

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention de diplômes d'Ingénieur d'État

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude d'un Pont-rail au
Pk23+100 de la nouvelle ligne ferroviaire
Tipaza-El Affroun.

Présenté par :

- DJAOUD Nardjes.
- MERDOUD Manel.

Encadré par :

- Mr. BAYASLI Rachid.
- Mr. TAKI Mohammed.

Promotion 2023/2024

REMERCIEMENTS

*Nous tenons à exprimer notre sincère reconnaissance à **Mr MERDOUD Mohamed Laid**, pour sa précieuse contribution à notre mémoire de fin d'études.*

Son expertise, ses conseils avisés et sa disponibilité ont grandement enrichi notre travail.

*Nous souhaitons exprimer notre gratitude à **Mr BAYASLI Rachid** et **Mr TAKI Mohamed** pour leur encadrement tout au long de la période de préparation de mon mémoire PFE.*

Nous remercions également chaleureusement le corps professoral et administratif de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics « Francis JEANSON » pour leur professionnalisme et la qualité de leurs enseignements, ainsi qu'à toute la famille administrative des deux départements DIB & DMS.

Enfin, nos remerciements vont aux membres du jury qui examineront ce modeste travail. Leur intérêt et leur évaluation seront précieux pour nos parcours académiques et professionnels.

Manel & Nardjes.

Dédicace

وَ مَا تَوْفِيقِي إِلَّا بِاللَّهِ عَلَيْهِ تَوَكَّلْتُ وَإِلَيْهِ أُنِيبُ
الحمد لله رب العالمين أولاً وأخيراً، الذي بفضلِهِ ومنته سعيْنَا لِإنجَازِ هَذَا العَمَلِ المتواضعِ.

إلى جميلة الدنيا، إلى أمي الحبيبة هذه الأسطر القليلة لا توفي مقدار ذرة مما قدمته لأجلي
طوال مسيرتي الدراسية و لا تزالين لا تبخلين علي بكل انواع الدعم

إلى أبي، إلى من غرس في فضول التعلم و انصت بكل اهتمام لكل معلومة اخبره بها و لطالما
آمن بي و بقدراتي كل ثمرة اجنيها هي نتاج زرعكم انتم
إلى صغیرتي سندس، شكرا لدعمك الدائم خصوصا في تولي مهام البيت مكاني.

إلى الغائبين عن العين، الحاضرين في الوجدان إخوتي ميساء، لطالما آمنت بي و تمنيتي لي
أعلى المراتب.

أنيس، كل حرف كتبته كان الفضل لله ثم لك فيه.
بيلا زوجة اخي و صديقتي، لن أنسى تحفيزك الدائم لي.

إلى صديقاتي

ثفات، صديقة دربي وشبيهة روعي
هند، رفيقتي في الدراسة و ناصحتي
هدى رفيقة الغرفة و توأم تفكيري

نرجس، شريكتي في هذا العمل المتواضع، لم نتشارك فقط المعلومات الأكاديمية بل تعدت
علاقتنا لتكون أسمى انواع العلاقات الا و هي المواخاة في الله.

صفاء، رندة، زليخة، فريال كنتن انيسات ي في غربتي، في عتمة مكان لطالما أحسست بعدم
الانتماء له، أنتن مسك ختام سنواتي في هذه المدرسة
كينا، عادة، أسماء و شيماء، رفيقاتي في ليالي الدراسة بمكتبة الإقامة.
إلى 37202 شهيد لحد الساعة.

إلى من راقّت دماؤهم في سبيل اعلاء كلمة الحق ... لستم مجرد أرقام
إلى أولئك الذين ناقشوا مذكرات تخرجهم في الخيم، كنتم شعلة اوقدت العزيمة كلما
سقطت في وحل الكسل.

Dédicace

الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي هَدَانَا لِهَذَا وَمَا كُنَّا لِنَهْتَدِيَ لَوْلَا أَنْ هَدَانَا اللَّهُ ۗ

لا يسعني بعد الحمد لله إلا أن أحمده ثانياً على نعمة الوالدين اللذان لم يبخلاني بمال ولا عاطفة ولا تشجيع ولا حب صادق.

وأحمده ثالثاً على الأخوات اللاتي كن وما زلن قدوة ومصدراً للمثابرة نحو التفوق في الدنيا والآخر.

لكم كل شكري وامتناني و إن لم يوفيان حقكم علي.

أشكر خالتي التي توصلني إلى المدرسة في هذه اللحظة التي أكتب فيها. أنت أُمِّي بعد أُمِّي. أشكر سائر رحمي. أنتم خير أناس رزقني الله بهم.

لا أنسى أبداً صديقاتي كن لي أخوات عزيزات. أحبكن جميعاً، وأدعو الله لكن التوفيق والسداد في كل شيء.

والسلام عليكم ورحمة الله وبركاته.

نرجس.

ملخص:

يندرج هذا البحث ضمن اطار مشروع انشاء خط سكة حديدية مزدوجة المسار على خط السكة الحديدية الجديدة الرابطة بين تيبازة – العفرون على مسافة 40 كلم. يبلغ طول الجسر 100 متر وعرضه 12,7 متر. بدأ عملنا بتقديم المشروع وتم شرعنا في إعطاء تصميم عام للمشروع، حيث عرضنا اختياراتنا و اخترنا الأكثر ملائمة استنادا الى شروط مختلفة، و الذي كان اختيار جسر حديدي مختلط (خرسانة مسلحة - فولاذ). بعد تقييم الأحمال والحمولات الزائدة على الجسر، تم إجراء دراسة متعمقة للبنية الفوقية، والتي تضمنت تحديد القوى المطبقة على الجسر ودراسة الهيكل المركب والموصلات والمعدات الأخرى. الجسر ودراسة الهيكل المختلط، والوصلات، والمعدات الأخرى. بالإضافة الى دراسة البنية التحتية تحت تأثير الزلازل. تم استخدام برنامج Midas Civil 2022 لنمذجة الجسر وتحليل سلوكه تحت مختلف الأحمال، بالإضافة إلى الدراسة الزلزالية للبنية التحتية. استخدم برنامج Midas Civil 2022 لنمذجة الجسر وتحليل سلوكه تحت أحمال مختلفة. الكلمات الرئيسية: التصميم، الدراسة، جسر السكك الحديدية، الجسر مختلط (خرسانة-فولاذ) والدراسة الزلزالية.

Résumé

Le présent mémoire de fin d'études s'inscrit dans le cadre du projet de construction d'une ligne ferroviaire à double voie sur la nouvelle ligne Tipaza-Affroun de 40 km. Il a pour objectif la conception et l'étude d'un pont rail d'une longueur de 100 mètres et une largeur de 12,7 mètres. Notre travail a commencé par la présentation du projet et s'est poursuivi par la conception générale du projet, où nous avons présenté deux variantes et choisi la plus appropriée en fonction des différents critères, à savoir le choix d'un pont mixte bipoutre acier-béton armé

Après avoir évalué les charges et surcharges du pont, une étude approfondie de la superstructure a été réalisée, qui consistait à déterminer les efforts appliqués au pont et à étudier la structure mixte, les connecteurs et d'autres équipements.

En plus de l'étude sismique de la sous-structure.

Le logiciel Midas Civil 2022 a été utilisé pour modéliser le pont et analyser son comportement sous différentes charges.

Mots clés : conception, étude, pont rail, pont mixte acier béton et étude sismique.

Summary

This project is part of the construction project of a double-track railway line on the new 40 km Tipaza-Affroun line. Its objective is the design and study of a railway bridge with a length of 100 meters and a width of 12.7 meters.

Our work began with the presentation of the project and continued with the general design of the project, where we presented two variants and chose the most appropriate one based on different criteria, namely the choice of a composite steel-concrete girder bridge.

After evaluating the loads and overloads on the bridge, an in-depth study of the superstructure was carried out.

This consisted of determining the forces applied to the bridge and studying the composite structure, the connectors, and other equipment. In addition to the seismic study of the substructure.

The Midas Civil 2022 software was used to model the bridge and analyze its behavior under various loads.

Keywords: design, study, railway bridge, composite steel-concrete bridge, and seismic study.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	2
SOMMAIRE.....	6
LISTE DES FIGURES :	5
LISTE DES TABLEAUX.....	6
CHAPITRE I :	5
PRESENTATION DE L'OUVRAGE	5
I-1-Présentation du projet :	6
I-2- Site d'implantation de l'ouvrage :	6
I-3- Données naturelles :.....	6
I-3-1-La sismicité :	6
I-3-2-Geotechnique.....	7
I-3-3-Hydrologie :	8
I-4-Données fonctionnelles:.....	9
I-4-1-Tracé en plan :	9
I-4-2-Profil en long :	9
I-4-3-Profil en travers :	10
CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT	12
II-1-INTRODUCTION :	13
II-2- CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :.....	13
II-3-LES PARAMETRES INFLUANT LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :.....	13
II-4-CONCEPTION DU TABLIER :.....	13
II-4-1- Variante 01 : Pont Mixte Bipoutre Acier-Béton Hyperstatique	14
Mode de fonctionnement :	14
Bipoutre mixte :	14
II-4-4-Entretoises :	15
II-4-5-Conception longitudinale	15
II-4-6-Conception transversale :	15
II-4-5-Variante 2 : VIPP	18
II-4-6-Conception longitudinale :	18
II-4-7-Conception transversale	18
II-5- Choix de la variante :	20
II-5-1-Définir les critères d'évaluation :	20
II-5-2-Analyse multicritère :	20
II-6-Conclusion.....	22
CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL.....	23
III-1-INTRODUCTION :	24

INTRODUCTION GENERALE

III-2-NORMES ET REGLES DE CALCUL	24
III-2- Caractéristiques des matériaux utilisés	24
III-2-1-Béton :.....	24
III-2-2-Aciers passifs :.....	26
III-2-3-Acier de construction :	26
III-3-conclusion	27
CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	28
IV-1-Introduction :	29
IV-2-Charges :	29
IV-2-1-Les charges permanentes :.....	29
IV-3-Surcharges :.....	31
IV-3-1- Charges verticales (effet statique).....	31
IV-3-2-Système de charges UIC 71	31
IV-3-3- Système de charge charges SW	32
IV-3-4-Train à vide.....	32
IV-3-5-Chargements verticaux	32
IV-4-Effet dynamique :.....	33
IV-4-1-Les facteurs suivants influent le plus sur le comportement dynamique :.....	33
IV-4-2-Domaine d'application.....	33
IV-4-3-Coefficient dynamique ϕ :.....	1
IV-4-4-Conditions d'application du coefficient dynamique :	34
d. <u>Vérification de la vitesse de franchissement</u>	34
IV-5-Forces horizontales	35
V-5-1-Effort de freinage et de démarrage :	35
IV-5-2-Effort de lacet.....	36
IV-5-3-Les forces centrifuges	36
IV-6-Modèle de trafic vis-à-vis de la fatigue - Action de trafic :.....	37
IV-6-1-Modèle de trafic	37
IV-6-2-Charges sur accotements.....	37
IV-7-Autres actions variables :	37
IV-7-1- Action du vent	37
IV-7-2- Gradient Thermique.....	38
IV-8-Actions accidentelles :.....	40
IV-8-1-Actions accidentelles provenant des circulations ferroviaires :	40
IV-9-Evaluation des charges de trafic sur les ponts ferroviaires	42
IV-9-1-Groupes de charges	42
IV-9-2-Bases de dimensionnement	42
IV-9-3-Combinaisons :	43
CHAPITRE V : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE ET DE L'INFRASTRUCTURE	49
PARTIE I : SUPERSTRUCTURE	50
I. DETAILS DE DIMENSIONNEMENT ET DE CONSTRUCTION	51

INTRODUCTION GENERALE

I.1. Introduction	52
I.2. Ossature métallique :	52
I.2.1 Montage de la partie métallique du tablier :	52
I.2.2 Choix de montage : Levage par grue	52
I.2.3 Assemblage	52
I.3. Dalle en BA :	53
I.3.1 Coffrage :	53
I.3.2 Maîtrise de fissuration :	54
I.3.3 Pianotage	54
I.3.4 Dénivellations d'appuis (Cctg Fascicule 66).....	54
I.4 Mise sur appuis définitifs :	55
Conditions d'appui :	55
I.5 Connecteurs	56
Dimensions des goujons :	56
Espacement :	56
II. MODELISATION DU TABLIER :	58
II.1 Introduction :	59
II.2 Modélisation de la dalle pour le calcul de la flexion longitudinale :	59
II.3 Logiciel de calcul	60
Midas Civil : Logiciel de pointe pour l'Ingénierie des Ponts.....	60
II.4 Modélisation :	60
III. ETUDE DU TABLIER	69
III.1 Introduction :	70
III.2 En phase d'exécution :	70
Evaluation des sollicitations :	70
Les différentes étapes de vérification :	71
Vérification de la section sur piles :	74
III.3 En service :	76
III.3.1 Dalle en béton armé	76
III.3.2 Poutre mixte :	80
III.4 Justification des sections mixtes aux ELU :	84
III.5 Application:	90
III.6 Vérification de l'hypothèse de rigidité des montants verticaux :	97
III.7 Vérification des entretoises :	98
PARTIE 2 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	99
ETUDE SISMIQUE	100
1.1 Introduction générale :	101
1.2 Action Sismique :	101

INTRODUCTION GENERALE

1.3 Spectres de réponse élastiques et de dimensionnement :	101
ii. Spectre de réponse élastique :	102
iii. Spectre de dimensionnement :	103
1.4 Analyse monomodale spectrale	103
1.4.1 Les modes propres :	103
1.4.2 La raideur totale k	105
1.4.3 Evaluation de la période propre de l'ouvrage et sa déformée	105
1.4.4 Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier :	106
1.5 Combinaisons des composantes des actions sismiques :	106
1.6 Combinaisons sismiques :	106
LES APPAREILS D'APPUIS	109
2.1. Introduction :	110
2.2.Limites d'utilisation	110
2.3. Appareils d'appuis en élastomère fretté (caoutchouc fretté)	110
2.3.1. Type d'appareils d'appuis en élastomère fretté	110
2.4. Avantages et inconvénients	112
2.5. Le dimensionnement des appareils d'appuis	113
2.5.1. Conditions d'appuis :	113
2.5.2. Hauteur nette d'élastomère :	114
2.5.3. Dimensionnement en plan de l'appareil	114
2.5.4. Hauteur totale de l'appareil d'appuis.....	115
2.5.5. Dimensionnement des frettes :	116
2.6. Vérification des appareils d'appuis :	117
2.8. Ferrailage des dés d'appuis	120
CONCEPTION ET ETUDE DES PILES	121
3. 1 Introduction :	122
3.2. Critères de choix de la pile :	122
3.3. Structure des piles :	122
3.4. Modèle de pile choisi :	123
3.5 Prédimensionnement :	124
3.6 Eude des éléments de la pile :	125
3.6.1. Etude de chevêtre	125
2.6.2. Etude du voile.....	128
2.6.3 Ferrailage Du voile	129
CONCLUSION GENERALE	130
Références Bibliographiques	131

LISTE DES FIGURES :

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Figure II-1-Localisation approximative de l'assiette du projet (extrait de Google Earth).....	6
Figure II-2 Distribution Nationale des zones de sismicité.....	7
Figure II-3 Classification du site d'ouvrage.....	8
Figure II-4 Trace en plan.....	9
Figure II-5 Profil en Long.....	10

CHAPITRE III: CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure III-1 Comportement plastique d'une poutre mixte connectée.....	14
Figure III-2 Tablier Bipoutre mixte à entretoises	15
Figure III-3 Profil en long Variante 1	15
Figure III-4 Section d'une poutre en I.....	16
Figure III-4 Morphologie générale d'un pont a poutres type VIPP.....	18
Figure III-5 Profil en long Variante II.....	18
Figure III-6 Section des poutres 33m VIPP	18

CHAPITRE IV: CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Figure IV-1 Propriétés mécaniques du projet.....	27
--	----

CHAPITRE V: EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Figure V-1 Modele de charges UIC-71.	31
Figure V-2 Schéma SW	32
Figure V-3 Gradients thermiques pour tabliers de ponts Type 2 : Tabliers mixtes	38

CHAPITRE VI: ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

Figure VI-1 : équipement mobile d'un pont mixte.	53
Figure VI-2 : Phasage de bétonnage par plot.....	54
Figure VI-3 : Vue en dessus, Conditions d'appuis	55
Figure VI-4- : Principaux types de connecteurs.....	56
Figure VI-5: Dispositions constructives transversales.....	56
Figure VI-6 : Distributions transversales courantes des connecteurs.	56
Figure VI-7: Modélisation du hourdis béton pour la flexion longitudinale	59
Figure VI.8. Diagramme du moment fléchissant dû au poids de la charpente seule	71
Figure VI.9. Diagramme de l'effort dû au poids de la charpente seule	Error! Bookmark not defined.
Figure VI.10. Diagramme du moment fléchissant de la phase 2 (M_{y+max})..	Error! Bookmark not defined.
Figure VI.11. Diagramme du moment fléchissant de la phase 4 (M_{y-max}).....	71
Figure VI.12. Diagramme de l'effort tranchant de la phase 4 (T_{zmax})i	
Figure VI.18. Section transversale de la poutre principale	73
Figure VI-19: Principe de ferrailage courant de la dalle sans pièces de pont.....	76
Figure VI-23: Traînage de cisaillement.....	80
Figure VI-24: Notations et travées équivalentes pour le calcul de la largeur efficace.....	81
Figure VI-25 : Variation de la largeur efficace de la dalle.	82
Figure VI-26 : Moment fléchissant max sous : Enveloppe ELU	83
Figure VI-27 : Effort tranchant max sous : Enveloppe ELU.....	83
Figure VI-28: Reclassement d'une âme en classe 2.....	85
Figure VI-29 classification des parois comprimées internes selon EN 1993-1-1 :2005.	Error! Bookmark not defined.
Figure VI-30: classification des semelles selon EN 1993-1-1 :2005.....	
Figure VI-31 : Calcul du moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$	88
Figure VI-32 : Contraintes à l'ELU dans la section sur (P1)	90
Figure VI-33 : Reclassement en classe 2 efficace de la section sur (P1).	91
Figure VI-34 : Calcul du moment résistant des semelles seules	92
Figure VI-35: Interaction flexion/effort tranchant	94
Figure VI-36 : Contraintes à l'ELU dans la section à mi-travée P1-P2	94

Figure VI-37 : Section transversale de la poutre principale 104

CHAPITRE VII: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VII-1 Mode 1 104
 Figure VII-2 Mode 2 104
 Figure VII-5- Effort sismique ETrans 107
 Figure VII-6-Effort sismique a Elong 108
 Figure VII-7 Effet sismique E Long 108
 Figure VII-4- Types des appareils d'appuis frettes 111
 Figure VII-8- : Appareil d'appui en élastomère frettée 111
 Figure VII-9- : Vue en dessus, Conditions d'appuis 113
 Figure VII-9- Reactions Max 113
 Figure VII-10-Dimensions de l'appareil d'appui 115
 Figure VII-11- Déplacement horizontal a l'ELU Max 119
 Figure VII-12- Déplacement Horizontal dû au retrait 119
 Figure VI-14- Déplacement horizontal du au freinage 119
 Figure VII-15- Dimensions de des d'appuis 120
 Figure VII-15- Structure des piles 122
 Figure VII-16 Vue en plan pile 123
 Figure VII-19- Sections hydrodynamiques courantes formes d'une pile voile en site fluvial 124
 Figure VII-20-- Sections hydrodynamiques spéciales formes d'une pile voile en site fluvial 124
 Figure VII-21- Coupe transversale sur pile 124
 Figure VII-23- Effort Tranchant ELS 127
 Figure VII-24- ELA Sismique 128

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

Tableau II-1 Les niveaux d'eaux du Oued. 9
 Tableau II-2 Caractéristiques hydrologiques de notre OA. 9

CHAPITRE III: CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau III-1 Prédimensionnement des poutres métalliques *Error! Bookmark not defined.*
 Tableau III-2 Prédimensionnement des entretoises *Error! Bookmark not defined.*
 Tableau III-3- Prédimensionnement Variante 2 19
 Tableau III-4- Poids total des Poutres Variante 2 19
 Tableau III-5- Poids total du Tablier Variante 2 19

CHAPITRE V: EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Tableau V-1 Valeurs caractéristiques des charges verticales SW 32
 Tableau V-2 Coefficient pour les actions de freinage démarrage 36
 Tableau V-3 Groupes de charges ferroviaires 42

CHAPITRE VI: ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

Tableau. VI.3. Valeurs de k_t . Distance entre les raidisseurs transversaux. 74
 Tableau. VI-6 : Valeurs de k_t *Error! Bookmark not defined.*

CHAPITRE VII: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VII-1- Valeurs de T_1, T_2 et S pour la composante horizontale 102
 Tableau VII-2- Valeurs de T_1, T_2 pour la composante verticale 102
 Tableau VII-1- Section elastomere 114
 Tableau VII-2- Appuis AGOM série E-Link 116
 Tableau VII-3- Dimensions de la pile 125

INTRODUCTION GENERALE :

Le secteur du transport en Algérie se trouve confronté à un défi de taille : assurer une couverture adéquate des besoins en déplacement sur l'ensemble du territoire national. Ce défi s'explique par plusieurs facteurs : l'urbanisation croissante des villes, l'augmentation du volume des déplacements de voyageurs et de marchandises, l'émergence de nouvelles villes et l'accroissement exponentiel du nombre de véhicules.

Face à ces enjeux, le secteur du transport en Algérie connaît une transformation profonde. De nombreux projets ont été menés à bien ou sont en cours de réalisation, visant à moderniser et à optimiser les infrastructures de transport afin de répondre aux besoins croissants de la population et de contribuer au développement économique du pays.

La construction de cet ouvrage d'art est un défi technique majeur, compte tenu de la complexité du terrain et des contraintes environnementales. La réalisation de cet ouvrage sera une prouesse d'ingénierie et contribuera à l'achèvement de la ligne ferroviaire El Affroun-Tipaza.

D'une longueur de 5 km, cette ligne permettra de fluidifier le transport des voyageurs et des marchandises entre les Wilayas de Blida et de Tipaza.

Un élément clé de cette ligne ferroviaire est la construction d'un pont rail au PK 23+100. Ce pont, objet de notre projet de fin d'études intitulé "Conception et étude d'un pont rail dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire Tipaza-El Affroun ", représente une prouesse d'ingénierie et un symbole du progrès technologique dans le domaine du transport en Algérie.

En résumé, la construction de la ligne ferroviaire électrifiée reliant Tipaza-El Affroun, avec son pont rail au PK 23+100, illustre la volonté de l'Algérie de relever le défi du transport et de promouvoir une connectivité nationale efficace et durable.

Pour cela, nous traiterons les 8 chapitres suivants :

Chapitre II : Présentation du projet

Ce chapitre fournira une description générale du projet de la nouvelle ligne ferroviaire El Affroun Hadjout et de l'ouvrage d'art situé au PK 23+100

Chapitre III : Conception et prédimensionnement

Dans ce chapitre, on choisira une variante suivant une analyse multicritère, ensuite on va faire le prédimensionnement des éléments principaux du tablier, ainsi que l'infrastructure.

Chapitre IV : Caractéristiques des matériaux

Ce chapitre se concentrera sur le choix et les propriétés des matériaux de construction utilisés pour le pont rail

Chapitre V : Evaluation des Charges et Surcharges

Ce chapitre s'attèle à l'identification et au calcul précis des différentes charges et surcharges auxquelles le pont rail sera soumis.

PARTIE I :

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE

Dans ce chapitre, nous allons aborder le calcul des efforts longitudinaux sous les différentes combinaisons de charges, vérifications des éléments structurants et étude de la dalle et de la section mixte

PARTIE II :

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Dans ce chapitre, on vérifiera la structure du pont sous l'action sismique (équipements : appareils d'appuis + piles)

Notre thèse se termine par une conclusion générale.

Cette page est laissée vide intentionnellement.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1-Présentation du projet :

Dans le cadre du Schéma Directeur National des Infrastructures Ferroviaires inscrit au plan quinquennal de l'année 2014, l'état a prévu la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire El Affroun -port centre Cherchell (TIPAZA) dans un linéaire de 40 km.

L'Agence Nationale d'Etude et de Suivi de la Réalisation des Investissements Ferroviaires ANESRIF "maître d'ouvrage délégué" est chargée de la gestion de la réalisation de cette nouvelle ligne qui comportera :

- Origine: Gare existante d'El Affroun.
- Fin: Nouveau Port Centre (au niveau de la plage d'El Hamdania).
- Gares: six (06) : El affroun, Hmer el ain, Bourkika, hadjout et Nouveau Port (Cherchell).
- Ouvrages ferroviaires : 12.
- Ouvrages routiers: 18.
- Viaduc: 03 U (400ml).

Ce mémoire propose une conception détaillée de l'un des ouvrages ferroviaires, au PK 23+100.

I-2- Site d'implantation de l'ouvrage :

Cet ouvrage se situe au niveau de la commune de Hadjout, wilaya de Tipaza.

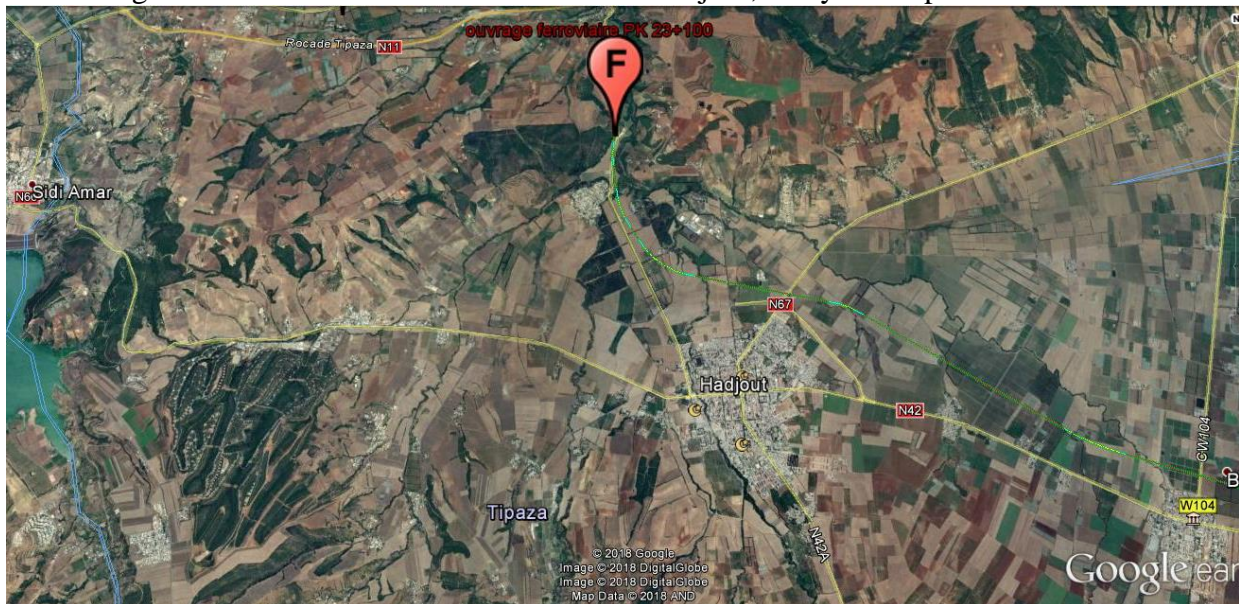


Figure I-1-Localisation approximative de l'assiette du projet (extrait de Google Earth).

I-3- Données naturelles :

II-3-1-La sismicité :

Basée sur l'historique de la sismicité, l'Algérie a été divisée en cinq zones conformément aux réglementations du RPOA 2008.

La Wilaya de Tipaza est située dans une région caractérisée par une activité sismique très élevée, **zone III**.

L'objectif de cette étude est la conception d'une infrastructure d'importance, classifiée dans le Groupe 1 (Pont Stratégique); car il assure une liaison ferroviaire. Il est impératif, pour la

conception de cette structure, de prendre en compte un coefficient d'accélération sismique de $A=0.4$.

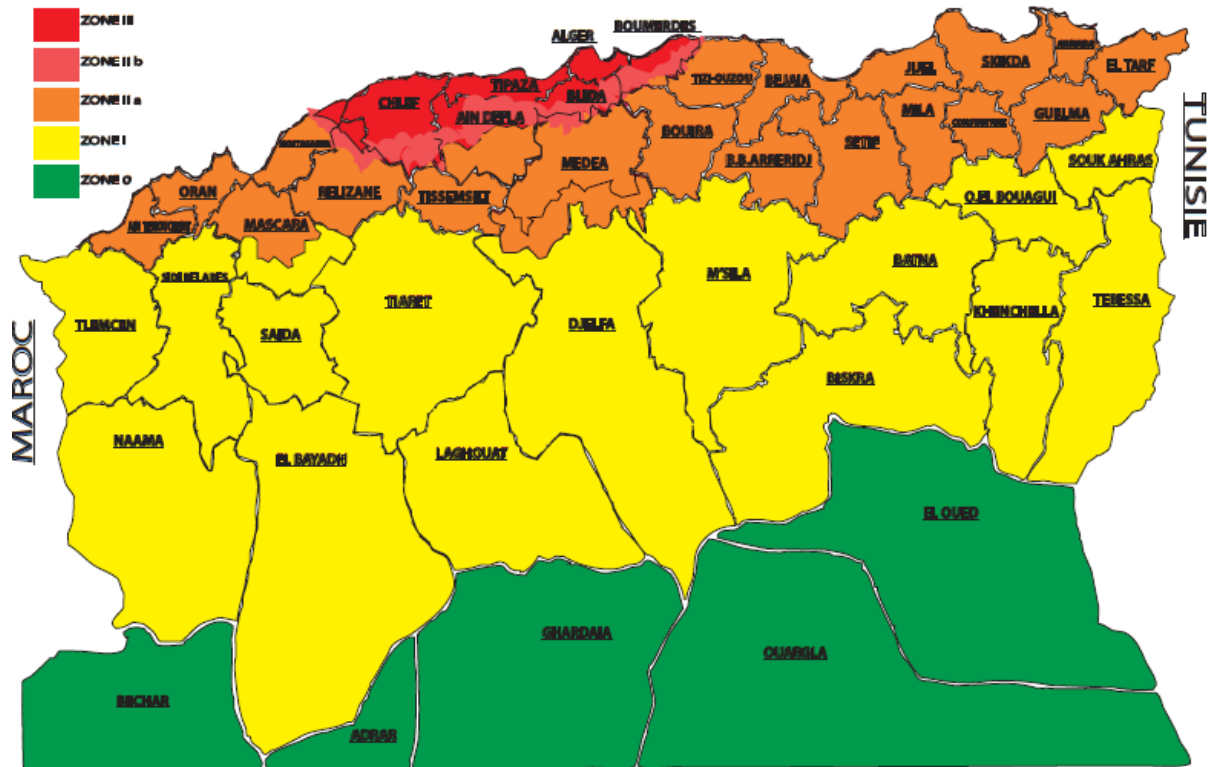


Figure 0I-2 Distribution Nationale des zones de sismicité.

I-3-2-Geotechnique

L'étude géotechnique a été faite par le laboratoire du S.E.T.S.

Le programme de la campagne de reconnaissance géotechnique consiste en la réalisation de :

A. TROIS (03) sondages carottés d'une profondeur de 20 ml (02 au PK23+050 et 1 au PK 23+100) ;

B. Un (01) sondage pressiométrique d'une profondeur de 20 ml réalisé par <<pas>> de 1m. Essais pressiométriques Ménard ont été réalisés conformément à la norme NF P 94 – 110 ;

C. Essais au laboratoire.

- Le sol est essentiellement formé d'un limonet des alluvions grossières et fines, la contrainte admissible du sol support et limité à 2,50 bars ce qui justifie l'adoption des fondations profondes pour les appuis.
- Notre sol n'est pas agressif justifiant l'utilisation d'un ciment ordinaire.

D'après le RPOA 2008 le site de l'ouvrage est classé dans la catégorie S2 « site ferme »:

Dépôt de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très consolidées sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Cat	Description		\bar{q}_c (MPa) (c)	\bar{N} (d)	\bar{p}_l (MPa) (e)	\bar{E}_p (MPa) (e)	\bar{q}_u (MPa) (f)	\bar{V}_s (m/s) (g)
S1	Rocheux (a)		--	--	>5	>100	>10	$V_s \geq 800$
S2	Ferme	Sable/ gravier	>15	>50	>2	>20	--	$400 \leq V_s < 800$
		Argile	>5	--	>2	>25	>0,4	
S3	Meuble	Sable/ gravier	5-15	10-50	1-2	5-20	--	$200 \leq V_s < 400$
		Argile	1,5-5	--	0,5-2	5-25	0,1-0,4	
S4	Très meuble (b)	Sable/ gravier	<5	<10	<1	<5	--	$100 \leq V_s < 200$
		Argile	<1,5	--	<0,5	<5	<0,1	

- q_c : résistance au pénétromètre statique
- N_{spt} : résistance SPT
- p_l : pression limite préssiomètre
- E_p : module pressimètre
- q_u : résistance en compression simple
- V_s : vitesse d'onde de cisaillement.

Figure II-3 Classification du site d'ouvrage.

I-3-3-Hydrologie :

L'obstacle traversé représente un affluent de oued Nador:

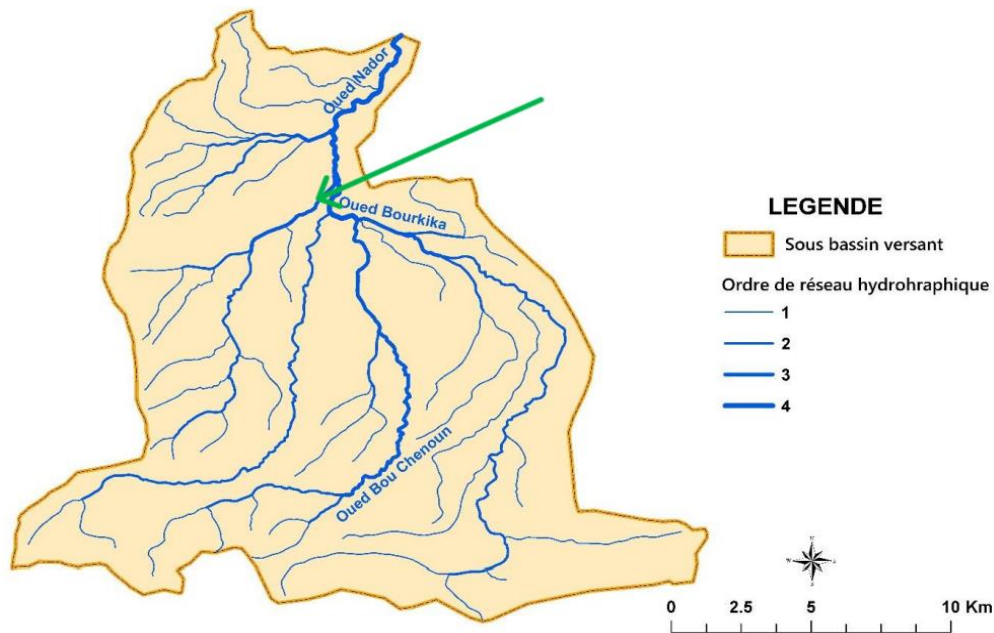


Figure I-3 Schéma représentatif des affluents de Oued Nador.

Les affluents de Oued Nador sont connus par un **fort écoulement** pendant les averses hivernales, mais, ils sont **secs** durant la saison estivale.

- Une étude hydrologique a été effectuée par le SETS afin de déterminer les caractéristiques du cours d'eau traversé par notre ouvrage. Les résultats sont comme suit:

PK	Débit (m3/s)	Niveau d'eau en amont (m)	Niveau d'eau à la section frontière en aval	Niveau d'eau au pont	Vitesse d'écoulement au pont (m/s)
23+10	114.53	5.17	5.17	4.5	0.6

Tableau I-1 Les niveaux d'eaux du Oued.

- Un dimensionnement hydrologique à considérer a été effectué:

PK	S (Km²)	Qmax	Largeur Oued [m]	CFE [m]	PHE	COTE	Tirant d'aire	Côte Tablier	Cote Projet	Dimension Définie [m]
23+100	43.84	114.53	100	31.77	4.5	36.27	5.94	42.21	45.21	2 × (40 × 7)

Tableau I-2 Caractéristiques hydrologiques de notre OA.

I-4-Données fonctionnelles:

Les données fonctionnelles est l'ensemble des caractéristiques permettant d'assurer les fonctions de franchissement du pont.

I-4-1-Tracé en plan :

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Le pont est droit d'une longueur totale de 130 m.

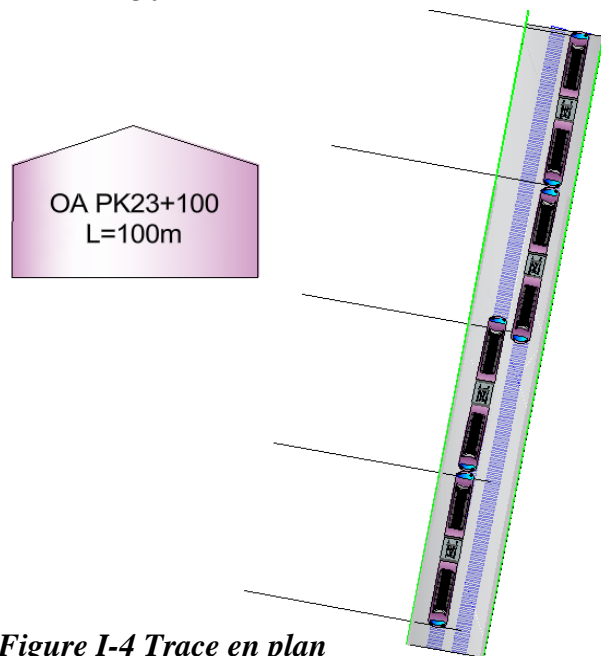


Figure I-4 Trace en plan

I-4-2-Profil en long :

Le **profil en long** est une représentation graphique de la ligne d'axe de l'ouvrage de franchissement, située sur son extrados (la surface supérieure de la chaussée). Il s'agit d'une ligne continue qui définit l'altitude du tablier du pont tout au long de sa trajectoire.

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Longitudinalement, le tracé de la route présente les caractéristiques suivantes :

- Ligne droite de 100m.
- Un angle de biais de 100 Grad.
- Un gabarit conditionné par un l'oued dont les PHE 4.5m, et 1m de revanche

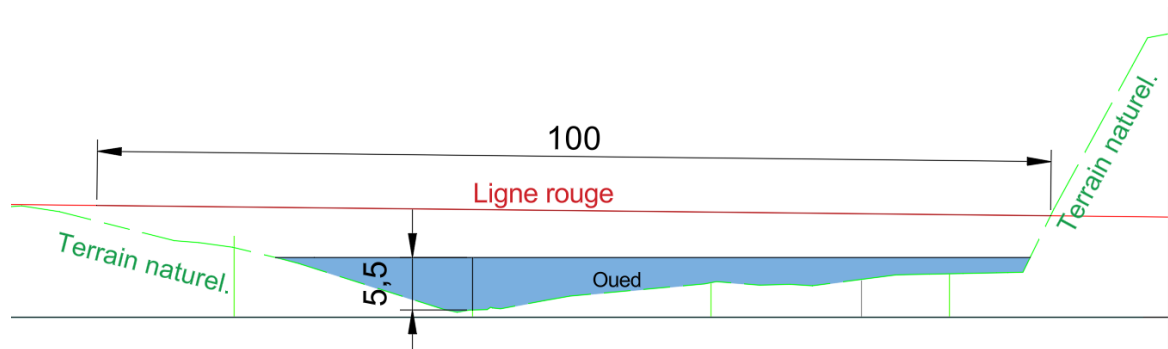


Figure I-5 Profil en Long

I-4-3-Profil en travers :

Le profil en travers d'un ouvrage de franchissement représente la coupe transversale de la voie à un point donné de son tracé. Il définit la géométrie et l'aménagement de la chaussée, des accotements, des trottoirs, des dispositifs de sécurité et des équipements annexes, tels que les gardes-corps, les glissières de sécurité et l'éclairage public.

Il est défini par :

- ▽ Largeur totale de l'ouvrage : 12.70m
- ▽ Nombre de voies : 2 voies
- ▽ Largeur du trottoir: $L_{Trottoir} = 2 \times 0,70m$.

CHAPITRE II : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

II-1-INTRODUCTION :

La conception des ponts a pour objectif de rechercher une solution économique au problème de franchissement en respectant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale.

II-2- CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

La sélection du modèle de construction le plus approprié vise à trouver la variante qui répondra de manière optimale à l'ensemble des exigences posées, en restant dans des limites économiques appropriées.

Cela nécessite une connaissance suffisante des diverses contraintes qui doivent être prises en compte ainsi que des différents modèles de construction envisageables.

En comparant ces deux listes, on peut identifier la ou les options qui semblent les plus avantageuses de prime abord. Ces choix feront l'objet d'une évaluation plus détaillée par la suite.

Cependant, il est nécessaire de savoir qu'il y'a autant de bonnes conceptions qu'il y'a de bons ingénieurs, et plusieurs solutions peuvent être également faisables.

II-3-LES PARAMETRES INFLUANT LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

- Les profils de la chaussée (en long en travers, en plan).
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.
- Les positions des appuis.
- La nature du sol des fondations.

II-4-CONCEPTION DU TABLIER :

Nous proposons les deux variantes suivantes :

- Variante 1: Pont mixte bipoutre acier-béton hyperstatique.
- Variante 2: Pont Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par posttension VIPP.

II-4-1-Varainte 01 : Pont Mixte Bipoutre Acier-Béton Hyperstatique

Les ponts en poutres alliant l'acier et le béton sont constitués de poutres porteuses en acier (élément principal) et d'une dalle de roulement en béton (élément secondaire).

Mode de fonctionnement :

La mixité acier-béton utilise ces deux matériaux de la manière la plus satisfaisante. Le béton procure la raideur à la structure et une grande part de son poids propre. Il est le plus souvent en compression. L'acier porte l'ouvrage sur de grandes distances tout en apportant de la légèreté.

Il récupère alors les contraintes de traction (SIEFERT, 2004).

La garantie du non glissement entre le hourdis et la semelle supérieure du profilé est assurée par des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé).

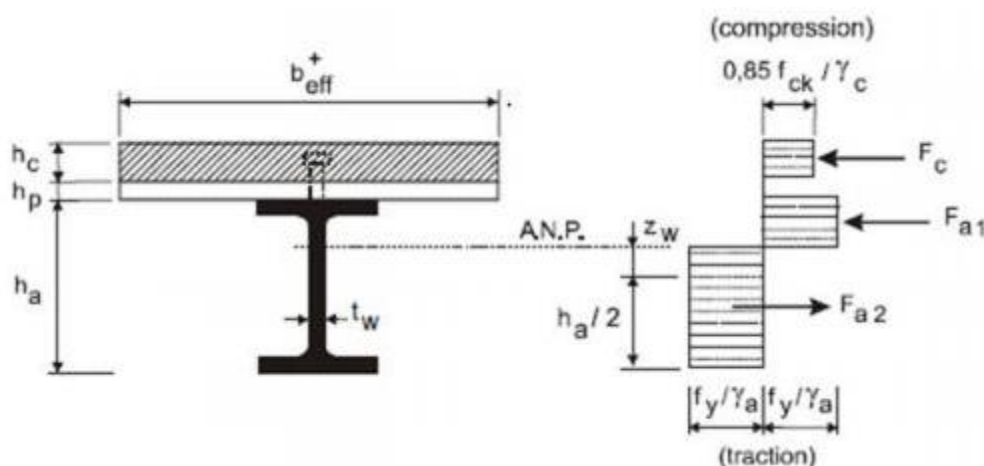


Figure III-1 Comportement plastique d'une poutre mixte connectée

Bipoutre mixte :

Le tablier des bipoutres mixtes est constitué d'une dalle en béton connectée à deux poutres métalliques de manière à former un ensemble monolithique qui peut être à travées indépendantes ou continues.

Les poutres métalliques sont de hauteur constante ou variable, à âme pleine (en forme de I), le plus souvent continues. Elles sont entretoisées, en fonction de la largeur du tablier, suivant les trois modes présentés ci-après :

- Par entretoises simples,
- Par pièces de pont,
- Par pièces de pont avec console.

II-4-4-Entretoises :

La très grande majorité des ouvrages mixtes à poutres sont du type "bipoutre à entretoises". Ceci n'est possible que lorsque la largeur du tablier est inférieure à 13m. Pour ce type de tablier, la distance entre les poutres varie entre 0,50 et 0,55 fois la largeur du tablier, la dalle repose alors principalement sur les poutres.

