

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN
OUVRAGE D'ART FERROVIAIRE DU PK
25+485 AU PK 25+800 SUR LE TRANCON
SOUK-AHRES / DREA**

Présenté par :

BEDJA Billel

OSMANI Slimane

Encadré par :

Mr. MOKHTAR Ahmed Amine

Promotion 2025/2026

إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم

الحمد لله الذي هداني لهذا، وما كنت لأهتدي لولا أن هداني الله، فأعقب الاجتهاد نجاحًا، والتعب فرجًا، وجعل بعد كل سعي توفيقًا، وله الحمد والشكر أولاً وآخرًا.

إلى أمي الغالية، من كان دعاؤها رفيقي في كل خطوة، ومن رسمت لي طريق الأمل كلما اعترضتني الصعاب، إليك كل الحب والامتنان. ها أنا اليوم أحقق ما كنت ترددني في دائماً عندما تضيق بي السبل: {ستنتهي هذه الصعاب كغمضة عين}.
إلى أبي العزيز، رمز التضحية والعزيمة، ومنه تعلمت معنى الصبر والاجتهاد ومواجهة الحياة بثبات، لك مني خالص الشكر والعرفان.
إلى جدي وجدتي رحمهما الله، اللذين أحاطاني بدعواتهما الصادقة، وخاصة جدتي التي لم يكن يفارق دعاؤها لي بالنجاح حديثها معي، رحمكما الله رحمة واسعة وأسكنكما فسيح جناته.

إلى أخواتي العزيزات، اللواتي كنَّ نور البيت وسنده، وشريكات الفرح والتعب، أدامكن الله نعمةً في حياتي.
إلى أصدقائي حمزة وسيد علي، رفاق الصغر وإخوة الكبر، شكرًا على كل الذكريات الجميلة والمواقف الصادقة.
إلى أستاذي المؤطر المهندس مختار أحمد أمين، الذي سخر لنا كل الوسائل والإمكانات المتاحة، ورافقنا بتوجيهاته القيِّمة رغم كثرة مسؤولياته وانشغالاته، فله مني جزيل الشكر والتقدير.

وإلى المهندس أسامة إسماعيل، شكرًا لك على دعمك ومساعدتك ونصائحك القيِّمة.
وإلى المهندس سواعي محمد الأمين، الذي علَّمنا مما علَّمه الله، واجتهد معنا فيما جهله، فله منا كل الاحترام والامتنان.
إلى زملاء الدراسة: عبد الرحمن دروش، أيوب أوشفون، رفيق بخوش، ياسر حفيظ، كرم نجاري، محمد فرج، ويوسف بوقطوف شكرًا على أيام الصحبة الجميلة والذكريات التي ستبقى راسخة في الذاكرة.

وإلى أساتذة وإطارات المدرسة التي كانت ولا تزال بيتي الثاني، شكرًا على كل ما قدمتموه لنا من علم وتوجيه ورعاية.
وإلى رفيق درب وصديقي الأول، سليمان عصماني، أسأل الله أن يوفقك لما يحبه ويرضاه، وأن يديم بيننا المحبة والوفاء.
وإلى كل من أعانني أو وقف إلى جانبي من قريب أو بعيد، أسأل الله أن يجزيه خير الجزاء ويوفقه في حياته.

بجنت بلال

إهداء

بسم الله الرحمن الرحيم
﴿عَلَّمَ الْإِنْسَانَ مَا لَمْ يَعْلَمْ﴾

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات، والذي وفقني وأعاني على إتمام هذا العمل، وجعل بعد كل تعبٍ فرجاً، وبعد كل اجتهدٍ نجاحاً إلى أُمِّي الحبيبة، نبع الحنان والعطاء الذي لا ينضب، وصاحبة القلب الكبير الذي احتواني بدعواته الصادقة في كل خطوة من حياتي. شكراً لكِ على صبركِ وتضحياتكِ التي لا تُقدَّر بثمن، وعلى كل كلمة تشجيع منحتني القوة لأواصل طريقي. أسأل الله أن يحفظك ويبارك في عمرك، ويجزيك عني خير الجزاء

إلى أبي العزيز، صاحب الفضل الكبير فيما وصلت إليه اليوم بعد الله سبحانه وتعالى. شكراً لك على كل ما بذلته من جهد وتعب من أجل توفير أفضل الظروف لي، وعلى ما غرسته في نفسي من قيم الاجتهاد والإصرار والطموح. أسأل الله أن يمدك بالصحة والعافية، وأن يجعل هذا العمل ثمرة تفتخر بها كما أفخر أنا بكوئي ابنك.

إلى أختي الغالية، زهرتنا الجميلة التي كانت دائماً مصدر فرح وتشجيع ودعم، وإلى أخوتي العزیزين، اللذين شاركاني أجمل اللحظات ووقفوا إلى جانبي في مختلف المواقف، أهديهما ثمرة هذا الجهد إلى أستاذي المؤطر المهندس مختار أحمد أمين، الذي سخر لنا كل الوسائل والإمكانيات المتاحة، ورافقنا بتوجيهاته القيمة رغم كثرة مسؤولياته وانشغالاته، فله مني جزيل الشكر والتقدير.

وإلى المهندس أسامة إسماعيل، شكراً لك على دعمك ومساعدتك ونصائحك القيمة.

وإلى المهندس سواعي محمد الأمين، الذي علمنا مما علَّمه الله، واجتهد معنا فيما جهله، فله منا كل الاحترام والامتنان إلى أصدقائي وزملائي في المدرسة. عبد الرحمان دروش، أيوب أوشفون، رفيق بخوش، ياسر حفيظ، كرم نجاري، محمد فرج، ويوسف بوقطوف، شكراً لكم على كل الأوقات الجميلة التي جمعتنا، وعلى روح الأخوة والتعاون التي جعلت من سنوات الدراسة ذكرى لا تُنسى...

وإلى كل أساتذتي الكرام الذين ساهموا في تكويني العلمي، وإلى كل من مدّ لي يد العون من قريب أو بعيد، أهدي هذا العمل المتواضع عربون شكرٍ وامتنان

وإلى أول صديق لي في المدرسة ورفيق دربي بجة بلال أسأل الله أن يوفقنا جميعاً لما فيه الخير والنجاح، وأن يديم المحبة والوفاء بيننا، وأن يجعل هذا العمل خالصاً لوجهه الكريم.

إليكم جميعاً أهدي ثمرة جهدي المتواضعة

عُصْمَانِي سُلَيْمَانِي

Remerciements

Nous remercions avant tout Dieu, le Tout-Puissant, qui nous a accordé la santé, la force et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude à notre encadreur, **Mr. ING Mokhtar Ahmed Amine**, pour son accompagnement, sa disponibilité, ses précieux conseils et son soutien constant tout au long de l'élaboration de ce mémoire. Ses orientations et son expertise ont largement contribué à la réalisation de ce travail.

Nous adressons également nos sincères remerciements aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce mémoire en acceptant de l'évaluer.

Enfin, nous tenons à remercier l'ensemble du corps enseignant et administratif de notre établissement pour la qualité de la formation dispensée et les connaissances acquises durant notre cursus universitaire.

ملخص

الغرض من هذا العمل هو تطوير وتصميم ودراسة جسر يقع عند النقطة الكيلومترية 25+485 والمعروف بالجسر رقم 46، في ولاية سوق أهراس، لربط منطقة سوق أهراس – الدريعة.

بعد تحليل ثلاث خيارات (جسر بكمرات، جسر عوارض معدنية مختلطة، جسر صندوقي) باستخدام نخج متعدد المعايير، تم اختيار الحل الأكثر فائدة: جسر صندوقي ذو ارتفاع ثابت، يتم تنفيذه بطريقة التتابع المتتالي. تم بعد ذلك دراسة الهيكل العلوي والتحتي، بما في ذلك حساب سابقة الإجهاد، وتحليل الزلازل، وتصميم العناصر الهيكلية المختلفة باستخدام برامج الحساب الإنشائية. الكلمات الرئيسية: خرسانة مسبقة الإجهاد، التتابع المتتالي، الجسر المنحني، تحليل الزلازل، الهيكل العلوي، الهيكل التحتي.

Résumé

Le but de ce travail est d'élaborer la conception et l'étude d'un viaduc situé au **PK 25+485**, (le Pont Ferroviaire ouvrage d'56), dans la Wilaya de Souk Ahras, facilitant la liaison **Souk Ahras – Drea**, en incluant une étude spécifique de l'interaction voie/structure.

Parmi trois variantes (pont à poutres VIPP, pont mixte bi-poutres, pont caisson) analysées grâce à une approche multicritère, nous avons retenu la solution la plus avantageuse : un pont à voussoirs à hauteur constant , réalisé par la méthode des encorbellements successifs. Nous avons ensuite étudié la superstructure et l'infrastructure, incluant le calcul de la précontrainte, l'analyse sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux, conformément aux exigences réglementaires et à l'aide des logiciels de calcul MIDAS-Civil.

Mots clés : précontraintes par post-tension, encorbellement successif, pont courbe, analyse sismique, superstructure, infrastructure.

Abstract

The aim of this work is to develop the design and study of a viaduct located at **PK 25+485**, the Railway Bridge Artwork 56, in the Wilaya of Souk Ahras, facilitating connectivity between **Souk Ahras – Drea**, including a specific study of track/structure interaction.

Among three variants (beam bridge, mixed bi-beam bridge, box girder bridge) analyzed through a multicriteria approach, we have selected the most advantageous solution : a constant-height voussoir bridge constructed using the successive cantilever method. Subsequently, the superstructure and infrastructure were studied, including pre-stress calculation, seismic analysis, and the sizing of various structural elements, in compliance with necessary regulations and utilizing MIDAS-Civil.

Keywords: post-tensioning, successive cantilever, curved bridge, seismic analysis, superstructure, infrastructure.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET	2
I-1- Introduction	2
I-2- Présentation du projet.....	2
I-2-1- Situation du projet	2
I-2-2- Tracé en plan	2
I-2-3- Profil en long	3
I-2-4- Profil en travers	3
I-3- Données Naturelles (Topographie)	4
I-4- Sismicité du Site.....	4
I-5- L'objectif du projet	4
I-6- Conclusion	5
CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE.....	6
II-1- Introduction	6
II-2- Présentation et Prédimensionnement des Variantes	6
II-2-1- VARIANTE N°1 : Pont à poutres en béton précontrainte par Post Tension	6
II-2-2- VARIANTE N° 2 : Pont Mixte Bi-Poutres.....	11
II-2-3- Variante N° 3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place.	16
II-3- Analyses multicritères :.....	20
II-4- Conclusion	20
CHAPITRE III : HYPOTHESE DE CALCUL	21
III-1-INTRODUCTION :	21
III-2-NORMES ET REGLES DE CALCUL	21
III-2-1-Normes générales.....	21
III-2-2-Béton :	21
III-2-3-Les aciers :	24
III.3 CONCLUSION :	26
CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES	27

IV-1- EVALUATION DES ACTIONS :	27
IV-1-1- Evaluation des actions hors trafic :	27
IV-1-2- Evaluation des actions dues au trafic :	28
CHAPITRE V : ETUDE DE FLEAU	39
V-1- Introduction :	39
V-2- Cinématiques de la construction :	39
V-3- Phasage de construction du fléau	40
V-4- Charge à prendre en compte (selon guide SETRA /P-96-98-)	41
V-4-1- Poids propre du fléau	41
V-4-2- Charges de chantier connues	41
V-4-3- Charges de chantier aléatoires	41
V-4-4- Effet de vent	41
V-4-5- Actions accidentelles	41
V-5- Combinaison d'action (setra p-99/101-).....	42
V-5-1 : Situation temporaire	42
V-5-2- situation accidentel	43
V-6- Logiciel du calcul	43
V-7- Résultats :	44
CHAPITRES VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE	45
VI-1- Introduction :	45
VI-2- Procédé de précontrainte utilisée :	45
VI-3- La précontrainte de fléau :	45
VI-3-1- Détermination du nombre de câbles du fléau :	45
VI-3-1-1-Évaluation de l'effort de précontraint P₀ :	46
VI-3-1-2- Évaluation de la force de précontraint P :	46
VI-3-2-Position et enrobage des câbles	47
VI-3-3- Disposition des ancrages :	48
VI-3-4 : Trace des câbles en plan	50
VI-3-5 : Trace des câbles en élévation :	51
VI-3-6 : Évaluation des pertes de précontrainte :	52
VI-3-7 Vérification des contraintes :	59
VI-4 : La précontrainte de continuité	61

VI-4-1-Travée principale.....	61
VI-4-1-1- Détermination du nombre de câbles de la continuité :	61
VI-4-1-2 : Évaluation de l'effort de précontraint P0 :	62
VI-4-1-3: Évaluation de la force de précontraint P :	62
VI-4-1-4 Tracé des câbles de continuité	64
VI-4-2 : Travée de rive droite :	65
VI-4-2-1- Détermination du nombre de câbles de la continuité :	65
VI-4-2-2 : Évaluation de l'effort de précontraint P0 :	65
VI-4-2-3 : Évaluation de la force de précontraint P :	66
VI-4-3 : Travée de rive gauche :	68
VI-4-3-1- Détermination du nombre de câbles de la continuité :	68
VI-4-3-2 : Évaluation de l'effort de précontraint P0 :	68
VI-4-3-3 : Évaluation de la force de précontraint P :	68
VI-5 : Vérification des contrainte :	70
VI-5-1 Vérification des contraintes :	70
VI-5-2 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant.....	71
VI-6 : Vérification de la flèche :	73
VI-6-1 Valeurs limites de la flèche verticale pour le confort des passagers :	73
VI-6-2 La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL) :	74
VI-7 Conclusion :	75
CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE	76
VII-1 Introduction	76
VII-2 Modélisation :	76
VII-2-1 Résultats :	77
VII-2-2 Ferrailage transversal :	78
VII-2-3 Ferrailage longitudinale :	79
VIII : ETUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DE PONT.....	81
VIII -1 : Introduction :	81
VIII-2 : Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :	81
VIII-3 : Méthode de calcul :	81
VIII-4 : Spectre de réponse :	82
VIII-4-1 Spectre de réponse de la composante horizontale :	82

VIII.4.2 Spectre de réponse de la composante verticale :.....	83
VIII-5 : Les résultats des modes :	83
VIII-6 : Equipement du pont	84
VIII.6.1 Appareil d'appui a pot :	84
VIII-6-2 : Des d'appuis	88
VIII-6-3 : Le joint de dilatation :	92
VIII-7 : Conclusion.....	93
IX-1 Introduction :	94
IX-2 Etude de la pile :.....	94
IX-2-1 Évaluation des efforts agissant sur la pile :	94
IX-2-2 Ferrailage de la pile :	95
IX-3 Etude de fondation profonde :	99
IX-3-1 : La semelle	99
IX-3-2 : Les pieux	101
CONCLUSION GENERALE	106

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1:tracé en plan	2
Figure I. 2:Tracé en élévation	3
Figure I. 3:profile en travers	3
Figure I. 4:topographie de site	4
Figure I. 5:Carte de zonage sismique en Algérie (R.P.O.A)	5
Figure II. 1:Schéma d'un pont à poutres	6
Figure II. 2:Schéma d'un Pont Bi-poutres	11
Figure II. 3:coupe transversale	12
Figure II. 4:Schéma de méthode de construction par encorbellements successifs	16
Figure II. 5:Découpage des voussoirs	17
Figure III. 1:Diagramme contrainte déformation à ELU	23
Figure III. 2:Diagramme de contrainte-déformation de l'aciers à ELU.	25
Figure IV. 1:Modèle de charges 71.	29
Figure IV. 2:model de charge SW/0 et SW/2.	30
Figure IV. 3:Extrait du figure 6.9 EN1991-2.	32
Figure IV. 4:Situation de projet I	34
Figure IV. 5:Situation de projet II	35
Figure IV. 6:Extrait du Tableau 4, UIC 776-1, Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire.	36
Figure IV. 7:Extrait du tableau 2 UIC-776-1- Annexe A - Cas de calcul et combinaisons d'actions.	37
Figure V. 1:Schéma représentatif de phasage de construction du fléau	40
Figure V. 2:Combinaison de type A	42
Figure V. 3:Combinaison de type B	43
Figure V. 4:Logo de logiciel.	43
Figure V. 5:model du calcul	44
Figure V. 6:le résultat de combinaison la plus défavorable « stabilité de fléau »	44
Figure VI. 1:Extrait d'après BPEL91-99 et le Béton Précontraint aux Etats-Limites	47
Figure VI. 2:Espacement entre les plaques d'ancrage.	48
Figure VI. 3:Disposition des câbles de fléau dans le gousset	49
Figure VI. 4:Tracé en élévation des câbles de fléau.	51
Figure VI. 5:Schema de trace en plan des câbles de demi-fléau.	52
Figure VI. 6:Schéma de trace en élévation des câbles de demi-fléau	52
Figure VI. 7:Position relative du câble et de la gaine.	53
Figure VI. 8:Extrait du" The impact of Tendon Profile Choices on Curved Bridge	54
Figure VI. 9:Valeur de f et φ Extrait du BPEL91-99 page -150-	55
Figure VI. 10:Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage	61
Figure VI. 11:Disposition des câbles de continuité dans le gousset inferieur au niveau de clavage.	63
Figure VI. 12:schéma de trace en plan des câbles de continuités de demi-travée principale.	65
Figure VI. 13:schéma de trace en élévation des câbles de continuités de demi-travée principale.	65

Figure VI. 14:Disposition des câbles de continuité dans la travée de rive droite au niveau de gousset inférieur. _____	67
Figure VI. 15:Schéma se trace en plan de câbles de continuités de travée de rive droite _____	67
Figure VI. 16:Schéma se trace en élévation de câbles de continuités de travée de rive droite. _____	67
Figure VI. 17: Disposition des câbles de continuité dans la travée de rive droite au niveau de gousset inférieur. _____	69
Figure VI. 18:Schéma se trace en plan de câbles de continuités de travée de rive gauche _____	70
Figure VI. 19:Schéma se trace en élévation de câbles de continuités de travée de rive gauche _____	70
Figure VI. 20:schéma qui présenter l'effet de précontrainte sur l'effort tranchant. _____	71
Figure VI. 21:Extrait du EN 1990 :2002/A1 :2005 Flèche verticale maximale autorisée δ pour des ponts ferroviaires _____	74
Figure VI. 22:La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL) _____	75
Figure VII. 1:Model de Calcul du VSP. _____	76
Figure VII. 2:Sections à justifier selon le guide SETRA. _____	77
Figure VII. 3:Calcul de la section d'acier avec Robot expert 2010 _____	78
Figure VII. 4:Ferraillage du voussoir VSP _____	80
Figure VIII. 1:Spectre de réponse horizontale. _____	82
Figure VIII. 2:Spectre de réponse verticale. _____	83
Figure VIII. 3:Appareil d'appui à pot avec un guidage Central à gauche et un guidage latéral à droite. _	85
Figure VIII. 4: Schéma représente la condition des appareils d'appuis _____	85
Figure VIII. 5:Ferraillage de de d'appuis au niveau de culée. _____	90
Figure VIII. 6:Ferraillage de de d'appui au niveau de la pile. _____	91
Figure VIII. 7:Joint de garde ballaste. _____	93
Figure IX. 1:Extrait du calcul de ferraillage de la pile sous Expert BA	97
Figure IX. 2:Schéma illustratif du ferraillage de la pile (vue en plan).....	98
Figure IX. 3:Schéma de semelle +pieux	99
Figure IX. 4:Model de semelle modélisée par Midas-civil.....	100
Figure IX. 5:Schéma détaillé de ferraillage de semelle.	100
Figure IX. 6:Model de calcul sur Midas-civil.....	103
Figure IX. 7:Lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée et de longue durée. 104	
Figure IX. 8:La loi de mobilisation du frottement latéral τ et la loi de mobilisation de l'effort en pointe q.....	104
Figure IX. 9:calcul la section d'acier avec EXPERT BA.....	106
Figure IX. 10:coupe transversal et vue en élévation de ferraillage de pieu	107

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II. 1:Implantation des Axes des Appuis _____	7
Tableau II. 2:Récapitulation de prédimensionnement de la 1ère variante _____	8
Tableau II. 3: Implantation des appuis _____	12
Tableau II. 4: Récapitulation de prédimensionnement de la 2 ^{ème} variante _____	12
Tableau II. 5: Récapitulation de prédimensionnement de l'entretoise _____	13
Tableau II. 6: Implantation des appuis _____	16
Tableau II. 7: Récapitulatif du prédimensionnement de la variante _____	17
Tableau II. 8: Découpage des voussoirs. _____	18
Tableau II. 9: Évaluation Multicritères des trois Variantes. _____	20
Tableau III. 1:Contraintes dans le béton à l'état limite ultime. _____	23
Tableau III. 2: Caractéristiques du béton. _____	24
Tableau III. 3: Contrainte de l'acier a l'ELU. _____	25
Tableau III. 4:Contrainte de l'acier à l'ELS. _____	25
Tableau III. 5:Caractéristiques du câble de la précontrainte _____	25
Tableau IV. 1:Poids propre du tablier _____	27
Tableau IV. 2:Estimation du poids dû aux CCP+CP. _____	27
Tableau IV. 3:Valeur de gradient thermique. _____	28
Tableau IV. 4:Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2. _____	30
Tableau v. 1:Résumé des résultats des forces _____	42
Tableau VI. 1:Nombre des câbles de fléau dans chaque voussoir _____	47
Tableau VI. 2:les valeur de a et b _____	49
Tableau VI. 3:les équations de trace en élévation des câbles de fléau _____	51
Tableau VI. 4:Valeur des pertes de tension par frottement _____	55
Tableau VI. 5:Valeur des pertes de tension par recule (glissement) d'ancrage. _____	56
Tableau VI. 6:Valeur des pertes de tension par dues aux non-simultanités de la mise en tension _____	57
Tableau VI. 7:les valeurs des pertes instantanées _____	57
Tableau VI. 8: valeurs des pertes par fluage _____	58
Tableau VI. 9:valeurs des pertes par relaxation _____	58
Tableau VI. 10: valeurs des pertes différés _____	59
Tableau VI. 11:valeurs des pertes totales _____	59
Tableau VI. 12:vérification des contraintes de fléau _____	60
Tableau VI. 13:nombre des câbles de continuités _____	63
Tableau VI. 14:les équations de tracés en plan _____	64
Tableau VI. 15:les équations de tracés en élévation _____	64
Tableau VI. 16:nombre de câbles de continuité pour la travée de rive droite _____	66
Tableau VI. 17:nombre de câbles de continuité pour la travée de rive gauche _____	69
Tableau VI. 18:les valeurs du calcul de l'effort tranchant. _____	72

Tableau VII. 1:Sollicitations maximales dans VSP _____	77
Tableau VII. 2:Sollicitations maximales dans VSC _____	77
Tableau VII. 3:Ferraillage transversal VSP. _____	79
Tableau VIII. 1:participation massique avec la période _____	83
Tableau VIII. 2:Descente de charge du tablier sur les piles/culées _____	86
Tableau VIII. 3:Descente de charge du tablier sur les appareils d'appuis _____	86
Tableau VIII. 4:Surface S_p minimum du pot _____	87
Tableau VIII. 5:Surface S_c du coussin _____	87
Tableau VIII. 6:les réactions au niveau de chaque appareil d'appui _____	88
Tableau VIII. 7:les appareils d'appuis retenue _____	88
Tableau VIII. 8:Les dimensionnes de dé d'appui au niveau de la culée _____	88
Tableau VIII. 9:Ferraillage de de d'appui _____	89
Tableau VIII. 10:Les dimensionnes de dé d'appui au niveau de la pile. _____	90
Tableau VIII. 11:Ferraillage de de d'appui _____	91
Tableau IX. 1:Caractéristique des piles	94
Tableau IX. 2:Les efforts agissants sur la pile 2.....	94
Tableau IX. 3:les efforts internes a ELU	95
Tableau IX. 4:les efforts internes à ELS.....	95
Tableau IX. 5:les efforts internes à ELA	96
Tableau IX. 6:Distribution de la section d'armature d'un section creuse.....	97
Tableau IX. 7: les efforts agissants sur la semelle a ELS	101
Tableau IX. 8:les efforts agissants sur la semelle a ELA	101
Tableau IX. 9:les efforts agissants sur la semelle a ELU	101
Tableau IX. 10:Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y.....	101
Tableau IX. 11:sur charge sur model a l'ELU	102
Tableau IX. 12:sur charge sur model a l'ELS	102
Tableau IX. 13:sur charge sur model a l'ELA.....	102
Tableau IX. 14:les efforts internes de détermination de ferraillage de pieu a ELU.	105
Tableau IX. 15:les efforts internes de détermination de ferraillage de pieu a ELS	105
Tableau IX. 16:les efforts internes de détermination de ferraillage de pieu a ELA.	105
Tableau IX. 17:Efforts tranchants et efforts normaux pris en compte pour le dimensionnement des armatures transversales.....	106



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Les infrastructures de transport jouent un rôle fondamental dans le développement économique et social des nations. En Algérie, le secteur ferroviaire connaît une expansion considérable, avec la réalisation de nombreux projets visant à moderniser et à étendre le réseau national. Dans ce contexte, la construction d'ouvrages d'art adaptés aux exigences ferroviaires constitue un enjeu technique majeur.

Le présent mémoire de fin d'études porte sur l'étude et la conception du pont ferroviaire O-A 46, situé sur le tronçon Souk-Ahras / Dréa, dans le cadre du projet de la ligne ferroviaire Bouchegouf / Souk-Ahras / Dréa d'une longueur totale de 121 km. Cet ouvrage d'art assure la liaison ferroviaire entre les deux rives, en traversant un site présentant des contraintes topographiques, sismiques et environnementales spécifiques.

La conception d'un pont ferroviaire requiert une démarche rigoureuse intégrant à la fois les exigences fonctionnelles liées à l'exploitation des voies ferrées, les contraintes géométriques du tracé (courbes, clothoïdes, profil en long et en travers), ainsi que les recommandations du maître d'ouvrage. La solution retenue, après une analyse multicritère de trois variantes, est un pont à voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulés en place, qui répond de manière optimale aux contraintes du site.

Ce travail s'organise autour de plusieurs axes : la présentation du projet et de son environnement naturel, la conception générale avec le prédimensionnement des variantes, les hypothèses de calcul et les normes appliquées (Eurocodes, BAEL 91), l'évaluation des charges et surcharges selon EN 1991-2, puis les études approfondies du fléau, de la précontrainte, du comportement transversal, de la résistance sismique, des équipements du pont, et enfin de l'infrastructure (piles et fondations profondes).



CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET



CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I-1-Introduction

Afin de satisfaire aux exigences de franchissement et d'exploitation, la conception d'un pont ferroviaire doit concilier de manière cohérente les contraintes fonctionnelles liées à la géométrie et à l'exploitation des voies ferrées, ainsi que les considérations environnementales propres au site d'implantation. Cette démarche doit également intégrer les prescriptions et orientations définies par le maître d'ouvrage, afin d'assurer une solution technique performante, durable et conforme aux objectifs du projet.

I-2-Présentation du projet

I-2-1- Situation du projet

Notre projet, qui a été conçu et étudié, fait partie du projet du Tronçon Bouchegouf / Souk-Ahras / Dréa sur 121 km, le pont ferroviaire O-A 46 du 2ème tronçon entre Souk-Ahras / Dréa qui permet la liaison ferroviaire entre les deux côtés.

I-2-2- Tracé en plan

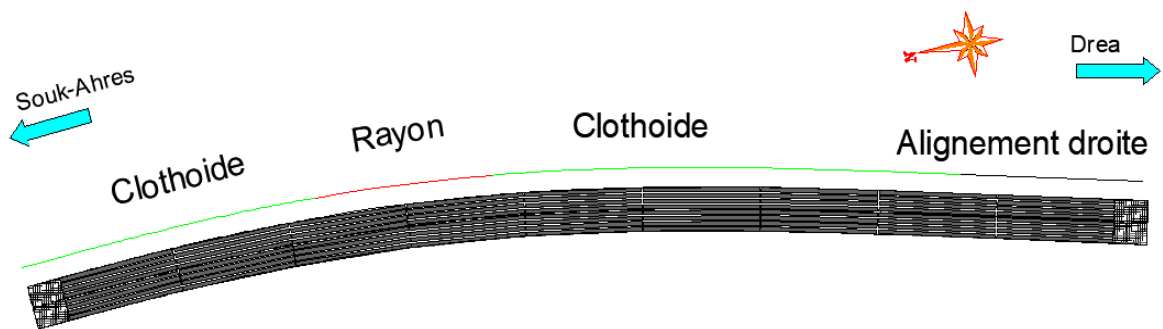


Figure I. 1:tracé en plan

Notre ouvrage est un viaduc qui contient une partie de courbe avec deux clothoïde dans les deux extrémités d'un rayon et une partie d'un alignement droit.

I-2-3- Profil en long

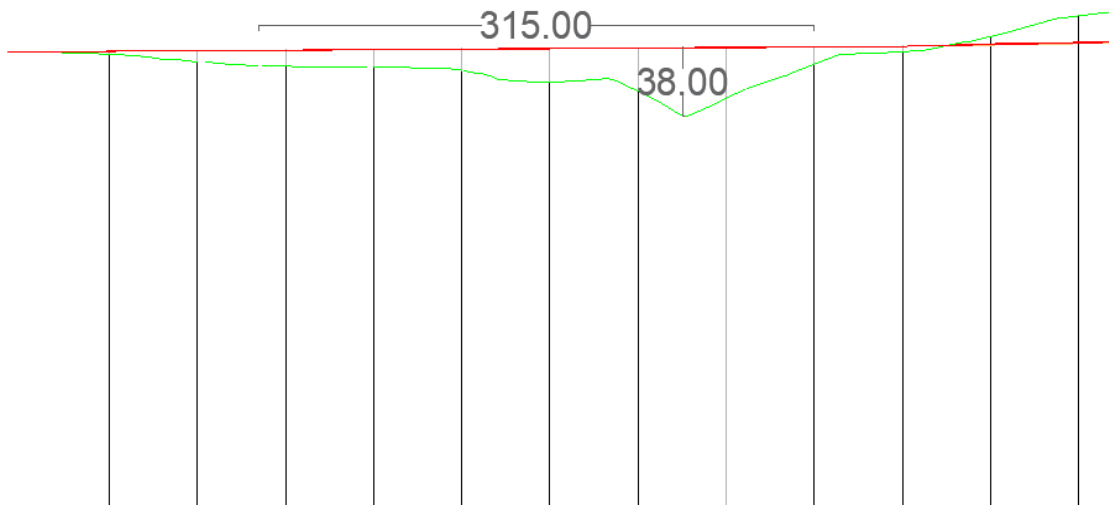


Figure I. 2: Tracé en élévation

Les caractéristiques de profil en long donne de l'axe principal de l'ouvrage donne les hauteurs maximale et minimale de notre pont (le point le plus bas et le plus haut par rapport à la ligne rouge).

$$\text{Avec:} \begin{cases} H_{\max} = 38 \text{ m} \\ H_{\min} = 8 \text{ m} \end{cases}$$

I-2-4- Profil en travers

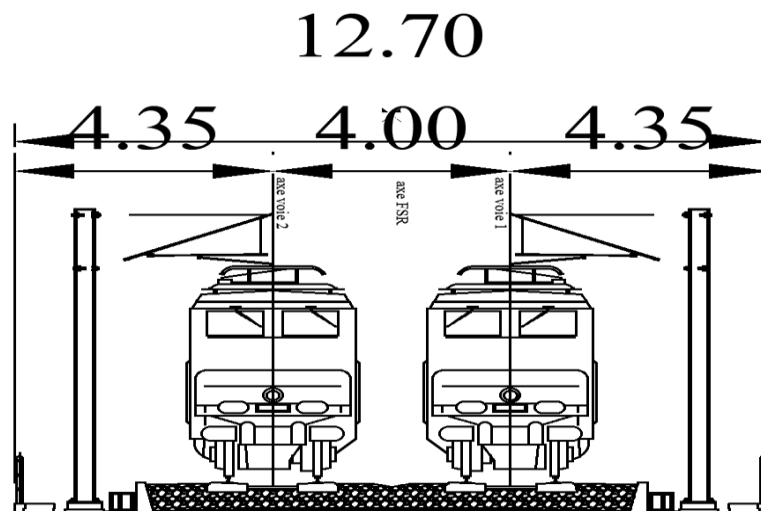


Figure I. 3: profile en travers

Le profil en travers correspond à la représentation transversale de la voie et comprend l'ensemble des paramètres géométriques ainsi que les équipements associés, permettant de définir sa structure et son organisation latérale.

I-3- Données Naturelles (Topographie)

Présence d'un petit oued dans le côté de Dréa.

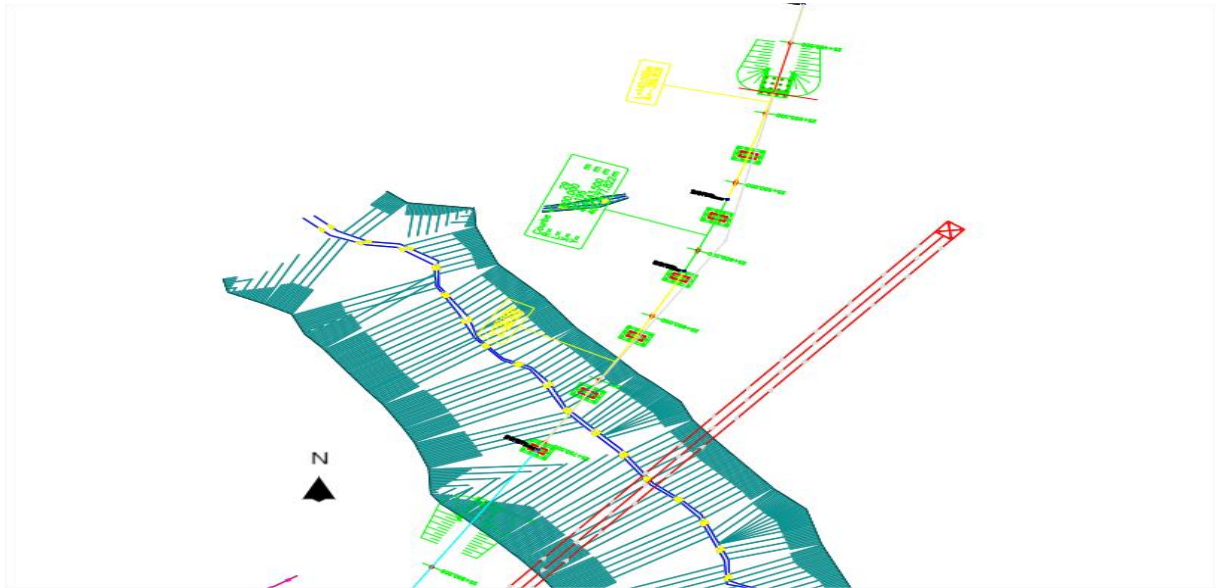


Figure I. 4:topographie de site

I-4- Sismicité du Site

La classification des zones sismiques en Algérie repose sur des études géologiques et sismologiques approfondies. Le territoire national est ainsi subdivisé en cinq zones, classées selon un niveau de risque sismique croissant (voir Figure I.5), comme suit :

- Zone 0** : Sismicité négligeable.
- Zone I** : Sismicité faible.
- Zone II-a** : Sismicité moyenne. Topographie du site
- Zone II-b** : Sismicité élevé.
- Zone III** : Sismicité très élevé.

Notre ouvrage trouve dans la wilaya de Souk-Ahras, donc notre ouvrage situe dans la Zone I (faible sismicité).

I-5-L'objectif du projet

L'objectif principal de notre projet de fin d'études consiste à assurer le franchissement de l'obstacle identifié par la conception et la réalisation d'un pont adapté. Par ailleurs, ce projet s'inscrit dans la dynamique de développement de la ligne minière Est et contribue à la concrétisation de ses objectifs stratégiques, notamment :

- Contribuer à un développement régional durable à travers la stimulation de l'activité économique locale, la génération d'emplois durables et le renforcement de l'attractivité du territoire.

- Contribuer à la satisfaction de la demande en transport en mettant en place une infrastructure garantissant un flux régulier, sécurisé et durable.
- Renforcer l'efficacité opérationnelle et la sécurité des flux de marchandises en assurant une réduction des délais, une meilleure maîtrise des risques et une amélioration des conditions de transport.
- Favoriser la dynamique socio-économique du territoire en créant un cadre propice à l'investissement et au développement durable.

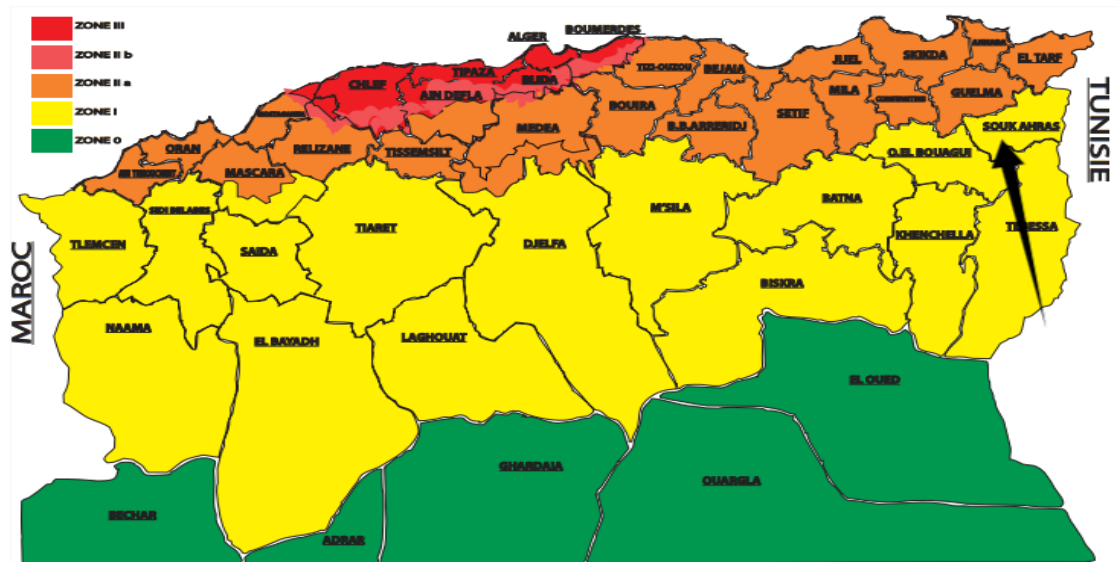


Figure I. 5: Carte de zonage sismique en Algérie (R.P.O.A)

I-6- Conclusion

Ce premier chapitre a permis de présenter le contexte général du projet ainsi que ses principales caractéristiques techniques et fonctionnelles. Il a également mis en évidence les objectifs de l'étude et les contraintes liées à la conception de l'ouvrage. Cette étape constitue une base essentielle pour aborder les chapitres suivants, qui seront consacrés à l'analyse détaillée et au dimensionnement des différents éléments de la structure.



CHAPITRE II

CONCEPTION GENERALE



CHAPITRE II : CONCEPTION GENERALE

II-1- Introduction

Dans ce chapitre, nous présenterons plusieurs propositions de conception pour le pont ferroviaire, en intégrant les aspects techniques, économiques et esthétiques. Le choix du type d'ouvrage sera déterminé par des éléments clés tels que la portée et le profil en long....

Une analyse multicritère permettra d'évaluer ces différentes options afin de sélectionner la variante la plus adaptée, qui fera ensuite l'objet d'une étude approfondie.

II-2- Présentation et Prédimensionnement des Variantes

II-2-1- VARIANTE N°1 : Pont à poutres en béton précontrainte par Post Tension

II-2-1-1- Présentation Générale de la variante

Les ponts à poutres précontraintes de type VIPP sont constitués de poutres précontraintes par pré-tension ou par *Post Tension*, reliées entre elles uniquement au niveau des appuis par des entretoises. L'ensemble est complété par un hourdi mince en béton coulé en place, assurant le support de la chaussée.

Ce type d'ouvrage présente un intérêt économique notable : les poutres précontraintes par pré-tension sont généralement utilisées pour des portées allant jusqu'à 30 mètres, tandis que les poutres précontraintes par *Post Tension* permettent d'atteindre des portées comprises entre 30 et 50 mètres.

Grâce à ses nombreux avantages techniques et à son coût maîtrisé, ce système est couramment adopté pour des ouvrages de même nature.



Figure II. 1:Schéma d'un pont à poutres

II-2-1-2- Conception de la Variante

II-2-1-2-A- Conception longitudinale

Le pont de type VIPP proposé présente une longueur totale de **315 m**. L'ouvrage est constitué de **neuf** travées de **35 m** chacune. Le positionnement du pont débute au **PK 25+485**, ce qui permet d'éviter le lit d'oued entre la pile N°06 (**PK 25+695**) et la pile N°07 (**PK 25+730**), afin de limiter les risques liés aux écoulements hydrauliques et d'assurer une implantation plus favorable de l'ouvrage. 5

Tableau II. 1: Implantation des Axes des Appuis

Culée/Pile	Point Kilométrique	Culée/Pile	Point Kilométrique
C01	PK 25+485	P05	PK 25+660
P01	PK 25+520	P06	PK 25+695
P02	PK 25+555	P07	PK 25+730
P03	PK 25+590	P08	PK 25+765
P04	PK 25+625	C02	PK 25+800

II-2-1-2-B- Conception Transversale

Le prédimensionnement a été fait selon le guide de conception [SETRA VIPP/1996], le guide en vigueur (voir Tableau II.2)

- Plus de détails sur l'entraxe entre les poutres :

En pose que $\lambda = 1.8$

La largeur de pont utilisable pour déterminer le nombre des poutres est :

$$L_a = 12.7 - 1 = 11.7 \text{ m}$$

$$\frac{11.7}{1.8} = 6.5 \rightarrow \text{Donc en prendre : 7 entraxes « } \lambda \text{ »}$$

$$\frac{11.7}{7} \approx 1.67 \text{ Donc on prendre } \lambda = 1.65$$

- Nombre des poutres :

$$N_p = [L_a / \lambda] + 1 = 8 \text{ poutres}$$

Tableau II. 2:Récapitulation de prédimensionnement de la 1ère variante

Elément	Symbole	Ration usuel	Valeur Retenue (m)
Longueur De Poutre	L	30-50	35
La Hauteur Totale De Poutre	H_{tot}	$\frac{L}{20} \leq H_{tot} \leq \frac{L}{17}$	2
Epaisseur De L'hourdis	e_h	$e_h \approx 0.22$	0.25
Epaisseur De Table De Compression	$e_{t.c}$	$e_{t.c} \approx 0.1$	0.1
Hauteur De Poutre	H_p	$H_p = H_{tot} - e_{t.c}$	1.75
Largeur De Table De Compression	B	$B \approx 0.6H_p$	1.1
Angle De Gousset Supérieur	a	45°	45°
Dimension De Gousset Supérieur	/	0.15*0.15	0.15*0.15
Angle De Talons	y	$45^\circ \leq y \leq 56^\circ$	45°
Epaisseur De Talons	e_t	$0.1 \leq e_t \leq 0.2$	0.2
Largeur De Talons	b_t	$0.6 \leq b_t \leq 0.9$	0.6
Largeur De L'âme A Mi Travée	b_0	/	0.3
Largeur De L'âme A Zone D'about	b_0	/	0.6
L'entraxe Entre Les Poutres	λ	Expérimentale : $1.4 \leq \lambda \leq 1.8$	1.65

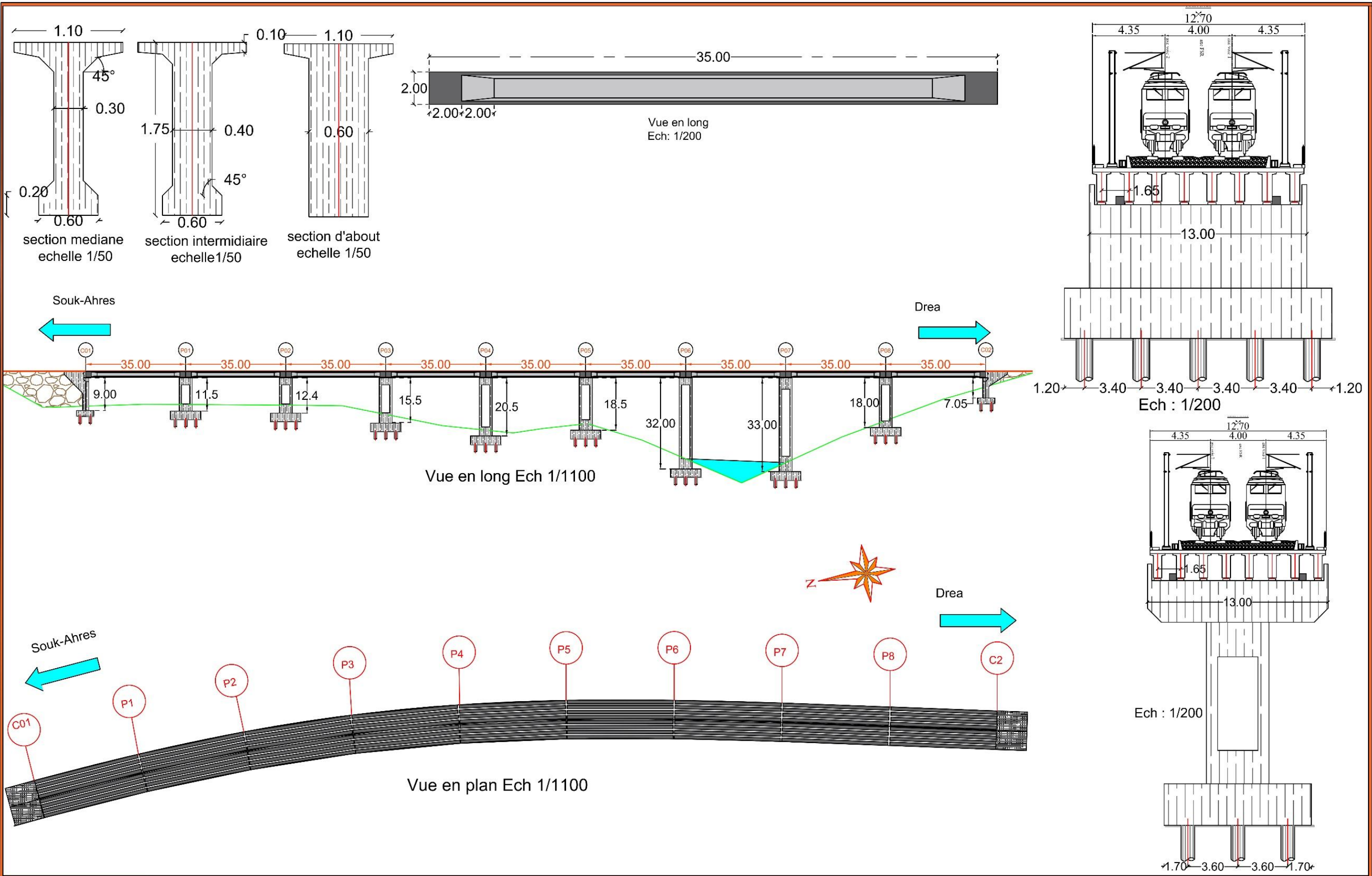
II-2-1-3- Avantages et inconvénients

➤ Avantages

- La facilité du contrôle de réalisation ainsi que la rapidité d'exécution des travaux ;
- Réutilisation des coffrages qui permet de réduire le temps d'exécution (poutres de même détails) ;
- Compétitivité économique et performances structurelles : La solution en poutres préfabriquées en béton précontraint s'avère particulièrement rentable, autorisant des portées importantes comprises entre 30 et 50 mètres.

➤ Inconvénients

- a. **Impact visuel et financier** : Multiplication des appuis intermédiaires augmentant le coût du linéaire ;
- b. **Exigences géotechniques** : Nécessité de fondations profondes dues à la forte descente de charges (poids propre) ;
- c. **Contrainte géométrique** : Difficulté d'adaptation aux tracés en courbe prononcée ;
- d. **Maintenance lourde** : Entretien coûteux lié au grand nombre d'appareils d'appui et de joints de chaussée ;
- e. **Vulnérabilité structurelle** : Sensibilité accrue aux tassements différentiels entre appuis.



 Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz	PROJET	Réalisé par	Encadré par	Département	Module	Année universitaire
	Plan d'ensemble d'un pont à poutres en béton précontraint par post tension	BEDJA OSMANI	M.MOKHTAR	DMS	Dessin Assisté par Ordinateur	2025/2026

II-2-2- VARIANTE N° 2 : Pont Mixte Bi-Poutres

II-2-2-1- Présentation de la variante :

Les ponts mixtes bipoutre sont des ponts dits standard qui travaillent en flexion longitudinale elles sont reliées entre elles par des poutres secondaires appelées

« Entretoises », le profile métallique supportant une dalle pleine en béton armé, la connexion entre la dalle et les poutres principales est faite par des connecteurs.

La portée usuelle va de 30m a 110 m pour les travées continue et 25m a 90m pour les travées indépendantes. Les pots mixtes sont plus adéquats aux ouvrages tes élances ou très courbés.

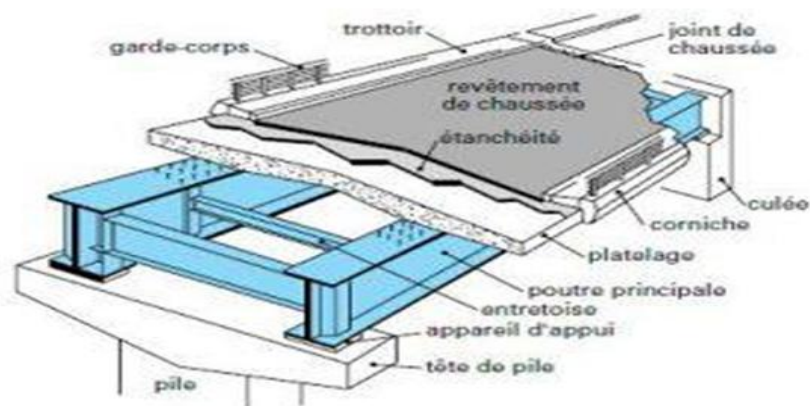


Figure II. 2:Schéma d'un Pont Bi-poutres

II-2-2-2- Conception de la variante :

II-2-2-2-A- Conception longitudinale :

Selon les directives du document SETRA Ponts mixtes acier - béton Guide de conception durable, nous avons proposé un pont mixte bipoutre a travées continues et à hauteur variable pour ce projet,

Le Pont mixte que nous avons proposé est d'une longueur totale de 360 mètres linéaires. Il est composé de :

- Six (6) travées principales :50 m chacune.
- Deux (2) travées de rive : 30 m chacune.

