)	231,3162	184,1396	192,0062	113,2699
Wb(m <sup>3</sup> )	0,6632	0,29521	0,33511	0,08371
Ws(m <sup>3</sup> )	1,45077	0,44124	0,51875	0,10578
Wi(m <sup>3</sup> )	0,21126	0,19376	0,19721	0,1417

**Récapitulative de la section mixte sur culée**

N	6	18	15	$\infty$
Sa(cm <sup>2</sup> )	1883	1883	1883	1883
Sb(cm <sup>2</sup> )	18737,5	18737,5	18737,5	18737,5
Sn(cm <sup>2</sup> )	5005,9167	2923,9722	3132,1667	1883
c(cm)	195,72	195,72	195,72	195,72
an(cm)	122,0989	69,6788	78,0567	0
bn(cm)	73,621	126,041	117,6631	195,7199
Ia(cm <sup>4</sup> )	23658080,4	23658080,4	23658080,4	23658080,4
Ib(cm <sup>4</sup> )	1649148,31	1649148,31	1649148,31	1649148,31
In(cm <sup>4</sup> )	68931320,8	49429167,6	52535094,6	23658080,5
Vb(cm)	88,4123	140,8324	132,4545	210,5112
Vs(cm)	48,4123	100,8324	92,4545	170,5112
Vi(cm)	254,379	201,959	210,3369	132,2801
Wb(m <sup>3</sup> )	0,77966	0,35098	0,39663	0,11238
Ws(m <sup>3</sup> )	1,42384	0,49021	0,56823	0,13875
Wi(m <sup>3</sup> )	0,27098	0,24475	0,24977	0,17885

**Récapitulative de la section mixte 40 m après culée**

N	6	18	15	$\infty$
Sa(cm <sup>2</sup> )	2058	2058	2058	2058
Sb(cm <sup>2</sup> )	18737,5	18737,5	18737,5	18737,5
Sn(cm <sup>2</sup> )	5180,9167	3098,9722	3307,1667	2058
c(cm)	208,06	208,06	208,06	208,06
an(cm)	125,4106	69,8879	78,5859	0
bn(cm)	82,6455	138,1682	129,4702	208,0561
Ia(cm <sup>4</sup> )	27437043,02	27437043,02	27437043,02	27437043,02
Ib(cm <sup>4</sup> )	1649148,31	1649148,31	1649148,31	1649148,31
In(cm <sup>4</sup> )	81410154,42	57453226,15	61195871,07	27437043,1
Vb(cm)	97,4369	152,9596	144,2616	222,8475
Vs(cm)	57,4369	112,9596	104,2616	182,8475
Vi(cm)	261,3545	205,8318	214,5298	135,9439
Wb(m <sup>3</sup> )	0,83552	0,37561	0,4242	0,12312
Ws(m <sup>3</sup> )	1,41738	0,50862	0,58695	0,15005
Wi(m <sup>3</sup> )	0,31149	0,27913	0,28526	0,20183

**Récapitulative de la section mixte 50 m après la culée**

N	6	18	15	$\infty$
Sa(cm <sup>2</sup> )	1902	1902	1902	1902
Sb(cm <sup>2</sup> )	18737,5	18737,5	18737,5	18737,5
Sn(cm <sup>2</sup> )	5024,9167	2942,9722	3151,1667	1902
c(cm)	170,7	170,7	170,7	170,7
an(cm)	106,0884	60,3795	67,6683	0
bn(cm)	64,6127	110,3216	103,0328	170,7011
Ia(cm <sup>4</sup> )	22020321,6	22020321,6	22020321,6	22020321,6
Ib(cm <sup>4</sup> )	1649148,31	1649148,31	1649148,31	1649148,31
In(cm <sup>4</sup> )	56739268,8	41715555,3	44100372,5	22020321,6
Vb(cm)	79,4041	125,113	117,8242	185,4925
Vs(cm)	39,4041	85,113	77,8242	145,4925
Vi(cm)	227,3873	181,6784	188,9672	121,2989
Wb(m <sup>3</sup> )	0,71456	0,33342	0,37429	0,11871
Ws(m <sup>3</sup> )	1,43993	0,49012	0,56667	0,15135
Wi(m <sup>3</sup> )	0,24953	0,22961	0,23338	0,18154

**Récapitulative de la section mixte 20 m après la pile**

N	6	18	15	$\infty$
Sa(cm <sup>2</sup> )	1694	1694	1694	1694
Sb(cm <sup>2</sup> )	18737,5	18737,5	18737,5	18737,5
Sn(cm <sup>2</sup> )	4816,9167	2734,9722	2943,1667	1694
c(cm)	150,71	150,71	150,71	150,71
an(cm)	97,7069	57,3615	63,9646	0
bn(cm)	53,0003	93,3457	86,7426	150,7072
Ia(cm <sup>4</sup> )	18135025,9	18135025,9	18135025,9	18135025,9
Ib(cm <sup>4</sup> )	1649148,31	1649148,31	1649148,31	1649148,31
In(cm <sup>4</sup> )	43354262,1	32870912,3	34574997,9	18135026
Vb(cm)	67,7917	108,1371	101,534	165,4986
Vs(cm)	27,7917	68,1371	61,534	125,4986
Vi(cm)	211,9997	171,6543	178,2574	114,2928
Wb(m <sup>3</sup> )	0,63952	0,30397	0,34053	0,10958
Ws(m <sup>3</sup> )	1,55997	0,48242	0,56188	0,1445
Wi(m <sup>3</sup> )	0,2045	0,19149	0,19396	0,15867

**Récapitulative de la section mixte 30 m après la pile**



Effet	Retrait	$\Delta T(+)$	$\Delta T(-)$
N	15	6	6
Er	0,00017	0,0001	-0,0001
Bn	1249,167	3122,917	3122,917
B	0,354	0,578	0,578
$\Omega_n$	0,18671	0,30484	0,30484
Ea	210000	210000	210000
Eb	14000	35000	35000
$\sigma_b(\text{Mpa})$	2,38	3,5	-3,5
Mn(MN.m)	0,444	1,067	-1,067
$\sigma_{br}$	0,771	0,499	-0,499
$\sigma_{sr}$	-21,338	-15,918	15,918
$\sigma_{ir}$	4,901	3,636	-3,636

**Les contraintes due aux retrait et température sur pile**

Effet	Retrait	$\Delta T(+)$	$\Delta T(-)$
N	15	6	6
Er	0,00017	0,0001	-0,0001
Bn	1249,167	3122,917	3122,917
B	0,378	0,603	0,603
$\Omega_n$	0,16173	0,2581	0,2581
Ea	210000	210000	210000
Eb	14000	35000	35000
$\sigma_b(\text{Mpa})$	2,38	3,5	-3,5
Mn(MN.m)	0,385	0,903	-0,903
$\sigma_{br}$	0,574	0,309	-0,309
$\sigma_{sr}$	-23,321	-16,482	16,482
$\sigma_{ir}$	6,756	4,742	-4,742

**Les contraintes due aux retrait et température 50 m après la culée**

Effet	Retrait	$\Delta T(+)$	$\Delta T(-)$
N	15	6	6
Er	0,00017	0,0001	-0,0001
Bn	1249,167	3122,917	3122,917
B	0,399	0,624	0,624
$\Omega_n$	0,14698	0,22991	0,00007
Ea	210000	210000	210000
Eb	14000	35000	35000
$\sigma_b(\text{Mpa})$	2,38	3,5	-3,5
Mn(MN.m)	0,35	0,805	0
$\Sigma_{br}$	0,549	0,284	-1,316
$\Sigma_{sr}$	-23,472	-16,492	13,102
$\Sigma_{ir}$	6,771	4,717	13,095

**Les contraintes due aux retrait et température 40 m après la culée**

**Vérification des contraintes :**

Charge	N	M (MN.m)	$\sigma_s$	$\Sigma i$	$\sigma_b$
CP	$\infty$	0,00	0,00	0,00	0,00
CCP	18	0,00	0,00	0,00	0,00
Retrait	15	0,29	-23,79	5,82	0,50
Surcharge	6	0,00	0,00	0,00	0,00
$\sigma_1$ (MPa)			0,00	0,00	0,00
$\sigma_2$ (MPa)			0,00	0,00	0,00
$\sigma_3$ (MPa)			-40,30	9,79	0,73
$\sigma_4$ (MPa)			-40,30	9,79	0,73
Max			40,30	9,79	0,73
$\sigma_{admissible}$ (MPa)			237	266.25	21
Vérification			oui	Oui	oui

**Vérification des contraintes sur la section de la culée**

Charge	n	M (MN.m)	$\sigma_s$	$\sigma_i$	$\sigma_b$
CP	$\infty$	6,11	40,71	30,26	0,00
CCP	18	2,23	14,86	11,05	1,01
Retrait	15	0,38	-23,32	6,76	0,57
Surcharge	6	20,34	14,35	65,28	4,06
$\sigma_1$ (MPa)			40,71	-30,26	0,00
$\sigma_2$ (MPa)			55,57	-41,31	1,01
$\sigma_3$ (MPa)			15,76	-29,81	1,89
$\sigma_4$ (MPa)			30,11	-95,10	5,95
Max			55,57	95,10	5,95
$\sigma_{admissible}$ (MPa)			237	266.25	21
Vérification			oui	oui	oui

**Vérification des contraintes sur la section 50m après la culée.**

Charge	n	M (MN.m)	$\sigma_s$	$\Sigma i$	$\sigma_b$
CP	$\infty$	3,83	77,34	60,00	0,00
CCP	18	3,83	27,58	21,40	1,89
Retrait	15	0,35	-23,47	6,77	0,55
Surcharge	6	26,99	18,95	99,59	5,77
$\sigma_1$ (MPa)			77,34	-60,00	0,00
$\sigma_2$ (MPa)			104,92	-81,40	1,89
$\sigma_3$ (MPa)			111,90	-69,91	2,73
$\sigma_4$ (MPa)			92,95	-169,51	8,49
Max			111,90	169,51	8,49
$\sigma_{admissible}$ (MPa)			237	266.25	21
Vérification			oui	Oui	oui

Vérification des contraintes sur la section 40m après la culée.

Charge	n	M (MN.m)	$\sigma_s$	$\sigma_i$	$\sigma_b$
CP	$\infty$	0	15,84	13,20	0,00
CCP	18	2,46	16,25	13,55	1,15
Retrait	15	0,31	-22,26	5,54	0,62
Surcharge	6	15,44	10,72	61,88	3,60
$\sigma_1$ (MPa)			15,84	-13,20	0,00
$\sigma_2$ (MPa)			32,09	-26,75	1,15
$\sigma_3$ (MPa)			25,82	-17,29	2,11
$\sigma_4$ (MPa)			36,55	-79,17	5,71
Max			36,55	79,17	5,71
$\sigma_{admissible}$ (MPa)			237	266.25	21
Vérification			oui	oui	oui

Vérification des contraintes sur la section 20m après la pile.