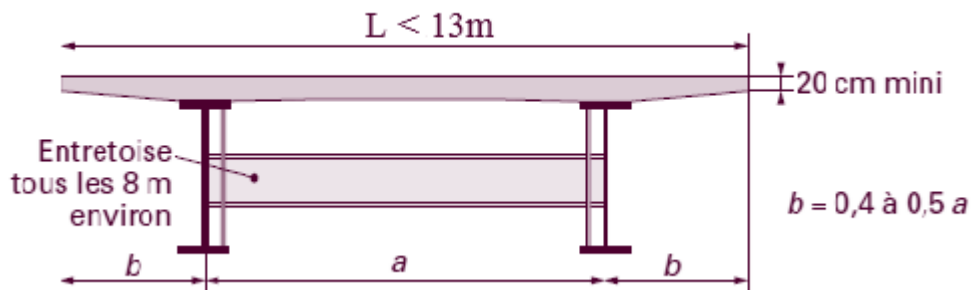


Figure III-2 Tablier Bipoutre mixte à entretoises

II-4-5-Conception longitudinale

On propose dans cette variante un pont hyperstatique à 3 travées :

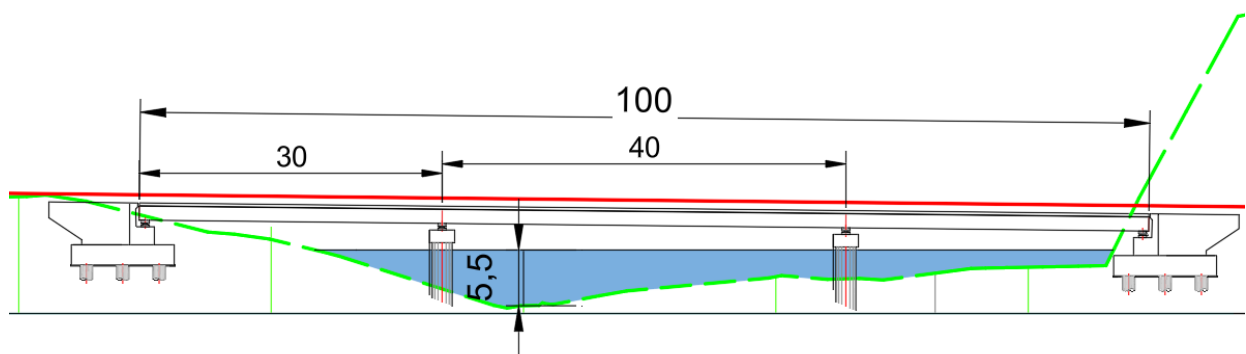


Figure III-3 Profil en long Variante 1

II-4-6-Conception transversale :

La poutre en I est composée d'une âme (h_w , t_w), une semelle inférieure (b_i , t_i) et une semelle supérieure (b_s , t_s).

Ses différentes dimensions sont indiquées sur la figure :

Hauteur de la poutre :

Le choix d'un élancement correct, pour obtenir un bon rendement, la hauteur de la poutre doit être en proportion avec la portée. Cette propriété est caractérisée par une grandeur essentielle appelée élancement qui exprime le rapport entre la longueur L de la travée et la hauteur h de la poutre principale.

Epaisseur de l'âme :

Pour déterminer l'épaisseur de l'âme de la poutre il faut respecter les quatre conditions suivantes :

- Résistance à la corrosion
- Résistance au cisaillement

- Flambage vertical de la semelle dans l'âme
- Fatigue.

Semelle :

Les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et exploitation par des conditions de :

- Résistance D'instabilité

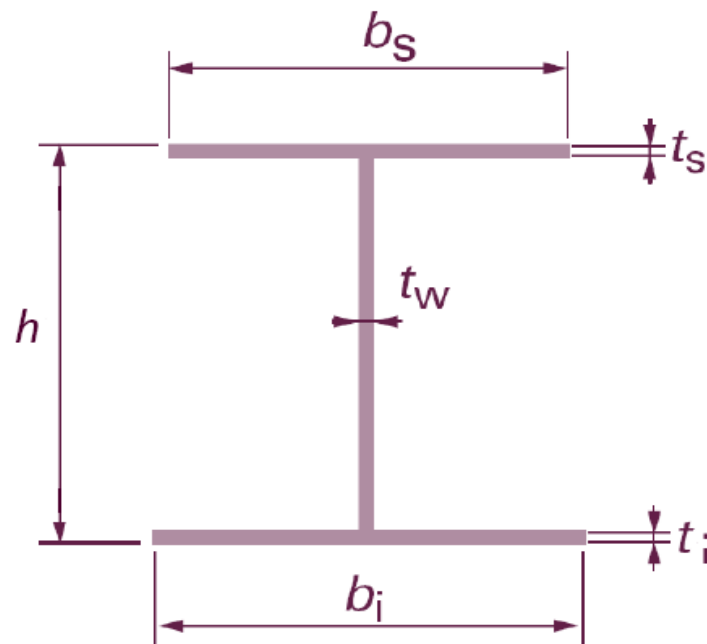


Figure III-4 Section d'une poutre en I.

• Résultats :

Element		Ration usuel	Valeur retenue(mm)			
Épaisseur de la dalle en béton armé	Extrémités		220			
	Sur poutres		300			
	au centre		250			
Hauteur poutre	H=L/20		2000			
Répartition des matières pour une poutre principale			Culées	Intermédiaire		Pile
Longueur (m)			15m	5m	10m	10m
Épaisseur de lame	$t_w \geq 0.005 \times d$	22	18		25	
Épaisseur semelle inférieure	$20 \leq t_i \leq 150$	40	60	80	100	
Épaisseur de la semelle supérieure	$20 \leq t_s \leq 150$	40	60		80	
Largeur semelle inf.	$500 \leq b_i \leq 1200$ $b_i \leq 22 * t_i$	1200				
Largeur semelles sup.	$500 \leq b_s \leq 1200$ $b_s \leq 22 * t_s$	1000				

Entretoises sur appuis :

Elément	Ration usuel	Valeur retenue(mm)
Longueur de l'entretoise L_t	0.55.largeur du pont	7000
Hauteur	$\frac{L_t}{15} \leq H_{pp} \leq \frac{L_t}{10}$	1400
Largeur de la semelle b_{pp}	$220mm \leq t_{w-pp} \leq 300mm$	300
Épaisseur de la semelle t_{pp}	Environ de 20 mm	40
Épaisseur de l'âme t_{w-pp}	$220mm \leq t_{w-pp} \leq 300mm$	30

- Les entretoises courantes sont constituées de profilés laminés du commerce IPE600.

II-4-5-Variante 2 : VIPP

Les ponts VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) représentent une solution optimale pour les ouvrages d'art nécessitant des portées moyennes. Leur structure est caractérisée par des poutres longitudinales préfabriquées, précontraintes par post-tension, disposées parallèlement et supportant un hourdis en béton qui forme la surface de roulement.

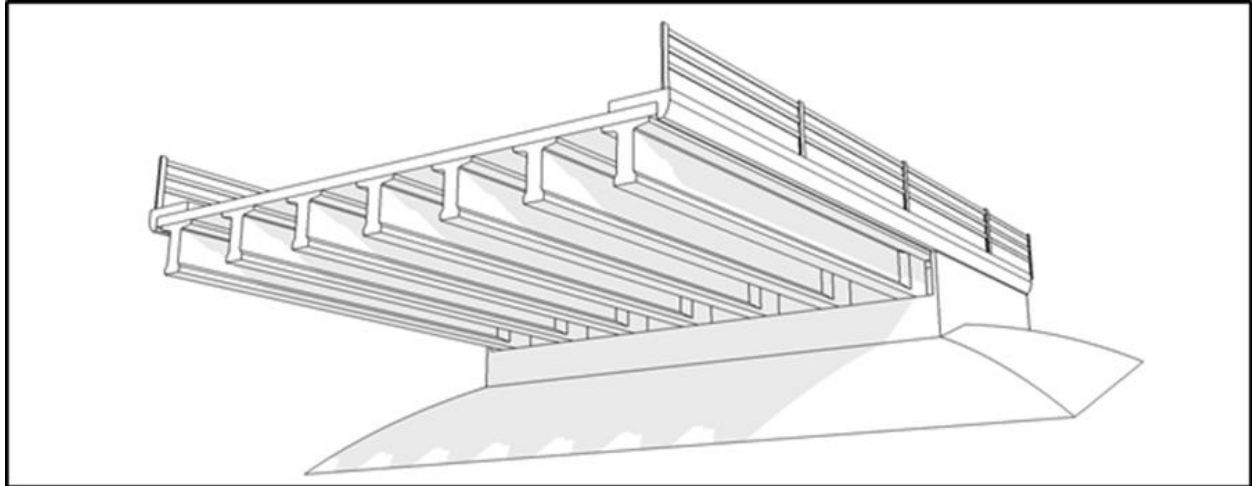


Figure III-4 Morphologie générale d'un pont à poutres type VIPP

II-4-6-Conception longitudinale :

On propose dans cette variante un pont à 3 travées équidistantes de 33.43 m de longueur, ce qui donne une longueur totale du pont de 99.86 m.

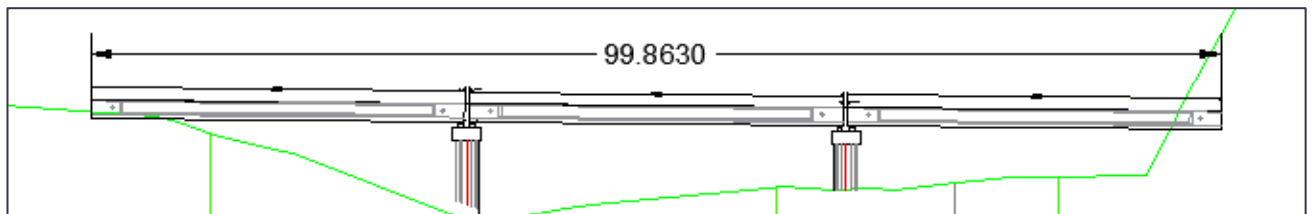


Figure III-5 Profil en long Variante II

II-4-7-Conception transversale

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

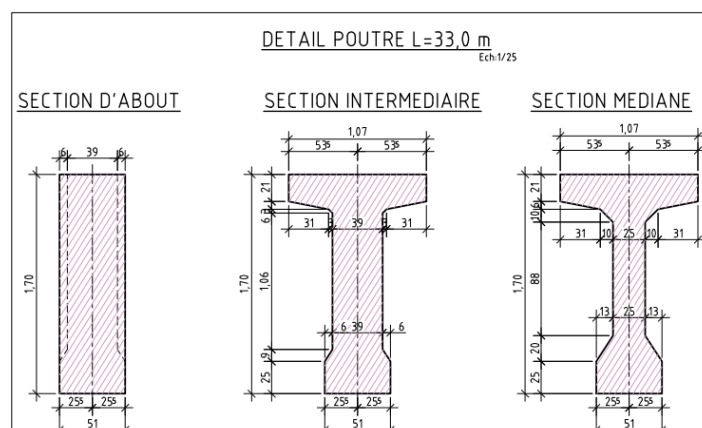


Figure III-6 Section des poutres 33m VIPP

Element	Ration usuel	Valeur retenue
L'espacement	$1.48m \leq \lambda \leq 2m$	1.6m
Entraxe des poutres de rives	L_a	12.30
Nombre de poutres N	$\frac{L_a}{\lambda} + 1$	9
Hauteur totale du tablier	$\frac{L}{20}m \leq h_p \leq \frac{L}{17}m$	2 mètres
L'épaisseur de la dalle	$20cm \leq e_d \leq 30cm$	30cm
La hauteur de la poutre	$H_p = H_t - e_d$	1.70m
Largeur de la table de compression b	b	1.07m
Epaisseur de la table de compression	$10cm \leq e_c \leq 15cm$	21cm
Largeur du talon	$40cm \leq L_t \leq 50cm$	51
Epaisseur du talon	$10cm \leq E_t \leq 20cm$	25cm
Epaisseur de l'âme en travée	$15cm \leq b_0 \leq 25cm$	30cm
Gousset du talon à l'appui	α	0
Gousset du talon en travée	$\alpha = 57^\circ; e_3 = 0.2m$	
Gousset du talon intermédiaire	$\alpha = 57^\circ; e_3 = 0.06m$	
Gousset de la table de compression à l'appui	$\alpha = 11^\circ$	
Gousset de la table de compression en travée	$\alpha 1 = 11^\circ; e_1 = 0.06m$ $\alpha 2 = 57^\circ; e_2 = 0.1m$	
Gousset de la table de compression à l'intermédiaire	$\alpha 1 = 11^\circ; e_1 = 0.06$ $\alpha 2 = 57^\circ; e_2 = 0.03$	

Tableau 0-3- Prédimensionnement Variante 2.

Elément	S (m ²)	L (m)	V (m ³)	P (KN)
Section d'about	0.8670	2x1.5	2.601	65.025
Section intermédiaire	0.8644	2x1	1.7288	43.22
Section médiane	0.7288	29	21.1352	528.38
Total	/	33.00	25.465	636.625

Tableau III-4- Poids total des Poutres Variante 2

Elément	V(m3)	Nombre	L (KN/ml)	P (KN)
Poutre	25.465	9	229.185	7563.105
Dalle	105.93	1	80.25	2648.25
Poids propre total du tablier			237.16	10211.35

Tableau III-5- Poids total du Tablier Variante 2

II-5- Choix de la variante :

II-5-1-Définir les critères d'évaluation :

Le choix des critères d'évaluation est crucial pour une analyse multicritère efficace. Ces critères doivent être pertinents pour le projet et refléter les priorités des parties prenantes. Dans l'exemple du pont, les critères retenus sont le coût, les contraintes techniques, la performance structurelle et l'impact environnemental.

II-5-2-Analyse multicritère :

A. CRITERES TECHNIQUES :

Configuration du franchissement :

- Il est recommandé dû au débit élevé de l'oued de limiter le nombre des appuis intermédiaires, et d'éviter les implantations dans le lit inférieur. Donc, la **variante (1)** mixte est la plus appropriée. Intérêt d'un pont mixte bipoutre acier béton dans le domaine ferroviaire.

Charges supportées :

- Pratiquement tous les systèmes porteurs longitudinaux peuvent être prévus pour les ponts-rails. Cependant, le respect des exigences concernant la déformation de courte durée, exigence plus sévère que celles pour les ponts-routes, implique que ce critère est souvent déterminant pour le dimensionnement. Par conséquent, il est judicieux de chercher à concevoir des structures porteuses naturellement rigides à la flexion. La limitation des déformations est un paramètre déterminant dans le choix du type d'ouvrage, ce critère prend une importance accrue avec la mise en service de lignes à grande vitesse sur lesquelles les convois circulent à plus de 200 km/h.

Adaptation aux sols médiocres :

- La médiocrité de notre sol implique une préférence pour une plus grande répartition des charges (ie. plus d'appuis).

Disponibilité des matériaux :

- L'Algérie dispose d'une production d'acier limitée, dépendante principalement des importations. Cela peut entraîner des pénuries et des fluctuations de prix, impactant la disponibilité de l'acier pour les projets de construction. Si les difficultés d'accès à l'acier persistent et que les coûts augmentent considérablement, les ponts en béton (**variante 2**) pourraient devenir une alternative plus viable pour la construction de ponts en Algérie.

Construction :

- La fabrication et l'assemblage des poutres en acier d'un pont mixte (**variante 1**) sont généralement plus simples et plus rapides que la préfabrication et le transport de poutres précontraintes en béton.
- Les poutres en acier peuvent être mises en place plus rapidement à l'aide de grues ou d'autres engins de levage. Les soudures et les fixations peuvent également être effectuées relativement rapidement.
- En revanche, le processus d'installation des poutres en béton précontraint est plus laborieux et prend du temps car il implique la mise en place soigneuse des armatures, le coffrage, le coulage du béton et le durcissement, et la mise en tension.
- Les connexions entre les poutres mixtes et les éléments adjacents peuvent être réalisées plus

simplement avec des techniques de soudage ou de boulonnage standard, tant que l'opération est précise et bien exécutée par des mains d'œuvres qualifiées.

Maintenance :

- Le problème majeur des ponts mixtes (**variante 1**) est le phénomène de la fatigue dans les assemblages, qui peut être identifié et réparé grâce à l'accès qu'offrent les poutres mixtes.

B. CRITERES ECONOMIQUES :

I.1. Coûts de construction :

On opte pour des ponts mixtes dans le cas où les portées mesurent 30 à 130 m de long. Les ponts économiquement avantageux ont des portées d'environ 50 mètres. La Fig. III.7 montre sans équivoque l'utilisation accrue de l'acier après l'introduction de la nouvelle génération de normes qui tiennent compte des charges de trafic plus importantes.

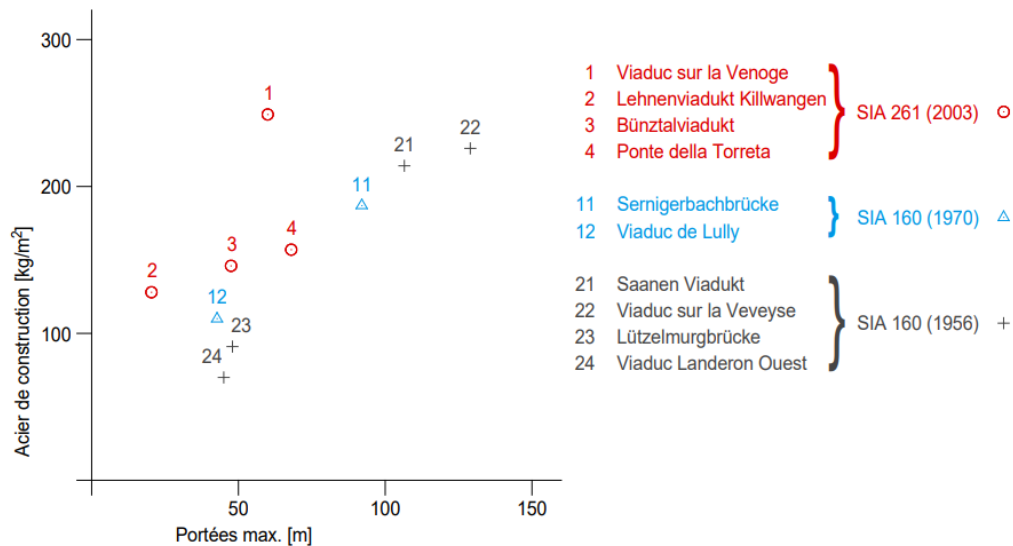


Fig. III.1 Utilisation d'acier en kg par m2 de surface de pont accessible au trafic.

Comparaison entre les 2 tabliers : Le tablier mixte (variante 1) est plus cher.

Variante 02 : Pont à poutres précontraintes par post tension VIPP.

Longueur (m)	Largeur (m)	Surface (m²)	Prix unitaire (DA/m²)	Montant (DA)
99.86	12.70	1268.222	350 000.00	443 877 700.00

Variante 01 : Pont mixte. évaluation de l'acier du tablier mixte

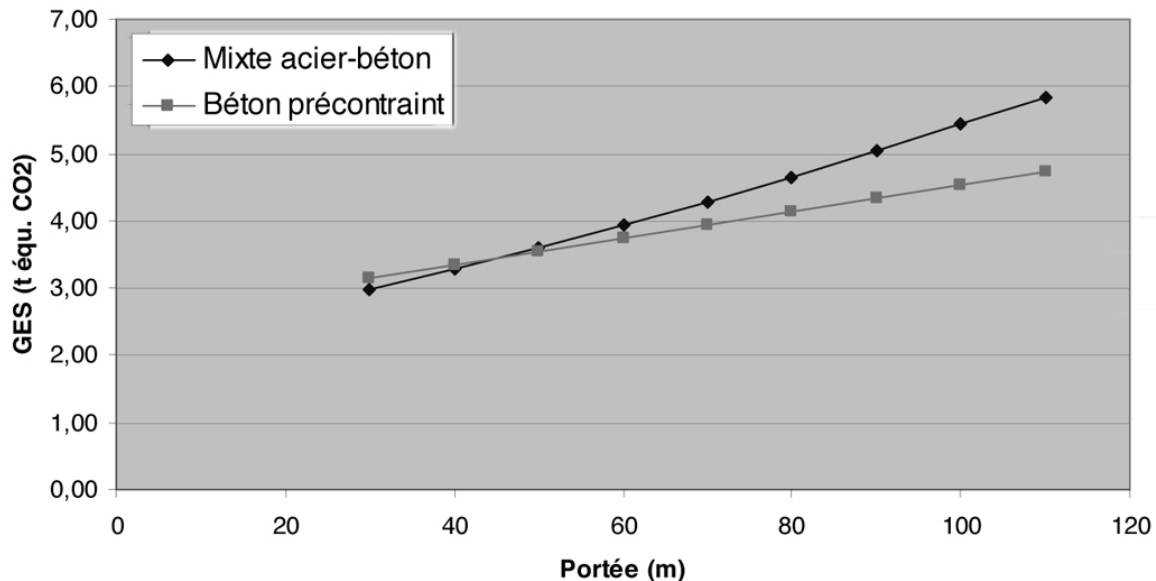
Volume (m3)	Tonnage	Prix unitaire (DA/m²)	Montant (DA)
25	190	165 000.00	31 350 000.00

2. Maintenance :

Les ponts en acier composite (**variante 1**) ont une durée de vie plus longue et nécessitent moins d'entretien que les ponts en béton, et pourraient diminuer les coûts de maintenance jusqu'à 15% par rapport aux ponts en béton. (Schmitt V., Seidl G., et Vogel C. 2006).

3. Autres critères :

- Impact environnemental :
- Les ponts mixtes de faible portée émettent un peu moins de gaz à effet de serre que les ponts en béton précontraint, et que c'est l'inverse pour les ponts de grande portée. (Serge MONTENS, SYSTRA).



Dans notre cas, à 100m, la **variante 2** semble meilleure d'un point de vue environnemental, mais la différence est minimale.

Cependant, en cas de démolition, les ponts en acier (**variante 1**) offrent de meilleures chances de recyclage.

III-6-Conclusion

À la suite de l'évaluation des options disponibles et au prédimensionnement basé sur les critères techniques et économiques intégrant les possibilités d'implantation des appuis, de la légèreté de la superstructure, de l'adaptation des structures des tabliers, du mode de construction et des dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l'ouvrage, la décision a été prise de sélectionner l'option la plus bénéfique.

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

III-1-INTRODUCTION :

Avant d'entamer la modélisation de toute structure, il est impératif de déterminer les caractéristiques des matériaux, car elles influencent non seulement le dimensionnement initial de la structure mais aussi la validation de sa capacité à répondre aux exigences de charge et de résistance.

Dans le domaine du génie civil, le choix des matériaux est nécessaire et doit être effectué avec soin pour assurer l'intégrité et la pérennité de l'ouvrage.

- Le Béton
- Acier actif ou de précontrainte
- Acier passif

La nature et la fréquence des surcharges sollicitant les ponts-rails obligent à considérer de manière plus sévère les phénomènes de fatigue ainsi que la fragilité des matériaux utilisés (importance accrue des effets dynamiques).

III-2-NORMES ET REGLES DE CALCUL

- Règles BAEL 91 révisées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé.
- 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.
- RPOA 2008 : pour déterminer les actions sismiques.

III-2- Caractéristiques des matériaux utilisés

III-2-1-Béton :

Le béton est défini par la valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours qui est notée f_{c28} , il est dosé à **400kg/m³** du ciment **CPA 325**.

Le poids volumique

La masse volumique du béton armé $\gamma=25 \text{ KN/m}^3$.

III-2-1-1-Résistance à la compression :

Le béton utilisé pour cet ouvrage est le B₃₀, la résistance à la compression correspondante à 28 jours est :

$f_{c28}=35 \text{ Mpa}$ pour la superstructure

$f_{c28}=30 \text{ Mpa}$ pour l'infrastructure

III-2-1-2-la résistance à la traction :

La résistance caractéristique a la traction, a l'âge j jours notée f_{tj} est liée à la résistance à la compression : $f_{tj}=0.6+0.06f_{cj}$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours donc : } f_{t28} = \begin{cases} 2.7 & \text{pour la superstructure} \\ 2.4 & \text{pour l'infrastructure} \end{cases}$$

III-2-1-3-contrainte limites :

Contrainte ultime de compression :

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

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable ou transitoires} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle.} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } f_{bu} = \begin{cases} 19.83 \text{ Mpa en situation durable ou transitoire pour } f_{c28}=35\text{Mpa} \\ 30.43 \text{ Mpa en situation accidentelle pour } f_{c28}= 35\text{Mpa} \\ 17 \text{ Mpa en situation durable ou transitoire pour } f_{c28}=30\text{Mpa} \\ 26.09 \text{ Mpa en situation accidentelle pour } f_{c28}= 30\text{M} \end{cases}$$

Contrainte a l'ELS :

Pour le calcul a l'ELS on suppose qu'on reste dans le domaine elastique .

$$\sigma_b = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en service} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en construction} \end{cases}$$

Coefficient de poisson :

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

Module de déformation longitudinale du béton E :

Module de déformation instantané (courte durée <24h) : $E_{ij}=11000^3 \sqrt{f_{cj}}$

Module de déformation différée (longue durée) : $E_{ij}=37003^3 \sqrt{f_{cj}}$

III-2-2-Aciers passifs :

Les armatures passives sont les armatures utilisées pour le béton armé.

III-2-2-1-La limite élastique :

Les valeurs de la limite élastique sont les mêmes en traction et en compression. Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40A sa limite élastique égale à $f_e=400$ MPa..

- Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$\gamma_s=1$ situation accidentelle

$\gamma_s=1.15$ situation durable ou transitoire.

Module d'élasticité longitudinale de l'acier : $E_s=2 \cdot 10^5$ Mpa

III-2-2-2-Contrainte limite de traction :

<i>Etat à considérer</i>	<i>ELS</i>
<i>Fissuration préjudiciable</i>	$\sigma_{s_t} = \max ((0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t_j}}) \text{ (Mpa)})$ $\eta = 1.6 \text{ pour HA}$

III-2-3-Acier de construction :

L'acier de construction est un alliage de fer et de carbone, auquel peuvent être ajoutés d'autres éléments tels que le manganèse, le chrome, le nickel et le vanadium, afin d'améliorer ses propriétés

On distingue généralement trois catégories d'acier de construction en fonction de leur limite élastique :

- **Aciers normaux :** $\sigma_e \leq 300$ MPa
- **Aciers à haute limite élastique :** 300 MPa $\leq \sigma_e \leq 400$ MPa
- **Aciers à très haute limite élastique :** $\sigma_e \geq 400$ MPa

L'acier S355, utilisé pour les poutres PRS, est un acier à haute limite élastique.

Les aciers de construction doivent répondre à certaines exigences concernant leurs propriétés mécaniques, notamment :

La résistance (résistance élastique et résistance à la traction) ; Résistance à la corrosion ;

La ductilité ; Résistance au feu ;

L'énergie de rupture ; Facilité de mise en œuvre.

La soudabilité ;

Ceux qui ont été choisis pour le projet présentent des propriétés mécaniques qui sont indiquées dans la table ci-dessous selon l'Euro code 3 (ENV 1993-1-1)

	Type	fy (Mpa)	fu(Mpa)
Acier pour poutres & charpente Métallique ≤ 40 mm	S355 J2 N	355	510
Profilés métalliques	S355 J2 N	355	510 ($e \leq 40$ mm) 470 ($e > 40$ mm)
Acier pour connecteurs	S 235 J2	235	450

Figure III-1 Propriétés mécaniques du projet

Autres caractéristiques mécaniques :

- Module d'élasticité : $E = 210\,000$ MPa.
- Module de cisaillement : $G = 81\,000$ MPa.
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0.3$.
- Amortissement structurel : 4 %.
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 1.1 \times 10^{-5}$ °C⁻¹.
- Coefficient partiel de sécurité :
 - $\gamma_{M0}=1.00$ pour le calcul de la résistance des profilés.
 - $\gamma_{M0}=1.10$ pour le calcul d'instabilité.
 - $\gamma_{M0}=1.25$ pour le calcul de la résistance des assemblages : boulons, soudures.

III-3-conclusion

Dans ce chapitre les hypothèses de base et les caractéristiques des matériaux ont été choisis. Celle-ci seront utilisées pour la suite des calculs notamment l'évaluation des charges et surcharges, objet de chapitre suivant.

CHAPITRE IV : EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

IV-1-Introduction :

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'évaluation des différents types de charges et des surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage, telles que les charges permanentes et les surcharges d'exploitation (les charges hors trafic et les charges dues au trafic).

Dans ce chapitre on va estimer les charges et les surcharges qui s'appliqueront sur notre ouvrage. A savoir, les charges permanentes, d'exploitations ou climatiques en phase de construction et en phase de service sous différentes combinaisons.

IV-2-Charges :

IV-2-1-Les charges permanentes :

IV-2-1-1-Eléments porteurs

Ce sont le poids propre des poutres principales PRS, des entretoises, et de la dalle (tablier) :

a. Poids propre de la dalle

Elément	Poids spécifique	Dimensions	Poids
Dalle en BA	2.50 T/m ³	3.40m ² * 100m	850 T

b. Poids des poutres métalliques

Elément	Poids spécifique	Dimensions	nombre	Poids
Poutres principales		12.86 m ³	2	200.00 T
Entretoises	7.80 T/m ³	0.029m ² * 6.98m	13	20,52

IV-2-1-2-Charges permanentes complémentaire

- Armements des voies

Elément	Poids linéaire	Longueur	Nombre voies	Poids
Rails et assemblages	0.15 T/ml/voie	100m	2	30

- Ballast

Elément	Poids spécifique	Epaisseur moyenne	Longueur	Largeur	Poids
Ballast et traverses	2.00 T/m ³	0.427 m	100m	8.20m	700

- Etanchéité

Elément	Poids surfacique	Longueur	Largeur	Poids
Chape d'étanchéité	50 Kg/m ²	100m	12.7m	63.5 T

- **Trottoirs**

Elément	Poids surfacique	Longueur	Largeur	Poids
Trottoir	0.10 T/m ²	100m	0.7m	14 T

- **Murettes**

Elément	Poids linéaire	Longueur	Poids
Murettes	0.60 T/ml	100m	120 T

- **Corniches**

Elément	Poids linéaire	Longueur	Poids
Corniche	0.10 T/ml	100m	20 T

- **Passages et services**

Elément	Poids linéaire	Longueur	Poids
Equipements	0.90 T/ml	100m	90T

- **Caténaire :**

La caténaire est un dispositif servant à suspendre les fils électriques qui alimentent les locomotives. Les caténaires ont un poids de 2,4 kN/m.

IV-3-Surcharges :

IV-3-1- Charges verticales (effet statique)

Pour l'analyse des charges ferroviaires, nous examinerons les efforts dans une section dus aux trains de charge conformément à la norme **EN 1991-2**. On définit les modèles de charges ferroviaires, où l'on représente d'une part le trafic normal des lignes principales (modèle de charge UIC-71), et d'autre part les charges lourdes exceptionnelles (modèle de charge SW).

On va prendre en compte trois types de trains, selon l'EN 1991-2: Modèle de charge UIC-71, SW/0, et le SW/2.

IV-3-2-Système de charges UIC 71

Le modèle de charges UIC 71 représente l'effet statique de la circulation ferroviaire normale. Il représente les charges verticales sur la voie ⁱ. La disposition des charges et des valeurs caractéristiques doivent être conformes à la figure ci-après.

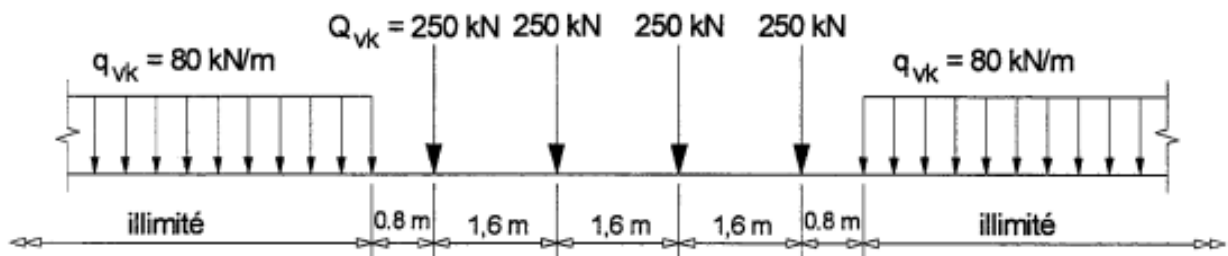


Figure V-1 Modèle de charges UIC-71.

250 kN : représente le poids de l'essieu de la locomotive.

80 kN/ml : représente le poids par mètre linéaire des wagons.

$$-Q_{\text{Ponctuel}} = \alpha \times (1000 \text{ kN}) / (2,8 \text{ m} \times 5,60 \text{ m}) = 70,15 \text{ kN/m}^2$$

$$-Q_{\text{Distribué}} = \alpha \times 80 \text{ kN} / (2,80) = 31,43 \text{ kN/m}$$

Les valeurs caractéristiques des trains types UIC-71 et SW/0 doivent être multipliées par un coefficient α , les charges sont appelées « charges verticales classifiées ».

Le coefficient α doit être choisi parmi les valeurs suivantes :

0,75 - 0,83 - 0,91 - 1,00 - 1,10 - 1,21 - 1,33 - 1,46

Le coefficient de classification dont la valeur sera prise égale à **1,10**.

Note : (Il appartient à l'autorité compétente de spécifier le coefficient α)

Les actions suivantes doivent être multipliées par ce même coefficient α :

- ▽ modèle de charge SW/0 pour les ponts à travées continues ;
- ▽ forces centrifuges ;
- ▽ forces d'accélération et de freinage ;
- ▽ actions accidentelles.

IV-3-3- Système de charge charges SW

Les schémas de charges SW représentent l'effet statique des trafics ferroviaires lourds.

La disposition des charges est celle indiquée à la figure ci-dessous avec des valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles figurant au tableau :

classe de charges	qvk(KN/m)	a(m)	c(m)
SW/0	133	15.0	5.30
SW/2	150	25.0	7.0

Tableau V-1 Valeurs caractéristiques des charges verticales SW

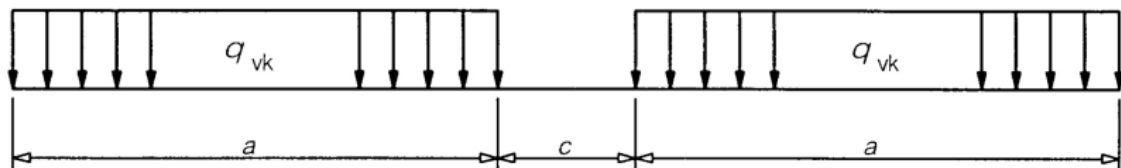


Figure V-2 Schéma SW

$$Q = \alpha \times 133/2.8 = 49.73 \text{KN/m}^2$$

$$Q = \frac{150}{2.8} = 53.57 \text{KN/m}^2$$

IV-3-4-Train à vide

Le schéma de charges « Train à vide » utilisé pour certaines vérifications spécifiques. C'est une action linéaire verticale uniformément répartie, dont la valeur est de 12,5 KN/m, et appliquée sur toute la longueur de l'ouvrage.



IV-3-5-Chargements verticaux

Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement par la suite seront les trois suivants :

- ▽ UIC71 + SW/0
- ▽ SW/2
- ▽ Train à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut « pas tenir compte de celles qui ont un effet

de déchargement, sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte).

Note: UIC 71 + SW/0 signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets de UIC71 et SW/0.

IV-4-Effet dynamique :

Les effets des actions et les déformations statiques d'un pont dues aux circulations sont augmentées ou diminués par les effets suivants :

- la rapidité de mise en charge provoquée par la vitesse des circulations franchissant la structure, et les effets d'inertie de l'ouvrage, qui ne sont pas prises en compte dans les calculs statiques ;
- les variations des charges de roues dues aux défauts irréguliers des voies ou des roues ;
- le passage d'une succession de charges espacées de façon quasi régulière, qui peut exciter la structure et, dans certains cas, créer une résonance (Lorsque la fréquence d'excitation est en concordance avec la fréquence propre de la structure, il peut se faire que les vibrations cumulées, elles sont induites par la succession d'essieux, deviennent des vibrations excessives).

IV-4-1-Les facteurs suivants influent le plus sur le comportement dynamique :

- la fréquence propre de la structure (ou la flèche sous poids permanent),
- l'espacement des essieux,
- la vitesse de trafic sur l'ouvrage,
- l'amortissement de la structure,
- l'espacement régulier des éléments d'appui de l'hourdis et de la construction (entretoises, traverses, pièces de pont, ...),
- les défauts des roues (méplats, ...),
- les défauts verticaux de la voie.

IV-4-2-Domaine d'application

Le coefficient dynamique prend en considération l'amplification dynamique des contraintes ainsi que l'effet des vibrations de la structure, sans se focaliser sur les phénomènes de résonance ou les vibrations problématiques du tablier.

Les coefficients dynamiques ϕ_2 et ϕ_3 s'appliquent seulement que pour des vitesses $V < 220$ km/h. Ces effets dynamiques sont pris en compte, au moyen des coefficients ϕ_2 ou ϕ_3 , si les deux conditions sur la vitesse et la flèche sous poids permanent sont toutes deux vérifiées :

Limite supérieure de la flèche δ_s :
 $4m \leq L \leq 20m$; $\delta_s = 0.049L^2$ mm
 $20m \leq L \leq 100m$; $\delta_s = 0.564L^{1.84}$ mm

Limite inférieure de la flèche δ_i :
 $4m \leq L \leq 25m$; $\delta_i = 0.035L^{1.5}$ mm
 $L > 25m$ Pas de limitation inférieure.

IV-4-3-Coefficient dynamique ϕ :

Le coefficient dynamique, multiplicateur des sollicitations et déformations statiques sous les schémas de charges UIC 71 et SW (et donc sous les deux chargements UIC 71 + SW/0 et SW/2) est :

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.82$$

Avec $1,00 \leq \phi \leq 1,67$ pour un entretien de la voie soigné.

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73$$

Avec $1,00 \leq \phi \leq 2.00$, pour un entretien de la voie courant.

Avec : L_ϕ (longueur associée à Φ) est la longueur "déterminante" [en m]

Il est considéré, pour l'analyse des ponts, le coefficient dynamique pour tenir compte d'effets Dynamiques provoqués par le passage d'un train sur un pont. Avec les critères définis dans L'EN 1991-2, les charges dynamiques générées par les trains peuvent être considérées pour le calcul statique.

L'ouvrage avec des poutres continues, **voie normalement entretenue** -> on adopte le coefficient ϕ_3 .

La longueur déterminante peuvent être obtenus à l'aide des formules suivantes, selon l'Eurocode

Cas	Elément structural	Longueur déterminante L_ϕ										
Poutres principales												
5	5.1 Poutres et dalles sur appuis simples (y compris poutrelles métalliques enrobées) 5.2 Poutres et dalles continues sur n travées avec $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	Portée dans la direction des poutres principales $L_\phi = k \times L_m$ mais pas inférieur à $\max L_i (i = 1, \dots, n)$ <table style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>n =</td> <td>2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>≥ 5</td> </tr> <tr> <td>k =</td> <td>1,2</td> <td>1,3</td> <td>1,4</td> <td>1,5</td> </tr> </table>	n =	2	3	4	≥ 5	k =	1,2	1,3	1,4	1,5
n =	2	3	4	≥ 5								
k =	1,2	1,3	1,4	1,5								

$$L_m = \frac{(L_1 + L_2 + L_3)}{3}$$

900

$$L_\phi = K \cdot L_m$$

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73$$

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{43.34} - 0.2} + 0.73$$

$$L_m = \frac{(40 + 30 + 30)}{3}$$

$$K = 1.3$$

$$L_\phi = 1.3 \times 33.33$$

$$L_\phi = 43.34 \text{ m}$$

$$\phi_3 = 1.07$$

Pour les ponts voûtés et des ponts en béton de tous types avec une couverture supérieure à 1,00 m, ϕ_2 et ϕ_3 peuvent être réduits comme suit :

$$red \phi_{2,3} = \phi_{2,3} - \frac{h - 100}{10} \geq 1,0$$

Avec : h en [m] = épaisseur de couverture incluant le ballast jusqu'à l'arase supérieure de la traverse.

La hauteur de couverture : 0.7m (inférieur à 1 m): pas besoin d'utiliser l'effet dynamique réduit

IV-4-4-Conditions d'application du coefficient dynamique :

Les efforts considérés dans le cas dynamique sont les efforts du cas statique multipliés par les coefficients dynamiques seulement si :

- ▽ La flèche sous le poids propre est vérifiée :
- ▽ La vitesse maximale de franchissement est vérifiée :

c. Vérification de la flèche sous le poids propre :

$$\text{Condition: } \delta_i < f < \delta_s$$

Selon [réf 15], la limite supérieure de la flèche sous le poids propre est :

L = 40m (portée principale)

Limite supérieure de la flèche δ_s

$$20m \leq L \leq 100m$$

$$\delta_s = 0.564 \times L^{1.184}$$

$$\delta_s = 0.564 \times 30^{1.184}$$

$$\delta_s = 31.637m$$

Limite inférieure de la flèche δ_i

L > 25m : pas de limite inférieure

d. Vérification de la vitesse de franchissement :

La vitesse de franchissement maximale que le train peut atteindre est limitée à 160 km/h.

- ✓ Ce qui implique que les deux conditions sont satisfaites

IV-5-Forces horizontales

V-5-1-Effort de freinage et de démarrage :

Dans le cas des ponts portant une voie ballastée m continue ou équipée d'un dispositif de dilatation à l'une des extrémités, l'action caractéristique d'accélération/freinage transmise par le tablier aux appareils d'appui (F_{bk}) est déterminée en multipliant l'action totale appliquée aux rails du pont (Q_{lk} ou Q_{lbk}) par un coefficient spécifique

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

Les valeurs caractéristiques sont les suivants :

❖ Force de freinage :

▽ $Q_{lb} = \alpha \cdot 20 \text{ (kN/m)}$. $L \leq 6000 \text{ KN}$ pour le schéma de charges **UIC 71** et le schéma **SW/0**.

AN : Voie continue, $L=100\text{m} \Rightarrow \alpha=0.6$

- $Q_{lb} = 0.6 \cdot 20 \cdot [\text{kN/m}] \times L_{a,b} \leq 6000$
- $Q_{lb} = 0.6 \times 20 \times 100 = 1200 \text{ kN} < 6000 \text{ kN}$

▽ $Q_{lbk} = \alpha \cdot 35 \text{ (KN/m)}$. L pour le schéma de charges **SW/2**

AN : $0.6 \cdot 35 \text{ (KN/m)} \cdot 50$

$Q_{lbk} = 1050 \text{ kN/m}$

❖ Force de démarrage :

▽ $Q_{lak} = \alpha \cdot 33 \text{ (KN/m)}$. $L \leq 1000 \text{ KN}$ pour les schémas de charges **UIC 71** et **SW**.

Et donc pour les chargements :

- UIC 71 + SW/0
- SW/2

Avec :

***L longueur maximale de la partie de l'ouvrage chargé ;
 α : le coefficient de classification.***

Note : Les forces de freinage et accélérations sont des forces qui agissent sur la côte supérieure de la voie et leur valeur ne doit pas être augmentée de façon dynamique.

Longueur totale de la structure [m]	Voie continue	Dispositif de dilatation à une extrémité
	Voie simple ou double	Voie simple ou double
30	0,5	
60	0,5	0,6
90	0,6	0,65
120	0,7	0,70
150	0,75	0,75
180		0,80
210		0,85
240		0,90
270		0,90
300		0,90

Tableau V-2 Coefficient pour les actions de freinage démarrage

IV-5-2-Effort de lacet

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, et perpendiculairement à l'axe de la voie.

Il doit être appliqué aux cas des voies en alignement et des voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est prise égale à $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$.

IV-5-3-Les forces centrifuges

Lorsque la voie d'un pont est courbée sur la totalité ou sur une partie de sa longueur, la force centrifuge et le devers de la voie doivent être pris en compte.

La valeur caractéristique de la force centrifuge doit être déterminée selon la formule suivante :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g_{xr}} (f \times Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g_{xr}} (f \times q_{vk})$$

Avec :

Q_{tk}, q_{tk} sont les valeurs caractéristiques des forces centrifuges [kN, kN/m]

Q_{vk}, q_{vk} sont les valeurs caractéristiques des charges verticales.

f : est le coefficient de réduction

v : est la vitesse maximale [m/s]

g : est l'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$)

r : rayon de courbure en [m]

$$f = 1 - \frac{v-120}{1000} \left(\frac{814}{v} \cdot 1.75 \right) \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_F}} \right) = 1 \text{ si } : v \leq 120 \text{ km/h}$$

Avec :

L_F : longueur d'influence en (m) de la partie chargée de la voie courbe du pont, la plus défavorable pour le calcul des éléments structuraux considérés V vitesse maximale spécifiée

IV-6-Modèle de trafic vis-à-vis de la fatigue - Action de trafic :

Principes : Le trafic à prendre en compte vis-à-vis à la fatigue est caractérisé par :

IV-6-1-Modèle de trafic

Le modèle de trafic vis-à-vis de la fatigue s'exprime sous la forme d'un coefficient de correction appliquée au schéma de charge UIC 71 avec l'effet dynamique :

$$TR = \lambda \varphi \text{ UIC 71}$$

Avec : $\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4$

λ_1 : facteur tenant compte de la composition du trafic (ainsi que de la portée)

λ_2 : facteur tenant compte du volume de trafic

λ_3 : facteur tenant compte de la durée d'utilisation de l'ouvrage

λ_4 : facteur tenant compte de l'influence de deux voies chargées

IV-6-2-Charges sur accotements

On prend en compte une charge uniformément répartie de **5KN/m²** plus une charge ponctuelle de **2 KN** (0.20 x 0.20) positionnée à l'endroit le plus défavorable. Dans notre projet le trottoir est inaccessible donc on ne les prend pas en considération.

Le coefficient dynamique tient compte de l'amplification dynamique des contraintes et de l'effet des vibrations de la structure mais pas des effets de résonance ni des vibrations excessives du tablier.

IV-7-Autres actions variables :

Les autres actions variables comprennent :

- les autres actions d'exploitation,
- les actions naturelles (climatiques : actions dues au vent (thermiques : actions dues aux variations de température

Elles se divisent également en :

- actions sur les structures principales (de ponts-rails),
- actions sur les éléments structuraux secondaires et sur les éléments d'équipement.