Tableau II. 3: Implantation des appuis

PILE / CULEE	PK
C01	PK 25+472
P01	PK 25+502
P02	PK 25+552
P03	PK 25+602
P04	PK 25+652
P05	PK 25+702
P06	PK 25+752
P07	PK 25+802
C02	PK 25+832

II-2-2-2-B- Conception transversale :

Le tablier n'est pas très large ($LT = 12.7$) une solution consiste à appuyer la dalle sur les deux poutres seulement, reliées entre elles par des entretoises tous les 8 mètres. Les deux poutres principales seront espacées de 7 mètres,

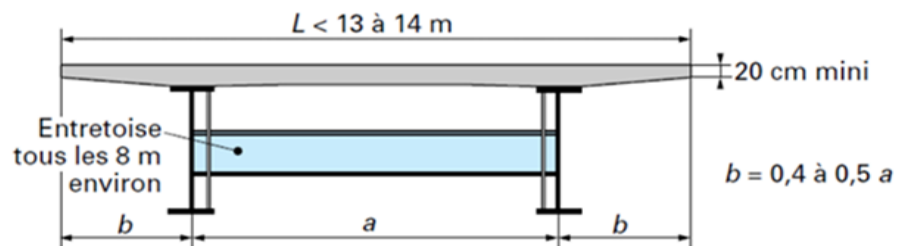


Figure II. 3: coupe transversale

II-2-2-2-C- Conception des poutres principale :

D'après les recommandations de SETRA on a :

Tableau II. 4: Récapitulation de prédimensionnement de la 2^{ème} variante

ELEMENT	Ratio usuel	Valeur retenue
Hauteur de poutre sur pile	$\frac{X}{24} = \frac{50}{24}$	2.5 m
Hauteur de poutre à mi travée	$\frac{X}{36} = \frac{50}{36}$	1.5 m

Entraxe des poutres		$L = 0.55 LT = 0.55 \cdot 12.7$	7 m
Largeur des semelles	Inferieure	$\left(0.25 + \frac{12.7}{40} + \frac{50}{125}\right) \left(0.92 + \frac{12.7}{150}\right)$	1 m
	Supérieure	$B_{inf} - 0.1$	0.9 m
Épaisseur de la Dalle	Droit des poutres	$0.13 + \frac{LT - L}{26}$	0.35 m
	Au centre du tablier	$0.12 + \frac{L}{50}$	0.26 m
Epaisseur de semelle supérieure		$25mm < es < 150mm$	70 mm
Epaisseur de semelle inférieure		$25mm < es < 150mm$	70 mm
Epaisseur d'âme		$14mm < ea < 35 mm$	35 mm

II-2-2-2-D- Conception des entretoises :

La liaison transversale des poutres est réalisée par des entretoises installées à mi-hauteur des poutres principales, formant ainsi un portique. Elles doivent en effet reprendre les effets du vent sur le tablier, empêcher le déversement des semelles inférieures fortement comprimées par la flexion longitudinale et reprendre les efforts induits par les opérations de freinage.

Selon les directives de SETRA, plusieurs options sont disponibles, allant de l'IPE500 à l'IPE700. En examinant des ouvrages existants, nous avons décidé d'utiliser un IPE600 avec un espacement de 8 mètres.

Tableau II. 5: Récapitulation de prédimensionnement de l'entretoise

Elément	IPE 600(mm)
Hauteur principale h	600
Épaisseur de l'âme	12
Épaisseur semelle inférieur	20
Epaisseur semelle supérieur	20
Largeur semelle supérieur	220
Largeur semelle inférieur	220

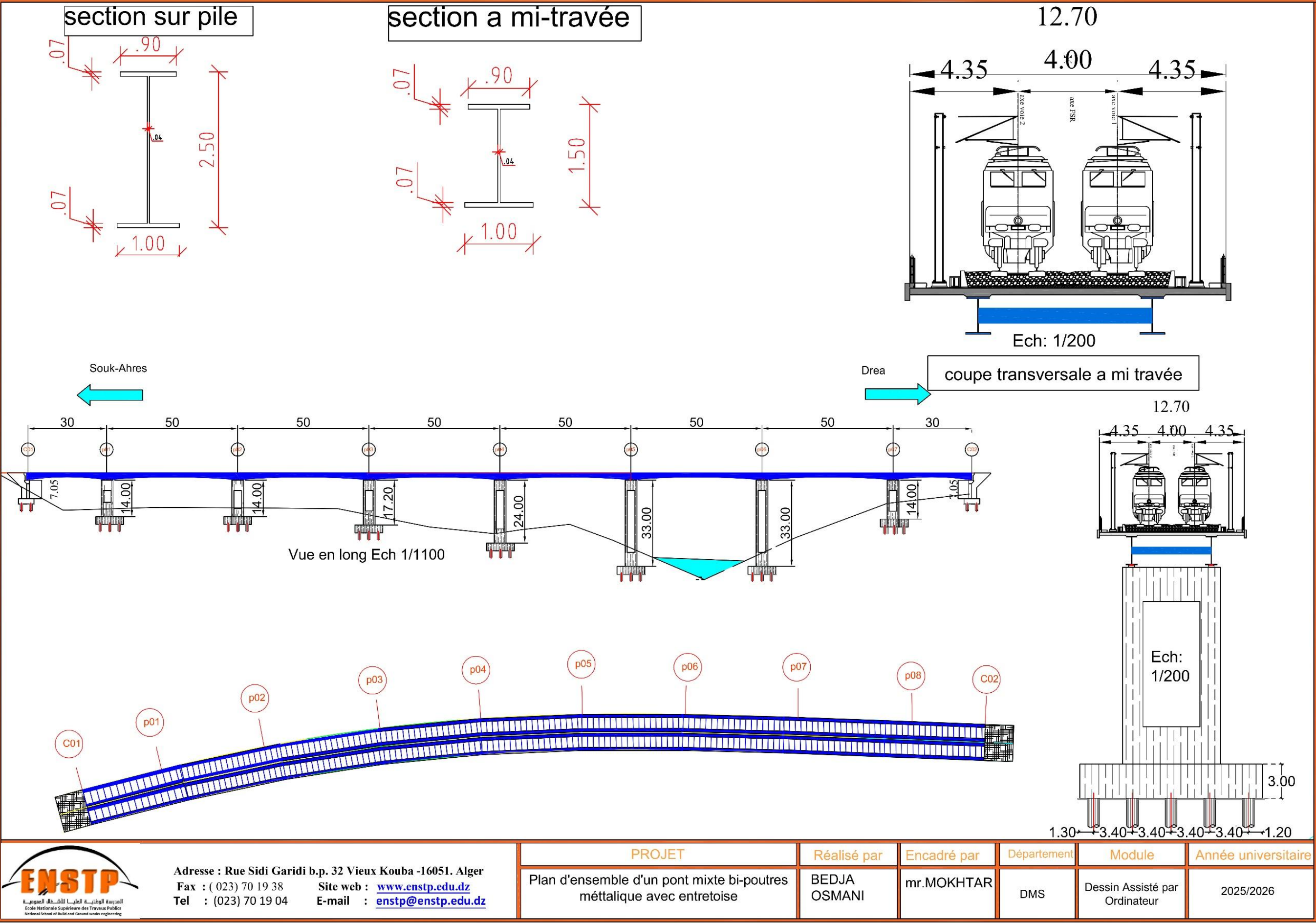
II-2-2-3- Les Avantages et les Inconvénients :

➤ Les Avantages :

- Adapté aux grandes portées ;
- Rapidité d'exécution ;
- Bonne solution pour ponts courbes ;
- La combinaison des matériaux permet une plus grande flexibilité architecturale, rendant les ponts plus esthétiques et mieux intégrés dans leur environnement.

➤ Les Inconvénients :

- Mains d'œuvre qualifiée (soudure spéciale) ;
- Entretien de l'acier ;
- Sensibilité au déversement (instabilité latérale) ;
- Coûts de construction élevés.



II-2-3- Variante N° 3 : Pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs coulé en place.

II-2-3-1- Description de la méthode :

La méthode de construction par encorbellement permet de réaliser le tablier d'un pont par tronçons successifs, appelés **voussoirs**, sans appuis au sol. Chaque nouveau segment est solidarisé à la structure existante par la mise en tension de câbles de précontrainte. Ce procédé crée une console autoporteuse capable de soutenir l'avancement progressif du chantier.

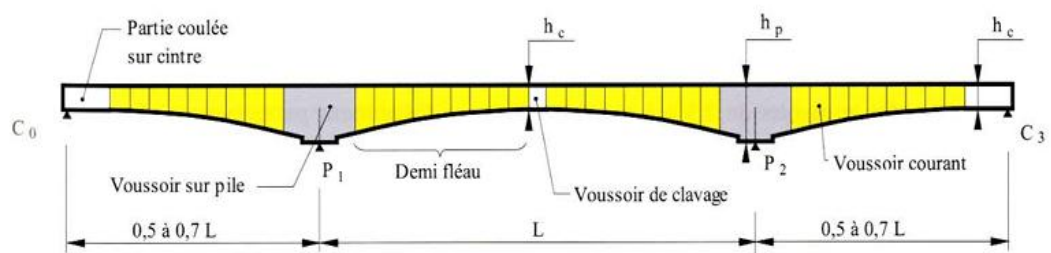


Figure II. 4:Schéma de méthode de construction par encorbellements successifs

II-2-3-2- Conception de la variante :

II-2-3-2-A. Conception longitudinale :

Nous proposons pour cette variante de projeter un pont voussoirs de hauteur constant, avec trois (3) travées principales de 75 m et deux travées de rive de 45 m, donc la longueur totale du pont égale à 315 m

Tableau II. 6: Implantation des appuis

PILE / CULEE	PK	PILE / CULEE	PK
C1	PK 25+485	P3	PK 25+680
P1	PK 25+530	P4	PK 25+755
P2	PK 25+605	C2	PK 25+800

Le tablier est constitué d'un ensemble de caissons de hauteurs constant et une largeur de **12.7m** en béton précontraint, Son prédimensionnement est montré dans le tableau ci- dessous qui est basé sur le guide **SETRA 2003** /livre de Calgaro (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs).

Tableau II. 7: Récapitulatif du prédimensionnement de la variante

Elément		Ration usuel	Valeur retenue (cm)
Largeur du voussoir		B	12.7
Largeur d'encorbellement		$C \approx B/4$	3
Entraxe des âmes		$D = B - 2C$	6.7
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e ₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	0.25
	e ₂	$\frac{c}{8} \leq e_2 \leq \frac{c}{7}$	0.45
	e ₃	* $e_3 = 0.1 + \frac{D}{25}$ * $e_3 > e_2 - 0.1$ * $e_3 > 1.5e_4$	0.45
	e ₄	$\frac{D}{30} \leq e_4 \leq \frac{D}{25}$	0.3
Inclinaison de l'âme		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	10%
Gousset supérieur		$30^\circ \leq \beta \leq 45^\circ$	40°
Gousset inférieur		(Jusqu'à 10°) $40^\circ \leq \gamma \leq 45^\circ$	40°
Hauteur du voussoir		$\frac{L}{25} \leq H \leq \frac{L}{20}$	3.5(m)
Epaisseur de l'âme		$E_{amin} = \frac{L}{275} + 1.25 * \frac{B}{L}$ $E_a \geq 26 + L/500$	0.6
Epaisseur de l'hourdis inf	Sur pile	$18 \leq E_p \leq 22$	0.4
	Sur clef		

II-2-3-2-B. Découpage des voussoirs :

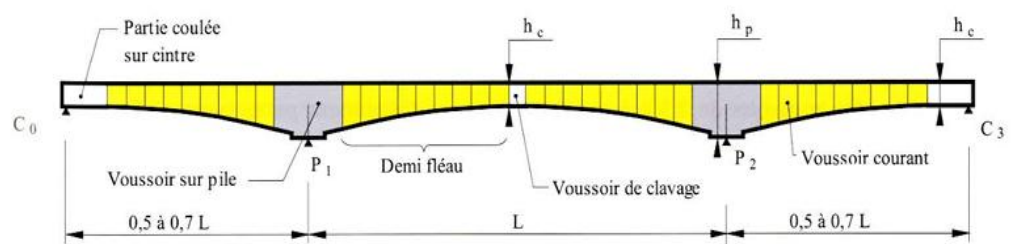


Figure II. 5: Découpage des voussoirs

Tableau II. 8: Découpage des voussoirs.

Type de voussoirs	Ratio usuel	Valeur retenue (m)	Nombre de voussoirs
Voussoirs sur piles	Au moins 8m	8	4
Voussoirs de clavages	$\approx 2\text{m}$	2	5
Voussoirs courants	3 à 4m	{ Tablier de rive : 3 Tablier principale : 3.25	{ • $10 \times 2 = 20$ • $20 \times 3 = 60$
Partie coulée sur cintre	10% à 20%*L	3	$3 \times 2 = 6$

- Si En utilisant le découpage précédent, on obtient un nombre total de voussoirs : **N = 95.**

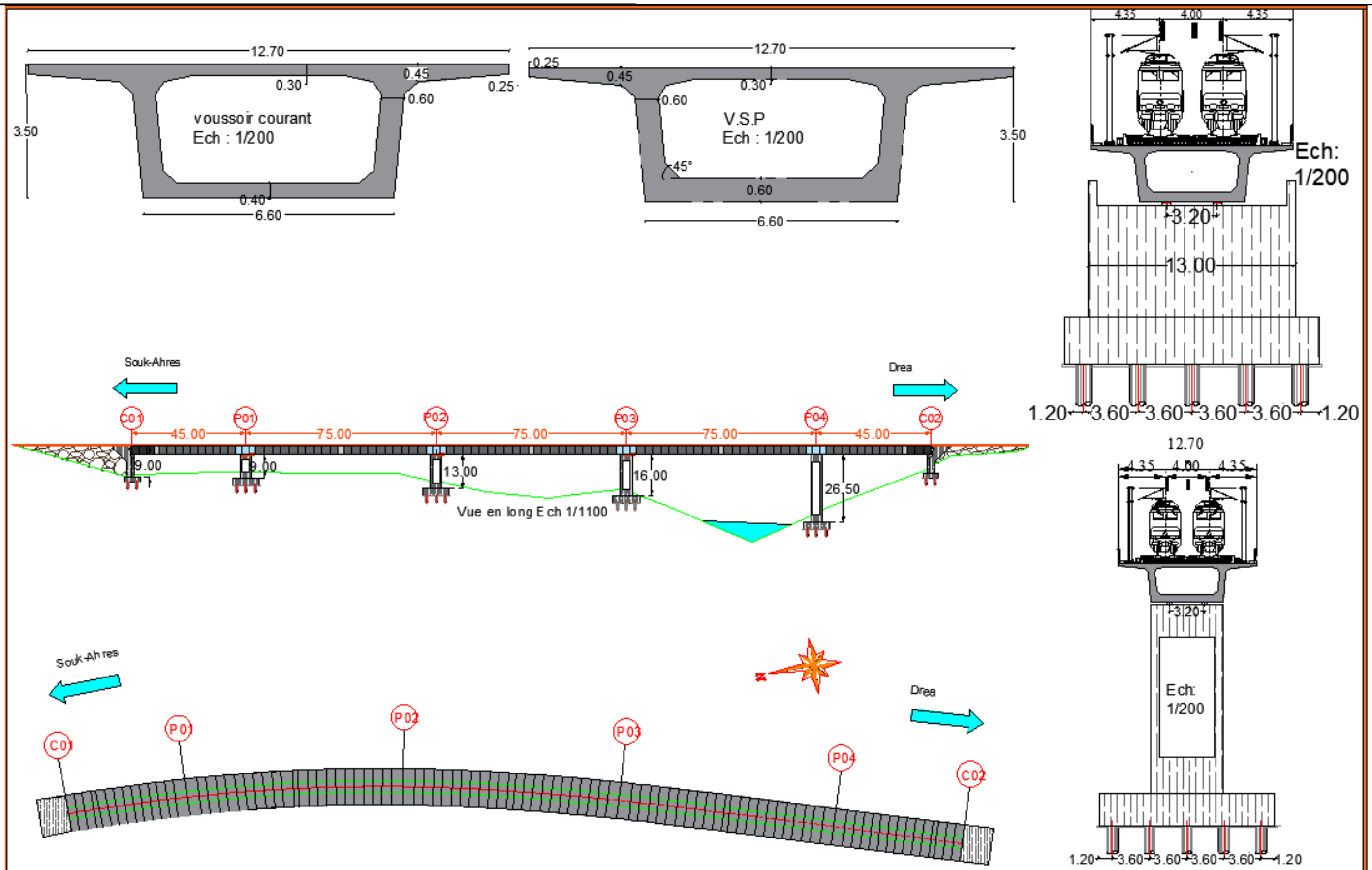
II-2-3-3- Les Avantages et inconvénients :

➤ Les Avantages :

- La construction des tabliers se fait principalement sans contact avec le sol
- Les voussoirs peuvent être préfabriqués en usine (meilleur contrôle qualité) ou coulés en place selon les contraintes du site.
- Les ponts en encorbellement présentent des options esthétiques attrayantes
- Cette méthode permet de réaliser des ouvrages avec des géométries très variées, offrant une grande flexibilité de conception.

➤ Les Inconvénients :

- Complexité de calcul : La structure évolue à chaque étape. Il faut calculer la résistance de la console à chaque nouveau voussoir ajouté
- Le poids est très important.
- La moindre erreur millimétrique sur un voussoir se répercute sur les suivants. Si le réglage est mauvais, les deux parties du pont ne se rejoindront pas parfaitement au centre (clé de voûte).



PROJET		Réalisé par	Encadré par	Département	Module	Année universitaire
Plan d'ensemble d'un pont voussoir construit par encorbellements successifs		BEDJA OSMANI	mr.MOKHTAR	DMS	Dessin Assisté par Ordinateur	2025/2026

II-3- Analyses multicritères :

L'analyse multicritères constitue un outil essentiel dans le processus de prise de décision, permettant d'évaluer et de comparer différentes variantes selon un ensemble de critères prédéfinis. Dans ce cadre, les trois variantes proposées feront l'objet d'une analyse comparative prenant en considération les aspects

Esthétiques, économiques, les conditions d'entretien, les techniques d'exécution ainsi que les délais de réalisation.

Tableau II. 9: Évaluation Multicritères des trois Variantes.

CRITERE		VARIANTE1	VARIANTE 2	VARIANTE 3
		(À poutres)	(Bi-poutres)	(Voussoir)
Exécution (. /10)		7/10	6/10	8/10
Economie (. /10)		7/10	5/10	6/10
COÛT	S (m²)	4000.5	4013.2	4000.5
	PU(DA/m2)	350 000	420 000	400 000
	Prix total	1 400 175 000	1 685 544 000	1 600 200 000
Note totale		14/20	11/20	14/20

NB : L'évaluation du coût d'un ouvrage fondée sur sa seule surface en plan peut conduire à des estimations inexactes, particulièrement lorsque les piles sont élancées. Dans cette configuration, la variante 02 présente un coût plus important, du fait de la diminution de la portée des travées.

II-4- Conclusion

Une conception optimale consiste à minimiser le nombre d'appuis afin de réduire les risques, les piles étant particulièrement sensibles aux actions des eaux. Ainsi, la variante N°03 se révèle la plus appropriée. Elle présente également l'avantage de bien s'adapter aux tracés en courbe, comme dans notre cas avec un rayon de **600 m**, avec deux clothoïdes.



CHAPITRE III

HYPOTHESES DE CALCUL



CHAPITRE III : HYPOTHESE DE CALCUL

III-1-INTRODUCTION :

L'objectif de ce chapitre est de définir les caractéristiques des matériaux employés et de justifier le choix des normes de calcul. Nous y exposerons les résistances caractéristiques ainsi que les coefficients de sécurité appliqués conformément aux standards en vigueur.

III-2-NORMES ET REGLES DE CALCUL

III-2-1-Normes générales

- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limite.
- **Règles B.P.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontrainte, suivant la méthode des états limites

III-2-2-Béton :

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

Dans la plupart des cas, un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, connue sous le nom de "valeur caractéristique requise". Les tests de compression simple sur des éprouvettes cylindriques permettent de mesurer cette résistance.

- $f_{cj} = \frac{j}{4.67+0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$
- $f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40 \text{ MPA}$

- Pour la superstructure : $f_{cj} = 40 \text{ MPa}$ si $j \geq 28$ jours.
- Pour l'infrastructure : $f_{cj} = 30 \text{ MPa}$ si $j \geq 28$ jours

III-2-2-2-Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton au bout de « j » jours, désignée par f_{tj} , est définie par la relation suivante :

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

- Pour la superstructure : $f_{t28} = 3 \text{ MPa}$
- Pour l'infrastructure : $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

III-2-2-3-Module de déformation différée :

Parmi les déformations caractéristiques du béton figurent le retrait et le fluage. Lorsque les charges sont maintenues plus de 24 heures, on utilise le module de déformation différée E_{vj} pour évaluer le comportement du matériau 'j'jours. Sa valeur est donnée par :

$$E_{vj} = 3\,700 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour j= 28 jours

➤ $E_{vj} = 12\,539.82 \text{ MPa}$; pour la superstructure ;

➤ $E_{vj} = 11\,496.76 \text{ MPa}$; pour l'infrastructure.

III-2-2-4-Déformation instantanée de béton :

Selon les règles du BPEL, le module de déformation instantanée du béton est défini par les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures et à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11\,000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$$

Pour j= 28 jours :

➤ $E_{ij} = 37\,619.47 \text{ MPa}$; pour la superstructure ;

➤ $E_{ij} = 34\,179.56 \text{ MPa}$; pour l'infrastructure.

III-2-2-5-Déformation transversale de béton :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : module de Young

ν : coefficient de Poisson

- $\nu = 0,2$: pour une zone non fissurée (ELS).
- $\nu = 0$: pour une zone fissurée (ELU).

III-2-2-6- Contrainte de calcul à état limite ultime :

Ce diagramme est universellement applicable. Il se compose d'un arc de parabole du second degré, prolongé à son sommet par un palier horizontal dont l'ordonnée a pour valeur de :

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

❖ Le coefficient θ est fixé à :

- $\theta = 1,0$ lorsque la durée $t > 24h$.
- $\theta = 0,9$ lorsque la durée $1h < t < 24h$.
- $\theta = 0,85$ lorsque la durée $t < 1h$.

❖ γ_b :

- 1,5 situation transitoire.
- 1,15 situation accidentelle.
- 1,5 situation durable. Contraintes dans le béton à l'état limite ultime.

Tableau III. 1:Contraintes dans le béton à l'état limite ultime.

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	22.67	17
		$\gamma_b = 1.15$	29.56	22.17

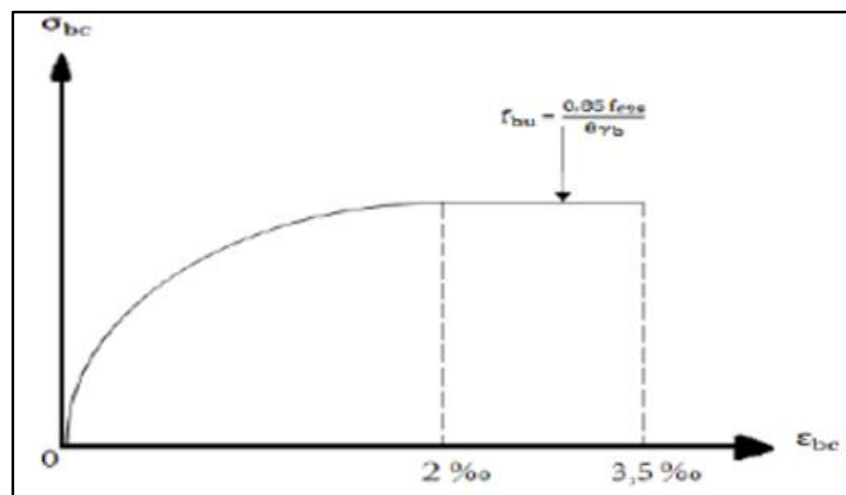


Figure III. 1:Diagramme contrainte déformation à ELU

Tableau III. 2: Caractéristiques du béton.

	Superstructure	Infrastructure
f_{cj} (MPa)	40	30
f_{tj} (MPa)	3	2,40
Type de ciment	CPA 42.5	CPA 42.5
E_{ij} (MPa)	37 619.47	34179.56
E_{vj} (MPa)	12 539.82	11 496.76

III-2-3-Les aciers :

Les aciers utilisés dans les structures en béton précontraint se répartissent en deux catégories distinctes.

- **Les aciers passifs** : qui sont intégrés afin de reprendre les efforts tranchants et de limiter l'apparition des fissures dans le béton.
- **Les aciers actifs** : qui sont employés pour assurer la précontrainte de l'ouvrage.

III-2-3-1-Les armateurs passifs

Le ferrailage des voussoirs est assuré par des armatures à haute adhérence (**HA**) de classe **FeE500**. L'acier est caractérisé par son module d'élasticité longitudinal E_s , également appelé module de Young, qui exprime la relation entre la contrainte et la déformation dans le domaine élastique du matériau :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa}$$

a. Contrainte de l'acier à l'ELU :

La contrainte limite à l'ELU de l'acier est donnée par :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- $\gamma_s = 1.15$: Situation durable.
- $\gamma_s = 1$: Situation accidentelle.

Tableau III. 3: Contrainte de l'acier a l'ELU.

	Situation durable	Situation accidentelle
f_{su} (MPa)	434.78	500

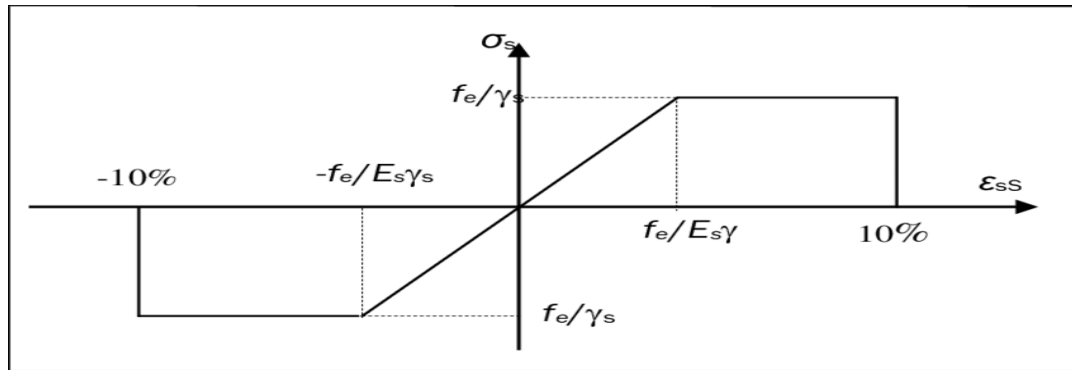


Figure III. 2:Diagramme de contrainte-déformation de l'aciers à ELU.

b. Contrainte de l'acier à l'ELS :

Tableau III. 4:Contrainte de l'acier à l'ELS.

Fissuration	Contrainte en MPA	En superstructure	En infrastructure
Peu nuisible	Pas de limitation des contraintes, aucune vérification		
Préjudiciable	$\sigma_s = \max (0.5 f_e ; 110\sqrt{1.6ftj})$	264	250
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max (0.4 f_e ; 88\sqrt{1.6ftj})$	211.2	200

III-2-3-1-Les armateurs actifs

Tableau III. 5:Caractéristiques du câble de la précontrainte

Caractéristiques de câble	Valeur
Unité de la précontrainte	19 torons
Section 19T15	2641mm ²
Limite de rupture f_{prg}	1860
Limite d'élasticité f_{peg}	1660
Tension maximale à l'origine	$\sigma_{P0} = \min (0.8f_{prg} , 0.9f_{peg}) = 1488Mpa.$

Diamètre extérieur des gaines	90 mm
Section d'un toron	$A_p = 139 \text{ mm}^2$
Classe de câble	TBR (Très basse relaxation)

III.3 CONCLUSION :

Dans Ce chapitre ont été établis les hypothèses de base et sélectionné les caractéristiques des matériaux, qui seront utilisées dans la suite des calculs, notamment pour l'évaluation des charges et surcharges, objet du chapitre suivant.



CHAPITRE IV

CHARGES ET SURCHARGES



CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

IV-1- EVALUATION DES ACTIONS :

IV-1-1- Evaluation des actions hors trafic :

IV-1-1-1- Charges permanentes

a. Poids du voussoir :

Tableau IV. 1:Poids propre du tablier

	Section(m)	Densité (KN/m)	Poids lainière (KN/ML)	Longueur totale(m)	Poids totale (KN)
Voussoir courante	10,666	25	266,65	277	73862,05
VSP	11,807	25	295,175	38	11216,65

b. Les compléments de charges permanentes CCP :

Tableau IV. 2:Estimation du poids dû aux CCP+CP.

Elément	Densité (KN/m)	Poids linéaire (KN/m)	Poids ccp(KN)
Rail UIC 60	/	2.4	756
Traverse bi-bloc	/	8.4	2 646
Corniches	25	5	1 575
Mure ballast	25	10	3 150
Caténaires	/	2.4	756
Gard corps	/	2	630
Ballast	20	82	25 830
Etanchéité	25	16.4	5 166
La somme (KN)			40 509
Poids propre de demi-fléau central (KN)	19 998.75		
Poids totale de tablier (KN)	125 587.7		

IV-1-1-2- Action thermique :

L'action thermique est définie par un gradient vertical représentant l'évolution de la température dans la structure. Ce paramètre est admis comme constant sur la longueur du pont, avec un profil de variation linéaire suivant la fibre de la section. Selon le référentiel **RCPR** (Tableau 3.2), deux cas de figure sont à considérer :

Tableau IV. 3: Valeur de gradient thermique.

	En phase de construction(°c)	En phase de service (°c)
Tablier voussoir en béton	±12	±7

Pour un climat tempéré, l'amplitude thermique uniforme retenue s'étend de **-15 °C** à **+35 °C** (en hiver et été). En tenant compte des conditions de température ambiante lors du collage (comprises entre **+10 °C** et **+25 °C**), cette approche permet de quantifier les sollicitations extrêmes de dilatation et de contraction imposées à l'ouvrage.

Donc les valeurs du calcul sont :

$$\Delta T^+ = +35 - (+10) = +25^\circ\text{C}$$

$$\Delta T^- = -15 - (+25) = -40^\circ\text{C}$$

IV-1-1-3- Action due au vent :

En s'appuyant sur le référentiel **RCPR**, l'influence du vent est intégrée aux calculs sous la forme d'une pression statique horizontale. Cette intensité, appliquée aux surfaces directement impactées, prend la valeur caractéristique suivante :

- **2,00 kN/m²** pour les ouvrages en service (cas défavorable).

IV-1-2- Evaluation des actions dues au trafic :

IV-1-2-1-Introduction

Les effets du trafic ferroviaire sont évalués au moyen de modèles de charges représentatifs des caractéristiques géométriques et pondérales des convois. L'**UIC** retient ainsi les schémas **71** et **SW/0** pour le trafic courant sur lignes principales, le modèle **SW/2** pour les charges lourdes, et le modèle "Train à vide" pour les analyses de stabilité ou de réactions minimales.

IV-1-2-2-Domaine d'application :

Cette partie définit les sollicitations ferroviaires applicables aux voies à écartement normal et large. Les modèles de chargement présentés ne sont pas des charges physiques réelles, mais des représentations théoriques conçues pour simuler fidèlement l'impact du trafic d'exploitation, en intégrant séparément les effets dynamiques. Si un projet implique un trafic spécifique non couvert par ces schémas, il convient de définir des modèles de charge et des règles de combinaison adaptés.

Sont exclus du champ d'application :

- Les chemins de fer à voie étroite.
- Les tramways et métros légers.
- Les réseaux historiques.

- Les systèmes à crémaillère ou à funiculaire.

IV-1-2-3-Charges ferroviaires :

Selon **CODE UIC 776-1**, on définit 3 schémas de charge **UCI 71**, **SW/0** et **SW/2** pour notre cas.

a. Schéma de charge UIC71

Le modèle 71 représente l'effet statique du trafic ferroviaire normal. La répartition spatiale et l'intensité des charges verticales à prendre en compte sont détaillées sur le schéma suivant :

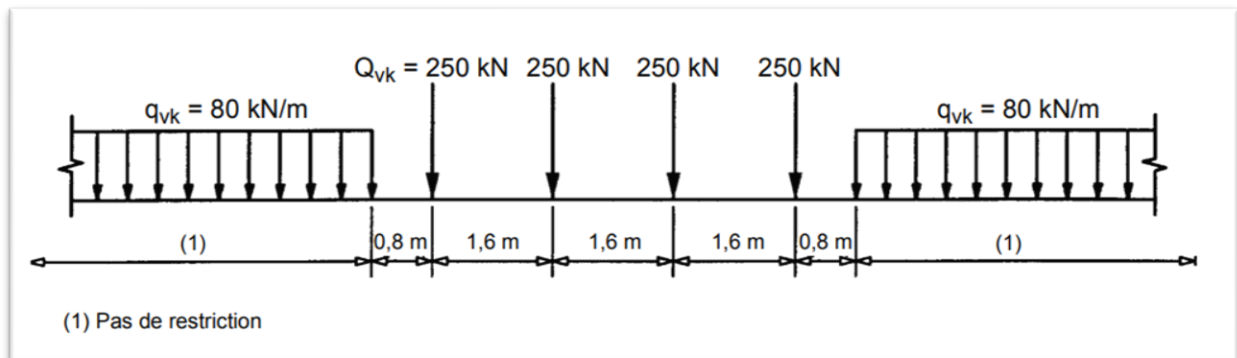


Figure IV. 1:Modèle de charges 71.

Remarque : Les charges nominales définies par le modèle de calcul (Figure IV.2) doivent être ajustées par un coefficient de pondération, noté α . Ce paramètre peut prendre différentes valeurs normalisées allant de 0,75 à 1,46 (notamment **0,75 ; 0,83 ; 0,91 ; 1,00 ; 1,10 ; 1,21 ; 1,33 ; 1,46**). Dans le cadre du présent projet, la valeur retenue est $\alpha=1,21$ pour dimensionner l'ouvrage.

Le coefficient α sert à adapter le modèle de charge standard (le Modèle **71**, qui correspond à $\alpha = 1,00$) au type de trafic réel que le pont devra supporter durant sa vie utile :

- $\alpha < 1$: Pour les lignes supportant un trafic léger (autorails, trains de banlieue légers).
- $\alpha = 1$: Trafic ferroviaire normal (voyageurs et fret standard).
- $\alpha > 1$: Pour les lignes à fort tonnage ou à trafic lourd (transport de minerais, convois de marchandises exceptionnels).

b. Schéma des charges SW/0 et SW/2 :

Le modèle de charges **SW/0** représente l'effet statique de chargement vertical résultant d'un trafic ferroviaire normal sur les poutrelles continues.

Le modèle de charges **SW/2** représente l'effet statique de chargement vertical généré par un trafic ferroviaire lourd.

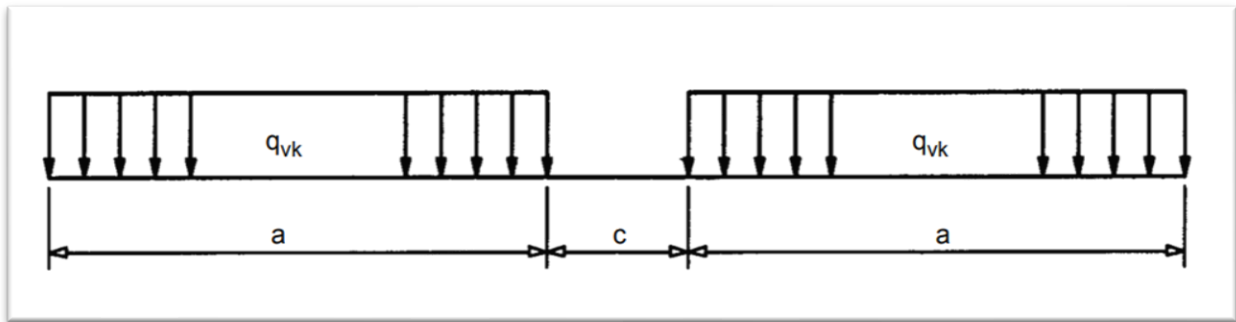


Figure IV. 2: model de charge SW/0 et SW/2.

Tableau IV. 4: Valeurs caractéristiques des charges verticales pour les modèles de charges SW/0 et SW/2.

Modèle de charges	q_{vk} [kN/m]	a	C
SW/0	133	15	5.3
SW/2	150	25	7

IV-1-2-4-Forces horizontales :

a. Les actions imputables à la traction et au freinage :

Les efforts de traction et de freinage agissent au sommet des rails dans le sens longitudinal de la voie. Ils sont considérés comme uniformément répartis sur la longueur d'influence correspondante L_{ab} pour les effets de traction et de freinage sur l'élément de structure considéré. Le sens des forces de traction et de freinage doit tenir compte du (des) sens de circulation autorisé(s) sur chaque voie.

Les valeurs caractéristiques des forces de traction et de freinage sont définies comme suit

a1. Force de traction :

Appliqués sur l'ensemble du tablier pour le schéma de charge UIC 71 et les schémas de charge SW/0 et SW/2.

$$Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} * L \text{ [m]} \leq 1\,000 \text{ kN}$$

Comme $L = 315 \text{ m}$ Donc : $Q_{lak} = 10395 \text{ kN} > 1000 \text{ kN}$ (ne vérifier pas)

Alors la valeur de calcul est : $Q_{lak} = \frac{1000}{315} = 3.17 \text{ kN/m}$

b2. Force de freinage :

- Appliqués Pour le schéma de charges UCI 71 et le schémas SW/0

$$Q_{lb} = 20 \text{ kN/m} \times L \text{ [m]} \leq 6000 \text{ kN}$$

$$Q_{lb} = 20 \times 315 = 6300 \text{ kN} > 6000 \text{ kN} \text{ (n'est pas vérifier)}$$

Alors la valeur de calcul est : $Q_{lb} = \frac{6000}{315} = 19.05 \text{ KN/m}$

- Pour le schéma de charge SW/2 :
 $Q = 35 \text{ KN/m}$

b. Effort de lacet :

Une force horizontale transversale due au mouvement du train, perpendiculaire à l'axe de la voie. La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$.

Nota : Cette force caractéristique doit être multipliée par le coefficient α . Alors la valeur de calcul est : $Q_{sk} = 121 \text{ kN}$.

c. Force centrifuge

Le pont étant situé sur une section de voie présentant une courbure (incluant les transitions en clothoïde et l'arc circulaire de $R=600$) l'action de la force centrifuge est prise en compte. Pour les modèles de charges verticales **LM71** et **SW/0**, les efforts centrifuges sont calculés en appliquant le coefficient de réduction f comme suit :

- $Q_{tk} = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk})$
- $q_{tk} = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk})$

Avec :

Q_{vk}, q_{vk} : charges verticales des modèles LM71 et SW0

($Q_{LM71}=250\text{KN}$, $Q_{LM71}=80\text{KN/M}$, $Q_{SW0} =133\text{KN/M}$.)

V : vitesse de projet maximale égale 160 km/h

r : Rayon en plan égale à 600m

f : coefficient de réduction pour le modèle LM71 et SW0 (égal 1 pour les autres cas)

L_f : longueur d'influence de la partie chargée du pont en courbe (" dans ce cas en prendre la longueur de les deux clothoïdes avec l'arc pour assurer la sécurité").

$$f = 1 - \frac{V-120}{1000} * \left(\frac{814}{V} + 1.75 \right) * \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}} \right)$$

A.N:

$$f = 1 - \frac{160-120}{1000} * \left(\frac{814}{160} + 1.75 \right) * \left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{(53.2)}} \right) = 0.79$$

Pour LM71 :

- $q_{tk} = \frac{160^2}{127 \cdot 600} (0.79 \cdot 250) = 66.35 \text{ KN}$
- $Q_{tk} = \frac{160^2}{127 \cdot 600} (0.79 \cdot 80) = 21.23 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

Pour SW0:

- $Q_{tk} = \frac{160^2}{127 \cdot 600} (0.79 \cdot *) = 33.5 \text{ KN/ml}$

IV-1-2-5-Effets dynamiques :

Les contraintes, les déformations statiques d'un pont, ainsi que l'accélération du tablier, sont influencées par le passage des trains en raison de plusieurs phénomènes : la réponse inertielle de la structure, la succession des charges pouvant engendrer des effets de résonance, ainsi que les variations de charges liées aux irrégularités de la voie ou du matériel roulant.

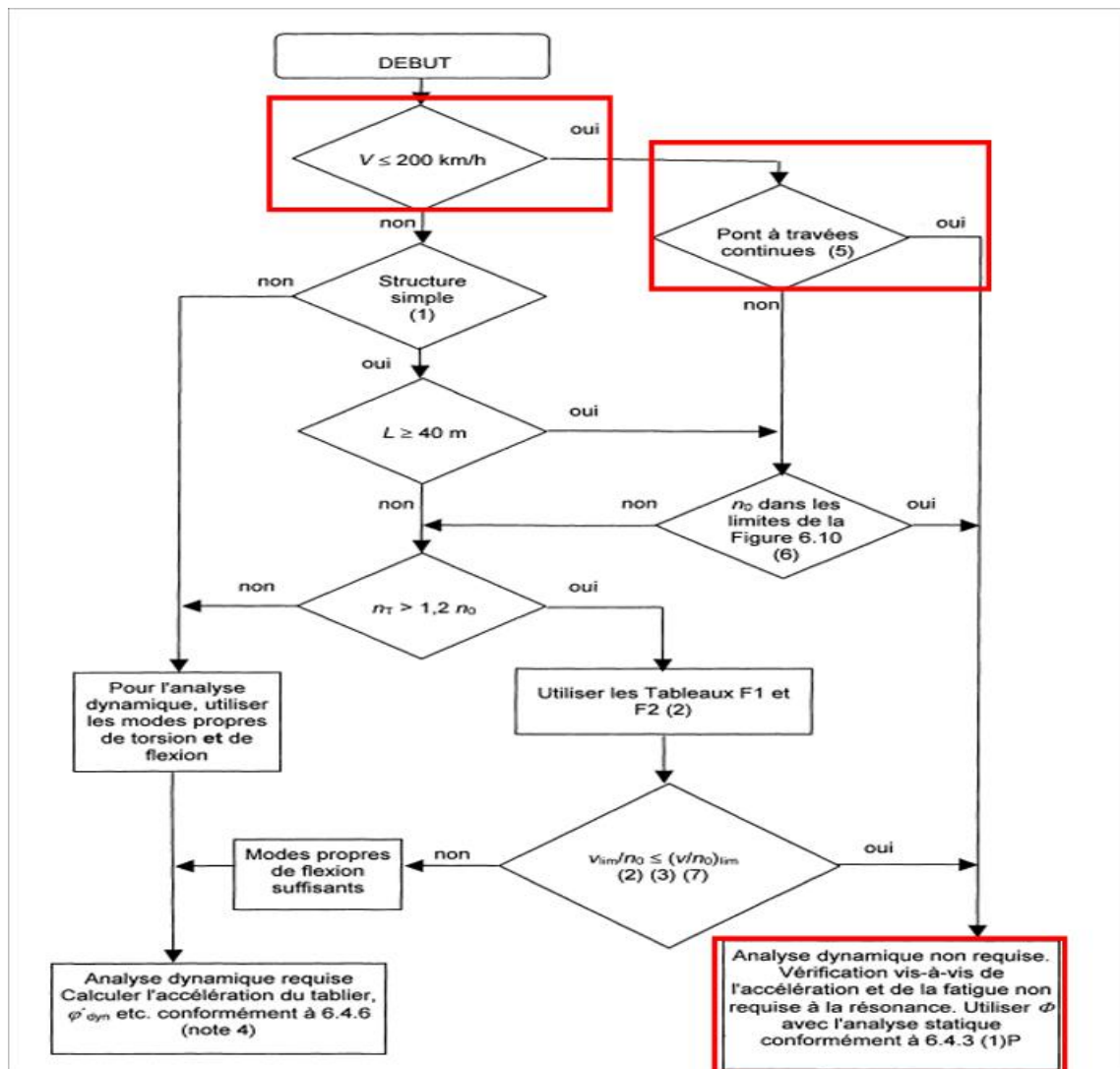


Figure IV. 3:Extrait du figure 6.9 EN1991-2.

Pour l'analyse, une approche statique est généralement réalisée en utilisant les modèles de charges prescrits, puis les résultats sont corrigés à l'aide d'un coefficient dynamique. Par ailleurs, une analyse dynamique peut être nécessaire ; ses modalités sont précisées dans le §6.4.4 de la norme EN 1991-2, en tenant compte notamment de la vitesse maximale des trains, de la longueur des travées et des fréquences propres de la structure. Dans ce cas, selon EN 1991-2 On doit considérer

- La vitesse du train
- La longueur de la travée

En raison de la vitesse maximale de **160 km/h** et de la structure longitudinale du viaduc, l'analyse dynamique n'est pas nécessaire. Donc On fait d'abord une analyse statique on applique les charges (LM71, SW/0...) et après On corrige avec un facteur dynamique

a. Coefficient dynamique Φ ($\Phi 2$ et $\Phi 3$) :

Le coefficient dynamique qui augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges 71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que.

En général, le coefficient dynamique Φ est défini comme $\Phi 2$ ou $\Phi 3$ en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

➤ **Pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée :**

$$\Phi 2 = \frac{1.44}{\sqrt{L\Phi - 0.2}} + 0.82 \quad \text{avec } 1.00 \leq \Phi 2 \leq 1.67.$$

➤ **Pour une voie bénéficiant d'une maintenance standard :**

$$\Phi 3 = \frac{2.16}{\sqrt{L\Phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{avec } 1.00 \leq \Phi 3 \leq 2.00.$$

L_Φ : est la longueur "déterminante" (longueur associée à en [m])

$$L_m = \frac{(L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5)}{n} = \frac{45 + 75 + 75 + 75 + 45}{5} = 63 \text{ m}$$

$$L_\Phi = K \times L_m \text{ tel que } n = 5 \rightarrow k = 1.5 \text{ donc } L_\Phi = 1.5 \times 63 = 94.5 \text{ m}$$

Alors on trouve :

$$\Phi 2 = 0.96 < 1 \text{ on prend } \Phi 2 = 1.$$

$$\Phi 3 = 0.95 < 1 \text{ on prend } \Phi 3 = 1.$$

IV-1-2-5 Déraillement :

Conformément à l'article 2.7 du Code UIC 776-1, la stabilité globale de l'ouvrage est vérifiée sous l'hypothèse d'un déraillement. Ces justifications, menées aux **ELU accidentels**, visent à garantir l'intégrité de la structure en excluant tout risque de renversement ou d'effondrement total.

Situation I: En cas de déraillement, le train reste sur le tablier du pont, retenu par le rail contigu ou le parapet. Des dommages locaux sont tolérés, mais les éléments structuraux principaux doivent conserver une résistance suffisante. Les charges de calcul par axe sont définies comme suit :

$$0,7 \times \alpha \times \text{LM71}$$

- Charge ponctuelle $Q_{A_1d} = 0,7 \times 1,21 \times 250 = 211,75 \text{ (kN)}$
- Charge répartie : $q_{A_1d} = 0,7 \times 1,21 \times 80 = 67,76 \text{ (kN/m)}$

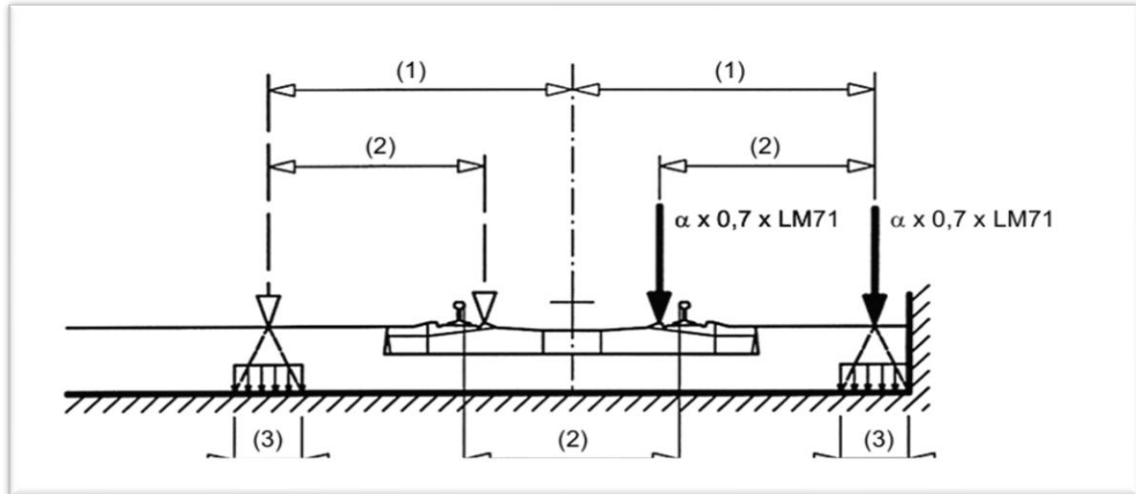


Figure IV. 4: Situation de projet I

Situation II : le train déraillé reste en équilibre sur le bord du tablier, la stabilité globale du tablier doit être maintenue, la charge considérée est distribuée sur une longueur maximale de 20m est vaut :

$$1,4 \times \alpha \times \text{LM71}$$

$$q_{A_2d} = 1,41 \cdot 4 \times 1,21 \times \frac{1000 + 80 \times (20 - 6,4)}{20} = 176,9 \text{ KN}$$

Note :

1000 vient des 4 essieux de 250 kN, et 6,4m est la longueur occupée par ces essieux).