Charge	n	M (MN.m)	$\sigma_s$	$\sigma_i$	$\sigma_b$
CP	$\infty$	8,41	58,18	52,98	0,00
CCP	18	2,74	18,96	17,27	1,39
Retrait	15	0,26	-22,04	4,79	0,61
Surcharge	6	21,64	13,87	105,80	5,64
$\sigma_1$ (MPa)			95,51	-52,98	0,00
$\sigma_2$ (MPa)			114,47	-70,25	1,39
$\sigma_3$ (MPa)			76,59	-62,08	2,33
$\sigma_4$ (MPa)			62,72	-167,88	7,97
Max			114,47	167,88	7,97
$\sigma_{admissible}$ (MPa)			237	266.25	21
Vérification			oui	oui	oui

Vérification des contraintes sur la section 20m après la pile

**Résistance en section :**

NEd	2,28
Aeff	0,19964887
fy	335
$\gamma M1$	1,1
Nc.Rd	60,8021557
verification	oui

**Section sur pile**

NEd	2,28
Aeff	0,14392893
fy	355
$\gamma M0$	1
Nc.Rd	51,094769
verification	oui

**Section sur culée**

NEd	2,28
Aeff	0,14167893
fy	355
$\gamma M0$	1
Nc.Rd	50,296019
verification	oui

**Section a mi-travée**

NEd	2,28
Aeff	0,18147893
fy	355
$\gamma M0$	1
Nc.Rd	64,425019
verification	oui

**Section 50m après la culée**

NEd	2,28
Aeff	0,16622893
fy	355
$\gamma M0$	1
Nc.Rd	59,011269
verification	oui

**Section 40m après la culés**

NEd	2,28
Aeff	0,17297893
fy	355
$\gamma M0$	1
Nc.Rd	61,407519
verification	oui

**Section 30m après la pile**

NEd	2,28
Aeff	0,17367893
fy	355
$\gamma M0$	1
Nc.Rd	61,656019
verification	oui

**Section 20m après la pile**

**La vérification de l'effort tranchant :**

VEd	7,98
Hw	3,66
tw	0,03
Av	0,1098
$\gamma M0$	1
fy	335
Vpl.Rd	21,236675
verification	oui

**Section sur pile**

VEd	5,631
Hw	2,59
tw	0,03
Av	0,0777
$\gamma M0$	1
fy	355
Vpl.Rd	15,9253412
verification	oui

**Section sur culée**

VEd	7,975
Hw	2,44
tw	0,03
Av	0,0732
$\gamma M0$	1
fy	355
Vpl.Rd	15,0030241
verification	oui

**Section a mi-travée**

VEd	7,975
Hw	3,36
tw	0,03
Av	0,1008
$\gamma M0$	1
fy	355
Vpl.Rd	20,659902
verification	oui

**Section 50m après la culée**

VEd	7,975
Hw	3,21
tw	0,03
Av	0,0963
$\gamma M0$	1
fy	355
Vpl.Rd	19,737585
verification	Oui

**Section 40m après la culés**

VEd	7,795
Hw	3,66
tw	0,03
Av	0,1098
$\gamma M0$	1
fy	355
Vpl.Rd	22,5045361
verification	oui

**Section 30m après la pile**

VEd	7,975
Hw	2,84
tw	0,03
Av	0,0852
$\gamma M0$	1
fy	355
Vpl.Rd	17,4625362
verification	Oui

**Section 20m après la pile**

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

Ved	7,98
a	5
d	3,66
tw	0,03
$\varepsilon$	0,84
a/d	1,37
$k\tau$	7,44
$\lambda w$	1,43
$\tau_{ba}$	121,94
Vba,rd	12,17
conditon	oui

**Section sur pile**

Ved	5,631
a	5
d	2,59
tw	0,03
$\varepsilon$	0,81
a/d	1,930501931
$k\tau$	6,373296
$\lambda w$	1,123841611
$\tau_{ba}$	163,4753677
Vba,rd	11,54730552
conditon	oui

**Section sur culée**

Ved	7,975
a	5
d	2,44
tw	0,03
$\varepsilon$	0,81
a/d	2,049180328
$k\tau$	6,252576
$\lambda w$	1,068926208
$\tau_{ba}$	170,5100083
Vba,rd	11,34666601
conditon	oui

**Section a mi-travée**

Ved	7,974
a	5
d	3,36
tw	0,03
$\varepsilon$	0,81
a/d	1,488095238
$k\tau$	7,106336
$\lambda w$	1,380714218
$\tau_{ba}$	133,5999939
Vba,rd	12,24261762
conditon	oui

**Section 50m après la culée**

Ved	7,975
a	5
d	3,21
tw	0,03
$\varepsilon$	0,81
a/d	1,557632399
$k\tau$	6,948656
$\lambda w$	1,333957567
$\tau_{ba}$	138,2828177
Vba,rd	12,10603213
conditon	oui

**Section 40m après la culés**

Ved	7,795
a	5
d	3,66
tw	0,03
$\varepsilon$	0,81
a/d	1,366120219
$k\tau$	7,443296
$\lambda w$	1,469554946
$\tau ba$	125,5233168
Vba,rd	12,52950926
conditon	Oui

Section 30m après la pile

Ved	7,975
a	5
d	2,84
tw	0,03
$\varepsilon$	0,81
a/d	1,76056338
$k\tau$	6,590496
$\lambda w$	1,211843892
$\tau ba$	152,2171397
Vba,rd	11,78990937
conditon	oui

Section 20m après la pile

## Annexe D : la dalle

Calcul des moments :

Dalle centrale :

Travée intermédiaire :

$$a = 6.5 \text{ m} \quad b = 90 \text{ m} \quad \rho = \frac{a}{b} = 0.072 \quad \frac{1}{\rho} = 13.84$$

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

$$\left. \begin{aligned} M1 &= f(\rho = 0.072) = 0.01 \\ M2 &= f\left(\frac{1}{\rho} = 10.76\right) = 0 \quad (\text{Abaque 61}) \end{aligned} \right\}$$

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 calcul les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre :

$$Ma = M1 + \nu M2 \text{ (à multiplier par la charge totale P)}$$

$$Mb = M2 + \nu M1 \text{ (à multiplier par la charge totale P)}$$

$\nu$  : coefficient de Poisson égal à 0,2 pour le béton armé.

$$P_{TOT} = 0.825 \times 6.5 \times 90 = 482.625 \text{ t}$$

$$Ma = (M1 + \nu M2) P = (0.01 + 0.2 (0)) \times 482.625 = 4.826 \text{ t.m/ml}$$

$$Mb = (M2 + \nu M1) P = (0 + 0.2 (0.01)) \times 482.625 = 0.965 \text{ t.m/ml}$$

$$\frac{1}{4} Ma = 1.206 > 0.965 \quad \Rightarrow \text{ dans le ferrailage suivant b en prend : } Mb = 1.407 \text{ t.m/ml}$$

Donc pour la travée intermédiaire :

$$\left. \begin{aligned} Ma &= 4.826 \text{ t.m/ml} \\ Mb &= 1.206 \text{ t.m/ml} \end{aligned} \right\}$$

**a) Surcharge Bc :**

$$E = 18.5 \text{ cm}$$

$$a = 6.5 \text{ m}$$

$$Ma = 5.82 \text{ t.m/ml} \quad (\text{Abaque N}^\circ 9)$$

$$Mb = 3.60 \text{ t.m/ml} \quad (\text{Abaque N}^\circ 25)$$

**b) Surcharge Bt :**

$$E = 18.5 \text{ cm}$$

$$a = 6.5 \text{ m}$$

$$Ma = 6.55 \text{ t.m/ml} \quad (\text{Abaque N}^\circ 10)$$

$$Mb = 4.10 \text{ t.m/ml} \quad (\text{Abaque N}^\circ 15)$$

**c) Surcharge Mc120 :**

$$E = 18.5 \text{ cm}$$

$$a = 6.5 \text{ m}$$

$$Ma = 8.20 \text{ t.m/ml} \quad (\text{Abaque N}^\circ 35)$$

$$Mb = \frac{Ma}{4} = 2.05 \text{ t.m/ml}$$

**d) Surcharge D240 :****Travée de rive :**

$$a = 6.5 \text{ m} \quad b = 70 \text{ m} \quad \rho = \frac{a}{b} = 0.093 \quad \frac{1}{\rho} = 10.76$$

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

$$M1 = f(\rho = 0.093) = 0.015$$

$$M2 = f\left(\frac{1}{\rho} = 10.76\right) = 0 \quad (\text{Abaque 61})$$

$$u' = u + 2E = 3.2 + 2 \times 0.185 = 3.57 \text{ m}$$

$$v' = v + 2E = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m}$$

$$P_{TOT} = 4.032 \times 18.97 \times 3.57 = 272.92 \text{ t}$$

$$Ma = (M1 + vM2) P = (0.015 + 0.2(0)) \times 272.92 = 4.096 \text{ t.m/ml}$$

$$Mb = (M2 + vM1) P = (0 + 0.2(0.015)) \times 272.92 = 0.820 \text{ t.m/ml}$$

**Travée intermédiaire :**

$$a = 6.5 \text{ m} \quad b = 90 \text{ m} \quad \rho = \frac{a}{b} = 0.072 \quad \frac{1}{\rho} = 13.84$$

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

$$M1 = f(\rho = 0.072) = 0.01$$

$$M2 = f\left(\frac{1}{\rho} = 13.84\right) = 0 \quad (\text{Abaque 61})$$

$$u' = u + 2E = 3.2 + 2 \times 0.185 = 3.57 \text{ m}$$

$$v' = v + 2E = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m}$$

$$P_{TOT} = 4.032 \times 18.97 \times 3.57 = 273.06 \text{ t}$$

$$Ma = (M1 + vM2) P = (0.01 + 0.2(0)) \times 273.06 = 2.731 \text{ t.m/ml}$$

$$Mb = (M2 + vM1) P = (0 + 0.2(0.01)) \times 273.06 = 0.546 \text{ t.m/ml}$$

**Calcul de coefficient de majoration dynamique :**• **Système Bt :**

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

$$G = 99.825 \text{ t ml}$$

$$L = 11 \text{ m}$$

$$S = \text{Mbt} \times \text{bc} \times 3(\text{files}) = 30 \times 0.95 \times 3 = 96 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 11} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{99.825}{96}}$$

$$\delta = 1.241$$

• **Système Br :**

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

$$G = 99.825 \text{ t ml}$$

$$L = 11 \text{ m}$$

$$S = 10 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 11} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{99.825}{10}}$$

$$\delta = 1.139$$

• **Système Mc120 :**

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

$$G = 99.825 \text{ t ml}$$

$$L = 11 \text{ m}$$

$$S = 110 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 11} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{99.825}{110}}$$

$$\delta = 1.254$$

**Combinaison de charge :****Coefficients de pondération :****ELU :**

• Charges permanentes  $\Longrightarrow \alpha = 1.35$

• Surcharges civiles B ; A(L)  $\Longrightarrow \alpha = 1.6$

• Surcharges militaires MC120 + D240  $\Longrightarrow \alpha = 1.35$

**ELS :**

- Charges permanentes  $\Rightarrow \alpha = 1$
- Surcharges civiles B ; A(L)  $\Rightarrow \alpha = 1.2$
- Surcharges militaires MC120 + D240  $\Rightarrow \alpha = 1$