IV-7-1- Action du vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement une pression de 1,5 kN/m².

P = 2 KN/m² pour les ouvrages en service.

P = 1,25 KN/m² pour les ouvrages en cours de construction

IV-7-2- Gradient Thermique

Au cours d'un intervalle de temps prescrit, l'échauffement et le refroidissement de la surface supérieure d'un tablier de pont entraîneront une variation de température maximale positive (surface supérieure plus chaude) et maximale négative (surface inférieure plus chaude).

Il peut entraîner des déformations, des contraintes internes et des variations de comportement mécanique dans la structure :

- Le gradient thermique vertical peut produire à l'intérieur d'une structure des effets dus :
 - à l'empêchement de courbure libre due au type de structure (par exemple, ossatures en portique, poutres continues, etc.) ;
 - au frottement aux appareils d'appui rotatifs ;
 - à des effets géométriques non linéaires (effets du second ordre).

Pour les ponts de type 2 (tablier mixte) : la méthode à utiliser est la procédure simplifiée de la méthode 2, telle que décrite dans la Figure III- (dernière ligne).

NOTE La prise en compte d'un gradient thermique non-linéaire (méthode 2) conduit généralement à des sollicitations plus faibles dans la structure.

Composantes verticales de gradient thermique avec effets non linéaires (Méthode 2)

Il convient de tenir compte de l'effet des gradients thermiques verticaux en incluant une composante non linéaire de gradient thermique

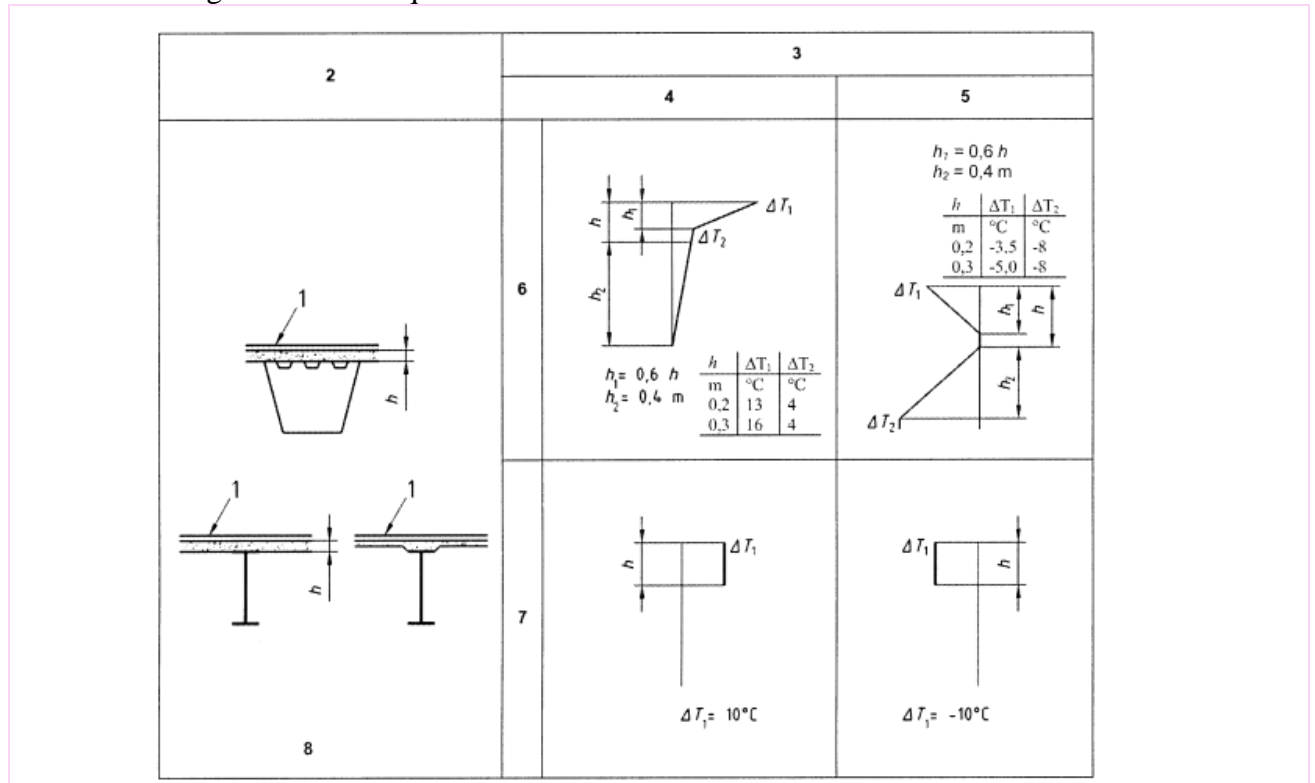


Figure IV-3 Gradients thermiques pour tabliers de ponts Type 2 : Tabliers mixtes

Légende :

1 Revêtement de 100 mm

2 Type de construction

3 Gradient thermique ΔT

4 (a) Gradient thermique positif

5 (b) Gradient thermique négatif

6 Procédure normale

7 Procédure simplifiée

8 Type 2. Dalle de béton sur poutre Métallique en caisson, en treillis ou en

Dans le cas des sections mixtes (béton et acier), on utilisera une action thermique spécifique beaucoup plus pertinente.

Composante de gradient thermique :

- Tablier métallique (en construction) : $\Delta T = \pm 18 \text{ }^\circ\text{C}$
- Tablier mixte (en service) : $\Delta T = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure.

Type de tablier	Surface supérieure plus chaude que la partie inférieure $\Delta T_{M,heat} [^\circ\text{C}]$	Partie inférieure plus chaude que la surface supérieure $\Delta T_{M,cool} [^\circ\text{C}]$
Type 1 : Tablier métallique	18	13
Type 2 : Tablier mixte	15	18
Type 3 : Tablier en béton :		
poutre caisson	12	6
poutre	15	8
dalle	12	6

Note 1 : Les valeurs données dans le tableau représentent les valeurs limites supérieures de la composante linéaire de gradient thermique pour un échantillon représentatif de géométries de ponts

Note 2: Les valeurs données dans le tableau sont fondées sur des épaisseurs de revêtement de 50 mm pour les ponts routiers et de chemin de fer. Pour d'autres épaisseurs de revêtement, il convient de multiplier ces valeurs par le coefficient

IV-8-Actions accidentelles :

IV-8-1-Actions accidentelles provenant des circulations ferroviaires :

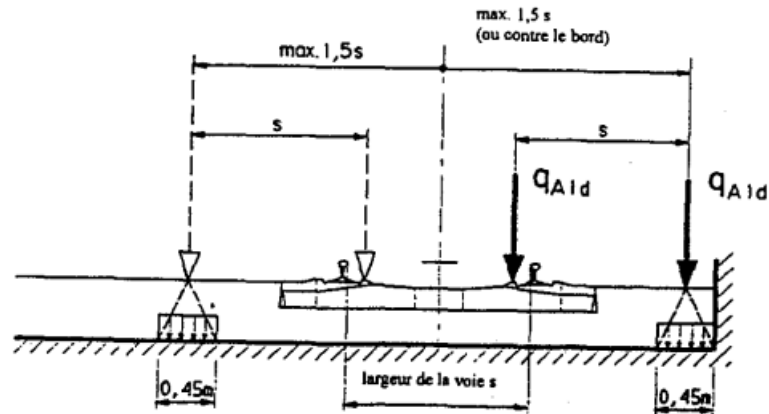
A. Déraillement sur ou sous les ponts

Les structures ferroviaires doivent être conçues de telle sorte qu'en cas de déraillement les dommages en résultant pour le pont soient limités. En particulier, il faut prévenir, toute possibilité de renversement ou d'effondrement de la structure dans son ensemble.

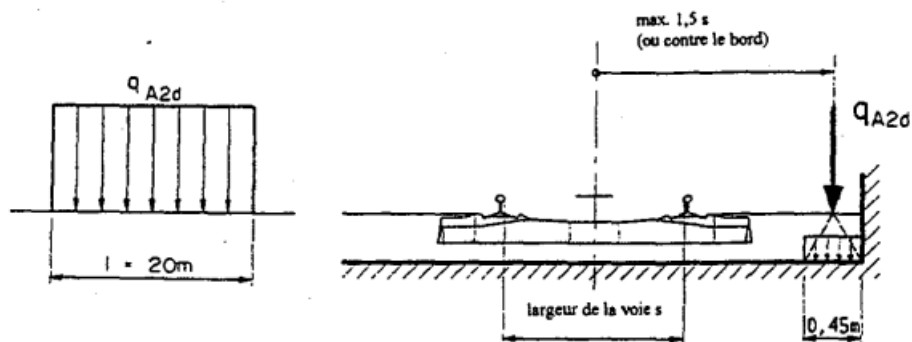
B. Déraillement sur les ponts

Deux cas sont à considérer pour le dimensionnement :

- ▽ Cas 1 : déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules dérailés demeurant dans la zone de voie sur le tablier du pont.
Deux charges linéaires d'intensité $qA1d = 50 \text{ KN/m}$, disposées sur une longueur de 6.40 m, écartées de 1.40m parallèles à la voie, et se trouve dans la position la plus défavorable à l'intérieur d'une des zones larges de 1.5 fois l'écartement des rails



- ▽ Cas 2 : déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules dérailés demeurant dans la zone de voie sans tomber du pont mais restant en équilibre sur un bord.



C. Rupture d'équipement caténaire :

La force exercée sur la structure à la suite de la rupture d'un caténaire doit être considérée comme une force statique agissant dans la direction de la partie de caténaire intacte. Cette force accidentelle doit être prise en compte avec une rupture ru valeur de calcul de 20 kN.

Il doit être admis que pour :

1 voie : 1 caténaire et son fil de contact

2 à 6 voies : 2 caténaires et leurs fils de contact Plus de 6 voies : 3 caténaires et leurs fils de contact Peuvent se rompre simultanément

IV-9-Evaluation des charges de trafic sur les ponts ferroviaires

Chaque structure doit être calculée pour le plus grand nombre de voies géométriquement et structurellement possible dans le cas le plus défavorable, indépendamment de la position des voies existantes.

IV-9-1-Groupes de charges

<i>1</i> voies	Groupe	Voie	UIC71+SW/0 (*)	SW/2 (*)	Train à vide (**)	Freinage- démarrage (***)	Force centrifuge (***)	<i>Lacet</i>
	1		1	0	0	1	0.5	0
	2		1	0	0	0.5	1	0
	3		1	0	0	1	0.5	1
	4		0	1	0	1	0.5	0
	5		0	0	1	0	1	0
<i>2</i> voies	11	V1	1	0	0	1	0.5	0
		V2	1	0	0	1	0.5	0
	12	V1	1	0	0	0.5	1	0
		V2	1	0	0	0.5	1	0
	13	V1	1	0	0	1	0.5	1
		V2	1	0	0	1	0.5	1
	14	V1	1	0	0	0.75	0.5	0
		V2	0	1	0	0.75	0.5	0

Tableau IV-3 Groupes de charges ferroviaires

- Les groupes 3, 13, ne concernent que les pièces courtes de ponts non ballastés (lôngerons).
- Si l'on considère le freinage sur 1 voie, il y a lieu de prendre en compte le démarrage sur l'autre voie et vice-versa. Le sens de l'effort cumulé de freinage sur une voie et de démarrage sur l'autre voie sera choisi afin d'obtenir l'effet le plus défavorable sur l'élément calculé.

(*) Compte tenu du coefficient dynamique ϕ .

(**) Le coefficient dynamique est pris égal à 1

(***) L'effort de freinage-démarrage et la force centrifuge doivent être pris égaux à 0 si ces cas sont plus défavorables.

UIC 71+SW0 : signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets UIC 71 et SW0, Ça veut dire on prend l'effet le plus défavorable entre ces deux charges.

IV-9-2-Bases de dimensionnement

Dans le domaine des travaux publics, les structures doivent répondre à deux exigences fondamentales pour remplir leurs fonctions :

- Sécurité de la structure

- ▽ L'état limite ultime (E.L.U) concerne la sécurité structurale. Il représente un état extrême pendant la durée de vie de la structure :

L'E.L.U se divise en :

- E.L.U de perte d'Equilibre Statique :

Lors de la vérification de l'équilibre de la structure a l'État limite ultime , il faut vérifier que :

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$

Où : $E_{d,dst}$ est la valeur de calcul de l'effet des actions déstabilisantes,
 $E_{d,stab}$ est la valeur de calcul de l'effet des actions stabilisantes.

➤ **E.L.U de Résistance :**

Lors de la vérification de l'équilibre de la structure a l'État limite ultime, il faut vérifier que

$$E_d \leq R_d$$

Où : E_d est la valeur de calcul des actions, telles que l'effort interne, le couple, etc..
Représentant la totalité de l'effet défavorable de l'actions.

R_d est la valeur de calcul de la résistance correspondante de la structure.

Pour chaque cas de charge critique, les valeurs de calcul des effets d'actions (E_d) doivent être déterminées en combinant les valeurs d'actions considérées comme se produisant simultanément.

- Performance de la structure :

▽ L'état limite de service (E.L.S) concerne la performance de la structure. Il correspond à des conditions au-delà desquelles l'aptitude au service n'est plus satisfaite.

Pour l'état limite au service, il faut vérifier que :

$$E_d \leq C_d$$

Où : E_d est la valeur de calcul du critère d'aptitude au service correspondant,
 C_d est la valeur de calcul des effets des actions correspondant aux critères d'aptitude au service.

Les ELS se divisent

- E.L.S Rares ;
- E.L.S Fréquent ;
- E.L.S quasi-permanents.

Les ELS peuvent également concerner des problèmes de sécurité ; ces problèmes de sécurité ne se rapportent pas à la structure, mais à la superstructure et aux utilisateurs ; c'est le cas des critères spécifiques à l'exploitation ferroviaireⁱⁱ

Situations de dimensionnement :

Les situations de dimensionnement sont des ensembles de conditions physiques Représentants une certaine durée (durée de référence) pour laquelle il y a lieu de Démontrer que les états-limites concernés ne sont pas dépassés.

- Situation durable : la situation de fonctionnement normal du pont ;
- Situation transitoire : les périodes temporaires tel que la construction, la réparation ou la maintenance du pont ;
- Situation accidentelle : les événements imprévus qui peuvent survenir pendant la durée ;
- Situation sismique : dans les régions de forte sismicité.

IV-9-3-Combinaisons :

Les actions doivent être combinées conformément aux exigences nationales et internationales correspondantes avec des valeurs de calcul déterminées en utilisant des coefficients partiels appropriés.

En général, pour les ponts-rails :

Les combinaisons d'actions à prendre en compte lorsque les actions du trafic et les actions du vent se produisent simultanément doivent comprendre :

- les actions verticales du trafic ferroviaire y compris le coefficient dynamique, les actions horizontales du trafic ferroviaire et les efforts du vent, chaque action étant considérée, à tour de rôle, comme dominante dans une combinaison d'actions,
- les actions verticales du trafic ferroviaire sans coefficient dynamique, les actions de trafic latérales résultant du "Train à vide" défini au point 2.3.4- page 14 et les efforts du vent pour vérifier la stabilité globale.

Hypothèse de calcul pour l'Etat Limite Ultime :

- Situation de projet durables et transitoires :

$$\sum_{j \geq i}^n \gamma_{G,j} G_{kj} + \gamma_p P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq i}^n \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Situation accidentelle :

$$\sum_{j \geq i}^n G_{kj} + P_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ or } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} \sum_{i \geq i}^n \gamma_{2,i} Q_{ki}$$

- Situation accidentelle de séismes

$$\sum_{j \geq i}^n G_{kj} + P_k + A_{Ed} + \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

E.L.U. D'EQUILIBRE STATIQUE

$$\gamma_{G1}G1 + \gamma_{G2}G2 + \gamma_{Q,1}Q1 + \sum 1.5 \psi_{0i} Qi$$

avec :

$$\gamma_{G1} = 0.9$$

$$\gamma_{G2} = 1.1(\text{pour le ballast: } 1.1 \times 1.3)$$

Combinaison	Cas de charge
0 Voie chargée	0.9G1+1.1G2+1.5W0 Ballast : 0.9G1+1.G2+1.5W0
1 Voie chargée	0.9G1+1.1G2+1.45Gr+0.9T+1.5W 0.9G1+1.1G2+1.35Gr+0.9T+1.5W 0.9G1+1.1G2+1.35Gr+0.9T+1.5W
2 Voies chargées	0 0.9G1+1.1G2+1.45Gr12+0.9T+0.9W1 0.9G1+1.1G2+1.45Gr13+0.9T+0.9W 0.9G1+1.1G2+1.45Gr14+0.9T+0.9W1 0.9G1+1.1G2+1.45Gr15+0.9T+0.9W1

E.L.U FONDAMENTAL (RÉSISTANCE)	
1.35G+1.45QGR +0.9 T+0.9W	
Combinaison	Cas de charge
0 Voie chargée	
1 Voie chargée	<p>Grp1 :1.35 G + 1.16(UIC71+Qfr/dm) + 0.9T + 0.9 W 1.35 G + 1.16 (SW/0+Qfr/dm) + 0.9T + 0.9 W</p> <p>Grp2: 1.35 G + 1.45(UIC71+Qfr/dm) + 0.9T + 0.9 W 1.35 G + 1.45(SW/0+Qfr/dm) + 0.9T + 0.9 W</p> <p style="text-align: center;">Grp3:</p> <p>1.35 G + 1.45(UIC71+ 0.5Qfr/dm) + 0.9T + 0.9W 1.35 G + 1.45(SW/0+ 0.5Qfr/dm) + 0.9T + 0.9 W</p> <p>Grp4: 1.35 G + 1.35(SW/2+Qfr/dm) + 0.9T + 0.9 W Grp5: 1.35 G + 0.9T + 0.9 W</p>
2 Voies chargées	C1: 1.35 G + 1.45 Gr11 + 0.9T + 0.9 W
	3 cas de charges Detail : 1.35 G +1.45 (UIC71(v1) +Qfr/dm) +1.45 (UIC71(v2) +Qfr/dm) +0.9 T+0.9W 1.35 G +1.45 (UIC71(v1) +Qfr/dm) +1.45 (SW0(v2) +Qfr/dm) +0.9 T+0.9W 1.35 G +1.45 (SW0(v1) +Qfr/dm) +1.45 (SW0(v2) +Qfr/dm) +0.9 T+0.9W
	C2 : 1.35 G + 1.45 Gr12 + 0.9T + 0.9 W
	1.35 G +1.45 (UIC71(v1) +0.5Qfr/dm) +1.45 (UIC71(v2) +0.5Qfr/dm) +0.9 T+0.9W 1.35 G +1.45 (UIC71(v1) +0.5Qfr/dm) +1.45 (SW0(v2) +0.5Qfr/dm) +0.9 T+0.9W 1.35 G +1.45 (SW0(v1) +0.5Qfr/dm) +1.45 (SW0(v2) +0.5Qfr/dm) +0.9 T+0.9W
	C3 : 1.35 G + 1.45Gr13 + 0.9T + 0.9 W
	1.35 G +1.45 (UIC71(v1) +Qfr/dm) +1.45 (UIC71(v2) +Qfr/dm)+1.45 lacet +0.9 T+0.9W 1.35 G +1.45 (UIC71(v1) +Qfr/dm) +1.45 (SW0(v2) +Qfr/dm) +1.45 lacet +0.9 T+0.9W 1.35 G +1.45 (SW0(v1) +Qfr/dm) +1.45 (SW0(v2) +Qfr/dm) +1.45 lacet +0.9 T+0.9W
	C4: 1.35 G + 1.45Gr14 + 0.9T + 0.9 W
	1.35 G +1.45 (UIC71(v1) +0.75Qfr/dm) +1.35(SW2 (v2) +0.75Qfr/dm) +0.9 T+0.9W 0 1.35 G +1.45 (SW0(v1) +0.75Qfr/dm) +1.35 (SW2 (v2) +0.75Qfr/dm) +0.9 T+0.9W

(UIC71+SW/0: compte tenu du coefficient dynamique)

E.L.U accidentel (Équilibre statique, Résistance)

Forme générale : $G_{MAX} + G_{MiN} + A_d + \psi_{11} Q_{K1} + 0.5T_k$

0 voies chargée : $G_{MAX} + G_{MiN} + A_d + 0.6T_k$

1 voie chargée : $G_{MAX} + G_{MiN} + A_d + 0.8(Gr3etGr4) + 0.5T_k$

2 voies chargées : $G_{MAX} + G_{MiN} + A_d + 0.8(Gr13ouGr14) + 0.5T_k$

Les groupes 3 et 13 n'interviennent que pour les longerons.

A_d (derraillement) :

2 cas :

$$A_{d1} = 640kN$$

$$A_{d2} = 1000kN$$

E.L.U. sismiques (résistance, équilibre statique)

Forme générale : $\sum_{j \geq i}^n G_{kj} + P_k + A_{Ed} + \psi_{21} Q_{k1} + Q_2$

Gk sont les actions permanentes avec leurs valeurs caractéristiques ;

Pk est la valeur caractéristique de précontrainte toutes pertes déduites ;

AEd est l'action sismique de calcul ;

Qk1 est la valeur caractéristique de la charge due au trafic ;

$\psi_{2,1}$ est le coefficient de combinaison applicable aux charges dues au trafic conformément à 4.1.2 (Ponts-ferroviaires $\psi_{2,1} = 0,3$)

et Q2 est la valeur quasi-permanent des actions de longue durée (par exemple poussée des terres, poussée hydrostatique, courants, etc.)

Note : Les actions du vent et de la neige doivent être négligées dans la valeur de calcul Ed des effets des actions dans la situation sismique de calcul.

E.L.U sismique Resistance :

Pour les ponts ferroviaires, il n'est nécessaire de charger qu'une seule voie et le modèle de charge SW/2 peut être ignoré (VOIR PARTIE II Etude sismique)

E.L.S:

E.L.S rares :

Forme générale : $P_k + G_{MAX} + G_{MiN} + Q_{K1} + \sum_{j \geq i}^n \psi_{1i} Q_{Ki}$

0 voie chargée : $G_{MAX} + G_{MiN} + W0$

1 voie chargée : $G_{MAX} + G_{MiN} + Gr2 \text{ ou } Gr3 + 0.8AQS + 0.6T_k + W1$

$$Gr1 \text{ ou } Gr3 + 0.8AQS + 0.6T_k$$

$$T_k + 0.8Gr1 + 0.8AQS$$

$$W_1 + 1.0Gr5 + 0.8AQS$$

Note : Il faut également considérer les actions relatives aux vérifications de l'E.L.S spécifique
C'est-à-dire :

- les actions de circulations réelles,
- les actions de circulations spécifiques basées sur l'UIC 71.

Les actions de circulation ferroviaire sont :

- le schéma de charges UIC 71, multiplié par le coefficient dynamique, quand il est déterminant pour les déformations (plus éventuellement certains efforts horizontaux),

Et/ou

- les circulations ferroviaires réelles, compte tenu des amplifications dynamiques réelles si le CPS le spécifie.

Forme générale :

$$G + Gr + 0.6T + 0.6W$$

1 Voie chargée :

$$G + 0.8 \text{ UIC 71}$$

$$G + 0.8 \text{ SW/0}$$

$$G + 0.8 \text{ SW/2}$$

2 Voies chargées :

$$G + Gr_{11} + 0.6T + 0.6W$$

$$G + (\text{UIC71}(V1) + Q_{fr/dm}) + (\text{UIC71}(V2) + Q_{fr/dm}) + 0.6 T + 0.6W$$

$$G + (\text{UIC71}(V1) + Q_{fr/dm}) + (\text{SW0}(V2) + Q_{fr/dm}) + 0.6 T + 0.6W$$

$$G + (\text{SW0}(V1) + Q_{fr/dm}) + (\text{SW0}(V2) + Q_{fr/dm}) + 0.6 T + 0.6W$$

$$G + Gr_{14} + 0.6T + 0.6W \text{ DONC :}$$

$$G + (\text{UIC71}(V1) + 0.75 Q_{fr/dm}) + (\text{SW2}(V2) + 0.75 Q_{fr/dm}) + 0.6 T + 0.6W$$

$$G + (\text{SW0}(V1) + 0.75 Q_{fr/dm}) + (\text{SW2}(V2) + 0.75 Q_{fr/dm}) + 0.6 T + 0.6W$$

E.L.S Fréquent

$$G + Gr + 0.6T + 0.5W$$

E.L.S Quasi Permanents

$$G + Gr + 0.5T$$

CHAPITRE V : ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE ET DE L`INFRASTRUCTURE

PARTIE I : SUPERSTRUCTURE

I. Détails de dimensionnement et de construction

I.1. Introduction

Ce chapitre est consacré aux mesures de construction du tablier, durant toutes ses phases, ainsi que le détail du dimensionnement et de la distribution de matière le long du tablier mixte.

I.2. Ossature métallique :

I.2.1 Montage de la partie métallique du tablier :

Parmi les travaux entrant dans la réalisation d'un pont, le montage est une activité essentielle qui met en cause la sécurité et la capacité résistante finale des sections de l'ouvrage.

Le projeteur doit donc intégrer les phases de montage dans le calcul de l'ouvrage au stade du dimensionnement et des vérifications aux états limites ultimes d'équilibre et de résistance en ne perdant jamais de vue que :

- Pendant son montage, l'ouvrage change constamment d'état et de position. Il n'atteint d'ailleurs sa pleine et entière sécurité qu'à la fin du montage, lorsqu'il est sur ses appuis définitifs ;
- Les cas de charges de montage développent dans certaines sections du tablier des sollicitations nettement plus défavorable que les cas de surcharges de service : par exemple, un montage en encorbellement amène des efforts dimensionnant pour les sections sur appuis. Les procédés de montage des ponts ont tous en commun de faire appel à des techniques de déplacement de pièces volumineuses et lourdes.
- Avant le montage proprement dit, il est nécessaire de procéder à l'assemblage des éléments résultant du découpage transversal et longitudinal. Le travail se déroule sur une plate-forme aménagée à l'arrière d'une culée.

I.2.2 Choix de montage : Levage par grue

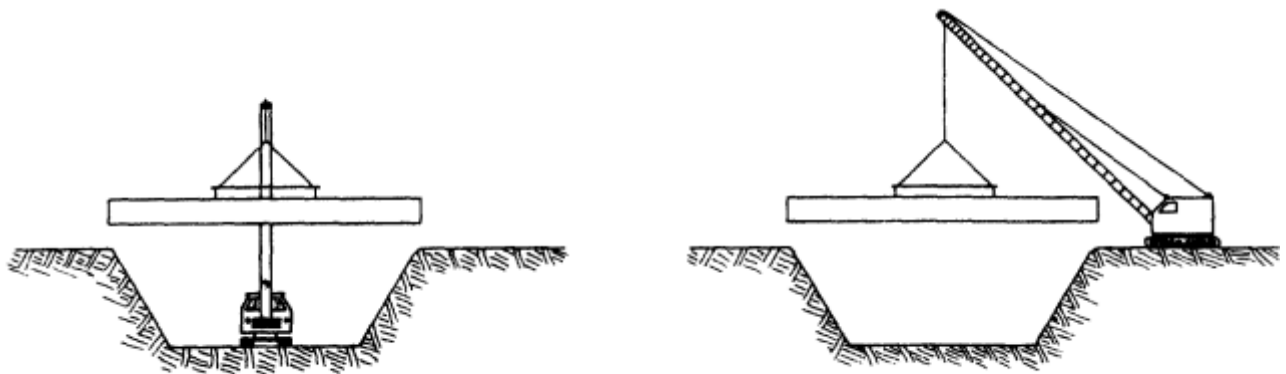
Les travées de notre pont étant moyennes, et les possibilités d'accès le permettant, le montage pourra se faire à la grue.

Cette méthode consiste à soulever des tronçons de charpente, au moyen de grues ou de bigues, puis à les poser à leur emplacement définitif, sur appuis provisoires, et enfin à les assembler en position. Elle est en pratique adaptée à des ouvrages relativement bas (hauteur de piles de 7 à 8 m).

Les éléments sont levés en tronçons (indépendants ou jumelés) dont le poids et les dimensions sont ajustés aux capacités de levage de la grue.

Il faudra alors s'assurer du non-déversement de la poutre pendant cette phase de construction.

Note : Le bulletin technique n° 8 de la DOA du SETRA traite du montage des ponts métalliques.

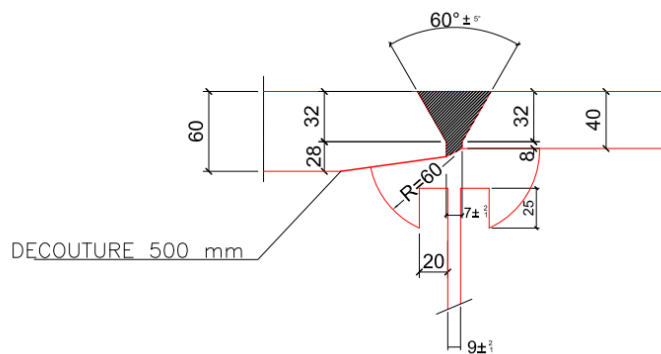


I.2.3 Assemblage

Un assemblage est un dispositif ayant pour but d'assurer la continuité mécanique de plusieurs pièces en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre elles en générant un minimum de sollicitations parasites.

I.2.3.2 Soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à exécuter le plus souvent un cordon de métal fondu liant deux pièces à assembler. Le résultat de cette opération est un joint soudé qui assure la continuité de la matière entre les parties.



Détail soudure semelles supérieures.

I.3. Dalle en BA :

Le bétonnage en place de la dalle peut démarrer lorsque la charpente repose sur ses appuis de bétonnage (provisoires : tôles épaisses ou camarteaux).

I.3.1 Coffrage :

On procède à l'approvisionnement des cages de ferrailage en les faisant circuler depuis les culées sur des chariots prenant appui sur la charpente grâce à un coffrage outil, appelé équipage mobile.

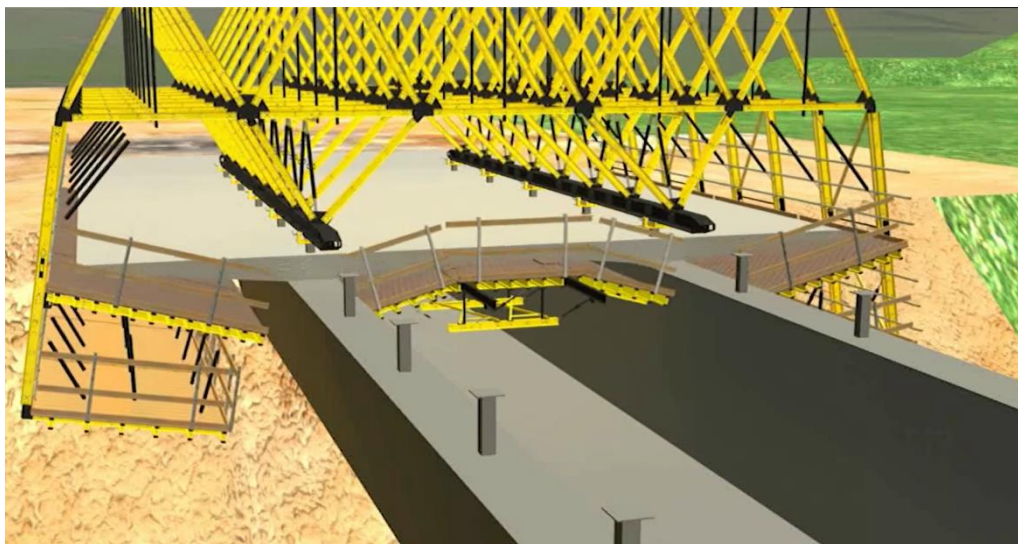


Figure VI-1 : équipage mobile d'un pont mixte.

- L'utilisation de ce type de coffrage se rencontre plutôt dans les bipoutres entretoisés où son déplacement n'est pas gêné par les pièces de pont. Cette méthode permet de choisir l'ordre des phases de bétonnage, sans augmenter trop le coût.

- Un coffrage traditionnel s'appuyant sur la charpente peut être utilisé pour des ouvrages modestes ou lorsque la dalle est proche du terrain naturel.

1.3.2 Maîtrise de fissuration :

Dans le but de mieux maîtriser la fissuration de la dalle un ensemble de mesures consistant à limiter la longueur définitive des zones de hourdis tendu de part et d'autre des piles intermédiaires doit être mis en œuvre :

- Dénivellation des appuis intermédiaires,
- Bétonnage par plots en terminant par les plots encadrant les appuis intermédiaires.

I.3.3 Pianotage

Un phasage précis du **bétonnage par plots** est effectué, dénommé pianotage. Le principe consiste à bétonner les zones d'appuis après les zones de travées adjacentes et ainsi limiter la traction dans la dalle sous son propre poids. Il importe donc de respecter l'ordre de bétonnage des différents plots.

- Notre pont est divisé sur 10 plots de 10m chacun. Le phasage est comme suit :

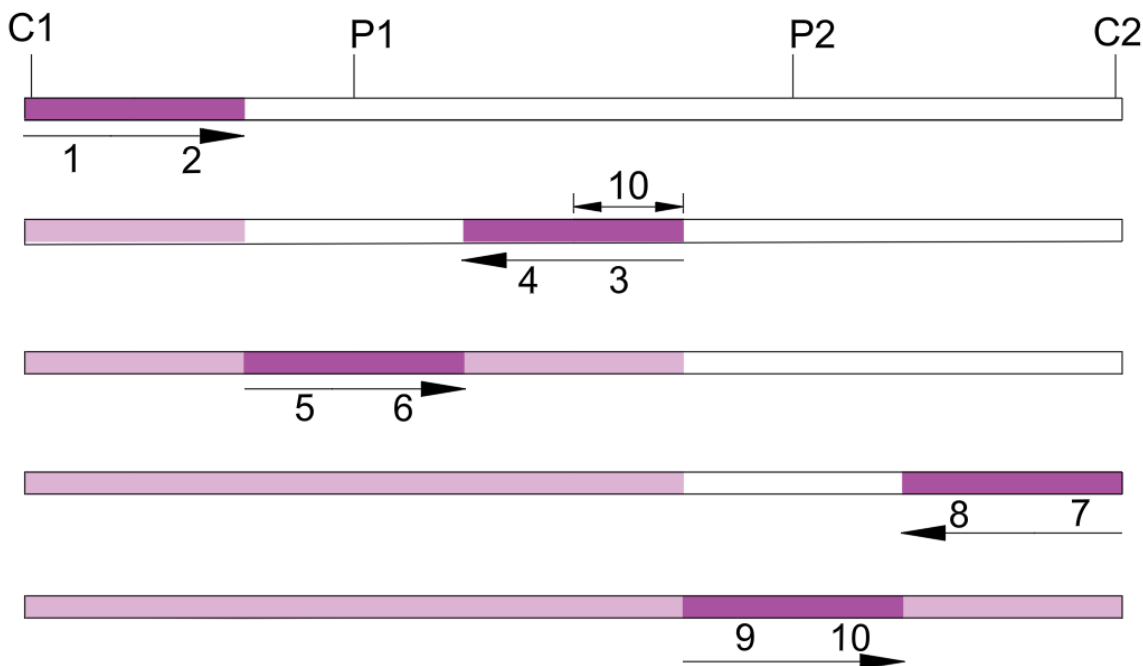


Figure VI-2 : Phasage de bétonnage par plot.

Cette option réduit en effet les efforts de traction dans la dalle sur appuis. Par conséquent, la fissuration transversale possible de la dalle sur les appuis intermédiaires est réduite par rapport à un bétonnage continu.

I.3.4 Dénivellations d'appuis (Cctg Fascicule 66)

Dans le cas d'un tablier continu hyperstatique, les moments sollicitant sur appui sont généralement plus importants, en valeur absolue, que ceux en travée.

- Il est possible, moyennant une dénivellation d'appui, de diminuer le moment sur l'appui concerné et corrélativement d'augmenter les moments dans les 2 travées adjacentes à l'appui.

La dénivellation d'appui a aussi pour effet de diminuer la réaction du tablier sur l'appui considéré et d'augmenter celles des 2 appuis adjacents (effet de lest).

- Les dénivellations d'appuis intermédiaires sont délicates à maîtriser pour les ouvrages de plus de trois travées continues.
- Les dénivellations d'appuis sont vérifiées de manière à ce que les réactions d'appui restent positives dans toutes les configurations de chargement du tablier. Ces réactions d'appui sont calculées en appliquant les pondérations de l'ELS en conservant une réaction minimale sur l'appui supérieure ou égale à 15 % de la réaction maximale. Les dénivellations d'appuis sont considérées comme des actions permanentes.

Dans les combinaisons d'état limite ultime, leur effet global non pondéré est multiplié par 1,35 pour vérifier les sections où il est défavorable, et par 1,00 pour vérifier les sections où il est favorable.

Le phasage de ces dénivellations est justifié de façon à ce que les contraintes dans la structure soient admissibles à toutes les étapes de l'opération.

Les dénivellations d'appui sont prises en compte avec un coefficient d'équivalence égal à 6 à court terme et à 18 à long terme, à condition, pour cette dernière valeur, que le dernier béton coulé ait au moins 30 jours lorsque la dénivellation d'appui est effectuée.

I.4 Mise sur appuis définitifs :

Lorsque la dalle est terminée, on procède par vérinages successifs à la mise sur appareils d'appui définitifs. Cette mise sur appuis définitifs peut comporter le cas échéant des dénivellations d'appui destinées à pré-comprimer la dalle.

Conditions d'appui :

Afin d'orienter et de limiter la dilatation de notre tablier, on a considéré :

- Longitudinalement : Pile2 fixe, les autres appuis libres.
- Transversalement : Un bord fixe, l'autre libre.

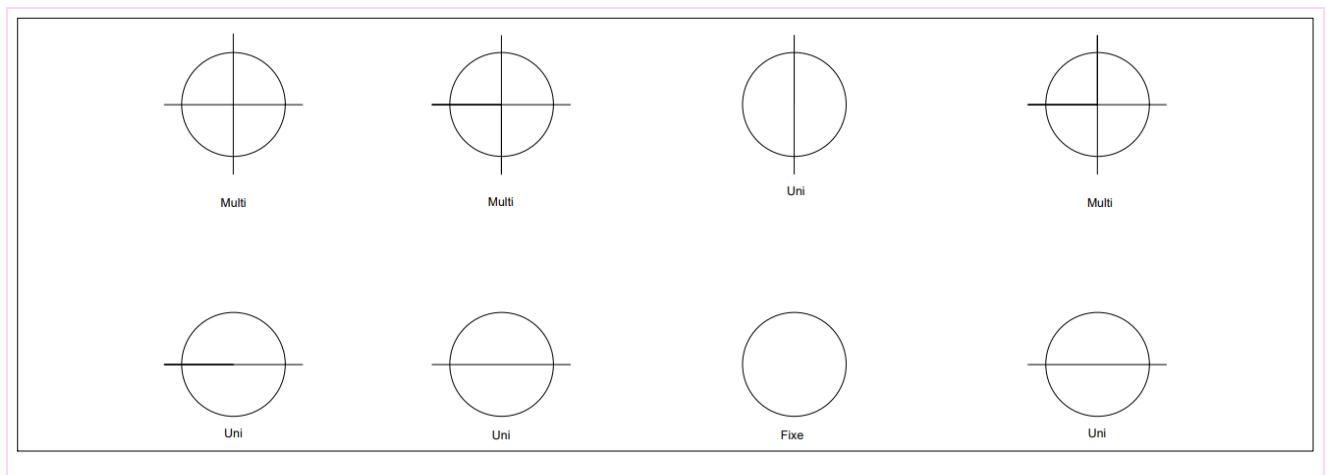


Figure VI-3 : Vue en dessus, Conditions d'appuis

I.5 Connecteurs

« Dans les années 1980, la connexion entre la charpente métallique et la dalle en béton était le plus souvent assurée par des tronçons de cornières ou des goujons à tête. On utilisait aussi parfois des connecteurs en arceaux. (cf. **figure**).

Désormais, la connexion est, pour la très grande majorité des ponts, assurée par des goujons, c'est-à-dire des tiges cylindriques de faible diamètre soudées avec un pistolet, selon un procédé semi-automatique. En effet, les poutres principales sont de plus en plus souvent assemblées avec des machines automatiques imposant le soudage des connecteurs sur la poutre principale déjà reconstituée.

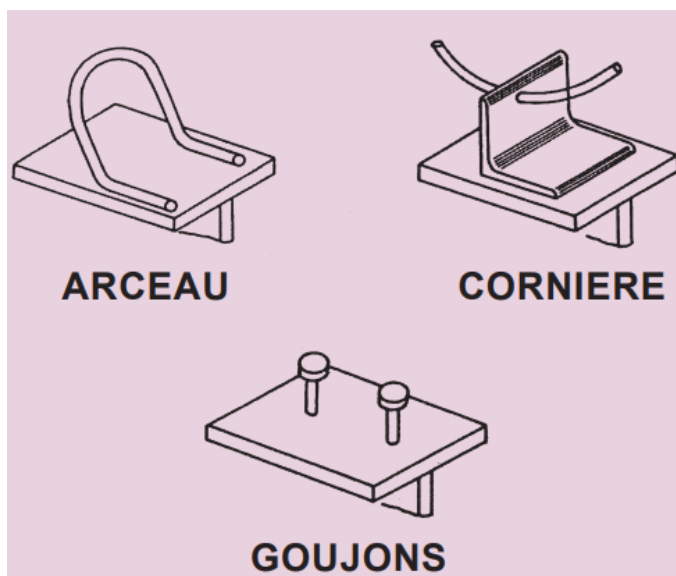


Figure VI-4 : Principaux types de connecteurs.

Dimensions des goujons :

Les goujons utilisés sur les ponts mixtes sont le plus souvent des tiges de **22 mm** de diamètre surmontées par une tête de **25 mm** de diamètre et de **10 mm** de hauteur. La hauteur totale la plus courante est de **200 mm** mais des hauteurs de 150, 175 ou encore 225 mm sont parfois nécessaires pour ancrer la connexion au-dessus de la nappe d'armatures passive inférieure.

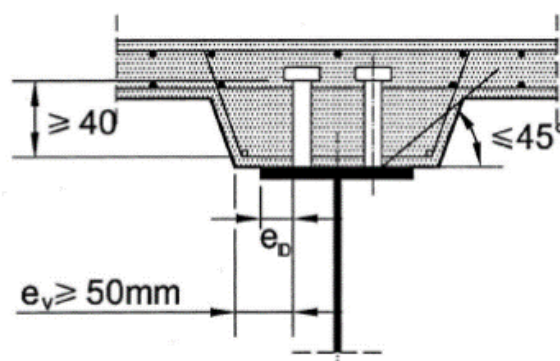


Figure VI-5: Dispositions constructives transversales

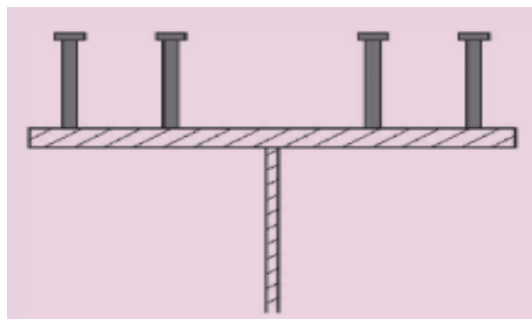


Figure VI-6 : Distributions transversales courantes des connecteurs.

Espacement :

Les goujons sont disposés sur les semelles supérieures le plus souvent en quatre files longitudinales. L'exécution de la dalle nécessite presque toujours la circulation d'engins divers (équipages mobiles, chariots de roulement des cages d'armatures, chariots de transport de dalles préfabriquées ou de prédalles, etc.) sur la semelle supérieure des poutres principales.

À cet effet, on laisse en général un espace plus important entre les deux files centrales, pour permettre à ces engins de rouler sur les semelles et dans l'axe de l'âme. »

Pour assurer un comportement mixte de la poutre, l'espacement longitudinal maximal entre deux rangées de connecteurs successives est fixé selon EN1994-2, 6.6.5.5(3) à :

- $e_{\max} = \min(800 \text{ mm} ; 4e) = 800\text{mm}$

e : l'épaisseur de la dalle.

Il existe aussi des espacements minimum à respecter:

- sens longitudinal : $e_{\min} \geq 5.d = 110 \text{ mm}$
- sens transversal : $e_{\min} \geq 2,5.d = 55 \text{ mm}$

d : diamètre du goujon.

Ensuite, afin d'améliorer les classes de la charpente (semelles supérieures), il serait intéressant de respecter l'espacement maximale entre les goujons, donné en EN1994-2, 5.5.2(1) :

- Pour un renformis couvrant la totalité de la semelle supérieure de la poutre :

$$22 t_f \sqrt{235/f_y} = 715\text{mm}$$

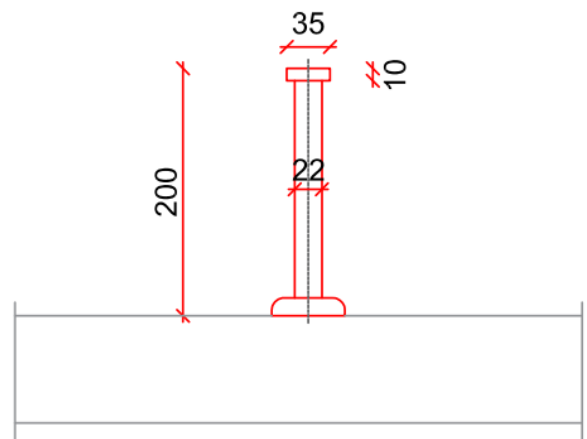
t_f : l'épaisseur minimale des semelles supérieures.

f_y : module de résistance de la charpente 355N/mm²

En plus, la distance entre le bord de la semelle supérieure et le premier goujon de la rangée ne doit dépasser :

$$9 t_f \sqrt{235/f_y} = 716\text{mm}$$

Donc, on est ramené à cette disposition :



II. Modélisation du tablier :

II.1 Introduction :

La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) permet généralement l'économie du temps, et met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus (MMC), la rhéologie des matériaux, et le calcul numérique par ordinateur.