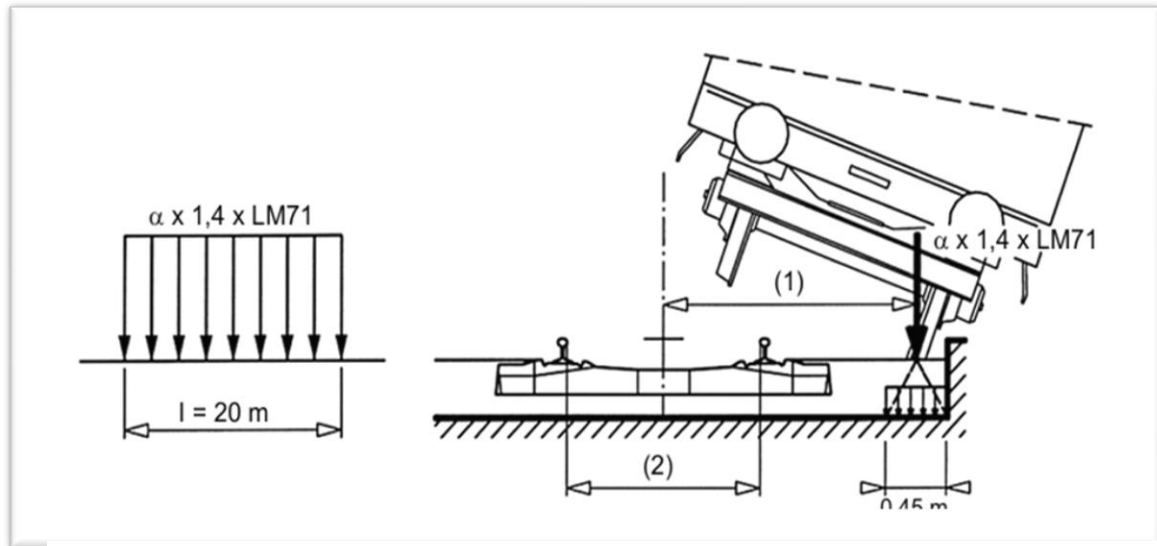


Figure IV. 5: Situation de projet II

IV-1-2-6 : Groupes de charges - Valeurs caractéristiques de l'action à composants multiples

La conception des ponts ferroviaires nécessite de prendre en compte simultanément les différentes actions dues au trafic. Dans ce cadre, les « **groupes de charges selon u.i.c.776-1** » permettent de définir les combinaisons essentielles utilisées pour le dimensionnement de l'ouvrage. Ils regroupent plusieurs types d'actions, telles que les charges verticales, les efforts de freinage et la force centrifuge, afin de les considérer de manière cohérente. Cette approche permet de vérifier la structure dans les conditions les plus défavorables et de garantir ainsi sa sécurité et sa durabilité face aux exigences d'exploitation.

Nombre de voies sur la structure			Groupes de charges			Efforts verticaux			Efforts horizontaux			Commentaires
						2.3.2/2.3.3	2.3.3	2.3.4	2.5.3	2.5.1	2.5.2	
1	2	≥ 3	Nbre de voies chargées	Groupe de charges	Voie chargée	LM 71 ^a SW/0 ^{ab} HSLM ^{cd}	SW/2 ^{ae}	Train à vide	Traction freinage ^a	Effort centrifuge ^a	Effort de lacet ^a	
			1	gr11	T ₁	1			1 ^f	0,5 ^f	0,5 ^f	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			1	gr12	T ₁	1			0,5 ^f	1 ^f	1 ^f	Max. vertical 2 avec max. transversal
			1	gr13	T ₁	1 ^g			1	0,5 ^f	0,5 ^f	Max. longitudinal
			1	gr14	T ₁	1 ^g			0,5 ^f	1	1	Max. latéral
			1	gr15	T ₁			1		1 ^f	1 ^f	Stabilité latérale avec "Train à vide"
			1	gr16	T ₁		1		1 ^f	0,5 ^f	0,5 ^f	SW/2 avec max. longitudinal
			1	gr17	T ₁		1		0,5 ^f	1 ^f	1 ^f	SW/2 avec max. transversal
			2	gr21	T ₁ T ₂	1 1			1 ^f 1 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	Max. vertical 1 avec max. longitudinal
			2	gr22	T ₁ T ₂	1 1			0,5 ^f 0,5 ^f	1 ^f 1 ^f	1 ^f 1 ^f	Max. vertical 2 avec max. transversal
			2	gr23	T ₁ T ₂	1 ^g 1 ^g			1 1	0,5 ^f 0,5 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	Max. longitudinal
			2	gr24	T ₁ T ₂	1 ^g 1 ^g			0,5 ^f 0,5 ^f	1 1	1 1	Max. latéral
			2	gr26	T ₁ T ₂	1 1	1		1 ^f 1 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	0,5 ^f 0,5 ^f	SW/2 avec max. longitudinal
			2	gr27	T ₁ T ₂	1 1	1		0,5 ^f 0,5 ^f	1 ^f 1 ^f	1 ^f 1 ^f	SW/2 avec max. transversal
			≥ 3	gr31	T _i	0,75			0,75 ^f	0,75 ^f	0,75 ^f	Cas de charge supplémentaire

Figure IV. 6:Extrait du Tableau 4, UIC 776-1, Evaluation des groupes de charges pour le trafic ferroviaire.

Donc pour l'étude longitudinale on utilise les groupes : 11-16-21-26

N.B : Lorsque l'on n'utilise pas de groupes de charges, les actions du trafic ferroviaire sont combinées conformément au point 2.2 du Tableau 2 - page 38.

Tableau 2 : Actions variables

Action	Situation de calcul et état limite																			
	Durable et transitoire										Accidentel				Sismique					
	Ultime				Aptitude au service (16)						Ultime				Ultime					
	Résistance		Equilibre statique (10)		Fatigue		Caractéristique		Fréquent		Quasi-permanent		Résistance		Equilibre statique (10)		Résistance		Equilibre statique (10)	
2 Actions variables (30)	L	A	L	A	-			L	O	L	O	L	O	M	O	M	O	O	O	
	γ_{Q1}	$\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i}$	γ_{Q1}	$\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i}$	γ_{Ff}	γ_{σ}	γ_k	γ_{Q1}	$\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i}$	$\gamma_{Q1} \cdot \psi_{11}$	$\gamma_{Qi} \cdot \psi_{2i}$	$\gamma_{Q1} \cdot \psi_{11}$	$\gamma_{Qi} \cdot \psi_{2i}$	$\gamma_{QA1} \cdot \psi_{11}$ ou (4) $\gamma_{QA1} \cdot \psi_{21}$	$\gamma_{Q1} \cdot \psi_{2i}$	$\gamma_{QA1} \cdot \psi_{11}$ ou (4) $\gamma_{QA1} \cdot \psi_{21}$	$\gamma_{QA1} \cdot \psi_{21}$	$\gamma_{Qi} \cdot \psi_{2i}$	$\gamma_{Qi} \cdot \psi_{2i}$	
2.1 Actions du trafic : groupes de charges (18)																				
Groupes de charges 11-14 (LM71, SW/0)	1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8	Cf. exigences nationales								Cf. exigences nationales				Cf. exigences nationales			
Groupes de charges 15 (Train à vide)	-	-	-	1,0 x 1,0																
Groupes de charges 16-17 (SW/2)	1,2	-	1,2	-																
Groupes de charges 21-24 (LM71, SW/0)	1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8																
Groupes de charges 26-27 (LM71, SW/2) (14)	1,45/1,20	-	1,45/1,20	-																
Groupes de charges 31 (LM71, SW/0)	1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8																
2.2 Actions du trafic : actions individuelles, etc. (2) (18)																				
LM71, SW/0	1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8	Cf. exigences nationales								Cf. exigences nationales				Cf. exigences nationales			
Train à vide	-	-	-	1,0 x 1,0																
SW/2	1,2	-	1,2	-																
Modèle de charges HSLM (17)	1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8																
Effets de charges des Trains Réels	1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8																
Actions du trafic générant une fatigue	-	-	-	-																
Pression horizontale au sol résultant de la surcharge du trafic	1,45	1,45 x 0,8	1,45	1,45 x 0,8																
Actions aérodynamiques (20)	1,5	1,5 x 0,8	1,5	1,5 x 0,8																
2.3 Autres actions variables																				
Charge générale sur les pistes piétonnes non publiques	1,5	1,5 x 0,8	1,5	1,5 x 0,8	Cf. exigences nationales								Cf. exigences nationales				Cf. exigences nationales			
Autres actions de l'exploitation	1,5	1,5 x 0,8	1,5	1,5 x 0,8																
Actions naturelles - vent F_{wk} ou F_{wn} (20) (22) - vent F_{w}^{**} (20) - thermique (21) - hydraulique - neige et glace	1,5	1,5 x 0,8	1,5	1,5 x 0,8																
	1,5	1,5 x 1,0	1,5	1,5 x 1,0																
	1,5	1,5 x 0,8	1,5	1,5 x 0,8																
	1,5	1,5 x 1,0	1,5	1,5 x 1,0																
Cf. dispositions nationales																				

Figure IV. 7:Extrait du tableau 2 UIC-776-1- Annexe A - Cas de calcul et combinaisons d'actions.

a. Simultanéité de la composante uniforme et du gradient thermique :

On considère selon l'article 6.1.5 de la norme européenne NF EN 1991-1-5:2003: Lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte simultanément le gradient thermique, $\Delta T_{M,heat}$ (ou $\Delta T_{M,cool}$) et les variations uniformes de température d'un pont, $\Delta T_{N,exp}$ (ou $\Delta T_{N,con}$), (par exemple, dans le cas des structures en portiques), il est possible d'utiliser l'expression suivante (qu'il convient d'interpréter comme combinaison d'actions :

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (ou } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp} \text{ (ou } \Delta T_{N,con}) \quad \dots \text{ (EN 1991, équation 6.3)}$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} \text{ (ou } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (ou } \Delta T_{N,con}) \quad \dots \text{ (EN 1991, équation 6.4)}$$

Tel que :

$$\omega_N = 0.35 \quad \text{et} \quad \omega_M = 0.75$$

DONC :

$$gT_p + 0.35dT_p \quad \quad \quad 0.75gT_p + dt_p$$

$$\begin{aligned} gT_p + 0.35dT_n & \quad \quad \quad 0.75gT_p + dT_n \\ gT_n + 0.35dT_p & \quad \quad \quad 0.75gT_n + dT_p \\ gT_n + 0.35dT_n & \quad \quad \quad 0.75gT_n + dT_n \end{aligned}$$

b. Combinaisons d'actions pour états-limites de service :

Pour la combinaison caractéristique :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \dots \text{ (EN 1990, équation 6.14b)}$$

c. Combinaisons d'actions pour états-limites ultime :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \dots \text{ (EN 1990, équation 6.10)}$$

d. Combinaisons d'actions pour situations de projet accidentelles (non sismiques):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \dots \text{ (EN 1990, équation 6.11b)}$$

e. Combinaisons d'actions pour situations de projet accidentelles (sismiques) :

Selon l'article 4.3.2.5 de la norme RPOA 2008, les forces sismiques doivent être combinées suivant des directions orthogonales afin de tenir compte de l'incertitude liée à la direction du séisme. Cette approche permet d'évaluer l'effet maximal probable de l'action sismique en considérant l'action simultanée selon les axes horizontaux X et Y, ainsi que l'axe vertical Z. Les combinaisons retenues sont les suivantes :

$$E_x = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E_y = \pm E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E_z = \pm E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

Où :

E_x , E_y et E_z sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X, Y et Z.

Pour les Combinaison des actions de calcul :

- La vérification des structures : **$G + P + E + 0,4 \Delta T + D + \Psi Q$**
- La vérification de la sécurité aux déplacements différentiels : **$G + P + E' + 0,4 \Delta T + D$**

Avec : $\Psi = 0,3$ pour les lignes ferroviaires.



CHAPITRE V

ETUDE DE FLEAU



CHAPITRE V : ETUDE DE FLEAU

V-1- Introduction :

Ce chapitre traite de la réalisation des ponts par encorbellements successifs. Cette méthode consiste à bâtir le tablier progressivement en ajoutant des voussoirs depuis les piles. Il est essentiel de s'assurer que l'ouvrage reste stable pendant toute la durée des travaux et après sa mise en service. En pratique, on construit de manière symétrique pour éviter les déséquilibres trop importants, ce qui permet de constituer un fléau, c'est-à-dire une double console ancrée sur sa pile.

V-2- Cinématiques de la construction :

La méthode de construction par encorbellements successifs permet de réaliser le tablier d'un pont sans recourir à un cintrage général ou à des échafaudages au sol. Ce procédé repose sur la pose de voussoirs préfabriqués ou coulés en place, installés en porte-à-faux à partir des piles.

Chaque voussoir est solidarisé à la structure existante par une précontrainte de fléau, assurant l'équilibre symétrique de part et d'autre de l'appui. Une fois que les consoles atteignent la zone de la clé, le « fléau » est considéré comme achevé. Le passage d'une structure isostatique (fléaux indépendants) à une structure hyperstatique (ouvrage continu) s'opère par le clavage. Cette étape consiste à couler un voussoir de jonction, puis à mettre en tension les câbles de continuité pour lier les fléaux adjacents ou les culées.

Pour notre ouvrage à cinq travées, la séquence d'exécution est définie comme suit :

1. **Réalisation des voussoirs de rive** sur cintres au droit des culées.
2. **Édification symétrique des deux fléaux** à partir des piles principales.
3. **Clavage latéral** : jonction des extrémités des fléaux avec les parties sur cintres des culées.
4. **Clavage central** : fermeture de la travée principale pour assurer la continuité et la stabilité globale du pont.

V-3- Phasage de construction du fléau

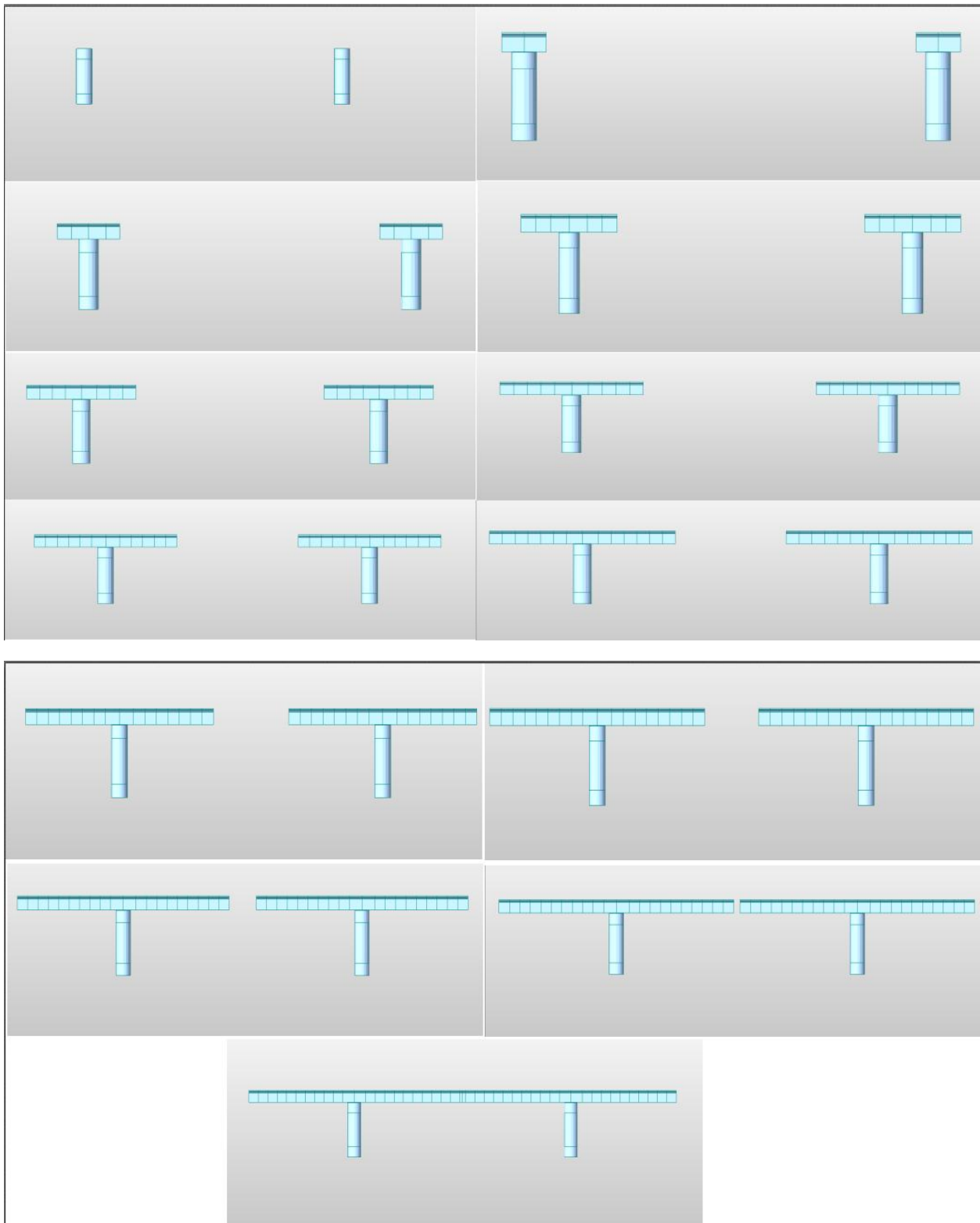


Figure V. 1:Schéma représentatif de phasage de construction du fléau

V-4- Charge à prendre en compte (selon guide SETRA /P-96-98-)

V-4-1- Poids propre du fléau

Les poids des demi-fléaux situés du côté du déséquilibre sont majorés de 2%($G_{\max}$) alors que le poids de leur symétrie est minoré de 2%($G_{\min}$), donc :

- $G_{\max}=1.02 \cdot G$
- $G_{\min}=0.98 \cdot G$

V-4-2- Charges de chantier connues

Cette catégorie de charges concerne les engins de pose (poutre de lancement ou équipage mobile) dont les caractéristiques géométriques et pondérales sont maîtrisées. Pour un tablier préfabriqué, l'intensité et les réactions d'appui de la poutre de lancement Q_{PRC1} sont extraites des fiches techniques de l'entreprise. Conformément aux règles de l'art, une dissymétrie de chargement est introduite dans les calculs : la charge est majorée de 6 % sur le demi-fléau le plus lourd et minorée de 4 % sur l'autre. Une valeur forfaitaire de 500 kN est retenue pour Q_{PRC1} .

- $Q_{PRC1 \text{ MAX}}=1.06 \cdot 500=530\text{KN}$
- $Q_{PRC1 \text{ MIN}}=0.96 \cdot 500=480\text{KN}$

V-4-3- Charges de chantier aléatoires

Ces types de charges correspondant aux matériaux stockés sur le tablier aux petits engins de Chantier, aux personnes et aux action climatique négligés par ailleurs, pour couvrir ces charges on utilise :

- Une charge répartie de 200 N/m² sur un demi-fléau :
 $Q_{PRA1}=200 \cdot 12.7=2.54\text{KN/ml}$
- Une charge concentrée Q_{PRA2} de (50 + 5 b) kN appliquée en bout de fléau :

$$Q_{PRA2}=50+5 \cdot b=50+5 \cdot 12.7=113.5\text{KN}$$

*Avec : (b désigne la largeur de hourdis supérieur du caisson exprimée en mètre)

V-4-4- Effet de vent

Notre pont est de portée inférieure à 120m, et n'est pas exposé à des vents forts et fréquents donc l'action supplémentaire du vent $Q_w = 2 \text{ KN/m}^2$

V-4-5- Actions accidentelles

La chute de l'ensemble ou d'une partie d'un équipage mobile vide ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose (F_A) est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute :

$$F_A=2 \times G_{\text{voussoir}}=2 \cdot 8.914 \cdot 25=445.7\text{KN}$$

Donc :

Tableau v. 1:Résumé des résultats des forces

G_{max} (KN)	G_{min} (KN)	$Q_{PRC1 MAX}$ (KN)	$Q_{PRC1 MIN}$ (KN)	Q_{PRA1} (KN/ml)	Q_{PRA2} (KN)	F_A (KN)
$1.02 \cdot G$	$0.98 \cdot G$	530	480	2.54	113.5	445.7

V-5- Combinaison d'action (setra p-99/101-)

Dans notre pont les voussoirs sont préfabriqués, donc :

V-5-1 : Situation temporaire

$$A1 = 1.1(G_{max} + G_{min}) + 1.25(Q_{PRC1 MAX} + Q_{PRC1 MIN} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$$

$$A2 = 0.9(G_{max} + G_{min}) + 1.25(Q_{PRC1 MAX} + Q_{PRC1 MIN} + Q_{PRA1} + Q_{PRA2})$$

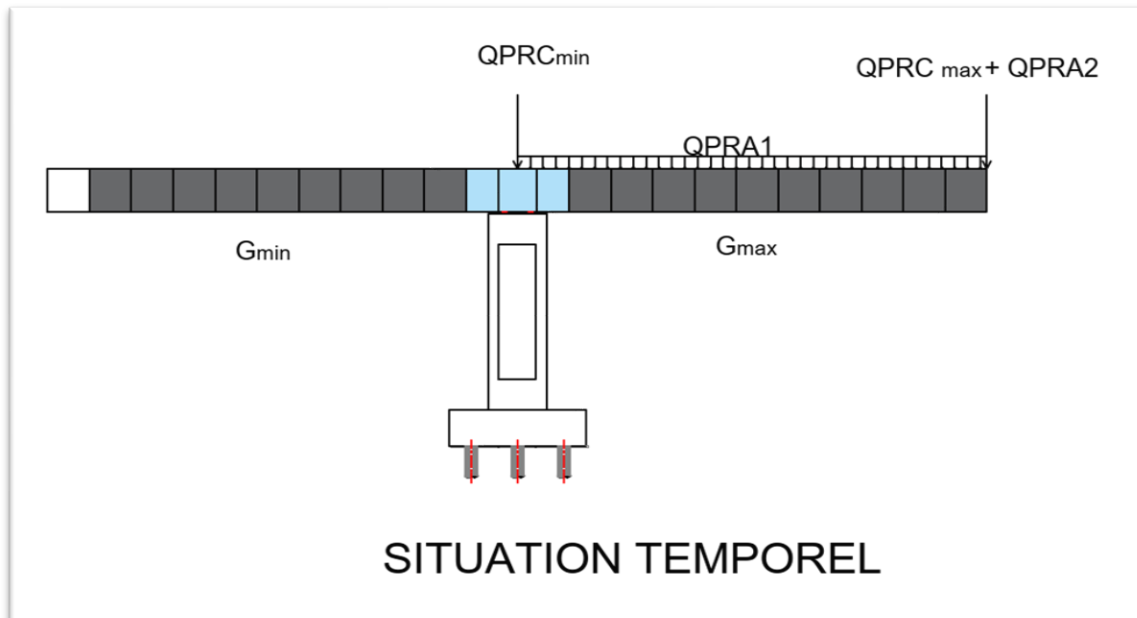


Figure V. 2:Combinaison de type A

V-5-2- situation accidentel

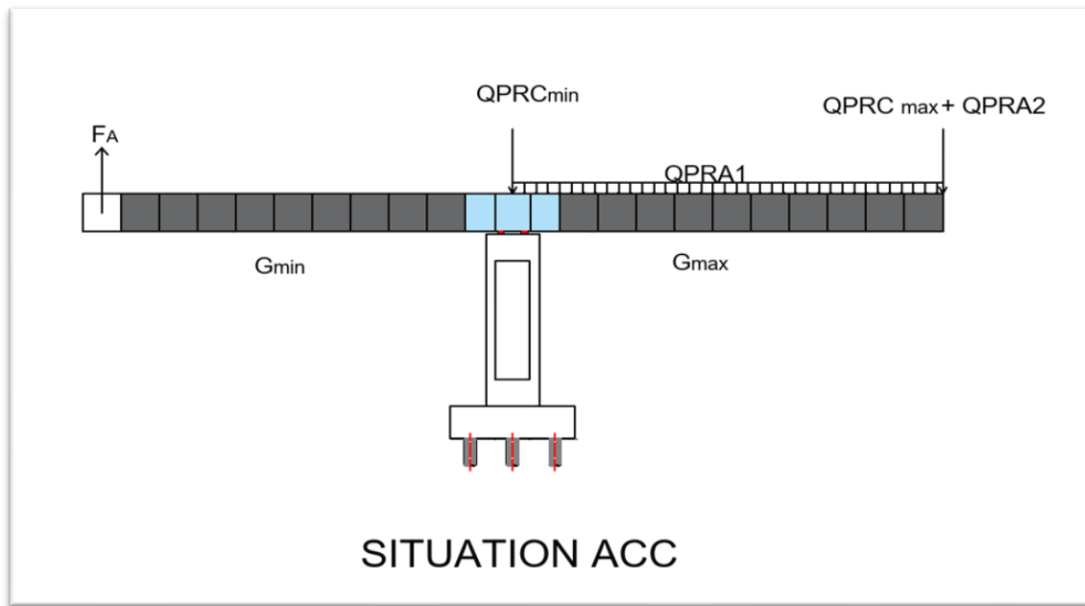


Figure V. 3:Combinaison de type B

$$B1=1.1(G_{\max}+G_{\min}) +F_A+(Q_{\text{PRC1 MAX}}+ Q_{\text{PRC1 MIN}}+ Q_{\text{PRA1}}+ Q_{\text{PRA2}})$$

$$B1=0.9(G_{\max}+G_{\min}) +F_A+(Q_{\text{PRC1 MAX}}+ Q_{\text{PRC1 MIN}}+ Q_{\text{PRA1}}+ Q_{\text{PRA2}})$$

V-6- Logiciel du calcul

Bien que le marché propose une large gamme d'outils de calcul spécialisés, notre choix s'est porté sur **Midas Civil**. Édité par MIDAS Information Technology Co., Ltd., ce logiciel fait figure de référence dans l'ingénierie des structures grâce à sa polyvalence et son interface intuitive. Il offre des fonctionnalités avancées particulièrement adaptées à la modélisation complexe et à l'analyse rigoureuse des ponts et viaducs.



Figure V. 4:Logo de logiciel.

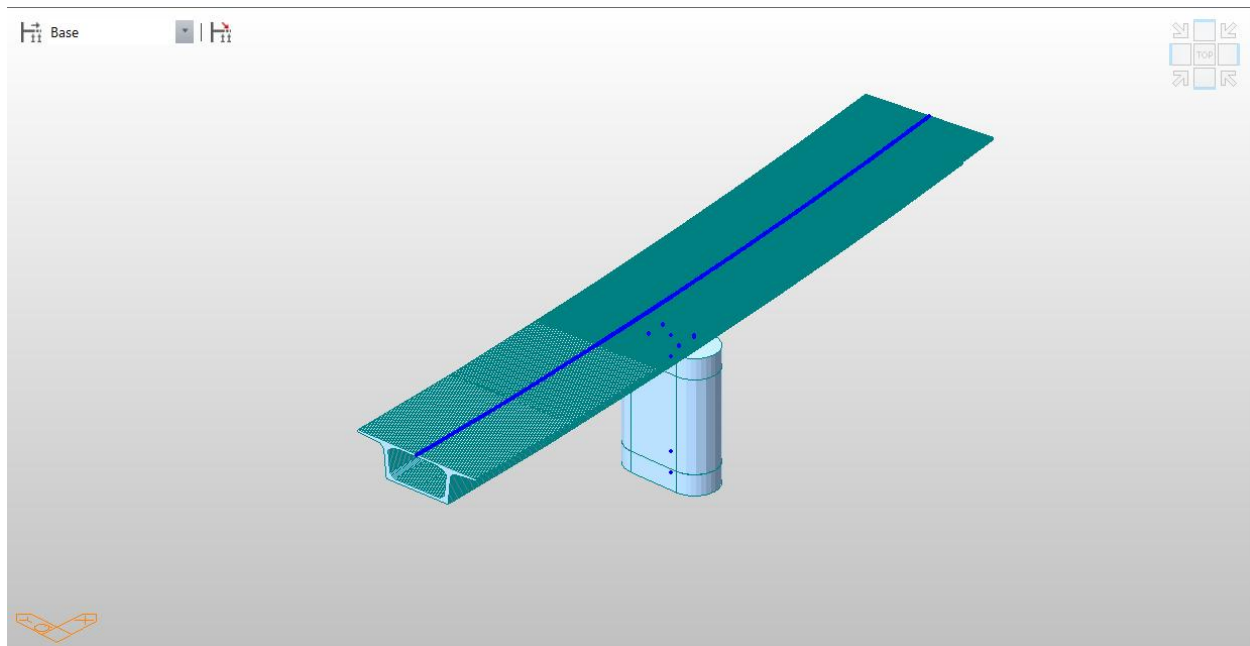


Figure V. 5: model du calcul

V-7- Résultats :

Les diagrammes des sollicitations maximales, intégrant les combinaisons liées aux phases de construction, sont reportés en annexe. La figure ci-dessous illustre le moment fléchissant (en **kN.m**) correspondant à la combinaison la plus défavorable.

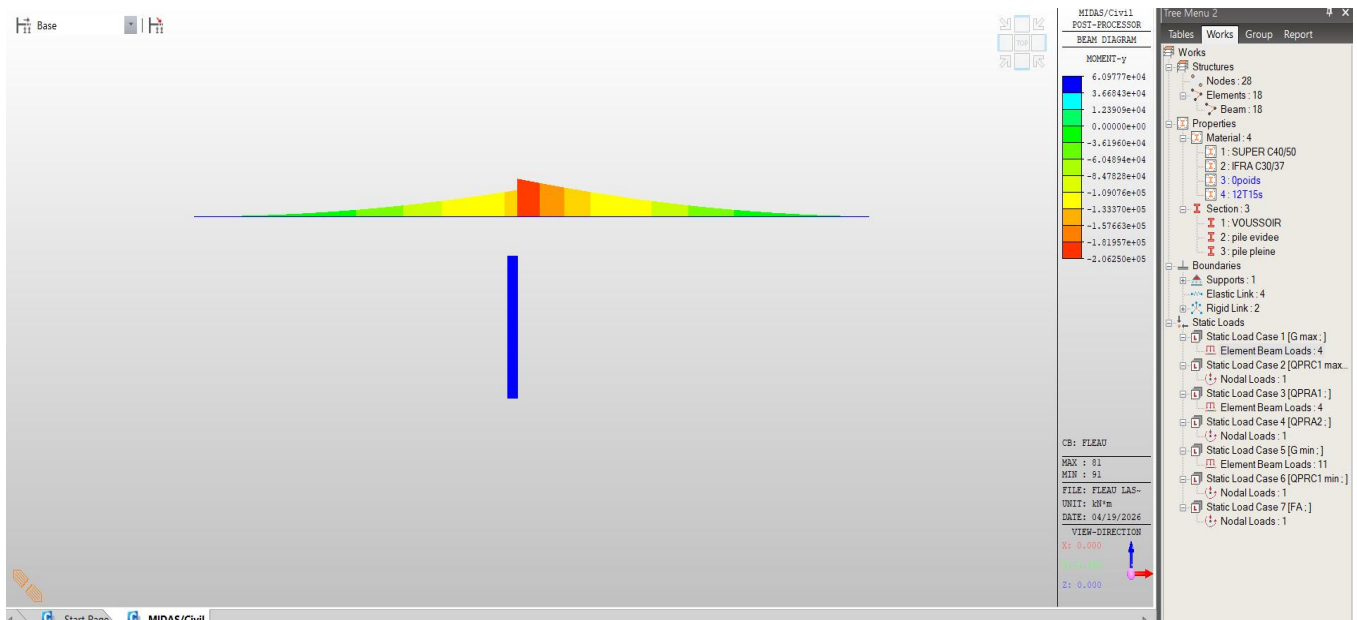


Figure V. 6: le résultat de combinaison la plus défavorable « stabilité de fléau »

- $M_{\max} = -206.25 \text{ KN.m}$



CHAPITRES VI

ETUDE DE PRECONTRAINTE



CHAPITRES VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

VI-1- Introduction :

La précontrainte est une technique fondamentale du génie civil permettant de consolider les ponts en béton. Elle consiste à induire des efforts de compression internes dans la structure avant sa mise en service, afin de compenser les futures contraintes de traction liées aux charges (véhicules, poids propre).

On distingue deux procédés principaux pour mettre en œuvre cette tension :

- **La précontrainte par pré-tension** : les câbles d'acier sont tendus avant le coulage du béton. Une fois que le béton a durci, les câbles sont relâchés, transférant ainsi la compression par adhérence.
- **La précontrainte par Post Tension** : les câbles sont glissés dans des gaines réservées à l'intérieur du béton déjà durci. Ils sont ensuite mis en tension à l'aide de vérins et ancrés aux extrémités de l'ouvrage.

VI-2- Procédé de précontrainte utilisée :

Dans notre cas, on utilise la précontrainte par **Post Tension**, la précontrainte par Post Tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte. En général, on utilise la résistance du béton pour « s'appuyer » lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité. En général, la Post Tension se fait par des câbles glissants dans des conduites (gaines métalliques ou plastiques).

Les principales étapes sont les suivantes :

1. Coulage de l'élément avec réservation à l'aide des gaines ou tubes
2. Introduction des câbles dans les gaines ou tubes.
3. Une fois le béton durci on réalise la mise en tension des câbles par l'intermédiaire de vérin.
4. Une fois la tension voulue est atteinte, on bloque les câbles par un système d'ancrage approprié.
5. Injection d'un coulis de ciment dans les gaines (par pression)

VI-3- La précontrainte de fléau :

Les câbles de fléau sont placés dans les goussets supérieurs et ancrés dans les voussoirs ou les âmes, respectant des espacements pour le bétonnage et des règles géométriques précises pour leur déviation en plans et en élévation.

Les câble de fléau est assembler les voussoirs successifs et reprendre le moment négative dû aux charges appliquées sur le fléau, et participer, avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

VI-3-1- Détermination du nombre de câbles du fléau :

Le nombre de câbles du fléau est déterminé par la relation suivante :

$$N \geq \frac{p}{p_0(1-\Delta p)}$$

P : Force de précontraint.

P_0 : effort de précontraint limite qu'un câble peut créer.

ΔP : Pertes de tension estimées à 30 %.

VI-3-1-1-Évaluation de l'effort de précontraint P_0 :

$$P_0 = \sigma_{P0} \times S_{cable\ 19T15} \quad S_{cable\ 19T15} = A_p \times nT$$

$$\text{Pour T15 } A_p = 139\text{ mm}^2 \quad \text{donc } S_{cable\ 19T15} = 139 \times 19 = 2641\text{ mm}^2$$

$$\text{Et } \sigma_{P0} = \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) = 1488\text{ Mpa.}$$

$$P_0 = 3.93\text{ MN}$$

VI-3-1-2- Évaluation de la force de précontraint P :

$$P = \frac{M \times \frac{v}{I}}{\frac{1}{S} + e \frac{v}{I}} \quad \text{t.q : } e = v - d \quad \text{avec } d = 0.15\text{ m}$$

P : l'effort de précontrainte.

V : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieur.

I : le moment d'inertie longitudinale de la section.

e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.

M : le moment fléchissant du au poids propre et aux surcharges.

S : section droit du voussoir.

Application numérique :

$$M = -206.481\text{ MN.m} \quad ; \quad v = 1.620\text{ m}$$

$$S = 11.807\text{ m}^2 \quad ; \quad I = 21.364\text{ m}^4 \quad ; \quad P_0 = 3.93\text{ MN}$$

$$P = 79.817\text{ MN} \quad ; \quad \Delta P = 30\% \text{ m} \quad ; \quad e = 1.47\text{ m} ;$$

$$\text{D'où } n \geq 29.015 \text{ en prend } \quad \quad \quad \mathbf{n = 30 \text{ câbles de 19T15}}$$

Le nombre de câbles correspondant de chaque phase de réalisation sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau VI. 1:Nombre des câbles de fléau dans chaque voussoir

Phase	X (m)	M (MN.m)	S (m2)	I (m4)	v (m)	e(m)	P (MN)	n (FLEAU)	n (retenue)
AXE VSP	0.000	206.481	11.807	21.364	1.620	1.470	79.817	29.015	30
FIN VSP	4.000	165.8	11.807	21.364	1.620	1.470	79.817	29.015	30
FIN V 01	7.250	136.300	10.666	19.033	1.470	1.320	53.790	19.554	30
FIN V 02	10.500	109.600	10.666	19.033	1.470	1.320	43.253	15.723	26
FIN V 03	13.750	85.650	10.666	19.033	1.470	1.320	33.801	12.288	22
FIN V 04	17.000	64.870	10.666	19.033	1.470	1.320	25.601	9.306	18
FIN V 05	20.250	46.750	10.666	19.033	1.470	1.320	18.450	6.707	14
FIN V 06	23.500	31.690	10.666	19.033	1.470	1.320	12.506	4.546	10
FIN V 07	26.750	19.440	10.666	19.033	1.470	1.320	7.672	2.789	8
FIN V 08	30.000	10.060	10.666	19.033	1.470	1.320	3.970	1.443	6
FIN V 09	33.250	3.707	10.666	19.033	1.470	1.320	1.463	0.532	4
FIN V 10	36.500	0.000	10.666	19.033	1.470	1.320	0.000	0.000	2

VI-3-2-Position et enrobage des câbles :

D'après le BPEL 91-99 (chapitre 10) et - Le Béton Précontraint aux Etats-Limites-Thonier Henry(p-367-) :

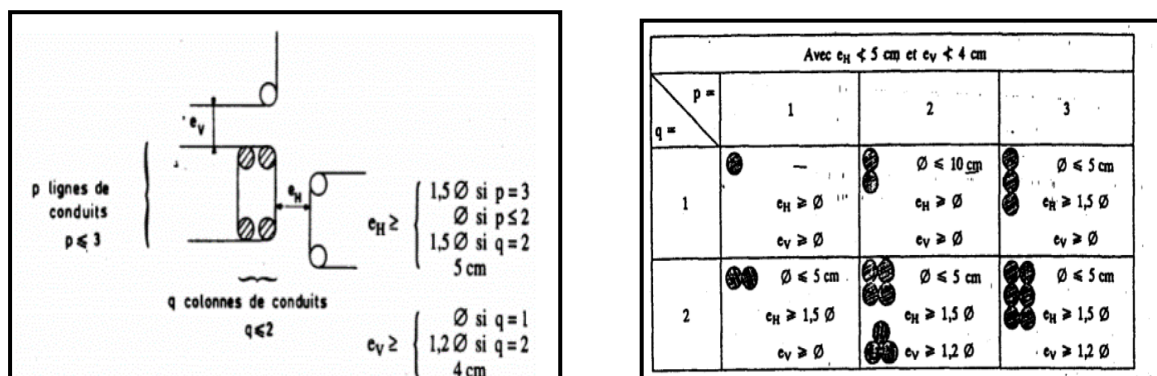


Figure VI. 1:Extrait d'après BPEL91-99 et le Béton Précontraint aux Etats-Limites

La conformité des enrobages et des espacements entre conduits permet de maintenir des cheminées de bétonnage efficaces et d'éviter les interactions mécaniques entre gaines durant la mise en tension.

e_v : Espacement horizontal entre nu de deux câbles $e_v \geq \phi g \longrightarrow e_v = 9 \text{ cm}$

e_h : Espacement verticale entre nu de deux câbles $e_h \geq \phi g \longrightarrow e_h = 9 \text{ cm}$

C : L'enrobage $C = \max (3/4 a , \phi g , d)$

d : C'est la taille du plus gros caillou du béton (4 cm)

a et ϕg : C'est le diamètre de la gaine (9 cm)

$\longrightarrow C = 9 \text{ cm}$

VI-3-3- Disposition des ancrages :

Selon le guide [précontrainte Freyssinet-p23-], les ancrages doivent être disposés à une distance suffisante de la paroi et être séparés entre eux d'une valeur d'entraxe minimum.

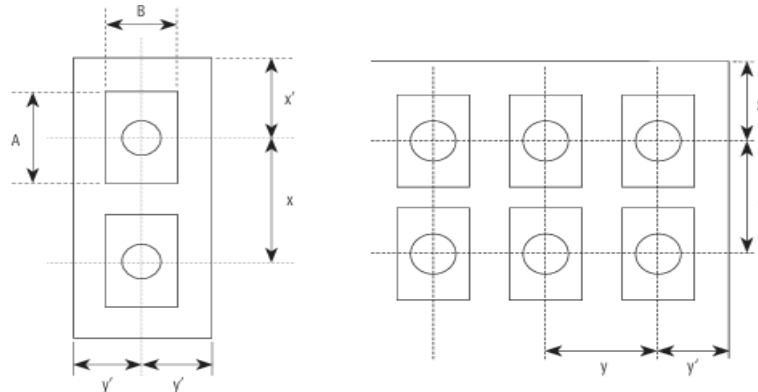


Figure VI. 2: Espacement entre les plaques d'ancrage.

Les dimensions x et y doivent satisfaire les conditions suivantes :

Avec :

- $x \geq A + 30(\text{mm})$
- $x' \geq 0.5x + \text{enrobage du béton} - 10(\text{mm})$
- $y \geq B + 30(\text{mm})$
- $y' \geq 0.5y + \text{enrobage du béton} - 10(\text{mm})$
- $x * y \geq a * b$
- $x \geq 0.85a$
- $y \geq 0.85b$

Avec :

- A, B : dimensions en plan de la Tromp laque ($A \geq B$)
- A, b : dimensions du prisme d'essai ($a \geq b$)

Les valeurs de 'a' et 'b' sont données dans les tableaux ci-dessous, pour trois différentes classes de résistance de béton f_{cm0} .

$$f_{cm0} = f_{c28} + 8 \text{ Mpa}$$

$$f_{cm0} = 40 + 8 \text{ Mpa} = 48 \text{ Mpa.}$$

Si le projet prévoit pour f_{cm0} . différent des valeurs indiquées dans le tableau ci-après on peut

Procéder par une interpolation linéaire pour déterminer les valeurs x, y .

Tableau VI. 2:les valeur de a et b

Unités	a=b(mm)		
	$f_{cm0}(Mpa)$		
	24	44	60
19T15	530	400	380

Donc dans notre cas on prendre d'après l'interpolation, et les calculs et les vérifications :

- $a=b=400$
- $A=300, B=250$ (d'après - La Précontrainte Freyssinet -p17-)
- $x=y=400$

Donc : $x' \geq 0.5 \cdot 400 + 90 - 10 = 199$

$y' \geq 0.5 \cdot 400 + 90 - 10 = 199$

Donc en prendre $x'=y'=200(mm)$

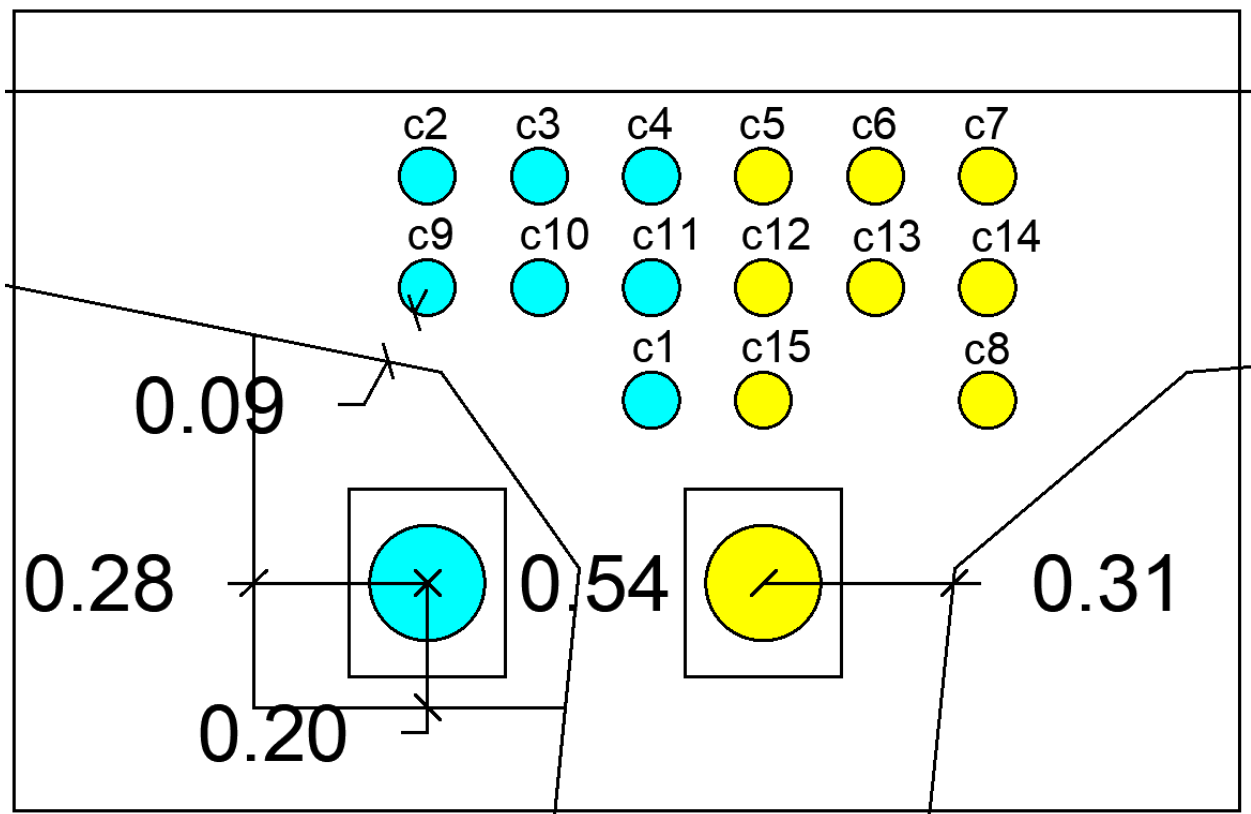


Figure VI. 3:Disposition des câbles de fléau dans le gousset

VI-3-4 : Trace des câbles en plan

Dans le plan, les câbles de précontrainte adoptent un tracé globalement rectiligne suivant l'axe longitudinal du caisson. À l'approche des zones d'ancrage, ils présentent toutefois une déviation localisée, généralement matérialisée par une courbure en « S », afin d'assurer leur raccordement aux dispositifs d'ancrage. Néanmoins, dans la mesure du possible, les câbles disposés dans le même alignement vertical que leur point d'ancrage conserve un tracé rectiligne, limitant ainsi les pertes de précontrainte.

○ Allure en plans des câbles du fléau :

- L'équation de la parabole : $Z(x) = Z + \frac{(Z_1 - Z_0)}{l^2} * x^2$
- Les rayons de courbure : $R_i(x) = x_i^2 / 2(Z_i - Z_{i+1})$,
- Les rayons de courbure : $R_{i+1}(x) = x_{i+1}^2 / 2(Z_{i+1} - Z_{i+2})$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \arctg\left(\frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i}\right)$
- L'inclinaison dans la section intermédiaire : $\beta_i(x) = \arctg\left(\frac{2(Z_i - Z_{i+1})}{x_i}\right)$

Dans notre cas les deux courbures auront la même allure mais en sens opposé, donc :

$$x_i = x_{i+1} ; \beta_i = \beta_{i+1} ; R_i = R_{i+1} ; Z_i = 2 \times Z_{i+1}$$

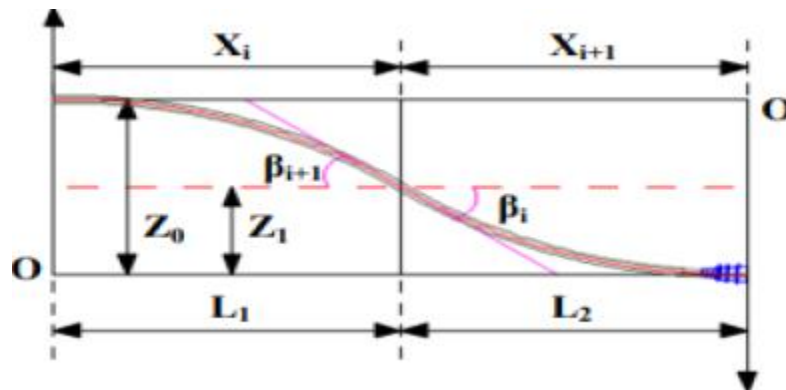


Figure VI-3 : Tracé en plan des câbles de fléau.

Câbles	z_i (m)	z_{i+1} (m)	x_i (m)	R_i (m)	β_i (rad)	$Z(x)$
C5-C12-C15-C2-C9	RECTLIGNE					
C6-C13-C3-C10	0,18	0,09	1,625	14,67	0,11	$0,18 - 0,00852x^2$
C7-C14-C8-C4-C11-C1	0,36	0,18	3,25	29,34	0,11	$0,36 - 0,017x^2$

VI-3-5 : Trace des câbles en élévation :

En élévation, les câbles de précontrainte maintiennent une trajectoire rectiligne jusqu'au dernier voussoir, où ils adoptent un profil parabolique régi par l'équation $y(x) = ax^2 + bx + c$. Par ailleurs, leur tracé doit être conçu de manière à minimiser les croisements, tout particulièrement au sein de l'âme.

L'équation de la parabole $Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) * (x/l)^2$

Les rayons de courbure en un point d'une distance $R_c(x) = \frac{x^2}{2*(d_1 - d_0)} \geq R_{min}$. Avec : $R_{min} > 4m$

L'angle de déviation : $\alpha_n = \arctan (2 * (d_1 - d_0) * (x/l^2))$

Avec :

d_0 : distance du CDG du câble à la fibre supérieure

d_1 : distance du point d'ancrage à la fibre supérieure .

l : distance sur laquelle se fait la courbure .

R_{min} : Rayon minimal pour les câbles 19T15 $R_{min} > 4(m)$.

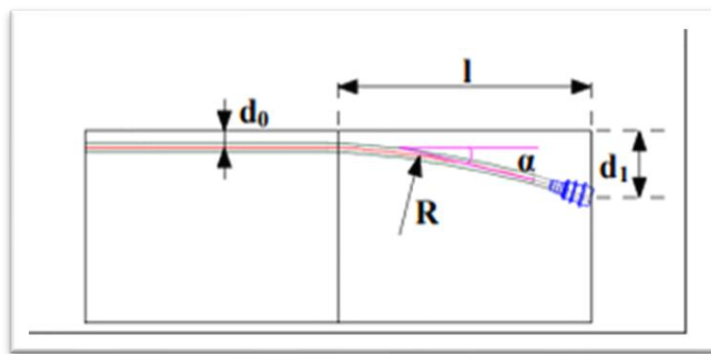


Figure VI. 4:Tracé en élévation des câbles de fléau.