ELS				Travée de rive		Travée intermédiaire	
Charge	A	$\Delta$	bi	Ma	Mb	Ma	Mb
G	1	/	/	5.631	1.407	4.826	1.206
A(L)	1.2	/	/	4.236	0.847	3.694	0.738
Bc	1.2	1.231	0.95	8.167	5.052	8.167	5.052
Bt	1.2	1.241	1	9.754	6.105	9.754	6.105
Mc120	1	1.254	/	10.282	2.570	10.282	2.570
D240	1	1	/	4.096	0.820	2.731	0.546
Combinaison plus défavorable				15.913	7.512	15.108	7.311

Combinaison de charge a ELS

**Ferraillage de la dalle :****La dalle centrale (Nappe inférieure) :****ELU :**

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \left[ \begin{array}{l} f_{c28} = 35 \text{ MPa} \\ \theta = 1 \\ \gamma_b = 1.5 \quad (\text{en situation durables}) \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.335 \quad \mu_c = 0.297$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.03 \times 10^{-2}}{19.83 \times 0.225^2 \times 1} = 0.0999$$

Donc :  $\mu \leq \mu_c$  (Section sans acier comprimé)

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0999}}{0.8} = 0.131$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.213 \text{ m}$$

$$\mu \leq 0.186 \quad \text{alors} \quad \xi_s = 10 \times 10^{-3} \quad \left[ \begin{array}{l} f_e = 500 \text{ MPA} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right.$$

$$\xi_{es} = \frac{f_e}{E_S \times \gamma_s} = 2.07 \times 10^{-3} \quad \text{et} \quad \xi_s = 10 \times 10^{-3} \quad \text{alors} \quad \xi_s \geq \xi_{es}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{10.03 \times 10^{-2}}{0.225 \times 434.78} = 10.83 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 10.83 \text{ cm}^2$$

Donc  $A_s = 10.83 \text{ cm}^2$

### **ELS :**

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \quad \left[ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ pour HA} \\ F_{t28} = 2.7 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

**N.B :** Fissuration préjudiciable, donc le ferrailage doit se faire à l'ELS.

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

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

$$M_1 = \frac{1}{2} b \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot X \cdot Z \quad M_1 = 0.241 \text{ MN.m}$$

$$M_1 \geq M_{ser} = 0.0792 \text{ MN.m} \quad (\text{La section sans acier comprimé})$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{z \times \sigma_s} = 16.39 \text{ cm}^2$$

Condition de fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Condition de non-fragilité est vérifiée. Donc la section d'acier est vérifiée

$$\text{Donc } A_s = 16.39 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max} \{ A_{SELU}, A_{SELS} \}$$

L'ELS est plus défavorable et donc on prend :  $A_s = 16.39 \text{ cm}^2$

### **9HA16**

## Annexe E : les modes

TABLE : Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Modal	Mode	1	1,844805	0,0677	0,52296	0,000007148	0,0677	0,52296	0,000007148
Modal	Mode	2	1,713046	0,63541	0,08179	1,228E-07	0,7031	0,60474	0,000007271
Modal	Mode	3	1,60398	0,00713	0,03147	0,000000265	0,71023	0,63621	0,000007536
Modal	Mode	4	1,238539	0,00376	0,03359	3,245E-08	0,71399	0,6698	0,000007568
Modal	Mode	5	1,188638	0,00001651	0,00027	0,00004209	0,71399	0,67008	0,00004966
Modal	Mode	6	0,909402	0,00049	0,000002042	0,000005397	0,71448	0,67008	0,00005505
Modal	Mode	7	0,907481	8,039E-08	0,00006945	0,00014	0,71448	0,67015	0,0002
Modal	Mode	8	0,838582	0,00674	0,000006172	0,000005478	0,72122	0,67015	0,0002
Modal	Mode	9	0,837378	0,00205	0,00058	9,973E-07	0,72326	0,67074	0,0002
Modal	Mode	10	0,769823	0,02543	0,00318	0,00001023	0,74869	0,67391	0,00021
Modal	Mode	11	0,742879	0,00002816	0,0161	0,00001502	0,74872	0,69001	0,00023
Modal	Mode	12	0,716895	0,00099	0,01258	0,00002072	0,74971	0,70259	0,00025
Modal	Mode	13	0,686663	0,00214	0,01185	0,00058	0,75185	0,71444	0,00083
Modal	Mode	14	0,63888	0,00256	0,01224	0,00115	0,75441	0,72668	0,00198
Modal	Mode	15	0,564867	0,00019	0,00071	0,01172	0,7546	0,72739	0,0137
Modal	Mode	16	0,538823	0,00039	0,00384	0,00006345	0,75499	0,73123	0,01376
Modal	Mode	17	0,526485	0,00036	0,00207	0,00004895	0,75535	0,73329	0,01381
Modal	Mode	18	0,49116	0,000008291	0,00003667	0,05578	0,75535	0,73333	0,06958
Modal	Mode	19	0,453968	0,0001	0,00052	0,00041	0,75546	0,73385	0,06999
Modal	Mode	20	0,432814	0,00002138	0,000002128	0,29645	0,75548	0,73385	0,36644
Modal	Mode	106	0,09723	0,00002882	0,00057	0,000003903	0,86579	0,85245	0,54697
Modal	Mode	107	0,096662	0,00063	0,00894	0,000004828	0,86642	0,86139	0,54697

Modal	Mode	110	0,094088	0,00005042	0,00102	2,226E-08	0,86649	0,86269	0,54699
Modal	Mode	111	0,093879	0,000001793	0,00000944	0,00398	0,86649	0,8627	0,55097
Modal	Mode	112	0,093767	0,000004077	0,00003436	0,00754	0,8665	0,86273	0,55851
Modal	Mode	113	0,093344	0,00001087	0,00008538	0,00027	0,86651	0,86281	0,55878
Modal	Mode	114	0,092538	1,563E-10	0,000005353	0,00063	0,86651	0,86282	0,55942
Modal	Mode	115	0,092424	0,000003248	0,000002143	0,00318	0,86651	0,86282	0,56259
Modal	Mode	116	0,092293	0,000001044	0,00002461	0,000001673	0,86651	0,86285	0,56259
Modal	Mode	117	0,091987	0,000008876	0,00007564	0,00619	0,86652	0,86292	0,56878
Modal	Mode	118	0,091618	7,001E-07	0,000008533	0,00082	0,86652	0,86293	0,5696
Modal	Mode	119	0,091311	6,232E-07	0,00001129	0,00178	0,86652	0,86294	0,57138
Modal	Mode	120	0,090639	0,000001777	0,00003219	0,00029	0,86652	0,86297	0,57168
Modal	Mode	121	0,090517	1,999E-08	0,000009954	0,00013	0,86652	0,86298	0,57181
Modal	Mode	122	0,090377	0,000007391	0,000007778	0,0002	0,86653	0,86299	0,57201
Modal	Mode	123	0,090044	0,000005127	0,00002861	0,00063	0,86654	0,86302	0,57264
Modal	Mode	124	0,089324	1,384E-09	0,000003397	0,000009852	0,86654	0,86302	0,57265
Modal	Mode	125	0,089177	5,652E-09	2,857E-07	0,000003038	0,86654	0,86302	0,57266
Modal	Mode	126	0,088402	0,000009785	0,00003841	0,00171	0,86655	0,86306	0,57437
Modal	Mode	127	0,088324	4,226E-08	3,874E-08	0,00257	0,86655	0,86306	0,57694
Modal	Mode	128	0,088233	0,000002204	0,00001506	0,001	0,86655	0,86308	0,57794
Modal	Mode	129	0,087739	8,917E-07	0,00008323	0,00115	0,86655	0,86316	0,57909
Modal	Mode	130	0,087658	0,000001551	0,00001018	0,00909	0,86655	0,86317	0,58818
Modal	Mode	131	0,087474	0,000009565	0,00004008	0,00133	0,86656	0,86321	0,58952
Modal	Mode	132	0,087385	1,257E-07	0,000003508	0,00007109	0,86656	0,86322	0,58959
Modal	Mode	375	0,053636	8,181E-07	0,00000211	0,00002976	0,87602	0,87425	0,77814
Modal	Mode	376	0,053577	0,0000543	0,00003443	0,000005969	0,87608	0,87428	0,77814

Modal	Mode	377	0,053451	0,000005987	0,00003808	0,00001981	0,87608	0,87432	0,77816
Modal	Mode	378	0,053399	0,0000319	0,000008406	0,0001	0,87611	0,87433	0,77826
Modal	Mode	379	0,053342	0,000009424	0,00002316	0,00016	0,87612	0,87435	0,77842
Modal	Mode	380	0,053328	0,000002819	0,00001108	0,00117	0,87613	0,87436	0,77959
Modal	Mode	381	0,053234	0,00001849	0,00001428	0,00039	0,87614	0,87438	0,77998
Modal	Mode	382	0,05318	0,00003201	0,00005816	0,0000708	0,87618	0,87444	0,78005
Modal	Mode	383	0,053153	0,000003236	2,399E-07	0,00005417	0,87618	0,87444	0,78011
Modal	Mode	384	0,053123	0,00001495	4,937E-07	0,000007826	0,8762	0,87444	0,78012
Modal	Mode	385	0,053068	0,000007323	0,000006682	0,00016	0,8762	0,87444	0,78027
Modal	Mode	386	0,053054	0,00003221	0,00013	0,000008064	0,87623	0,87457	0,78028
Modal	Mode	387	0,053003	0,000002541	0,00001257	0,00003199	0,87624	0,87458	0,78031
Modal	Mode	388	0,052975	0,000002269	2,741E-08	0,00007002	0,87624	0,87458	0,78038
Modal	Mode	389	0,052924	0,00003083	0,00014	0,00051	0,87627	0,87472	0,78089
Modal	Mode	390	0,052898	0,000009749	2,905E-07	0,000003514	0,87628	0,87472	0,7809
Modal	Mode	391	0,052793	0,00001853	0,00002469	0,00001066	0,8763	0,87475	0,78091
Modal	Mode	392	0,052712	1,814E-07	1,482E-07	0,00000783	0,8763	0,87475	0,78091