Dans ce chapitre, on explique l'analyse linéaire effectuée pour le tablier étudié avec le logiciel de calcul Midas Civil en tenant compte :

- De la durée des différentes phases de construction ;
- Des effets à long terme après la mise en service de l'ouvrage (fluage et retrait) ;
- De l'effet des poids de la superstructure et des équipements ;
- De l'effet des actions du trafic ;

II.2 Modélisation de la dalle pour le calcul de la flexion longitudinale :

Par simplification, la section réelle de la dalle pour un demi-tablier (voir *figure*) est modélisée par un rectangle principal de largeur égale à la largeur réelle (soit 6.35 m) et un rectangle secondaire modélisant un renformis de largeur égale à celle de la semelle supérieure de la charpente (soit 1 m).

Les hauteurs respectives e_1 et e_2 de ces rectangles sont calculées de façon que la section réelle et la section équivalente aient les mêmes caractéristiques mécaniques (section et centre de gravité identiques). On trouve $e_1 = 27,75$ cm et $e_2 = 10,06$ cm.

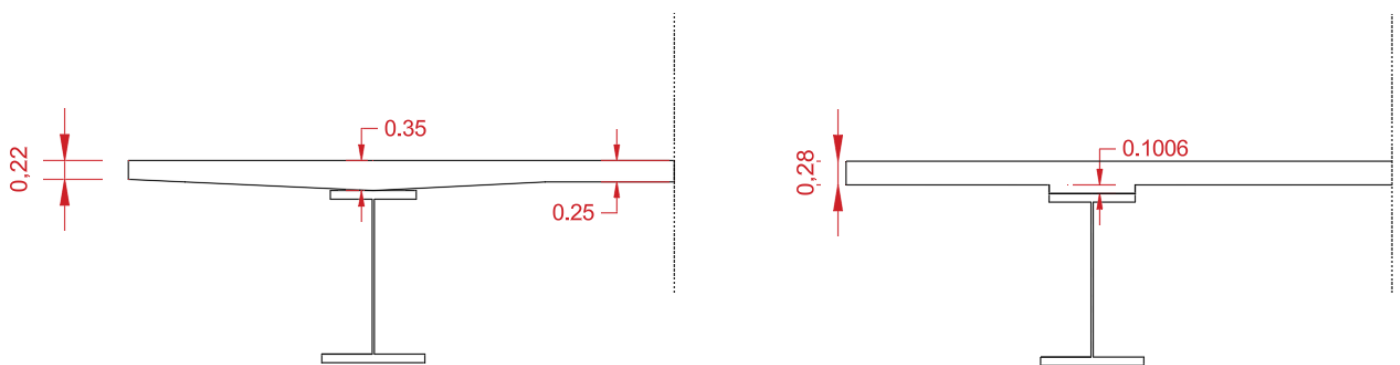


Figure VI-7: Modélisation du hourdis béton pour la flexion longitudinale

Les caractéristiques mécaniques de la section transversale complète du hourdis valent :

- section : $A_b = 3,575 \text{ m}^2$
- inertie (autour d'un axe Δ horizontal situé à l'interface entre la dalle et la charpente métallique) :
 - $I_\Delta = 0,18 \text{ m}^4$
 - périmètre : $p = 25.85 \text{ m}$

II.3 Logiciel de calcul

Midas Civil : Logiciel de pointe pour l'Ingénierie des Ponts

MIDAS Civil est un logiciel complet qui intègre des capacités d'analyse structurelle à des fonctionnalités spécifiques au génie civil, telles que l'analyse par phases, l'analyse pushover et l'analyse non linéaire dynamique. Il offre ainsi aux ingénieurs spécialisés dans les ponts tous les outils nécessaires pour une modélisation, une analyse et une conception avancées.

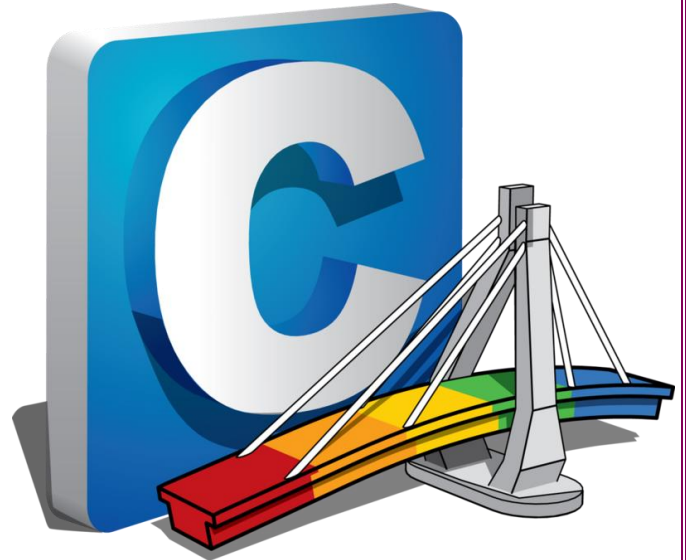
En tant que l'un des meilleurs logiciels d'analyse et de conception de structures, Midas Civil effectue toutes les analyses essentielles requises pour les ponts courants, telles que :

- Analyse des charges mobiles
- Analyse des phases de construction
- Analyse des valeurs propres
- Analyse linéaire et non linéaire

Cependant, lorsque des analyses plus poussées sont nécessaires pour des ponts complexes, Midas Civil prend également en charge facilement des fonctionnalités telles que :

- Analyse de flambement.
- Réglage de la force des câbles
- Interaction avec les structures ferroviaires
- Analyse des tassements

Midas Civil offre ainsi une plateforme stable aux ingénieurs des ponts, convenant à la fois aux analyses quotidiennes et aux analyses de pointe.



II.4 Modélisation :

1. Introduction des données :

1ere étape : On introduit les caractéristiques des matériaux et des sections utilisés :

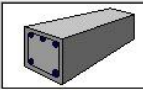
Section

Figure

Béton de la dalle

Elasticity Data

Type of Design: Concrete



Type of Material: Isotropic Orthotropic

Steel

Standard: DB:

Concrete

Standard: EN04(RC) Code: DB: C35/45

Steel

Modulus of Elasticity: 0.0000e+00 kN/m²

Poisson's Ratio: 0

Thermal Coefficient: 0.0000e+00 1/[C]

Weight Density: 0 kN/m³

Use Mass Density: 0 kN/m³/q

Concrete

Modulus of Elasticity: 3.4077e+07 kN/m²

Poisson's Ratio: 0.2

Thermal Coefficient: 1.0000e-05 1/[C]

Weight Density: 25 kN/m³

Use Mass Density: 2.549 kN/m³/q

Section mixte des poutres principales

DB/User Composite

Section ID: 2 Name: S1

Section Type: Steel-I (Type1)

Slab

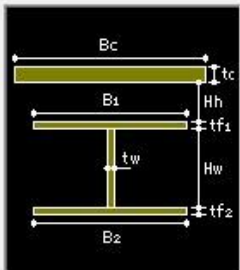
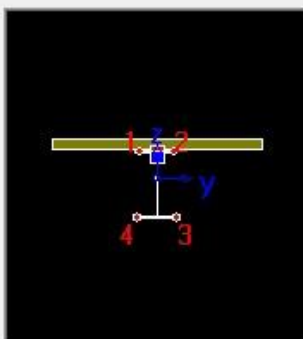
Bc	6.35	m
tc	0.28	m
Hh	0.1	m

Girder

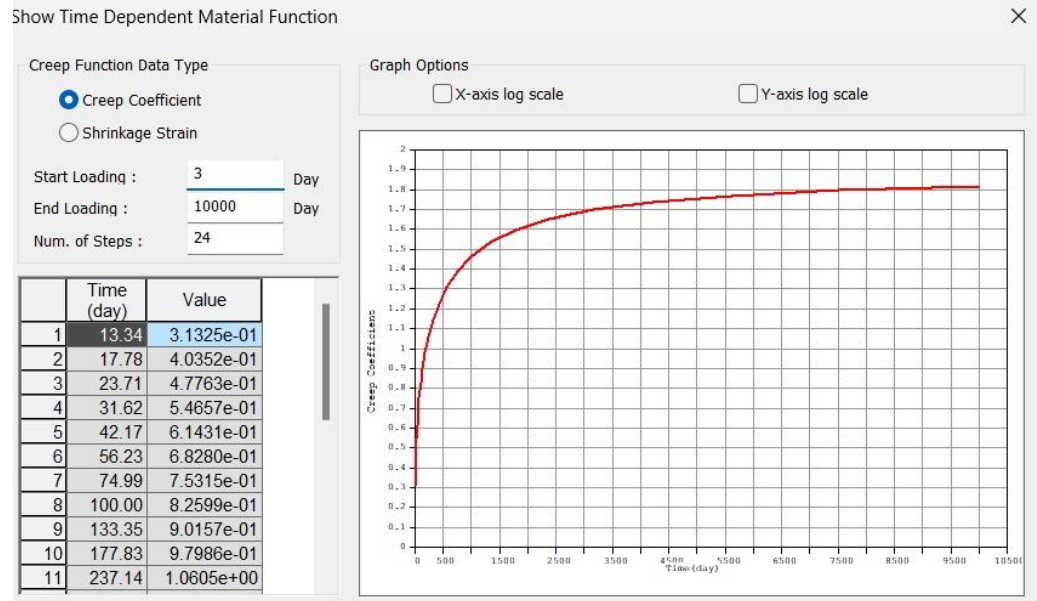
Hw	1.92	tw	0.018	m
B1	1	B2	1.2	m
Bf1	0	Bf2	0	m
tf1	0.04	tf2	0.04	m
Bf3	0	tfp	0	m

Stiffener...

Material

Paramètres liés au comportement à long terme du béton : Retrait / Fluage.



Entretoises

Section ID 7 I-Section

Name PRS appui User DB AISC10(US)

Sect. Name Built-Up Section

Get Data from Single Angle
 DB Name AISC10(US)
 Sect. Name

H	1	m
B1	0.3	m
tw	0.03	m
tf1	0.04	m
B2	0.3	m
tf2	0.04	m
r1	0	m
r2	0	m

2^{ème} étape: Discrétisation de la géométrie longitudinale:

1. On définit l'axe longitudinal du pont à partir d'un tableau EXCEL contenant toutes les coordonnées des points d'intérêt longitudinalement.

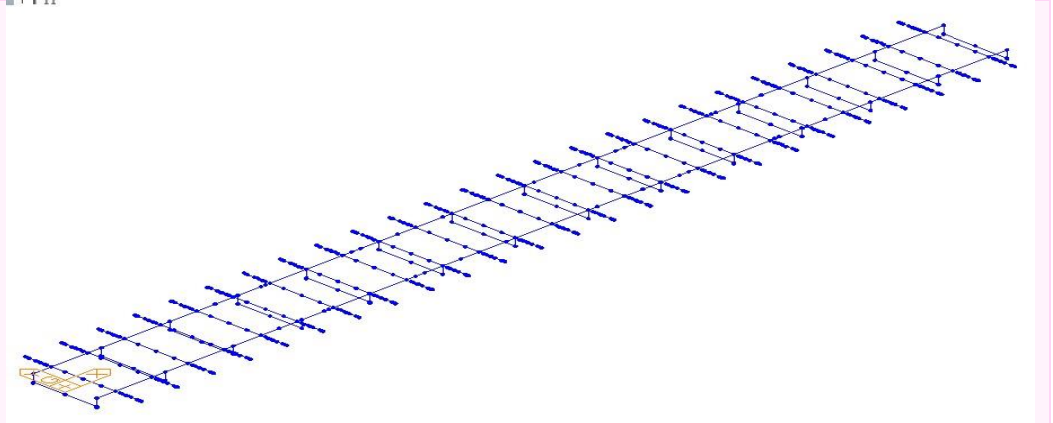
Note : *En plus des sections sur piles, culées et à mi-travées, certaines sections particulières du tablier*

méritent de figurer en extrémités de barres :

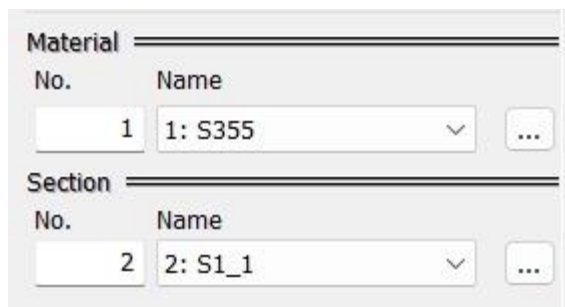
- aux quarts et trois-quarts de chaque travée (pour la définition des largeurs efficaces de dalle pour le calcul des contraintes),
- aux extrémités de chaque plot de bétonnage de la dalle,
- aux changements de sections de la répartition des matières.

2. On attribue à chaque élément les caractéristiques géométriques et les matériaux définis.

Introduction des nœuds



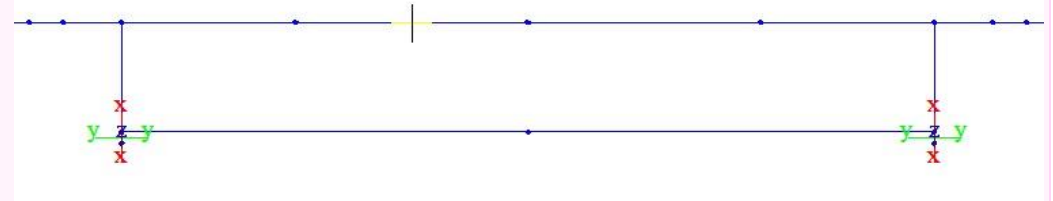
Attribution des sections



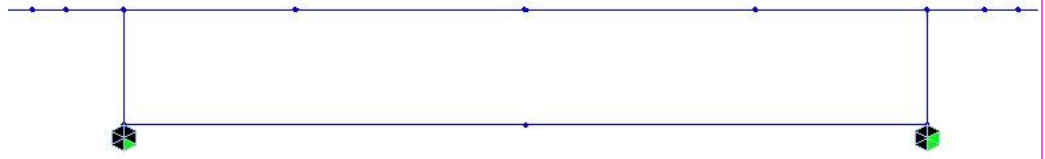
3ème étape: Introduction des conditions d'appuis.

- Le déplacement de tous les appuis est bloqué verticalement. $dZ=0$.
- Une pile P2 bloquée longitudinalement.
- Une rive longitudinale est bloquée transversalement.
- Toutes les rotations sont libres.

Liaison rigide entre la poutre principale et l'appareil d'appui.



Appuis.



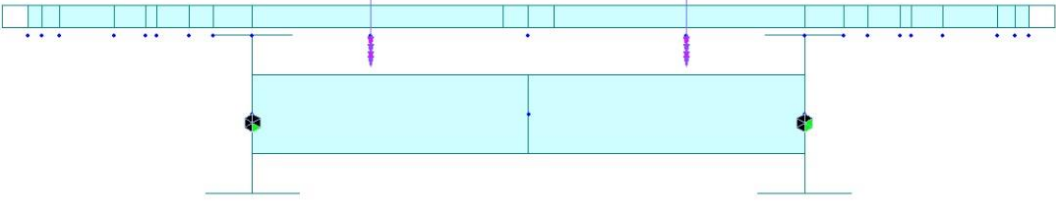
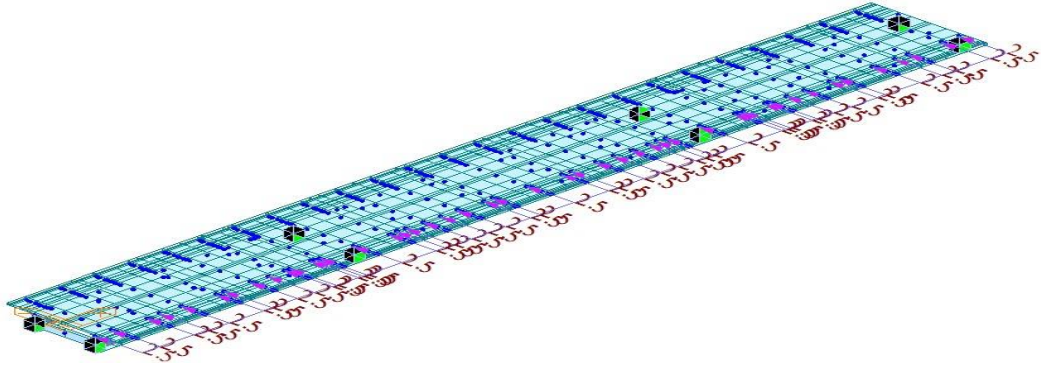
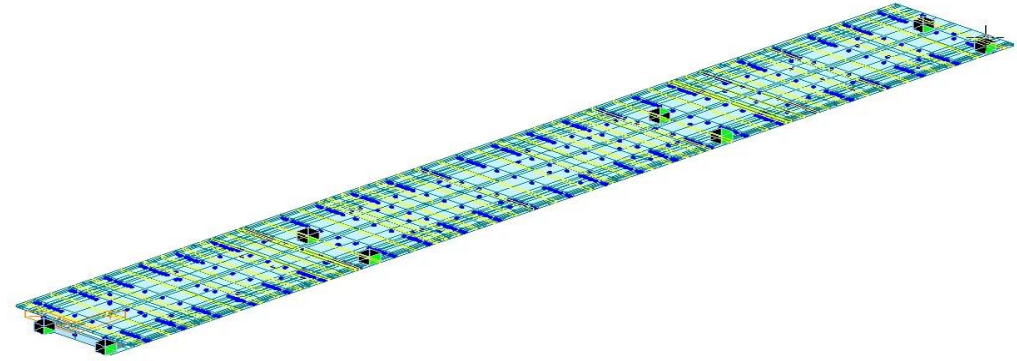
4ème étape: Introduction des cas de charge et affectation des charges.

On crée les cas de charges qui vont être utilisés pendant les phases de construction sous le type « Construction Stage Load », les autres seront classés selon leurs types respectifs.

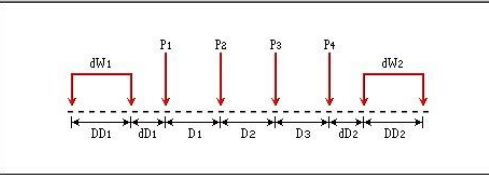
Le poids propre de la structure est calculé automatiquement par le logiciel, alors que les autres charges qui sont mentionnées au chapitre V sont introduites comme suit :

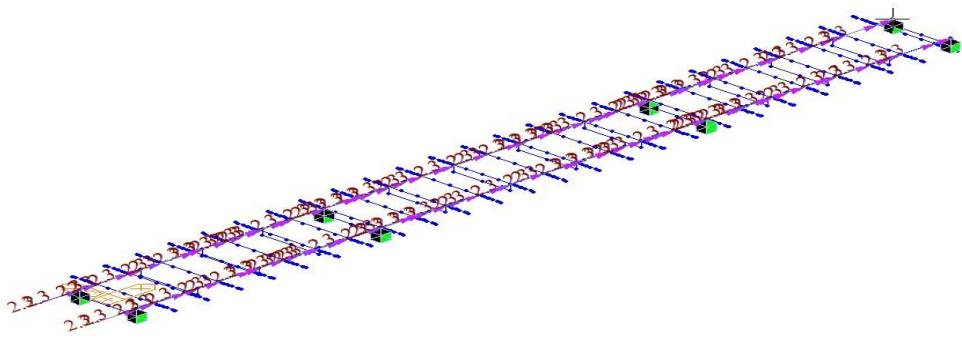
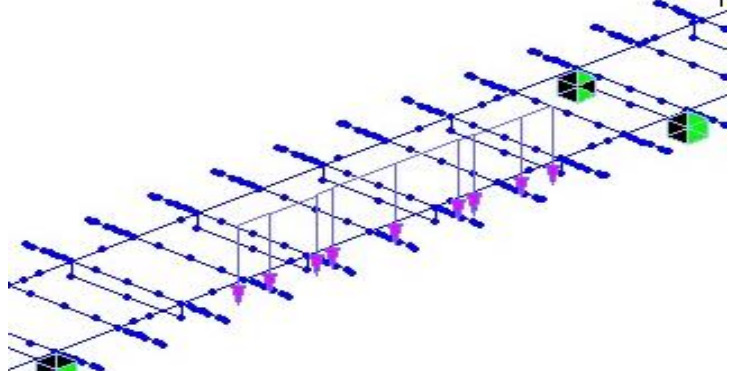
Charge	Figure
<p>Poids du Béton Frais (plots 1 à 5) à appliquer durant les phases de construction</p>	
<p>Les compléments de charges permanentes (Étanchéité, trottoirs, garde-corps..).</p>	

PARTIE I : SUPERSTRUCTURE

<p>Rails de 1.5KN/m/voie et Ballast de 2 KN/m³</p>	
<p>Vent de 2 KN/ m de service appliqué sur un mur fictif de 3m de hauteur + le moment engendré.</p>	
<p>Gradient thermique simplifié des sections mixtes selon l'Eurocode.</p>	

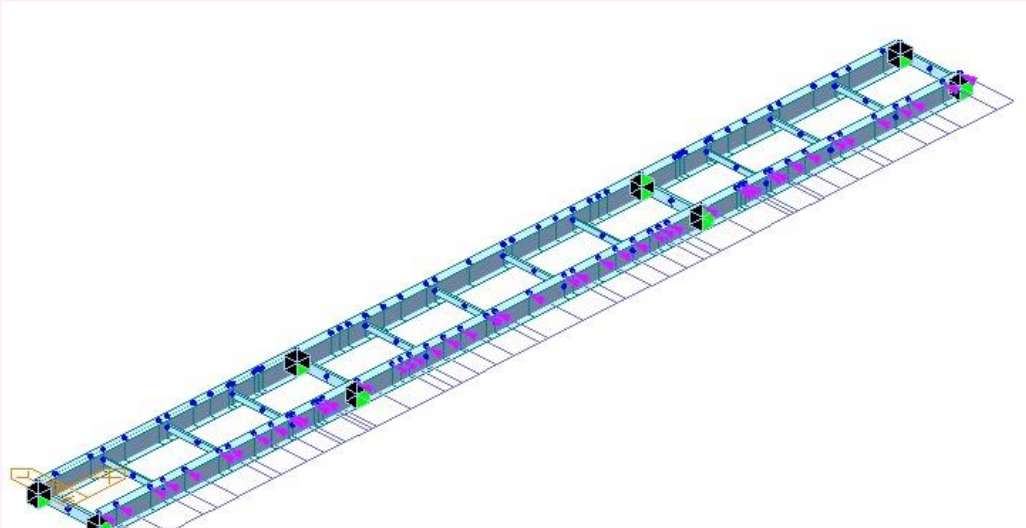
5ème étape: Définition et application des charges ferroviaires :

<p>Charges roulantes ajoutées automatiquement selon l'Eurocode.</p>	<p style="text-align: center;">Charge Figure</p> <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div data-bbox="416 1529 767 1888"> <p>Tables: EUROCODE, Traffic L</p> <p>Vehicles</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Vehicle Name</th> <th>Type</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Load Model 71</td> <td>Standard</td> </tr> <tr> <td>Load Model SW/0</td> <td>Standard</td> </tr> <tr> <td>Load Model SW/2</td> <td>Standard</td> </tr> <tr> <td>Unloaded Train</td> <td>Standard</td> </tr> </tbody> </table> </div> <div data-bbox="783 1529 1453 1888"> <p>Vehicle Name: EN 1991-2:2003 - Rail Traffic Load</p> <p>Vehicular Load Properties</p> <p>Vehicular Load Name: Load Model 71</p> <p>Vehicular Load Type: Load Model 71</p>  </div> </div>	Vehicle Name	Type	Load Model 71	Standard	Load Model SW/0	Standard	Load Model SW/2	Standard	Unloaded Train	Standard
Vehicle Name	Type										
Load Model 71	Standard										
Load Model SW/0	Standard										
Load Model SW/2	Standard										
Unloaded Train	Standard										

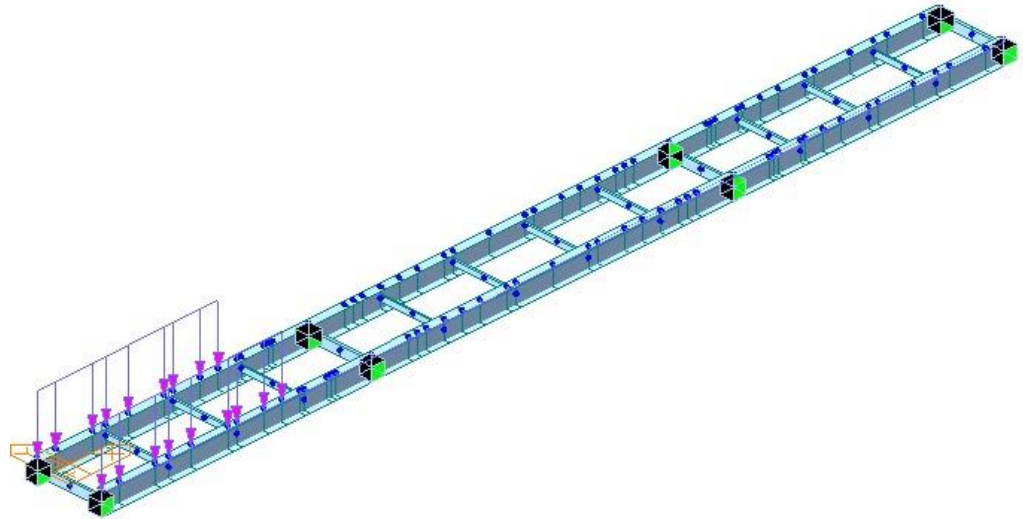
<p>Freinage / Démarrage</p>	
<p>Déraillement (cas 1)</p>	

Note : une dalle fictive (Dummy material = poids volumique nul) a été ajoutée pour permettre la distribution transversale des charges.

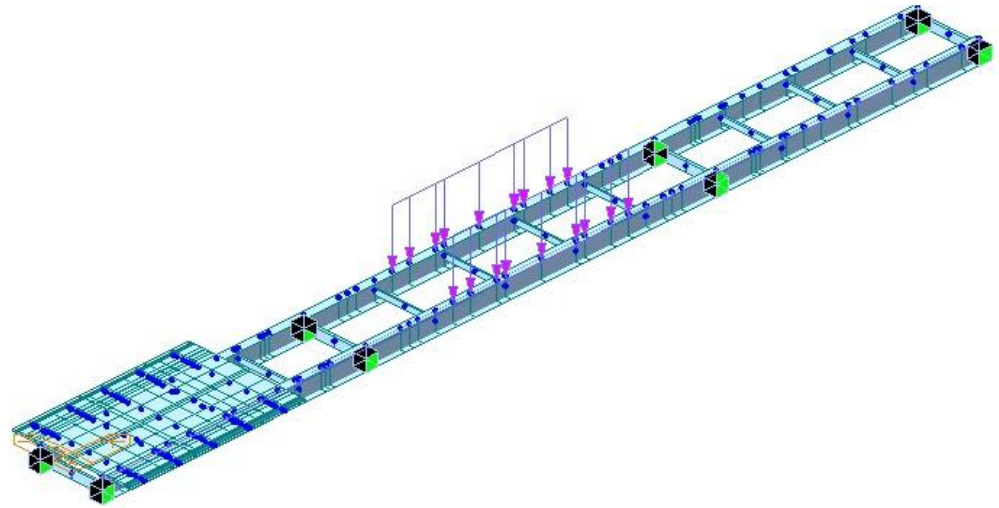
2. Définition des phases de construction

Étape	Figure
<p>Poutres métalliques seules (vent et température)</p>	

**Bétonnage plot 1
(+ poids béton frais 1)**



**Bétonnage plot 2
(+ poids du béton 2
- béton frais 1)**



**Activation de la section
mixte 1.**

Composite Section for Construction Stage

Add/Modify Composite Section for Construction Stage

Active Stage: Poutres métalliques seules

Section: 4 4: S3_1

Composite Type: Normal

Section Type: Composite

Section Shape: CP_I

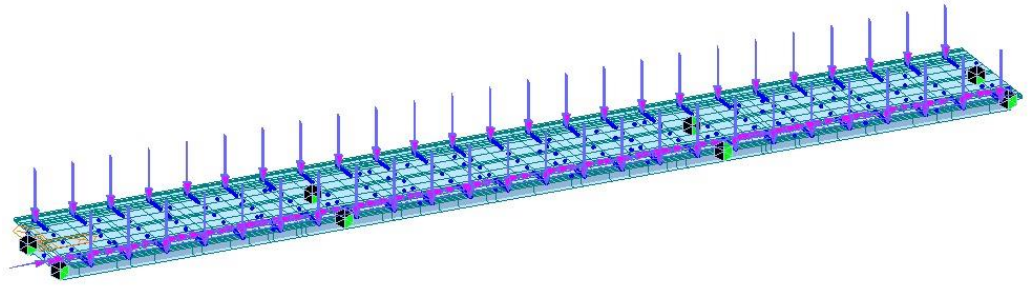
Element List: 29to31 310 312 370 407to409 6€

Construction Sequence

Part	Material Type	Material	Composite Stage	Age	h	v/s	M	Stiff.	Stiff. Scale	Comp
1	Materia	1: S35	Active Sta	0	0	0	0
2	Materia	2: C35/	BétonFrai	0	0.26	0	0

PARTIE I : SUPERSTRUCTURE

Superstructure



Viellissement de la structure sous l'effet du retrait et du fluage à 36000 jours.

Name : Viellissement

Duration : 36000

3. Introduction des combinaisons d'actions et consultation des résultats :

ELU Envlp	Streng	Envelope
ELS Cara Envlp	Servic	Envelope
ELS f Envl	Servic	Envelope
ELS QP Envlp	Servic	Envelope
Poids propre	Streng	Add
ELU buckling	Streng	Add

III. ETUDE DU TABLIER

III.1 Introduction :

Le calcul d'un tablier pont a pour but de vérifier que le dimensionnement adopté lui attribue le niveau (initial) de fiabilité requis, en tenant compte de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés, ainsi que le niveau de contrôle prévu lors de son exécution. Par ailleurs, afin d'assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec des marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui sont appliquées.

Le tablier fait l'objet, à l'ELS et à l'ELU, de deux calculs complets distincts :

- un calcul de l'état à court terme à la mise en service de l'ouvrage, tenant compte du phasage de construction, y compris pour les effets du retrait ;
- un calcul de l'état à long terme au temps infini, avec un coefficient d'équivalence acier/béton dépendant du type de chargement appliqué et de la fonction de fluage (dans ce calcul, les effets du retrait sont calculés sur la structure dans son schéma statique final).

III.2 En phase d'exécution :

Evaluation des sollicitations :

Les sollicitations dues au poids propre du tablier obtenues pour chaque phase de construction sont représentées sur le tableau ci-après :

Phase de construction		Moment fléchissant (KN.m)		Effort tranchant (KN)	
		max	min	max	min
Métal seul		679.784	-1940.38	306.85	-306.85
Coulage de la dalle	Béton frais 1	3664.42	-3939.52	664.15	-630.25
	Béton frais 2	3494.54	-7198.07	772.77	-819.54
	Béton frais 3	3662.48	-8868.85	1198.88	-1245.77
	Béton frais 4	2954.98	-8200.67	1176.61	-1178.13
	Béton frais 5	3138.84	-8386.67	1195.09	-1196.63
Fin	Durcissement du béton 5	//	//	1209.22	-1212.15

Figure. VI.8. Diagramme du moment fléchissant dû au poids de la charpente seule

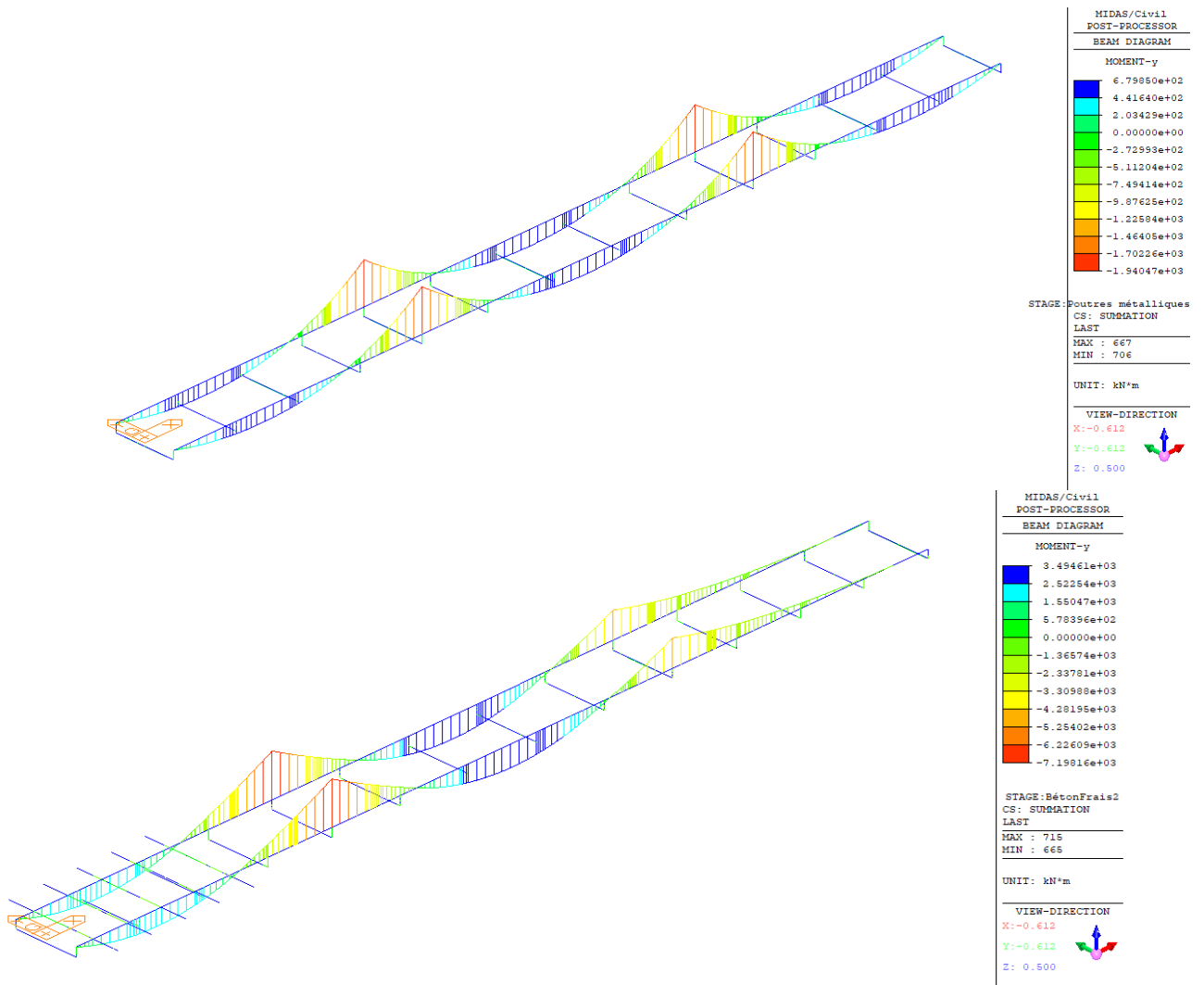


Figure. VI.11. Diagramme du moment fléchissant de la phase 2 (M_y)

Après l'évaluation des sollicitations, on va procéder aux vérifications des contraintes normales et de cisaillement, au voilement et au déversement.

Les différentes étapes de vérification :

Etape 1 : Vérification des contraintes

Contraintes normales :

On doit vérifier que :

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} ; \text{ avec : } \gamma_{M0} = 1$$

σ_s : Contrainte normale dans la fibre supérieure.

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{w}$$

σ_i : Contrainte normale dans la fibre inférieure.

$$\sigma_i = \frac{M_{\max}}{w'}$$

σ_s : Contrainte admissible.

Contraintes de cisaillement :

L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme, la contrainte de cisaillement maximale de l'âme est :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{S_{\text{âme}}}$$

T_{\max} : Effort tranchant maximal.

$S_{\text{âme}}$: l'aire de l'âme.

On doit vérifier que :

$$\tau_{\max} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}$$

$\bar{\tau}$: Contrainte admissible de cisaillement.

Etape 2 : Vérification au déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique qui se produit, de façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie à la flexion transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan de plus grande raideur), pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

Lorsque l'élançement $\bar{\lambda}_{1,T} > 0,4$ on doit prendre en compte le déversement en vérifiant cette condition :

$$M_f \leq \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

- L'élançement réduit : pour un calcul élastique $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{el,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$

- Moment critique de déversement :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2}{\pi^2} \frac{GI_t}{E_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right]$$

- Inertie de flexion suivant y : I_y

- Inertie de flexion suivant z : I_z

- Inertie de torsion: $I_t = \frac{1}{3} [2c_1 t_1^3 + 2c_2 t_2^3 + (b_1 + b_2) d^3]$

- Facteur de gauchissement :

$$I_w = \frac{2(b_1+b_2)^2 C_1^3 C_2^3 t_f}{3(C_1^3 + C_2^3)}$$

- Module de résistance élastique :

$$W_{el,y} = \frac{I_y}{b_1 + \frac{t_f}{2}}$$

- C_1, C_2, C_3 Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

- Facteurs de longueur effective : $k = 1 ; k_w = 1$

- Coordonnée du point d'application de la charge : Z_a

- Coordonnée du centre de cisaillement : $Z_c = \frac{b_1 c_1^3 - b_2 c_2^3}{c_1^3 + c_2^3}$

- Distance entre le centre de cisaillement et le point d'application de la charge :

$$Z_j = Z_c + \frac{\int_A Z(y^2 + Z^2) dA}{2.I_y}$$

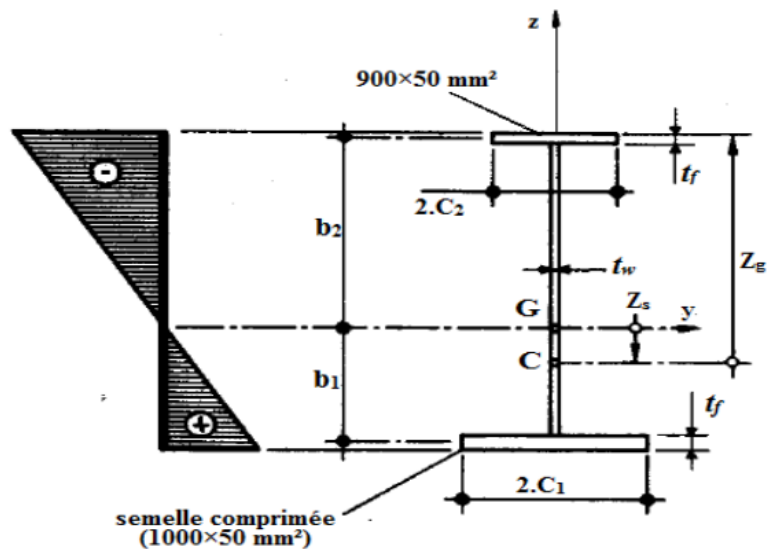


Figure. V.18. Section transversale de la poutre principale

Etape 3 : Vérification au voilement

Le voilement est un phénomène d'instabilité élastique, qui se manifeste par des ondulations.

Ce phénomène peut apparaître sous un effort de cisaillement simple ou sous un effort de compression.

Le voilement sera vérifié par la méthode postcritique définie par Eurocode 3.

Si la condition $\frac{d}{t_w} \leq 30\epsilon \sqrt{k_\tau}$ est vérifiée, il n'y a pas de risque de voilement.

Sinon, le voilement risque de se produire, et on doit vérifier que : $V_{ba} \geq V$

Avec :

$$V_{ba} = \frac{d \cdot t_w \cdot \tau_{ba}}{\gamma_{M1}}$$

V Effort tranchant de calcul

V_{ba} Effort tranchant résistant.

τ_{ba} Contrainte moyenne de cisaillement (contrainte postcritique simple), et qui est fonction de l'élançement de l'âme.

$\bar{\lambda}_w$	$\bar{\lambda}_w \leq 0,8$	$0,8 \leq \bar{\lambda}_w < 1,2$	$\bar{\lambda}_w$
τ_{ba}	$\frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$	$[1 - 0,625(\bar{\lambda}_w - 0,8)] \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$	$\frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} \cdot \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$

$\bar{\lambda}_w$ Elancement de l'âme $\lambda_w = \sqrt{\frac{d}{\sqrt{3} \tau_{cr}}}$

τ_{cr} Résistance critique élastique au voilement par cisaillement $\tau_{cr} = k_\tau \frac{E \cdot \pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{d}\right)^2$

d Hauteur d'âme entre semelles

t_w Epaisseur de l'âme.

ϵ Coefficient de réduction élastique de l'acier qui est égale à $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

k_τ Coefficient de voilement par cisaillement dont la valeur est en fonction de

$$\alpha = \frac{a}{d}$$

<i>Raidisseurs transversaux intermédiaires</i>		<i>Valeurs de k_τ</i>
<i>Sans</i>		$k_\tau = 5,34$
<i>Avec</i>	$\alpha = a/b < 1$	$k_\tau = 4 + \frac{5,34}{(a/d)^2}$
	$\alpha = a/b \geq 1$	$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/d)^2}$

Tableau. VI.3. Valeurs de k_τ .

d Distance entre les raidisseurs transversaux

Vérification de la section sur piles :

Contraintes (MPa)

	Contrainte max	Contrainte limite	Vérification
Normale σ	-74.79	355	✓

Tangentielle τ	31.11	204.95	✓
$Sqrt(\sigma^2+3 \tau^2)$	92.18	355	✓

- Contraintes largement vérifiées.

Déversement

Sect. Class	Mb,Rd (kN*m)	Mcr (kN*m)	Wpl (m ³)	Elancement
2 (plastique)	85381.1405	659.3941	0.23	0.35 < 0.4

- Aucun risque de voilement.

Voilement : (raidisseurs verticaux au niveau des cadres d'entretoisement d=8m)

$\frac{d}{t_w}$	k_τ	ϵ	$30\epsilon \sqrt{k_\tau}$	Voilement
72	5.57	0.81	58.27	Considéré.

- Risque de voilement.

τ_{cr}	$\bar{\lambda}_w$	τ_{ba}	V_{ba}	V_i	Vérification
203.9 MPa	1.003	163.35	6.68 MN	1.145 MN	✓

- Le voilement n'aura pas lieu à l'ELU.

III.3 En service :

III.3.1 Dalle en béton armé

a. Ferrailage des dalles (Selon le guide SETRA des ponts mixtes)

« La dalle repose uniquement sur les âmes principales. Le ferrailage principal qui assure la résistance en flexion locale de la dalle est donc transversal. Il est généralement placé en nappe extérieure.

Dans certains cas, le ferrailage longitudinal est également important, les exigences de l'Eurocode 4 pour la maîtrise de la fissuration de la dalle pouvant conduire à un taux de ferrailage longitudinal voisin de 1 %.

Le ferrailage courant des dalles mixtes comporte également :

- Des cadres courants transversaux (dalles de charpente sans pièce de pont) ou longitudinaux (dalles de charpente à pièces de pont), constitués en général de cadres HA12 disposés dans la dalle à raison d'au moins deux par mètre carré.
- Des armatures transversales de couture des efforts de cisaillement au-dessus des semelles et des connecteurs ;
- Les armatures d'ancrage des dispositifs de retenue.»

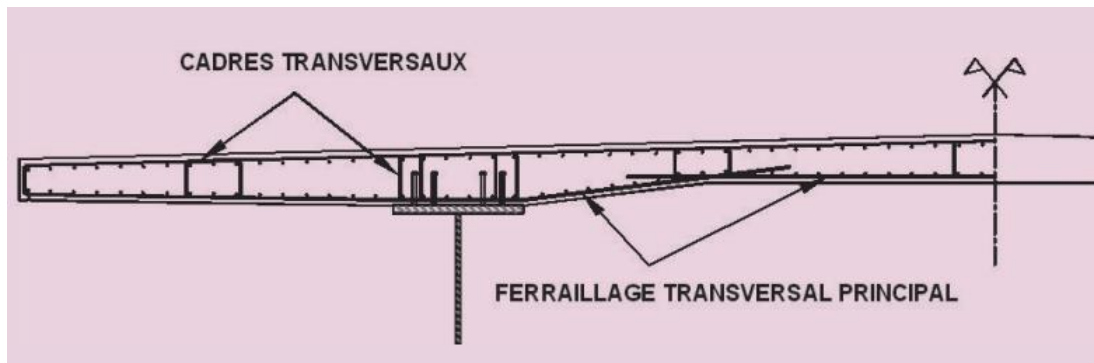


Figure VI-19: Principe de ferrailage courant de la dalle sans pièces de pont.

b. Calcul du Ferrailage de la dalle :

1. Méthode plastique (méthodes des Etats Limites) :

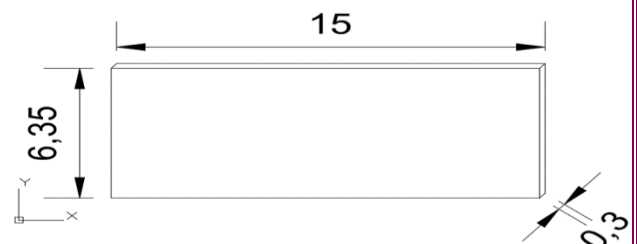
Le ferrailage de la dalle se calcule par rapport au moment de flexion transversale des différentes charges définies dans le chapitre ``Evaluation des charges et surcharges``

Nous allons calculer le ferrailage transversal de la dalle sous moment maximal positif (M_{max}) à l'ELU. Puis nous vérifierons s'il satisfait les conditions des contraintes limites à l'ELS.

c. Résultats : Moments fléchissant M_{xx} et M_{yy} de la dalle :

Ayant modélisé le tablier comme succession de sections mixte, on peut facilement obtenir les sollicitations (notamment M, T) agissant sur la dalle en choisissant de consulter les résultats de calcul du « Part 2 ».