Tableau VI. 3:les équations de trace en élévation des câbles de fléau

Câble	L(m)	d0 (m)	d1 (m)	R (m)	α (rad)	Y (x)
C2-C3-C4 C5-C6-C7	3.25	0.135	0.79	8.062977099	0.38315608	$0.135 + 0.062X^2$
C9-C10-C11 C12-C13-C14	3.25	0.315	0.79	11.11842105	0.28438478	$0.315 + 0.45X^2$
C1-C15-C8	3.25	0.495	0.79	17.90254237	0.17958272	$0.495 + 0.028^2$

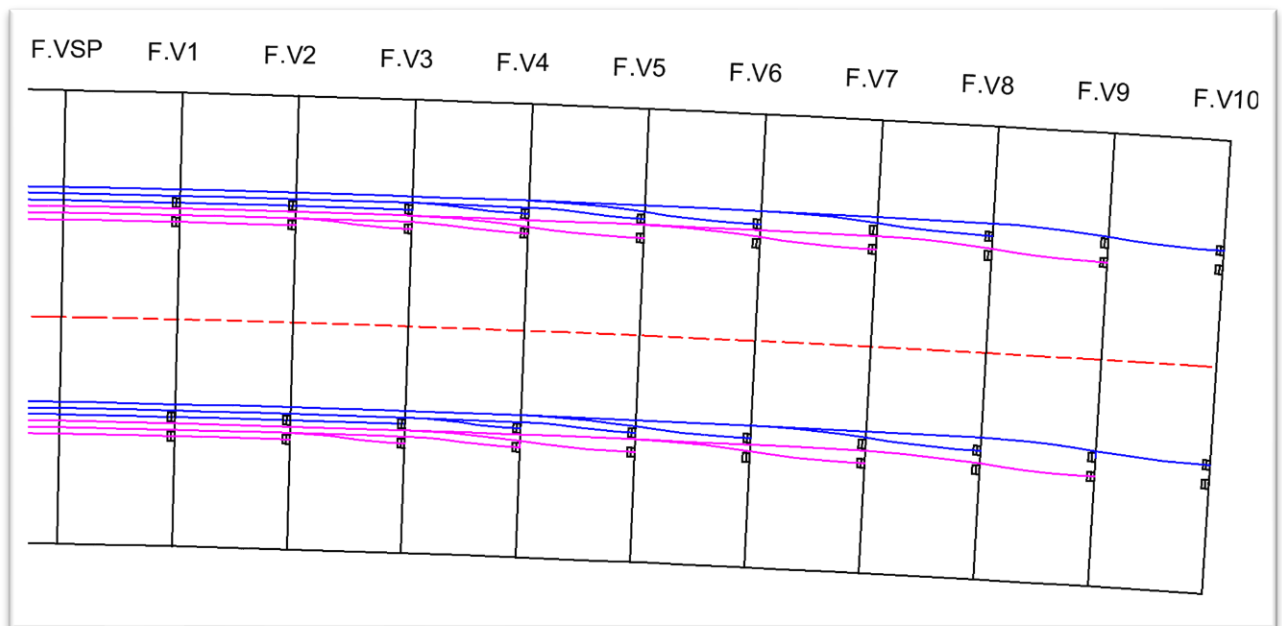


Figure VI. 5:Schema de trace en plan des câbles de demi-fléau.

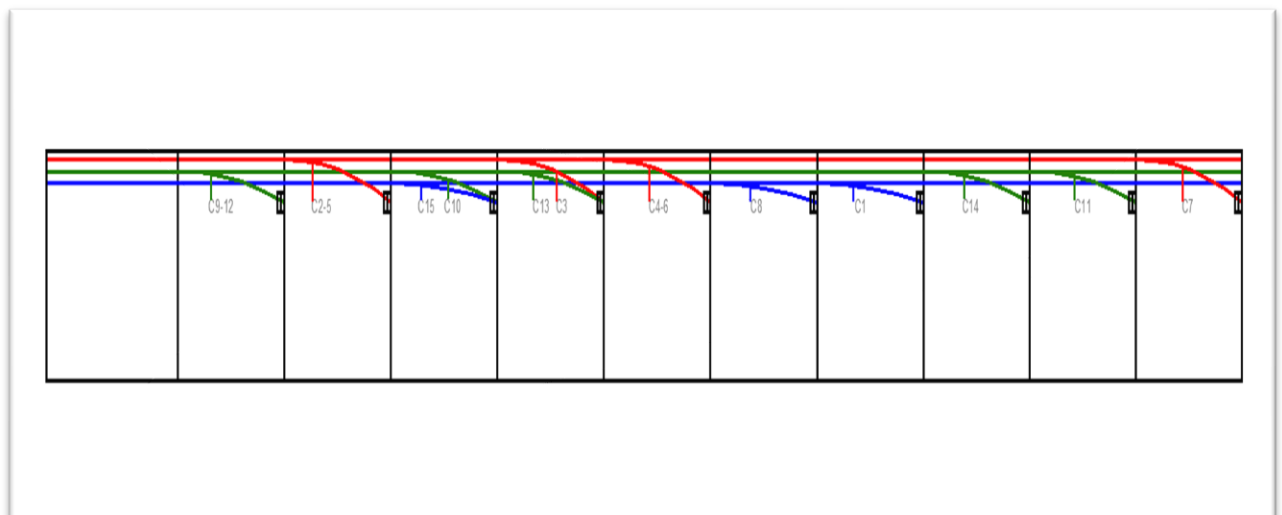


Figure VI. 6:Schéma de trace en élévation des câbles de demi-fléau

VI-3-6 : Évaluation des pertes de précontrainte :

La force de précontrainte effectivement transmise au béton, en un point donné d'une armature, est généralement inférieure à celle appliquée initialement par le vérin lors de la mise en tension. Cette différence s'explique par l'existence de pertes de précontrainte, résultant de phénomènes instantanés et différés affectant le câble.

Ces pertes sont significatives et ne doivent en aucun cas être négligées dans les calculs. Elles peuvent atteindre typiquement entre **20 %** et **30 %** de la précontrainte initiale.

On distingue classiquement deux catégories de pertes :

- Les pertes instantanées, qui interviennent immédiatement après la mise en tension :
- Les pertes différées, qui se développent progressivement au cours du temps.

VI-3-6-1 : les pertes instantanées :

Les pertes de tension instantanées se produisent dans un laps de temps très court, au moment de la mise en tension des câbles. Elles sont également appelées pertes à la mise en œuvre, car elles apparaissent directement lors des opérations de précontrainte.

- Pertes de tension par frottement $\Delta\sigma_f$
- Pertes de tension par recul d'ancrage $\Delta\sigma_g$
- Pertes de tension par déformation instantané du béton $\Delta\sigma_e$

a. Pertes par frottement $\Delta\sigma_f$

Lors de la mise en tension, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est entravé par des effets de frottement. Ces derniers sont principalement dus à la courbure du tracé de la gaine, celle-ci ne pouvant être parfaitement rectiligne en raison des tolérances d'exécution lors du montage et du coulage du béton.

Plus le changement (angle) des extrémités des câbles de précontrainte est important, plus les pertes par frottement sont élevées.

Pour simplifier les calculs on néglige les pertes due à la courbure globale de pont (deux clothoïdes et rayon). Rayon élève → angle petite.

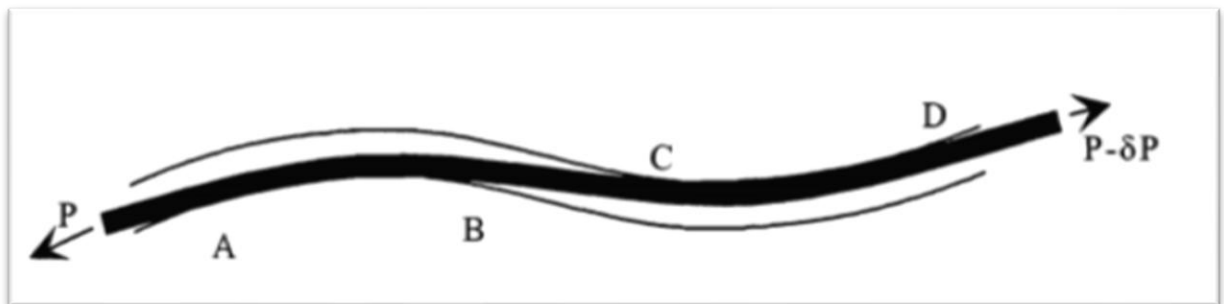


Figure VI. 7: Position relative du câble et de la gaine.

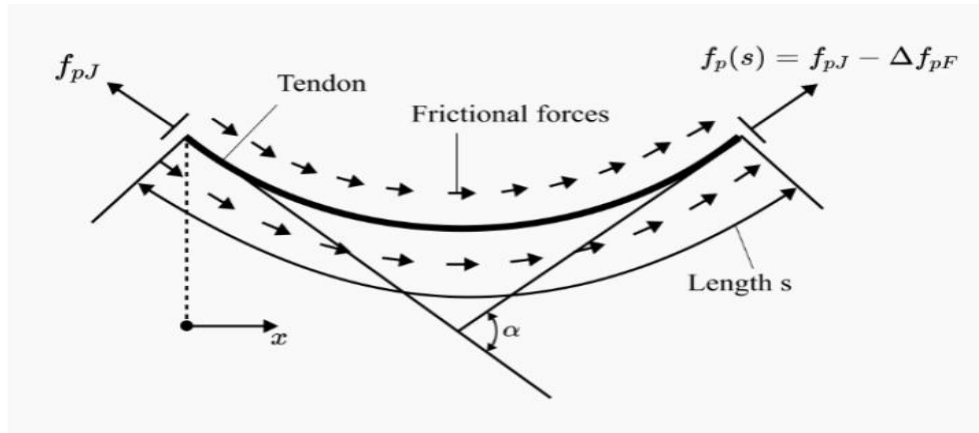


Figure VI. 8:Extrait du” The impact of Tendon Profile Choices on Curved Bridge

Avec:

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f \times \theta + \varphi \times x)})$$

σ_{p0} : la tension à l'origine (MPa).

x : l'abscisse à partir de l'ancrage (m).

e : la base des algorithmes népériens.

θ : la variation angulaire à l'abscisse x (rd).

f : Coefficient de frottement de courbure (rd^{-1}).

φ : Coefficient de frottement droit (m^{-1}).

β : le câble présente une déviation en plan

α : une déviation en élévation

$$\tan \theta = \sqrt{\tan^2(\beta) + \tan^2(\alpha)}$$

Avec :

Cas	Nature des armatures	f		φ
		3 ≤ R ≤ 6 (en m)	R ≥ 6 (en m)	
I Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II Câbles traversant de nombreux joints ou reprises de bétonnage	fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Figure VI. 9: Valeur de f et φ Extrait du BPEL91-99 page -150-

Tableau VI. 4: Valeur des pertes de tension par frottement

	A.VSP	F.VSP	F. V1	F. V2	F. V3	F. V4	F. V5	F. V6	F. V7	F. V8	F. V9	F. V10
$\Delta\sigma f$	168.363	149.815	128.112	118.112	113.65	103.384	87.284	96.611	92.111	80.287	69.303	0
Pourcentage des pertes (%)	11.31	10.07	8.63	7.94	7.64	6.95	5.87	6.49	6.19	5.4	4.25	0

- Le détail du calcul sont dans l'annexe A

b. Pertes de tension par recule de l'ancrage :

Après mise en tension, les dispositifs d'ancrage sont verrouillés. Toutefois, le jeu initial présent dans ces ancrages permet un léger glissement avant leur blocage complet. Ce déplacement, bien que faible, correspond à la déformation intrinsèque des éléments constitutifs du système d'ancrage.

Lors du transfert de l'effort du vérin vers les ancrages, ce phénomène engendre un raccourcissement du câble, se traduisant par une perte de tension. L'effet de cette perte est maximal au droit de l'ancrage, puis décroît progressivement le long du câble pour s'annuler à une distance « d ».

$$\Delta\sigma_g = 2 \times \sigma_{p0} \times K \times (d-x)$$

$$K = f \times \frac{\theta}{l} + \varphi$$

$$d = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_{p0} \cdot K}}$$

Avec :

- K : fonction croissante.

- d : longueur sur laquelle s'effectue le recul de l'ancrage.
- g : glissement à l'ancrage.
- Ep : module d'élasticité des aciers de la précontrainte (Ep=190 Gpa).

Tableau VI. 5: Valeur des pertes de tension par recule (glissement) d'ancrage.

	A.VSP	F.VSP	F. V1	F. V2	F. V3	F. V4	F. V5	F. V6	F. V7	F. V8	F. V9	F. V10
Moyenne	-	2,27	28,71	41,90	37,41	58,75	88,91	45,09	50,37	77,72	110,61	248,77
Pourcentage des pertes (%)	0,00	0,15	1,93	2,82	2,51	3,95	5,97	3,03	3,39	5,22	7,43	16,72

- Le détail du calcul est dans l'annexe A

c. Pertes de tension dues aux non-simultanéités de la mise en tension

Dans le cas d'un pont à voussoirs préfabriqués, la précontrainte est généralement appliquée après assemblage des segments (Post Tension). Lors de la mise en tension progressive des câbles, chaque opération induit un raccourcissement instantané du béton de l'ensemble du tablier.

Ainsi, les câbles déjà tendus subissent des pertes supplémentaires dues aux raccourcissements engendrés par la mise en tension des câbles suivants, tandis que le dernier câble n'est pas affecté par ce phénomène.

En pratique, ces pertes sont évaluées globalement à l'échelle du tablier et prises en compte sous forme d'une valeur moyenne, représentative du comportement réel de la structure segmentée.

En conséquence la valeur moyenne des pertes dues au raccourcissement instantané du béton sera :

$$\Delta\sigma_e = \frac{n-1}{2n} * \frac{Ep}{E_{bi}} * \sigma_b$$

A titre de simplification le BPEL-page26 -donne la perte moyenne par câble :

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{2} * \frac{Ep}{E_{bi}} * \sigma_b$$

Avec : Ep= 190Gpa ; Ebi= $11 * 10^3 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 37,61947 \text{ Gpa} \rightarrow \frac{Ep}{E_{bi}} = 5.05$

$$\sigma_b = \frac{n * p}{B} + \frac{n * p * e^2}{I} + \frac{M_{pp * e}}{I}$$

- Ep : module d'élasticité des câbles de précontrainte.
- Ebi : module de déformation instantanée du béton.
- σ_b : contrainte de compression dans le béton au niveau des câbles par suite de la mise en tension supposée simultanée des « n » câbles.
- P : effort de précontrainte prenant en compte les pertes précédents, $p = p_0(1 - \Delta p)$.

- M_{pp} : moment sous le poids propre.

Tableau VI. 6: Valeur des pertes de tension par dues aux non-simultanéités de la mise en tension

	A. VSP	F. VSP	F. V1	F.V 2	F. V3	F. V4	F. V5	F. V6	F. V7	F. V8	F. V9	F. V10
Moyenne	16,410	20,577	26,797	24,620	21,810	18,833	14,947	10,983	9,822	8,211	5,910	3,098
Pourcentage des pertes (%)	1,10	1,38	1,80	1,65	1,47	1,27	1,00	0,74	0,66	0,55	0,40	0,21

- Le détail du calcul est dans l'annexe A

Pour la même abscisse x, la valeur des pertes instantanées est calculée à partir de la formule suivante : $\Delta\sigma_{ins} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_e$

Tableau VI. 7: les valeurs des pertes instantanées

	A. VSP	F. VSP	F. V1	F.V 2	F. V3	F. V4	F. V5	F. V6	F. V7	F. V8	F. V9	F. V10
$\Delta\sigma_{ins}$ (%)	12,42	11,60	12,36	12,41	11,62	12,16	12,85	10,26	10,24	11,17	12,08	16,93

- Le détail du calcul est dans l'annexe A

VI-3-6-2 les pertes différées :

Les pertes qui surviennent avec le temps, telles que la diminution progressive de la force de précontrainte dans le câble due aux effets du retrait et du fluage du béton, ainsi que la relaxation des aciers, doivent être prises en compte dans le calcul de l'ouvrage.

- Pertes par retrait $\Delta\sigma_r$
- Pertes par fluage $\Delta\sigma_f$
- Pertes par relaxations $\Delta\sigma_p$

a. : Perte par retrait :

Le retrait est le raccourcissement naturel du béton au fil du temps, principalement dû à l'évaporation de l'eau,

La perte finale de tension par retrait est donc : $\Delta\sigma_r = E_p \epsilon_r [1 - r(t_0)]$

Très souvent on néglige $r(t_0)$ devant 1 donc la formule simplifiée est $\Delta\sigma_r = E_p \epsilon_r$

$\epsilon_r = 0.0002$ (car climat humide d'après BPEL page-16-)

$E_p = 190\,000$ (MPa) (module d'élasticité d'un toron d'après Eurocode)

Donc : $\Delta\sigma_r = 38$ MPa $\rightarrow \Delta\sigma_r$ (%) = 2.55%. (le détail de calcul est dans A)

b. : perte par fluage :

Le fluage dans le béton correspond à une déformation temporelle qui survient en raison d'une contrainte constante, Cependant au retrait, le fluage débute lors du chargement et se développe au fil du temps.

La perte due au fluage vaut : $\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \varepsilon_f$

ε_f : la déformation finale de fluage $\varepsilon_f = \frac{\sigma_m - \sigma_b}{E_{bi}}$

D'après BPEL-pg-27 : $\Delta\sigma_{fl} = 2.5 * \sigma_{b(x)} * \frac{E_p}{E_{bi}}$

Et
$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Tableau VI. 8: valeurs des pertes par fluage

Abcs	AXE VSP	FIN VSP	FIN VS1	FIN VS2	FIN VS3	FIN VS4	FIN VS5	FIN VS6	FIN VS7	FIN VS8	FIN VS9	FIN VS10
$\Delta\sigma_f$ (MPa)	79,28	99,78	129,47	119,49	106,40	92,26	73,57	54,33	48,68	40,77	29,41	15,45
$\Delta\sigma_e$ (%)	5,33%	6,71%	8,70%	8,03%	7,15%	6,20%	4,94%	3,65%	3,27%	2,74%	1,98%	1,04%

(Le détail de calcul est dans l'annexe A).

c. Perte par relaxation :

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension, cette perte dépend de l'acier et son traitement. La perte de tension finale par relaxation peut être estimée par la formule :

$$\Delta\sigma_p = \rho_{1000} \times (\mu - \mu_0) \times \sigma \times \frac{6}{100} \quad \text{et} \quad \mu = \frac{\sigma_i(x)}{f_{prg}}$$

Avec :

ρ_{1000} : relaxation garantie à 1000h, $\rho_{1000}=2.50$.

μ_0 : coefficient valant 0.43 pour les aciers à très basse relaxation (TBR).

$\sigma_i(x)$: contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

Tableau VI. 9:valeurs des pertes par relaxation

Abcs	Axe VSP	FIN VSP	FIN V1	FIN V2	FIN V3	FIN V4	FIN V5	FIN V6	FIN V7	FIN V8	FIN V9	FIN V10
$\Delta\sigma_{rel}$ (MPa)	52.910	54.686	53.039	52.931	54.656	53.466	51.986	57.668	57.725	55.641	53.633	43.498
en (%)	3.56%	3.68%	3.56%	3.56%	3.67%	3.59%	3.49%	3.88%	3.88%	3.74%	3.60%	2.92%

d. : Pertes différées totales :

Pour intégrer l'effet combiné du retrait, du fluage et de la relaxation des armatures, on utilise la formule suivante pour évaluer les pertes différées finales :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_r + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

- Le détail du calcul sont dans l'annexe A

Tableau VI. 10: valeurs des pertes différés

abc	A. VSP	F. VSP	F. V1	F. V2	F. V3	F. V4	F. V5	F. V6	F. V7	F. V8	F. V9	F. V10
$\Delta\sigma_{diff}$ (%)	11.44	12.93	14.82	14.14	13.38	12.35	10.99	10.08	9.70	9.03	8.13	6.52

Pertes totale :

Les pertes totales sont la somme des pertes instantanées et différées.

$$\nabla\sigma_t = \sigma_i + \sigma$$

Tableau VI. 11:valeurs des pertes totales

	A. VSP	F. VSP	F. V1	F. V2	F. V3	F. V4	F. V5	F. V6	F. V7	F. V8	FV9	F.V10
$\Delta\sigma_{ins}$ (%)	12.42%	11.60%	12.36%	12.41%	11.62%	12.16%	12.85%	10.26%	10.24%	11.17%	12.08%	16.93%
Diff	10.84%	12.32%	14.23%	13.55%	12.76%	11.75%	10.41%	9.43%	9.06%	8.41%	7.53%	6.03%
Tot	23.26%	23.93%	26.58%	25.96%	24.38%	23.91%	23.25%	19.70%	19.29%	19.58%	19.62%	22.95%

Donc les pertes elles sont justifiées.

VI-3-7 Vérification des contraintes :

L'ensemble des résultats précédents est utilisé pour justifier chaque section et pièce du tablier. Les vérifications incluent la conformité des contraintes normales dans les fibres supérieures et inférieures pendant la construction et en service. L'objectif est de garantir que ces contraintes demeurent inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

La condition à vérifier est la suivante : $\sigma_{bt} \leq \sigma_y < \sigma_{bc}$

$$\sigma_{b(x)} = \frac{P}{B} + \frac{Pe_0 + M}{I} y \quad \text{tlq:}$$

P : effort de précontrainte avec pertes.

B : section transversale.

y : distance de son C D G aux fibres extrême.

I: inertie de la section.

e_0 : excentricité du câble de précontrainte moyen.

M : moment extérieure.

VI-3-7-1 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 50 = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt1} = 1.5 f_{t28} = 1.5 \times 3.6 = -4.5 \text{ MPa Hors Section d'enrobage ;}$$

$$\sigma_{bt1} = 0.7 f_{t28} = 0.7 \times 3.6 = -2.1 \text{ MPa Section d'enrobage (en phase de construction);}$$

$$\sigma_{bt2} = f_{t28} = -3.6 = -3.6 \text{ MPa Section d'enrobage (en phase de service);}$$

Tableau VI. 12:vérification des contraintes de fléau

	X (m)	N- CABLE	M (kN.m)	U' (m)	U (m)	I (m4)	S (m2)	e_{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	OBS
Axe VSP	0	30	206.48	1.88	1.620	21.36	11.81	1.341	85.85	0.34	15.31	OK
Fin VSP	4	30	165.80	1.88	1.620	21.36	11.81	1.191	85.85	2.45	12.86	OK
Fin V01	7.25	30	136.30	2.03	1.470	19.03	10.67	1.191	85.85	5.42	11.68	OK
Fin V02	10.5	26	109.60	2.03	1.470	19.03	10.67	1.197	74.41	5.39	9.17	OK
Fin V03	13.75	22	85.65	2.03	1.470	19.03	10.67	1.171	62.96	4.98	7.17	OK
Fin V04	17	18	64.87	2.03	1.470	19.03	10.67	1.195	51.51	4.57	5.18	OK
Fin V05	20.25	14	46.75	2.03	1.470	19.03	10.67	1.181	40.07	3.80	3.70	OK
Fin V06	23.5	10	31.69	2.03	1.470	19.03	10.67	1.119	28.62	2.71	2.65	OK
Fin V07	26.75	8	19.44	2.03	1.470	19.03	10.67	1.155	22.89	2.69	1.40	OK
Fin V08	30	6	10.06	2.03	1.470	19.03	10.67	1.215	17.17	2.44	0.46	OK
Fin V09	33.25	4	3.71	2.03	1.470	19.03	10.67	1.245	11.45	1.89	-0.05	OK
Fin V10	36.5	2	0.00	2.03	1.470	19.03	10.67	1.335	5.72	1.13	-0.28	OK

VI-3-7-2 Vérification pendant le bétonnage du clavage :

À ce stade du calcul, il est bon de s'assurer que les câbles de fléau sont suffisants pour reprendre le poids du tablier et de l'équipage pendant la construction du clavage central. Pour cela, on applique deux forces verticales orientées vers le bas à chaque extrémité des fléaux, forces qui représentent l'effet du poids de l'équipage mobile et du béton de clavage encore mou. Ces forces s'exercent sur deux structures indépendantes et isostatiques, puisque, à ce stade, les deux moitiés du pont ne sont pas encore liées.

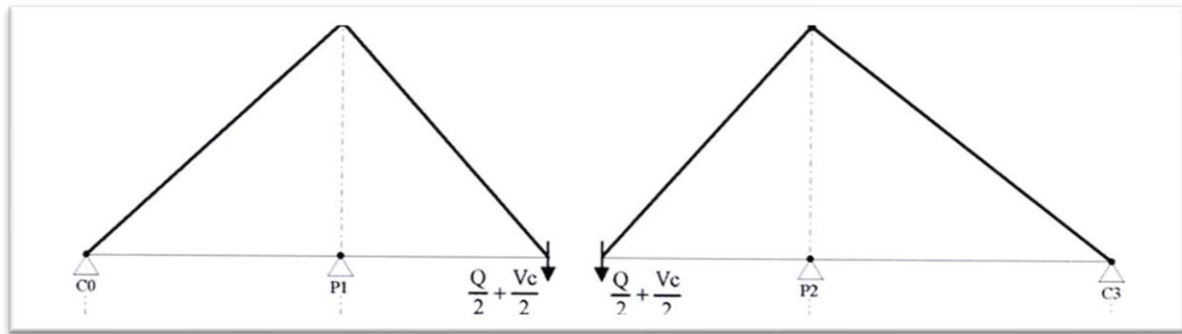


Figure VI. 10: Effets du poids de l'équipage mobile et du clavage

Donc :

$$M_{\max} = M_g + M_{Q_{\text{prc1 max}}} + M_{\text{clavage}} = 180.847 + 9.667 + 19.394 = 209.908 \text{ MN.m}$$

Avec :

M_g : le moment sous le poids propre.

$M_{Q_{\text{prc1 max}}}$: le moment sous la charge de demi- l'équipage mobile.

M_{clavage} : le moment sous de poids de demi-clavage.

$$N_{\text{flèau}} = n \times P_0 \times (1 - \Delta P) = 30 \times 3.93 (1 - 0.2658) = 86.56 \text{ MN}$$

$$M_{\text{isoflèau}} = N_{\text{flèau}} \times e_0 = 86.56 \times 1.47 = 127.24 \text{ MN.m}$$

Dans cette nouvelle phase, les efforts et la contrainte en fibre supérieure dans l'axe des piles sont :

$$\sigma_s = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I} = \frac{86.56}{11.807} + \frac{(-209.908 + 127.24) \times 1.62}{21.36} = 1.06 \text{ Mpa} \geq \sigma_t = -2.31 \text{ Mpa.}$$

Le dimensionnement est donc correct.

VI-4 : La précontrainte de continuité

La précontrainte de continuité intervient après la fermeture de la travée afin d'assurer la liaison entre les différentes parties du pont. Les câbles sont disposés dans le caisson selon un tracé étudié, respectant des contraintes géométriques en plan et en élévation.

Ils ont pour rôle principal de reprendre les moments positive en travée sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation. Ils contribuent ainsi à assurer le fonctionnement hyperstatique de l'ouvrage et à améliorer son comportement global.

VI-4-1-Travée principale

VI-4-1-1- Détermination du nombre de câbles de la continuité :

Le nombre de câbles de la continuité est déterminé par la relation suivante :

$$N \geq \frac{p}{p_0(1-\Delta p)}$$

P : Force de précontraint.

P_0 : effort de précontraint limite qu'un câble peut créer.

ΔP : Pertes de tension estimées à 30 %.

VI-4-1-2 : Évaluation de l'effort de précontraint P_0 :

$$P_0 = \sigma_{P0} \times S_{cable\ 19T15} \quad S_{cable\ 19T15} = A_p \times nT$$

$$\text{Pour T15 } A_p = 139\ mm^2 \quad \text{donc } S_{cable\ 19T15} = 139 \times 19 = 2\ 641\ mm^2$$

$$\text{Et } \sigma_{P0} = \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) = 1488\ Mpa. \quad P_0 = 3.93\ MN$$

VI-4-1-3: Évaluation de la force de précontraint P :

$$P = \frac{M \times \frac{V'}{I}}{\frac{1}{B} + e \frac{V'}{I}} \quad \text{t.q : } e = v' - d \quad \text{avec } d = 0.15\ m$$

P : l'effort de précontrainte.

V' : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : le moment d'inertie longitudinale de la section.

e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.

M : le moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

B : section droit du voussoir.

Application numérique :

$$M = 146.9\ MN.m \quad ; \quad v' = 2.03\ m$$

$$B = 10.666\ m^2 \quad ; \quad I = 19.033\ m^4 \quad ; \quad P_0 = 3.93\ MN$$

$$P = 58.510\ MN \quad ; \quad \Delta P = 30\% \quad ; \quad e = 1.88\ m ;$$

$$\text{D'où } n \geq 19.355 \text{ prend } n = 20 \text{ câbles de 19T15.}$$

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI. 13:nombre des câbles de continuités

phase	M (MN.m)	S (m2)	I (m4)	v' (m)	e(m)	P (MN)	n (FLEAU)	n (retenue)
F. V3	5,559	10,666	19,033	2,03	1,880	2,015	0,732	2
F. V4	39,100	10,666	19,033	2,03	1,880	14,172	5,152	4
F. V5	69,460	10,666	19,033	2,03	1,880	25,175	9,152	6
F. V6	96,370	10,666	19,033	2,03	1,880	34,929	12,697	8
F. V7	118,100	10,666	19,033	2,03	1,880	42,805	15,560	12
F. V8	133,800	10,666	19,033	2,03	1,880	48,495	17,629	16
F. V9	143,400	10,666	19,033	2,03	1,880	51,975	18,894	20
F. V10	146,900	10,666	19,033	2,03	1,880	53,243	19,355	20
A. VC	146,800	10,666	19,033	2,03	1,880	53,207	19,342	20
F. V10	146,400	10,666	19,033	2,03	1,880	53,062	19,289	20
F. V9	140,900	10,666	19,033	2,03	1,880	51,068	18,565	20
F. V8	129,400	10,666	19,033	2,03	1,880	46,900	17,049	18
F. V7	111,700	10,666	19,033	2,03	1,880	40,485	14,717	16
F. V6	87,950	10,666	19,033	2,03	1,880	31,877	11,588	14
F. V5	59,030	10,666	19,033	2,03	1,880	21,395	7,778	10
F. V4	26,830	10,666	19,033	2,03	1,880	9,724	3,535	6
F. V3	-8,548	10,666	19,033	2,03	1,880	-3,098	-1,126	2

Concernant la disposition des câbles dans le gousset inférieur, son représenté dans la figure suivante.

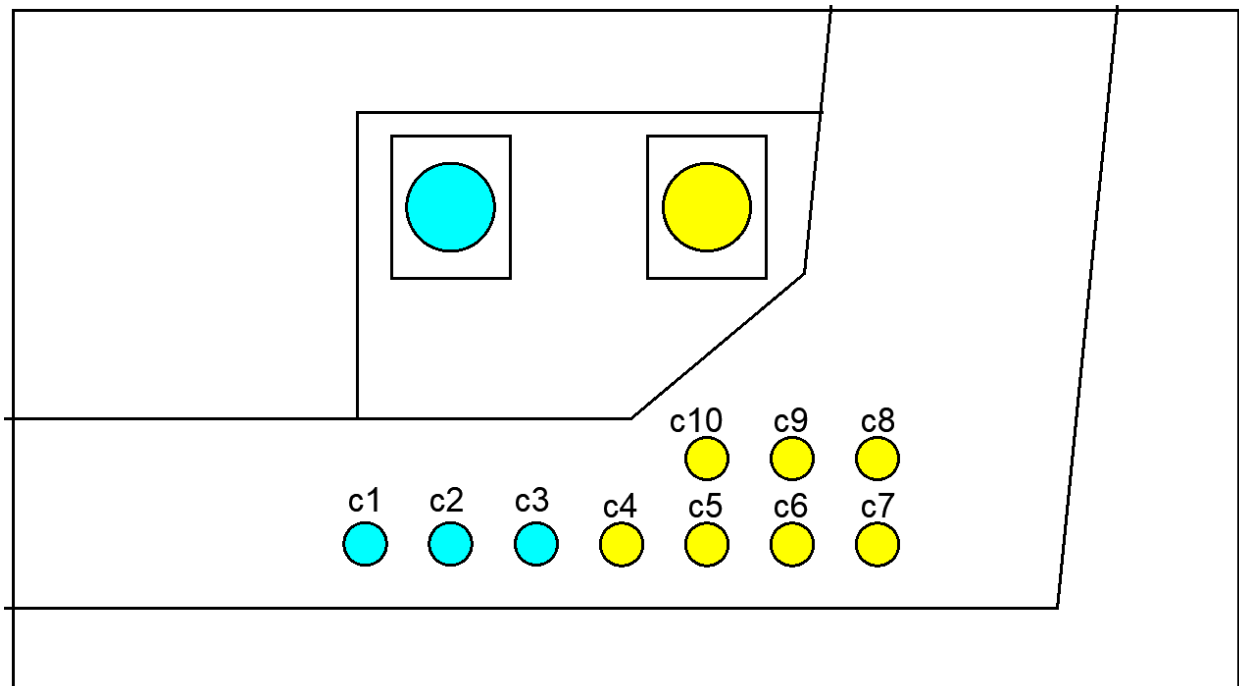


Figure VI. 11:Disposition des câbles de continuité dans le gousset inferieur au niveau de clavage.

VI-4-1-4 Tracé des câbles de continuité

On adopte les mêmes relations que celles précédemment définies pour le tracé des câbles de fléau. Les équations associées ainsi que les paramètres géométriques du tracé sont présentées dans les tableaux ci-après.

a) Trace en plan

Tableau VI. 14:les équations de tracés en plan

Câbles	z_i (m)	Z_{i+1} (m)	X_i (m)	R_i (m)	β_i (rad)	$Z(x)$
C2-C5-C10	RECTLIGNE					
C1-C3-C4-C6-C9-	0,18	0,09	1,625	14,67	0,11	$0,18 - 0,00852X^2$
C7-C8	0,36	0,18	3,25	29,34	0,11	$0,36 - 0,017 * X^2$

b) Trace en élévation

Tableau VI. 15:les équations de tracés en élévation

Câbles	L(m)	d0 (m)	d1 (m)	R (m)	(rad)	Y (x)
C1-C2-C3-C4-C5-C6-C7	3,25	0,135	0,844	7,449	0,411	$0.135+0.067X^2$
C8-C9-C10	3,25	0,315	0,844	9,983	0,315	$0.315+0.05X^2$

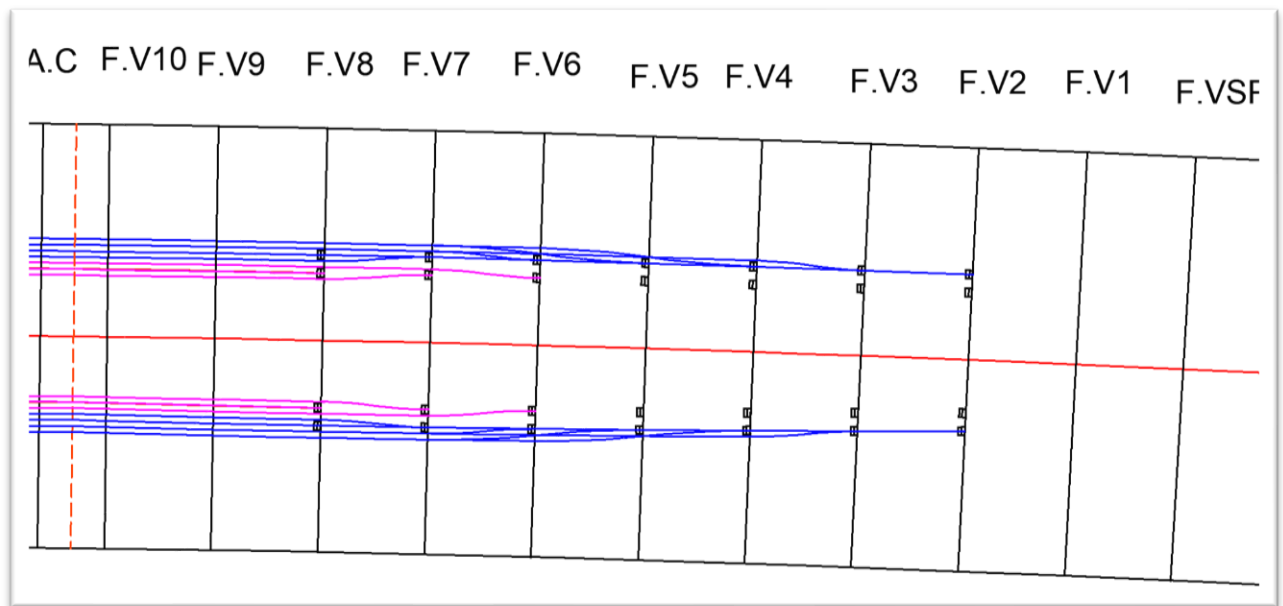


Figure VI. 12:schéma de trace en plan des câbles de continuités de demi-travée principale.

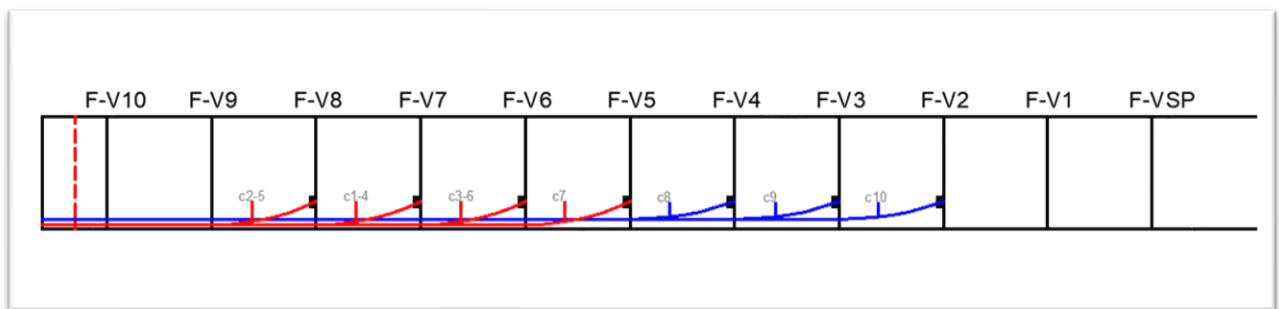


Figure VI. 13:schéma de trace en élévation des câbles de continuités de demi-travée principale.

VI-4-2 : Travée de rive droite :

VI-4-2-1- Détermination du nombre de câbles de la continuité :

Le nombre de câbles de la continuité est déterminé par la relation suivante :

$$N \geq \frac{p}{p_0(1-\Delta p)}$$

- P : Force de précontraint.
- P_0 : effort de précontraint limite qu'un câble peut créer.
- ΔP : Pertes de tension estimées à 30 %.

VI-4-2-2 : Évaluation de l'effort de précontraint P_0 :

$$P_0 = \sigma_{P0} \times S_{cable\ 19T15}$$

$$S_{cable\ 19T15} = A_p \times nT$$

Pour T15 $A_p = 139\ mm^2$ donc $S_{cable\ 19T15} = 139 \times 19 = 2\ 641\ mm^2$

Et $\sigma_{P0} = \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) = 1488\ Mpa.$

$$P_0 = 3.93\ MN$$

VI-4-2-3 : Évaluation de la force de précontraint P :

$$P = \frac{M \times \frac{v'}{I}}{\frac{1}{B} + e \frac{v'}{I}} \quad \text{t.q : } e = v' - d \quad \text{avec } d = 0.15 \text{ m}$$

P : l'effort de précontrainte.

V' : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

I : le moment d'inertie longitudinale de la section.

e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.

M : le moment fléchissant dû au poids propre et aux surcharges.

B : section droite du voussoir.

Application numérique :

$$M = 74.55 \text{ MN.m} \quad ; \quad v' = 2.03 \text{ m}$$

$$B = 10.666 \text{ m}^2 \quad ; \quad I = 19.033 \text{ m}^4 \quad ; \quad P_0 = 3.93 \text{ MN}$$

$$P = 27.02 \text{ MN} \quad ; \quad \Delta P = 30\% \text{ m} \quad ; \quad e = 1.88 \text{ m} ;$$

$$\text{D'où } n \geq 9.82 \text{ en prend } n = 10 \text{ câbles de 19T15}$$

Le nombre de câbles de continuité pour la travée de rive droite est résumé dans le tableau suivant

Tableau VI. 16: nombre de câbles de continuité pour la travée de rive droite

Phase	M (MN.m)	S (m2)	I (m4)	v' (m)	e(m)	P (MN)	n (FLEAU)	n (retenue)
F. VCC1	7,848	10,666	19,030	2,03	1,880	2,845	1,034	2
F. VCC2	30,260	10,666	19,033	2,03	1,880	10,968	3,987	6
F. VCC3	49,210	10,666	19,033	2,03	1,880	17,836	6,484	8
F. VC	58,930	10,666	19,033	2,03	1,880	21,359	7,764	8
F. V1	69,540	10,666	19,033	2,03	1,880	25,204	9,162	10
F. V2	74,550	10,666	19,033	2,03	1,880	27,020	9,822	10
F. V3	72,590	10,666	19,033	2,03	1,880	26,310	9,564	10
F. V4	65,390	10,666	19,033	2,03	1,880	23,700	8,616	10
F. V5	53,270	10,666	19,033	2,03	1,880	19,307	7,019	8
F. V6	36,000	10,666	19,033	2,03	1,880	13,048	4,743	6
F. V7	14,480	10,666	19,033	2,03	1,880	5,248	1,908	4
F. V8	-2,740	10,666	19,033	2,03	1,880	-0,993	-0,361	2
F. V9	-27,780	10,666	19,033	2,03	1,880	-10,069	-3,660	0
F. V10	-54,530	10,666	19,033	2,03	1,880	-19,764	-7,185	0

Concernant la disposition des câbles dans le gousset inférieur, son représenté dans la figure suivante.

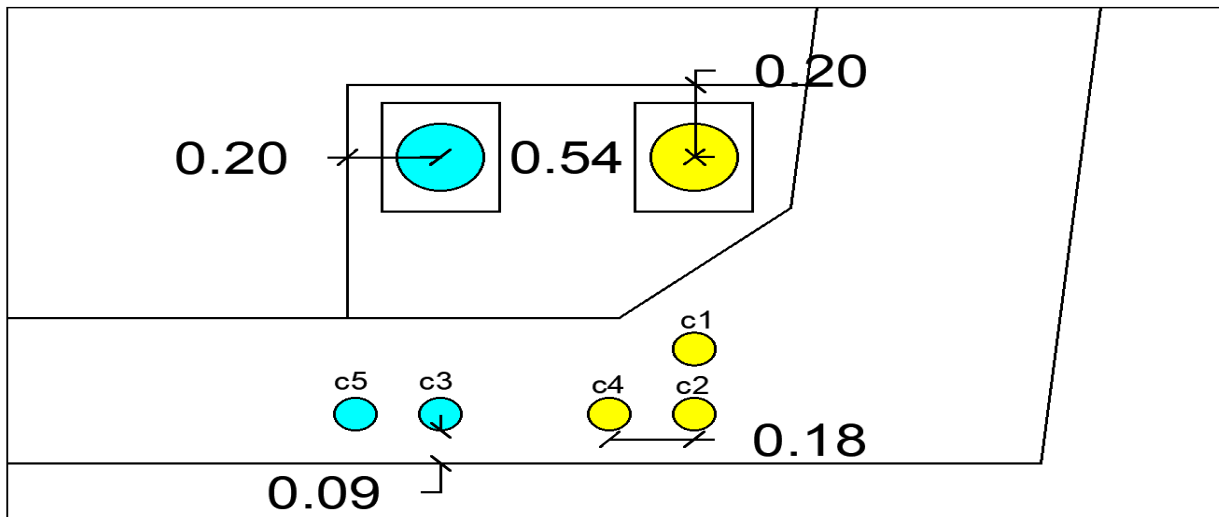


Figure VI. 14:Disposition des câbles de continuité dans la travée de rive droite au niveau de gousset inférieur.

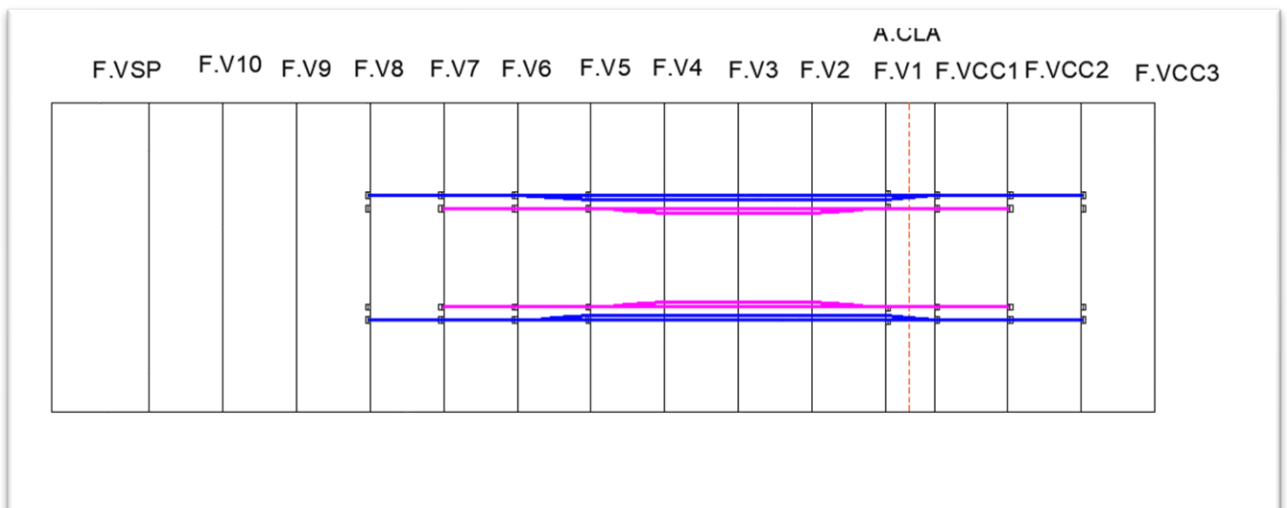


Figure VI. 15:Schéma se trace en plan de câbles de continuités de travée de rive droite

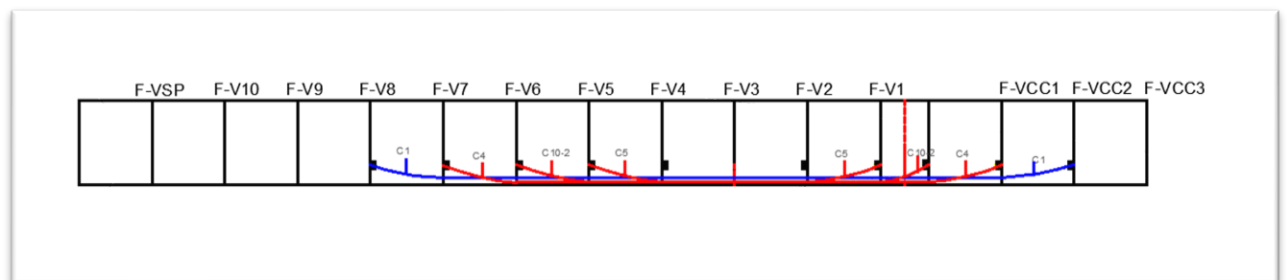


Figure VI. 16:Schéma se trace en élévation de câbles de continuités de travée de rive droite.

VI-4-3 : Travée de rive gauche :

VI-4-3-1- Détermination du nombre de câbles de la continuité :

Le nombre de câbles de la continuité est déterminé par la relation suivante :

$$N \geq \frac{p}{p_0(1-\Delta p)}$$

- P : Force de précontraint.
- P_0 : effort de précontraint limite qu'un câble peut créer.
- ΔP : Pertes de tension estimées à 30 %.

VI-4-3-2 : Évaluation de l'effort de précontraint P_0 :

$$P_0 = \sigma_{P0} \times S_{cable\ 19T15} \quad S_{cable\ 19T15} = A_p \times nT$$

Pour T15 $A_p = 139\ mm^2$ donc $S_{cable\ 19T15} = 139 \times 19 = 2\ 641\ mm^2$

Et $\sigma_{P0} = \min(0.8f_{prg}, 0.9f_{peg}) = 1488\ Mpa.$ $P_0 = 3.93\ MN$

VI-4-3-3 : Évaluation de la force de précontraint P :

$$P = \frac{M \times \frac{v'}{I}}{\frac{1}{B} + e \frac{v'}{I}} \quad \text{t.q : } e = v' - d \quad \text{avec } d = 0.15\ m$$

- P : l'effort de précontrainte.
- V' : la distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.
- I : le moment d'inertie longitudinale de la section.
- e : l'excentricité du câble par rapport au centre de gravité.
- M : le moment fléchissant du au poids propre et aux surcharges.
- B : section droit du voussoir.