Modal	Mode	393	0,052677	0,00011	0,0002	0,00013	0,87641	0,87495	0,78104
Modal	Mode	394	0,052601	1,094E-07	0,00006879	0,00005394	0,87641	0,87495	0,78109
Modal	Mode	395	0,052563	0,00002044	0,00005296	0,00023	0,87643	0,87501	0,78132
Modal	Mode	396	0,052539	0,00001079	0,00006434	0,00089	0,87644	0,87501	0,78221
Modal	Mode	397	0,052486	0,00017	0,00037	0,00042	0,87662	0,87539	0,78263
Modal	Mode	398	0,052415	0,000003163	0,00006879	0,0083	0,87662	0,87539	0,79093
Modal	Mode	399	0,052229	0,000005505	7,051E-07	0,00027	0,87663	0,87539	0,7912
Modal	Mode	400	0,052198	0,000001027	0,000003409	0,00292	0,87663	0,8754	0,79412

## Annexe F :

### Ferrailage du plot parasismique :

Pile :

#### Calcul de Section en Flexion Simple

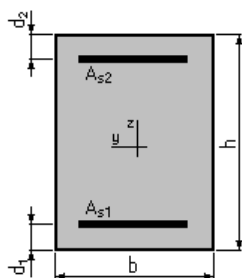
##### 1. Hypothèses:

Béton:  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments  $d = 1.00$
- Calcul suivant EC2 / DAN français

##### 2. Section:



$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués:**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0.00	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	690.00	0.00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 19.2$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s \min} = 9.0$ (cm <sup>2</sup> )	Section maximum	$A_{s \max} = 320.0$ (cm <sup>2</sup> )
théorique	$r = 0.26$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0.12$ (%)	maximum	$r_{\max} = 4.00$ (%)

**Analyse par Cas:**

**Cas ELA**  $M_{\max} = 690.00$  (kN\*m)  $M_{\min} = 0.00$  (kN\*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot:A

Position de l'axe neutre:  $y = 9.2$  (cm)

Bras de levier:  $Z = 71.7$  (cm)

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1.39$  (‰)

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00$  (‰)

Contrainte de l'acier :

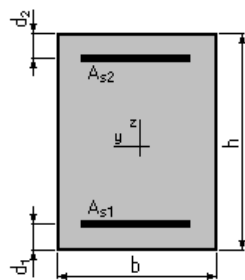
tendue:  $\sigma_s = 500.5$  (MPa)

**culée :****Calcul de Section en Flexion Simple****1. Hypothèses:**

**Béton:**  $f_{c28} = 30.0$  (MPa)

**Acier:**  $f_e = 500.0$  (MPa)

- Fissuration classe d'exposition 1
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Coefficient de redistribution des moments  $d = 1.00$
- Calcul suivant EC2 / DAN français

**2. Section:**

$$b = 100.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$$

**3. Moments appliqués:**

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime ( fondamental )	0.00	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime ( Accidentel )	223.00	0.00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 10.3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 5.4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 200.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$r = 0.23 \text{ (\%)}$		
minimum	$r_{\min} = 0.12 \text{ (\%)}$	maximum	$r_{\max} = 4.00 \text{ (\%)}$

**Analyse par Cas:**

**Cas ELA**  $M_{\max} = 223.00 \text{ (kN*m)}$   $M_{\min} = 0.00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: A

Position de l'axe neutre:  $y = 5.2 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 43.2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $\epsilon_b = 1.30 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier:  $\epsilon_s = 10.00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 500.5 \text{ (MPa)}$

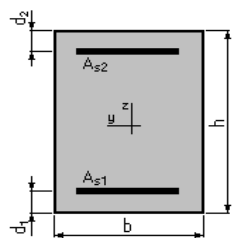
**Ferraillage du mur frontal :****Ferraillage verticale du mur frontal :****Calcul de Section en Flexion Composée****1. hypothèse:**

Béton:  $f_{c28} = 25.0 \text{ (MPa)}$

Acier:  $f_e = 500.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

## 2. Section:



$$\begin{aligned}
 b &= 100.0 && (\text{cm}) \\
 h &= 225.0 && (\text{cm}) \\
 d_1 &= 5.0 && (\text{cm}) \\
 d_2 &= 5.0 && (\text{cm})
 \end{aligned}$$

## 3. Efforts appliqués:

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELA	799.00	1184.30

## 4. Résultats:

### Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 22.0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\min} = 22.0$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$r = 0.10$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0.10$ (%)		

### Analyse par Cas:

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELA**      **N = 799.00 (kN)**    **M = 1184.30 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité:	5.56	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 37.5$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 205.0$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10.00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 2.06$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		

tendue:       $s_s = 500.0$  (MPa)

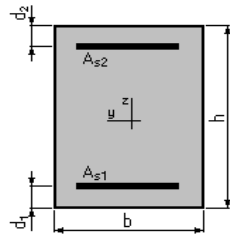
### Ferrailage horizontale du mur frontal :

#### Calcul de Section en Flexion Composée

### 1. hypothèse:

**Béton:  $f_{c28} = 25.0$  (MPa)**      **Acier:  $f_e = 500.0$  (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

**2. Section:**

$b = 100.0$  (cm)  
 $h = 225.0$  (cm)  
 $d_1 = 5.0$  (cm)  
 $d_2 = 5.0$  (cm)

**3. Efforts appliqués:**

Cas N <sup>o</sup>	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELA	799.00	1184.30

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 22.0$ (cm <sup>2</sup> )	Section théorique	$A_{s2} = 0.0$ (cm <sup>2</sup> )
Section minimum	$A_{s\ min} = 22.0$ (cm <sup>2</sup> )		
théorique	$r = 0.10$ (%)		
minimum	$r_{\min} = 0.10$ (%)		

**Analyse par Cas:**

**Cas N<sup>o</sup> 1: Type ELA**      **N = 799.00 (kN)**    **M = 1184.30 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 5.56      Pivot: A  
 Position de l'axe neutre:  $y = 37.5$  (cm)  
 Bras de levier:  $Z = 205.0$  (cm)  
 Déformation de l'acier:  $e_s = 10.00$  (‰)  
 Déformation du béton:  $e_b = 2.06$  (‰)  
 Contrainte de l'acier:

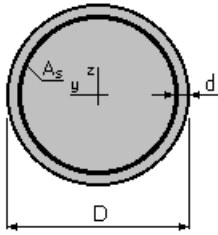
tendue:  $s_s = 500.0$  (MPa)

**Pieu de la culée****Calcul de Section en Flexion Déviée Composée****1. hypothèse:**

**Béton: fc28 = 25.0 (MPa)**

**Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
-

**2. Section:**

$$D = 120.0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5.0 \quad (\text{cm})$$

**3. Efforts appliqués:**

Cas N <sup>0</sup>	Type	N (kN)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
1.	ELA	1308.90	4557.90	0.00

**4. Résultats:****Sections d'Acier:**

Section théorique  $A_s = 193.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum  $A_{s \text{ min}} = 22.6 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique  $r = 1.71 \text{ (\%)}$

minimum  $r_{\text{min}} = 0.10 \text{ (\%)}$

Section maximum  $A_{s \text{ max}} = 565.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

maximum  $r_{\text{max}} = 5.00 \text{ (\%)}$

**Cas N<sup>0</sup> 1: Type ELA**      **N = 1308.90 (kN)**      **M<sub>y</sub> = 4557.90 (kN\*m)**      **M<sub>z</sub> = 0.00 (kN\*m)**

Coefficient de sécurité: 1.00      Pivot: B

Position de l'axe neutre:  $y = 38.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier:  $Z = 96.5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton:  $e_b = 3.50 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier:  $e_s = 6.93 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue:  $s_s = 500.0 \text{ (MPa)}$

comprimée:  $\sigma_s' = 500.0 \text{ (MPa)}$

**Étude de la culée :****ETUDE DE LA CULEE :**

Efforts dus à la Culée Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques  $k_h$  ;  $k_v$  :

$K_h$  : Coefficient sismique horizontal ;

$K_v$  : Coefficient sismique vertical.

La valeur des poussées des terres sur la culée est donnée par la formule suivante :

$$F_{ah} = 0.5\gamma((1 \pm k_v)K_{ad} \times H^2$$

Dans les conditions sismiques, le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONOBE-OKABE qui est citée dans le RPOA :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[ 1 + \sqrt{\sin\varphi \cdot \frac{\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\beta \cdot \cos\theta}} \right]}$$

Avec :

$H$  : est la hauteur du mur.

$\gamma$  : est le poids des terres.

$\varphi = 30^\circ$  : angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\beta = 0$  : angle de talus avec l'horizontale.

$$\theta = \arctg\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Selon RPOA 2008 (tableau (p14), carte (p15)) :

*zone sismique: IIa*

*Classe de pont: 1<sup>ère</sup>*

Donc :  $a = k_h = 0.20$

Pour le calcul, il va falloir prendre tous les cas possibles :

Action du séisme	$K_h$	$k_v$	$\theta$ (°)	$k_{ad}$
Condition normale	0	0	0	0.33
Séisme « horizontal ; $1+k_v$ »	0.2	0.06	10.68	0.64
Séisme « horizontal ; $1-k_v$ »	0.2	-0.06	12.01	0.66

**Calcul du coefficient de poussée  $K_{ad}$** 

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  $\rho_b = 2.5 \text{ t/m}^3$ . Cependant le deuxième, il contient les moments stabilisants dues aux surcharges (Remblai) sur les éléments précédemment cités, donc  $\rho_r = 1.8 \text{ t/m}^3$ .

Poussée due aux surcharges de remblai est de  $1 \text{ t/m}^2$ , qu'on majore de 20%, alors  $q = 1.2 \text{ t/m}^2$ . Cette poussée est disposée en :

#### Poussée horizontale du remblai :

$$Q_h = K_a d \times q \times 1 \times h$$

Tel que :

$K_a$ : Se diffère entre les conditions normales et les conditions sismiques.