Les résultats sont donnés pour une dalle de 0.28m d'épaisseur, 6.35m de largeur, et 15m de longueur comme suit :



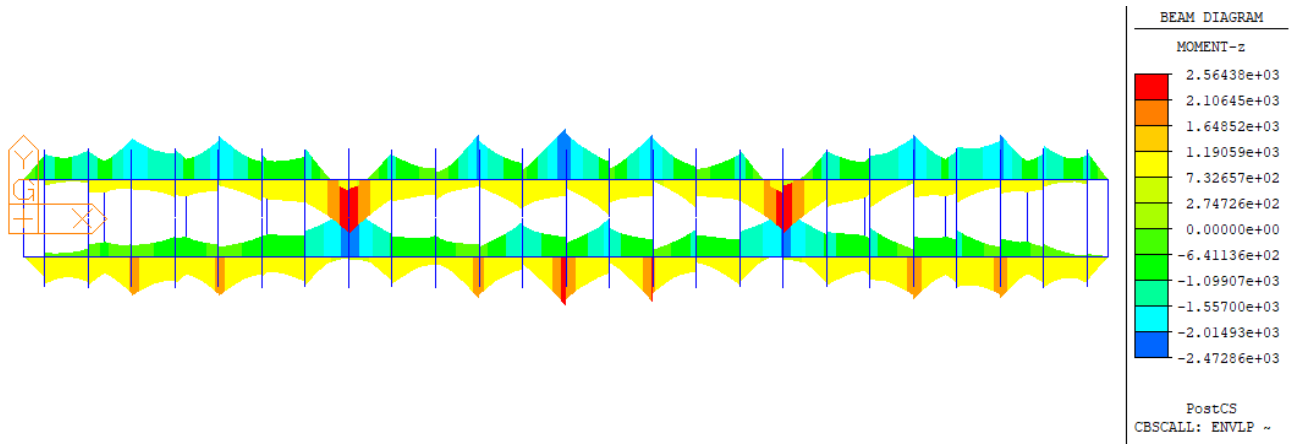


Figure VI-20 Dalle Mxx ELU

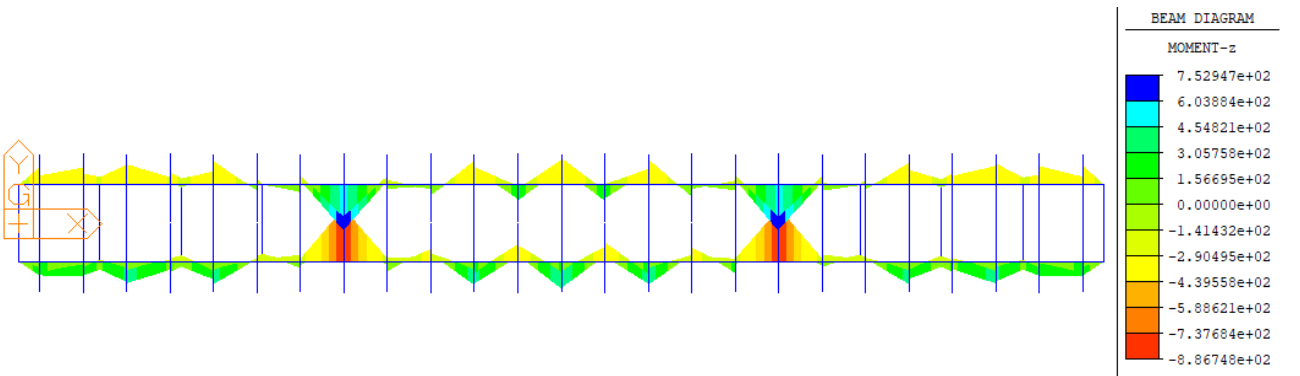


Figure VI-21 Dalle Mxx ELS

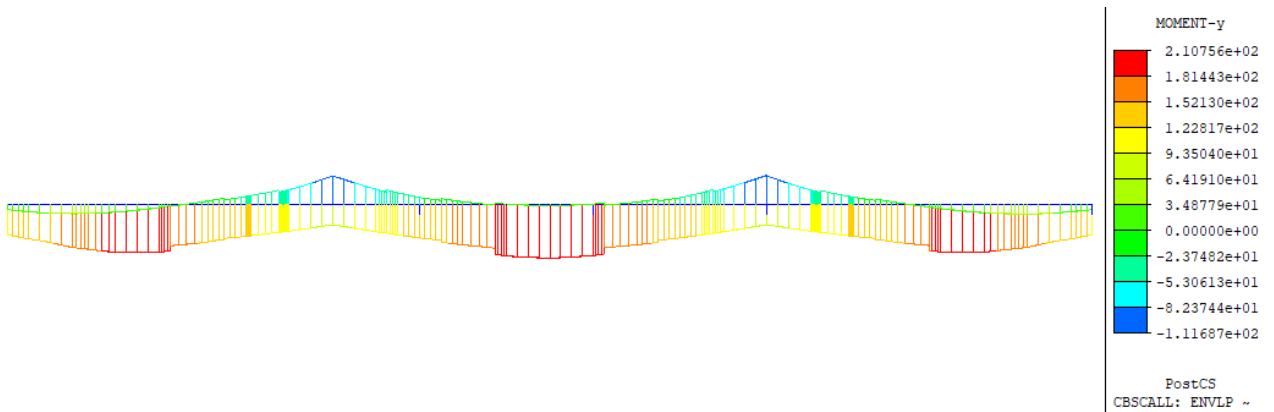


Figure VI-21 Dalle My ELU

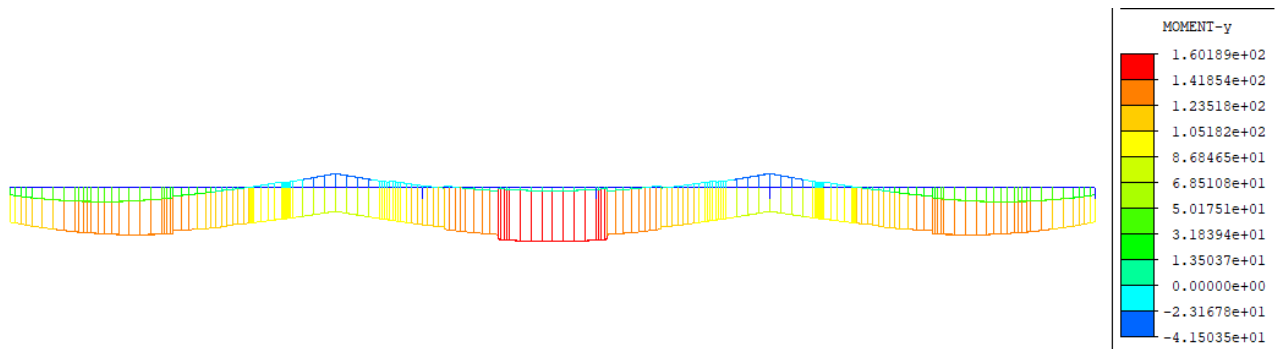


Figure VI-22 Dalle My ELS

Mx : moment fléchissant transversal s'exerçant au centre de la dalle.

My : moment fléchissant longitudinal s'exerçant au centre de la dalle.

ELU	Mmax+ KN.m	Mmin- KN.m
Longitudinalement My	94.907	-60.4
Transversalement Mx	2159.15	-2414.09

Tableau. VI.4. Résumé des moments agissant sur la dalle à l'ELU.

ELS	Mmax+ KN.m	Mmin- KN.m
Longitudinalement My	67.53	-55.615
Transversalement Mx	1887.56	-2335.1

Tableau. VI.6. Résumé des moments agissant sur la dalle à l'ELS.

e. Outil de Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fera à l'aide du logiciel EXPERT 2010 pour la nappe supérieure et inférieure de la dalle.

La fissuration est jugée préjudiciable pour un enrobage de 3 cm. Les sections d'armature obtenues sont les suivantes :

f. Ferrailage

Le ferrailage s'effectuera pour une section de $100 \times 28 \text{ cm}^2$ longitudinalement et transversalement :

Armatures		Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
		Nappe supérieure	Nappe inférieure	Nappe supérieure	Nappe inférieure	
Section d'armature (cm^2)	Section courante	$\rho=0.8\%$ au total		au milieu de la dalle	24.06	28.7
		11.5				
	En zone d'appui	$\rho=1.1\%$ au total		au niveau des poutres métalliques	25.1	18.63
		18.5	11.98			
Choix des barres	Section courante	6 HA16 Espacées de 170mm 24.12 cm^2/m au total		au milieu de la dalle	8 HA 20 Espacées de 150mm	6 HA 25 Espacées de 200mm
	En zone d'appui	6 HA 16 Espacées de 170mm (12.06 cm^2/m)	6 HA20 Espacées de 170mm (18.84 cm^2/m)	au niveau des poutres métalliques	8 HA 20 Espacées de 150mm	6 HA20 Espacées de 200mm

Tableau. VI.5. Ferrailage de la dalle en BA.

- La vérification du poinçonnement de la dalle ne sera pas nécessaire car il y aura une répartition des charges concentrées grâce aux rails et à la plate-forme de la voie.

III.3.2 Poutre mixte :

1. Largeur efficace :

Traînage de cisaillement : Notions de base

Dans un tablier mixte, le transfert de l'effort de cisaillement des connecteurs à la dalle ne mobilise pleinement celle-ci que si l'espacement b_i entre poutres métalliques n'est pas trop grand.

Cela signifie en particulier que les contraintes normales dans la dalle (par exemple au niveau de la face supérieure) ne sont pas distribuées uniformément : elles sont manifestement plus élevées au droit des poutres métalliques et plus faibles à mi-distance entre ces poutres ; on parle souvent d'effet de "traînage par cisaillement". (Figure VI-23)

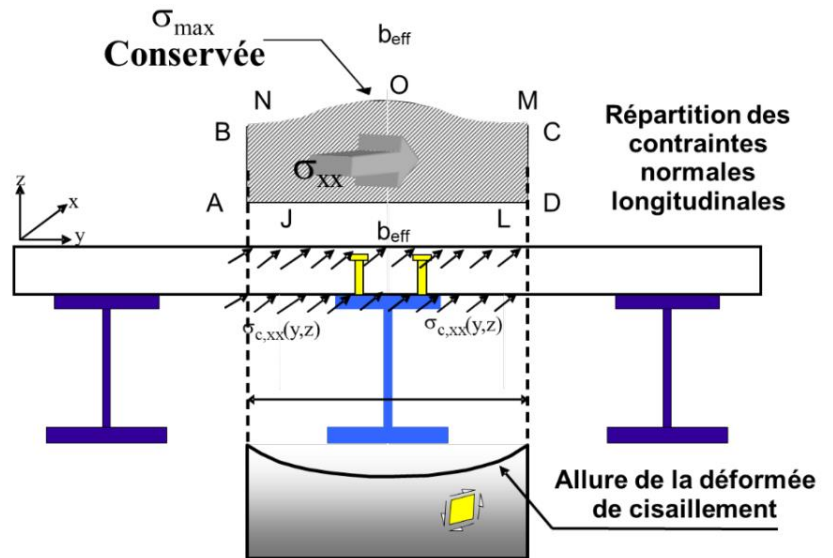


Figure VI-23: Traînage de cisaillement

- Prise en compte du traînage de cisaillement dans la dalle :

Le traînage de cisaillement dans la dalle en béton est pris en compte par réduction de la largeur réelle de dalle à une largeur dite « efficace ». Il influence donc la valeur des caractéristiques mécaniques des sections, utilisées dans les calculs de l'analyse globale.

Pour un bipoutre, les effets du traînage ne sont réellement sensibles que pour les petites portées (inférieures à 40 m environ) ou pour les ouvrages de grande largeur.

2. Largeur efficace de dalle :

Pour une poutre maîtresse dans une section donnée du tablier, la largeur efficace de dalle est la somme de 3 termes :

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

Avec :

- b_0 (= 700 mm), l'entraxe entre les rangées extérieures de connecteurs goujons ;
- $b_{ei} = \min \{ L_e/8 ; b_i \}$ où L_e est la portée équivalente dans la section considérée et où b_i est la largeur géométrique réelle de la dalle associée à la poutre maîtresse ; $b_1=3.14\text{m}$, $b_2=2.5\text{m}$.
- $\beta_1 = \beta_2 = 1$ sauf pour les sections sur culées C0 et C2 où $\beta_i = 0,55 + 0,025 \cdot L_e/b_{ei} < 1,0$ avec b_{ei} égal à la largeur efficace à mi-travée de rive.

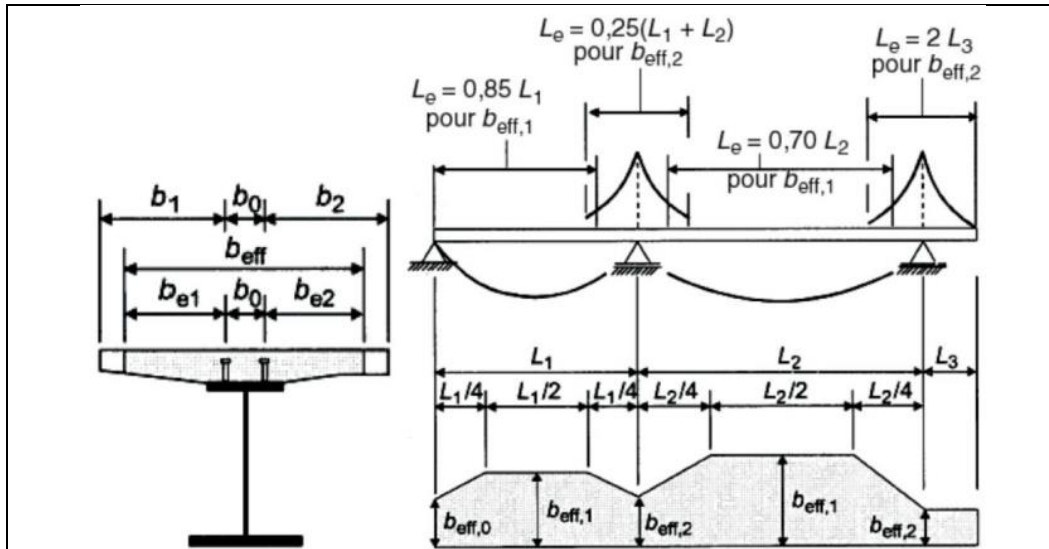


Figure VI-24: Notations et travées équivalentes pour le calcul de la largeur efficace.

Les portées équivalentes valent :

- $Le1 = 0,85.L1 = 0,85 \times 30 = 25.5$ m pour les sections situées en travées de rive C0-P1 et P2-C2, et pour les sections situées sur les culées C0 et C2 ;
- $Le2 = 0,7.L2 = 0,7 \times 40 = 28$ m pour les sections situées en travée centrale P1-P2 ;
- $Le3 = 0,25.(L1 + L2) = 0,25 \times (30 + 40) = 17.5$ m pour les sections sur appuis intermédiaires P1 et P2.

Donc :

- $Le1/8 = 3.19$ m, $be1=3.15$ m, $be2=2.5$ m Largeur réelle
- $Le2/8 = 3.5$ m, $be1=3.15$ m, $be2=2.5$ m Largeur réelle
- $Le3/8 = 2.19$ m, $be1=2.19$ m, $be2=2.19$ m Largeur efficace

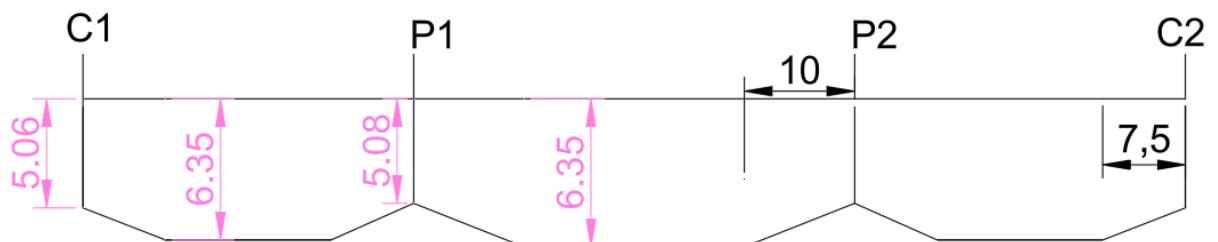
Pour les sections sur culées C0 et C2, le coefficient β_i a une influence :

- $\beta1 = 0,55 + 0,025.Le1/be1 = 0,55 + 0,025 \times 25.5/3,14 = 0,75 < 1,0$
- $\beta2 = 0,55 + 0,025.Le1/be2 = 0,55 + 0,025 \times 25.5/2.5 = 0,8 < 1,0$

La largeur de la dalle va donc varier linéairement de **5.08 m sur l'appui C0 à 6,04 m à l'abscisse $0,25.L1 = 7.5$ m dans la travée C0-P1.**

Ensuite, elle sera constante et égale à **6,35 m jusqu'à la section d'abscisse $L1 - 0,25 L1 = 22.5$ m ou elle va varier jusqu'à 5.06 m (à $L1 = 30$ m) sur l'appui intermédiaire.**

Enfin, la largeur efficace va évoluer vers la largeur réelle 6.35 m (à $L1 + 0,25 L2 = 40$ m) et rester constante sur la travée centrale jusqu'à $L1 + L2/2 = 50$ m.



3. Résultats : Moments fléchissant & des efforts tranchants extrêmes obtenus dans la poutre mixte :

Les valeurs des efforts maximales et minimales données après le calcul (charges et

Figure VI-25 : Variation de la largeur efficace de la dalle.

surcharges ainsi les combinaisons à ELU et ELS) ont été résumé dans le tableau suivant (les captures des allures des efforts dans l'Annexe) :

Phase de construction	Moment fléchissant(KN.m)		Effort tranchant(KN)	
	max	min	max	min
Métal seul	679.784	-1940.38	306.85	-306.85
Béton frais 1	3664.42	-3939.52	664.15	-630.25
Béton frais 2	3494.54	-7198.07	772.77	-819.54
Béton frais 3	3662.48	-8868.85	1198.88	-1245.77
Béton frais 4	2954.98	-8200.67	1176.61	-1178.13
Béton frais 5	3138.84	-8386.67	1195.09	-1196.63
Durcissement du béton 5	//	//	1209.22	-1212.15
Mise en place de la Superstructure	3292.03	-8766.26	1257.42	-1260.26
Ballast et armement	3445.52	-9147.63	1293.09	-1296.05
Vieillessement (effet de fluage et retrait après 36000j)	1148.14	-16442.50	1524.21	-1524.54

Tableau VI-3 : Evolution des efforts internes lors du phasage de construction

Cas de charge	Moment fléchissant (KN.m)		Effort tranchant(KN)	
	max	min	max	min
UIC71	6794.93	-9714.35	2506.14	-2506.14
SW0	6526.69	-7690.98	2326.54	-2326.54
SW2	6840.79	-11014.51	2386.10	-2386.10

Tableau VI-4 : valeurs extrêmes des efforts internes en service

ELU Res	14201.30	-47750.80	4022.51	-4013.95
ELU Acct	14765.70	-34914.6	4339.96	-4334.31
ELS Cara	8508.53	-32846.10	3770.73	-3643.23

<i>ELS F</i>	2337.29	-20013.20	1637.94	-1640.27
<i>ELS QP</i>	2118.29	-19434.6	1620.65	1620.98

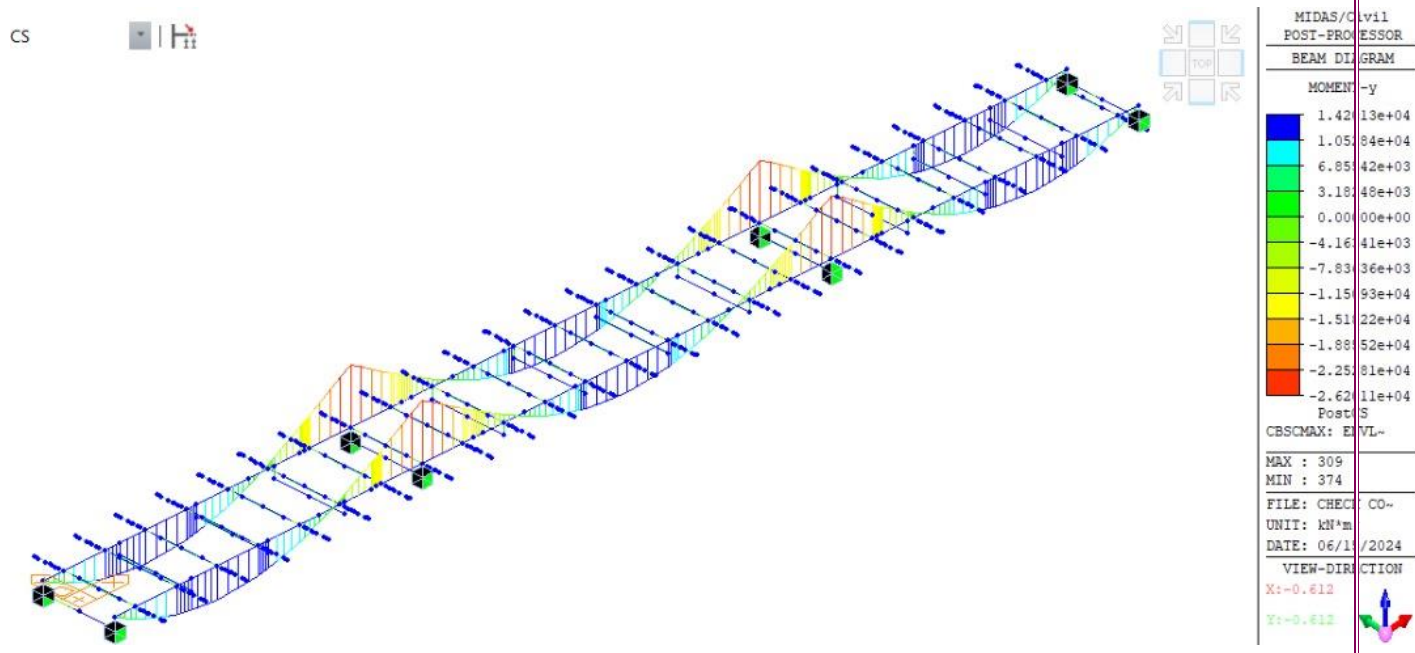


Figure VI-26 : Moment fléchissant max sous : Enveloppe ELU

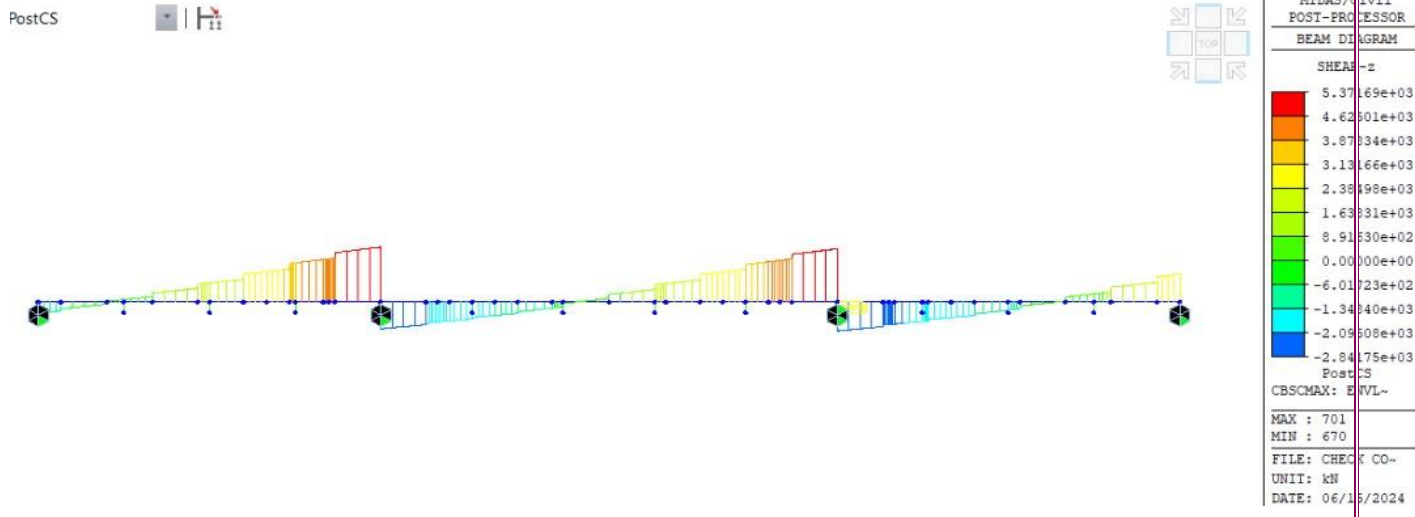


Figure VI-27 : Effort tranchant max sous : Enveloppe ELU

Les efforts maximaux pour les combinaisons les plus défavorables à l'ELS sont les suivantes :

<i>Cas de charge</i>	Moment fléchissant (KN.m)		Effort tranchant(KN)	
	max	min	max	min
<i>ELS Cara</i>	8508.53	-32846.10	3770.73	-3643.23

III.4 Justification des sections mixtes aux ELU :

Selon l'EN1994-2, 6.1.1, une section mixte doit être vérifiée à l'ELU vis-à-vis de :

- la résistance en section : EN1994-2, 6.2.1 et 6.2.2 ;
- la résistance au voilement par cisaillement : EN1994-2, 6.2.2 ;
- la résistance au glissement (connexion) : EN1994-2, 6.6
- la résistance au déversement (EN1994-2, 6.4)

III.4.1 Classification des sections :

Définition générale des classes des sections :

Le concept de "classes de section transversale" permet de préjuger de la résistance ultime en flexion et en compression des sections en acier de construction compte tenu du risque de voilement local.

Les sections sont classées sur une échelle de 1 à 4, en fonction de l'élanement (largeur/épaisseur, noté c / t) des différentes parois comprimées qui les composent, de leur limite d'élasticité et des contraintes sollicitantes à l'ELU:

- **Classe 1** : section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement et possédant une réserve plastique suffisante pour introduire dans la structure une rotule plastique susceptible d'être prise en compte dans une analyse globale plastique.
- **Classe 2** : section transversale massive pouvant atteindre sa résistance plastique sans risque de voilement, mais ne possédant pas de réserve plastique suffisante pour introduire une éventuelle rotule plastique dans l'analyse globale.
- **Classe 3** : section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique, mais pas sa résistance plastique à cause des risques de voilement.
- **Classe 4** : section transversale à parois élancées ne pouvant atteindre sa résistance élastique à cause des risques de voilement.

Détermination pratique de la classe :

La classe d'une section mixte est la classe la plus élevée des parois comprimées en acier qui la composent.

On peut faire trois remarques préliminaires suivantes :

- Le voilement local ne peut être provoqué que par des contraintes de compression. Toute paroi soumise uniquement à de la traction est obligatoirement de classe 1 quel que soit son élanement ;

- Si une paroi est de classe n sous compression uniforme, alors elle est forcément de classe $m \leq n$ pour tout autre cas de sollicitation qui ne peut que diminuer les efforts de compression ;
- Puisque les connecteurs respectant les espacements définis dans l'EN1994-2, 6.6.5.5, alors une semelle comprimée en acier connectée à une dalle en béton (semelle supérieure) est de classe 1.
- L'EN1994-2 permet de reclasser une section en I dont les semelles sont de classe 1 ou 2 et l'âme de classe 3, en classe 2. Cela permet alors de justifier la section en plasticité. Le moment résistant plastique est alors déterminé en limitant les hauteurs d'âme comprimée à $20 \varepsilon t_w$ (voir figure 8.1), c'est-à-dire en supprimant la zone d'âme susceptible de voiler.

Classification des semelles en consoles

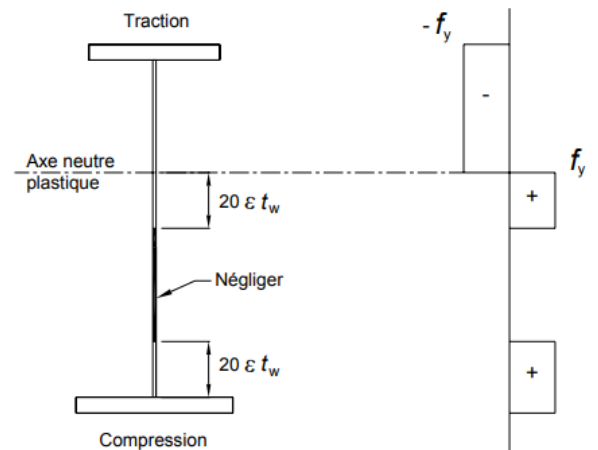


Figure VI-28: Reclassement d'une âme en classe 2

Table 5.2 (sheet 2 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

Outstand flanges						
Rolled sections			Welded sections			
Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression				
		Tip in compression		Tip in tension		
Stress distribution in parts (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Stress distribution in parts (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ For k_σ see EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Classification des parois internes

BS EN 1993-1-1:2005
EN 1993-1-1:2005 (E)

Table 5.2 (sheet 1 of 3): Maximum width-to-thickness ratios for compression parts

Internal compression parts						
				Axis of bending		
				Axis of bending		
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
1						
			when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
3						
			when $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1^*)$: $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ applies where either the compression stress $\sigma \leq f_y$, or the tensile strain $\varepsilon_y > f_y/E$

III.4.2 Principes de justification d'une section

a. Justification en flexion :

Les sections de classe 1 ou 2 peuvent être justifiées en plasticité ou en élasticité. Les sections de classe 3 sont justifiées en élasticité, éventuellement reclassées en classe 2 efficace et justifiées en plasticité. Les sections de classe 4 sont aussi justifiées en élasticité, mais avec un calcul conduit sur une section efficace, réduite pour tenir compte du risque de voilement.

Justification en plasticité: EN1994-2, 6.2.1.2(1)

La position de l'axe neutre plastique (ANP) ainsi que le moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$, sont calculés en considérant les résistances plastiques suivantes pour les matériaux :

- acier de charpente (traction ou compression) : $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$
- armatures passives (traction) : $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$
- béton (compression) : $0,85 \cdot f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c$

La résistance du béton tendu et celle des armatures comprimées sont négligées.

Les figures schématisent de façon générale le diagramme plastique pris en compte pour une poutre en I sous moment positif $M_{Ed} \geq 0$ (resp. sous $M_{Ed} < 0$).

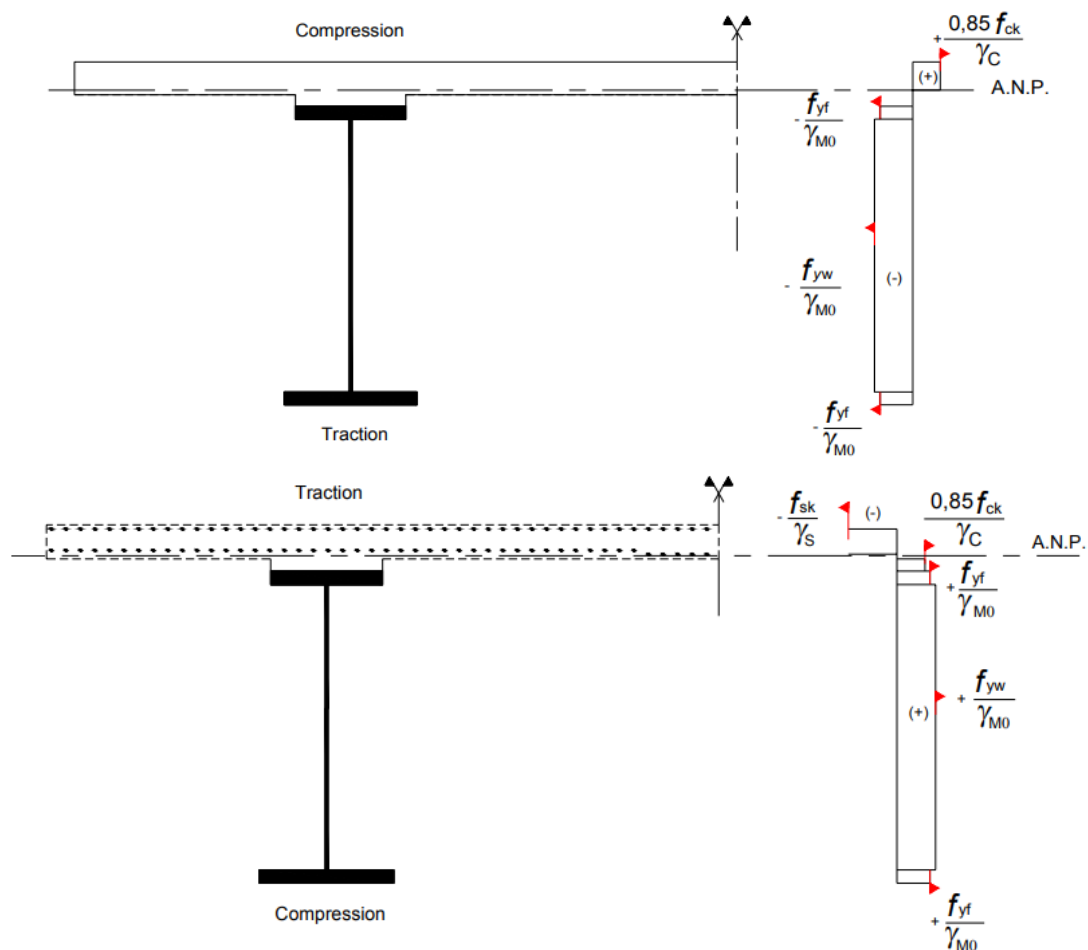


Figure VI-31 : Calcul du moment résistant plastique $M_{pl,Rd}$

Justification en élasticité

Les contraintes admissibles à l'ELU sont données par matériau :

- f_{yd} pour l'acier de charpente,
- f_{sd} pour les armatures passives.
- f_{cd} pour le béton comprimé.

b. Justification à l'effort tranchant :

Quelle que soit la classe de la section mixte, on doit vérifier $V_{Ed} \leq V_{pl,a,Rd}$ où $V_{pl,a,Rd}$ est la résistance plastique à l'effort tranchant de la charpente métallique. En l'absence de sollicitation de torsion, $V_{pl,a,Rd}$ est donné par :

$$V_{pl,a,Rd} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

où A_V est l'aire de charpente cisillée par V_{Ed} (généralement l'aire de l'âme de la poutre, pondérée d'un facteur η dépendant de la nuance d'acier).

Lorsque l'âme devient trop élancée, elle risque de voiler sous l'action de V_{Ed} .

On doit alors aussi vérifier : $V_{Ed} \leq V_{b,Rd}$

où $V_{b,Rd}$ est la résistance au voilement par cisaillement : $V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w$

- η est soumis au choix de l'Annexe Nationale de l'EN1993-1-5. La valeur recommandée, utilisée ici, est :
- $\eta = 1,2$ pour les aciers jusqu'à la nuance S460 incluse,
- $V_{bf,Rd}$ représente la contribution des semelles à la résistance au voilement par cisaillement. Bien que l'EN1993-1-5 propose une méthode pour la calculer, cette contribution est négligeable par rapport à celle de l'âme pour les poutres traditionnelles d'ouvrages d'art. EN1993-1-5, 5.2(2) et 9.3.5(1).
- $V_{bw,Rd}$ représente la contribution de l'âme à la résistance au voilement par cisaillement. Son calcul est présenté directement sur les exemples numériques qui suivent. EN1993-1-5, 5.3
- La contribution de la dalle en béton armé est négligée dans la résistance (plastique et au voilement) de la section mixte sous effort tranchant. EN1994-2, 6.2.2.2(1) et 6.2.2.3(2)

c. Interaction flexion et effort tranchant :

Lorsque V_{Ed} est supérieur à la moitié de $V_{Rd} = \min(V_{b,Rd} ; V_{pl,a,Rd})$, V_{Ed} diminue la résistance à la flexion. La diminution à prendre en compte dépend de la classe de la section. (EN1994-2, 6.2.2.4(1))

Pour les sections en I de classe 1 ou 2, la limite d'élasticité de l'aire cisillée A_V est réduite pour le calcul du moment résistant plastique avant justification en flexion. EN1994-2, fig. 6.7

- Dans le calcul de $M_{pl,Rd}$, on ne tient pas compte du décalage de l'ANP introduit par la modification des limites d'élasticité sur l'aire cisillée A_V .

III.5 Justification:

1. Sur appui (P1)

Sur l'appui intermédiaire P1, à l'ELU, la dalle en béton est tendue sur toute sa hauteur. Sa participation est donc négligée dans la résistance de la section. Les contraintes sont calculées en conséquence et obtenues par sommation des différents états en respectant le phasage de construction.

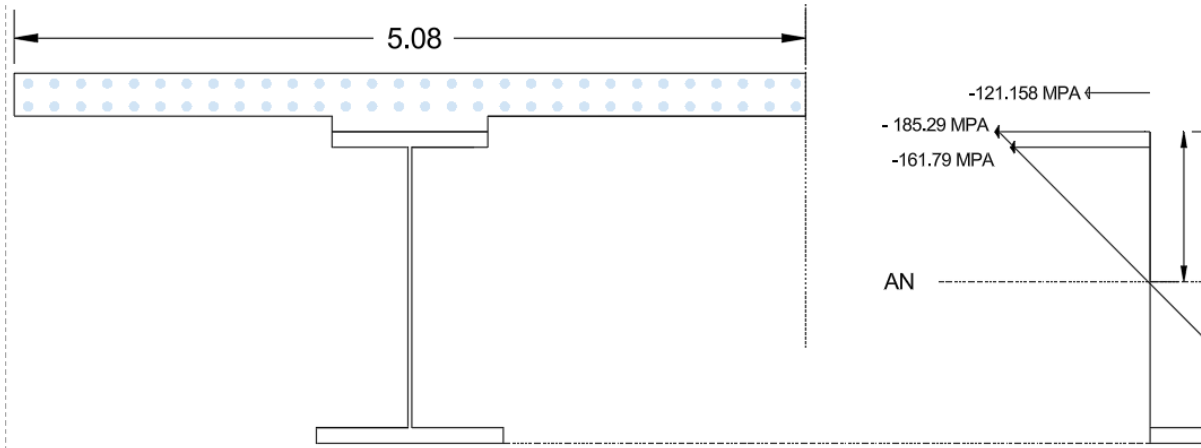


Figure VI-32 : Contraintes à l'ELU dans la section sur (P1)

- Les sollicitations valent dans cette section:
 - $M_{Ed} = 43.29 \text{ MN.m}$
 - $V_{Ed} = 4.34 \text{ MN}$

Classification de la section :

- Semelle supérieure tendue donc de classe 1.
- Semelle inférieure comprimée = **7.25e < 9e**

Donc la semelle inférieure est de classe 1.

- L'âme est tendue en partie haute et comprimée en partie basse. On cherche la position de l'axe neutre plastique (ANP) :
L'ANP est dans l'âme à une certaine distance x de la soudure âme/semelle supérieure :

$$x = \frac{F_w + F_{fi} - (F_{ap} + F_{fs})}{2t_w f_{yw}} = 863.28 \text{ mm}$$

$$F_{ap} = A_s f_{sk} / \gamma_s = 7.65 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle supérieure :

$$F_{fs} = A_{fs} f_{yf} / \gamma_{M0} = 35,40 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle inférieure :

$$F_{fi} = A_{fi} f_{yf} / \gamma_{M0} = 42,48 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de l'âme entièrement comprimée :

$$F_w = A_w f_{yw} / \gamma_{M0} = 15,89 \text{ MN}$$

• Plus de la moitié de la hauteur de l'âme est comprimée : $0,52 > 0,5$ $\alpha = \frac{h_w - x}{h_w} =$
 donc l'élancement limite entre la classe 2 et la classe 3 est donné par :

$$h_w/t_w = 72 > \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1} = 64$$

On en déduit que l'âme est au moins de classe 3 et on raisonne donc maintenant sur le diagramme élastique des contraintes ELU : $\psi = -197,94 / 179,41 = -1,02 \leq -1$

$$h_w/t_w = 72 < 62\varepsilon (1-\psi) * \psi^{0,5} = 102,45$$

On en déduit que l'âme est de **classe 3**.

Conclusion : La section sur P1 est de classe 3 et peut être justifiée par une analyse élastique, ou on peut la reclasser en classe 2 efficace.

La position de l'ANP de cette section efficace est déterminée en écrivant l'équilibre des efforts repris par chaque composante de la section (semelles, âmes et armatures). La portion d'âme à négliger s'en déduit par définition de la classe 2 efficace.

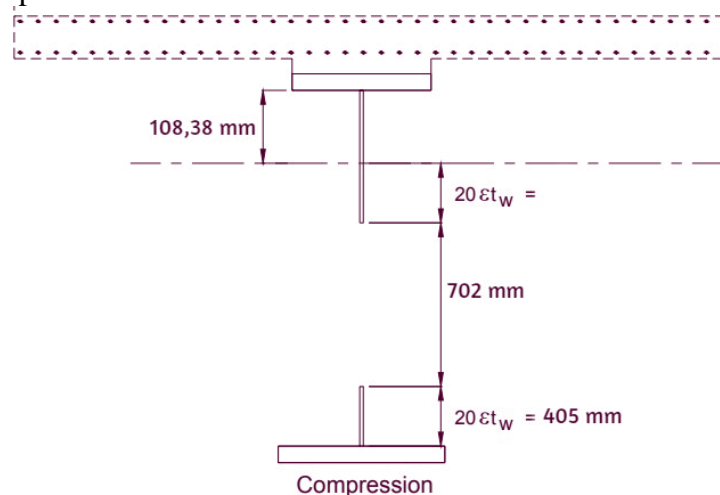


Figure VI-33 : Reclassement en classe 2 efficace de la section sur (P1).

Analyse plastique :

a. Justification en flexion :

- Le calcul du moment résistant plastique de la section efficace donne :

$$M_{pl,Rd} = 85,35 \text{ MN.m}$$

La justification en flexion de la section sur (P1) s'écrit alors simplement :

$$\eta_1 = \frac{M_{ed}}{M_{p,Rd}} = 0,505$$

$$M_{Ed} = 43,09 \text{ MN.m} \leq M_{pl,Rd},$$

b. Justification à l'effort tranchant :

Comme $h_w / t_w = 72 \geq \frac{31\varepsilon}{\eta} \sqrt{k_\tau} = 49,38$ ($\eta = 1,2$ | voir le calcul de k_τ ci-dessous), l'âme (raidie par les

Raidisseurs verticaux) doit être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement.

- La résistance maximale à l'effort tranchant s'obtient par : $V_{Rd} = \min(V_{b,Rd}; V_{pl,a,Rd})$

Où :

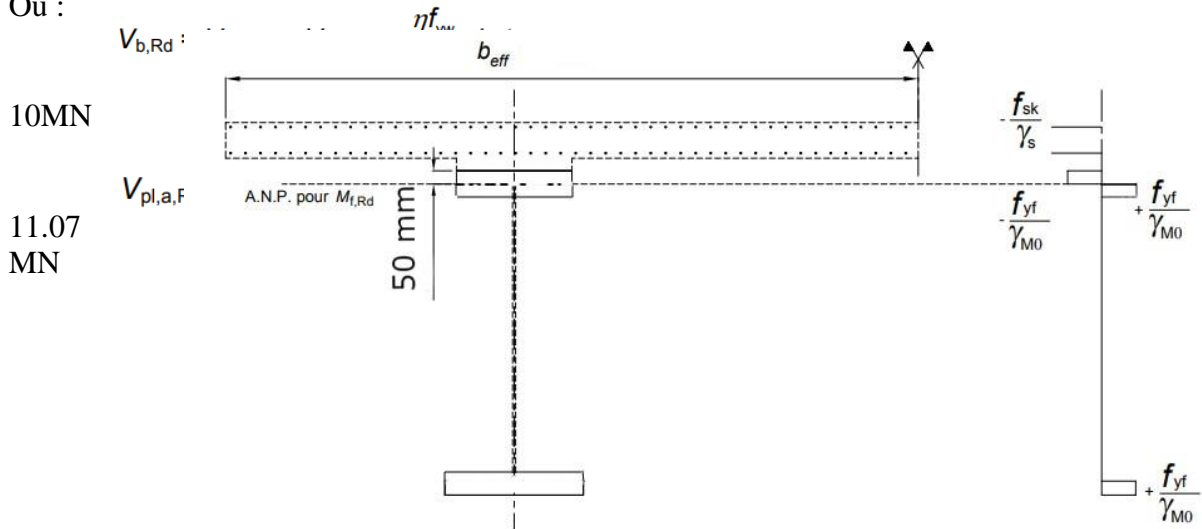


Figure VI-34 : Calcul du moment résistant des semelles seules

- Calcul de $V_{bw,Rd}$ (Participation de l'âme à la résistance au voilement sous cisaillement) :

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w$$

- Les raidisseurs verticaux, au niveau des cadres d'entretoisement, qui bordent le panneau d'âme adjacent à l'appui P1, dans les travées P1-P2 et C1-P1 sont supposés rigides.
- Ils sont espacés de : $a = 7.5 \text{ m}$.

$$k\tau = 5.34 + 4(h_w/a)^2 = 5.57$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t_w^2}{12(1-\nu^2) h_w^2} = 36.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E = 203.9 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr} \sqrt{3}}} = 1.003 < 1.08$$

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0.83/\eta$	η	η
$0.83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0.83/\bar{\lambda}_w$	$0.83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$1.37/(0.7 + \bar{\lambda}_w)$	$0.83/\bar{\lambda}_w$

Tableau VI-5 : χ_w Participation de l'âme à la résistance au voilement sous cisaillement

$$\chi_w = 0.83/\bar{\lambda}_w = 0.827$$

On en déduit :

$$V_{bw,Rd} = 6.93 \text{ MN.}$$

- Calcul de $V_{bf,Rd}$ (participation des semelles à la résistance au voilement sous cisaillement) :

La semelle inférieure de la section vérifiée est métallique alors que sa semelle supérieure est mixte (charpente + armatures).