Application numérique :

$M = 72.88\ MN.m$; $v' = 2.03\ m$

$B = 10.666\ m^2$; $I = 19.033\ m^4$; $P_0 = 3.93\ MN$

$P = 27.02\ MN$; $\Delta P = 30\% \ m$; $e = 1.88\ m$;

D'où $n \geq 9.592$ en prend $n = 10\ câbles\ de\ 19T15$

Le nombre de câbles de continuité pour la travée principale est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI. 17: nombre de câbles de continuité pour la travée de rive gauche

Phase	M (MN.m)	S (m2)	I (m4)	v ' (m)	e(m)	P (MN)	n (FLEAU)	n (retenue)
F. VCC1	9.139	10.666	19.030	2.03	1.880	3.313	1.204	2
F. VCC2	17.900	10.666	19.033	2.03	1.880	6.488	2.358	4
F. VCC3	38.500	10.666	19.033	2.03	1.880	13.954	5.073	6
F. VC	53.400	10.666	19.033	2.03	1.880	19.355	7.036	8
F. V1	66.180	10.666	19.033	2.03	1.880	23.987	8.720	10
F. V2	72.500	10.666	19.033	2.03	1.880	26.277	9.552	10
F. V3	72.800	10.666	19.033	2.03	1.880	26.386	9.592	10
F. V4	67.900	10.666	19.033	2.03	1.880	24.610	8.946	10
F. V5	57.980	10.666	19.033	2.03	1.880	21.015	7.639	8
F. V6	43.050	10.666	19.033	2.03	1.880	15.603	5.672	6
F. V7	23.680	10.666	19.033	2.03	1.880	8.583	3.120	4
F. V8	-11.300	10.666	19.033	2.03	1.880	-4.096	-1.489	2
F. V9	-26.340	10.666	19.033	2.03	1.880	-9.547	-3.470	0
F. V10	-52.030	10.666	19.033	2.03	1.880	-18.858	-6.855	0

Concernant la disposition des câbles dans le gousset inférieur, celui-ci n'est pas représenté dans la figure suivante :

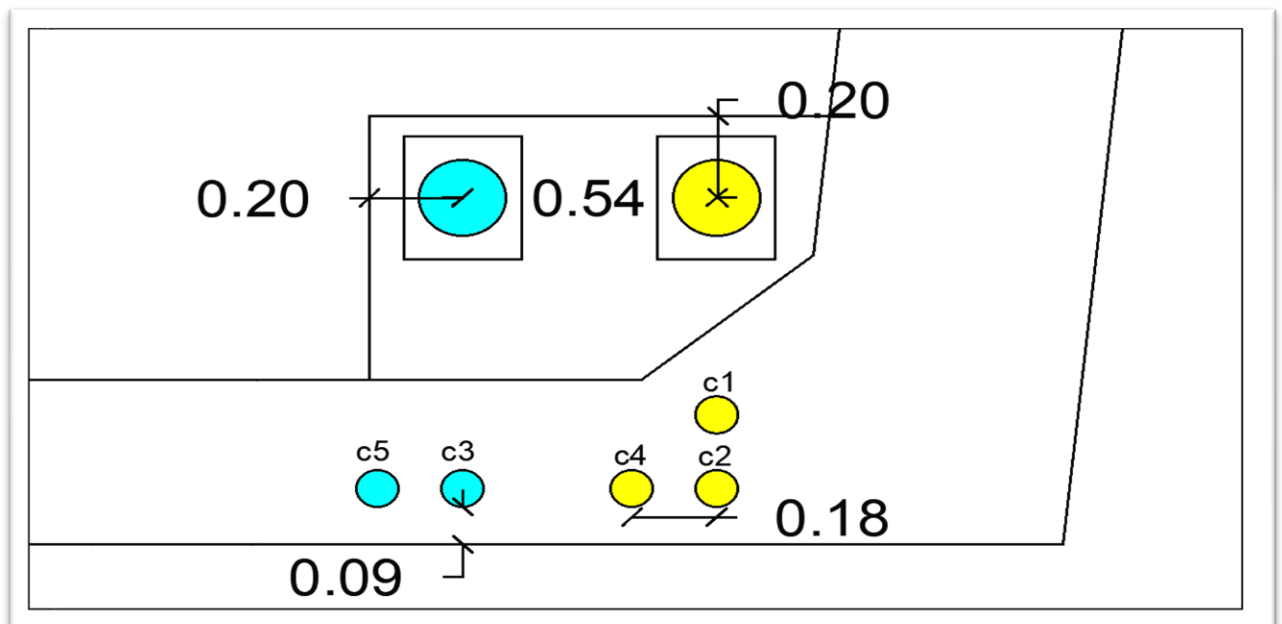


Figure VI. 17: Disposition des câbles de continuité dans la travée de rive droite au niveau de gousset inférieur.

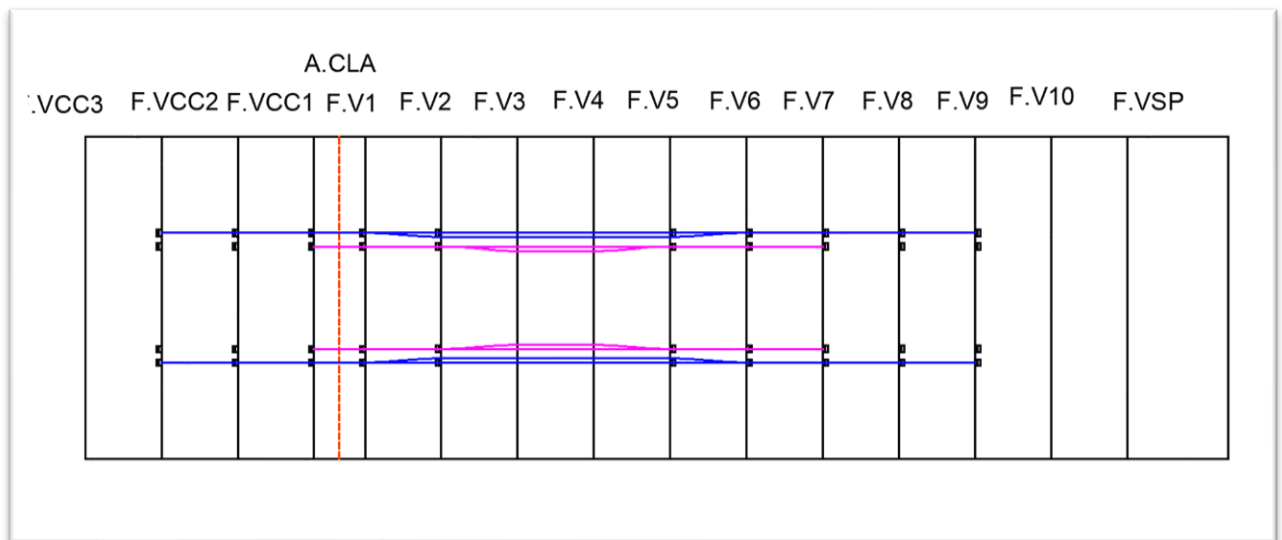


Figure VI. 18:Schéma se trace en plan de câbles de continuités de travée de rive gauche

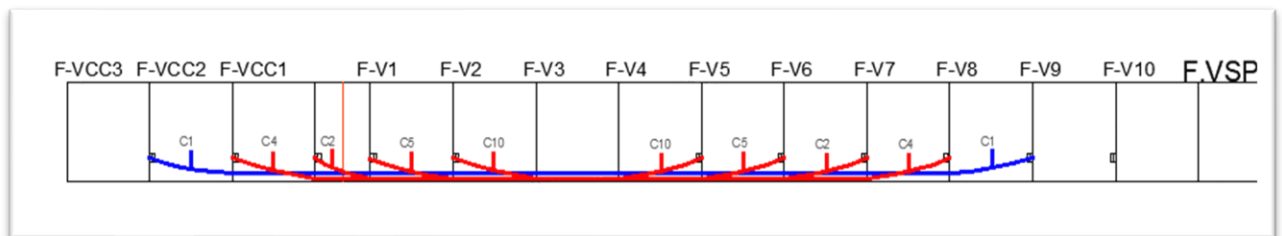


Figure VI. 19:Schéma se trace en élévation de câbles de continuités de travée de rive gauche

VI-5 : Vérification des contrainte :

VI-5-1 Vérification des contraintes en phase de service :

On distingue dans cette phase deux états de vérification :

- **État à vide** : On prend en considération seulement le poids propre du tablier.
- **État en charge** : On prend en considération les charges et surcharges.

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 40 = 24 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{bt1} = 1.5 f_{t28} = 1.5 \times 3 = 4.5 \text{ (MPa)} \quad \text{hors section d'enrobage.}$$

$$\sigma_{bt2} = f_{t28} \times 1 = 3 \text{ (MPa)} \quad \text{section d'enrobage.}$$

Les résultats sont mentionnés dans l'**Annex A**

VI-5-2 Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

VI-5-2-1 Vérification vis-à-vis de l'ELS :

L'âme est la partie la plus sollicitée par l'effort tranchant, les membrures supérieures et inférieures du fait de leurs inerties par rapport au centre de gravité de la section des éléments qui travaillent en flexion.

a. Détermination de l'effort tranchant :

1/ dû aux charges extérieures :

L'effort tranchant donnée par la relation suivante : $V_{ser} = V_g + V_q$

V_g : Relative aux charges permanentes.

V_q : Relative aux charges variables.

2/ dû à la précontrainte :

La poutre isostatique est précontrainte par un système d'armatures, avec une force totale de P et une inclinaison de α % par rapport à la fibre moyenne. Donc $V_p = P \sin(\alpha)$

- L'effort dû à la force des câbles de fléaux elle considère comme des forces auxiliaires
- L'effort dû à la force des câbles de continuité elle considère comme des forces obstructives

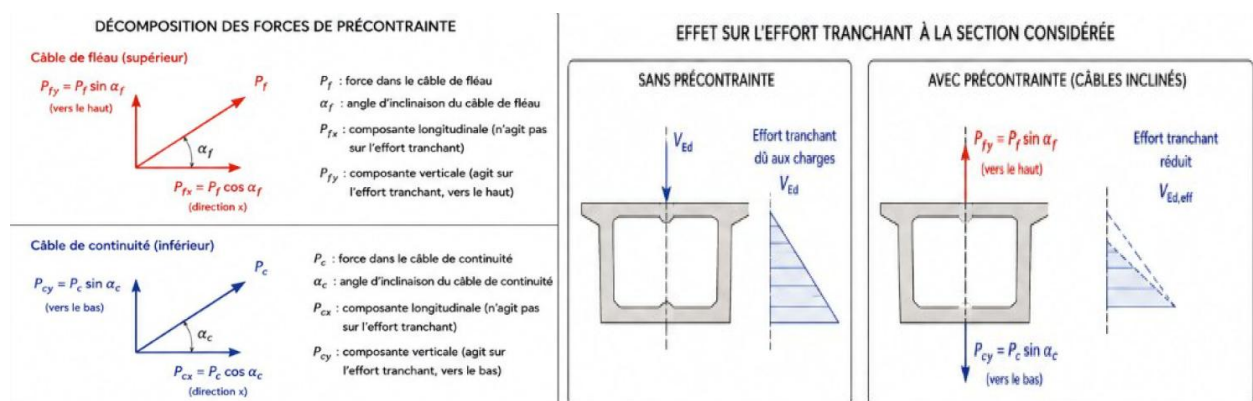


Figure VI. 20:schéma qui présenter l'effet de précontrainte sur l'effort tranchant.

On aura enfin un effort tranchant réduit égal à :

$$V_{red} = V_{SER} - V_{p(fléau)} + V_{p(continué)}$$

Avec :

- V_{SER} : Effort tranchant due aux charges extérieures.
- $V_{p(fléau)}$: Effort tranchant due à la précontrainte de fléau ; $V_{p(fléau)} = p * \sum n * \sin(\alpha_i)$
- $V_{p(continué)}$: Effort tranchant due à la précontrainte de de continuités
 $V_{p(continué)} = p * \sum n * \sin(\alpha_i)$

b. Vérification de la contraint de cisaillement :

CHAPITRE VI : ETUDE DE PRECONTRAINTE

Il faut vérifier les conditions suivantes : $\tau_{\max} < \min(\tau_1, \tau_2)$ avec : $\tau_{\max} = \frac{V_{red}}{z * b_n}$

Tlq :

Non rupture par fissuration : $\tau_1^2 = 0.4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$

Par compression _cisaillement : $\tau_2^2 = 2 \times \frac{f_{tj}}{f_{cj}} \times (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + \sigma_x)$

$\tau_{\max}$: Contrainte de cisaillement maximal réduite de service.

σ_x : Contraint normale longitudinale au CDG de la section nette : $\sigma_x = \frac{P * \sum n * \cos(\alpha_i)}{B_n}$

B_n : section nette obtenue en soustrayant les vides des conduites.

V : effort tranchant maximal réduite de service.

Z : le bras de levier $z = \frac{1+\rho}{2} * h$

ρ : le rendement mécanique de la section $\rho = \frac{I}{B * v * v_r}$

b_n : Épaisseur nette de l'âme $b_n = 2 \times (b_0 - n k \phi)$

b_0 : L'épaisseur brute de l'âme.

$k = 0.5$ Injection de coulis de ciment.

ϕ : Diamètre de la gaine.

N.B :

Le calcul initial avec une épaisseur d'âme de 60 cm ne vérifiant pas les contraintes, celle-ci a été augmentée à 90 cm afin de valider la conformité de la structure. »

***Application numérique :**

Tableau VI. 18:les valeurs du calcul de l'effort tranchant.

$h/2 + 1 = 2.75 \text{ m}$	$V_{els} = 21.56 \text{ MN}$	$V_{pf} = 27.62 \text{ MN}$	$V_{pc} = 21.5 \text{ MN}$	$V_{red} = 15.44 \text{ MN}$	$B_n = 13.182 \text{ m}^2$
$I_n = 21.012 \text{ m}^4$	$\sigma_x = 10.72 \text{ MPA}$	$\tau_1 = 4.06 \text{ MPA}$	$\tau_2 = 5.23 \text{ MPA}$	$\tau_{\max} = 3.34 \text{ MPA}$	$z = 2.695$
$b_n = 1.71 \text{ m}$	$\rho = 0.545$	$p = 2.885 \text{ MN}$			

$\tau_{\max} = 3.34 \text{ MPA} \leq \min(\tau_1 = 4.06 \text{ MPA} ; \tau_2 = 5.23 \text{ MPA})$ **vérifier**

VI-5-2-2 : Vérification de l'effort tranchant vis-à-vis de ELU :

La vérification des éléments d'une poutre à l'état limite ultime consiste à contrôler, d'une part, la résistance des armatures transversales et, d'autre part, la capacité résistante des bielles comprimées.

a. Les bielles comprimées

D'après l'article 7.3.1 de BPEL/p-78- on a : $\tan(2\beta_u) = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$

Avec :

β_u : L'inclinaison des bielles du béton par rapport la fibre moyenne de la poutre, $\beta_u \geq 30^\circ$

σ_x : Contrainte normale au niveau de CDG suivante x ; $\sigma_x = \frac{P \cdot \sum n \cdot \cos(\alpha_i)}{B_n}$

σ_y : Contrainte normale au niveau de CDG suivante x ; $\sigma_y = 0$

τ_u : Cette contrainte a déjà été déterminée au préalable.

Donc :

$$\beta_u = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_u}{\sigma_x} \right) = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot 3.34}{10.72} \right) = 15.96^\circ < 30^\circ \rightarrow \beta_u = 30^\circ$$

On peut simplifier la formule de vérification d'après - **Le Béton Précontraint aux Etats-Limites-Thonier Henry**-p302- :

$$\tau_u = 3.34 \text{ Mpa} \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ Mpa}$$

Les bielles comprimées (dû à l'effort tranchant) de béton sont légèrement vérifiées.

VI-6 : Vérification de la flèche :

Pour vérifier la flèche de pont il est essentiel de mesurer la déformation sous charge en utilisant le logiciel de calcul (MIDAS), ensuite comparer les valeurs avec des tolérances définies pour assurer que la structure reste sécuritaire et fonctionnelle.

VI-6-1 Valeurs limites de la flèche verticale pour le confort des passagers :

Pour la flèche verticale maximale δ des ponts ferroviaires le long de l'axe de la voie, qui sont fonction de :

- la longueur de la travée L [m].
- la vitesse du train V [km/h].
- le nombre de travées.
- le type de pont (travée indépendante, poutre continue).

Remarques :

Pour les poutres continues à trois travées ou plus, les valeurs de L/δ données dans la Figure VI.21 doivent être multipliées par 0,9.

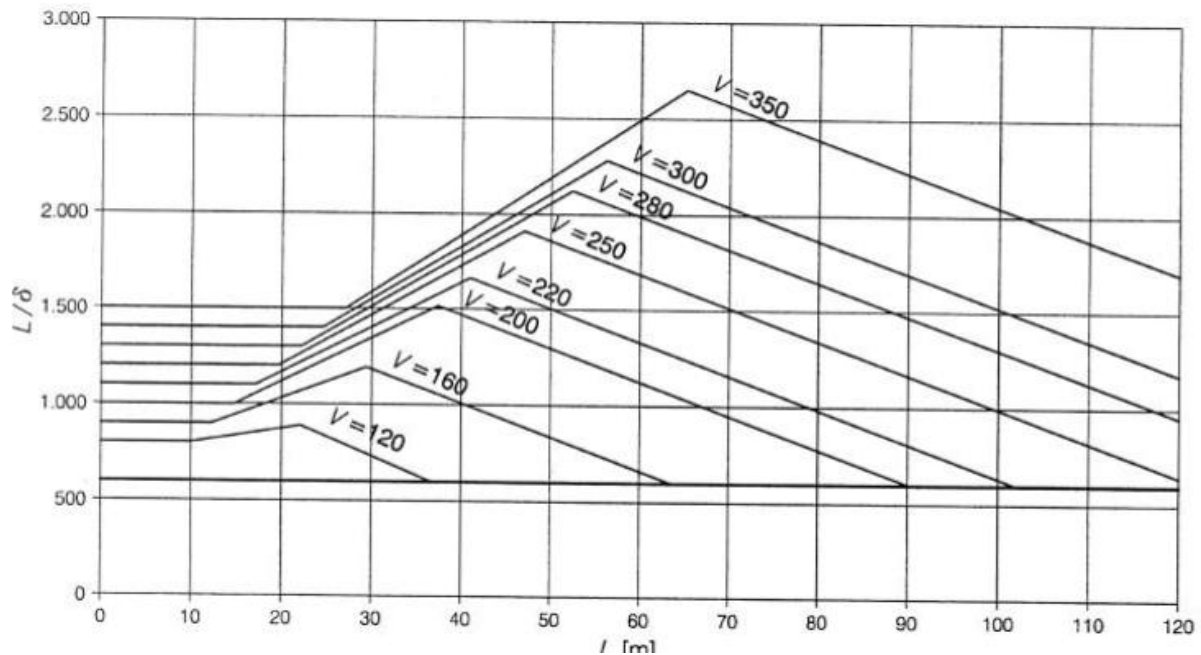


Figure VI. 21:Extrait du EN 1990 :2002/A1 :2005 Flèche verticale maximale autorisée δ pour des ponts ferroviaires

NB :

Les valeurs de L/δ données à la Figure VI.14 valent pour des longueurs de travée jusqu'à 120 m. Pour notre ouvrage la longueur égale à 75m donc :

$$V=160 \text{ km/h}, L=75 \text{ m} \rightarrow l/\delta'_{\text{adm}} = 600 \rightarrow \delta'_{\text{adm}} = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \delta_{\text{adm}} = \delta'_{\text{adm}} * 0.9 = 22 * 0.9 = \mathbf{19.8 \text{ cm.}}$$

Mais en réalité et en pratique on prendre la flèche admissible :

$$\delta_{\text{adm}} = L/900 = 75/900 = \mathbf{8.33 \text{ cm}}$$

VI-6-2 La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL) :

Les flèches verticales δ avec le Modèle de Charge 71, multiplié par le coefficient Φ , et en

Considérant $\alpha=1.21$, conformément à la Section 6 de l'EN 1991-2.

On obtient une flèche $\delta = 5.82 \text{ cm} < \delta_{\text{adm}} = 19.8 \text{ cm}$.

$$\delta = 5.82 \text{ cm} < \delta_{\text{adm}} = 8.33 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

Il y a lieu de déterminer les flèches verticales δ avec le Modèle de Charge 71 multiplié par le coefficient Φ et en prenant la valeur $\alpha = 1$, conformément à l'EN 1991-2

. • Pour les ponts portant deux voies ou plus, il y lieu de n'en charger qu'une seule. On obtient une flèche $\delta = 5.81 \text{ cm} < 22 \text{ cm}$ donc la flèche est vérifiée

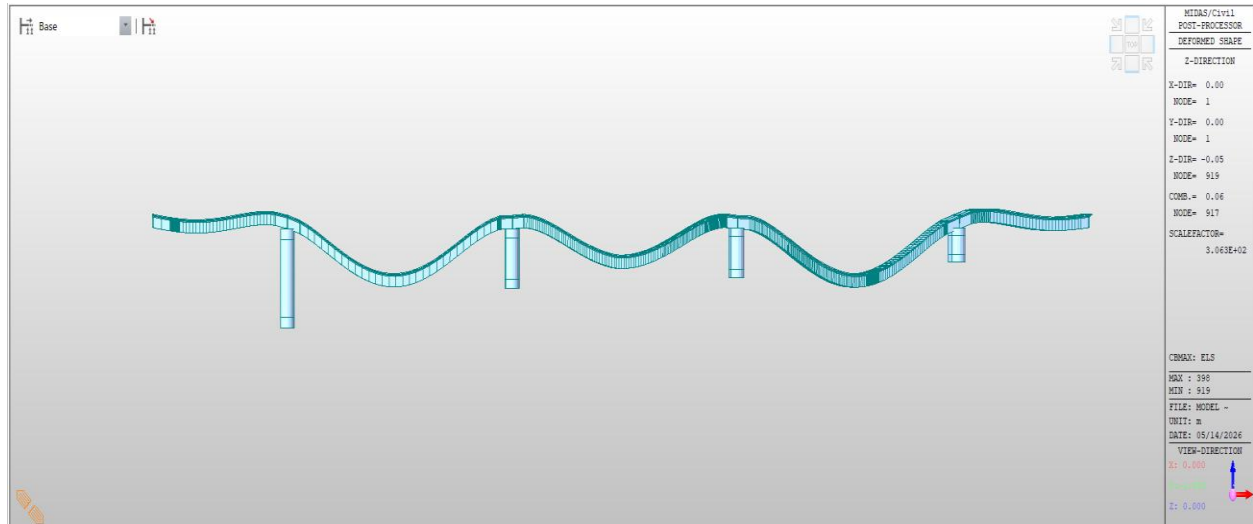


Figure VI. 22: La valeur de la flèche par logiciel de calcul (MIDAS CIVIL)

VI-7 Conclusion :

L'étude de la précontrainte est cruciale pour les ponts en encorbellements successifs. Les câbles sont dimensionnés selon les moments à équilibrer : la décroissance des moments négatifs depuis l'appui définit le nombre de câbles de fléau par voussoir, tandis que les moments positifs en milieu de travée déterminent les câbles de continuité. L'étude s'achève par la vérification des contraintes aux joints des voussoirs, en phases de construction et de service.



CHAPITRE VII

ETUDE TRANSVERSALE



CHAPITRE VII : ETUDE TRANSVERSALE

VII-1 Introduction

Dans le présent chapitre, il y a lieu de déterminer les armateurs passives dans les âmes, l'hourdis inférieure et supérieur

Pour l'analyse transversale, l'étude se concentre sur les sections critiques, à savoir la section au niveau de la pile et la section à la clé, où les moments de flexion sont maximaux.

VII-2 Modélisation :

La modélisation est effectuée par un logiciel à base d'éléments finis (Midas-civil), le caisson est modélisé par un portique ferme appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis

On prendra une largeur du caisson égale à 1m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en matière de poids et d'inertie

Remarque :

Les combinaisons de charge utilisées sont les mêmes que celles utilisées dans l'évaluation des efforts longitudinaux en service.

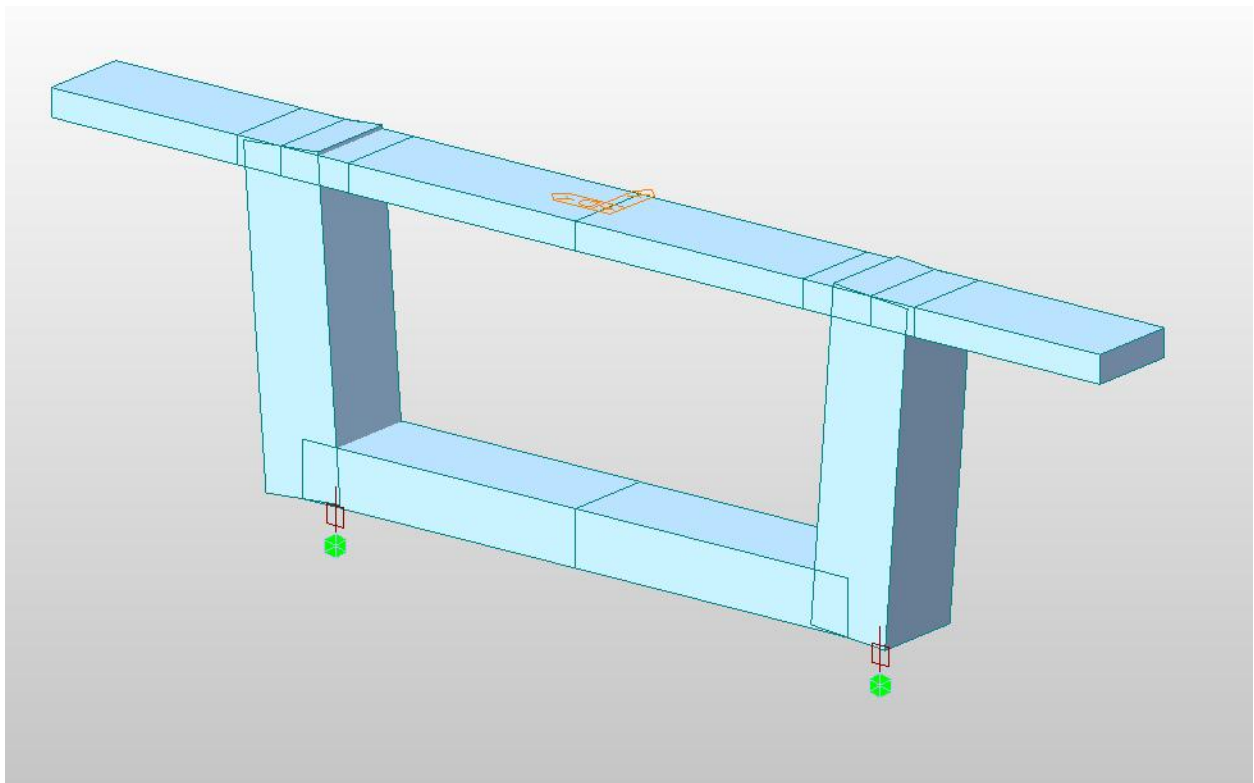


Figure VII. 1: Model de Calcul du VSP.

VII-2-1 Résultats :

Les sections à justifier sont représentées dans la figure ci-dessous :

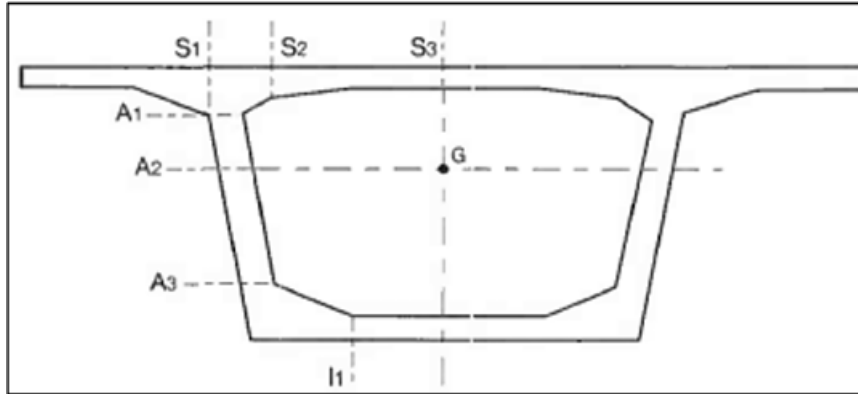


Figure VII. 2:Sections à justifier selon le guide SETRA.

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous : Sollicitations maximales dans VSP

Tableau VII. 1:Sollicitations maximales dans VSP

Élément	Section	Mmax (KN.m)		Nmax (KN)	
		Mult	M _{ser}	Nult	Nser
Hourdis sup	S1	-49.71	-15.23	/	/
	S2	110.4	93.66	/	/
	S3	70.14	51.95	/	/
Ames	A1	-28.35	-12.85	-270.3	-220.6
	A2	179.6	184.5	-296.3	-240.9
	A3	381.9	376.2	-321.5	-259.5
hourdis inf	I1	304.7	301.9	/	/

Tableau VII. 2:Sollicitations maximales dans VSC

Élément	Section	Mmax (KN.m)		Nmax (KN)	
		Mult	Mser	Nult	Nser
hourdis sup	S1	-11.35	22.72	/	/
	S2	117.2	99.95	/	/
	S3	71.99	53.32	/	/
Ames	A1	-64.14	-48.94	-273	-226.4
	A2	142.6	147.7	-290.4	-239.2
	A3	343.2	338.3	-307.1	-251.6
hourdis inf	I1	293.5	288.9	/	/

VII-2-2 Ferrailage transversal :

Pour le ferrailage, le voussoir est subdivisé en plusieurs éléments distincts :

- Deux dalles, qui sont soumises à la flexion simple.
- Deux âmes, qui travaillent en flexion composée.

1. Exemple de calcul pour l'hourdis supérieur :

❖ Calcul de la section d'acier de Hourdis supérieur (S2) :

Figure VII. 3: Calcul de la section d'acier avec Robot expert 2010

❖ Interprétation des résultats :

$$A_{smin} = \frac{0.23 f_{tj} \cdot d \cdot b}{f_e} = 5.58 \text{ cm}$$

$$A_{s2} \geq A_{smin} \quad \text{vérifiée}$$

- La contrainte de béton : $\sigma_{bc} = 24 \text{ Mpa}$
- La contrainte de l'acier tendue : $\sigma_s = 250 \text{ Mpa}$

a. Détermination de l'axe neutre X

$$X = \frac{15 \cdot \sigma_b}{15 \cdot \sigma_{bc} + \sigma_s} \times d = 23.9 \text{ cm} \quad ; \quad Z = d - \frac{X}{3} \quad ; \quad M_1 = 397.4 \text{ KN.m}$$

b. Verification des contrainte :

$$\sigma_b = 2.8 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 24 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_s = 30.5 \text{ Mpa} \leq \sigma_{slim} = 250 \text{ Mpa} \quad \text{vérifiée}$$

c. Calcule manuel de la section d'acier de Hourdis supérieur (S2) :

$$M_1 = 0.5 \times b \times X \times \sigma_{BC} \times Z = 397.4 \text{ KN.m}$$

M1 ≥ M_{ser} Section sans armature comprimée (SSAC)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} = 11.4 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition de non fragilité (CNF) vérifiée.}$$

VII-2-3 Ferrailage longitudinale :

$$A_{sl} = \frac{A_{st}}{3} = \frac{11.5}{3} = 3.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau VII. 3: Ferrailage transversal VSP.

Elément	Nappe	sect	transversal			Longitudinal		
			As (cm2)	phi (mm)	e (cm)	As (cm2)	phi (mm)	e (cm)
hourdis supérieur	sup	S1	20.4	7 HA 20	12.5	6.80	HA 14	20
		S2	11.5	8 HA 14	12.5	3.83	HA 14	12.5
		S3	9.1	6 HA14	12.5	3.03	HA 12	20
	inf	S1	20.4	7 HA 20	12.5	6.80	HA 14	20
		S2	11.5	8 HA 14	12.5	3.83	HA 12	12.5
		S3	9.1	6 HA14	12.5	3.03	HA 12	20
Ame	ext	A1	27.9	9 HA 20	11	9.30	HA 14	15
		A2	24.1	8 HA 20	11	8.03	HA 14	15
		A3	24.7	8 HA 20	11	8.23	HA 14	15
	int	A1	27.9	9 HA 20	11	9.30	HA 14	15
		A2	24.1	8 HA 20	11	8.03	HA 14	15
		A3	24.7	8 HA 20	11	8.23	HA 14	15
hourdis inférieur	sup	I1	24.9	8 HA 20	12.5	8.30	HA 14	20
	inf	I1	24.9	8 HA 20	12.5	8.30	HA 14	20

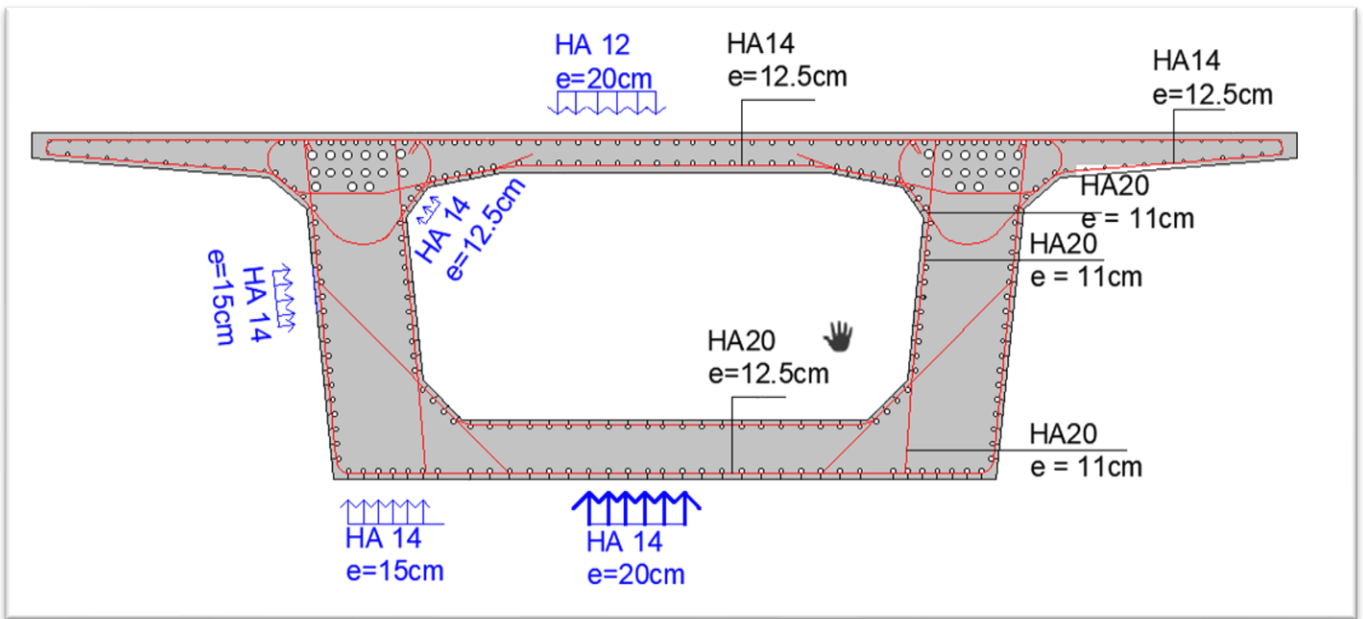


Figure VII. 4:Ferrailage du voussoir VSP



CHAPITRES VIII
ETUDE SISMIQUE ET
ÉQUIPEMENTS DE PONT



VIII : ETUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DE PONT

VIII -1 : Introduction :

Le comportement dynamique des ponts représente un aspect essentiel dans la conception des ouvrages d'art. L'analyse modale permet de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure, telles que les fréquences propres et les modes de vibration, afin de mieux évaluer sa réponse sous sollicitations dynamiques, notamment sismiques.

L'utilisation du spectre de dimensionnement (*Sad*) permet d'intégrer la capacité de dissipation d'énergie de l'ouvrage au moyen d'une approche élastique équivalente. En autorisant une réduction forfaitaire des efforts via l'application d'un coefficient de comportement (q), cette méthode aboutit à un dimensionnement économiquement optimisé tout en garantissant la sécurité structurale par la formation contrôlée de rotules plastiques. (RPOA 2008 Art 4.4 /P-34-)

VIII-2 : Caractéristiques de l'ouvrage relatives à l'étude sismique :

Le RPOA 2008 donne un ensemble de classifications nécessaires à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudié et constitue un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser :

- Le pont est classé selon le risque sismique en **groupe 1 pont stratégique**. (RPOA/P-10-)
- L'ouvrage se trouve dans une zone sismique I de faible sismicité. (RPOA/p14, figure 3.1).
- Le coefficient d'accélération de zone $A = 0.15$ (RPOA/p-14-, tableau 3.1).
- Le sol est de catégorie S3 site meuble. (Selon le rapport géotechnique)
- Le taux d'amortissement du matériau constituant les appuis en béton armé, $\xi = 5 \%$. (Selon article 4.2.4 RPOA).

VIII-3 : Méthode de calcul :

De manière générale, l'analyse d'un pont se fait par la méthode spectrale monomodale (mode fondamental) ou par la méthode du spectre de réponse. La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant certains critères simultanément, (selon l'article 4.3.1.2 du RPOA/p-26-), parmi lesquels le critère suivant :

1. La masse modale (Masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, donc :

→D'après le model globale sur Midas-civil la participation massique est égale **82.17%** dans la 1^{er} mode (mode fondamentale).

$$M_{\text{tot}} = M_{\text{super}} + M_{\text{infra}}$$

$$M_{\text{super}} = M_{\text{voussoir}} + M_{\text{CCP}} = 85\,078.7 + 40\,509 = \mathbf{125\,587.7\,KN}$$

$$M_{\text{infra}} = \sum M_{\text{pile}} = 16\,520 + 10\,573.75 + 8\,563.875 + 6\,465 = \mathbf{42\,122.875\,KN}$$

$$M_{\text{tot}} = 125\,587.7 + 42\,122.875 = \mathbf{167\,710.58\,KN}$$

$$M_{\text{infra}} < 0.43 * M_{\text{super}}$$

2. Le biais (Angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades

→ on a l'angle entre les app d'app et le pont est $90^\circ = 100 \text{ grades} > 70 \text{ grades}$.

3. La courbure (Angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades

→ d'après le tracé en plan l'angle balayé par le tangent est $15.3 \text{ grades} < 30 \text{ grades}$.

4. **La symétrie transversale** c'est à dire la distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

$$5\% * L = 0.05 * 315 = 15.75 \text{ m}$$

$$e_0 = |X_m - X_r| / < 5\% * L$$

$$X_r = 182.13 \text{ m} ; X_m = 157.5 \text{ m} \rightarrow e_0 = 24.63 > 15.75 \text{ (n'est pas vérifié)}$$

✓ Donc on ne peut pas applique la méthode monomodale

VIII-4 : Spectre de réponse :

VIII-4-1 Spectre de réponse de la composante horizontale :

Pour les directions longitudinale et transversale, nous utilisons le spectre de dimensionnement illustré dans la figure ci-après :

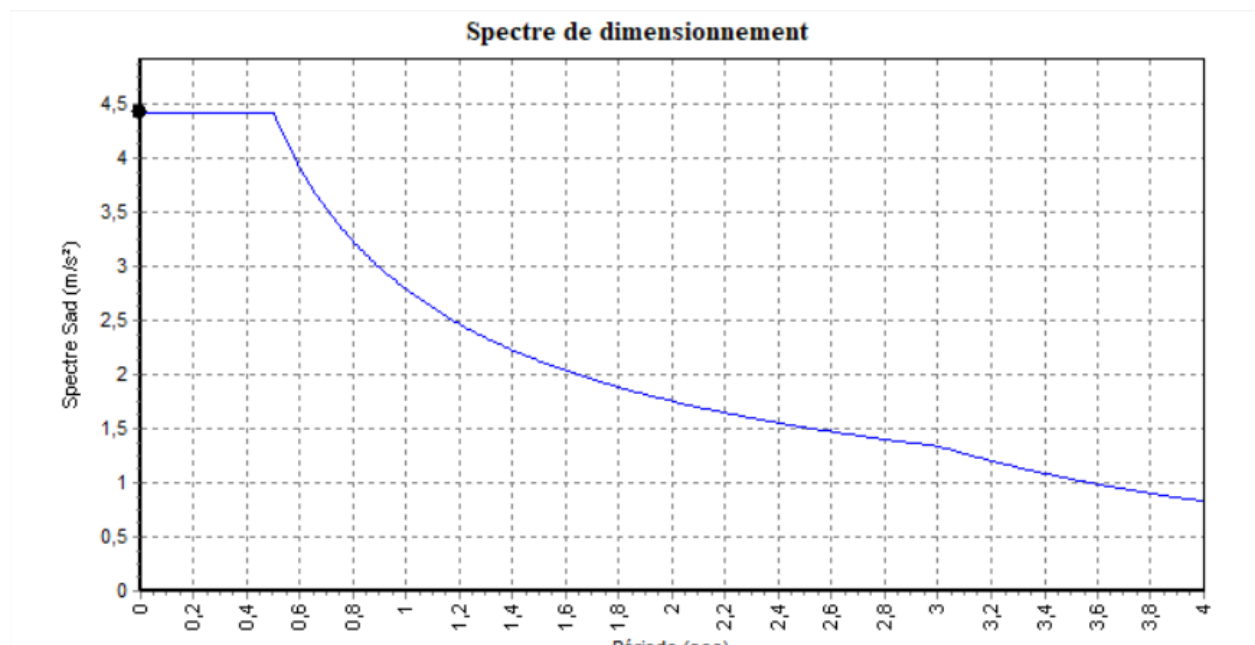


Figure VIII. 1: Spectre de dimensionnement.

VIII.4.2 Spectre de réponse de la composante verticale :

Pour la composante verticale on utilise le spectre élastique selon l'article 4.4.1 /-p35- RPOA2008 :

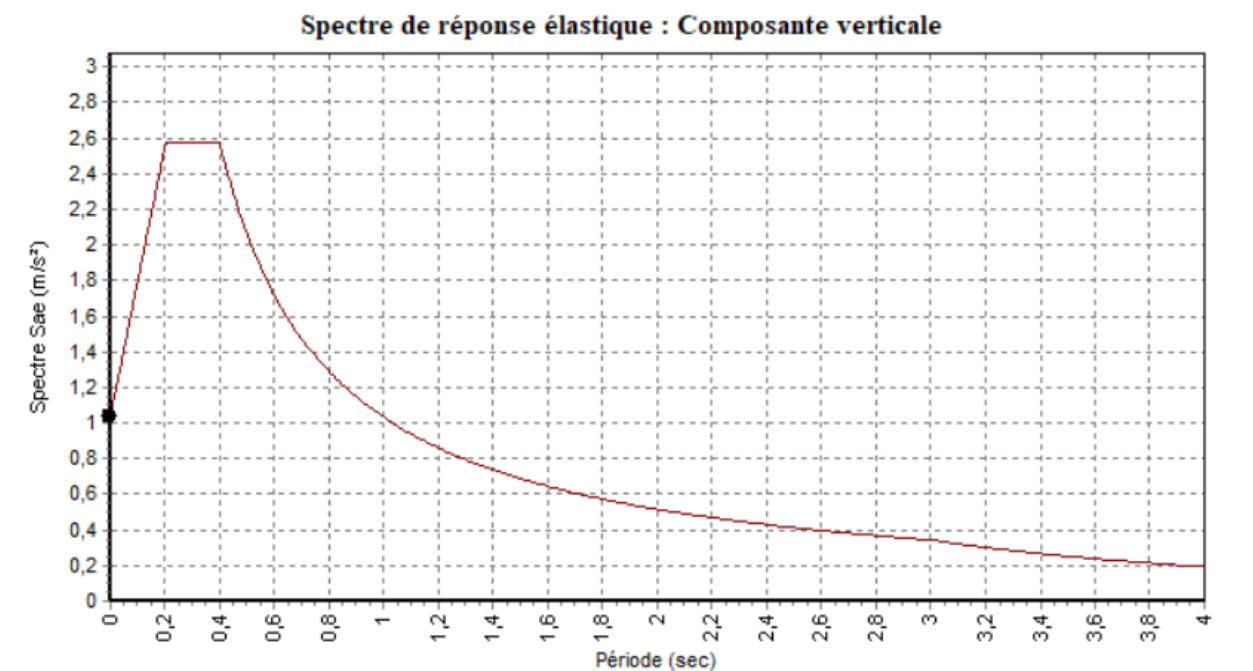


Figure VIII. 2: Spectre de réponse verticale.

VIII-5 : Les résultats des modes :

On prend en compte les modes pour lesquels la somme des masses modales effectives $\Sigma(M_i)$ atteint au moins 90% de la masse totale du pont

MT. Les résultats de calcul des modes propres avec l'analyse multimodale sont donnés ci-dessous (le reste des modes sur l'annexe B) :

La période fondamentale est 1.42 s.

Tableau VIII. 1: participation massique avec la période

Mode No	Période (Sec)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
		MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	1,423053	82.17	82.17	1.17	1.17	0.07	0.07
2	0,639593	0.58	82.75	0.15	1.32	0.40	0.47
3	0,565308	0.01	82.75	33.04	34.36	0.01	0.48
4	0,516921	0.99	83.74	0.01	34.37	0.52	1.00
5	0,433538	0.59	84.33	0.03	34.41	33.85	34.85
6	0,404808	0.37	84.71	23.15	57.55	0.03	34.88
7	0,359113	1.09	85.80	17.24	74.79	0.00	34.88
.....							
28	0,278783	1,81	91,60	0,05	89,31	0,0	73,33
34	0,06319	0,01	91,79	0,01	89,74	0,01	73,40
35	0,058662	0,01	91,81	0,61	90,35	0,00	73,40

VIII-6 : Equipement du pont

VIII.6.1 Appareil d'appui a pot :

Un appareil d'appui de pont est un élément de l'ouvrage place entre le tablier et les appuis, dont le rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation, routière ou ferroviaires, et de permettre des mouvements de rotation ou de translation

Le principe d'un appareil d'appui à pot est d'avoir un coussin cylindrique d'élastomère enfermé dans un pot et qui reçoit la charge par l'intermédiaire d'un piston formant couvercle du pot. L'élastomère ne peut se déformer qu'à un volume constant ce qui lui permet de transmettre des charges élevées et d'autoriser les rotations imposées par la structure.

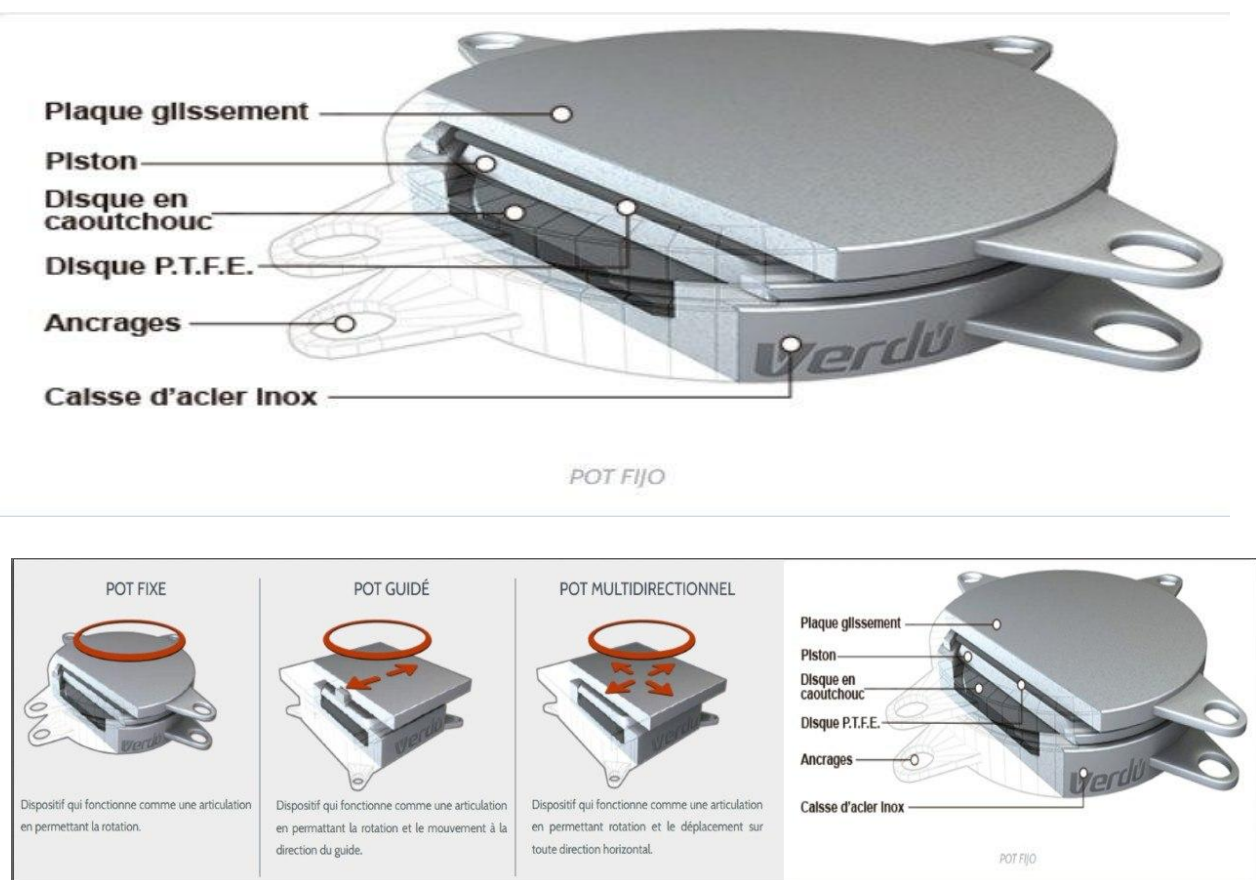


Figure VIII-3 : Schéma d'un appareil d'appui a pot.

Si l'on souhaite limiter les déplacements de la structure à une seule direction, on met en place des systèmes de guidage dont ils existent deux modes usuels :

Guidage latérale : constitue une solution plus simple et économique pour les ouvrages droits présentant de faibles effets de torsion.

Guidage centrale : réduit les effets torsionnels et améliore la répartition symétrique des efforts horizontaux dans les ouvrages courbes ou sensibles à la torsion



Figure VIII. 3:Appareil d'appui à pot avec un guidage Central à gauche et un guidage latéral à droite.

a. Le dimensionnement des appareils d'appuis à pot :

Dans les normes NF EN 1337-2 et 1337-5 le calcul des appareils d'appui se fait uniquement à l'État Limite Ultime. Les combinaisons à utiliser sont donc des combinaisons fondamentales dans lesquelles interviennent, outre les actions permanentes, les actions dues aux charges ferroviaires.

a. Conditions d'appui :

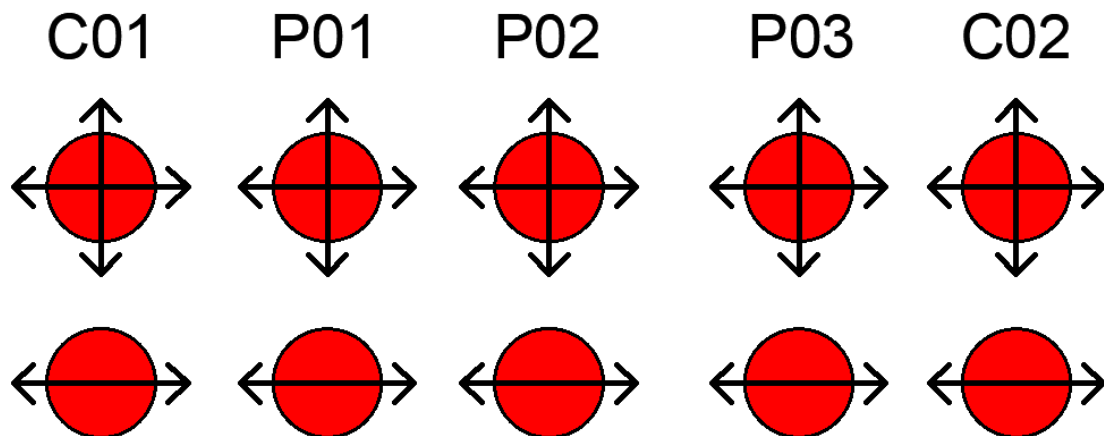


Figure VIII. 4: Schéma représente la condition des appareils d'appuis
N.B :- La pile n° 04 est encastrée dans la superstructure car, $H_{pile} = 26.5m > 15m$

(Selon livre de calgaro la 2^{eme} édition p-215-).