#### Poussée verticale du remblai :

$$Q_v = q \cdot L \cdot B$$

#### 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 :

Désignation	Condition	Poids (t)	Effort horizontal (t)	Efforts vertical (t)	Bras de levier « H » (m)	Bras de levier « V » (m)	Moment renversant MR (t,m)	Moment stabilisant MS (t,m)
mur garde grève	CN	95,4	0	95,4	4,17	11,53	0	397,818
	CS 1	95,4	19,08	101,124	4,17	11,53	219,9924	421,68708
	CS 2	95,4	19,08	89,676	4,17	11,53	219,9924	373,94892
Corbeau	CN	7,11	0	7,11	4,58	11,6	0	32,5638
	CS 1	7,11	1,422	7,5366	4,58	11,6	16,4952	34,517628
	CS 2	7,11	1,422	6,6834	4,58	11,6	16,4952	30,609972
mur en retour	CN	81,29	0	81,29	6,61	9,47	0	537,3269
	CS 1	81,29	16,258	86,1674	6,61	9,47	153,9632 6	569,56651 4
	CS 2	81,29	16,258	76,4126	6,61	9,47	153,9632 6	505,08728 6
mur de front	CN	577,4	0	577,4	3,27	5,87	0	1888,098
	CS 1	577,4	115,48	612,044	3,27	5,87	677,8676	2001,3838 8
	CS 2	577,4	115,48	542,756	3,27	5,87	677,8676	1774,8121 2
semelle	CN	890,4	0	890,4	3	1	0	2671,2
	CS 1	890,4	178,08	943,824	3	1	178,08	2831,472
	CS 2	890,4	178,08	836,976	3	1	178,08	2510,928
dalle de transition	CN	26,55	0	26,55	5,91	12,02	0	156,9105
	CS 1	26,55	5,31	28,143	5,91	12,02	63,8262	166,32513
	CS 2	26,55	5,31	24,957	5,91	12,02	63,8262	147,49587

Efforts et moments dus aux éléments propres de la culée .

Désignation	Condition	Poids (t)	Effort horizontal (t)	Efforts vertical (t)	Bras de levier « H » (m)	Bras de levier « V » (m)	Moment renversant MR (t,m)	Moment stabilisant MS (t,m)	
Poids des terres sur DT	CN	60,5	0	60,50	6	12,66	0	363	
	CS 1	60,5	12,1	64,13	6	12,66	153,186	384,78	
	CS 2	60,5	12,1	56,87	6	12,66	153,186	341,22	
Poids des Terre partie arrières	CN	333,6	0	333,60	5,16	6,93	0	1721,376	
	CS 1	333,6	66,72	353,62	5,16	6,93	462,3696	1824,65856	
	CS 2	333,6	66,72	313,58	5,16	6,93	462,3696	1618,09344	
Poids des Terre partie avant	CN	21,17	0	21,17	1,13	3,8	0	23,9221	
	CS 1	21,17	4,234	22,44	1,13	3,8	16,0892	25,357426	
	CS 2	21,17	4,234	19,90	1,13	3,8	16,0892	22,486774	
Poussée des terres	Mgg	CN	10,1	10,1	/	/	10,62	107,262	/
		CS 1	10,1	10,706	/	/	10,62	113,69772	/
		CS 2	10,1	9,494	/	/	10,62	100,82628	/
	Mf	CN	54,05	54,05	/	/	4,58	247,549	/
		CS 1	54,05	57,293	/	/	4,58	262,40194	/
		CS 2	54,05	50,807	/	/	4,58	232,69606	/
	Semelle	CN	7,056	7,056	/	/	0,67	4,72752	/
		CS 1	7,056	7,47936	/	/	0,67	5,0111712	/
		CS 2	7,056	6,63264	/	/	0,67	4,4438688	/
poussés des surcharges	Mgg + mf	CN	73,93	73,93	/	/	3,62	267,6266	/
		CS 1	73,93	78,3658	/	/	3,62	283,684196	/
		CS 2	73,93	69,4942	/	/	3,62	251,569004	/
	Semelle	CN	4,7	4,7	/	/	0,67	3,149	/
		CS 1	4,7	4,982	/	/	0,67	3,33794	/
		CS 2	4,7	4,418	/	/	0,67	2,96006	/
Poids propre du tablier	CN	435,53	435,53	435,53	2,9	10,15	4420,6295	1263,037	
	CS 1	435,53	461,6618	461,6618	2,9	10,15	4685,86727	1338,8192	
	CS 2	435,53	409,3982	409,3982	2,9	10,15	4155,39173	1187,2548	

**Efforts et moments dus aux différentes charges.**

**Surcharges d'exploitation :**

Tous les efforts sont calculés manuellement sauf, l'effort normal qui été calculé avec **csi bridge**.

	Nt	Ht	V	H	Mr	Ms
A(L)	193.75	39.72	10.15	0	403.158	0
BC	155.5	15	10.15	0	152.25	0
D240	194.54	0	10.15	0	0	0
MC120	106.7	0	10.15	0	0	0

**Effort et moments dus aux surcharges.**

**Combinaison de charge :**

Les combinaisons seront calculées en basant sur  $\sum M=0$ , dans chaque condition, en suite on ferraille les pièces de culée avec les moments Max, effort horizontal et effort normal pour chaque cas.

Combinaison		$N_T(t)$	$H_T(t)$	$MR(t,m)$	$MS(t,m)$
ELS	G+1,2A(L)	2761,45	633,03	5534,73	9055,25
	G+1,2Bc	2715,55	603,37	5233,64	9055,25
	G+D240	2723,49	585,37	5050,94	9055,25
	G+Mc120	2635,65	585,37	5050,94	9055,25
ELA 1	G+0,2A(L)	2719,44	1047,12	7376,50	9598,57
	G+0,2Bc	2711,79	1042,17	7326,32	9598,57
	G+D240	2875,23	1039,17	7295,87	9598,57
	G+Mc120	2787,39	1039,17	7295,87	9598,57
ELA 2	G+0,2A(L)	2415,96	976,87	6770,39	8511,94
	G+0,2Bc	2408,31	971,93	6720,21	8511,94
	G+D240	2571,75	968,93	6689,76	8511,94
	G+Mc120	2483,91	968,93	6689,76	8511,94

**Les combinaisons de charges dans les différents cas.**

**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 :**

condition normale :  $M_s / M_r \geq 1.5$

Condition sismique :  $M_s / M_r \geq 1$

Cas	$M_R$	$M_S$	$M_S/M_R$
N°1	5534,73	9055,25	1,63607747
N°2	7376,50	9598,57	1,30123578
N°3	6770,39	8511,94	1,25723032

**Vérification de la stabilité de la culée.**

**N.B :**

Vu que la culée repose sur un mauvais sol, meuble et argileux, on doit envisager des pieux sous la semelle de fondation de la culée, afin de la stabiliser. En réalisant les pieux, la culée sera automatiquement vérifiée au renversement ainsi qu'au glissement.

**Ferraillage :****Ferraillage de la culée :****Ferraillage de mur garde grève :**

a) Evaluation des charges sur mur garde grève :

Poussée des terres :

$$M_{pt} = P \times H / 3 \text{ et } \gamma_r = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$P = 0.5 \times \gamma_r \times h^2 \times K_a$$

$$K_a = 0.33$$

$$P = 0.5 \times 1.8 \times 3.35^2 \times 0.33 = 3.33 \text{ t ml}$$

$$M_{ser} = M_{pt} = 3.33 \times 3.35 / 3 = 3.72 \text{ t. m}$$

$$M_u = 1.35 \times M_{ser} = 1.35 \times 3.72 = 5.02 \text{ t.m}$$

**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 seule 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°

$$M_f = \frac{2\rho \times P \times h}{0.25 + 2h} \quad \rho = \text{coefficient de pondération}$$

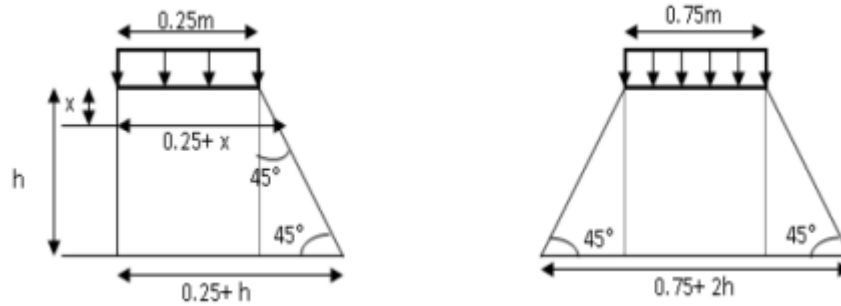
$$M_{fu} = \frac{2\rho \times P \times h}{0.25 + 2h} \quad \text{avec: } \rho = 1.6 \text{ (ELU)} \quad M_{fu} = \frac{2\rho \times P \times h}{0.25 + 2h}$$

$$M_{fu} = \frac{2 \times 1.6 \times 6 \times 3.35}{0.25 + 2 \times 3.35} = 9.25 \text{ t.m}$$

$$M_{fser} = \frac{2\rho \times P \times h}{0.25 + 2h} \quad \text{avec: } \rho = 1.2 \text{ (ELS)} \quad M_{fser} = \frac{2 \times 1.2 \times 6 \times 3.35}{0.25 + 2 \times 3.35} = 6.94 \text{ t.m}$$

**Poussée d'une charge située en arrière du mur :**

D'après le document SETRA PP73 appuis de tabliers, seule la sollicitation engendrée par les camions type Bc (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6 t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12 t répartie sur un rectangle de (0.25 m x 0.75 m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.



### Poussée de la charge locale située en arrière de mur

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface F donnée par :

$$F = \frac{12}{0.75 \times 0.25} = 64 \text{ t/m}^2$$

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule :

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_{x=0}^h \frac{h-x}{0.25+x}$$

$k = k_a \cdot bc \cdot \gamma \cdot \delta$  Coefficient de pondération.

$\delta = 1$  coefficient de majoration dynamique (charge sur remblai).

$\mu$  : Coefficient de pondération:  $\mu = 1.2$  à l'ELS  $\mu = 1.6$  à l'ELU.

$bc = 0.95$  et  $K_a = 0.5$

$$\text{avec : } \begin{cases} k = 0.40 \text{ (ELS)} \\ k = 0.58 \text{ (ELU)} \end{cases}$$

H(m)	3.4
$M_p/k$ (t.m)	5.82
$M_{pser}$ (t.m)	2.33
$M_{pu}$ (t.m)	3.78

### Combinaison d'action :

$$M_u = 1.35M_G + 1.6M_Q = 5.02 + 9.25 + 3.78 = 18.05 \text{ t.m/m}$$

$$M_{ser} = M_G + 1.2M_Q = 3.72 + 6.94 + 2.33 = 12.99 \text{ t.ml/ml}$$

### Ferraillage de MGG :

Le mur garde grève est sollicité par la flexion simple, donc on calcule le ferraillage en flexion simple.