Les expressions de calcul de $V_{bf,Rd}$ doivent être utilisées avec la semelle métallique inférieure.

Elles nécessitent le calcul préalable du moment résistant $M_{f,Rd}$ des semelles seules (voir figure).

$M_{f,Rd}$ est calculé comme $M_{pl,Rd}$ mais en négligeant l'âme de la poutre métallique

- Comme $F_{ap} + F_{fs} = 10,08 + 35,40 = 43,05 \text{ MN} \geq F_{fi} = 42,48 \text{ MN}$, l'ANP se situe dans la semelle supérieure à la distance x de sa fibre extrême supérieure :

$$F_{ap} + b_{fs} x \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} = b_{fs} (t_{fs} - x) \frac{f_{yf}}{\gamma_{M0}} + F_{fi}$$

$$X = 49.2 \text{ mm}$$

$$\text{Donc: } M_{f,Rd} = 78.87 \text{ MN.m}$$

$$c = a \left(0,25 + \frac{1,6 b_{fi} t_{fi}^2 f_{yf}}{t_w h_w^2 f_{yw}} \right) = 3650 \text{ mm}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_{fi} t_{fi}^2 f_{yf}}{c \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 0.74 \text{ MN}$$

- La contribution des semelles s'élève donc à 10% de la résistance au voilement par cisaillement. Cette participation peut-être prise en compte à condition que :

- les cordons de soudure à la jonction âme/semelles sont capables de reprendre le cisaillement.
- les raidisseurs transversaux bordant le panneau d'âme (et éventuellement les raidisseurs longitudinaux) sont considérés comme des montants d'extrémités rigides
- les semelles ne sont pas déjà complètement épuisées par la résistance en flexion (c'est-à-dire $M_{Ed} \leq M_{f,Rd}$ que l'on vérifie: $M_{Ed} = 43.29 \leq 78.87 \text{ MN.m}$).

Nous choisissons de négliger cette participation.

Vérification de la section :

On vérifie bien que $V_{Ed} / V_{bw,Rd} = 4.34 / 6.93 = 0.63 \leq 1,0$.

✓ *Donc la section sur P1 est justifiée sous effort tranchant*

c. Justification de l'interaction M,V :

$$V_{Ed} = 4.34 \text{ MN} \geq 0,5 V_{Rd} = 3.46 \text{ MN}$$

Donc il faut considérer l'interaction flexion / effort tranchant. La section sur P1 est considérée de classe 2 donc on réduit la limite d'élasticité de l'aire cisailée d'un facteur $1-\rho$ avec :

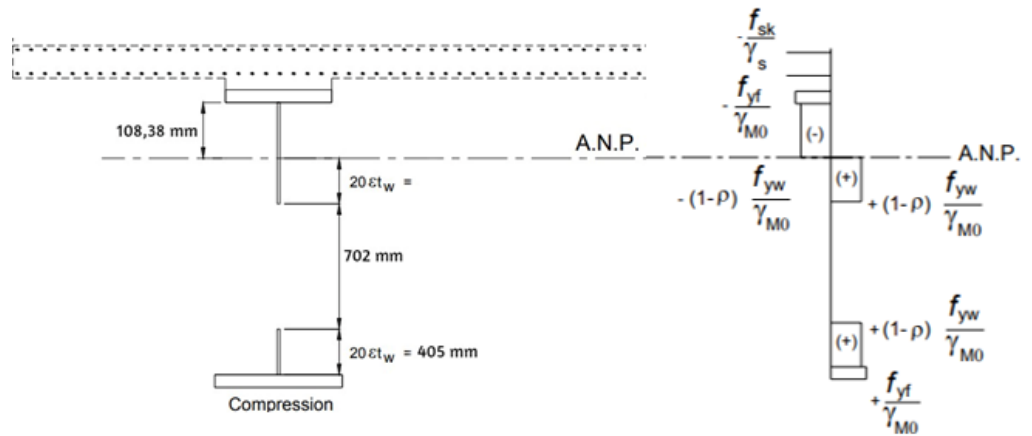
$$\rho = \left[2 \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right]^2 = 0.068$$

On recalcule alors $M_{pl,Rd}$ avec le diagramme de la figure, sans modifier la position de l'ANP.

- On obtient $M_{pl,Rd} = 79.55 \text{ MN.m}$. La section est donc justifiée sous l'interaction flexion/effort tranchant, en s'assurant que $M_{Ed} = 43.29 \text{ MN.m} \leq M_{pl,Rd}$.

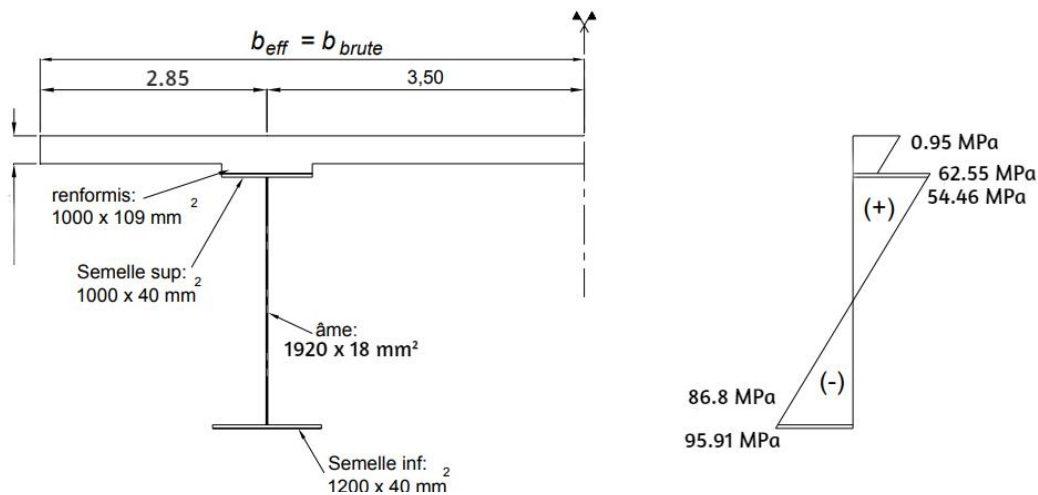
Figure VI-35: Interaction

flexion/effort tranchant



2. A mi-travée P1-P2

Le béton étant comprimé sur toute la hauteur du hourdis à mi-travée P1-P2, on tient compte de sa participation dans la résistance de la section. Les contraintes de la figure 8.10 sont donc calculées en tenant compte du béton dans les caractéristiques mécaniques mixtes et en respectant le phasage de construction du tablier.



Les sollicitations valent dans cette section :

$$M_{Ed} = 13 \text{ MN.m}$$

$$V_{Ed} = 1.80 \text{ MN}$$

Détermination de la classe :

- La semelle inférieure est tendue donc de classe 1
- La semelle supérieure mixte est connectée selon l'EN1994-2, 6.6 donc de classe 1.
- Pour déterminer la classe de l'âme, on cherche la position de l'ANP.

• Résistance plastique du béton comprimé :

$$F_{ap} = 0.85 A_c f_{ck} / \gamma_c = 39.37 \text{ MN} \quad (\text{Les armatures passives comprimées sont négligées.})$$

- Résistance plastique de la semelle supérieure :

$$F_{fs} = A_{fs} f_{yf} / \gamma_{M0} = 13.8 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de la semelle inférieure :

$$F_{fi} = A_{fi} f_{yf} / \gamma_{M0} = 12.27 \text{ MN}$$

- Résistance plastique de l'âme:

$$F_w = A_w f_{yw} / \gamma_{M0} = 15,89 \text{ MN}$$

- Comme on a $F_c \leq F_{fs} + F_w + F_{fi}$ et $F_c + F_{fs} \geq F_w + F_{fi}$, on en déduit que l'ANP est situé dans la semelle supérieure de charpente à la distance x de la fibre extrême supérieure de cette semelle. En écrivant l'équilibre des efforts autour de l'ANP, on déduit :

$$x = 3 \text{ mm}$$

Comme l'ANP est situé dans la semelle supérieure, l'âme est entièrement tendue et est donc de classe 1.

Conclusion : La section à mi-travée P1-P2 est de **classe 1** et est justifiée par une analyse plastique.

Analyse plastique :

a. Justification en flexion :

$$M_{pl,Rd} = 54.70 \text{ MN.m}$$

La justification en flexion de la section à mi-travée s'écrit alors simplement :

$$M_{Ed} = 13 \text{ MN.m} \leq M_{pl,Rd},$$

b. Justification à l'effort tranchant

Comme $h_w / t_w = 72,49.38$ ($\eta = 1,2$ | voir le calcul de k_τ ci-dessous), l'âme (raidie par les raidisseurs verticaux) doit être vérifiée vis-à-vis du voilement sous cisaillement.

- La résistance maximale à l'effort tranchant s'obtient par : $V_{Rd} = \min(V_{b,Rd}; V_{pl,a,Rd})$

Où :

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w = 10 \text{ MN}$$

$$V_{pl,a,Rd} = \frac{\eta f_{yw}}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} h_w t_w = 11.07 \text{ MN}$$

- Calcul de $V_{bw,Rd}$ (Participation de l'âme à la résistance au voilement sous cisaillement) :

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w$$

- Les raidisseurs verticaux, au niveau des cadres d'entretoisement, qui bordent les panneaux d'âme dans la travée P1-P2 sont supposés rigides.
- Ils sont espacés de : $a = 8 \text{ m}$.

$$k_\tau = 5.34 + 4(h_w/a)^2 = 5.57$$

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t_w^2}{12(1-\nu^2) h_w^2} = 16.66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \sigma_E = 92.82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr} \sqrt{3}}} = 1.486 > 1.08$$

$$\chi_w = 0.627$$

Donc : $V_{bw,Rd} = 4,037 \text{ MN}$.

- Calcul de $V_{bf,Rd}$ (participation des semelles à la résistance au voilement sous cisaillement) :

- $X = 49.2 \text{ mm}$
- $M_{f,Rd} = 42.02 \text{ MN.m}$
- $c = 2306.895 \text{ mm}$
- $M_{f,Rd} = 0.48 \text{ MPa} (< 11\%)$

Vérification de la section :

- $V_{Ed} / V_{bw,Rd} = 1.8 / 4.037 = 0.45 \leq 1,0$.

Donc la section sur P1 est justifiée sous effort tranchant.

c. Justification de l'interaction M,V :

$$V_{Ed} = 1.8 \text{ MN} < 0,5 V_{Rd} = 2 \text{ MN}$$

- Il n'y a pas lieu de justifier l'interaction flexion/effort tranchant.

Flexion sous moment négatif :

- $M_{Ed} = -6.6 \text{ MPa}$
- Toutes les parois sont de classe 4, à l'exception de la semelle supérieure qui est de classe 1 (tendue et espacement des connecteurs respecté), donc la section est de **classe 4**.
- $M_{el,Rd} (k=1.662) = 31.9 \text{ MPa}$
- $\eta = 0.2$
- Section vérifiée.

III.6 Vérification de l'hypothèse de rigidité des montants verticaux :

Les vérifications de section sous effort tranchant faites en dessus nécessitent de s'assurer que les montants verticaux sont suffisamment rigides pour assurer un fonctionnement en treillis de l'âme.

Rigidité minimale pour l'effort tranchant : EN1993-1-5, 9.3.3(3)

La rigidité minimale des montants verticaux courants est donnée par : $I_{st} \geq 0,75 h_w t_w^3$ si $\frac{a}{h_w} \geq \sqrt{2} = 4$

L'inertie du raidisseur est calculée avec une portion d'âme collaborante :

Vérification :

Dans le cas défavorable d'une épaisseur d'âme faible ($t_w = 18$ mm) et d'une hauteur d'âme maximale ($h_w = 1920$ mm), on obtient $I_{st} = 96,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \geq 8,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$

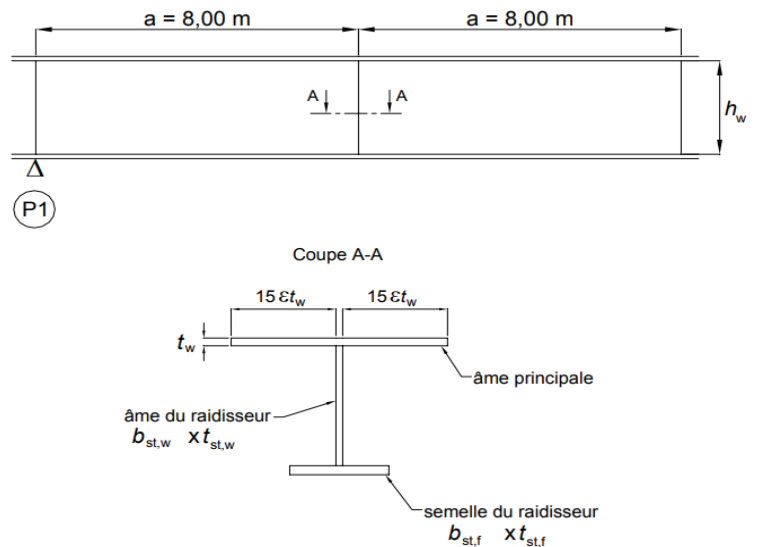


Figure : Définition d'un montant vertical de panneau d'âme

III.6.a Déversement de la membrure inférieure pour l'appui intermédiaire :

Pour vérifier la membrure inférieure d'un bipoutre mixte au déversement en service, on se ramène à l'étude du flambement latéral de la semelle inférieure comprimée au niveau des piles intermédiaires. On considère alors que la semelle est simplement appuyée latéralement au niveau des piles et des culées (ce qui suppose une entretoise très rigide sur appui, comme c'est généralement le cas à cause de la transmission des efforts de vent à ce niveau).

La semelle est aussi posée sur appuis élastiques au niveau des cadres d'entretoisement. La stabilité latérale de la membrure est donc liée à la rigidité des cadres que l'on commence par évaluer dans un premier temps.

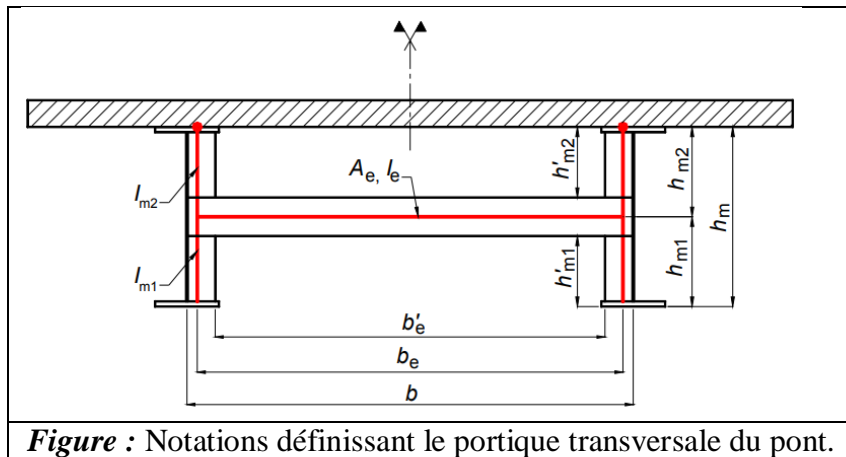


Figure : Notations définissant le portique transversale du pont.

III.6.b Vérification pour Appui P1:

rigidité Cd du cadre d'entretoisement	$C=Cd/a$	$I_{f,y}$	$\gamma = \frac{cL^4}{EI}$	$\mu = \frac{V_2}{V_1}$	Φ	m1	m2	α_{LT}	λ_{LT}
10.06 MN/m	$1.34 \cdot 10^6$ N/m ²	$3,6 \cdot 10^{-3}$ m ⁴	0.242	0.779	0.32	1.145	1.247	0.49	1

- $N_{b,Rd} = 10.26$ MN.
 - $N_{ed}/N_{b,Rd} + N_{ed}/M_{b,Rd} = 0.505 < 1$
 - **Le critère de déversement est donc vérifié.**

III.7 Vérification des entretoises :

III.7.a Section transversale :

Les entretoises travaillent en flexion simple.

Moment fléchissant		Effort tranchant		Interaction
M_{Ed}	2.82 MN.m	V_{Ed}	97.46 KN	$V_{Ed} \leq 0.5 V_{pl,Rd}$ (Pas d'interaction)
		AV	16 174 mm ²	
$M_{pl,Rd}$	6.3 MN.m	$V_{pl,Rd}$	3.315 MN	
$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}}$	$0.45 < 1$	$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}}$	$0.33 < 1$	

III.7.b Vérification vis-à-vis au voilement :

Paramètre	Valeur
d	1500 mm
t_w	30 mm
69ϵ	55.89
d/ t_w	50
Donc la résistance au voilement par cisaillement n'a pas à être vérifiée	

PARTIE 2 : ETUDE DE L`INFRASTRUCTURE

ETUDE SISMIQUE

1.1 Introduction générale :

Cette partie est dédiée à l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage. Dont on va étudier les équipements, les piles, les culées ainsi que leurs fondations. Vu la géométrie et l'importance des structures et des superstructures, les appuis adoptés sont proportionnels.

1.2 Action Sismique :

L'analyse par le spectre de réponse est une méthode couramment utilisée pour évaluer la réponse dynamique des structures. Elle permet d'anticiper les comportements dynamiques de la structure et d'optimiser sa conception pour résister aux charges sismiques et autres sollicitations.

Elle se base sur :

A. Réponse dynamique maximale :

L'analyse par le spectre de réponse examine les déplacements, les accélérations et les forces maximales dans tous les modes significatifs de la structure. Elle tient compte des effets de la charge sismique, du vent ou d'autres excitations dynamiques.

B. Calcul dynamique multimodal spectral :

Cette méthode utilise des modèles numériques basés sur la méthode des éléments finis. Elle considère plusieurs modes de vibration simultanément (multimodal) et utilise des spectres de réponse pour déterminer les réponses maximales dans chaque mode

C. Déplacements différentiels :

L'analyse prend en compte les déplacements relatifs entre les différents éléments de la structure. Ces déplacements différentiels sont essentiels pour évaluer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

1.3 Spectres de réponse élastiques et de dimensionnement :

Ces spectres dépendent de la **catégorie du site** où se trouve l'ouvrage, du **coefficient d'accélération de zone (A)** et du **taux d'amortissement critique**. Ce dernier est ajusté par le **facteur de correction d'amortissement η** , qui est calculé comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$$

$$\eta = 0.881$$

Où ζ représente le taux d'amortissement, différent de 7% selon les recommandations du **Règlement Parasismique des Ouvrages d'Art (RPOA)**.

- Acier soudé : 2
- Acier boulonné :4
- Béton précontraint :2
- Béton non armé :3
- Béton armé :5
- Élastomère fretté :7

Le matériau à considérer est celui des appuis et non celui du tablier.

ii. Spectre de réponse élastique :

Le Spectre de réponse élastique constitue généralement la donnée de base pour le calcul sismique, les deux composantes horizontales et verticales sont considérées :

❖ Composante Horizontale :

Le spectre de réponse élastique S_{ae} pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ζ) de l'ouvrage par :

$$S_{ae}(t, \zeta)_{(m,s^2)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.50	0.70
S	1	1.1	1.2	1.3

Tableau VII-1-Valeurs de T1,T2 et S pour la composante horizontale

g : accélération de la pesanteur ($g=9,81m/s^2$)
 A : coefficient d'accélération (donnée dans le tableau 3-1)
 S : coefficient de site
 T1, T2 : période caractéristique associées à la catégorie de site (donnée dans le tableau 3-3 du RPOA)

ζ : taux d'amortissement (défini en 4-2-4 du règlement parasismique Algérien applicable au domaine des ouvrages d'art)
 Pour béton armé : $\zeta = 5\%$
 η : facteur de correction de l'amortissement

❖ Composante verticale :

Le spectre de réponse élastique pour la composante verticale est défini pour un taux d'amortissement de 5% ($\eta=1,0$) par :

$$S_{ae}(t, \zeta)_{(m,s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag(1 + \frac{1.5T}{T_1}) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\alpha Ag \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.20	0.20
T2	0.30	0.40	0.40	0.40

Tableau VII-2-Valeurs de T1, T2 pour la composante verticale

iii. Spectre de dimensionnement :

Le spectre de dimensionnement pour les deux composantes horizontales à utiliser, pour le calcul de résistance (approche du comportement inélastique par le calcul élastique équivalent), avec un coefficient de comportement (q) est donné par:

$$s_{ae}(t, \zeta)_{(m,s^2)} = \begin{cases} 2.5\eta Ag(I + \frac{1.5T}{T_1}) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} & T \geq 3.0 S \end{cases}$$

Le coefficient de comportement q est introduit et pris en compte en 4.4 et 5.5.1 (selon le RPOA 2008). Pour la composante verticale, le coefficient de comportement q est pris égal à 1.(calcul élastique)

1.4 Analyse monomodale spectrale

Conditions d`application :

A. Masse modale :

$$M_{pile} < 0.43 M_{TOT}$$

(Condition vérifiée).

$$M_{TOT} = G + 0,3 \frac{Q}{g} + \frac{M_{pile}}{2}$$

$$M_{TOT} = 339\,745,57Kg$$

$$264000 Kg < 1\,456\,090,5982Kg \text{ (Condition vérifiée)}$$

B. Angle de biais

L`ouvrage n`est pas en biais

C. Angle de courbure :

L`ouvrage étudié ne présente pas de courbure.

1.4.1 Les modes propres :

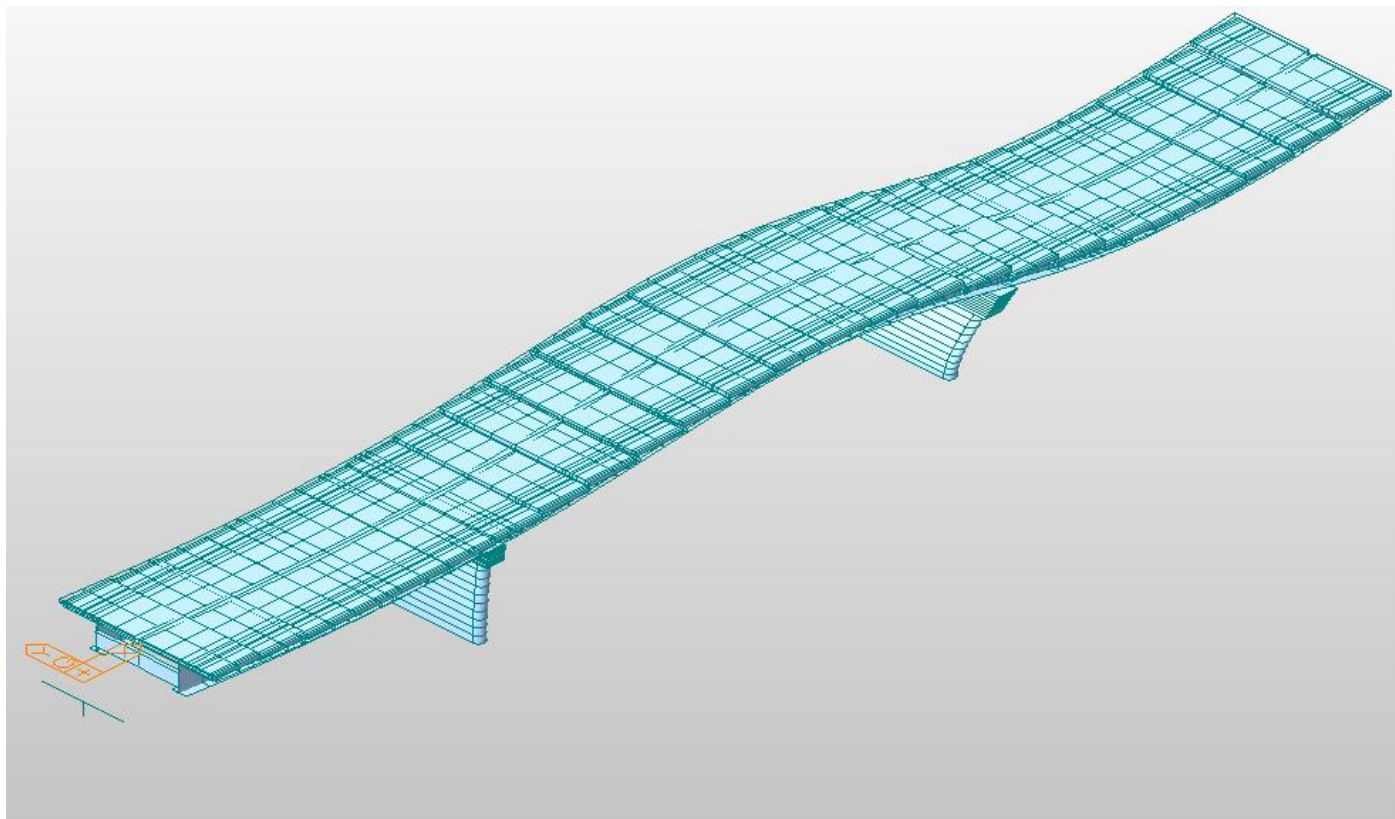


Figure VII-1 Mode 1

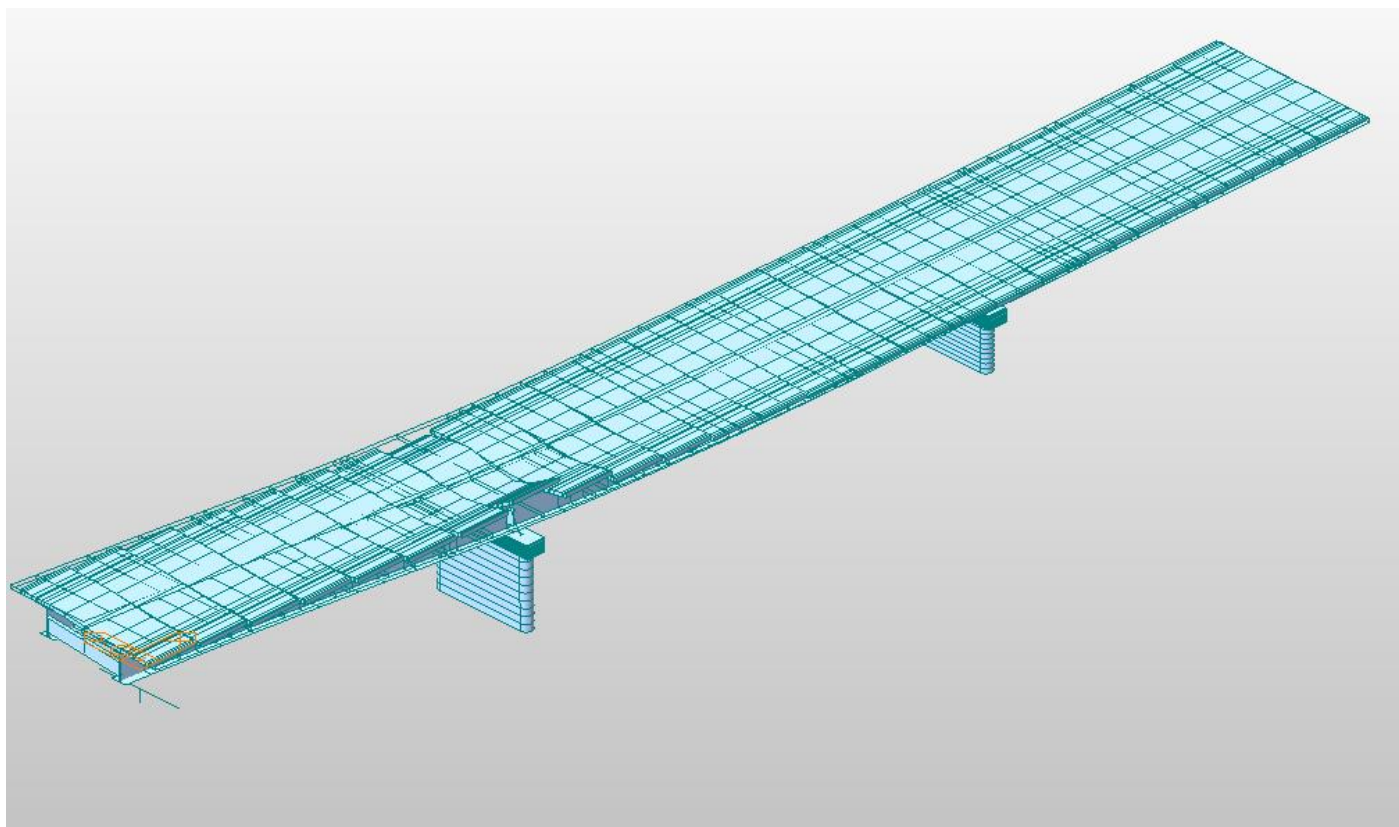


Figure VII-2 Mode 2

1.4.2 La raideur totale k

$$\bullet \quad K_{ij,pile} = G_{beton} \times \frac{S_{ij}}{h_{pile}}$$

- **G** : Module de cisaillement de l'appareil d'appui, $G = 0.9$ MPa en cas statique, et 1.2 MPa en cas dynamique.
- **a, b, T** : Sont respectivement les dimensions en plan, et l'épaisseur de l'élastomère.
- **$a \times b = (700 \times 800) \text{ mm}^2 / T = 110 \text{ mm}$.**
G : Module de cisaillement instantané du béton ;
- **Note** : Pour la culée, qui est considérée comme infiniment rigide, la rigidité totale sera égale directement à la rigidité des appareils d'appuis (K_{A-app})

$$K_{A-app} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

$$k_{appareil} = 2 \times \frac{1,2 \cdot 0,7 \cdot 0,8}{0,096}$$

$$k_{appareil} = 14 \text{ MN/m}$$

Raideur totale par appuis :

$$K^{pile} = \frac{1}{\frac{1}{k_{appareil}} + \frac{1}{k_{pile}}}$$

$$k_{pile} = G_{beton} \frac{S_{rj}}{h_{pile}}$$

Avec :

h: la hauteur de la pile ,m

· Pour un voile sollicité dans son plan, on tient compte le cas échéant de sa raideur en cisaillement :

Où :

S_{rj} est la section réduite du voile.

h: la hauteur de la pile

G_{beton} : module de cisaillement du béton

On pourra considérer que cette raideur est infinie si le tablier repose sur des appareils d'appui glissants ou en élastomère fretté. Dans ce dernier cas seule la raideur de l'élastomère intervient.

Et la culée est définie comme un élément infiniment rigide donc

$$k_{culée} = k_{Appuis} = 14 \text{ MN}$$

1.4.3 Evaluation de la période propre de l'ouvrage et sa déformée

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{K}{M}}$$

$$T=0,446s$$

1.4.4 Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier :

Réponse sismique

$$T=0,45s$$

$$0,4 \leq 0,45 \leq 3s$$

Donc Sa est donnée par la 3eme branche

$$Sa = 8,4505 \text{ m/s}^2$$

Effort Séismes longitudinale

$$F = M \cdot Sa (T)$$

$$F = M \times Sae(T) = 28710,2KN$$

Déplacement du tablier par rapport au sol :

L'expression du déplacement :

$$d_{L-Tablier} = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \times Sae(T) = 0.0433406m = 4,33cm$$

1.5 Combinaisons des composantes des actions sismiques :

La combinaison des forces sismiques orthogonales est employée pour tenir compte de l'incertitude directionnelle du séisme. L'effet probable de l'action maximale E, du l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes horizontaux X et Y et l'axe vertical Z, peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E, Ey et Ez dus à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit : Les effets des différents composants du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante :

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2 + E_z^2}$$

$$E1 = Ex \pm 0,3 Ey \pm 0,3 Ez$$

$$E2 = Ey \pm 0,3 Ex \pm 0,3 Ez$$

$$E3 = Ez \pm 0,3 Ex \pm 0,3 Ey$$

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

1.6 Combinaisons sismiques :

$$C_{s1x,1} = G + E_{long} + 0.30 Q_{Fer} + 0.30 Q$$

$$C_{s1y,1} = G + E_{tran} + 0.30 Q_{Fer} + 0.30 Q$$

$$C_{s1z,1} = G + E_{ver} + 0.30 Q_{Fer} + 0.30 Q$$

Tel que PP=PP tablier +Ppile

$$G+E1+0.4(Temp+) +0.3UIC71$$

$$G+E2+0.4(Temp+) +0.3UIC71$$

$$G+E3+0.4(Temp+) +0.3UIC71$$

$$G+E1+0.4(Temp-) +0.3UIC71$$

$$G+E2+0.4(Temp-) +0.3UIC71$$

$$G+E3+0.4(Temp-) +0.3UIC71$$

$$G+E1+0.4(Temp+) +0.3SW/0$$

$$G+E2+0.4(Temp+) +0.3SW/0$$

$$G+E3+0.4(Temp+) +0.3SW/0$$

$$G+E1+0.4(Temp-) +0.3SW/0$$

G+E2+0.4(Temp-)+0.3SW/0
G+E3+0.4(Temp-)+0.3SW/0

G+E1+0.4(Temp+) +0.3SW2
G+E2+0.4(Temp+) + 0.3SW2
G+E3+0.4(Temp+) + 0.3SW2

G+Ex+0.4(Temp-)+ 0.3SW2
G+Ey+0.4(Temp-)+ 0.3SW2
G+Ez+0.4(Temp-)+ 0.3SW

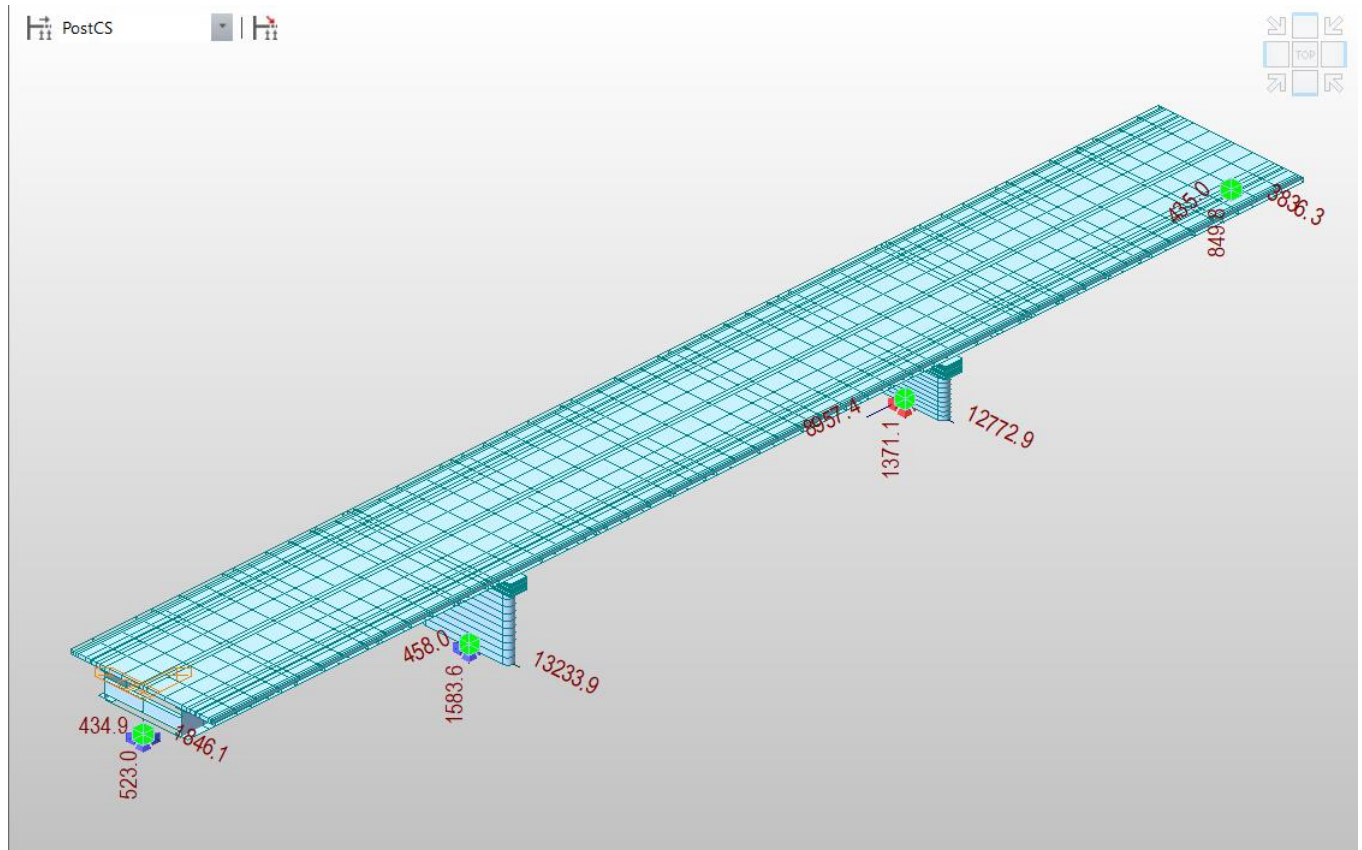


Figure VII-5- Effort sismique ETrans

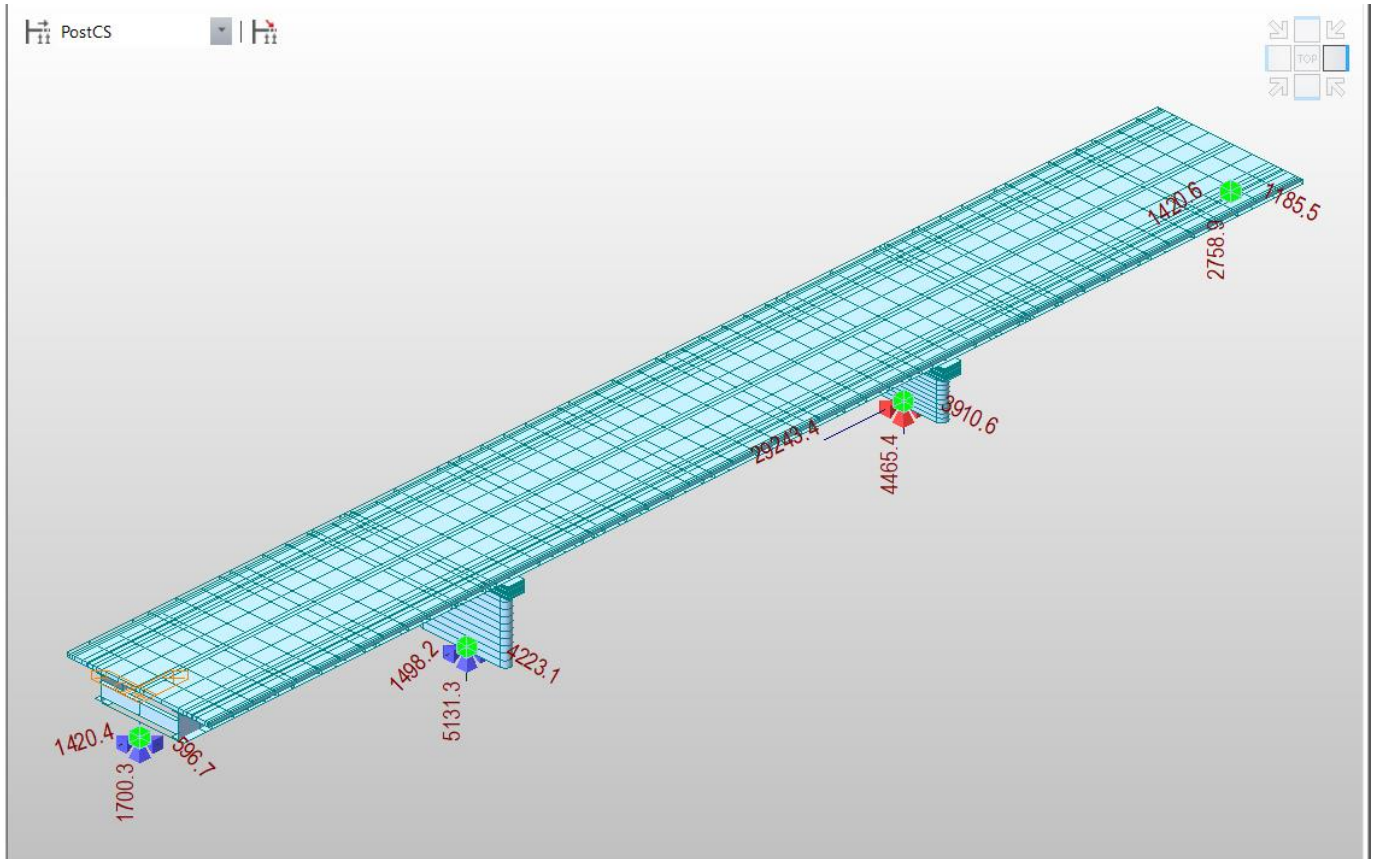


Figure VII-6-Effort sismique a Elong

Figuree VII-7 Effet sismique E Long

LES APPAREILS D'APPUI

2.1. Introduction :

Les poutres des tabliers ne reposent jamais directement sur les appuis (culées ou piles). Elles reposent sur l'appareil d'appuis qui est un joint qui se place entre le tablier d'un pont et ses supports, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues aux charges : permanentes, exploitation vers les appuis.

De plus, il permet des mouvements contrôlés du tablier, que ce soit en rotation ou en translation, ainsi que pour éviter les déplacements, permettre les déplacements dans une seule ou toutes les directions d'un plan

Les structures, bien qu'elles paraissent robustes, ne sont jamais parfaitement rigides. Elles sont soumises à des contraintes extérieures permanentes ou temporaires, telles que le vent, les variations de température, le freinage, etc.

Ces contraintes induisent des déformations et des mouvements inévitables. C'est là qu'interviennent les appareils d'appui, qui jouent un rôle crucial dans la gestion de ces mouvements.

2.2.Limites d'utilisation

Les appareils d'appuis en élastomère fretté est adapté pour des réactions d'appuis limitées à 12 MN.

2.3. Appareils d'appuis en élastomère fretté (caoutchouc fretté)

Les appareils d'appuis en élastomère fretté, également connus sous le nom de **caoutchouc fretté**, se compose d'un bloc d'élastomère, généralement en caoutchouc naturel ou synthétique, renforcé par des frettes métalliques en acier. Ces frettes sont intégrées chimiquement (adhésion) à l'élastomère pendant le processus de vulcanisation, créant une liaison chimique solide entre les deux matériaux.

Cette combinaison d'élastomère flexible et de frettes rigides offre une combinaison unique de propriétés :

- **Flexibilité** : L'élastomère permet à l'appareil d'appui de se déformer sous les charges, absorbant les vibrations et les irrégularités du sol.
- **Résistance** : Les frettes en acier renforcent l'élastomère, lui permettant de supporter des charges importantes sans se déformer excessivement.
- **Déplacements contrôlés** : L'appareil d'appui peut permettre des mouvements horizontaux et verticaux limités, s'adaptant aux changements dimensionnels de la structure.

2.3.1. Type d'appareils d'appuis en élastomère fretté

Il existe deux principaux types d'appareils d'appuis en élastomère fretté :

- **Appareils d'appuis fixes** : Ils permettent uniquement une légère compression et ne permettent aucun mouvement horizontal.

- **Appareils d'appuis avec glissière** :

Appareil d'appui fretté recouvert, sur sa face supérieure, d'une feuille de PTFE qui peut être directement vulcanisée sur le feuillet extérieur d'élastomère ou fixée sur une plaque d'acier, en contact avec une plaque de glissement, permettant des mouvements horizontaux contrôlés.