- quatre appareils d'appuis pour chaque pile

b. Descente des charges du tablier pour un appareil d'appui à pot :

Les valeurs affichées dans le tableau suivant sont basées sur les résultats des réactions d'appui obtenue à partir d'un calcul automatique réaliser à l'aide d'un logiciel **Midas-civil** a l'état limite ultime.

Tableau VIII. 2:Descente de charge du tablier sur les piles/culées

Descentes des charges en MN (sur pile/culée)	C01	P01	P02	P03	C02
ELU combinaison permanente (1.35G)	9.77	43.425	43.369	37.324	9.83
ELU combinaison fondamentale (réactions maximales)	18.023	58.22	58.11	50.1	17.857

Les efforts verticaux à prendre en compte à l'ELU pour un appareil d'appui :

Sur pile : **4 app**

Sur culé : **2 app**

Tableau VIII. 3:Descente de charge du tablier sur les appareils d'appuis

Descentes des charges en MN (sur un appareil d'appui)	C1/C2	P1/P2/P3
ELU combinaison permanente (1.35G)	4.915	10.85
ELU combinaison fondamentale (réactions maximales)	9.01	14.55

c. Pression dans le PTFE

La norme limite de la pression moyenne sous combinaison fondamentale

$$f_{ed.moy} = 40.00 \text{ Mpa}$$

Donc la surface minimum du pot pour chaque appui :

$$S_p = \frac{R_{max}}{f_{ed.moy}}$$

Tableau VIII. 4:Surface Sp minimum du pot

Appui	C1/C2	P1/P2/P3
Surface S_p du pot en m^2	0.225	0.363

d. Pression dans l'élastomère

La pression moyenne $f_{e.d}$ du coussin est limitée à $\frac{f_u}{\gamma_m}$

$$f_{e.d} \leq \frac{f_u}{\gamma_m}$$

$$f_u = 60.00 \text{ Mpa.}$$

$$\gamma_m = 1.30$$

Tableau VIII. 5:Surface Sc du coussin

Appui	C1/C2	P1/P2/P3
Surface S_c du pot en m^2	0.195	0.315

e. Efforts horizontaux longitudinaux pour les appareils d'appui à pot glissante

Pour le coefficient de frottement d'un appareil d'appui isolé, on a (selon le guide technique des appareils d'appuis pot de SETRA P-36-) :

$$U_{\max} = 3.2\%$$

$$PP = 0.3\%$$

$$D'où : H = (U_{\max} + PP) * V = 3.5\% * V$$

$$H_{c1-2} = 3.5\% * 9.01 = \mathbf{315.35 \text{ KN}}$$

$$H_{p2-3-4} = 3.55 * 14.55 = \mathbf{509 \text{ KN}}$$

Avec :

$U_{\max}$: coefficient de frottement d'un appareil d'appui.

PP : précision de pose de l'app d'app.

V : charge verticale maximale appliquée sur un app d'app a l'ELU comme mentionné dans le guide.

f. Choix des appareils d'appuis

Selon le catalogue fournit par CANAMBRIDGE « GOODCO Z-TECH », cette entreprise offre des appareils d'appui à pot en fonction de l'effort verticale maximale et l'effort horizontale maximale.

Tableau VIII. 6:les réactions au niveau de chaque appareil d'appui

APPUIS	Culée		Pile	
	V _{max} (KN)	H _{max} (KN)	V _{max} (KN)	H _{max} (KN)
Multidirectionnels	9,01	315,35	14,55	509
Unidirectionnel	9,01	315,35	14,55	509

Les choix des appareils d'appuis à pot doit satisfait les deux conditions suivantes :

$$V_{\max}(\text{sollicitant}) \leq V_{\max}(\text{appareil appui a pot})$$

$$H_{\max}(\text{sollicitant}) \leq H_{\max}(\text{appareil appui a pot})$$

D'après la fiche technique et les réactions au niveau des appareils d'appuis on a choisi les appareils d'appuis comme suite (la fiche technique est dans l'annexe C) :

Tableau VIII. 7:les appareils d'appuis retenue

	Culée	Pile
Multidirectionnels	PM 10 000	PMCG 15 000
Unidirectionnel	PM 10 000	PMCG 15 000

VIII-6-2 : Des d'appuis

Le dé d'appui assure la transmission des charges localisées du tablier vers l'élément porteur tout en compensant le dévers du tablier.

VIII-6-2-1 : De d'appui au niveau de la culée :

a. Dimensionnement de dé d'appui :

Les dimensions (a_1 , b_1 , h_1) seront choisies de façon à inclure les Appareilles d'appuis, on choisit les dimensionnes suivant :

$$a_1 = A + 200$$

$$b_1 = B + 200$$

$$h_1 \geq \frac{a_1 \times b_1}{a_1 + b_1}$$

Tableau VIII. 8:Les dimensionnes de dé d'appui au niveau de la culée

Paramètres	Dimension(mm)
a_1	1250
b_1	1100
h_1	600

b. Ferrailage de de d'appuis :

❖ **Armateur de chainage :**

La section des armatures de chaînage peut être déterminée à l'aide de règles analogues à la méthode des bielles ou à la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c : 0.25 * \frac{N}{\sigma_s} = 0.25 * \frac{9.01}{435} = \mathbf{51.78 \text{ cm}^2}$$

Avec : * N : l'effort verticale maximale au niveau des d'appuis de culée.

* σ_s : contrainte limite des aciers passives a l'ELU, $\sigma_s = \frac{E_s}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ Mpa}$.

❖ **Armateur horizontale**

Afin de limiter la propagation des fissures éventuelles, les armatures horizontales situées sous le chaînage doivent reprendre un effort égal à 12,5 % de la descente de charge correspondante.

$$A_h = 0.125 * \frac{N}{\sigma_s} = \mathbf{25.89 \text{ cm}^2}$$

2.c. Armateur de frette supérieur

$$A_{F,S} = 0.04 * \frac{N}{\sigma_s} = \mathbf{8.28 \text{ cm}^2}$$

2.d. Armateur de frette inférieur

$$A_{F,i} = 0.1 * \frac{N}{\sigma_s} = \mathbf{20.71 \text{ cm}^2}$$

Tableau VIII. 9: Ferrailage de de d'appui

Réaction (MN)	9,01	
Armateur/espacement	Armateur	Espacement (cm)
Armateur de frette sup	8HA12	25
Armateur de chainage	18HA20	10
Armateur horizontale	14HA16	14
Armateur de frette inf	12HA16	17

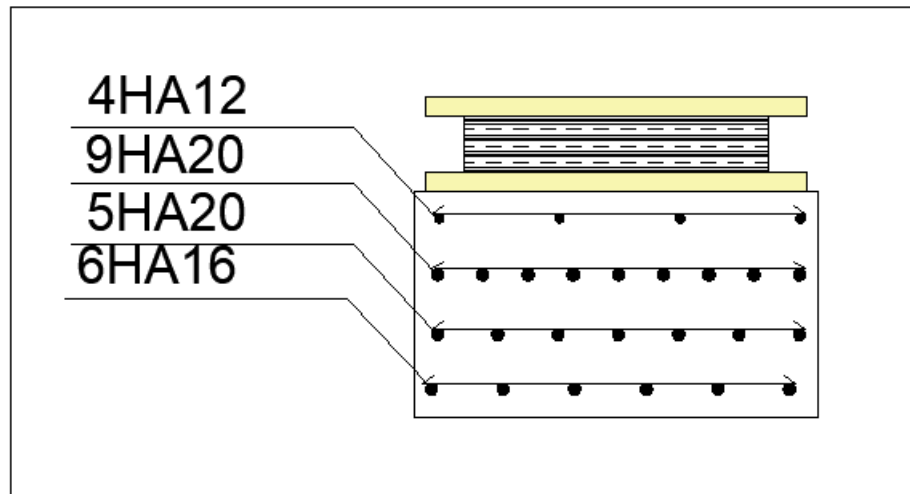


Figure VIII. 5: Ferrailage de de d'appuis au niveau de culée.

VIII-6-2-2 : de d'appui au niveau des piles

a. Dimensionnement de dé d'appuis :

Les dimensions (a_1 , b_1 , h_1) seront choisies de façon à inclure les Appareilles d'appuis, on choisit les dimensionnes suivant :

$$a_1 = A + 200$$

$$b_1 = B + 200$$

$$h_1 \geq \frac{a_1 \times b_1}{a_1 + b_1}$$

Tableau VIII. 10: Les dimensionnes de dé d'appui au niveau de la pile.

Paramètres	Dimension(mm)
a_1	1450
b_1	1300
h_1	700

b. Ferrailage de de d'appuis :

❖ Armateur de chaînage :

La section des armatures de chaînage peut être déterminée à l'aide de règles analogues à la méthode des bielles ou à la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c : 0.25 * \frac{N}{\sigma_s} = 0.25 * \frac{14.55}{435} = \mathbf{83.62 \text{ cm}^2}$$

Avec : * N : l'effort verticale maximale au niveau des d'appuis de culée.

$$* \sigma_s : \text{contrainte limite des aciers passives a l'ELU, } \sigma_s = \frac{E_s}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ Mpa.}$$

❖ Armateur horizontale

Afin de limiter la propagation des fissures éventuelles, les armatures horizontales situées sous le chaînage doivent reprendre un effort égal à 12,5 % de la descente de charge correspondante.

$$A_h = 0.125 * \frac{N}{\sigma_s} = \mathbf{41.81 \text{ cm}^2}$$

2.c. Armateur de frette supérieur

$$A_{F.S} = 0.04 * \frac{N}{\sigma_s} = \mathbf{13.37 \text{ cm}^2}$$

2.d. Armateur de frette inférieur

$$A_{F.i} = 0.1 * \frac{N}{\sigma_s} = \mathbf{33.44 \text{ cm}^2}$$

Tableau VIII. 11:Ferraillage de de d'appui

Réaction (MN)	14.55	
Armateur/espacement	Armateur	Espacement (cm)
Armateur de frette sup	18HA10	14
Armateur de chaînage	18HA25	12
Armateur horizontale	14HA20	18
Armateur de frette inf	22HA14	10

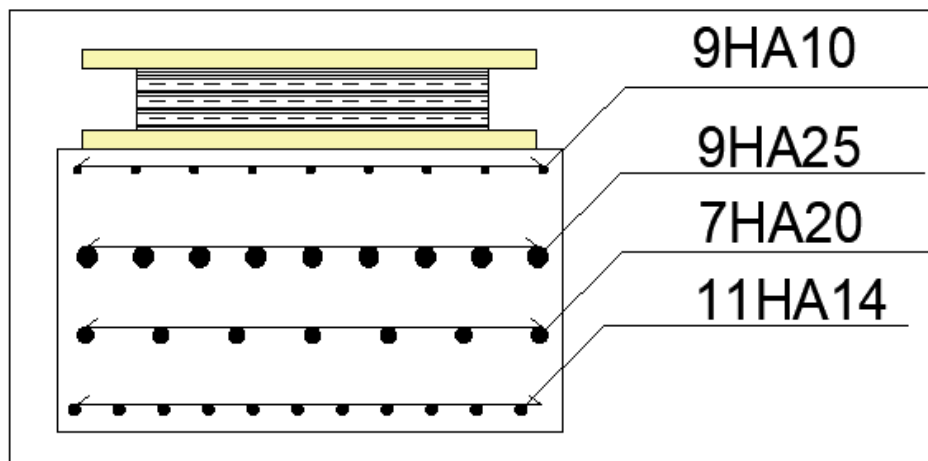


Figure VIII. 6:Ferraillage de de d'appui au niveau de la pile.

VIII-6-3 : Le joint de dilatation :

Dans notre projet, la longueur totale de l'ouvrage est de $L=315\text{m}$ Conformément aux prescriptions de l'article 1.5.6 du code UIC 774-3, deux joints de dilatation ont été prévus aux deux extrémités du pont.

D'après l'article 7.5.2 de RPOA 2008 -p65- on dimensionne le joint de dilatation avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4 \times W_T + \frac{W_s}{3}$$

W : souffle total du joint,

W_D : souffle des déformations différées (retrait + fluage),

W_T : souffle thermique,

W_s : souffle sismique.

$$W_D = \frac{L}{2} \times (\varepsilon_r + \varepsilon_f)$$

$$W_T = \frac{L}{2} \times \alpha \times \Delta T$$

Tel que :

α : coefficient de dilatation du béton est égale 10^{-5} .

ε_r : Coefficient de retrait 2.10^{-4} .

ε_f : Coefficient de fluage 3.10^{-4} .

L : La longueur totale de pont.

A.N :

$$W_D = \frac{315}{2} \times (2.10^{-4} + 3.10^{-4}) = \mathbf{0.07875 \text{ m}}$$

$$W_T = \frac{315}{2} \times 10^{-5} \times 7 = \mathbf{0.011025 \text{ m}}$$

$$W_s = \mathbf{0.03437 \text{ m}} \text{ (d'après Midas-civil)}$$

$$\rightarrow W = 0.07875 + 0.4 \times 0.011025 + \frac{0.03437}{3} = \mathbf{0.0946 \text{ m}}$$

D'après **FREYSSINET JOINTS POUR OUVRAGES FERROVIAIRES**, On choisit Joint garde ballast.

VIII-6-3-1 : Le joint garde ballast

Il s'agit d'un joint de dilatation utilisé sur les ouvrages ferroviaires de grande longueur, notamment lorsque la longueur dilatable dépasse 100 mètres. Les mouvements admissibles par le joint garde ballast sont :

- Longitudinaux : 0 à 350 mm.
- Verticaux : ± 20 mm.

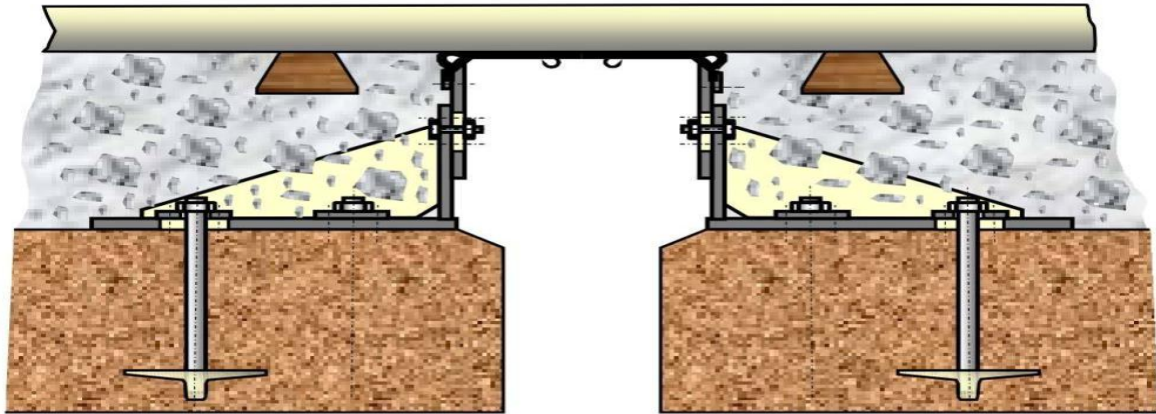


Figure VIII. 7:Joint de garde ballaste.

VIII-7 : Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté le rôle des différents équipements du tablier ainsi que leurs méthodes de dimensionnement, afin d'assurer le confort des usagers. L'aménagement du tablier constitue l'une des dernières étapes de l'étude de la superstructure du pont, avant d'aborder l'étude de l'infrastructure dans le chapitre suivant.



CHAPITRES IX
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE



IX-1 Introduction :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est fondamentale dans la réalisation d'un projet de pont. Cette étude se concentre sur les éléments enterrés, qui supportent et transmettent les charges du tablier aux fondations situées sur un sol stable. Les appuis, qu'il s'agisse de piles ou de culées, sont définis par leurs caractéristiques géométriques et mécaniques, en réponse aux exigences du franchissement. Ainsi, dans ce chapitre nous aborderons l'étude analyse détaillée des appuis et des fondations qui est essentielle pour garantir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

IX-2 Etude de la pile :

Les piles jouent un rôle essentiel en transmettant les efforts des charges et des surcharges jusqu'au sol des fondations, Les piles peuvent être divisées en deux types : les piles de type caisson et les piles de type poteau. Les piles caissons ont été choisies en raison de leur grande hauteur et de leur section rectangulaire évidée. Grâce à cette configuration, il est possible de réaliser une économie de matériau qui compense largement le prix supplémentaire du coffrage intérieur.

Tableau IX. 1:Caractéristique des piles

Piles	P1	P2	P3	P4
Hauteur (m)	9.00	13.00	16.00	26.5
Position	PK25+530	PK25+605	PK25+680	PK25+755

IX-2-1 Évaluation des efforts agissant sur la pile :

Des sollicitations sur la pile sont produites par les charges permanentes et les opérations, qui se manifestent par des forces horizontales, verticales et des moments.

Les tableaux ci-dessous résument les sollicitations maximales aux états limites de service (E.L.S.) et aux états limites ultimes (E.L.U.) et aux états limites accidentelles. (E.L.A).

Tableau IX. 2:Les efforts agissants sur la pile 2

Cas	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
ELS	48.09	137.2	13.16
ELU	51.53	147.8	15.1
ELA	46.69	338.328	68.05

❖ Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement (pour la pile la plus haute) :

L'élancement λ doit être inférieur à 70 pour que les vérifications au flambement soient satisfaisantes :

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

l_f : la longueur du flambement de la pile la plus haute $l_f = 0.5 l_0 = 13.25 \text{ m}$

i : rayon de giration de la section de la pile la plus haute : $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{S}} = 1.51$: $i_z = \sqrt{\frac{I_z}{S}} = 2.14$

$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = 8.77 \leq 70$ Pas de risque de flambement autour de y_y (transversal).

$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = 6.19 \leq 70$ Pas de risque de flambement autour de z_z (longitudinal).

IX-2-2 Ferrailage de la pile :

IX-2-2 -1 Ferrailage longitudinal :

La pile étant soumise à une flexion composée déviée, le dimensionnement de son ferrailage a été effectué à l'aide du logiciel Robot Expert. Ce logiciel a permis de déterminer les sections d'armatures nécessaires en tenant compte des sollicitations appliquées et des caractéristiques géométriques de la section, conformément aux exigences réglementaires en vigueur.

Tableau IX. 3:les efforts internes a ELU

Load	Axial (kN)	M-y (kN*m)	M-z (kN*m)
gr26-T1(ACC-ACC)(max)	-42648	47279,32	14414,96
gr26-T6(min)	-60097,06	-52035,52	-8876,98
gr26-T3(min)	-52655,64	-72068	-11148,25
gr21-T1(FR-FR)(min)	-50222,22	97942,08	-1402,78
gr26-T1(ACC-FR'SP')(min)	-51938,84	-74369,52	-14696
ELU-GR16(AC)-V2(all)	-44023,5	-55535,31	9990,41

Tableau IX. 4:les efforts internes à ELS

Load	Axial (kN)	M-y (kN*m)	M-z (kN*m)
ELS-GR12(FR)-V1,0(min)	-35315	-3781,23	-2266,1
gr26-ELS-T6(min)	-56299,27	-41496,06	-9279,76
gr26-ELS-T1(ACC-FR)(min)	-48485,47	-65664	-10356,9
ELS-GR11(FR)-V1,0(max)	-32359,13	9997,72	2701,18
ELS-GR11(AC)-V1,71(all)	-39102,63	19200,04	-11981
ELS-GR16(AC)-V2(all)	-37662,5	21489,16	9997,43

Et pour les efforts internes à l'ELA selon RPOA2008 l'art 4.4.1 /-p34-35- :

➤ Le coefficient de comportement

$$q_0 = 1 + \frac{0.5 \times l}{k \times h}$$

Avec :

q_0 : Est plafonné à : 3,5 pour les piles encastrées en tête et en pied

3,0 pour les piles articulées en tête et encastrées en pied

k : vaut 2 pour les piles encastrées à leurs deux extrémités et 1 dans les autres cas ;

l : est la hauteur de la pile ;

h : est la hauteur de la section transversale suivant la direction du séisme.

$$\text{Et : } \nu = \frac{\sigma_{cm}}{f_{c90}} = \frac{1.82}{33} = 0.055 < 0.3 \rightarrow q = q_0$$

$$\text{Avec : } \sigma_{cm} = \frac{N_{max}}{A_{pile}} = \frac{50\,720.29}{27.15} = 1.82 \text{ Mpa}$$

$$f_{c90} = 1.1 * f_{c28} = 33 \text{ Mpa}$$

Donc :

Tableau IX. 5:les efforts internes à ELA

Load	Axial (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)	My TRAN(q=2,47)	Mz LONG(q=1,94)
ELA-GR26,5-T1-EZ---(min)	-50720,29	-37290,72	-24776,65	-15097,5	-12771,4691
ELA-GR26,3-T1-EZ+++ (max)	-22654,57	235842,02	6085,8	95482,6	3137,010309
ELA-GR26,3-T1-EX---(min)	-46787,65	-710115,16	-10244,28	-287496	-5280,5567
ELA-GRP16,1-EX+++ (max)	-34440,98	770018,48	12142,09	311748,4	6258,809278
ELA-GR26,3-T1-EX---(min)	-45334,17	-29392,99	-58618,63	-11900	-30215,7887
ELA-GR12,4-EX+++ (max)	-34488,72	37056,77	60687,1	15002,74	31282,01031

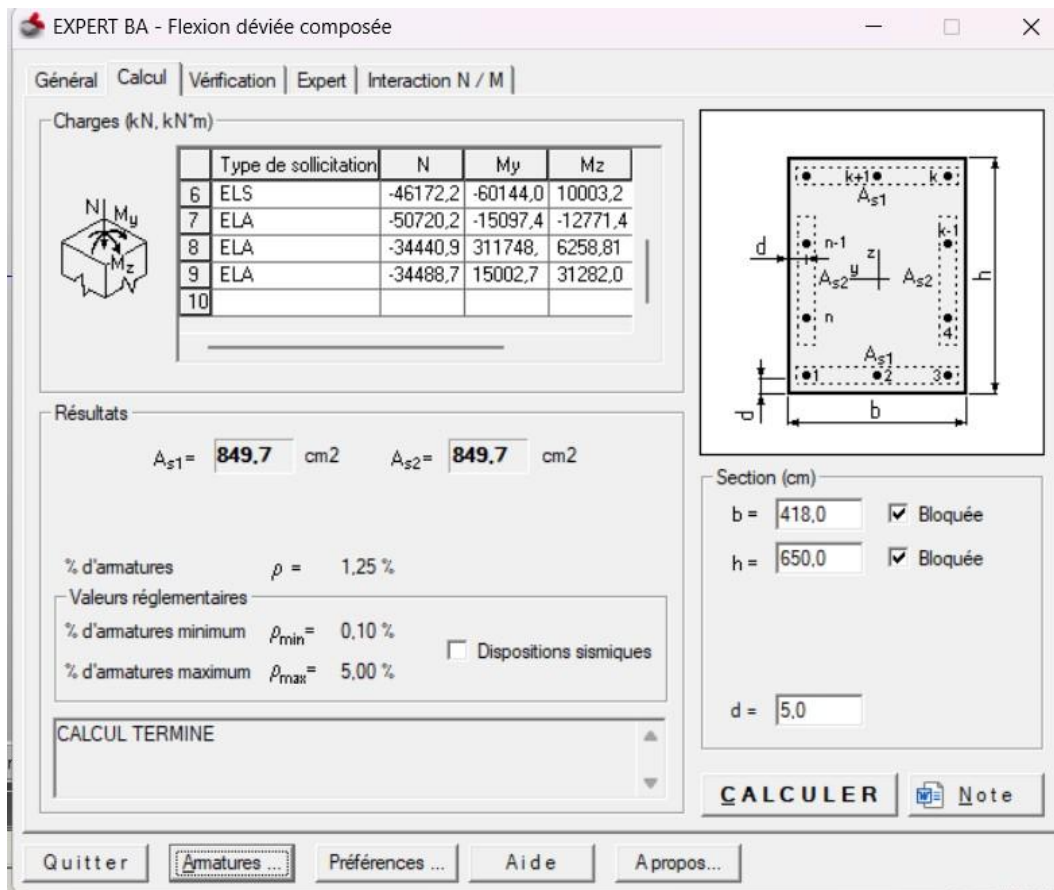


Figure IX. 1:Extrait du calcul de ferrailage de la pile sous Expert BA

$$A_{smin} = 0.23 \times bh \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 434.7 \text{ cm}^2 \leq A_s \quad \text{CNF vérifier}$$

IX-2-2-2 Ferrailage transversale :

La condition suivante doit être remplie par la section A_t d'une armature transversale qui maintient une barre longitudinale ou un groupe de barres de section A_l :

$$A_t = \frac{A_l \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t(mm)}{100}$$

S_t : l'espacement des armateurs transversaux, égal en zone critique selon RPOA, à :

$$S_t = \min (24\phi_t ; 8\phi_l ; 0.25d)$$

Tableau IX. 6:Distribution de la section d'armature d'un section creuse.

Dimension	P04
$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	849.7
S_t	20

At	106.21
φ	14

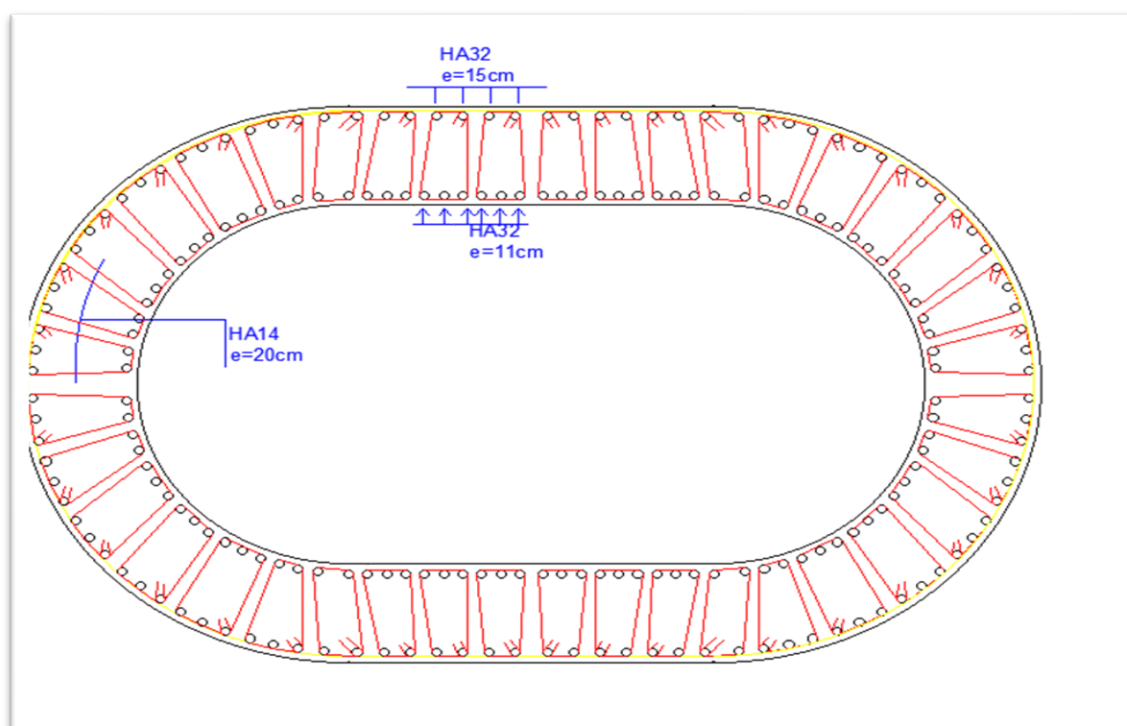


Figure IX. 2:Schéma illustratif du ferrailage de la pile (vue en plan)

IX-3 Etude de fondation profonde :

Les résultats de l'étude géotechnique ont montré que les couches superficielles ne présentent pas des caractéristiques suffisantes pour l'adoption de fondations superficielles. Le recours à des fondations profondes s'est donc imposé afin d'assurer une reprise adéquate des charges et de limiter les tassements.

IX-3-1 : La semelle

Les semelles sont des éléments plaque de fondation profonde destinés à transmettre les charges de la structure au sol en assurant une répartition adéquate des contraintes. Leur dimensionnement vise à garantir la stabilité de l'ouvrage et la sécurité du terrain d'assise.

Les dimensions de la semelle sont comme suit :

$$L = B = 4 * 3\varnothing + 2 * \varnothing = 16.8m$$

$$H = 3.5m$$

Un entraxe des pieux de $3\varnothing$ et une distance $\varnothing$ entre l'axe des pieux de coin et la frontière de la semelle.

Avec :

$\varnothing$: Le diamètre de pieux est égale 1.20 m

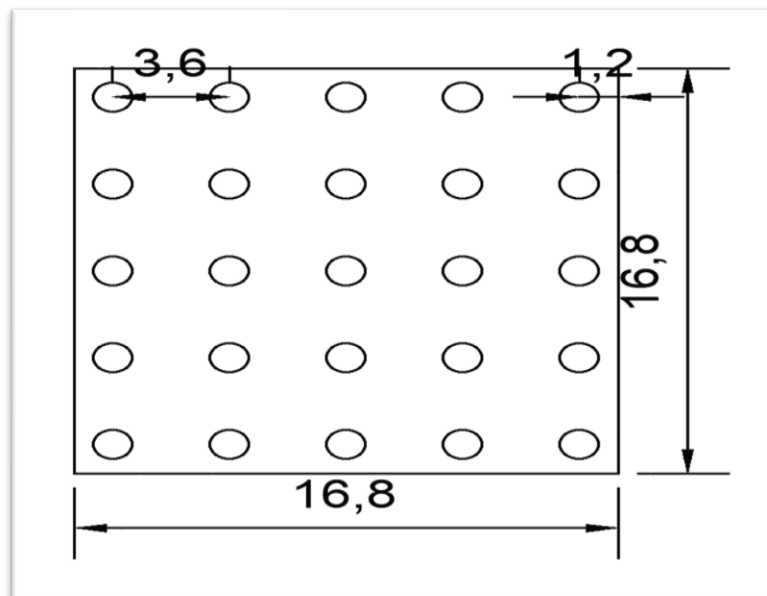


Figure IX. 3:Schéma de semelle +pieux

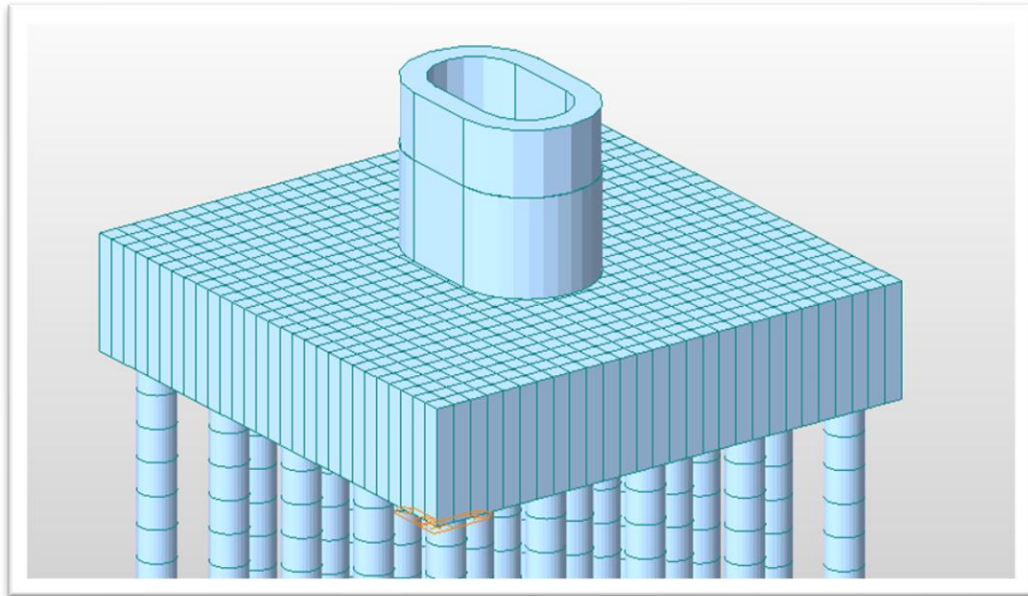


Figure IX. 4: Model de semelle modélisée par Midas-civil

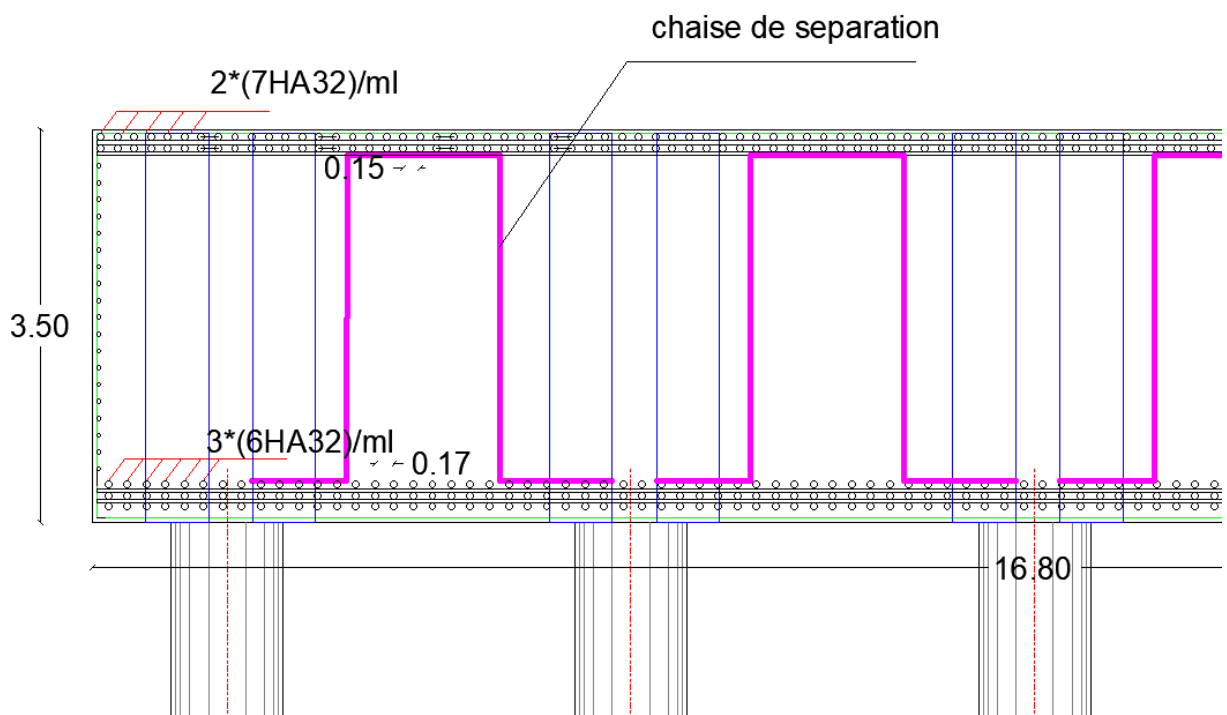


Figure IX. 5: Schéma détaillé de ferrailage de semelle.

Détaille de calcul est dans l'annexe D.

Tableau IX. 7: les efforts agissants sur la semelle a ELS

Elem	Load	Node	MX (kN*m)	MY (kN*m)
318	MAX-ELS (all)	975	-6539,54	8835,87
329	MAX-ELS (max)	1167	6943,39	9000,01
496	MAX-ELS (all)	1355	5247,58	-8377,35
300	MAX-ELS (max)	1078	6534,59	10364,07

Tableau IX. 8: les efforts agissants sur la semelle a ELA

Elem	Load	Node	MX (kN*m)	MY (kN*m)
458	MAX-ELA (all)	1281	-5263,53	-7515,82
469	MAX-ELA (max)	1063	5152,59	1398,9
487	MAX-ELA (all)	1447	-5122,99	-8621,16
300	MAX-ELA (max)	1078	4206,74	6540,3

Tableau IX. 9: les efforts agissants sur la semelle a ELU

Elem	Load	Node	MX (kN*m)	MY (kN*m)
318	MAX-ELU (all)	975	-7364,06	9424,64
329	MAX-ELU (max)	1167	7736,66	9638,95
496	MAX-ELU (all)	1355	5505,37	-8748,13
300	MAX-ELU (max)	1078	7328,01	11142,37

Tableau IX. 10: Evaluation de la section d'acier dans les deux sens x-x, y-y.

	Cm ² (mm)	Espacement (cm)	Section (cm/ml)
DIRECTION X-X (nape sup)	2*(6HA32)	18	80,9
DIRECTION X-X (nape inf)	2*(6HA32)	18	86,1
DIRECTION Y-Y (nape sup)	2*(7HA32)	17	103,7
DIRECTION Y-Y (nape INF)	3*(6HA32)	15	129,8

IX-3-2 : Les pieux

Comme indiqué précédemment on a :

Un entraxe des pieux de $3\varnothing$ et une distance $\varnothing$ entre l'axe des pieux de coin et la frontière de la semelle.

$$\varnothing = 1.20m$$

IX-3-2-1 : Chargements

Les sollicitations appliquées au modèle de fondation sont issues directement du modèle global de l'ouvrage et correspondent aux différentes combinaisons d'états limites considérées (ELS, ELU et ELA). Ces actions sont combinées avec le poids propre de la semelle et des pieux, en tenant compte des coefficients de pondération appropriés à chaque état limite.

Dans le tableau suivant, nous avons mentionné les valeurs des réactions maximales et minimales à la base des piles, extraites du modèle global.

Tableau IX. 11:sur charge sur model a l'ELU

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
249	gr26-T8(min)	-11874,12	-286,69	38009,69	-4060,20	-303422,98	-1260,33
249	ELU-GR16(FR)-V2(max)	10944,33	269,52	43393,86	6084,38	163334,93	-100,83
249	gr26-T6(min)	-11869,83	-288,02	37524,15	-4277,11	-305875,31	-1233,32
249	gr21-T3(ACC-FR)(max)	7036,06	305,34	50202,33	11700,35	107764,21	34,45
249	gr26-T1(ACC-FR'SP')(min)	6915,91	-151,23	36384,07	-7389,79	38525,22	-740,33
249	gr26-T4(max)	-11689,71	159,87	53234,24	11000,90	-236200,43	20,21
249	gr26-T1(ACC-FR'SP')(min)	6915,91	-151,23	36384,07	-7389,79	38525,22	-740,33
249	gr21-T1(FR-ACC)(max)	-11645,68	176,95	50609,19	14210,86	-238528,10	-400,46
249	gr26-T6(all)	-11869,83	-288,02	52670,41	10895,46	-305875,31	-1233,32
249	ELU-GR16(FR)-V2(max)	10944,33	269,52	43393,86	6084,38	163334,93	-100,83
249	gr21-T1(FR-ACC)(all)	-11770,77	-193,33	50609,19	14210,86	-299678,94	-1558,31
249	gr26-T1(ACC-FR'SP')(max)	7048,99	289,55	51530,33	7782,78	104386,14	535,34

Tableau IX. 12:sur charge sur model a l'ELS

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
249	gr26-ELS-T8(min)	-11861,72	-215,43	38245,50	-1318,89	-293207,89	-1169,81
249	ELS-GR16(FR)-V2(max)	10910,11	233,66	32586,52	4582,87	173374,53	-14,83
249	gr26-ELS-T6(min)	-11857,43	-216,77	37759,97	-1535,80	-295660,22	-1142,81
249	gr26-ELS-T1(ACC-FR)(max)	7028,63	249,07	48088,40	6726,20	98739,55	307,99
249	ELS-GR16(FR)-V2(min)	10863,33	80,63	26983,37	89,79	148295,95	-404,18
249	gr26-ELS-T4(max)	-11710,07	119,39	49792,31	9944,32	-241847,02	-207,13
249	gr26-ELS-T1(ACC-FR)(min)	6928,31	-79,97	36619,89	-4648,48	48740,30	-649,81
249	gr21-ELS-T1(FR-ACC)(max)	-11669,62	107,07	46832,53	11117,40	-245639,09	-483,53
249	gr26-ELS-T6(all)	-11857,43	-216,77	49228,48	9838,88	-295660,22	-1142,81
249	ELS-GR16(FR)-V2(max)	10910,11	233,66	32586,52	4582,87	173374,53	-14,83
249	gr21-ELS-T1(FR-ACC)(all)	-11755,89	-148,29	46832,53	11117,40	-287812,08	-1282,05
249	gr26-ELS-T1(ACC-FR)(max)	7028,63	249,07	48088,40	6726,20	98739,55	307,99

Tableau IX. 13:sur charge sur model a l'ELA

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
249	ELA-GRP16,1-EX---(min)	-16471,65	-242,77	36425,38	-3713,64	-338277,96	-938,33
249	ELA-GR26,3-T1-EX+++ (max)	16908,32	300,58	44803,25	7545,54	278374,63	547,03
249	ELA-GR26,5-T1-EX---(min)	-15289,46	-246,12	36243,26	-4515,98	-321410,45	-1018,86
249	ELA-GR26,3-T1-EX+++ (max)	16908,32	300,58	44803,25	7545,54	278374,63	547,03
249	ELA-GR26,3-T1-EZ---(min)	-4150,72	-177,35	34349,78	-4633,08	-103894,93	-770,51

249	ELA-GR26,5-T1-EZ+++ (max)	5769,58	231,81	46696,73	7662,64	60859,12	298,68
249	ELA-GR26,3-T1-EX--- (all)	-9688,88	-208,30	39506,38	-5358,32	-218607,47	-886,79
249	ELA-GR12,4-EX+++ (max)	13216,29	271,87	43449,12	8837,28	208443,02	317,84
249	ELA-GRP16,1-EX--- (all)	-16471,65	-242,77	38106,20	-3713,64	-338277,96	-938,33
249	ELA-GR26,3-T1-EX+++ (max)	16908,32	300,58	44803,25	7545,54	278374,63	547,03
249	ELA-GR12,4-EX--- (all)	-13367,02	-185,29	38152,25	-2970,64	-280987,46	-1032,73
249	ELA-GR26,3-T1-EX+++ (max)	16908,32	300,58	44803,25	7545,54	278374,63	547,03

IX-3-2-1 : Model de calcul

Une ligne a été créée au niveau de la semelle, dans l'axe de la pile, afin de représenter cette dernière. Cette ligne (rigid link) est connectée au nœud central de la pile par des liaisons rigides. Afin de tenir compte de la hauteur de la semelle, une liaison supplémentaire de 3,50 m a été introduite entre le nœud central de la pile situé sur l'élément plaque de la semelle et le nœud à la base de la pile. L'interaction sol-structure est modélisée par des appuis élastiques disposés à l'extrémité des pieux.

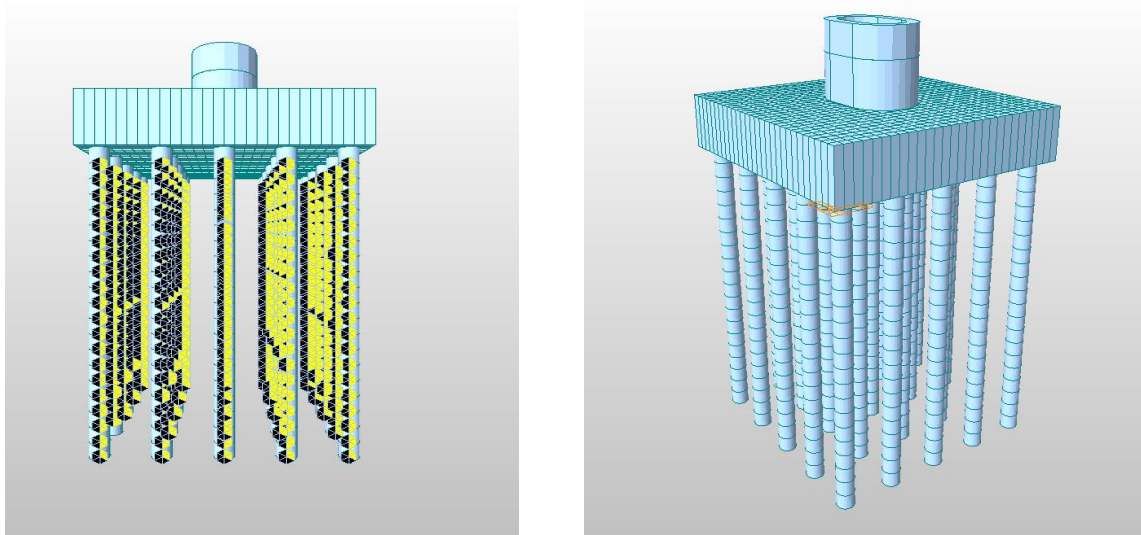


Figure IX. 6: Model de calcul sur Midas-civil

IX-3-2-2 : Modélisation du comportement transversal et axiale des pieux – Ressorts horizontaux et verticaux

La modélisation du comportement transversal des pieux a été réalisée conformément à les annexes **C5+G4** du Fascicule 62 – V, qui définit les lois de mobilisation de la réaction du sol en fonction du déplacement du pieu. Les courbes d'interaction associées aux sollicitations de courte et de longue durée sont présentées dans les figures ci-après.

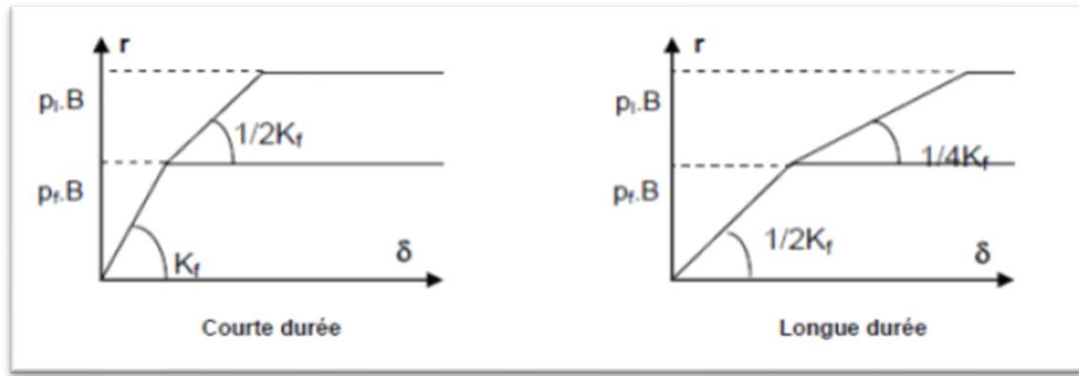


Figure IX. 7:Lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée et de longue durée

Le module de réaction horizontale K_f est calculé à partir du module pressiométrique E_M en utilisant la formule

$$K_f = \frac{12 \times E_M}{\frac{4}{3} \times \frac{B_0}{B} \times (2.65 \times \frac{B}{B_0})^{\alpha + \alpha}} \quad \text{Pour } B \geq B_0$$

$$K_f = \frac{12 \times E_M}{\frac{4}{3} \times (2.65)^{\alpha + \alpha}} \quad \text{Pour } B \leq B_0$$

Avec $B_0 = 0.6m$

α : un coefficient caractérisant le sol.

La loi de mobilisation du frottement latéral τ en fonction du déplacement vertical s du pieu en chaque section de celui-ci et la loi de mobilisation de l'effort en pointe q en fonction du déplacement vertical s_p de celle-ci sont illustrées par les figures suivantes.

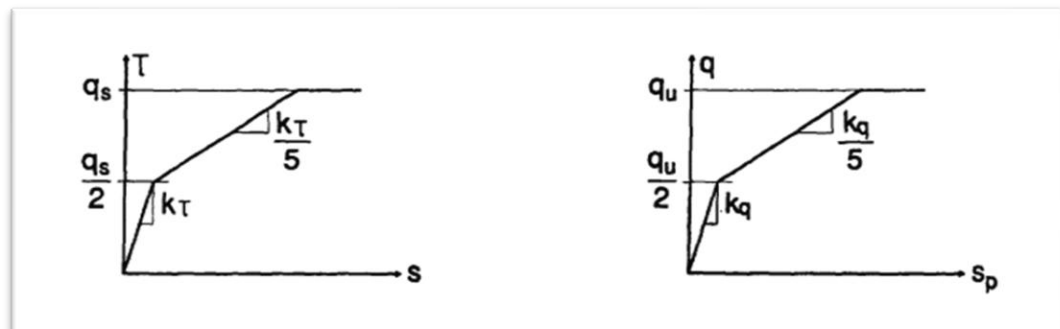


Figure IX. 8:La loi de mobilisation du frottement latéral τ et la loi de mobilisation de l'effort en pointe q

Les paramètres k_τ et k_q sont déterminés à partir du module pressiométrique E_M

Pour les sols fins : $k_\tau = \frac{2 \times E_M}{B}$ $k_q = \frac{11 \times E_M}{B}$

Pour les sols granulaires : $k_\tau = \frac{0.8 \times E_M}{B}$ $k_q = \frac{4.8 \times E_M}{B}$

Le reste de calcul est indiqué sur l'annexe.

IX-3-2-3 : Résultats de calcul

D'après le model de calcul sur Midas-civil on a :

Tableau IX. 14:les efforts internes de détermination de ferrailage de pieu a ELU.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
800	MAX-ELU (min)	Nmax	9692,12	-549,52	-41,43
800	MAX-ELU (max)	Nmin	-1075,97	242,49	55,57
800	MAX-ELU (min)	My max	9653,95	-1533,61	-61,54
801	MAX-ELU (max)	My min	-9,87	778,95	37,89
810	MAX-ELU (min)	Mz max	9031,41	-1521,8	-435,21
790	MAX-ELU (max)	Mz min	-961,85	270,12	536,6

Tableau IX. 15:les efforts internes de détermination de ferrailage de pieu a ELS

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
800	MAX-ELS (min)	Nmax	9110,22	-457,98	-15,89
786	MAX-ELS (max)	Nmin	-1015,1	741,24	352,12
805	MAX-ELS (min)	My max	8903,93	-1396,17	-278,24
806	MAX-ELS (max)	My min	-900,84	759,13	71,78
810	MAX-ELS (min)	Mz max	8496,23	-1392,96	-390,23
790	MAX-ELS (max)	Mz min	-874,66	272,14	486,29

Tableau IX. 16:les efforts internes de détermination de ferrailage de pieu a ELA.