### Le ferraillage horizontal ELU :

$$\text{On a } A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{18.05 \times 10^2}{434.78 \times 0.243} = 17.08 \text{ cm}^2$$

Donc on va prendre : 6 HA 20/ml avec  $A_s=18.84 \text{ cm}^2$

### Condition de non-fragilité :

$$18.84 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.4 \times 3.35 \times 0.27}{500} = 9.98 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité est vérifiée

Pour des raisons constructives on prend :

$$A'_s = A_s / 3 = 6.28 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

### Le ferrailage vertical :

$$A_y = A_s / 4 = 4.70 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6\text{HA}10 \text{ } A_y = 4.71 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \}, \eta = 1.6 \text{ pour HA, } f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa.}$$

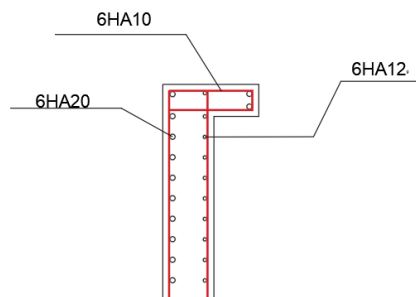
$$\frac{b}{2} x^2 + n A_s (x - c) + n A'_s (d - x) = 0$$

Après résolution de l'équation de deuxième degré on trouve  $x=0.041$

$$I = b \cdot \frac{x^3}{3} + n A_s (d - x)^2 = 0.00359 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot x}{I} = 1.48 \text{ Mpa} < 18 \text{ Mpa} ; \text{ cette condition est vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{n M_{ser} \cdot Z}{I} = 131.89 \text{ Mpa} < 215.55 \text{ Mpa} ; \text{ cette condition est vérifiée}$$



Ferrailage de mur garde grève

### Dalle de transition :

La dalle de transition est appuyée sur le corbeau (appui double) et sur le sol appui élastique. Elle se calcule comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contacte directe avec le sol).

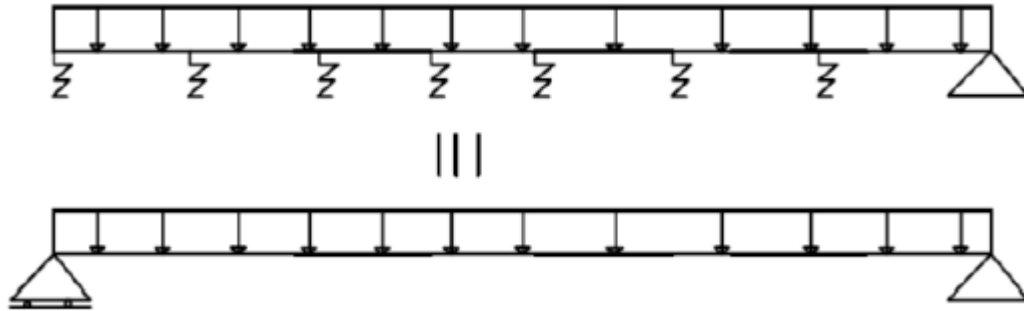


Schéma statique de la dalle Transition.

Évaluation des sollicitations :

Poids de la dalle :  $0.3 \times 1 \times 2.5 = 0.75 \text{ t/m}$

Revêtement :  $2.5 \times 1 \times 0.08 \times 1 = 0.2 \text{ t/m}$

Remblai :  $1.8 \times 1 \times 1 = 1.8 \text{ t/m}$

Surcharges :  $1 \times 1.2 = 1.2 \text{ t/m}$

Charges	P	M	T
Poids de la dalle	0.75	2.53	3.375
Revêtement	0.2	0.675	0.9
Remblai	1.8	5.98	7.97
Surcharges	1.2	1.35	1.8

Efforts agissant sur la dalle de transition

Combinaisons d'actions :

**ELU** :  $M_u = 1.35MG + 1.6 MQ = 1.35 (2.53 + 0.675 + 5.98) + 1.6 \times 1.35 = 14.56 \text{ t.m/ml}$

$T_u = 1.35TG + 1.6 TQ = 1.35 (3.375 + 0.9 + 7.97) + 1.6 \times 1.8 = 19.41 \text{ t/ml}$

**ELS** :  $M_s = MG + 1.2 MQ = (2.53 + 0.675 + 5.98) + 1.2 \times 1.35 = 10.805 \text{ t.m/ml}$

$T_s = TG + 1.2 TQ = (3.375 + 0.9 + 7.97) + 1.2 \times 1.8 = 14.405 \text{ t/ml}$

**Le ferrailage ELU :**

**Nappe inférieure :**

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{14.56 \times 10^2}{0.243 \times 434.78} = 13.78 \text{ cm}^2$$

Donc on va prendre : 7 HA 16/ml avec  $A_s = 14.07 \text{ cm}^2$

Condition de non-fragilité :  $14.07 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 8.94 \text{ cm}^2$

La condition de non-fragilité est vérifiée.

**Nappe supérieure :**

Pour des raisons constructives on prend

$A's = A_s / 3 = 4.69 \text{ cm}^2$  Soit 7HA10/ml ;  $A's = 5.49 \text{ cm}^2$

### Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.1941 / 0.27 = 0.73 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \inf(4 \text{ MPa} ; 0.15 f_{c28} / \gamma_b) = 3 \text{ MPa}$$

Pour le cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$\tau_s > \tau_u \Rightarrow$  donc la condition de l'effort tranchant est vérifiée.

$$\frac{A_T}{s_T} \leq \frac{\tau_u b}{0.85 f_e} = \frac{0.73 \times 1}{0.85 \times 500} = 0.172$$

$St \leq \min [0.9d ; 40 \text{ cm}] = 24.3 \text{ cm}$ . Soit  $St = 20 \text{ cm}$ .

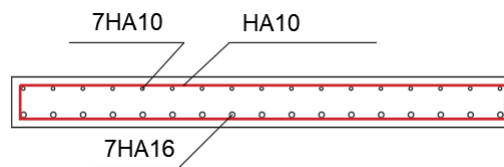
$$At > 20 \times 0.172 = 3.44 \text{ cm}^2$$

### Pourcentage minimal :

$$\frac{A_T}{s_T} \leq \frac{0.4b}{f_e} = \frac{0.4 \times 100}{500} = 0.08 \text{ cm}$$

$St = 20 \text{ cm}$  donc  $At \geq 1.6 \text{ cm}^2$

On va prendre 3 cadres de HA10/ml pour  $A_s = 2.35 \text{ cm}^2$



Ferrailage de la dalle de transition.

### Corbeau :

#### Évaluation des sollicitations :

Le corbeau sert d'appui à la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière :

$$\text{Réaction due à la dalle de transition : } R1 = qL/2 = 0,3 \times 3 \times 2,5 / 2 = 1.125 \text{ /ml}$$

$$\text{Réaction des poids des terres : } R2 = qL / 2 = 0,40 \times 1.2 \times 1,8 / 2 = 0.432 \text{ t/ml}$$

$$\text{Réaction due au revêtement : } R3 = qL / 2 = 0,08 \times 3 \times 2,4 / 2 = 0.288 \text{ t/ml}$$

$$\text{Réaction du poids propre du corbeau : } R4 = v \cdot \gamma b = 0.25 \times 2,5 = 0.625 \text{ t/ml}$$

$$\text{Réaction due aux surcharges sur remblai : } R5 = qL / 2 = 1,2 \times 3 / 2 = 1.8 \text{ t/ml}$$

#### Réactions :

$$\text{RELU} = 1,35 (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,6 R5 = 6.22 \text{ t/ml.}$$

$$\text{RELS} = (R1 + R2 + R3 + R4) + 1,2 R5 = 4.63 \text{ t/ml.}$$

#### Moments :

$$MELU = 1,35(M1 + M2 + M3 + M4) + 1,6 M5 = 1.244 \text{ t.m/ml.}$$

$$MELS = (M1 + M2 + M3 + M4) + 1,2 M5 = 0.926 \text{ t.m/ml.}$$

### Ferrailage :

$$A_s = \frac{M_u}{z\sigma_s} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Donc on va prendre : 4HA 8/ml avec  $A_s=2.01 \text{ cm}^2$

$$2.01 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 3.97 \text{ cm}^2$$

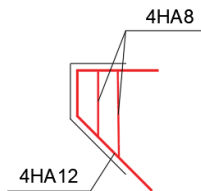
La condition de non-fragilité non vérifiée donc on va prend : 4HA 12/ml avec  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

### Acier de construction :

Pour des raisons constructives on prend

$$A's = A_s / 3 = 1.50 \text{ cm}^2$$

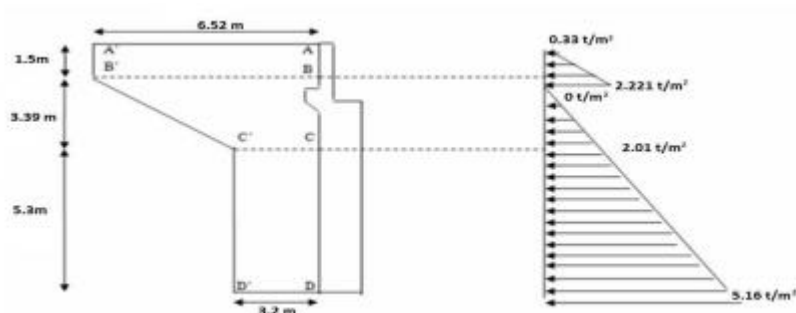
soit 4HA8/ml ;  $A's = 2.01 \text{ cm}^2$



### Ferrailage du corbeau.

### Mur en retour :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes :



### Schéma explicatif

### Calcul des pressions :

$$P = K_a (q + \gamma h)$$

Avec :  $K_a = 0.33$  ;  $q = 1 \text{ t/m}^2$

**Pression première partie :**

$$\text{Pour } h = 0 \text{ m : } p_0 = 0,33 \times (1,0 + 1,8 \times 0) = 0,33 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 1 \text{ m : } p_1 = 0,33 \times (1,0 + 1,8 \times 1) = 0,924 \text{ t/m}^2$$

**Pression deuxième partie :**

$$\text{pour } h = 0,00 \text{ m : } p_0 = 0,33 \times 1,8 \times 0,00 = 0,00 \text{ t/m}^2$$

$$\text{pour } h = 3,7 \text{ m : } p_1 = 0,33 \times 1,8 \times 3,7 = 2,2 \text{ t/m}^2$$

$$\text{pour } h = 10,35 \text{ m : } p_2 = 0,33 \times 1,8 \times 10,35 = 6,15 \text{ t/m}^2$$

**Ferraillage de la tranche BB'AA' :**

- Calcul des moments fléchissant :

- Encastrement BB' :

$$M_p = (0,33 \times 0,7 + 0,924 \times 0,7) \times 0,5 + [(0,924 - 0,33) \times 0,7 \times (1/3) \times 1] = 0,578 \text{ t.m/ml}$$