La principale utilisation est justifiée par la prise en compte des déplacements irréversibles (retrait, fluage)

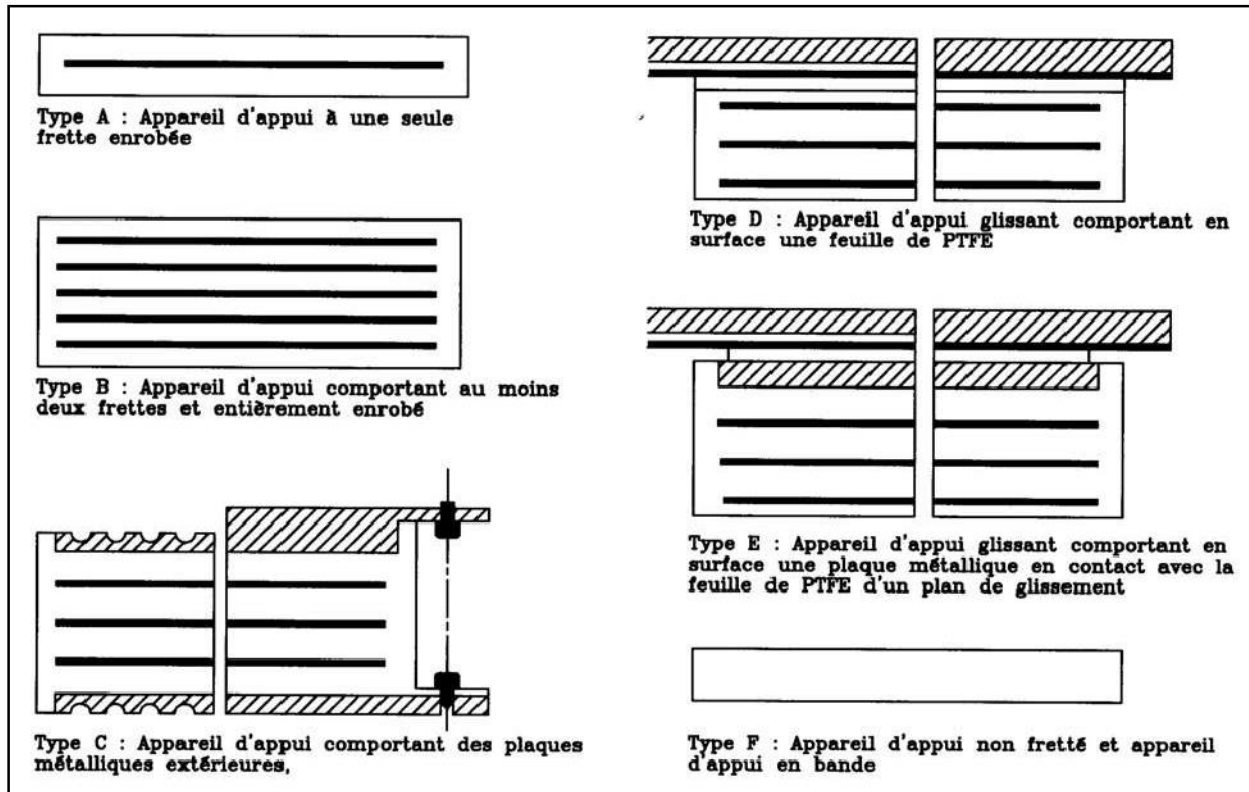


Figure VII-4- Types des appareils d'appuis frettes

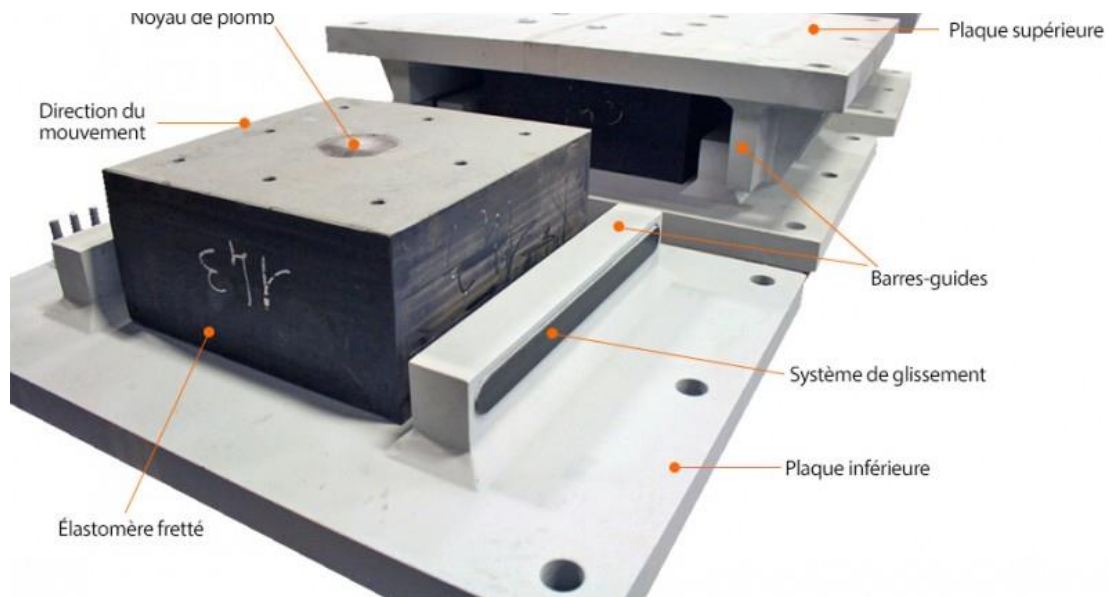


Figure VII-8- : Appareil d'appui en élastomère frettée

2.3.2. Normes et réglementations

La norme EN 1337-3 s'applique aux appareils d'appui en élastomère et aux surfaces qui leur servent d'appui utilisés dans la construction de ponts ou dans des ouvrages présentant des conditions d'appui comparables.

2.4. Avantages et inconvénients

2.4.1. Avantages :

1. Transmission des charges verticales dus aux sollicitations permanentes ou accidentelles ; c'est possible de couvrir un ample intervalle de charges jusqu'à environ **22.000 kN**
2. Transmission des charges horizontales avec ou sans réponse élastique
3. Permission de **rotation** comme une charnière sphérique
4. Permission de **déplacements horizontaux**
5. Produits indiqués pour toutes les structures en acier, béton et ponts
6. Longue durée et ne nécessite pas d'entretienⁱⁱⁱ

2.4.2. Inconvénients des appareils d'appuis frettés en élastomère :

Sensibilité aux températures extrêmes :

- Les propriétés de l'élastomère peuvent être affectées par les **températures extrêmes**. Le gel et les températures très élevées peuvent réduire la flexibilité et la résistance du matériau.
- Il est important de sélectionner un type d'élastomère adapté aux conditions climatiques de la zone d'installation.

Risque de fluage :

- Le fluage est un phénomène qui se produit dans les matériaux sous charge constante pendant une longue période. Il se caractérise par une déformation progressive du matériau au fil du temps.
- Le fluage peut être un problème pour les appareils d'appuis frettés en élastomère soumis à des charges importantes pendant de longues périodes. Il est important de prendre en compte le fluage dans la conception des structures.

Sensibilité aux coupures et abrasions :

- L'élastomère est un matériau relativement souple qui peut être **coupé ou abrasé** par des objets tranchants ou des surfaces rugueuses.
- Il est important de manipuler et d'installer les appareils d'appuis frettés avec soin pour éviter de les endommager.

Nécessité d'une expertise en conception :

- La conception d'appareils d'appuis frettés en élastomère nécessite une **expertise en ingénierie structurale**. Il est important de consulter un ingénieur qualifié pour sélectionner le type d'appareil d'appui approprié et assurer la sécurité et la performance de la structure.

Limites de capacité de charge :

- Les appareils d'appuis frettés en élastomère ont une **capacité de charge limitée** par rapport à d'autres types d'appareils d'appuis, tels que les appareils d'appuis à rouleaux ou à billes.
- Ils ne sont pas adaptés aux structures soumises à des charges très importantes

2.5. Le dimensionnement des appareils d'appuis

2.5.1. Conditions d'appuis :

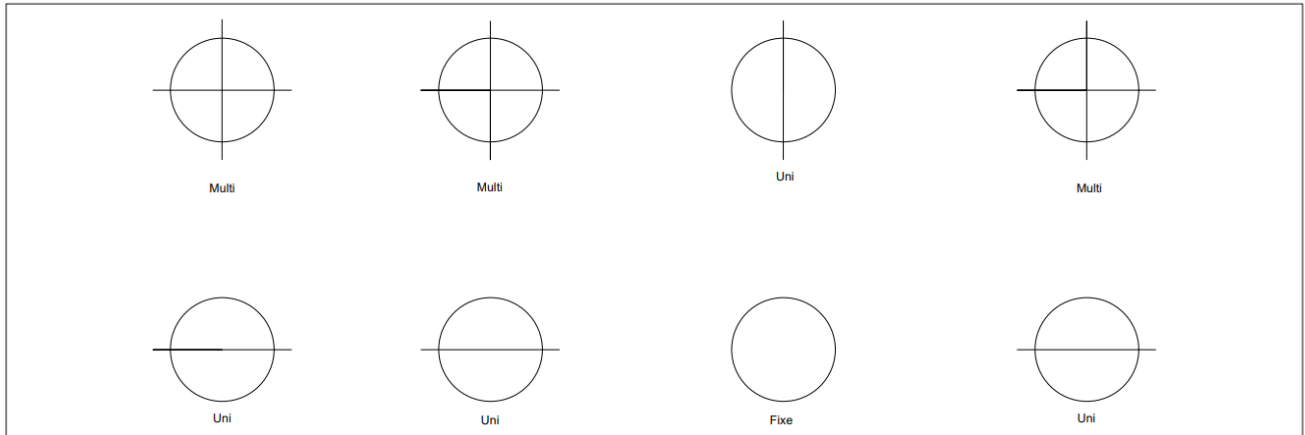


Figure VII-9- : Vue en dessus, Conditions d'appuis

D'après les résultats (les réactions d'appuis) obtenue par le calcul automatique (logiciel Midas) on a les valeurs présentées dans le tableau suivant

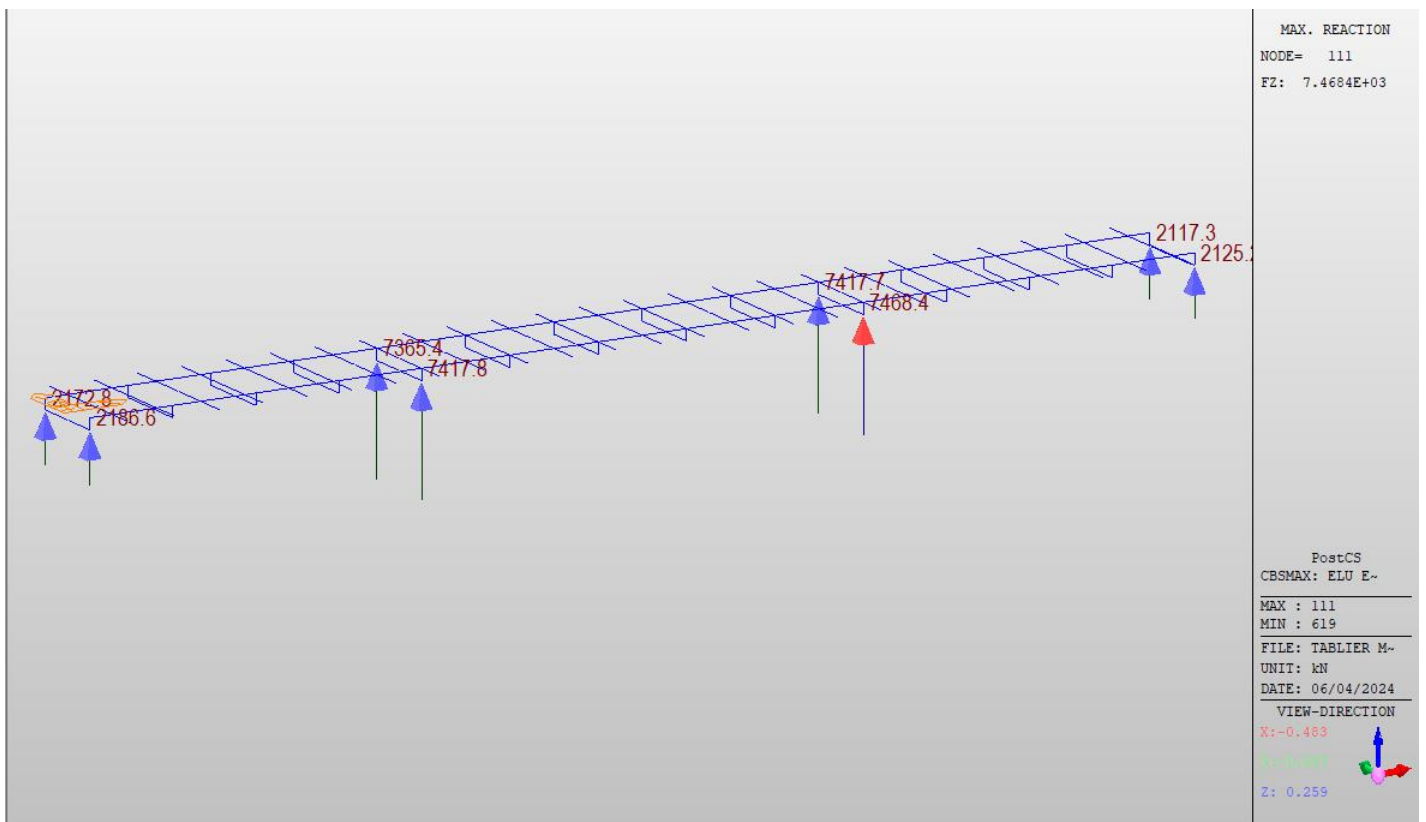


Figure VII-9- Reactions Max

Reactions en MN	C01	P01	PO2	C02
ELU combinaison fondamentale (réaction maximale)	2,1866	7,4178	7,4684	2,1252
$a \times b$ (cm ²)	1500	5000	5000	1500

Tableau VII-1- Section elastomere

$$R_{max}=7,4684MN$$

$$\text{Donc } a \times b \geq \frac{R_{max}}{15}$$

$$a \times b \geq \frac{7,4684}{15}$$

$$a \times b \geq 0.498m^2$$

$$a \times b \geq 4979cm$$

$$A=700mm, b=800mm$$

$$R_{max}=2,1866MN$$

$$\text{Donc } a \times b \geq \frac{R_{max}}{15}$$

$$a \times b \geq \frac{2,1866}{15}$$

$$a \times b \geq ,01458m^2$$

$$a \times b \geq 1458cm$$

$$A=300mm, b=500mm$$

2.5.2. Hauteur nette d'élastomère :

D'après le document SETRA BT N04/1974 : $\tau_H \leq 0,5G$.

$$\tau_h = G \times \frac{u}{T}$$

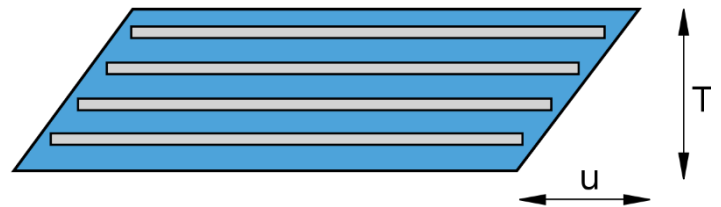
τ_H : Contrainte tangentielle due à la déformation lente U (retrait, fluage et la température)

- G : Module d'élasticité transversale
- $U = \Delta h_{max}$ Déformation lente (retrait, fluage, température)

$$\Delta h_{max} = 13,75 \cdot 10^{-3}m$$

$$G \times \frac{u}{T} \leq 0,5G$$

$$T > 0.0275m$$



2.5.3. Dimensionnement en plan de l'appareil

Il faut respecter la condition suivante :

- Condition de non-flambement ;
- L'épaisseur minimale.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$5T \leq a \leq 10T$$

Pile 01 et 02

$$500 \leq a \leq 1000$$

Culée 01 et 02

$$300 \leq a \leq 500$$

$$30 \leq T \leq 60$$

Selon le guide SETRA, Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation sur les ponts, viaduc et structure similaires, chapitre 3, l'appareil d'appui est de type B qui comprend des demi-feuillets extérieurs ($e > 2,5\text{cm}$), et sa dénomination d'un appareil d'appui est la suivante :

$$a \times b; n(t_i + t_s); 2e$$

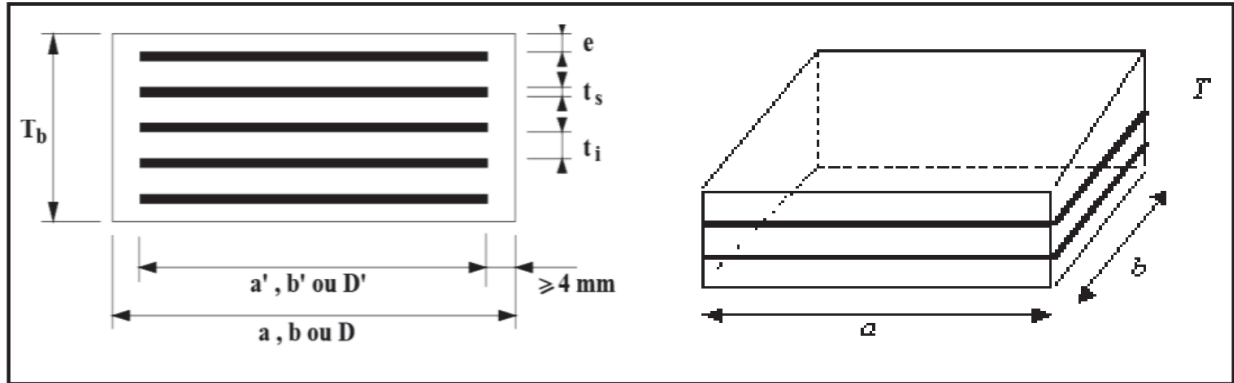


Figure VII-10-Dimensions de l'appareil d'appui.

Piles 1 et 2	Culées 1 et 2 :
<ul style="list-style-type: none"> ▽ $T_i = 16\text{mm}$ ▽ $T_s = 2\text{mm}$ ▽ $e = \frac{t_i}{2} = 8\text{mm}$ 	<ul style="list-style-type: none"> ▽ $T_i = 10\text{mm}$ ▽ $T_s = 2\text{mm}$ ▽ $e = \frac{t_i}{2} = 5\text{mm}$

L'épaisseur des frettes doit être supérieure ou égale à 2 mm L'acier utilisé est de nuance S235
 $T_q = n t_i + 2e$ si $e > 2,5 \text{ mm}$

Piles:

$$a = 700\text{mm}, b = 800\text{mm}$$

$$a' = 692\text{mm}, b' = 792\text{mm}$$

$$A' = 5480,1\text{cm}^2$$

Culées :

$$a = 300\text{mm}, b = 500\text{mm}$$

$$a' = 295\text{mm}, b' = 495\text{mm}$$

$$A' = 1460,25\text{cm}^2$$

2.5.4. Hauteur totale de l'appareil d'appuis

Piles :

On a pris 5 frettes métalliques

$$T_q = 6 \times 2 + 2 \times 8 + 5 \times 16$$

$$T_q = 108 \text{ mm} < 140\text{mm}$$

Culées :

On a pris 2 frettes métalliques

$$T_q = 2 \times 2 + 2 \times 5 + 3 \times 12$$

$$T_q = 52\text{mm} < 60 \text{ mm}$$

2.5.5. Dimensionnement des frettes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{array} \right. \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} \beta = \frac{a \times b}{2 \times G \times (a + b)} = 20,74 \\ \sigma_m = \frac{1.373}{(0.7 \times 0.8)} = 13,33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Ti=16mm

Ts=2mm

Enrobage des chants=4mm

Enrobage extérieur=8mm

a=0,70m , b=0,80m,e=0,08m

Appuis AGOM série E-Link										
a (mm)	b (mm)	H (mm)	N, Rd (kN)	v, d (mm)	ax %	ay %	V, Rd (kN)	Kh (kN/mm)	Te (mm)	W (kG)
700	800	150	8400	77	14	8.4	353	4.6	110	250.7

Tableau VII-2- Appuis AGOM série E-Link

- a = longueur de l'appui
- b = largeur de l'appui
- H = hauteur totale de l'appui
- V, d = déplacement
- ax, ay, = rotation autour d'axes x e y
- Kh = rigidité horizontale
- Te = hauteur caoutchouc
- N, Rd e V, Rd = charges de conception, verticales et horizontales
- W = poids de l'appui (Kg)

Appuis frettés E-Link B

Les appuis frettés **AGOM E-Link B** sont conçus pour une utilisation sur les ponts et les bâtiments pour transmettre les charges verticales et permettre des mouvements horizontaux en toutes les directions, ainsi que fournir une capacité de rotation. Les appuis en élastomère fretté **AGOM E-Link B** sont composés de plusieurs couches d'élastomère séparées par des frettes de renfort en acier et ensuite vulcanisés.

Ils peuvent être construits avec une forme rectangulaire ou circulaire pour répondre aux exigences techniques particulières.

Ces produits sont simples, robustes et protégés de la corrosion, puisque les éléments en acier sont entièrement enveloppés dans le caoutchouc. Faciles à installer, ils fournissent un service durable et sans problèmes.



2.6. Vérification des appareils d'appuis :

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques, concernent la résistance à la compression, le flambement, la distorsion et le glissement. Cette combinaison est donnée par

$$G + P + E + 0.4 \Delta T + D + \Psi Q$$

i. Résistance à la compression

Le coefficient de sécurité en résistance en compression du matériau est pris égal à 1.5. Les contraintes sont calculées en utilisant l'aire d'appui réduit par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

$$\sigma_m \leq 20 \text{ MPa} ; \text{ avec } \sigma_m = \frac{N}{a \times b} = \frac{7,46841}{0.7 \times 0.8} = 13,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

ii. Stabilité au flambement :

Ayant déterminé les dimensions en plan et la hauteur d'élastomère, on doit vérifier la stabilité de l'appareil d'appui au flambement :

On doit vérifier la condition suivante

$\gamma_s = 3$ coefficient partielle de sécurité.

P_u : Valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons à l'ELU.

P_c : la charge critique de l'appareil d'appui donne par la formule suivant :

$$P_c = \frac{4G \cdot B \cdot s^2 \cdot d}{h}$$

$$\gamma_s \cdot \frac{P_u}{ab} \leq \frac{P_c}{2 \cdot t \cdot (a + b)}$$

$S =$	11.67
γ_s	3
$d =$	0.018
$h =$	0.108
$B =$	0.56
$P_c =$	45.73
$P_u =$	7,46841

$$\underline{22,41 \text{ MN} < 45,73 \text{ MN Condition vérifiée}}$$

a. Limitation de la distorsion :

$$\underline{\varepsilon = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7 \text{ et } \varepsilon_q < 1}$$

Tel que :

ε_c : Distorsion liée au cisaillement sous un effort normal centre F_z

ε_q : Distorsion liée au cisaillement sous un effort horizontal

ε_α : Distorsion sous l'effet de rotations α_a

$$\varepsilon_c = \frac{\zeta_N}{G} = \frac{1,5F_z}{G \cdot A_r \cdot S}$$

$$\varepsilon_c = \frac{1,5 \times 7,47}{0,9 \times 0,56 \times 18,44} = 1,205$$

$$\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_9} = \frac{F_x}{G \cdot a \cdot b}$$

$$\varepsilon_q = \frac{0,0498}{0,140}$$

$$\varepsilon_q = 0,36 < 1$$

$$\varepsilon_a = \frac{(a^2 \cdot \alpha_a + b^2 \cdot \alpha_b)t_i}{2\Sigma t_i^3}$$

$$\varepsilon_a + \varepsilon_q + \varepsilon_c \leq 7$$

✓ Donc la distorsion est vérifiée

b. Condition de non-glissement :

Condition de non-glissement se vérifie par la formule suivante :

$$H \leq f \times N$$

Où :

H : L'effort horizontal.

N : L'effort de compression verticale.

f : est le coefficient de frottement ; $f = 0,10 + 0,6/\sigma_m$ (σ_m en MPa)

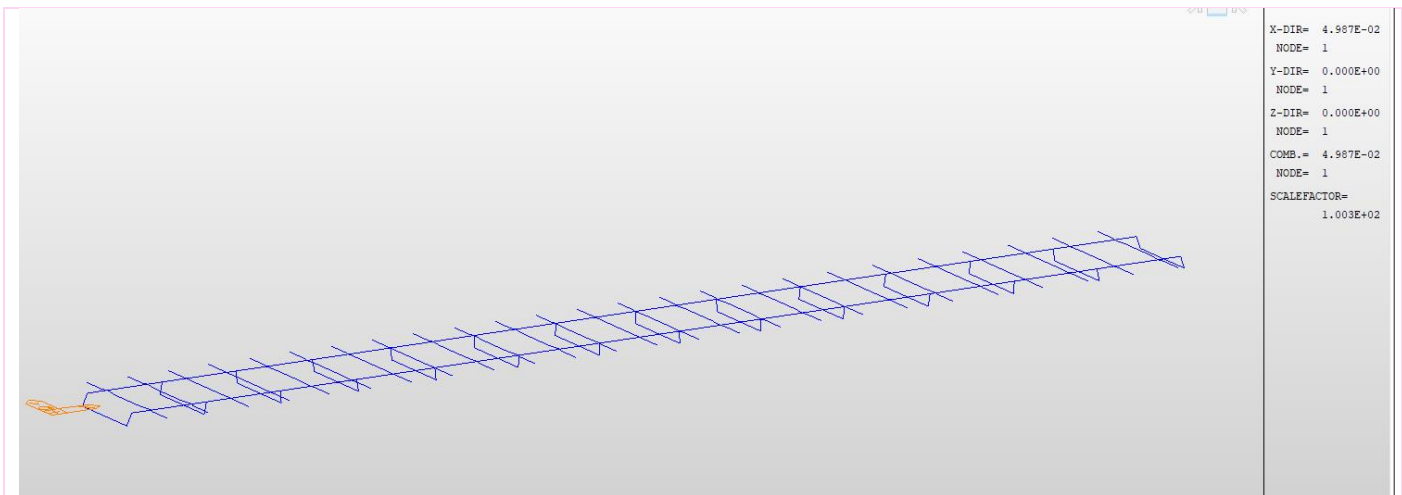


Figure VII-11-Déplacement horizontal a l'ELU Max

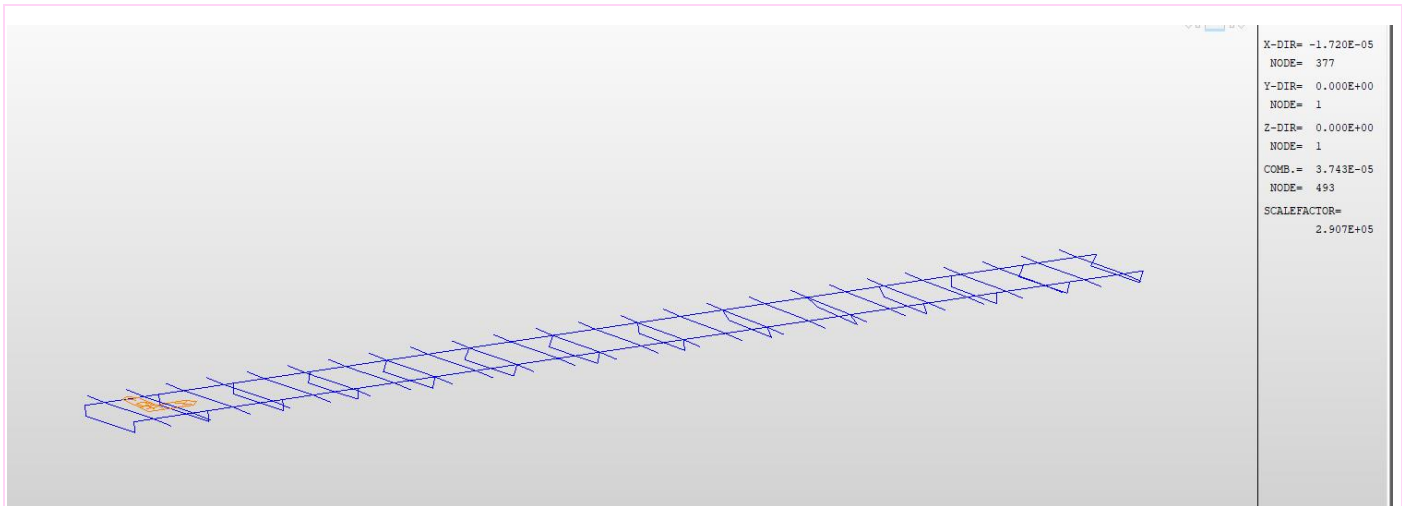


Figure VII-12-Déplacement Horizontal dû au retrait

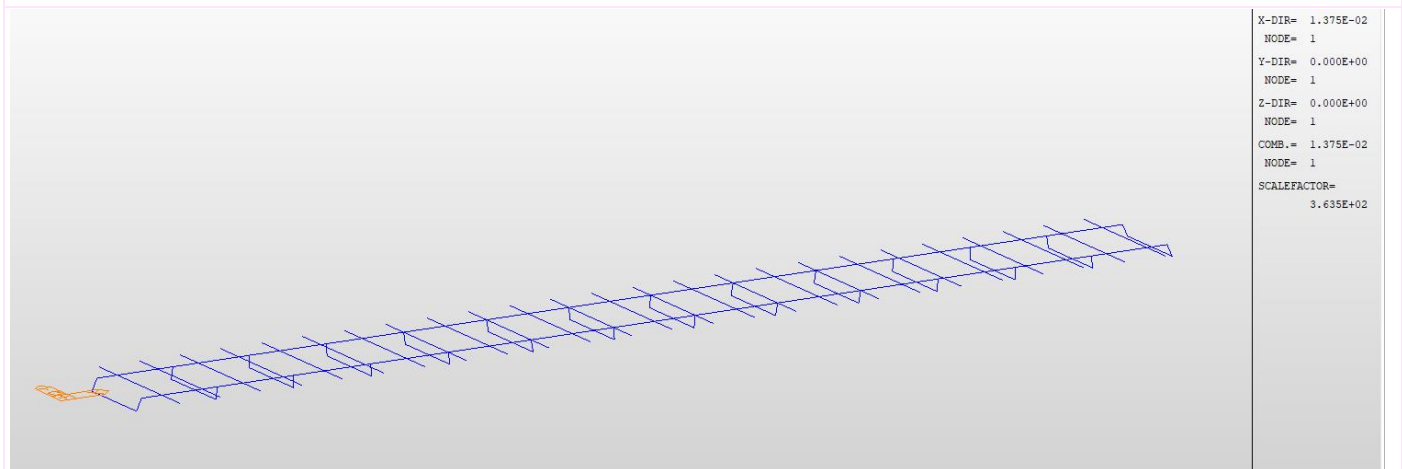


Figure VI-14- Déplacement horizontal du au freinage

2.7 Dimensionnement de dés d'appuis

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

D'après le guide SETRA, Appuis du tablier (P.P.73) les dimensions en plan du dé d'appuis présentent un débordement minimum de 5 cm par rapport aux appareils d'appuis.

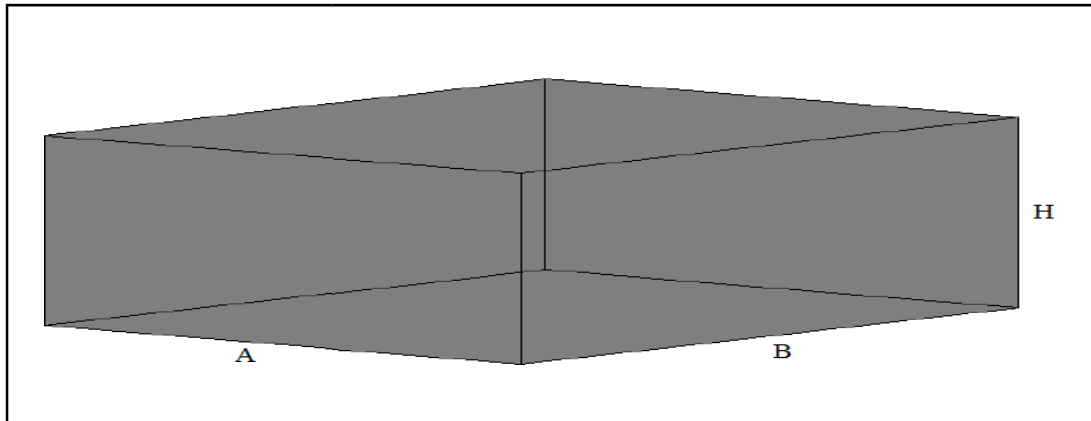


Figure VII-15- Dimensions de des d'appuis

On prend :

$$A = a + 100 + 50 = 700 + 100 + 50 \rightarrow A = 850 \text{ mm.}$$

$$B = b + 100 + 50 = 800 + 100 + 50 \rightarrow B = 950 \text{ mm.}$$

- La hauteur du dé d'appuis présente une hauteur minimum de :

$$H \geq \frac{a \times b}{(a+b)} \quad \text{Avec : } a \text{ et } b \text{ sont des dimensions en plan de l'appareil d'appui.}$$

$$H \geq 373,333 \text{ mm, on prendra } H = 400 \text{ mm}$$

2.8. Ferrailage des dés d'appuis

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA (P.P.73).

- **Armatures de chaînage**

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

La section calculée doit reprendre un effort $N = 25\% N_{\max}$:

$$A_c = \frac{0.25 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.25 \times 7,4684}{333,33} = 5.60 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 5\text{HA}12. (A_s = 5,65 \text{ cm}^2)$$

- **Armatures horizontales**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chaînage, devra reprendre un effort égal à 12.5% de la même descend de charge.

$$A_h = \frac{0.125 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.125 \times 7,4684}{333,33} = 2.80 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 3\text{HA}12. (A_s = 3.39 \text{ cm}^2)$$

- **Frette supérieure**

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = \frac{0.04 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.04 \times 7,4684}{333,33} = 0.89 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 1\text{HA}12. (A_s = 1,13 \text{ cm}^2)$$

- **Frette inférieure**

Une frette inférieure d'éclatement, disposé à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui : $A_i = \frac{0.10 \times N}{\sigma_s} = \frac{0.10 \times 1.771}{434.78} = 2.22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 2\text{HA}12. (A_s = 2,26 \text{ cm}^2)$

CONCEPTION ET ETUDE DES PILES

3.1 Introduction :

Une pile d'un pont est un appui intermédiaire, assurant la transmission des charges verticales et horizontales du tablier vers les fondations.

Leur conception implique la prise en compte de divers facteurs, tant géométriques que mécaniques, tout en respectant des critères de résistance, de robustesse et d'esthétique.

On distingue deux grandes catégories de piles de pont en fonction de la forme des éléments porteurs :

- Piles à éléments larges (voiles) ;
- Piles à éléments minces (poteaux ou colonnes).

3.2. Critères de choix de la pile :

Le choix du type de pile de pont dépend de plusieurs facteurs, dont :

- **Portée du pont ;**
- **Conditions de sol ;**
- **Contraintes architecturales et esthétiques ;**
- **Budget du projet.**

3.3. Structure des piles :

La pile est constituée des trois parties :

- 1- **Le sommier** : c'est la partie supérieure de la pile qui reçoit les charges provenant du tablier. Elle est en béton armé.
- 2- **Le fût** : c'est la partie verticale qui fait descendre les charges vers la fondation. Le fût est conçu en béton armé (ou précontraint), en maçonnerie ou en métal. En élévation, le fût en maçonnerie présente un fruit (obliquité β).
- 3- **La fondation** : elle est soit superficielle, profonde ou semi-profonde

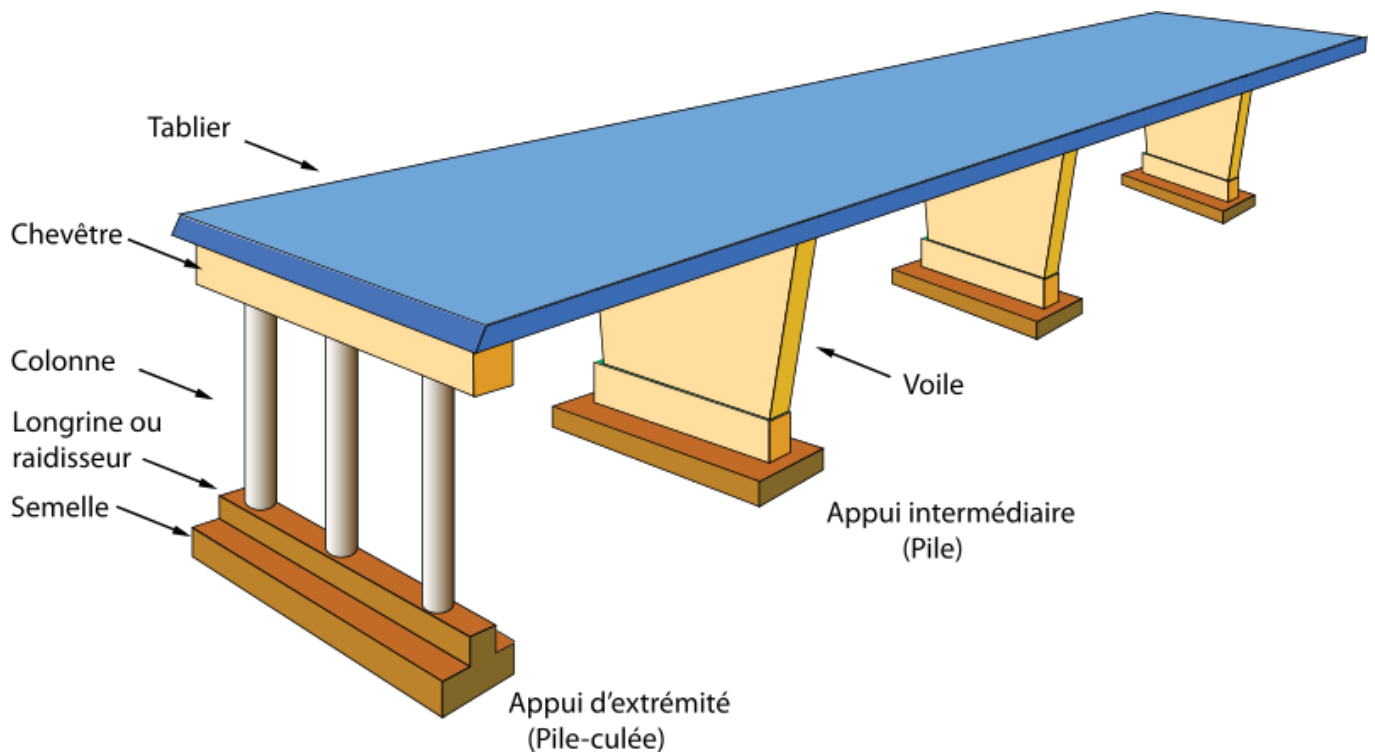


Figure VII-15-Structure des piles

3.4. Modèle de pile choisi :

On a opté pour des piles voile en demi-cercle, selon le guide SETRA : le cas de 2 et 3 points d'appui, une seule solution s'impose : celle d'un voile unique.

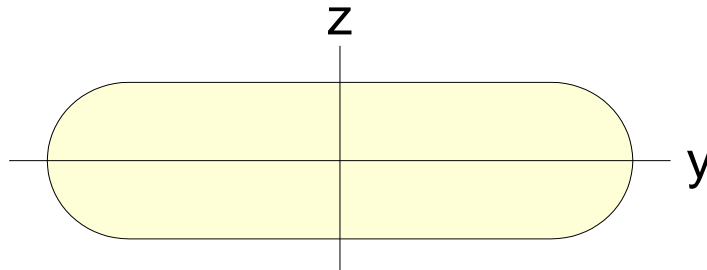


Figure VII-16 Vue en plan pile

Résistance mécanique :

- La forme large et robuste des piles à voile en demi cercle permet de répartir efficacement les charges sur le sol, réduisant ainsi le risque de tassement ou de défaillance des fondations.

Stabilité structurelle :

- La géométrie massive des piles à voile leur confère une excellente stabilité structurelle, ce qui est particulièrement important dans un environnement sujet à des crues ou à des courants d'eau importants.
- La résistance au flambement des piles à voile est supérieure à celle des piles à éléments minces.

Adaptabilité aux conditions de sol :

- Les piles à voile peuvent être adaptées à une large gamme de conditions de sol, y compris les sols argileux, ce qui est le cas pour notre ouvrage.
- La grande surface de contact entre la pile et le sol permet une meilleure répartition des charges, ce qui est particulièrement important dans les sols à faible capacité portante : Contrainte admissible=2,50 bars
- Notre pont est à poutres latérales (pont mixte bipoutre), ce qui justifie le choix des piles à voiles
- On voit que dans le cas de 2 et 3 points d'appui, une seule solution s'impose : celle d'un voile unique^{iv}

- Les figures suivantes illustrent les formes hydrodynamiques dans un site fluvial

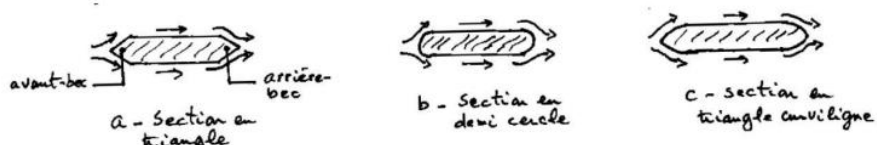


Figure VII-19-Sections hydrodynamiques courantes formes d'une pile voile en site fluvial



Figure VII-20--Sections hydrodynamiques spéciales formes d'une pile voile en site fluvial

3.5 Prédimensionnement :

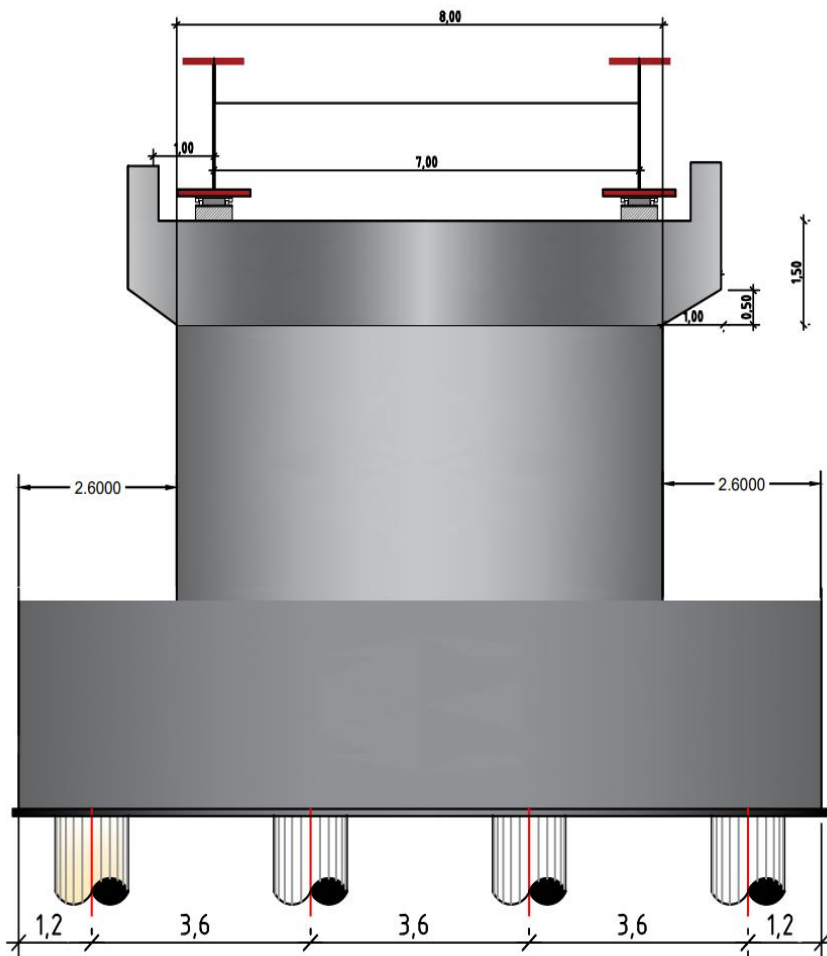


Figure VII-21- Coupe transversale sur pile

<i>Piles</i>	<i>Chevêtre</i>	<i>Hauteurs des futs</i>	<i>Sections</i>	<i>Poids des futs</i>	<i>Dimensions de la semelle</i>
1	8x1,5x1	5,5 m	8 x 1	KN	13,2 x 2 x 13,3
2	8x1,5x1	3,5m	8 x 1	KN	13,2 x 2 x 13,2

Tableau VII-3- Dimensions de la pile

3.6 Eude des éléments de la pile :

3.6.1. Etude de chevêtre

Le chevêtre joue un rôle essentiel dans la structure du pont en répartissant les charges et en assurant la stabilité. Il supporte les descentes de charge provenant du tablier, y compris les efforts horizontaux tels que le freinage ou les secousses sismiques.

De plus, il permet l'installation de vérins pour lever le tablier lors du remplacement des appareils d'appui.