Elem	Load	Part	Axial (kN)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
796	MAX-ELA (min)	Nmax	7674,35	50,56	-10,31
800	MAX-ELA (max)	Nmin	-1714,92	476,59	37
810	MAX-ELA (min)	My max	5810,77	-877,91	-246,62
806	MAX-ELA (max)	My min	143,43	903,49	24,2
806	MAX-ELA (all)	Mz max	7095,4	903,49	-352,94
786	MAX-ELA (max)	Mz min	21,88	887,23	330

Tableau IX. 17: Efforts tranchants et efforts normaux pris en compte pour le dimensionnement des armatures transversales.

	V(KN)	N(KN)
MAX-ELS (max)	-604,5	6918,95
MAX-ELS (min)	1026,03	921,98
MAX-ELU (max)	-614,58	9334,05
MAX-ELU (min)	1058,44	1037,8
MAX-ELA (max)	-774,5	7133,58
MAX-ELA (min)	630,53	1680,01

IX-3-2-4 : Ferrailage de pieux

D'après logiciel EXPERT BA et les efforts internes des pieux aux états limites de calcul (ELU, ELS, ELA) el selon RPOA2008 -p73- :

On prend des cerces HA16 espacement de 10/15 cm dans la zone critique et la zone courante à une profondeur 2 d à partir de la tête du pieu a distingué les différents figures suivantes :

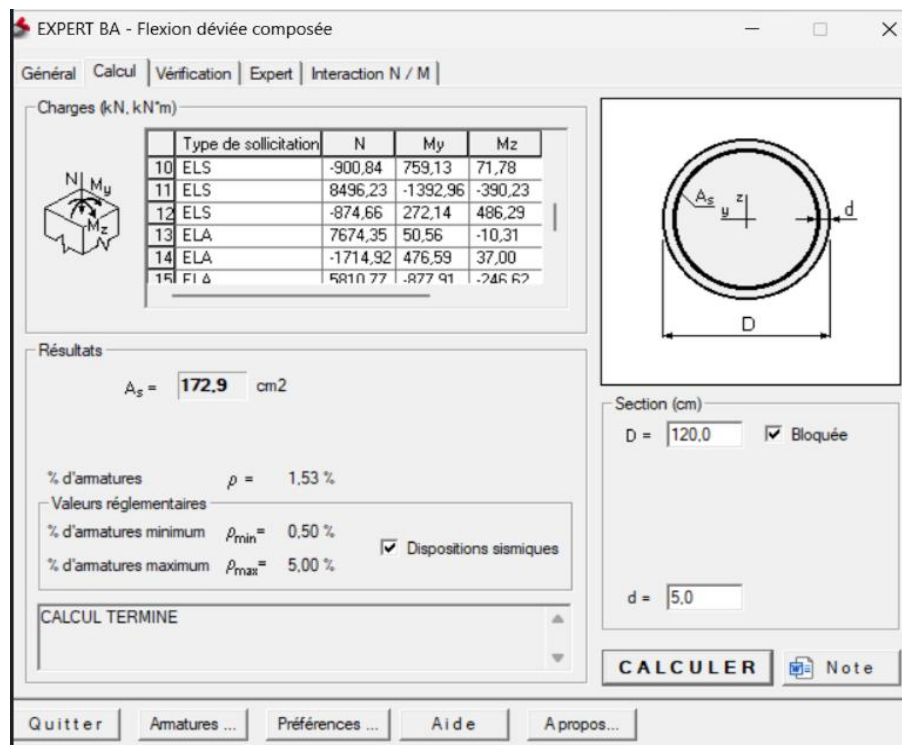


Figure IX. 9: calcul la section d'acier avec EXPERT BA

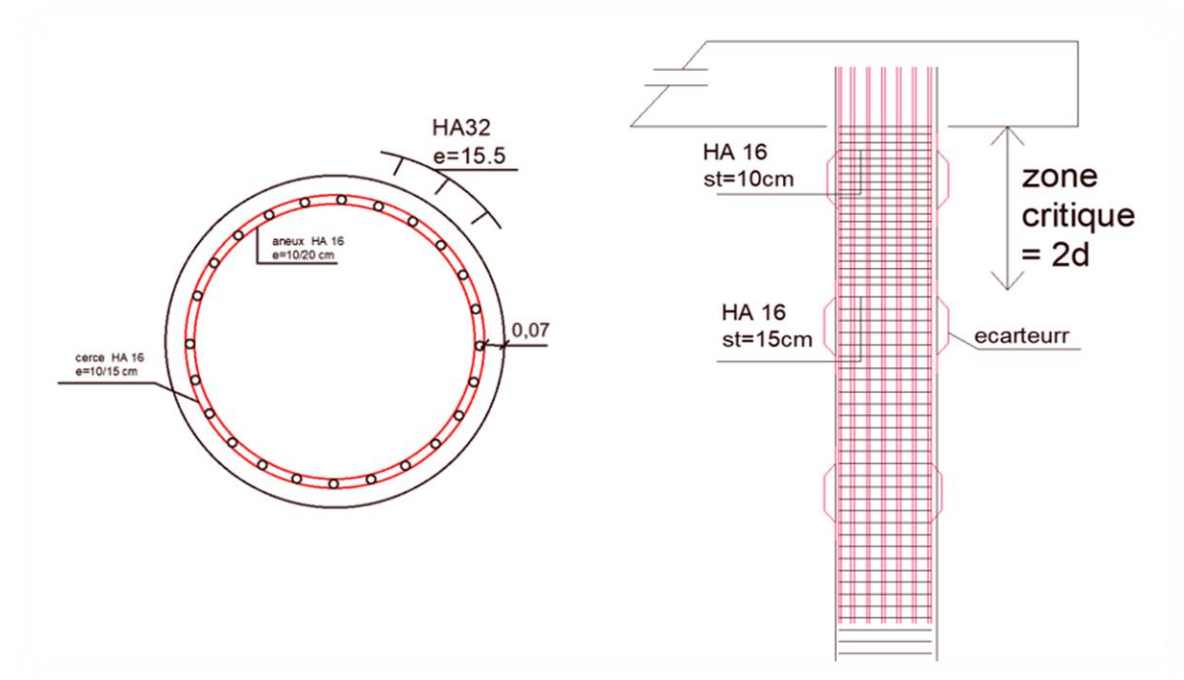


Figure IX. 10: coupe transversal et vue en élévation de ferrailage de pieu

IX-3-2-5 Vérification au poinçonnement et au soulèvement

$N_{\max} = 9692,12 \text{ kN} < Q_{U \text{ pieux}} = 11980,76 \text{ kN} \rightarrow$ Pas de risque de poinçonnement.

$N_{\min} = -1714,92 \text{ kN} \rightarrow Q_s = 9047,8 \text{ kN} \rightarrow$ Pas de risque de soulèvement.



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire de fin d'études a porté sur la conception et le dimensionnement du pont ferroviaire O-A 46 sur le tronçon Souk-Ahras / Dréa, ouvrage appartenant au projet ferroviaire stratégique Bouchegouf / Souk-Ahras / Dréa.

Après une analyse comparative de trois variantes structurales — pont à poutres précontraintes par post-tension, pont mixte bi-poutres et pont à voussoirs par encorbellements successifs — la troisième variante a été retenue comme solution technique la plus adaptée aux contraintes du site, notamment en termes de franchissement des grandes portées et de maîtrise des déformations. L'étude de précontrainte a permis de déterminer le tracé et le nombre de câbles nécessaires, tant pour la phase de fléau que pour la phase de continuité, tout en vérifiant les contraintes aux états limites de service et ultime. Les vérifications effectuées à l'aide du logiciel MIDAS-CIVIL ont confirmé la conformité des déformations avec les valeurs limites réglementaires. L'étude transversale a conduit au ferraillage de la section en boîte, tandis que l'étude sismique, menée conformément au R.P.O.A.2008, a permis de dimensionner les équipements d'appui (appareils à pot, joints de dilatation) appropriés aux sollicitations dynamiques du site. Enfin, l'étude de l'infrastructure a abouti au dimensionnement des piles et des fondations profondes, en tenant compte des efforts verticaux, horizontaux et sismiques.

En somme, ce projet nous a permis d'acquérir une expérience concrète et approfondie dans le domaine des ouvrages d'art ferroviaires, en mobilisant des compétences pluridisciplinaires allant de la mécanique des structures à la géotechnique, en passant par le calcul de la précontrainte et l'ingénierie parasismique. Les résultats obtenus démontrent la faisabilité technique de l'ouvrage et sa conformité aux normes algériennes en vigueur.



BIBLIOGRAPHIE



BIBLIOGRAPHIE

- [1] BAEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites, BAE 91 révisé 99, 1999.
- [2] BPEL, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton Précontraint suivant la méthode des états limites, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [3] THONIER. H, Le Béton Précontraint aux Etats Limites, ENPC, Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1985. [4] Règlements de BAE 1991 rev 99
- [4] SETRA appuis des tabliers PP73
- [5] Goodco Z-Tech – Appuis appareil d'appuis a pot
- [6] Formation Midas Civil M. GUERFI moussa [ENSTP]
- [7] Thonier. H, le béton précontraint aux états limites 2^{ème} Edition, France, 1992
- [8] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie, 2008
- [9] Code UIC 776 -R1 charges a prendre en considération dans le calcul des pont rails
- [10] S. Freyssinet, La Précontrainte Freyssinet, octobre 2014.
- [11] H.Zerrouki et A.Souayeb, Conception et étude d'un viaduc Du PK127+925 au PK128+215 Avec l'étude spécifique de l'interaction voie/structure sur le tronçon BOUCHEGOUF-SOUK AHRAS », PFE-ENSTP, promotion 2024.
- [12] Cours Béton précontrainte Dr. BELAOURA [ENSTP].
- [13] Cours Béton armée Dr. BELAOURA [ENSTP].
- [14] Cours de ponts Dr. HEMAIDI ZOURGUI Nadjib [ENSTP].
- [15] cours de fondation profonde Dr.MERDOUD[ENSTP].
- [16] <https://www.midasuser.com>
- [17] CONCEPTION ET ETUDE D'UN VIADUC FERROVIAIRE DU PK43+651 AU PK44+631 SUR LA LIGNE FERROVIAIRE BENI MANSOUR - BEJAIA PFE-ENSTP, promotion 2023.
- [18] Etude d'un viaduc du PK 68+234 au PK 68+795 avec l'étude spécifique de l'interaction rail-structure sur le tronçon « BOUCHEGOUF - SOUK AHRAS » , promotion 2025.
- [19] Ponts en béton précontraint encorbellements successifs 2003-SETRA-



ANNEXES



Annexe A.1 Pertes par frottement

X	Câbles	L	(rad)	β (rad)	θ (rad)	A,VSP	F,VSP	F,V1	F,V2	F,V3	F,V4	F,V5	F,V6	F,V7	F,V8	FV9	F,V10
0	On a travaillé dans ce cas avec les barres dévidages																
4																	
7,25	C9(C1)	3,25	0,284	0,000	0,284	112,516	95,910	0,000									
7,25	C12(C1')	3,25	0,284	0,000	0,284	112,516	95,910	0,000									
10,5	C2(C2)	3,25	0,383	0,000	0,383	152,505	136,383	123,140	0,000								
10,5	C5(C2')	3,25	0,383	0,000	0,383	152,505	136,383	123,140	0,000								
13,75	C10(C3)	3,25	0,284	0,110	0,303	144,082	127,858	114,532	101,075	0,000							
13,75	C15(C3')	3,25	0,180	0,000	0,180	110,505	93,876	80,217	66,424	0,000							
17	C3(C4)	3,25	0,383	0,110	0,396	181,622	126,607	152,897	139,816	126,607	0,000						
17	C13(C4')	3,25	0,284	0,110	0,303	157,094	141,027	127,829	114,503	101,046	0,000						
20,25	C4(C5)	3,25	0,383	0,110	0,396	194,297	178,679	165,851	152,897	139,816	126,607	0,000					
20,25	C6(C5')	3,25	0,383	0,110	0,396	194,297	178,679	165,851	152,897	139,816	126,607	0,000					
23,5	C8(6)	3,25	0,180	0,110	0,209	158,163	142,108	128,922	115,606	102,160	88,582	74,871	0,000				
26,75	C1(C7)	3,25	0,180	0,110	0,209	171,066	155,167	142,108	128,922	115,606	102,160	88,582	74,871	0,000			
30	C14(C8)	3,25	0,284	0,110	0,303	208,000	192,547	179,855	167,038	154,096	141,027	127,829	114,503	101,046	0,000		
33,25	C11(C9)	3,25	0,284	0,110	0,303	220,419	205,117	192,547	179,855	167,038	154,096	141,027	127,829	114,503	101,046	0,000	
36,5	C7(C10)	3,25	0,383	0,110	0,396	255,852	240,977	228,760	216,422	203,963	191,383	178,679	165,851	152,897	139,816	126,607	0,000
					moy	168,363	149,815	128,377	118,112	113,650	103,384	87,284	96,611	92,111	80,287	63,303	0,000
					Pourcentages des pertes	11,31%	10.07%	8,63%	7,94%	7,64%	6,95%	5,87%	6,49%	6,19%	5,40%	4,25%	0,00%

Annexe A.2 pertes par recule d'ancrage

X	Câbles	L	$\theta(\text{rad})$	K	d	A,VSP	F,VSP	F,V1	F,V2	F,V3	F,V4	F,V5	F,V6	F,V7	F,V8	FV9	F,V10
0	On a travaillé dans ce cas avec les barres dévidages																
4																	
7,25	C9(C1)	3,25	0,284	0,021	3,529	-	17,049	215,331									
7,25	C12(C1')	3,25	0,284	0,021	3,529	-	17,049	215,331									
10,5	C2(C2)	3,25	0,383	0,027	3,100	-	-	-	245,183								
10,5	C5(C2')	3,25	0,383	0,027	3,100	-	-	-	245,183								
13,75	C10(C3)	3,25	0,303	0,022	3,435	-	-	-	11,913	221,256							
13,75	C15(C3')	3,25	0,180	0,014	4,263	-	-	-	42,367	178,271							
17	C3(C4)	3,25	0,396	0,027	3,055	-	-	-	-	-	248,766						
17	C13(C4')	3,25	0,303	0,022	3,435	-	-	-	-	11,942	221,223						
20,25	C4(C5)	3,25	0,396	0,027	3,055	-	-	-	-	-	-	248,766					
20,25	C6(C5')	3,25	0,396	0,027	3,055	-	-	-	-	-	-	248,766					
23,5	C8(6)	3,25	0,209	0,016	4,010	-	-	-	-	-		35,907	189,547				
26,75	C1(C7)	3,25	0,209	0,016	4,010	-	-	-	-	-	-		35,907	189,547			
30	C14(C8)	3,25	0,303	0,022	3,435	-	-	-	-	-	-	-	-	11,942	221,223		
33,25	C11(C9)	3,25	0,303	0,022	3,435	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11,942	221,223	
36,5	C7(C10)	3,25	0,396	0,027	3,055	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	248,766
moy						-	2,27	28,71	41,90	37,41	58,75	88,91	45,09	50,37	77,72	110,61	248,77
Pourcentage des pertes						0,00%	0,15%	1,93%	2,82%	2,51%	3,95%	5,97%	3,03%	3,39%	5,22%	7,43%	16,72%

Annexe A.3 pertes par déformation instantanée

Abcs	N° cables	v (m)	dmoy (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
AXE VSP	30	1,62	0,279	1,341	21,364	11,807	177,76	3,485	16,4099	1,10%
FIN VSP	30	1,47	0,279	1,191	21,364	11,807	140,7	3,528	20,5771	1,38%
FIN VS1	30	1,47	0,279	1,191	19,033	10,666	114	3,515	26,7973	1,80%
FIN VS2	26	1,47	0,273	1,197	19,033	10,666	90,07	3,507	24,6202	1,65%
FIN VS3	22	1,47	0,299	1,171	19,033	10,666	68,96	3,531	21,8098	1,47%
FIN VS4	18	1,47	0,275	1,195	19,033	10,666	50,66	3,502	18,8326	1,27%
FIN VS5	14	1,47	0,289	1,181	19,033	10,666	35,18	3,464	14,9468	1,00%
FIN VS6	10	1,47	0,351	1,119	19,033	10,666	22,51	3,556	10,9833	0,74%
FIN VS7	8	1,47	0,315	1,155	19,033	10,666	12,66	3,554	9,8223	0,66%
FIN VS8	6	1,47	0,255	1,215	19,033	10,666	5,623	3,513	8,2111	0,55%
FIN VS9	4	1,47	0,225	1,245	19,033	10,666	1,403	3,470	5,9099	0,40%
FIN VS10	2	1,47	0,135	1,335	19,033	10,666	0	3,273	3,0976	0,21%

Annexe A.4 Pertes par retrait

Pertes dues au retrait	
Pertes	38
/100	2,55%

Annex A.5 : Pertes par fluage

Abcs	N° cables	v (m)	d (m)	e moy (m)	I (m4)	S (m2)	Mg (MN.m)	P (MPa)	sigma bi	$\Delta\sigma_f$ (MPa)	$\Delta\sigma_e$ (%)
AXE VSP	30	1,62	0,279	1,341	21,364	11,807	177,760	3,442	6,279	79,28	5,33%
FIN VSP	30	1,47	0,279	1,191	21,364	11,807	140,700	3,474	7,902	99,78	6,71%
FIN VS1	30	1,47	0,279	1,191	19,033	10,666	114,000	3,444	10,254	129,47	8,70%
FIN VS2	26	1,47	0,273	1,197	19,033	10,666	90,070	3,442	9,464	119,49	8,03%
FIN VS3	22	1,47	0,299	1,171	19,033	10,666	68,960	3,473	8,426	106,40	7,15%
FIN VS4	18	1,47	0,275	1,195	19,033	10,666	50,660	3,452	7,307	92,26	6,20%
FIN VS5	14	1,47	0,289	1,181	19,033	10,666	35,180	3,425	5,827	73,57	4,94%
FIN VS6	10	1,47	0,351	1,119	19,033	10,666	22,510	3,527	4,303	54,33	3,65%
FIN VS7	8	1,47	0,315	1,155	19,033	10,666	12,660	3,528	3,856	48,68	3,27%
FIN VS8	6	1,47	0,255	1,215	19,033	10,666	5,623	3,491	3,229	40,77	2,74%
FIN VS9	4	1,47	0,225	1,245	19,033	10,666	1,403	3,455	2,329	29,41	1,98%
FIN VS10	2	1,47	0,135	1,335	19,033	10,666	0,000	3,265	1,224	15,45	1,04%

Annexe A.6 : Vérification des contraintes à vide de travée principale

x (m)	N-CABLE	M (kN.m)	u' (m)	u (m)	I (m4)	S (m2)	d moy	e _{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	OBS
F,V3	2	-7,56	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	5,77	1,89	-1,32	OK
F,V4	4	11,00	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	11,54	1,76	0,14	OK
F,V5	6	26,75	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	17,31	1,85	1,31	OK
F,V6	8	39,67	2,03	1,470	19,03	10,666	0,27	1,760	23,08	2,24	2,06	OK
F,V7	12	49,78	2,03	1,470	19,03	10,666	0,225	1,805	34,62	4,23	1,89	OK
F,V8	16	57,07	2,03	1,470	19,03	10,666	0,203	1,827	46,16	6,43	1,42	OK
F,V9	20	61,56	2,03	1,470	19,03	10,666	0,189	1,841	57,70	8,86	0,64	OK
F,V10	20	63,21	2,03	1,470	19,03	10,666	0,189	1,841	57,70	8,73	0,82	OK
A,VC	20	63,15	2,03	1,470	19,03	10,666	0,189	1,841	57,70	8,74	0,81	OK
F,V10	20	62,83	2,03	1,470	19,03	10,666	0,189	1,841	57,70	8,76	0,78	OK
F,V9	20	59,95	2,03	1,470	19,03	10,666	0,189	1,841	57,70	8,98	0,47	OK
F,V8	18	54,24	2,03	1,470	19,03	10,666	0,203	1,827	51,93	8,01	0,53	OK
F,V7	16	45,71	2,03	1,470	19,03	10,666	0,225	1,805	46,16	7,23	0,32	OK
F,V6	14	34,37	2,03	1,470	19,03	10,666	0,27	1,760	40,39	6,62	-0,13	OK
F,V5	10	20,23	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	28,85	4,96	-0,42	OK
F,V4	6	3,249	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	17,31	3,67	-1,20	OK
F,V3	2	-14,54	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	5,77	2,43	-2,07	OK

Annexe A.7 : Vérification des contraintes a vide de travée de rive gauche

x (m)	N-CABLE	M (kN.m)	u' (m)	u (m)	I (m4)	S (m2)	d moy	e _{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	OBS
F,VCC1	0	0	2,03	1,470	19,03	10,666	0	2,030	0,00	0,00	0,00	OK
F,VCC2	2	6,065	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	5,77	0,84	0,13	OK
F,VCC3	4	15,760	2,03	1,470	19,03	10,666	0,225	1,805	11,54	1,47	0,54	OK
F,VC	6	23,930	2,03	1,470	19,03	10,666	0,195	1,835	17,31	2,23	0,79	OK
F,V1	8	25,600	2,03	1,470	19,03	10,666	0,18	1,850	23,08	3,48	0,34	OK
F,V2	10	27,190	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	4,75	-0,12	OK
F,V3	10	31,530	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	4,41	0,35	OK
F,V4	10	32,000	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	4,38	0,40	OK
F,V5	10	30,800	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	4,47	0,27	OK
F,V6	8	27,200	2,03	1,470	19,03	10,666	0,18	1,850	23,08	3,36	0,51	OK
F,V7	6	21,300	2,03	1,470	19,03	10,666	0,195	1,835	17,31	2,43	0,51	OK
F,V8	4	12,930	2,03	1,470	19,03	10,666	0,225	1,805	11,54	1,69	0,24	OK
F,V9	2	2,164	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	5,77	1,14	-0,28	OK
F,V10	0	-11,000	2,03	1,470	19,03	10,666	0	2,030	0,00	0,85	-1,17	OK

Annexe A.8 : Vérification des contraintes à vide de travée de rive droite

x (m)	N-CABLE	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	d moy	e _{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	OBS
F,VCC1	0	0	2,03	1,470	19,03	10,666	0	2,030	0,00	0,00	0,00	OK
F,VCC2	2	6,163	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	5,77	0,83	0,14	OK
F,VCC3	6	15,790	2,03	1,470	19,03	10,666	0,195	1,835	17,31	2,86	-0,08	OK
F,VC	8	23,340	2,03	1,470	19,03	10,666	0,18	1,850	23,08	3,66	0,10	OK
F,V1	10	27,040	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	4,76	-0,13	OK
F,V2	10	30,580	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	4,49	0,25	OK
F,V3	10	31,730	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	4,40	0,37	OK
F,V4	10	29,660	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	4,56	0,15	OK
F,V5	10	25,310	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	4,89	-0,32	OK
F,V6	8	18,560	2,03	1,470	19,03	10,666	0,18	1,850	23,08	4,03	-0,41	OK
F,V7	6	9,408	2,03	1,470	19,03	10,666	0,195	1,835	17,31	3,35	-0,76	OK
F,V8	2	-2,037	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	5,77	1,46	-0,73	OK
F,V9	0	-11,900	2,03	1,470	19,03	10,666	0	2,030	0,00	0,92	-1,27	OK
F,V10	0	-19,570	2,03	1,470	19,03	10,666	0	2,030	0,00	1,51	-2,09	OK

Annexe A.9 : Vérification des contraintes en charge de travée principale

x (m)	N-CABLE	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	d moy	e _{moy} (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	OBS
F,V3	2	5,559	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	5,77	0,88	0,08	OK
F,V4	4	39,100	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	11,54	-0,41	3,14	OK
F,V5	6	69,460	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	17,31	-1,45	5,87	OK
F,V6	8	96,370	2,03	1,470	19,03	10,666	0,27	1,760	23,08	-2,14	8,11	OK
F,V7	12	118,100	2,03	1,470	19,03	10,666	0,225	1,805	34,62	-1,05	9,18	OK
F,V8	16	133,800	2,03	1,470	19,03	10,666	0,203	1,827	46,16	0,51	9,60	OK
F,V9	20	143,400	2,03	1,470	19,03	10,666	0,189	1,841	57,70	2,54	9,37	OK
F,V10	20	146,900	2,03	1,470	19,03	10,666	0,189	1,841	57,70	2,27	9,75	OK
A,VC	20	146,800	2,03	1,470	19,03	10,666	0,189	1,841	57,70	2,28	9,74	OK
F,V10	20	146,400	2,03	1,470	19,03	10,666	0,189	1,841	57,70	2,31	9,69	OK

Annexes A

F,V9	20	140,900	2,03	1,470	19,03	10,666	0,189	1,841	57,70	2,73	9,11	OK
F,V8	18	129,400	2,03	1,470	19,03	10,666	0,203	1,827	51,93	2,20	8,55	OK
F,V7	16	111,700	2,03	1,470	19,03	10,666	0,225	1,805	46,16	2,14	7,36	OK
F,V6	14	87,950	2,03	1,470	19,03	10,666	0,27	1,760	40,39	2,48	5,59	OK
F,V5	10	59,030	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	28,85	1,97	3,72	OK
F,V4	6	26,830	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	17,31	1,84	1,32	OK
F,V3	2	-8,548	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	5,77	1,97	-1,43	OK

Annexe A.10 : Vérification des contraintes en charge de travée de rive gauche

x (m)	N-CABLE	M (kN.m)	v' (m)	v (m)	I (m4)	S (m2)	d moy	emoy (m)	P (MN)	σ Sup (MPa)	σ Inf (MPa)	OBS
F,VCC1	0	0	2,03	1,470	19,03	10,666	0	2,030	0,00	0,00	0,00	OK
F,VCC2	2	9,139	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	5,77	0,60	0,46	OK
F,VCC3	4	17,900	2,03	1,470	19,03	10,666	0,225	1,805	11,54	1,31	0,77	OK
F,VC	6	38,500	2,03	1,470	19,03	10,666	0,195	1,835	17,31	1,10	2,34	OK
F,V1	8	53,400	2,03	1,470	19,03	10,666	0,18	1,850	23,08	1,34	3,31	OK
F,V2	10	66,180	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	1,74	4,04	OK
F,V3	10	72,500	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	1,25	4,72	OK
F,V4	10	72,800	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	1,22	4,75	OK
F,V5	10	67,900	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	1,60	4,23	OK
F,V6	8	57,980	2,03	1,470	19,03	10,666	0,18	1,850	23,08	0,98	3,79	OK
F,V7	6	43,050	2,03	1,470	19,03	10,666	0,195	1,835	17,31	0,75	2,83	OK
F,V8	4	23,680	2,03	1,470	19,03	10,666	0,225	1,805	11,54	0,86	1,39	OK
F,V9	2	-11,300	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	5,77	2,18	-1,72	OK
F,V10	0	-26,340	2,03	1,470	19,03	10,666	0	2,030	0,00	2,03	-2,81	OK

Annexe A.11 : Vérification des contraintes en charge de travée de rive droite

x (m)	N-CABLE	M (kN.m)	u' (m)	u (m)	I (m4)	S (m2)	d moy	emoy (m)	P (MN)	σ_{Sup} (MPa)	σ_{Inf} (MPa)	OBS
F,VCC1	0	0	2,03	1,470	19,03	10,666	0	2,030	0,00	-0,61	0,00	OK
F,VCC2	2	7,848	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	5,77	-1,03	0,32	OK
F,VCC3	6	30,260	2,03	1,470	19,03	10,666	0,195	1,835	17,31	0,28	1,46	OK
F,VC	8	49,210	2,03	1,470	19,03	10,666	0,18	1,850	23,08	0,91	2,86	OK
F,V1	10	58,930	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	1,48	3,27	OK
F,V2	10	69,540	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	1,09	4,40	OK
F,V3	10	74,550	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	1,24	4,94	OK
F,V4	10	72,590	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	1,80	4,73	OK
F,V5	10	65,310	2,03	1,470	19,03	10,666	0,171	1,859	28,85	2,73	3,95	OK
F,V6	8	53,270	2,03	1,470	19,03	10,666	0,18	1,850	23,08	2,68	3,29	OK
F,V7	6	36,000	2,03	1,470	19,03	10,666	0,195	1,835	17,31	2,96	2,07	OK
F,V8	2	14,480	2,03	1,470	19,03	10,666	0,315	1,715	5,77	1,52	1,03	OK
F,V9	0	-2,740	2,03	1,470	19,03	10,666	0	2,030	0,00	2,15	-0,29	OK
F,V10	0	-27,780	2,03	1,470	19,03	10,666	0	2,030	0,00	0,00	-2,96	OK

Annexe A.12 : Les raideur des piles

PILES	HAUTEUR	H _{évidée}	H _{pleine}	K(MN/m)
P1(encatree)	26,5	6	20,5	2687,30
P2	16	5	11	4033,17
P3	13	4	9	7411,51
P4	9	4	5	29814,78

Kc1(MN/m)	20000,00
Kp1(MN/m)	2687,30
Kp2(MN/m)	3663,75
Kp3(MN/m)	6252,92
Kp4(MN/m)	17082,22
Kc2(MN/m)	20000,00
SOMME(MN/m)	69686,19
c.d.e	182,1321677

Annexe A.13 : Les modes propres

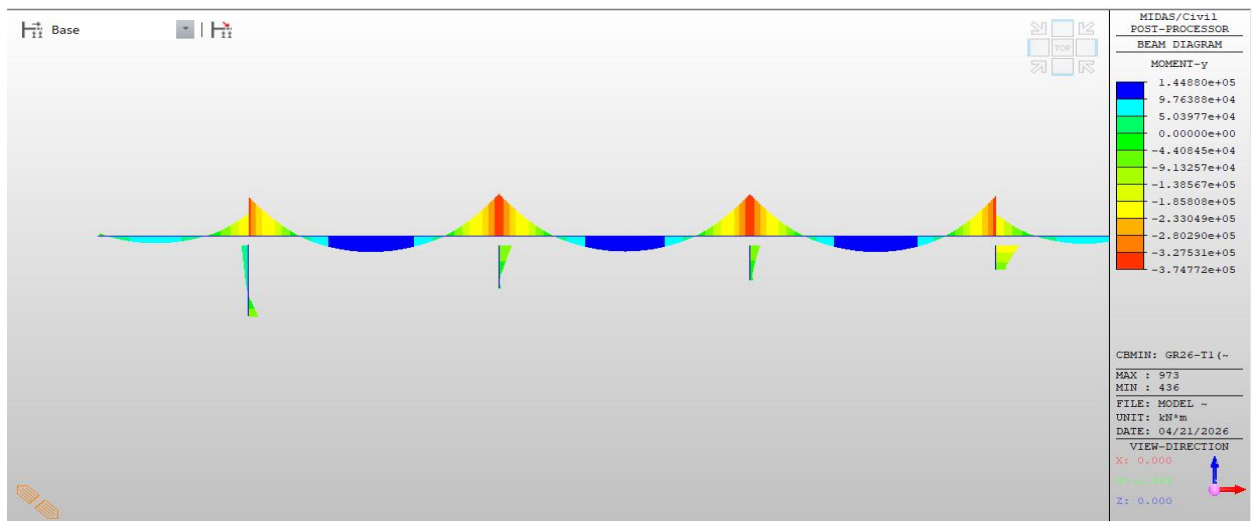
Mode No	Période	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	(sec)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	1,423053	82.17	82.17	1.17	1.17	0.07	0.07
2	0,639593	0.58	82.75	0.15	1.32	0.40	0.47
3	0,565308	0.01	82.75	33.04	34.36	0.01	0.48
4	0,516921	0.99	83.74	0.01	34.37	0.52	1.00
5	0,433538	0.59	84.33	0.03	34.41	33.85	34.85
6	0,404808	0.37	84.71	23.15	57.55	0.03	34.88
7	0,359113	1.09	85.80	17.24	74.79	0.00	34.88
8	0,278783	0.00	85.80	0.74	75.53	0.00	34.88
9	0,258873	0.00	85.80	0.00	75.53	12.48	47.35
10	0,241509	0.36	86.16	0.01	75.54	12.03	59.38
11	0,205313	0.17	86.34	0.03	75.57	0.28	59.67
12	0,201936	0.01	86.35	0.00	75.57	0.12	59.79
13	0,196166	0.67	87.01	9.57	85.14	0.01	59.80
14	0,181874	0.22	87.23	0.30	85.44	0.31	60.10
15	0,180542	0.03	87.26	0.25	85.69	0.46	60.56
16	0,167059	0.05	87.31	0.00	85.69	0.00	60.56
17	0,146529	0.05	87.36	2.91	88.60	0.00	60.56
18	0,121784	0.00	87.36	0.20	88.80	0.00	60.56
19	0,109036	1.49	88.85	0.01	88.81	0.01	60.58
20	0,104517	0.01	88.87	0.00	88.81	0.00	60.58
21	0,101563	0.69	89.56	0.00	88.81	0.97	61.55
22	0,10025	0.00	89.56	0.03	88.84	0.05	61.61
23	0,098266	0.14	89.70	0.01	88.85	0.44	62.05
24	0,094119	0.19	89.89	0.01	88.86	9.52	71.57
25	0,085681	0.02	89.92	0.20	89.06	0.02	71.59
26	0,084035	0.03	89.95	0.00	89.06	0.78	72.36
27	0,083759	0.00	89.95	0.01	89.07	0.97	73.33
28	0,075077	0.61	90.56	0.16	89.23	0.00	73.33
29	0,074386	1.13	91.69	0.48	89.71	0.00	73.33
30	0,069366	0.00	91.69	0.00	89.72	0.01	73.34
31	0,0661	0.00	91.69	0.01	89.73	0.00	73.34
32	0,065	0.07	91.76	0.00	89.73	0.05	73.39
33	0,064039	0.02	91.78	0.00	89.73	0.00	73.39
34	0,06319	0.01	91.79	0.01	89.74	0.01	73.40
35	0,058662	0.01	91.81	0.61	90.35	0.00	73.40

Annexe A.13 : le comportement du sol

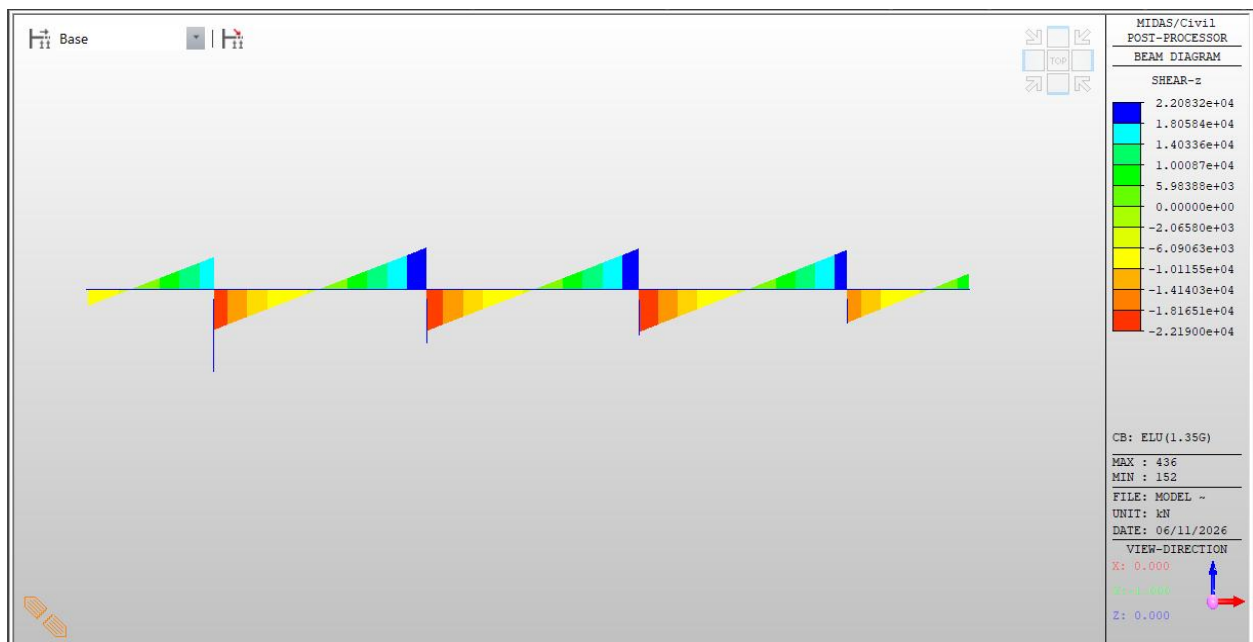
Z(m)	EM(MPA)	Z(m)	Kf (MPa)	Z(m)	Kt (MPa)	Z(m)	Kp(MPA)
1	8,52	1	50246,17	1	14200,00	1	78100,00
2	11,9	2	70179,51	2	19833,33	2	109083,33
3	14,7	3	86692,34	3	24500,00	3	134750,00
4	14,8	4	87282,08	4	24666,67	4	135666,67
5	13,2	5	77846,18	5	22000,00	5	121000,00
6	15,9	6	93769,26	6	26500,00	6	145750,00
7	11	7	64871,82	7	18333,33	7	100833,33
8	14,5	8	85512,85	8	24166,67	8	132916,67
9	16,8	9	99076,96	9	28000,00	9	154000,00
10	18,3	10	107923,11	10	30500,00	10	167750,00
11	20,5	11	120897,48	11	34166,67	11	187916,67
12	20,1	12	118538,50	12	33500,00	12	184250,00
13	18,9	13	111461,58	13	31500,00	13	173250,00
14	19,2	14	113230,81	14	32000,00	14	176000,00
15	18,4	15	108512,86	15	30666,67	15	168666,67
16	17,5	16	103205,16	16	29166,67	16	160416,67
17	25,1	17	148025,69	17	41833,33	17	230083,33
18	29,2	18	172205,19	18	48666,67	18	267666,67
19	23,5	19	138589,79	19	39166,67	19	215416,67
20	24,6	20	145076,97	20	41000,00	20	225500,00
21	27,6	21	162769,29	21	46000,00	21	253000,00
22	24,9	22	146846,20	22	41500,00	22	228250,00
23	25,7	23	151564,15	23	42833,33	23	235583,33
24	32	24	188718,01	24	53333,33	24	293333,33
25	28,6	25	168666,72	25	47666,67	25	262166,67

Annexes B

Annexe B.1 : le moment fléchissant longitudinale maximum dans la travée principale et les deux travées de rives



Annexe B.2 : Effort tranchant maximum longitudinal à ELU (KN).



Annexe B.3 : Effort tranchant maximum longitudinal à ELS (KN).

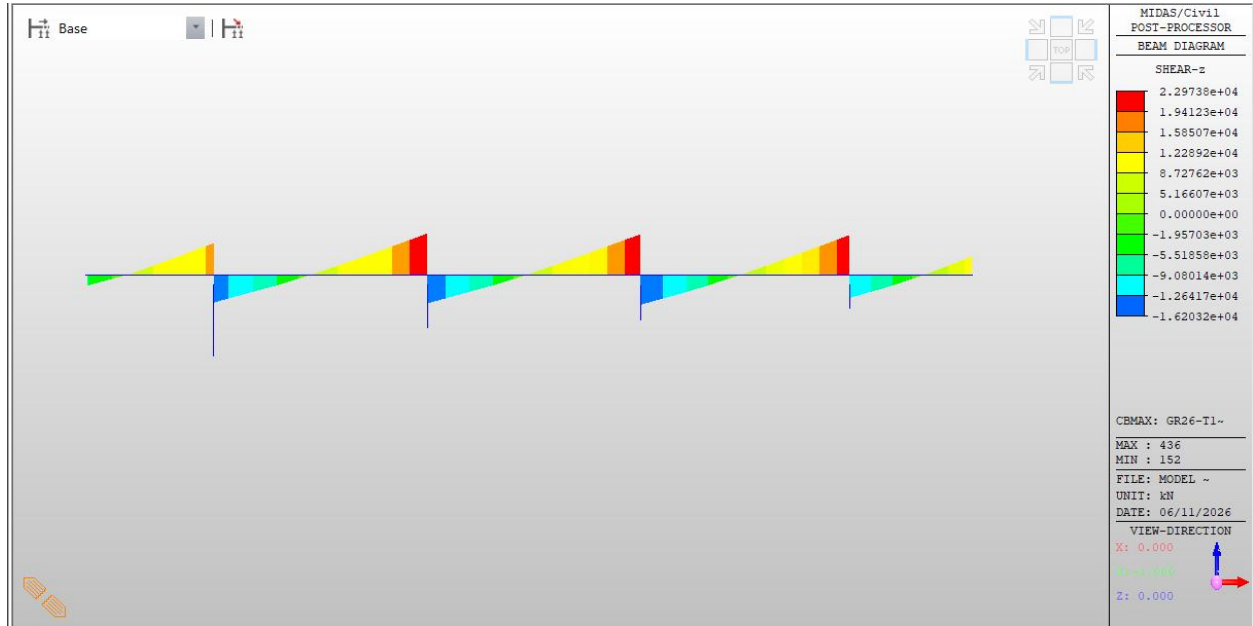


Figure B.4 : Moment fléchissant transversale du VSP a E.L.U (KN.m)

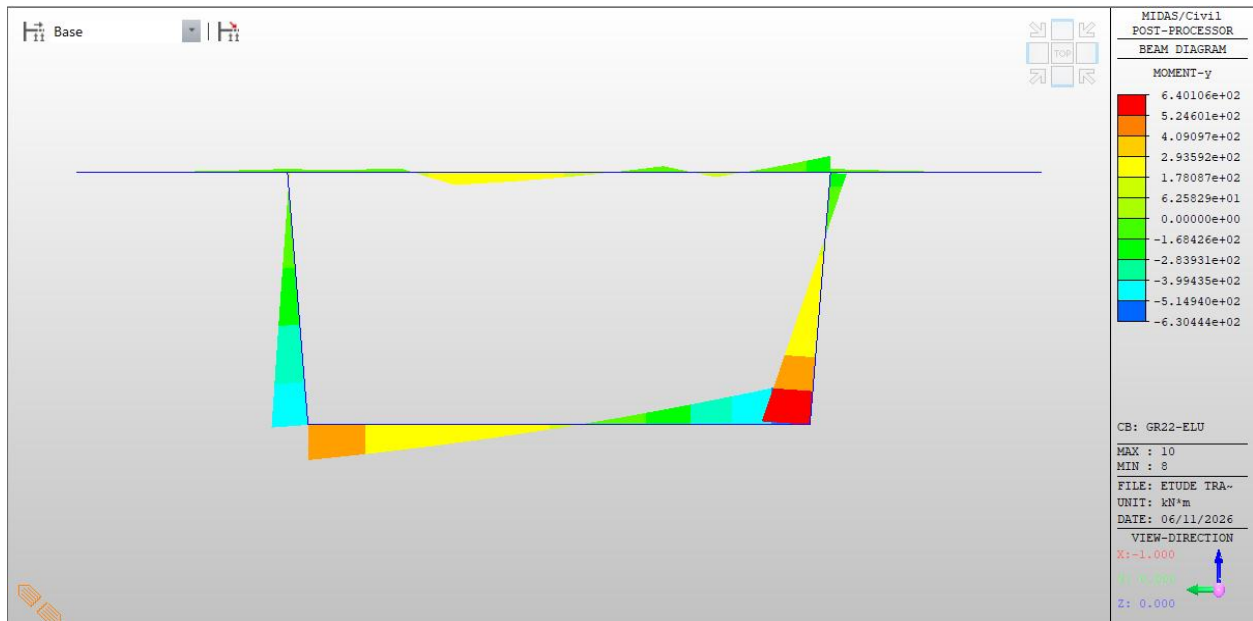


Figure B.5 : Moment fléchissant transversale du VSP a E.L.S (KN.m)

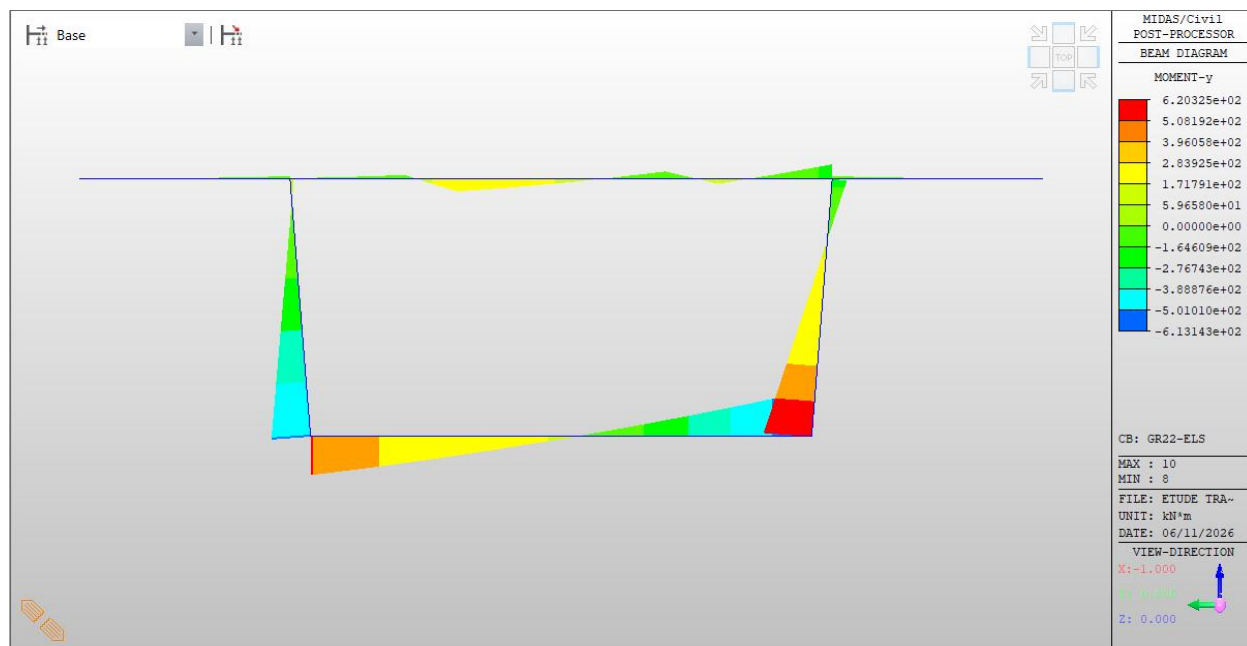


Figure B.6 : Moment fléchissant transversale du VCC a E.L.S (KN.m)

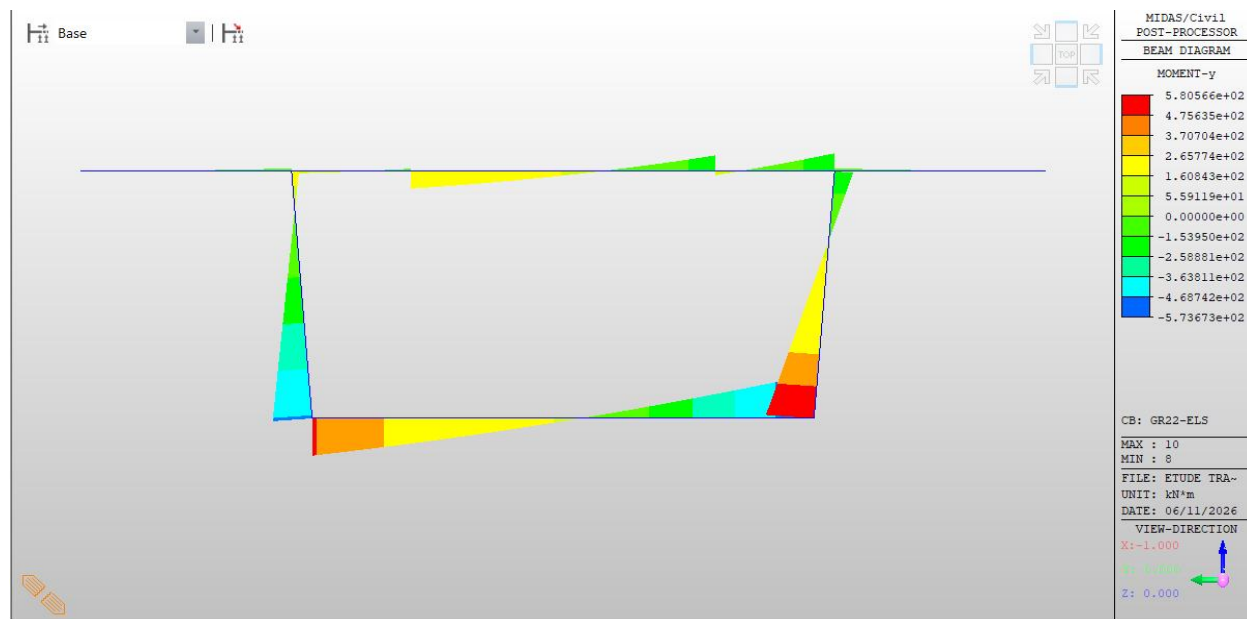


Figure B.7 : Moment fléchissant transversale du VCC à E.L.U (KN.m)