Encastrement AB :

$$M_p = 0,5 \times (0,924 + 0,33 \times 1,8) \times 8,8 \times 8,8 \times 0,5 = 14,7 \text{ t.m/ml}$$

**Ferraillage :****Ferraillage horizontal :**

On dispose des paramètres suivants :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,7 \text{ m}$$

$$d = 0,63 \text{ m}$$

$$M_p = 14,7 \text{ t.m/ml}$$

On obtient la section d'acier suivante :  $A_s = 7,78 \text{ cm}^2$

Donc pour le ferraillage horizontal on va prendre 4HA 16 avec  $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

Aciers de construction : 4HA10/ml avec  $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

**Condition de non-fragilité :**

$$8,04 \text{ cm}^2 \geq 0,23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 6,96 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité est vérifiée

**Ferraillage vertical :**

On dispose des paramètres suivants :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,7 \text{ m}$$

$$d = 0,63 \text{ m}$$

$$M_p = 0.578 \text{ t.m/ml}$$

On obtient la section d'acier suivante :  $A_s = 0.31 \text{ cm}^2$

**Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 6.96 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité n'est pas vérifiée donc on va prendre  $A_s = 6.96 \text{ cm}^2$

Donc : ferrailage horizontal : 5HA14/ml avec  $A_s = 7.7 \text{ cm}^2$

Aciers de construction : 5HA10/ml avec  $A_s = 3.92 \text{ cm}^2$

**Ferrailage de BB' CC' :**

**Calcul des moments fléchissant :**

**Encastrement le long de BC :**

Calcul de la pression moyenne :  $p_m = (2.2 + 0) / 2 = 1.1 \text{ t/m}^2$

Longueur moyenne :  $L_M = 4.45 \text{ m}$ .

$$M_p = (1.1 \times 4.45^2) / 2 = 16.47 \text{ t.m/ml}$$

Encastrement le long de CC' :  $M_p = (2.2 \times 1.6^2) / 6 = 0.95 \text{ t.m/ml}$

**Ferrailage :**

**Ferrailage horizontal :**

On dispose des paramètres suivants :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.7 \text{ m}$$

$$d = 0.63 \text{ m}$$

$$M_p = 16.47 \text{ t.m/ml}$$

On obtient la section d'acier suivante :  $A_s = 8.86 \text{ cm}^2$  pour 5HA 16

Donc : ferrailage horizontal : 5HA16/ml avec  $A_s = 10.05 \text{ cm}^2$

Aciers de construction : 5HA10/ml avec  $A_s = 3.92 \text{ cm}^2$

**Condition de non-fragilité :**

$$10.05 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 6.96 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité est vérifiée.

**Ferraillage vertical :**

On dispose des paramètres suivants :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.7 \text{ m}$$

$$d = 0.63 \text{ m}$$

$$M_p = 0.95 \text{ t.m/ml}$$

On obtient la section d'acier suivante :  $A_s = 0.5 \text{ cm}^2$

**Condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 6.96 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité n'est pas vérifiée donc on va prendre  $A_s = 6.96 \text{ cm}^2$

Donc : ferraillage horizontal : 5HA14/ml avec  $A_s = 7.7 \text{ cm}^2$

Aciers de construction : 5HA10/ml avec  $A_s = 3.92 \text{ cm}^2$

**Ferraillage de CC' DD' :****Calcul des moments fléchissant :****Encastrement le long de CD :**

$$P = (1.37 + 6.15) / 2 = 3.76 \text{ t/m}^2$$

$$M_p = (3.76 \times 5.35^2 / 2) = 21.1 \text{ t.m/ml}$$

**Encastrement le long de DD' :**

$$M_p = 1.37 \times 6.15^2 \times 0.5 + (6.15 - 1.37) \times 5.3^2 \times 0.5 \times (1/3) = 48.07 \text{ t.m/ml}$$

**Ferraillage horizontal :**

On dispose des paramètres suivants :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.7 \text{ m}$$

$$d = 0.63 \text{ m}$$

$$M_p = 21.1 \text{ t.m/ml}$$

On obtient la section d'acier suivante :  $A_s = 11.16 \text{ cm}^2$  pour 5HA 20

Donc : ferraillage horizontal : 4HA20/ml avec  $A_s = 12.56 \text{ cm}^2$

Aciers de construction : 4HA12/ml avec  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

**Condition de non-fragilité :**

$$12.56 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 6.96 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité est vérifiée.

**Ferraillage vertical :**

On dispose des paramètres suivants :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.7 \text{ m}$$

$$d = 0.63 \text{ m}$$

$$M_p = 48.07 \text{ t.m/ml}$$

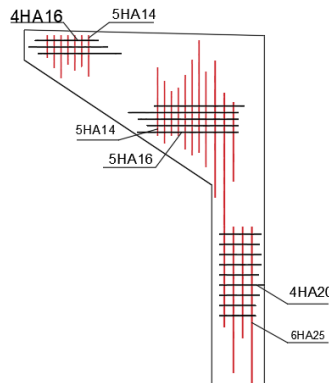
On obtient la section d'acier suivante :  $A_s = 25.43 \text{ cm}^2$

Donc : ferraillage horizontal : 6HA25/ml avec  $A_s = 29.45 \text{ cm}^2$

Aciers de construction : 6HA16/ml avec  $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

**Condition de non-fragilité :**

$$29.45 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 6.96 \text{ cm}^2$$



**Ferraillage mur en retour**

**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 15 t

$$\text{Donc : } M_{Bc} = 1.2 \times 15 \times 7.75 = 139.5 \text{ t.m}$$

- **Surcharge due au remblai :**

$$P = q \times h \times k \times L = 1.2 \times 7.75 \times 0.33 \times 13.25 = 40.67 \text{ t}$$

$$M_{RE} = 0.5 \times 40.67 \times 7.75 = 157.6 \text{ t.m}$$

- **Poussées des terres :**

$$P=0.5 \times 0.33 \times 1.8 \times 7.75^2 \times 13.25 = 236.36 \text{ t}$$

$$M_{pt}=(1/3) \times 236.36 \times 7.75 = 604.5 \text{ t.m}$$

- **Réaction :**

$$N = G_{cp+ccp} + G_{MF} + G_{MGG} + G_{DT}$$

$$N=984.8 \text{ t}$$

$$\text{Donc on trouve : } N_{ELS}=74.32 \text{ t/ml}$$

$$H_{ELS}=22.27 \text{ t/ml}$$

$$M_{ELS} = 68.05 \text{ t.m /ml}$$

### Cas normal ELU :

- **Le freinage :**

Le camion Bc développe une force de freinage d'une valeur de 15 t

$$\text{Donc : } MB=1.6 \times 15 \times 7.75 = 186 \text{ t.m}$$

- **Surcharge due au remblai :**

$$P=q \times h \times k \times L = 1.2 \times 7.75 \times 0.33 \times 13.25 = 40.66 \text{ t}$$

$$M_{RE} = 0.5 \times 40.66 \times 7.75 = 157.56 \text{ t.m}$$

- **Poussées des terres :**

$$P=0.5 \times 0.33 \times 1.8 \times 7.75^2 \times 13.25 = 236.36 \text{ t}$$

$$M_{pt} = (1/3) \times 236.36 \times 7.75 = 604.5 \text{ t.m}$$

- **Réaction :**

$$N = (1+0.075) \times (G_{cp+ccp} + G_{MF} + G_{MGG} + G_{DD})$$

$$N=1058.66 \text{ t}$$

Donc on trouve :

$$N_{ELU}=79.9 \text{ t/ml}$$

$$H_{ELU}= 22.72 \text{ t/ml}$$

$$M_{ELU}= 77.5 \text{ t.m /ml}$$

- **Cas sismique 1 :**

$$K_h=0.25$$

$$k_v=0.075$$

$$k_{ad}=0.46$$

- **Surcharge due au remblai :**

$$P = 7.75 \times 0.46 \times (1+0.075) \times 13.25 = 50.78 \text{ t}$$

$$M_{RE} = 0.5 \times 50.78 \times 7.75 = 196.78 \text{ t.m}$$

- **Poussées des terres :**

$$P=0.5 \times 0.46 \times (1+0.075) \times 1.8 \times 7.75^2 \times 13.25 = 354.20 \text{ t}$$

$$M_{pt}=0.5 \times 354.2 \times 7.75 = 1372.53 \text{ t.m}$$

- **Réaction :**

$$N = (1+0.075)(G_{cp+ccp} + G_{MF} + G_{MGG} + G_{DD} + G_{RE})$$

$$N=1058.66 \text{ t}$$

Donc on trouve :  $N_{C1}= 79.9 \text{ t/ml}$

$$H_{C1}=30.56 \text{ t/ml}$$

$$M_{C1}=118.43 \text{ t.m /ml}$$

- **Cas sismique 2 :**

$$K_h=0.25 ;$$

$$k_v=-0.075 ;$$

$$k_{ad}=0.48$$

- **Surcharge due au remblai :**

$$P= 43.7 \text{ t}$$

$$M_{RE}=169.33 \text{ t.m}$$

- **Poussées des terres :**

$$P=304.76 \text{ t}$$

$$M_{pt}=1080.95 \text{ t.m}$$

- **Réaction :**

$$N=910.94 \text{ t}$$

Donc on trouve :  $N_{C2}=68.75 \text{ t/ml}$

$$H_{C2}=26.3 \text{ t/ml}$$

$$M_{C2}=94.36 \text{ t.m /ml}$$

- **résultats des sollicitations :**

Les résultats des sollicitations sont dans le tableau suivant.

Sollicitation	N (t/ml)	H (t/ml)	M (t.m/ml)
ELS	74.32	22.27	68.05
ELU	79.9	22.27	77.5
Cas sismique 01	79.9	30.56	118.43
Cas sismique 02	68.75	26.3	94.36

- **Ferraillage vertical :**

Le ferraillage se fera avec le logiciel ROBOT EXPERT en flexion composé.