Résultats numériques :

Le chevêtre a été modélisé en élément poutre, il est conçu de manière à résister à son poids propre ainsi qu'aux surcharges provenant du tablier

Combinaison	V_{max} ELS(MN)	M_{max} ELS (MN.m)
0,6T+1 démarrage + SW2+G	8,21	28,74

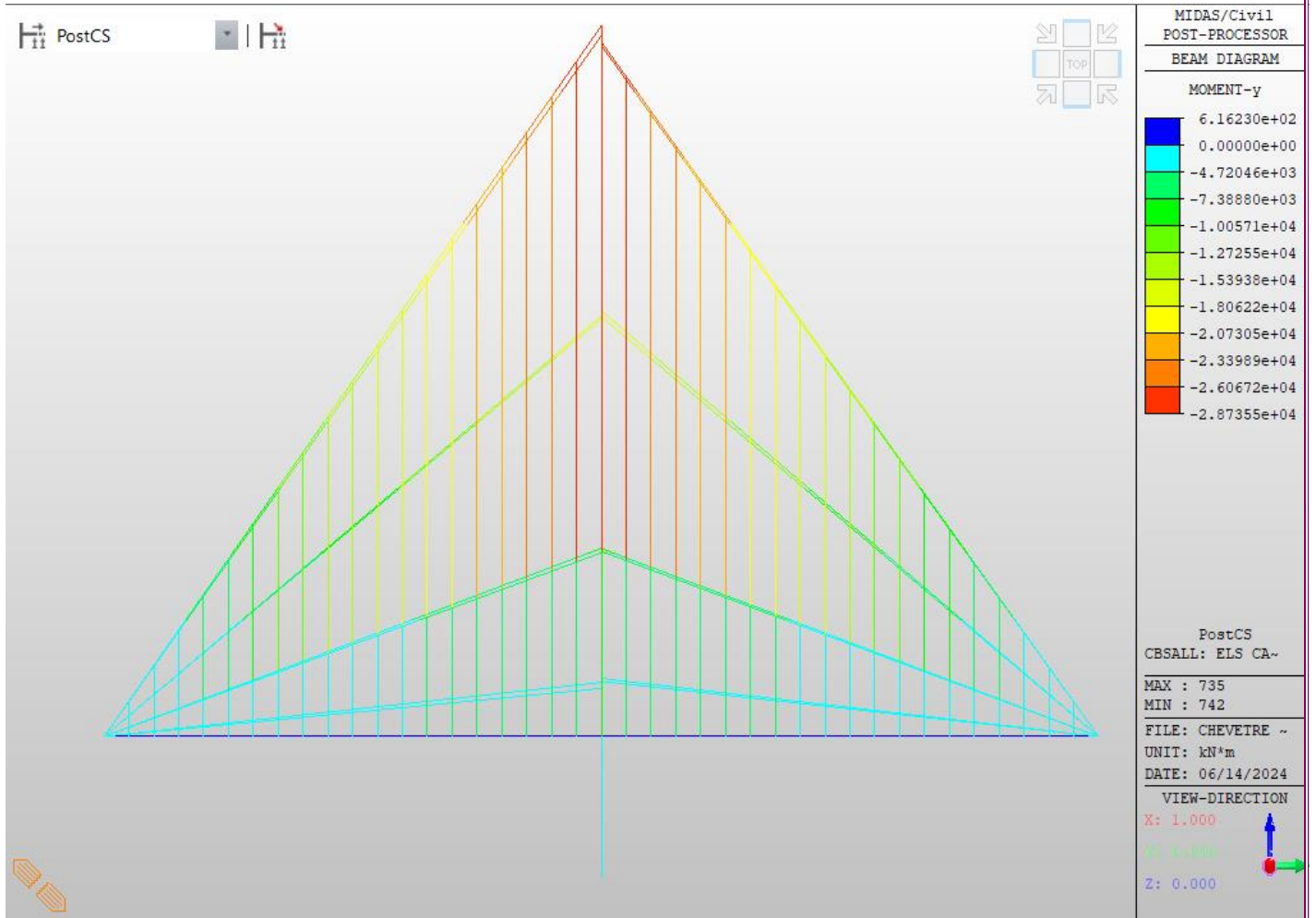


Figure VII-22- Mmax ELS

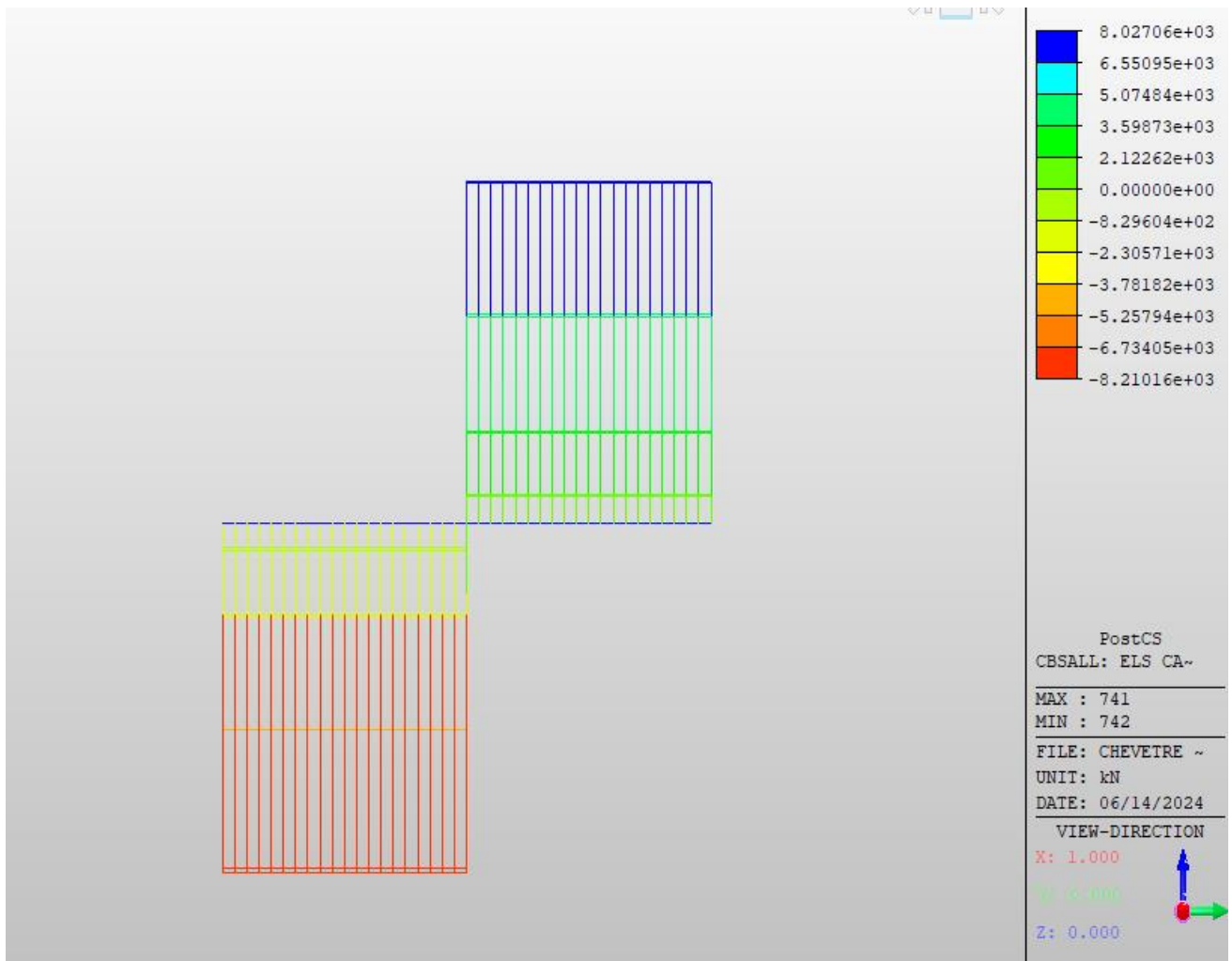


Figure VII-23-Effort Tranchant ELS

∇ **Ferraillage du chevêtre :**

Le ferraillage du chevêtre est fait à l'aide du logiciel **ROBOT EXPERT 2010**.

➤ **Flexion longitudinale :**

Le chevêtre est encasté sur le voile et reprends les diverses charges et surcharges du tablier :

Moments fléchissant et effort tranchant à L'E.L.S

Section d'acier :

$$A_s > 645,5 \text{ cm}^2$$

On prend 2 x 26 HA40

Armatures transversales :

$$T_{max} = 8210 \text{ KN} \rightarrow \text{cadre HA}$$

avec $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone critique et $S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante

2.6.2. Etude du voile

Cas	Combinaison	N (MN)	H(MN)	Bras de levier	M (MN.m)
ELA	G+0,3 SW2+0,4dT+Elong	3788	18 883	5,5	20 834
		3684,6	17 892,1	3,5	12 896,1

Tableau VII-4- Sollicitations au pied de la pile

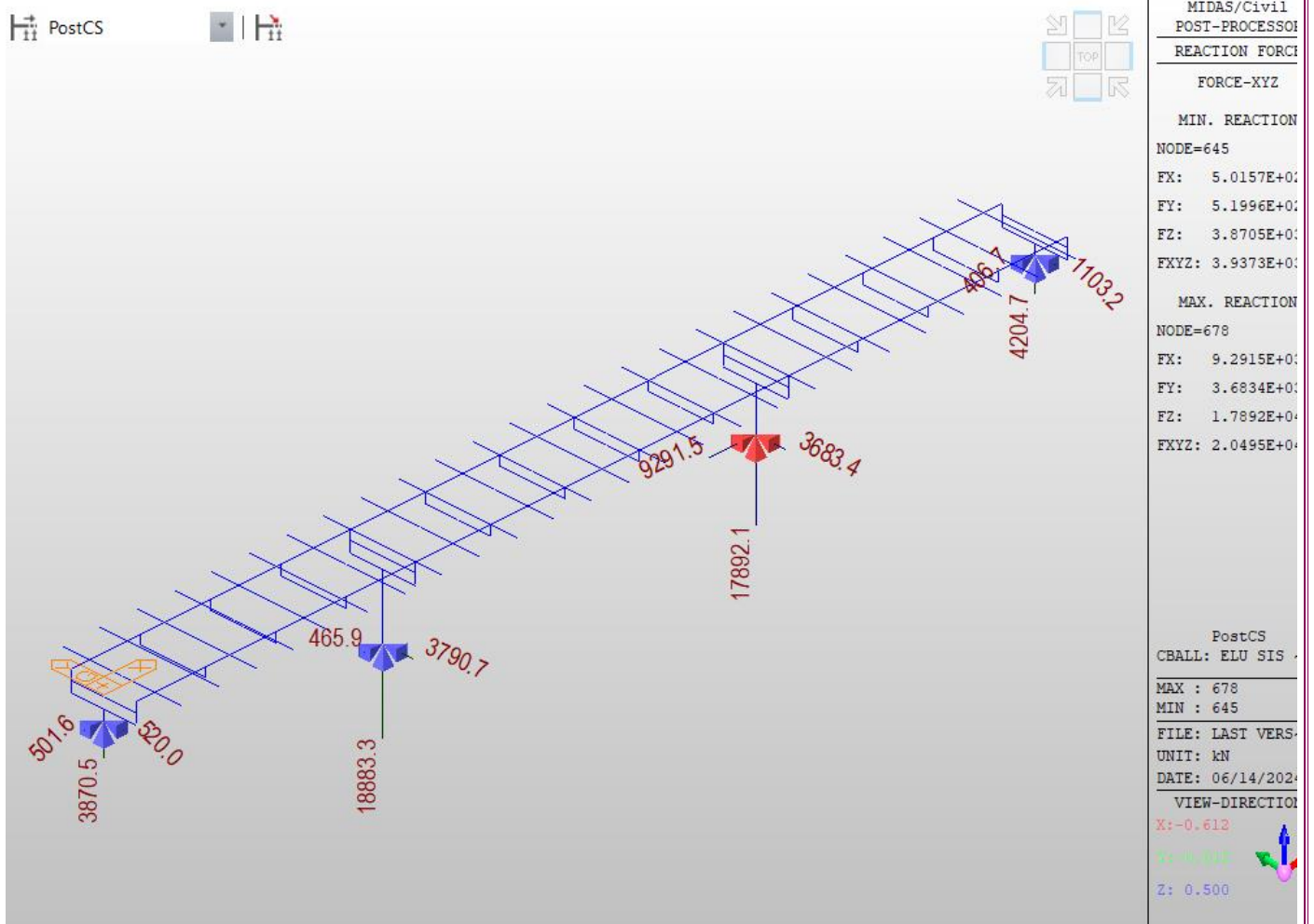


Figure VII-24- ELA Sismique

2.6.3 Ferrailage Du voile

▽ Armatures longitudinales

$M_r = 20,834 \text{ MN}$

$N_r = 18,883 \text{ MN}$

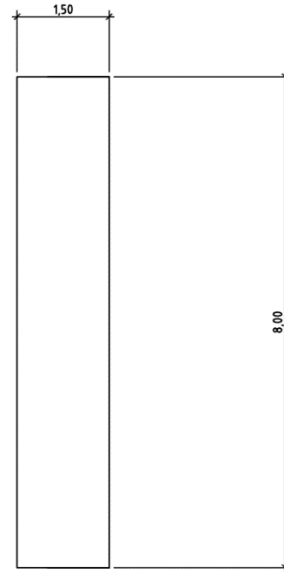
$A_s = 749,7 \text{ cm}^2$ Donc on prend **2x 30HA40** (sur 8ml)

▽ Armatures transversales :

$V_u = 3788 \text{ KN}$

$A_t > 2,527 \text{ cm}^2$, On prend **2HA16**

$S_t = 15 \text{ cm}$



CONCLUSION GENERALE

L'élaboration d'un projet de pont constitue une étape enrichissante dans le cursus d'un étudiant en ingénierie, exigeant une réflexion approfondie et une maîtrise des divers types de structures employées. L'ingénieur doit faire preuve d'une rigueur méticuleuse et d'un sens aigu de l'observation.

Notre projet de fin d'études, portant sur la conception et l'étude d'un pont mixte ferroviaire représente l'aboutissement de notre formation d'ingénieur au sein de l'École Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP) de Kouba.

Ce travail concrétise l'acquisition des connaissances et compétences théoriques et pratiques fondamentales d'un ingénieur en génie civil.

Nous nous sommes également familiarisés avec les logiciels de calcul, MIDAS Civil 2022, ainsi l'utilisation des différents logiciels de calcul et de dessin : AUTOCAD, ROBOT EXPERT et MICROSOFT OFFICE EXCEL

Références Bibliographiques

▽ Ouvrage et Normes :

- (1) EN 1990 Eurocode 0 : Base de calcul des structures.
- (2) EN 1991 Eurocode 1 : Actions sr les structures.
- (3) EN 1993 Eurocode 3 : Calcul des structures en acier.
- (4) EN 1994 Eurocode 4 : Calcul des structures mixtes acier-Béton.

- (5) Règles parasismiques applicable aux domaines des ouvrages d'art RPOA, DTR ministère des Travaux publics 2008.
- (6) Conception des ponts : Anne BERNARD Gély, Jean-Armand CALGARO, presses de l'école nationale des ponts et chaussés.
- (7) Ponts mixtes acier-béton, Guide de conception, SETRA,2010.
- (1) Livret 2.01, Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes, SNCF, Edition février 1995 : Cahier des prescriptions communes, applicables aux marchés de travaux d'ouvrages d'artet d'autres constructions.
- (2) AGOM INTERNATIONAL SRL con Socio Unico , Catalogue E-Link Appuis en élastomère frette. . (n.d.).
- (3) P.P.73 SETRA Piles et Palées (Appuis des tabliers).

▽ Cours :

- (4) OUAKLI. A. Cours de charpente métallique, Ecole nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger .
- (5) BENREDHOUANE. M. cours B.A et calcul d'ouvrages en B.A, ENSTP, Alger.
- (6) BOUKEZZI . Cours de charpente metallique , Ecole Nationale supérieure des travaux publics ENSTP , Alger .

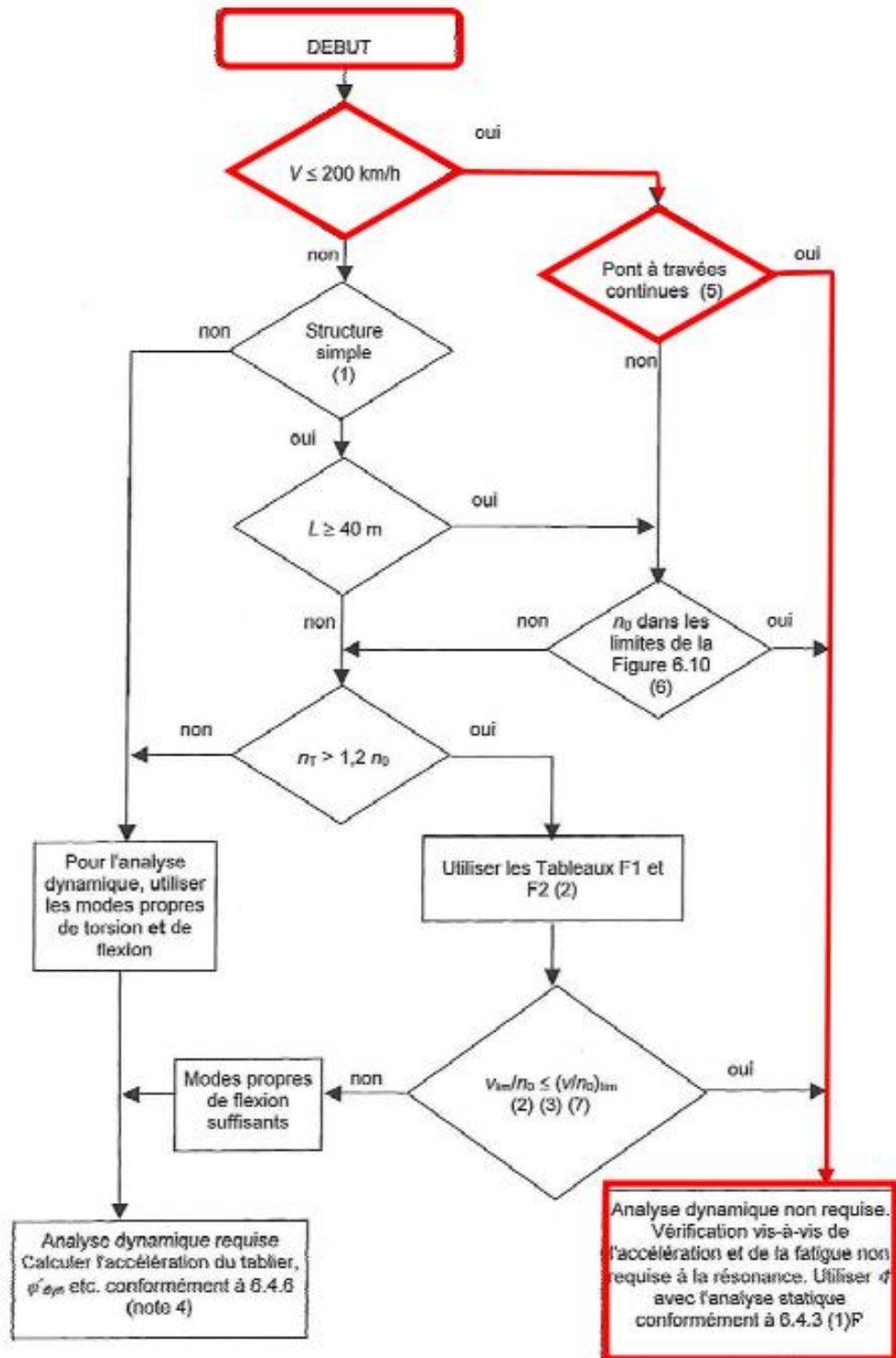
▽ Logiciels :

- AutoCAD 2025.
- Microsoft OFFICE 2024 : calcul et traitement des textes.
- Midas Civil 2022
- Expert BA 2010

ANNEXES






ANNEXE 1

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES .



ANNEXE 2

ETUDE GEOTECHNIQUE

										<h1 style="text-align: center;">RAPPORT DE FORAGE</h1>					
Projet : La nouvelle ligne ferroviaire entre EL AFFROUN-TIPAZA										Dossier N° : 25-E-16-2015					
Endroit : 23+050										Client : ANESRIF					
Date début : 18/01/2018 Date fin : 19/01/2018 Profondeur forée (m) : 20 Niveau d'eau (m) :			Coordonnées GPS X : 446064.00 m E Y : 4044644.00 m N Z : zone 31 S			Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons :							
								Intact 	Remanié 	Paraffiné 	Roche 				
Echelle (m)	Elévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION				
	-0.50	0.50	25 50 75 100								Terre végétale.				
1.5									3.50 3.80		Argile limoneuse brunâtre a vert jaunâtre.				
3.0															
4.5									7.30 7.70						
6.0															
7.5									10.80 11.30						
9.0															
10.5			75 %												
12.0															
13.5															
15.0															
16.5															
18.0															
19.5									19.00 19.50						
21.0	-20.00	20.00									Fin du forage à une profondeur de 20 m.				
22.5															
24.0															
25.5															
REMARQUES :										TYPE CAROTTIER :		ABREVIATIONS :			
										CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TF : Tube fendu		AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg(WL, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Gd, Gt) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement			
Préparé par : HASSEINE - ALI					Vérfié par					14/02/2018		Page : 1 de 1			



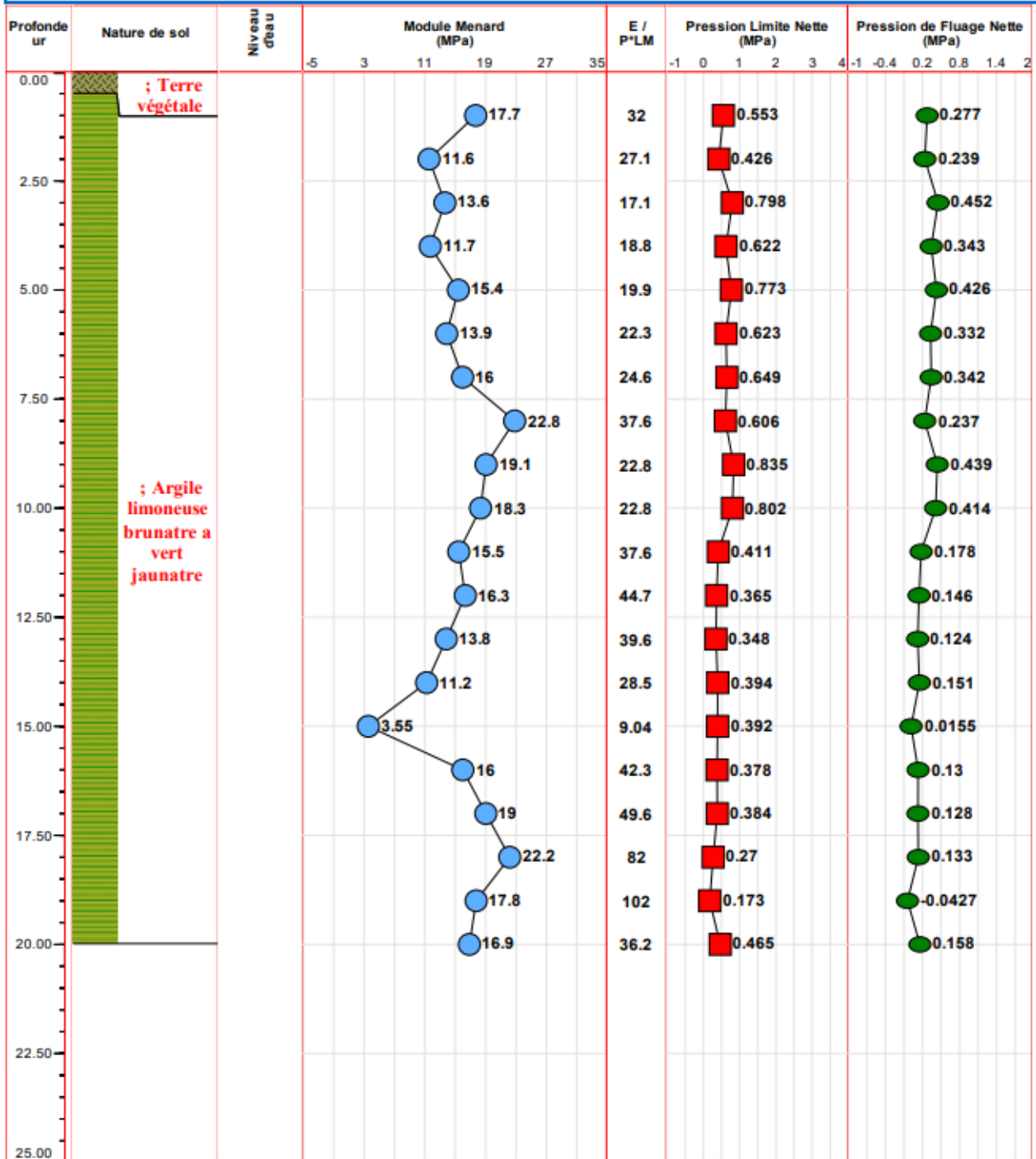
Diagraphie de Préssiomètre



Dossier : 25/E/16/2015
Sondage : SP PK 23+100

Chantier : Etude de la nouvelle ligne ferroviaire El Affroun -Tipaza
Adresse : ANESRIF

Profondeur finale : 20 m



Machine de Forage : APAFOR 450 RS
Opérateur : FOUZI

ANNEXE 3

ETUDE DE LA
SUPERSTRUCTURE

Design des sections mixtes :

2 Bending Resistance**2,1 Positive Moment**

■ Design load

Load combination name : LCB259

$N_{a,Ed}$	-3,809	kN
$N_{c,Ed}$	-553,818	kN
$M_{a,Ed}$	4661,860	kN · m
$M_{c,Ed}$	5903,288	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-500,000	mm	z_1	148,768	mm	σ_1	-62,545	MPa
	y_2	-9,000	mm	z_2	148,768	mm	σ_2	-57,497	MPa
Right	y_1	500,000	mm	z_1	148,768	mm	σ_1	-52,264	MPa
	y_2	9,000	mm	z_2	148,768	mm	σ_2	-57,312	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-600,000	mm	z_1	-1851,232	mm	σ_1	83,572	MPa
	y_2	-9,000	mm	z_2	-1851,232	mm	σ_2	89,648	MPa
Right	y_1	600,000	mm	z_1	-1851,232	mm	σ_1	95,909	MPa
	y_2	9,000	mm	z_2	-1851,232	mm	σ_2	89,833	MPa

Web

Right	y_1	0,000	mm	z_1	108,768	mm	σ_1	-54,461	MPa
	y_2	0,000	mm	z_2	-1811,232	mm	σ_2	86,797	MPa

ANNEXE

2 Bending Resistance

2.1 Negative Moment

■ Design load

Load combination name : LCB254

$N_{s,Ed}$	-3,034	kN
$N_{c,Ed}$	-348,157	kN
$M_{s,Ed}$	-11972,818	kN · m
$M_{c,Ed}$	-30813,633	kN · m

- Stress

Top Flange

Left	y_1	-500,000	mm	z_1	963,284	mm	σ_1	185,286	MPa
	y_2	-12,500	mm	z_2	963,284	mm	σ_2	180,088	MPa
Right	y_1	500,000	mm	z_1	963,284	mm	σ_1	174,623	MPa
	y_2	12,500	mm	z_2	963,284	mm	σ_2	179,822	MPa

Bottom Flange

Left	y_1	-600,000	mm	z_1	-1036,716	mm	σ_1	-176,938	MPa
	y_2	-12,500	mm	z_2	-1036,716	mm	σ_2	-183,203	MPa
Right	y_1	600,000	mm	z_1	-1036,716	mm	σ_1	-189,734	MPa
	y_2	12,500	mm	z_2	-1036,716	mm	σ_2	-183,470	MPa

Web

Right	y_1	0,000	mm	z_1	863,284	mm	σ_1	161,790	MPa
	y_2	0,000	mm	z_2	-936,716	mm	σ_2	-165,172	MPa

3 Resistance to Vertical Shear

■ Design load

Load combination name : LCB254

$$N_{Ed} = -309,242 \text{ kN}$$

$$M_{s,Ed} = -11972,818 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{c,Ed} = -30250,035 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed,s} = -1681,765 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,c} = -1803,403 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = -3485,168 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = \max(M_{Ed,s}, M_{Ed,b}) = 45984,574 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,s} = 45984,574 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,b} = 42913,867 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ANNEXE

■ Plastic resistance moment, $M_{pl,Rd}$

$$\text{Plastic NA} = 1090,409 \text{ mm}$$

$$N_{stab} = 0,000 \text{ kN}$$

$$N_{robar,t} = 8304,751 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{robar,b} = 0,000 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$N_{q,top} = 33574,392 \text{ kN} \quad (\text{Upper side of PNA})$$

$$N_{q,bot} = 47420,847 \text{ kN} \quad (\text{Lower side of PNA})$$

$$M_{pl,Rd} = 87429,100 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

■ Calculation. $V_{bu,Rd}$

Web

■ Contribution from the web

$$\lambda_w = h_w / (37.4 \cdot t \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k}) = 1,005$$

$$X_w = 0.83 / \lambda_w = 0,826 \quad 0.83 \eta \leq \lambda_w < 1.08$$

$$V_{bu,Rd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}} = 6924,324 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 6924,324 \text{ kN}$$

$$V_{Edi} = V_{Ed} / \text{Num. of Web} = -3485,168 \text{ kN}$$

$$\eta'_3 = V_{Edi} / V_{bu,Rd} = 0,503 \leq 1,0$$

■ Contribution from the flange

$$M_{f,Rd0} = 78866,694 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$M_{f,Rd0}$ is calculated as $M_{pl,Rd}$ but neglecting the web contribution.

$$\text{Reduction factor for } N_{Ed} = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_y / \gamma_{M10}} = 0,996$$

$$M_{f,Rd} = \text{Reduction factor for } N_{Ed} \cdot M_{f,Rd0} = 78535,773 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{c \cdot \gamma_{M1}} \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right) = 573,254 \text{ kN}$$

$$\text{where, } M_{f,Rd} = 78535,773 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} = 45984,574 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{Taken as the greatest value of } (\sum \sigma_i) W)$$

$$c = a \cdot \left(0.25 + \frac{1.6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_{yw}} \right) = 3491,219$$

■ Check Shear Resistance

$$V_{Edi} / (V_{bu,Rd} + V_{bf,Rd}) = 0,465 < 1,0 \quad \dots \text{ OK}$$

■ Interaction M-V

For the section class 1 or 2, M-V interaction should be checked separately by the user.

ANNEXE 4

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

Catalogue pour le choix des appareils d'appuis élastomère frette Type B

Comparaison entre les caractéristiques des appuis

	V-MAX appuis à pot	R-MAX appuis sphériques	E-LINK appuis en caoutchouc
Charge verticale	élevée	élevée	Moyen
Déplacement horizontal	Aucune limite	Aucune limite	Moyen
Rotation	Moyen	élevée	Moyen-faible
Dimensions	Moyen-faible	Moyen-faible	élevée

a (mm)	b (mm)	H (mm)	N _{Rd} (kN)	v _d (mm)	a _x %	a _y %	V _{Rd} (kN)	K _h (kN/mm)	T _e (mm)	W (kG)
100	X 100	14	100	7	4	6	6	0.9	10	0.4
100	X 100	21	100	10.5	8	9	6	0.6	15	0.7
100	X 100	28	100	14	12	12	6	0.5	20	0.9
100	X 100	35	100	17.5	16	15	6	0.4	25	1.1
100	X 100	42	100	21	20	18	6	0.3	30	1.3
100	X 150	14	150	7	4	6	9	1.4	10	0.7
100	X 150	21	150	10.5	8	9	9	0.9	15	1.0
100	X 150	28	150	14	12	12	9	0.7	20	1.3
100	X 150	35	150	17.5	16	15	9	0.5	25	1.6
100	X 150	42	150	21	20	18	9	0.5	30	2.0
150	X 200	14	300	7	3	3	19	2.7	10	1.3
150	X 200	21	300	10.5	6	6	19	1.8	15	2.0
150	X 200	28	300	14	9	9	19	1.4	20	2.6
150	X 200	35	300	17.5	12	12	19	1.1	25	3.3
150	X 200	42	300	21	15	15	19	0.9	30	3.9
150	X 200	49	300	24.5	18	18	19	0.8	35	4.6
150	X 200	56	300	28	21	21	19	0.7	40	5.2
150	X 200	63	300	31.5	24	24	19	0.6	45	5.9
200	X 250	19	625	9.1	3	2.5	32	3.5	13	3.2
200	X 250	30	625	14.7	6	5	32	2.1	21	4.8
200	X 250	41	625	20.3	9	7.5	32	1.6	29	6.5
200	X 250	52	625	25.9	12	10	32	1.2	37	8.1
200	X 250	63	625	31.5	15	12.5	32	1.0	45	9.8
200	X 250	74	625	37.1	18	15	32	0.8	53	11.5
200	X 250	85	625	42.7	21	17.5	32	0.7	61	13.1
200	X 300	19	750	9.1	3	2.5	38	4.2	13	3.8
200	X 300	30	750	14.7	6	5	38	2.6	21	5.8
200	X 300	41	750	20.3	9	7.5	38	1.9	29	7.8
200	X 300	52	750	25.9	12	10	38	1.5	37	9.8
200	X 300	63	750	31.5	15	12.5	38	1.2	45	11.8
200	X 300	74	750	37.1	18	15	38	1.0	53	13.8
200	X 300	85	750	42.7	21	17.5	38	0.9	61	15.8
200	X 400	19	1000	9.1	3	1.2	50	5.5	13	5.0
200	X 400	30	1000	14.7	6	2.4	50	3.4	21	7.7
200	X 400	41	1000	20.3	9	3.6	50	2.5	29	10.4
200	X 400	52	1000	25.9	12	4.8	50	1.9	37	13.0

ANNEXE

200	X	400	63	1000	31.5	15	6	50	1.6	45	15.7
200	X	400	74	1000	37.1	18	7.2	50	1.4	53	18.4
200	X	400	85	1000	42.7	21	8.4	50	1.2	61	21.0
250	X	400	19	1250	9.1	2.5	1.2	63	6.9	13	6.3
250	X	400	30	1250	14.7	5	2.4	63	4.3	21	9.6
250	X	400	41	1250	20.3	7.5	3.6	63	3.1	29	13.0
250	X	400	52	1250	25.9	10	4.8	63	2.4	37	16.3
250	X	400	63	1250	31.5	12.5	6	63	2.0	45	19.6
250	X	400	74	1250	37.1	15	7.2	63	1.7	53	22.9
250	X	400	85	1250	42.7	17.5	8.4	63	1.5	61	26.3
250	X	400	96	1250	48.3	20	9.6	63	1.3	69	29.6
a		b	H	N_{Rd}	v_d	a_x	a_y	V_{Rd}	K_h	T_e	W
(mm)		(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	%	%	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(kG)
300	X	400	19	1800	9.1	2	1.2	76	8.3	13	7.6
300	X	400	30	1800	14.7	4	2.4	76	5.1	21	11.6
300	X	400	41	1800	20.3	6	3.6	76	3.7	29	15.6
300	X	400	52	1800	25.9	8	4.8	76	2.9	37	19.6
300	X	400	63	1800	31.5	10	6	76	2.4	45	23.5
300	X	400	74	1800	37.1	12	7.2	76	2.0	53	27.5
300	X	400	85	1800	42.7	14	8.4	76	1.8	61	31.5
300	X	400	96	1800	48.3	16	9.6	76	1.6	69	35.5
300	X	400	107	1800	53.9	18	10.8	76	1.4	77	39.5
300	X	400	118	1800	59.5	20	12	76	1.3	85	43.5
350	X	450	24	2363	11.2	2.5	2	99	8.9	16	13.0
350	X	450	39	2363	18.9	5	4	99	5.3	27	20.1
350	X	450	54	2363	26.6	7.5	6	99	3.7	38	27.1
350	X	450	69	2363	34.3	10	8	99	2.9	49	34.2
350	X	450	84	2363	42	12.5	10	99	2.4	60	41.2
350	X	450	99	2363	49.7	15	12	99	2.0	71	48.3
350	X	450	114	2363	57.4	17.5	14	99	1.7	82	55.3
350	X	450	129	2363	65.1	20	16	99	1.5	93	62.4
350	X	450	144	2363	72.8	22.5	18	99	1.4	104	69.4
400	X	500	24	3000	11.2	2	1.5	126	11.3	16	16.5
400	X	500	39	3000	18.9	4	3	126	6.7	27	25.5
400	X	500	54	3000	26.6	6	4.5	126	4.7	38	34.4
400	X	500	69	3000	34.3	8	6	126	3.7	49	43.4
400	X	500	84	3000	42	10	7.5	126	3.0	60	52.3
400	X	500	99	3000	49.7	12	9	126	2.5	71	61.3
400	X	500	114	3000	57.4	14	10.5	126	2.2	82	70.2
400	X	500	129	3000	65.1	16	12	126	1.9	93	79.2
400	X	500	144	3000	72.8	18	13.5	126	1.7	104	88.1
400	X	500	159	3000	80.5	20	15	126	1.6	115	97.1
400	X	600	24	3600	11.2	2	1.2	151	13.5	16	19.8
400	X	600	39	3600	18.9	4	2.4	151	8.0	27	30.6
400	X	600	54	3600	26.6	6	3.6	151	5.7	38	41.3
400	X	600	69	3600	34.3	8	4.8	151	4.4	49	52.0
400	X	600	84	3600	42	10	6	151	3.6	60	62.8
400	X	600	99	3600	49.7	12	7.2	151	3.0	71	73.5
400	X	600	114	3600	57.4	14	8.4	151	2.6	82	84.3
400	X	600	129	3600	65.1	16	9.6	151	2.3	93	95.0
400	X	600	144	3600	72.8	18	10.8	151	2.1	104	105.8
400	X	600	159	3600	80.5	20	12	151	1.9	115	116.5
400	X	600	174	3600	88.2	22	13.2	151	1.7	126	127.2
500	X	600	24	4500	11.2	2	1.2	189	16.9	16	24.8

ANNEXE

500	X	600	39	4500	18.9	4	2.4	189	10.0	27	38.2
500	X	600	54	4500	26.6	6	3.6	189	7.1	38	51.6
500	X	600	69	4500	34.3	8	4.8	189	5.5	49	65.1
500	X	600	84	4500	42	10	6	189	4.5	60	78.5
500	X	600	99	4500	49.7	12	7.2	189	3.8	71	91.9
500	X	600	114	4500	57.4	14	8.4	189	3.3	82	105.3
500	X	600	129	4500	65.1	16	9.6	189	2.9	93	118.8
500	X	600	144	4500	72.8	18	10.8	189	2.6	104	132.2
500	X	600	159	4500	80.5	20	12	189	2.3	115	145.6
500	X	600	174	4500	88.2	22	13.2	189	2.1	126	159.0
500	X	600	189	4500	95.9	24	14.4	189	2.0	137	172.5
500	X	600	204	4500	103.6	26	15.6	189	1.8	148	185.9
600	X	700	30	6300	14	2	1.5	265	18.9	20	43.3
600	X	700	50	6300	24.5	4	3	265	10.8	35	67.5
600	X	700	70	6300	35	6	4.5	265	7.6	50	91.6
600	X	700	90	6300	45.5	8	6	265	5.8	65	115.7
600	X	700	110	6300	56	10	7.5	265	4.7	80	139.8
600	X	700	130	6300	66.5	12	9	265	4.0	95	163.9

ANNEXE

600	X	700	150	6300	77	14	10.5	265	3.4	110	188.0
600	X	700	170	6300	87.5	16	12	265	3.0	125	212.1
600	X	700	190	6300	98	18	13.5	265	2.7	140	236.2
600	X	700	210	6300	108.5	20	15	265	2.4	155	260.3
600	X	700	230	6300	119	22	16.5	265	2.2	170	284.4
700	X	800	30	8400	14	2	1.2	353	25.2	20	57.8
700	X	800	50	8400	24.5	4	2.4	353	14.4	35	89.9
700	X	800	70	8400	35	6	3.6	353	10.1	50	122.1
700	X	800	90	8400	45.5	8	4.8	353	7.8	65	154.2
700	X	800	110	8400	56	10	6	353	6.3	80	186.4
700	X	800	130	8400	66.5	12	7.2	353	5.3	95	218.5
700	X	800	150	8400	77	14	8.4	353	4.6	110	250.7
700	X	800	170	8400	87.5	16	9.6	353	4.0	125	282.8
700	X	800	190	8400	98	18	10.8	353	3.6	140	314.9
700	X	800	210	8400	108.5	20	12	353	3.3	155	347.1
700	X	800	230	8400	119	22	13.2	353	3.0	170	379.2
700	X	800	250	8400	129.5	24	14.4	353	2.7	185	411.4
700	X	800	270	8400	140	26	15.6	353	2.5	200	443.5
a		b	H	N_{r,d}	v_d	a_x	a_y	V_{r,d}	K_h	T_e	W
(mm)		(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	%	%	(kN)	(kN/mm)	(mm)	(kG)
800	X	800	33	9600	16.1	2	2	403	25.0	23	68.3
800	X	800	56	9600	28.7	4	4	403	14.0	41	107.2
800	X	800	79	9600	41.3	6	6	403	9.8	59	146.2
800	X	800	102	9600	53.9	8	8	403	7.5	77	185.2
800	X	800	125	9600	66.5	10	10	403	6.1	95	224.1
800	X	800	148	9600	79.1	12	12	403	5.1	113	263.1
800	X	800	171	9600	91.7	14	14	403	4.4	131	302.1
800	X	800	194	9600	104.3	16	16	403	3.9	149	341.0
800	X	800	217	9600	116.9	18	18	403	3.4	167	380.0
800	X	800	240	9600	129.5	20	20	403	3.1	185	418.9
800	X	800	263	9600	142.1	22	22	403	2.8	203	457.9
800	X	800	286	9600	154.7	24	24	403	2.6	221	496.9
800	X	800	309	9600	167.3	26	26	403	2.4	239	535.8
900	X	900	33	12150	16.1	1.5	1.5	510	31.7	23	86.4
900	X	900	56	12150	28.7	3	3	510	17.8	41	135.7
900	X	900	79	12150	41.3	4.5	4.5	510	12.4	59	185.0
900	X	900	102	12150	53.9	6	6	510	9.5	77	234.3
900	X	900	125	12150	66.5	7.5	7.5	510	7.7	95	283.7
900	X	900	148	12150	79.1	9	9	510	6.5	113	333.0
900	X	900	171	12150	91.7	10.5	10.5	510	5.6	131	382.3
900	X	900	194	12150	104.3	12	12	510	4.9	149	431.6
900	X	900	217	12150	116.9	13.5	13.5	510	4.4	167	480.9
900	X	900	240	12150	129.5	15	15	510	3.9	185	530.2
900	X	900	263	12150	142.1	16.5	16.5	510	3.6	203	579.5
900	X	900	286	12150	154.7	18	18	510	3.3	221	628.9
900	X	900	309	12150	167.3	19.5	19.5	510	3.1	239	678.2
900	X	900	332	12150	179.9	21	21	510	2.8	257	727.5
1000	X	1000	33	15000	16.1	1.5	1.5	630	39.1	23	106.7
1000	X	1000	56	15000	28.7	3	3	630	22.0	41	167.6
1000	X	1000	79	15000	41.3	4.5	4.5	630	15.3	59	228.4
1000	X	1000	102	15000	53.9	6	6	630	11.7	77	289.3
1000	X	1000	125	15000	66.5	7.5	7.5	630	9.5	95	350.2
1000	X	1000	148	15000	79.1	9	9	630	8.0	113	411.1
1000	X	1000	171	15000	91.7	10.5	10.5	630	6.9	131	472.0
1000	X	1000	194	15000	104.3	12	12	630	6.0	149	532.8

1000	X	1000	217	15000	116.9	13.5	13.5	630	5.4	167	593.7
1000	X	1000	240	15000	129.5	15	15	630	4.9	185	654.6
1000	X	1000	263	15000	142.1	16.5	16.5	630	4.4	203	715.5
1000	X	1000	286	15000	154.7	18	18	630	4.1	221	776.4
1000	X	1000	309	15000	167.3	19.5	19.5	630	3.8	239	837.2
1000	X	1000	332	15000	179.9	21	21	630	3.5	257	898.1
1100	X	1100	33	18150	16.1	1.5	1.5	762	47.3	23	129.1
1100	X	1100	56	18150	28.7	3	3	762	26.6	41	202.7
1100	X	1100	79	18150	41.3	4.5	4.5	762	18.5	59	276.4
1100	X	1100	102	18150	53.9	6	6	762	14.1	77	350.1
1100	X	1100	125	18150	66.5	7.5	7.5	762	11.5	95	423.7
1100	X	1100	148	18150	79.1	9	9	762	9.6	113	497.4
1100	X	1100	171	18150	91.7	10.5	10.5	762	8.3	131	571.1
1100	X	1100	194	18150	104.3	12	12	762	7.3	149	644.7
1100	X	1100	217	18150	116.9	13.5	13.5	762	6.5	167	718.4
1100	X	1100	240	18150	129.5	15	15	762	5.9	185	792.1
1100	X	1100	263	18150	142.1	16.5	16.5	762	5.4	203	865.7
1100	X	1100	286	18150	154.7	18	18	762	4.9	221	939.4
1100	X	1100	309	18150	167.3	19.5	19.5	762	4.6	239	1013.1
1100	X	1100	332	18150	179.9	21	21	762	4.2	257	1086.7
1200	X	1200	79	21600	41.3	4.5	4.5	907	22.0	59	329.0
1200	X	1200	102	21600	53.9	6	6	907	16.8	77	416.6
1200	X	1200	125	21600	66.5	7.5	7.5	907	13.6	95	504.3
1200	X	1200	148	21600	79.1	9	9	907	11.5	113	592.0
1200	X	1200	171	21600	91.7	10.5	10.5	907	9.9	131	679.6
1200	X	1200	194	21600	104.3	12	12	907	8.7	149	767.3
1200	X	1200	217	21600	116.9	13.5	13.5	907	7.8	167	855.0
1200	X	1200	240	21600	129.5	15	15	907	7.0	185	942.6
1200	X	1200	263	21600	142.1	16.5	16.5	907	6.4	203	1030.3
1200	X	1200	286	21600	154.7	18	18	907	5.9	221	1118.0
1200	X	1200	309	21600	167.3	19.5	19.5	907	5.4	239	1205.6
1200	X	1200	332	21600	179.9	21	21	907	5.0	257	1293.3

Calcul du voile en Flexion Composée

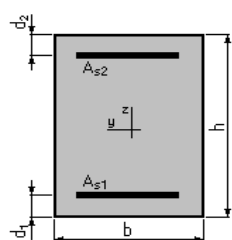
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 800,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	18883,00	20834,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 749,7$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 160,0$ (cm²)

théorique $\rho = 1,87$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,20$ (%)

Section théorique $A_{s2} = 749,7$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 4000,0$ (cm²)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS N = 18883,00 (kN) M = 20834,00 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 44,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 80,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 215,6$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 168,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 215,6$ (MPa)

-