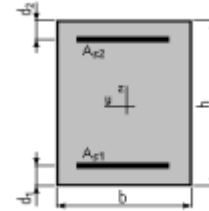
$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

$$h = 2.25 \text{ m}$$

$$B = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 118.43 \text{ t.m/ml}$$

$$N = 79.9 \text{ t/ml}$$



On obtient les sections suivantes suivante :

$$A_{s1} = 22 \text{ cm}^2 \text{ on va prendre } 8\text{HA}20/\text{ml} \text{ avec } A_s = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 22 \text{ cm}^2 \text{ on va prendre } 8\text{HA}20/\text{ml} \text{ avec } A_s = 25.13 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non-fragilité :**

$$25.13 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 22.35 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité est vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = V_u / bd = 0.799 / 2.025 = 0.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \inf(4 \text{ MPa} ; 0.15 f_{c28} / \gamma_b) = 3 \text{ Mpa}$$

Pour le cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

$\tau_s > \tau_u \Rightarrow$  donc la condition de l'effort tranchant est vérifiée.

$$\frac{A_T}{s_T} \leq \frac{T_u b}{0.85 f_e} = 0.4 \times 1 / 0.85 \times 500 = 0.09$$

$$S_t \leq \min[0.9d; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm. Soit } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$A_t > 25 \times 0.09 = 2.25 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_T}{s_T} \leq \frac{0.4b}{f_e}$$

$$\frac{2.25}{25} > \frac{0.4 \times 100}{500} = 0.08 \text{ cm cette condition est vérifiée}$$

On va prendre 4 cadres de HA10/ml pour  $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Ferrailage horizontal :**

Le ferrailage se fera avec le logiciel ROBOT EXPERT en flexion simple.

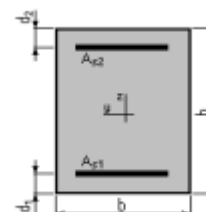
$$f_{c28} = 30 \text{ Mpa} -$$

$$h = 2.25 \text{ m}$$

$$B = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 118.43 \text{ t.m/ml}$$

On obtient les sections suivantes suivante :



$A_{s1}=25.13 \text{ cm}^2$  on va prendre 8H20

8hA20/ml avec  $A_s=25.13 \text{ cm}^2$

- **Aciers de construction :**

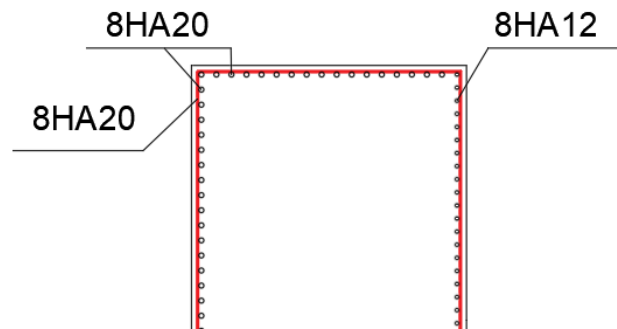
$$A_{s2} = \frac{A_s}{3} = 8.37 \text{ cm}^2$$

$A_{s2}=8.37 \text{ cm}^2$  on va prendre 8HA12/ml avec  $A_s=9.04 \text{ cm}^2$

- **Condition de non-fragilité :**

$$25.13 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \frac{f_{tj} \times b \times d}{f_e} = 22.35 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité est vérifiée.



**Ferrailage de mur frontale**

### Semelle :

- **Evaluation des efforts :**

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Cas	H(t/ml)	N(t/ml)	Ms-Mr (t.m/ml)
C.N	633,03	2761,45	586,75
Cas sismique 01	1047,12	2875,23	370,34
Cas sismique 02	976,87	2571,75	290,26

**Effort agissant sur la semelle**

$$n = \frac{\text{Effort normal}}{\text{Capacité portante de pieu}} = \frac{2875.23}{434.1} = 6.62$$

On prend 4 pieux de 2 files de 20m de profondeur

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:

$$R_i = \frac{N}{n} + \frac{M_y x_i}{\sum x^2} + \frac{M_x y_i}{\sum y^2} \begin{cases} N: \text{effort normal} \\ n: \text{nombre de pieux} \\ M_y: M \text{ suivant "x"} \\ M_x: M \text{ suivant "y"} \end{cases}$$

Tout en tenant compte quelques hypothèses qui va permettre d'appliquer la formule d'un part, et faciliter le calcul d'autre part :

- Tous les pieux identiques.
- La semelle considérée infiniment rigide.

Maintenant, on calcul les efforts normaux dans les conditions normales et sismique.

$$R_{\max} = \frac{N}{n} + \frac{M_x y_i}{\sum y^2}$$

$$R_{\min} = \frac{N}{n} - \frac{M_x y_i}{\sum y^2}$$

Cas	Rmax	Rmin
C.N	385,9279986	304,4345014
Cas sismique 01	385,1217331	333,6850169
Cas sismique 02	341,6259433	301,3123067

### Les vérifications :

Soulèvement :

$$R_{\min} > 0$$

$$301.31 \text{ t} > 0 \text{ (vérifié)}$$

Poinçonnement :

$$R_{\max} < \text{capacité portance de pieu}$$

Avec :

$$R_{\max} = 385.92 \text{ t}$$

$$C_{app} = 434.1 \text{ t}$$

(vérifié)

### Ferraillage :

#### Armatures transversale 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:

$$\begin{cases} 55 > \alpha > 45 \\ h > \frac{L}{2} - \frac{B}{4} \end{cases} \text{ prenons : } [L \times B] = [3.6 \times 2.25]$$

$$\begin{cases} \tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} \\ 2 > \frac{3.6}{2} - \frac{2.25}{4} = 1.24 \end{cases} \alpha = 58.2^\circ$$

La méthode des bielles n'est pas applicable dans la culée, donc en utilisant la méthode des moments.

D'où :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \}, \eta = 1.6 \text{ pour HA, } f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa.}$$

$$X = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} d = 1 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} = 1.47 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = 0.5 \cdot b \cdot x \cdot \sigma_{bc} \cdot Z = 79.38 \text{ MN.m}$$

$$M_{Ser} = R_{max} \cdot d = 6.95 \text{ MN.m}$$

$$M_{Ser} < \bar{M}_1$$

$$A_{Sser} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_s} = 189.11 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placée dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L)

telle que :  $L = h + \varphi_{\text{pieu}} = 200 + 120 = 320 \text{ cm}$

$$\text{Donc } A_s/\text{ml} = \frac{A_{Sser}}{L} = 60.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix des barres :**

$A_s = 60.32 \text{ cm}^2$  on va prend 8 HA32 ave  $A_s = 64.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec  $e = 12 \text{ cm}$

**Armatures longitudinales inférieures :**

Elles jouent un rôle de répartition des efforts transmises par le mur frontal vers les pieux de la semelle.

$$A_L = \frac{A_s}{3} = 60.32 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :**

On prend :  $A_s = 64.34 \text{ cm}^2$  soit : 8HA32

**Espacement St:**

L'espacement se calcul à l'aide de la formule suivante :

$$St = \frac{\varphi + h - d}{n - 1}$$

Avec :

$\varphi$  =Diamètre de pieu

h=hauteur de la semelle

n= nombre des barres

d=enrobage

$$St = \frac{1.2+2-0.1}{24-1} = 14 \text{ cm}$$

**Armatures de construction (nappe supérieure) :**

**Transversale :**

$$A_t = \frac{As}{3} = 60.32 \text{ cm}^2$$

**Choix des barres :**

On prend :  $As = 64.34 \text{ cm}^2$  soit : 8HA32

**Longitudinale :**

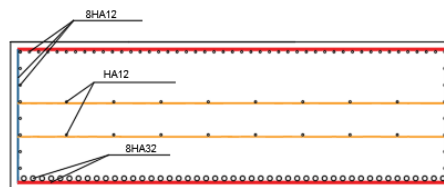
$$A_L = \frac{As}{10} = 9.04 \text{ cm}^2$$

soit : 8HA12

**Latérale :**

$$A_L = \frac{As}{10} = 9.04 \text{ cm}^2$$

soit : 8HA12



**Ferrailage de la semelle**

**Etude et ferrailage des pieux :**

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 x}{dy^4} + C_u + by = 0$$

Avec :

- Cu = module de réaction du sol.
- y = déplacement en tête de pieu.
- b = diamètre de pieu.



Cette équation a une solution de la forme :

$$\alpha = \sqrt{\frac{4EI}{c_u b}} \quad \text{avec: } \alpha: \text{ La longueur élastique du pieu}$$

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment est déterminé par la méthode « WERNER ». Le pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nul.

#### Effort tranchant en tête de pieu :

La détermination de l'effort tranchant se fait avec l'effort horizontal, celle du poussée des terres avec l'effort de freinage, ce qui été déjà calculé dans chaque cas :

#### Cas normal :

$$P = \frac{H}{n} = \frac{633,03}{8} = 79.13 \text{ t/pieu}$$

#### Cas sismique 01 :

$$P = \frac{H}{n} = \frac{1047,12}{8} = 130.89 \text{ t/pieu}$$

#### Cas sismique 02 :

$$P = \frac{H}{n} = \frac{976,87}{8} = 122.11 \text{ t/pieu}$$

#### Calcul des moments :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$M(z) = EI\theta_0 = x_{\theta M} \times \frac{M}{\lambda} \times x_{\theta P} \times \frac{P}{\lambda^2} = 0$$

Notre pieu est encasté à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle donc :

$$\bar{M} = -\frac{x_{\theta P}}{x_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

$\bar{M}$  : moment au tête de pieu

$\lambda$ : coefficient d'amortissement

Maintenant on devrait déterminer les coefficients  $\chi_{\theta M}$ ,  $\chi_{\theta P}$ , mais d'abord il faut déterminer :

Coefficient d'amortissement «  $\lambda$  » :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bC_u}{4EI}}$$

tq:

$$C_u = 3000 \text{ t/m}^3$$

$$E = 33000 \text{ Mpa}$$

$$I = 0.102 \text{ m}^4$$

$$b = \varnothing = 1.2 \text{ m}$$

$$\lambda = 0.228 \text{ m}^{-1}$$

$$\lambda L = 0.4 \times 20 = 4.56$$

Détermination des coefficients ( $\chi_{\varphi}^H$ ,  $\chi_{\varphi}^M$ )

$$\chi_{\varphi}^H = 1.31$$

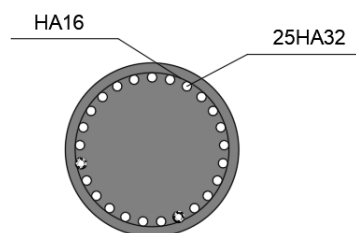
$$\chi_{\varphi}^M = 1.65$$

Cas	$H_{\text{Max}}$ (t)	$\bar{P}$ (t/Pieu)	$\bar{M}$ (t.m)
C.N	633,03	79.13	-275.55
Cas sismique 01	1047,12	130.89	-455.79
Cas sismique 02	976,87	122.11	-425.21

### Ferrailage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée. Pour les moments et l'effort tranchant déjà calculés on trouve :

$A_s = 193.1 \text{ cm}^2$  ; Donc : on prend deux nappes de 25HA32 AVEC  $A_s = 201.05 \text{ cm}^2$ . Pour les armatures transversales, on prendra des cercles HA16 avec un espacement de 20 cm dans la zone courante et 10 cm dans la zone de critique.



Ferrailage des pieux