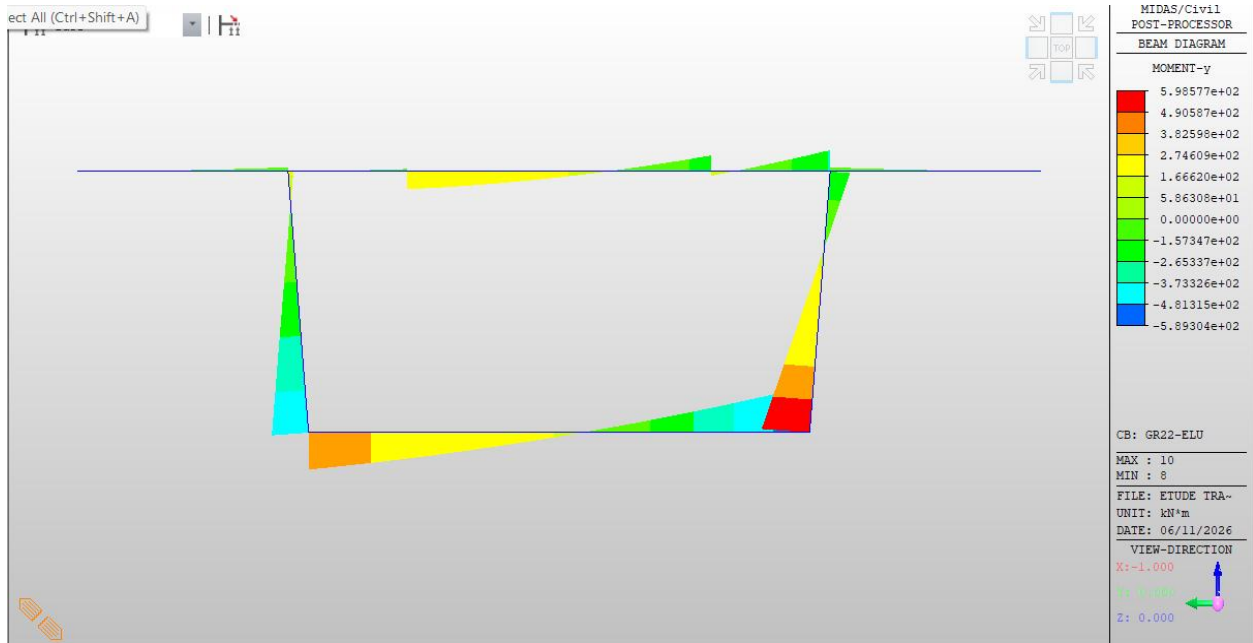


Figure B.8 : Moment fléchissant autour de l'axe y-y à E.L.S (KN.m)

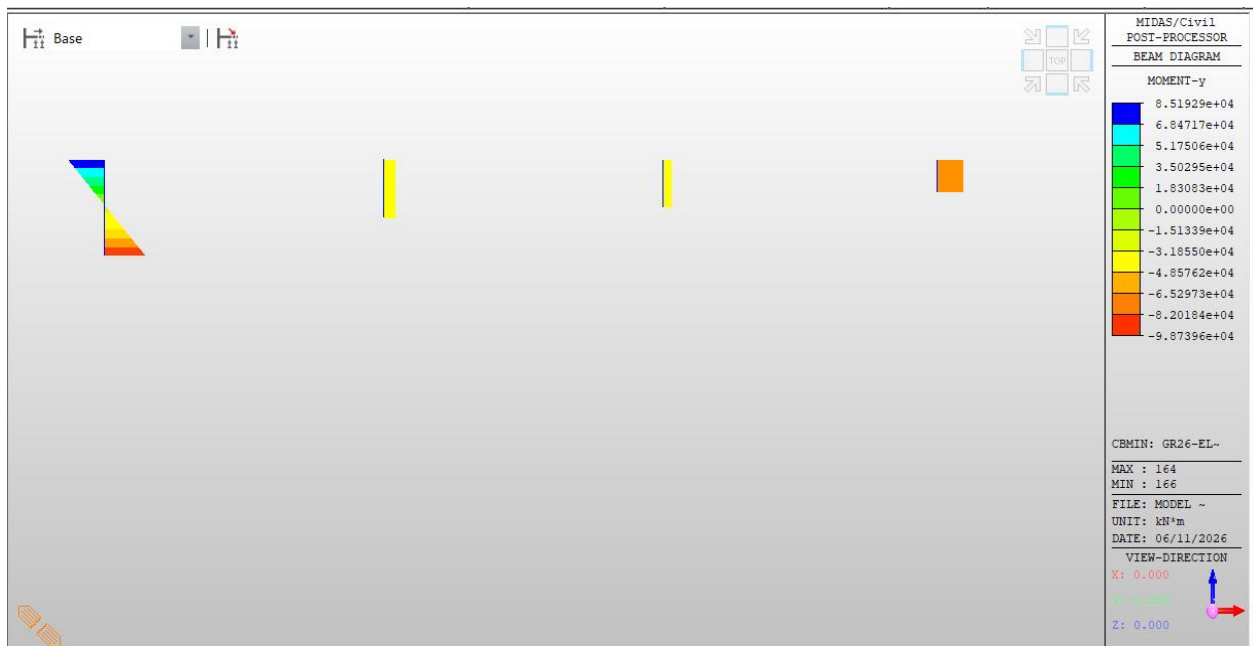


Figure B.9 : Moment fléchissant autour de l'axe Z-Z a E.L.S (KN.m)

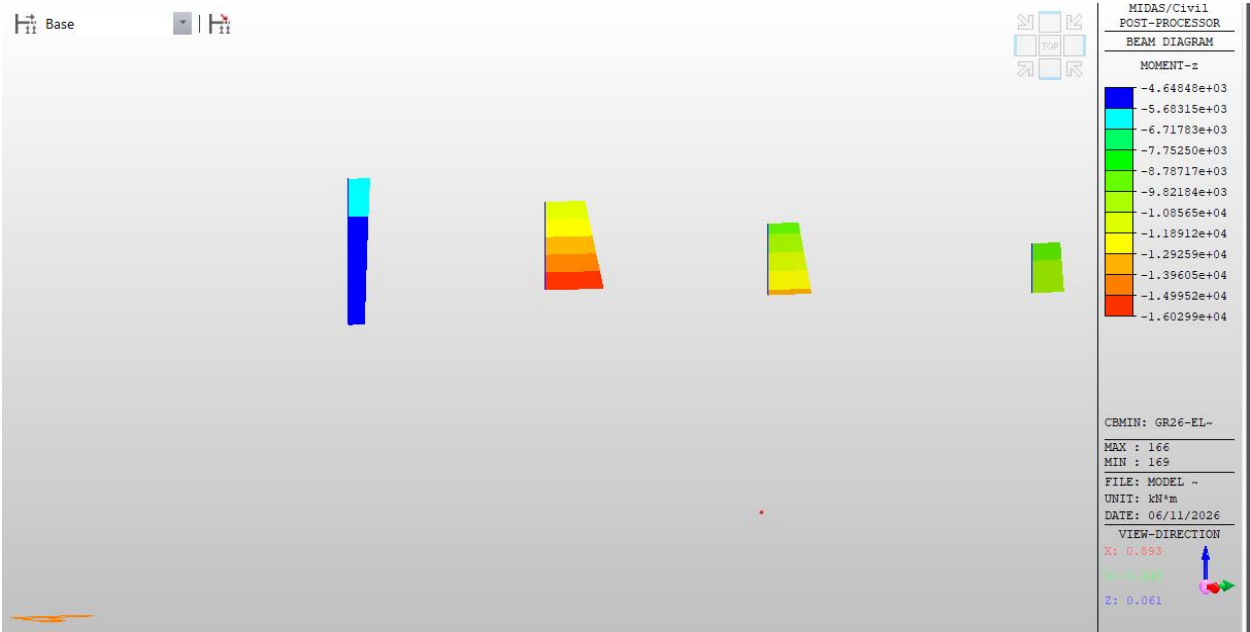


Figure B.10 : Moment fléchissant autour de l'axe Y-Y a E.L.U (KN.m)

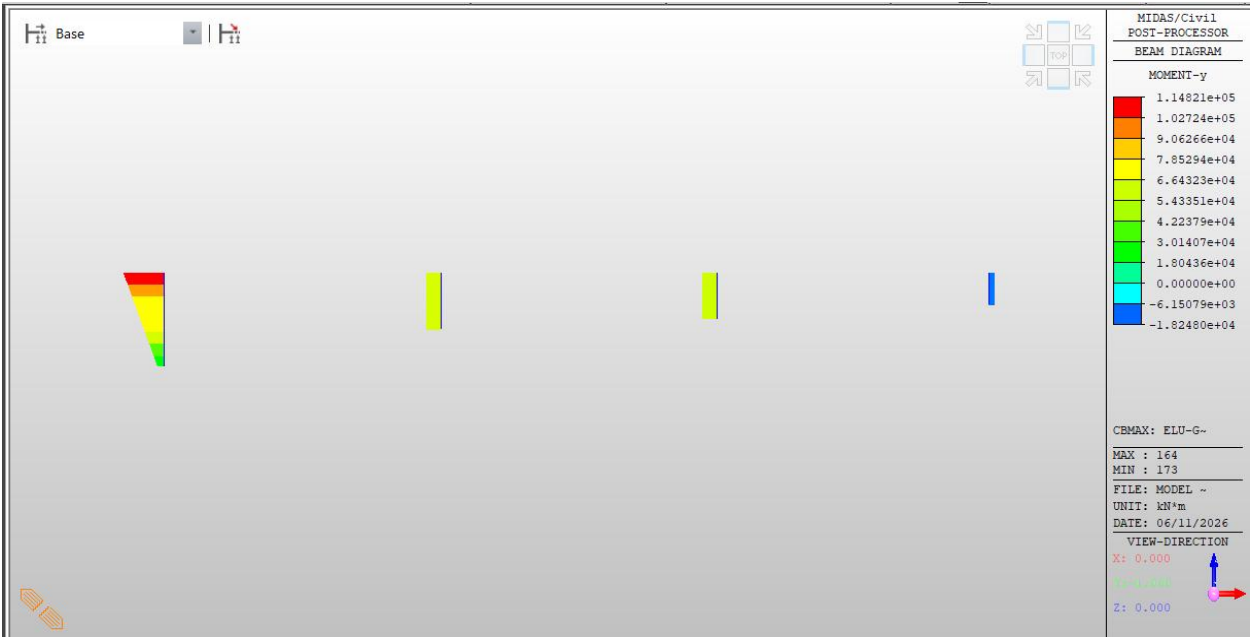


Figure B.11 : Moment fléchissant autour de l'axe Z-Z a E.L.U (KN.m)

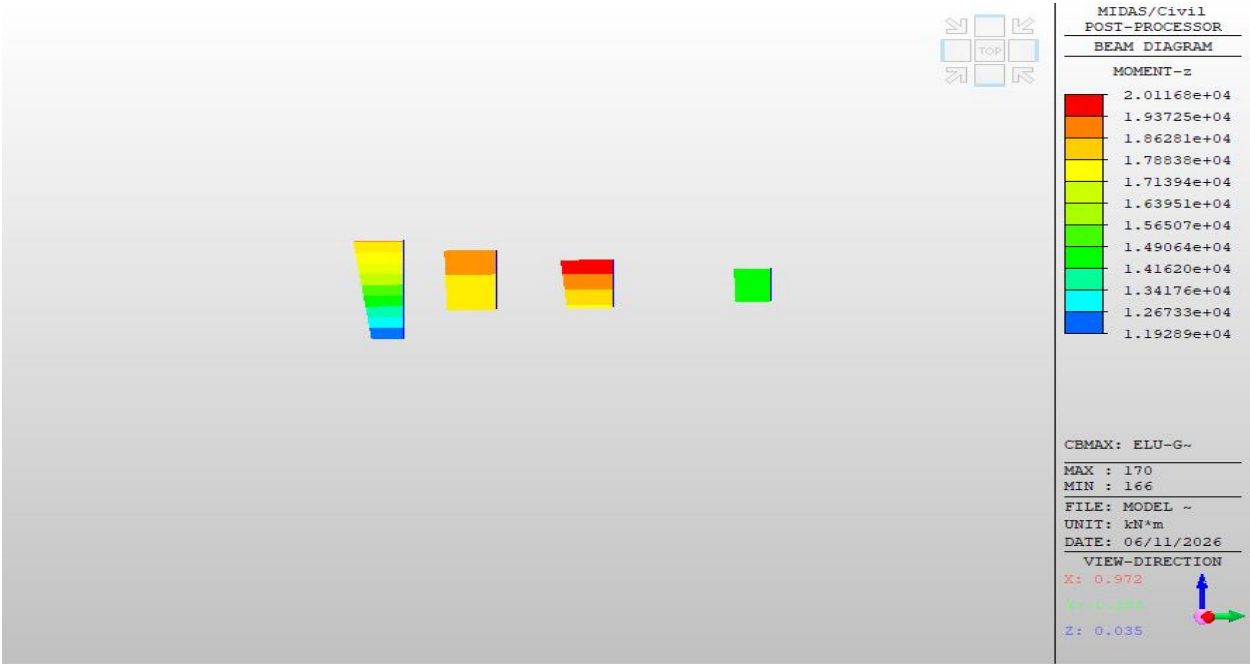


Figure B.12 : Moment fléchissant autour de l'axe Y-Y a E.L.A (KN.m)

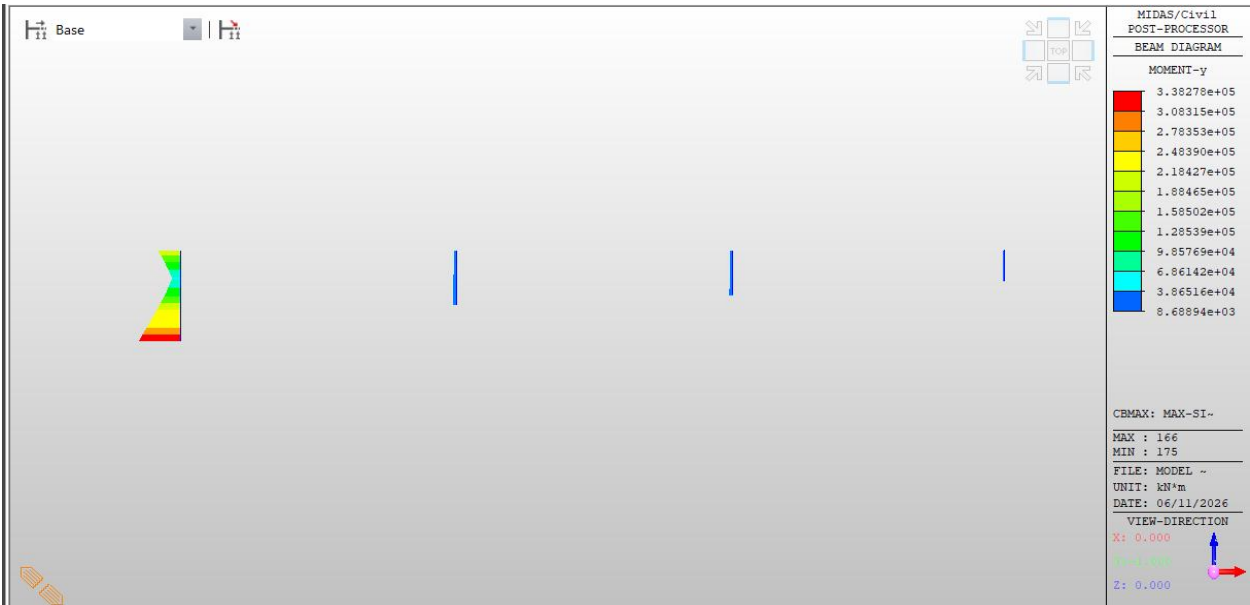


Figure B.13 : Moment fléchissant autour de l'axe Z-Z a E.L.A (KN.m)

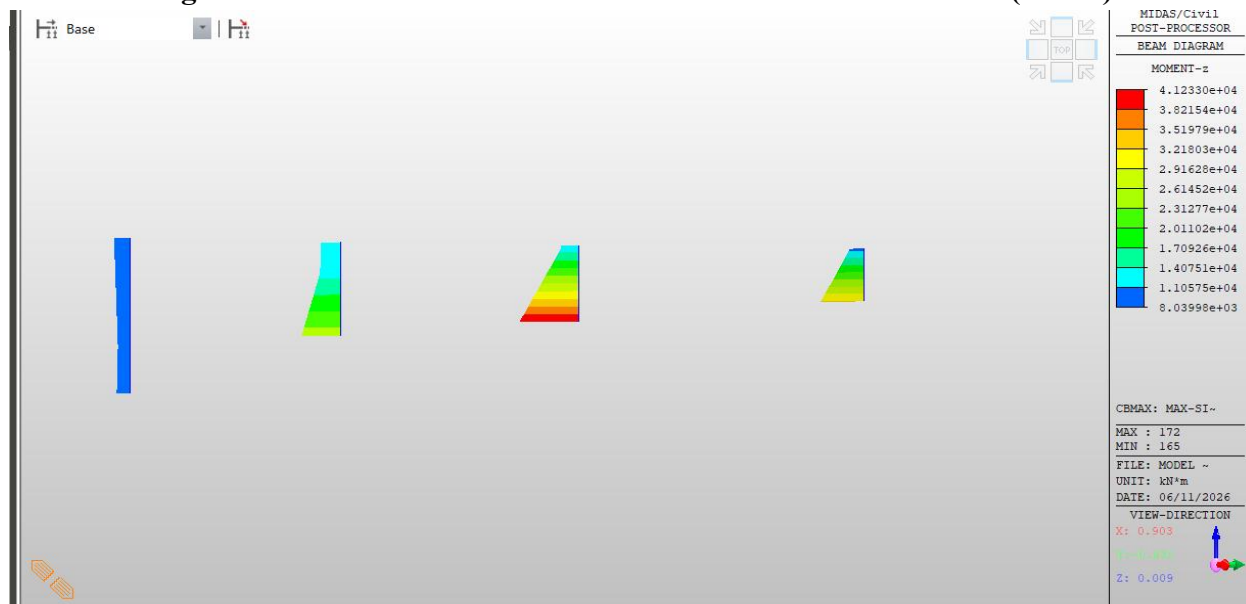


Figure B.14 : Moment fléchissant suivant l'axe x de la semelle E.L.S(KN.m)

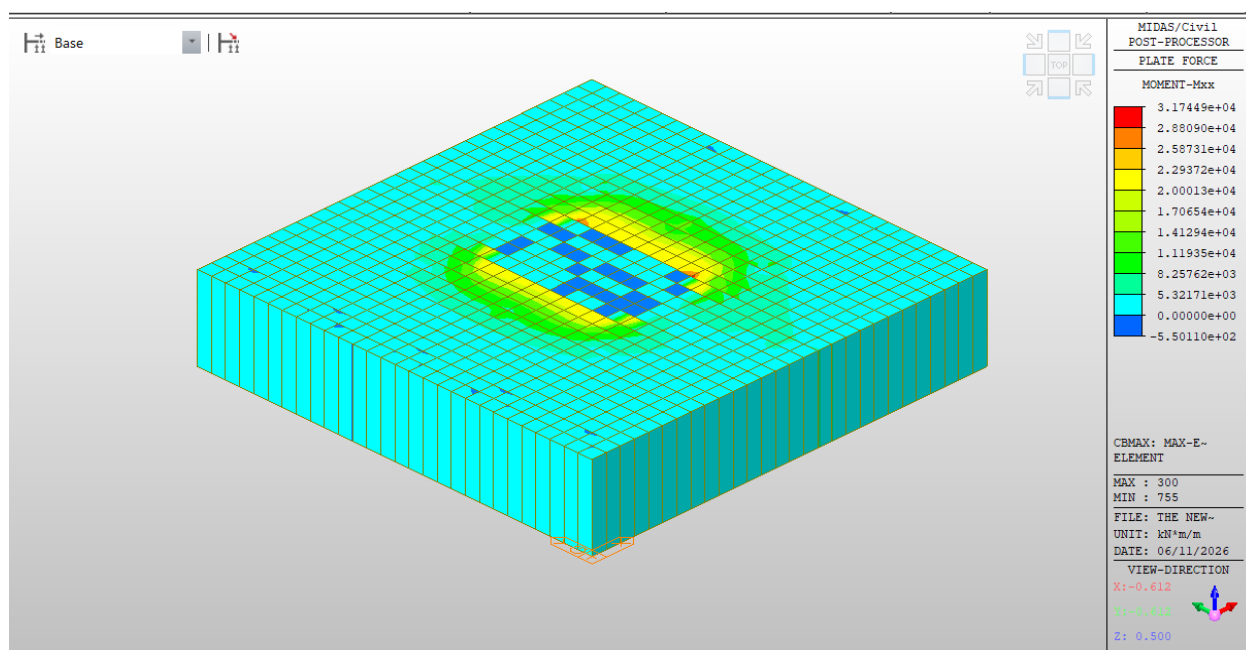


Figure B.15 : Moment fléchissant suivant l'axe y de la semelle E.L.S(KN.m)

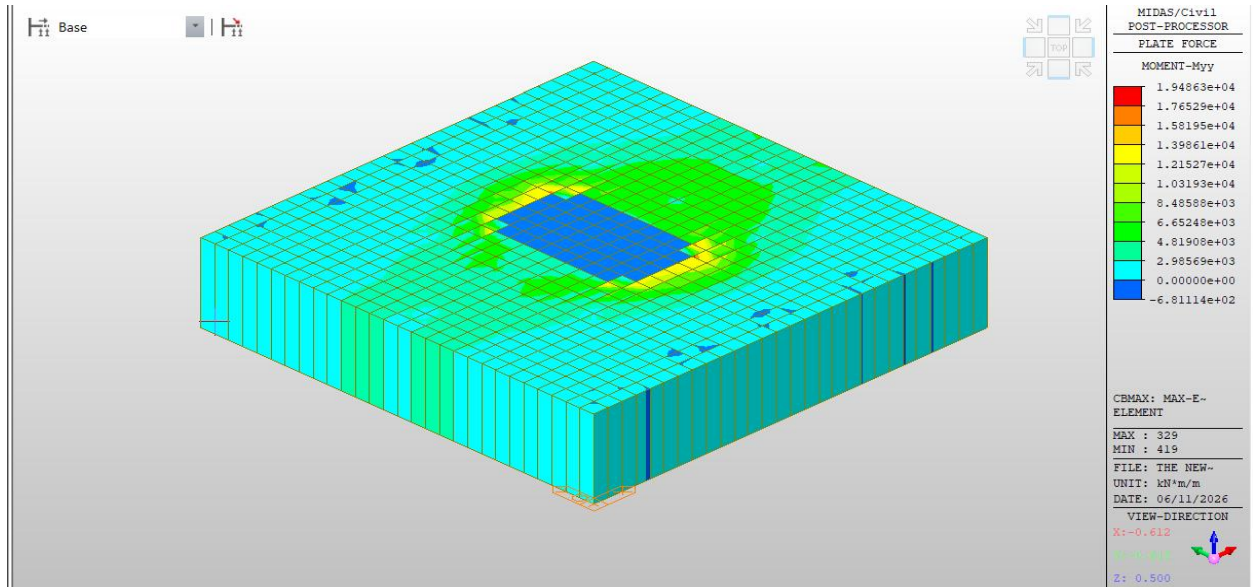


Figure B.16 : Moment fléchissant suivant l'axe x de la semelle E.L.U(KN.m)

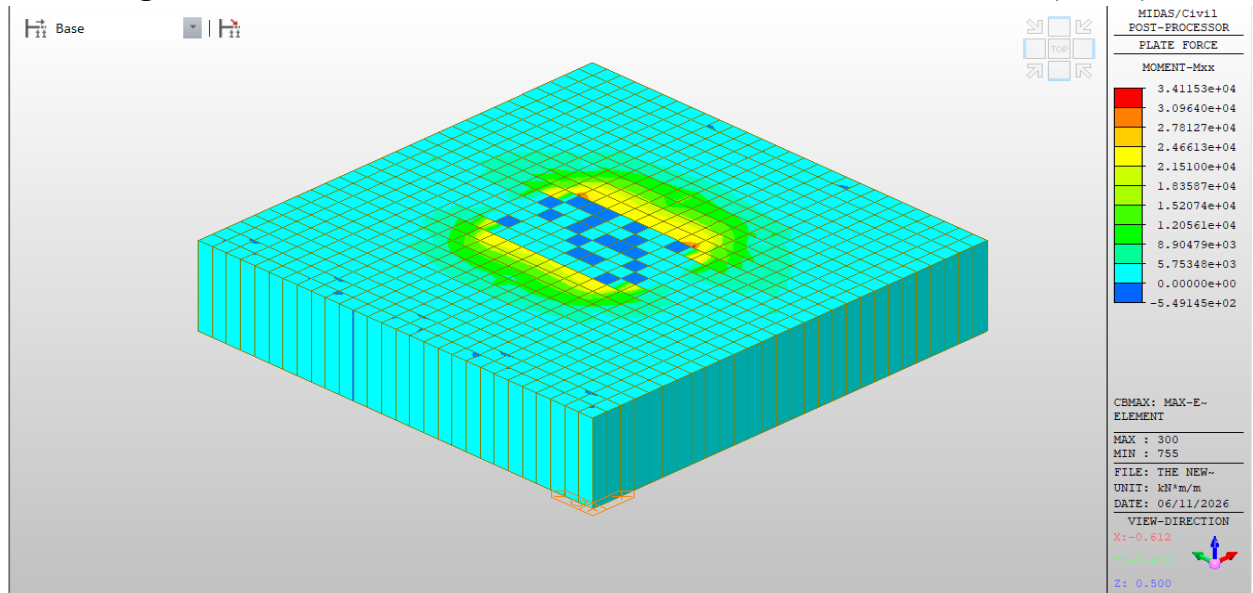


Figure B.17 : Moment fléchissant suivant l'axe y de la semelle E.L.U(KN.m)

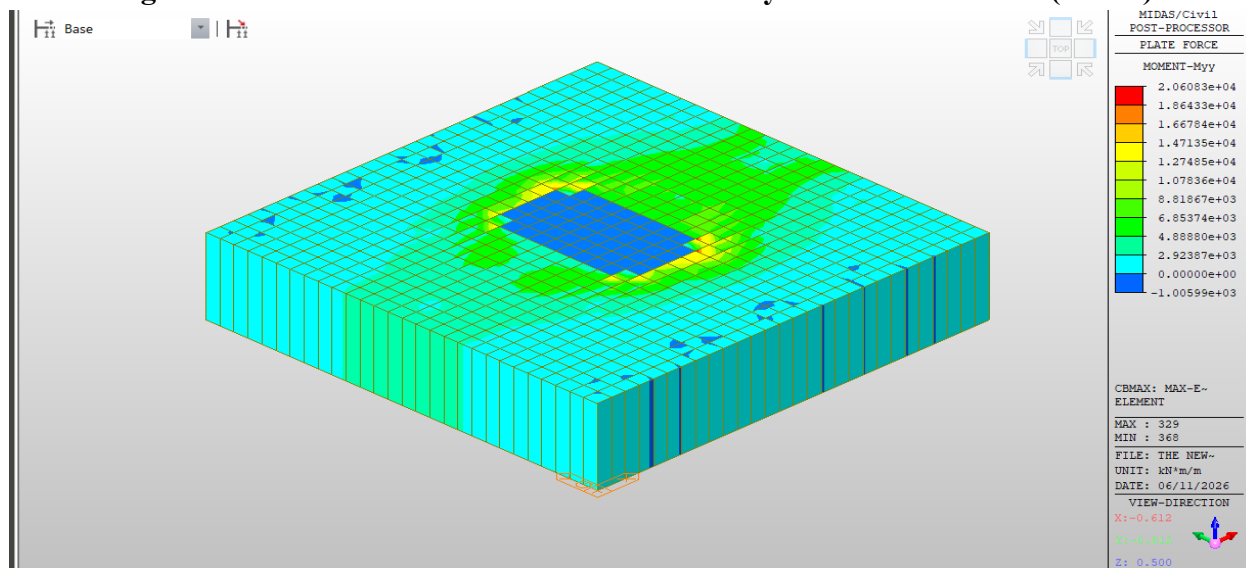


Figure B.18 : Moment fléchissant suivant l'axe y de la semelle E.L.A(KN.m)

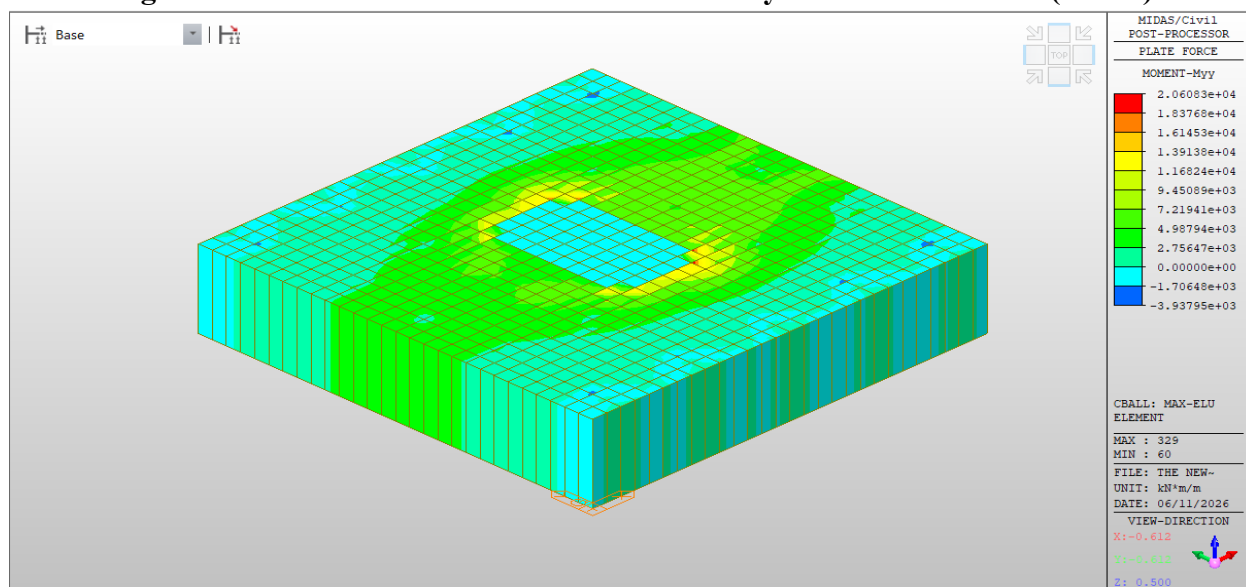


Figure B.19 : Moment fléchissant suivant l'axe x de la semelle E.L.A(KN.m)

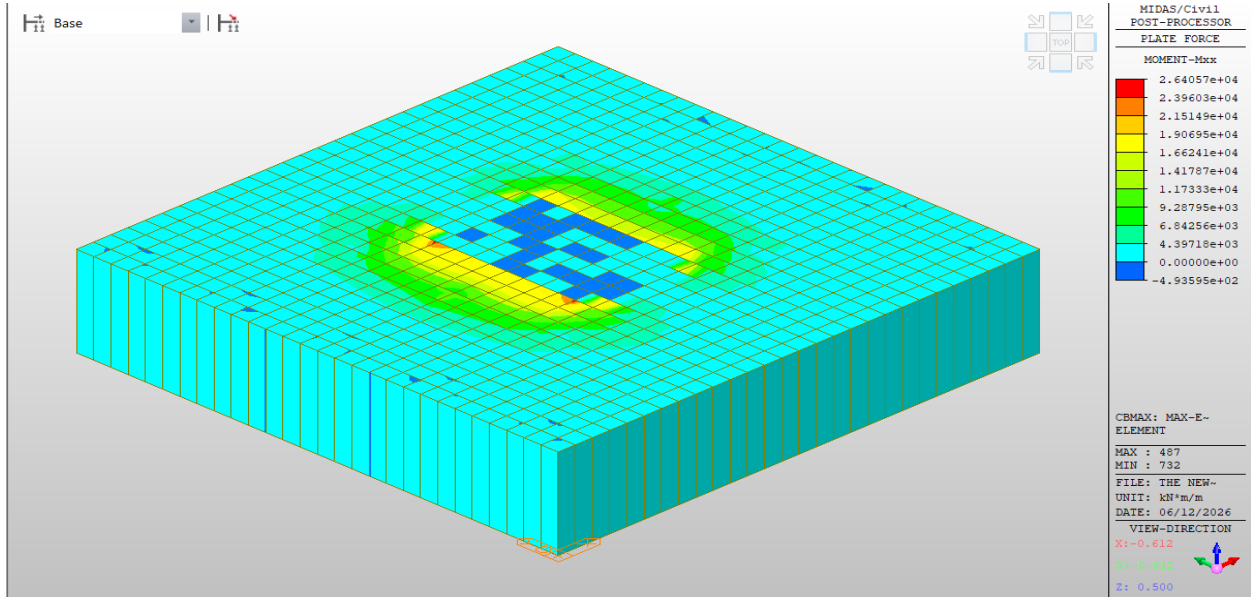
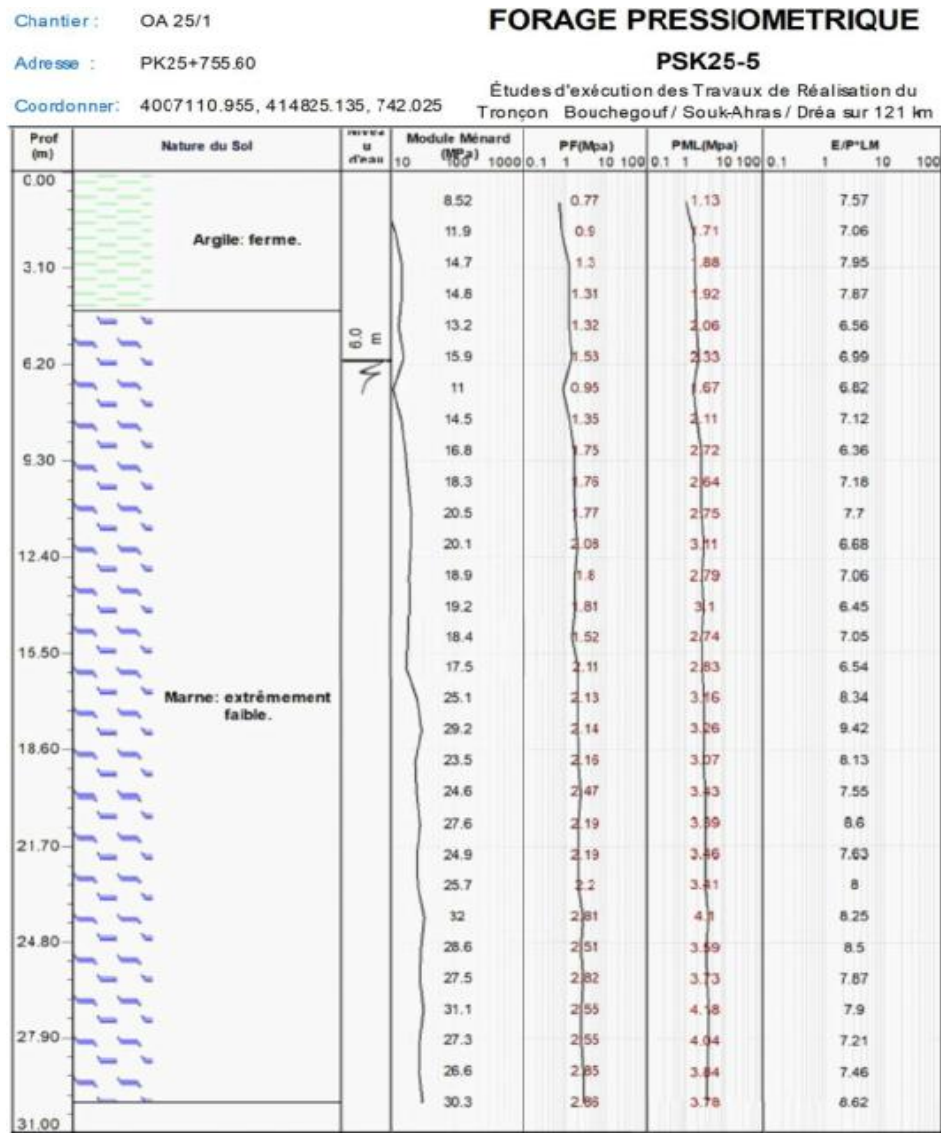


Figure B.20 : Présentation des carottes de forage obtenues entre 0,00 m et 30,00 m de profondeur.



Figure B.20 : Resultats de l'essai pressiométrique du sol.



Annexe c.1 : Fiche technique d'appareil d'appui type PM10 000

APPUI MULTIDIRECTIONNELS PM

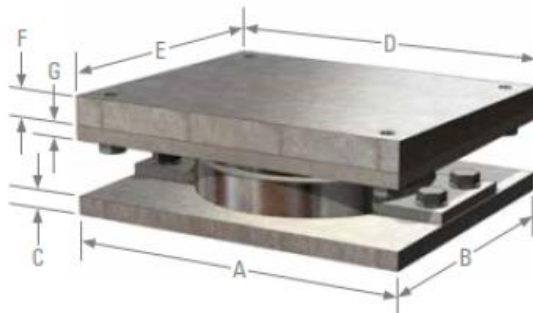


Figure 4



Figure 5

Modèle n°	Capacité de charge (ELUT)	Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de glissement				Hauteur totale
	Verticale maximale kN	A mm	B mm	C mm	D'' mm	E'' mm	F mm	G mm	
PM 500	500	315	215	22	315	225	22	19	127
PM 750	750	345	245	22	345	255	22	19	131
PM 1000	1 000	375	275	22	375	275	22	19	133
PM 1250	1 250	400	310	22	400	310	22	19	136
PM 1500	1 500	420	340	22	420	340	22	19	136
PM 1750	1 750	450	365	22	450	365	22	19	138
PM 2000	2 000	485	390	25	485	390	25	19	146
PM 2500	2 500	545	435	28	545	435	28	22	163
PM 3000	3 000	580	475	28	580	475	28	25	172
PM 3500	3 500	610	515	28	610	515	31	28	183
PM 4000	4 000	645	550	28	645	550	31	31	187
PM 4500	4 500	670	585	28	670	585	35	31	194
PM 5000	5 000	740	615	35	740	615	35	35	212
PM 6000	6 000	785	675	35	785	675	38	38	225
PM 7000	7 000	835	725	35	835	725	41	41	241
PM 8000	8 000	875	775	35	875	775	44	41	254
PM 9000	9 000	915	825	35	915	825	47	47	268
PM 10000	10 000	965	870	34	965	870	50	47	275
PM 15000	15 000	1 185	1 060	41	1 185	1 060	60	57	329
PM 20000	20 000	1 305	1 225	47	1 305	1 225	69	66	376

Annexe c.2 : Fiche technique d'appareil d'appui type PM15 000

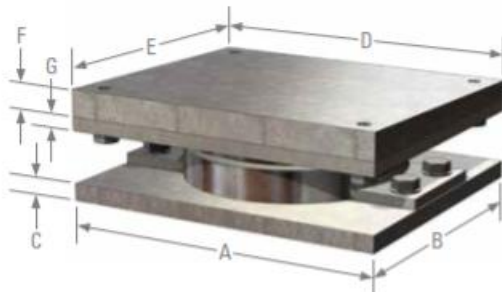
APPUIS **MULTIDIRECTIONNELS PM**

Figure 4



Figure 5

Modèle n°	Capacité de charge (ELUT)	Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de glissement				Hauteur totale
	Verticale maximale kN	A mm	B mm	C mm	D'' mm	E'' mm	F mm	G mm	
PM 500	500	315	215	22	315	225	22	19	127
PM 750	750	345	245	22	345	255	22	19	131
PM 1000	1 000	375	275	22	375	275	22	19	133
PM 1250	1 250	400	310	22	400	310	22	19	136
PM 1500	1 500	420	340	22	420	340	22	19	136
PM 1750	1 750	450	365	22	450	365	22	19	138
PM 2000	2 000	485	390	25	485	390	25	19	146
PM 2500	2 500	545	435	28	545	435	28	22	163
PM 3000	3 000	580	475	28	580	475	28	25	172
PM 3500	3 500	610	515	28	610	515	31	28	183
PM 4000	4 000	645	550	28	645	550	31	31	187
PM 4500	4 500	670	585	28	670	585	35	31	194
PM 5000	5 000	740	615	35	740	615	35	35	212
PM 6000	6 000	785	675	35	785	675	38	38	225
PM 7000	7 000	835	725	35	835	725	41	41	241
PM 8000	8 000	875	775	35	875	775	44	41	254
PM 9000	9 000	915	825	35	915	825	47	47	268
PM 10000	10 000	965	870	34	965	870	50	47	275
PM 15000	15 000	1 185	1 060	41	1 185	1 060	60	57	329
PM 20000	20 000	1 305	1 225	47	1 305	1 225	69	66	376

Annexe c.3 : Fiche technique d'appareil d'appui type PMCG10 000

APPUIS UNIDIRECTIONNELS À GUIDAGE CENTRAL PMCG

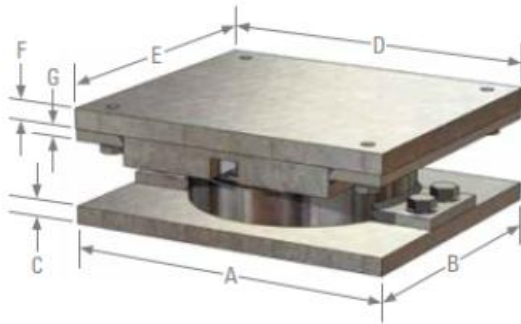


Figure 8



Figure 9

Modèle n°	Capacité de charge (ÉLUT)		Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de glissement				Hautour totale
	Verticale maximale	Transversale	A	B	C	D	E	F	G	
	kN	kN	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
PMCG 500	500	50	315	215	22	315	270	22	38	146
PMCG 750	750	75	350	250	22	350	300	22	38	152
PMCG 1000	1 000	100	385	285	22	385	320	22	44	163
PMCG 1250	1 250	125	420	320	22	420	340	22	44	172
PMCG 1500	1 500	150	440	340	22	440	360	22	47	175
PMCG 1750	1 750	175	465	365	22	465	385	22	47	176
PMCG 2000	2 000	200	505	390	25	505	400	25	47	184
PMCG 2500	2 500	250	570	435	28	570	435	28	50	204
PMCG 3000	3 000	300	610	475	28	610	475	28	56	222
PMCG 3500	3 500	350	645	515	28	645	515	28	56	229
PMCG 4000	4 000	400	675	550	28	675	550	28	63	237
PMCG 4500	4 500	450	705	585	28	705	585	28	63	247
PMCG 5000	5 000	500	775	615	35	775	615	35	63	268
PMCG 6000	6 000	550	825	675	35	825	675	35	66	281
PMCG 7000	7 000	600	880	725	35	880	725	35	66	291
PMCG 8000	8 000	650	920	775	35	920	775	35	66	297
PMCG 9000	9 000	700	960	825	35	960	825	35	66	306
PMCG 10000	10 000	750	1 010	870	35	1 010	870	35	69	319
PMCG 15000	15 000	1 000	1 235	1 060	41	1 235	1 060	41	75	366
PMCG 20000	20 000	1 250	1 365	1 225	41	1 365	1 225	41	81	405

Annexe c.4 : Fiche technique d'appareil d'appui type PMCG15 000

APPUI UNIDIRECTIONNELS À GUIDAGE
CENTRAL PMCG

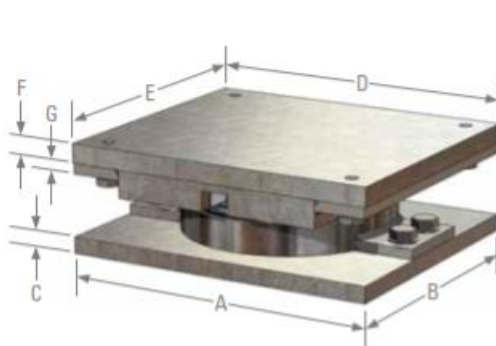


Figure 8



Figure 9

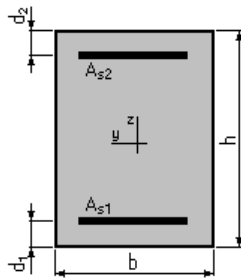
Modèle n°	Capacité de charge (ÉLUT)		Plaque de base			Plaque supérieure et plaque de glissement				Hauteur totale
	Verticale maximale kN	Transversale kN	A mm	B mm	C mm	D mm	E mm	F mm	G mm	
PMCG 500	500	50	315	215	22	315	270	22	38	146
PMCG 750	750	75	350	250	22	350	300	22	38	152
PMCG 1000	1 000	100	385	285	22	385	320	22	44	163
PMCG 1250	1 250	125	420	320	22	420	340	22	44	172
PMCG 1500	1 500	150	440	340	22	440	360	22	47	175
PMCG 1750	1 750	175	465	365	22	465	385	22	47	176
PMCG 2000	2 000	200	505	390	25	505	400	25	47	184
PMCG 2500	2 500	250	570	435	28	570	435	28	50	204
PMCG 3000	3 000	300	610	475	28	610	475	28	56	222
PMCG 3500	3 500	350	645	515	28	645	515	28	56	229
PMCG 4000	4 000	400	675	550	28	675	550	28	63	237
PMCG 4500	4 500	450	705	585	28	705	585	28	63	247
PMCG 5000	5 000	500	775	615	35	775	615	35	63	268
PMCG 6000	6 000	550	825	675	35	825	675	35	66	281
PMCG 7000	7 000	600	880	725	35	880	725	35	66	291
PMCG 8000	8 000	650	920	775	35	920	775	35	66	297
PMCG 9000	9 000	700	960	825	35	960	825	35	66	306
PMCG 10000	10 000	750	1 010	870	35	1 010	870	35	69	319
PMCG 15000	15 000	1 000	1 235	1 060	41	1 235	1 060	41	75	366
PMCG 20000	20 000	1 250	1 365	1 225	41	1 365	1 225	41	81	405

ANNEXE D : FERRAILLAGE DES ELEMENTS :

Calcul de Section en Flexion Simple Ferrailage VSP S2 hourdis supérieure

1. Hypothèses:Béton : $f_{c28} = 40,0$ (MPa)Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	110,40	0,00
Etat Limite de Service	93,66	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 11,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 11,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 102,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 0,28 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\max} = 2,28 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 110,40$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,80 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,8$ (cm)Bras de levier: $Z = 39,9$ (cm)Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,72$ (‰)Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)Cas ELS $M_{\max} = 93,66$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Annexes D

Coefficient de sécurité: 1,11
Position de l'axe neutre: $y = 10,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 37,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,7$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 30,6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 241,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Composée Ferrailage VSP A1

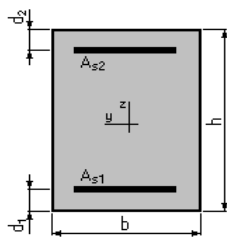
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 90,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-270,30	-28,35
2.	ELS	-220,60	-12,85

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 3,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 24,1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 24,1$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 215,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,33$ (%)		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,39$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = -270,30$ (kN) $M = -28,35$ (kN*m)

Annexes D

Coefficient de sécurité: 1,70 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = -1,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 86,0$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = -220,60 (kN)** **M = -12,85 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = -18,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 86,0$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 4,4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 241,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple VSP I hourdis inférieure

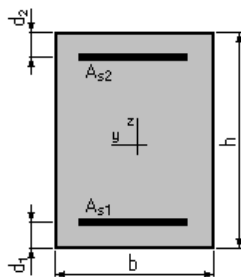
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 40,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 90,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	304,70	0,00
Etat Limite de Service	301,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 24,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 24,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 215,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,28 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,39 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 304,70 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,88 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5,8 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 83,7 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,72 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 301,90 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,51
 Position de l'axe neutre: $y = 21,6 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 78,8 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,1 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 24,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 26,7 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 241,0 \text{ (MPa)}$

Calcul ferrailage de Section pieux en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

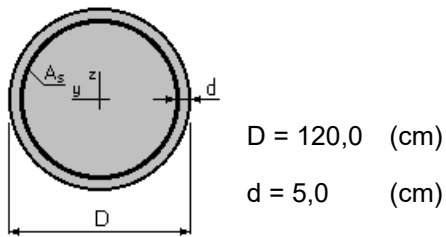
Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

Annexes D



3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	9692,12	-549,52	-41,43
2.	ELU	-1075,97	242,49	55,57
3.	ELU	9653,95	-1533,61	-61,54
4.	ELU	-9,87	778,95	37,89
5.	ELU	9031,41	-1521,80	-435,21
6.	ELU	-961,85	270,12	536,60
7.	ELS	9110,22	-457,98	-15,89
8.	ELS	-1015,10	741,24	352,12
9.	ELS	8903,93	-1396,17	-278,24
10.	ELS	-900,84	759,13	71,78
11.	ELS	8496,23	-1392,96	-390,23
12.	ELS	-874,66	272,14	486,29
13.	ELA	7674,35	50,56	-10,31
14.	ELA	-1714,92	476,59	37,00
15.	ELA	5810,77	-877,91	-246,62
16.	ELA	143,43	903,49	24,20
17.	ELA	7095,40	903,49	-352,94
18.	ELA	21,88	887,23	330,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 172,9 \text{ (cm}^2\text{)}$

Annexes D

Section minimum $A_{s\min} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s\max} = 565,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,53 \text{ (\%)}$

minimum $\rho_{\min} = 0,50 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **$N = 9692,12 \text{ (kN)}$** **$M_y = -549,52 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = -41,43 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 2,32 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 135,8 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 57,5 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,21 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELU **$N = -1075,97 \text{ (kN)}$** **$M_y = 242,49 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = 55,57 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 4,79 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 9,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 110,4 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,86 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 76,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELU **$N = 9653,95 \text{ (kN)}$** **$M_y = -1533,61 \text{ (kN*m)}$** **$M_z = -61,54 \text{ (kN*m)}$**

Coefficient de sécurité: 1,88 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 107,5 \text{ (cm)}$

Annexes D

Bras de levier: $Z = 67,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,24$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 48,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELU **$N = -9,87$ (kN)** **$M_y = 778,95$ (kN*m)** **$M_z = 37,89$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,31 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 31,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 100,1$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 9,42$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELU **$N = 9031,41$ (kN)** **$M_y = -1521,80$ (kN*m)** **$M_z = -435,21$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,94 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 104,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 68,3$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,36$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 72,9$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELU **$N = -961,85$ (kN)** **$M_y = 270,12$ (kN*m)** **$M_z = 536,60$ (kN*m)**

Annexes D

Coefficient de sécurité: 3,43 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 18,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 106,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,86$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 272,2$ (MPa)

Cas N° 7: Type ELS $N = 9110,22$ (kN) $M_y = -457,98$ (kN*m) $M_z = -15,89$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,10

Position de l'axe neutre: $y = 260,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 59,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 125,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 215,6$ (MPa)

Cas N° 8: Type ELS $N = -1015,10$ (kN) $M_y = 741,24$ (kN*m) $M_z = 352,12$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 27,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 103,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 215,6$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 56,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

Annexes D

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 215,6 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 9: Type ELS N = 8903,93 (kN) M_y = -1396,17 (kN*m) M_z = -278,24 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,43

Position de l'axe neutre: y = 123,2 (cm)

Bras de levier: Z = 68,9 (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 180,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 215,6 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 10: Type ELS N = -900,84 (kN) M_y = 759,13 (kN*m) M_z = 71,78 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,09

Position de l'axe neutre: y = 28,0 (cm)

Bras de levier: Z = 103,0 (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 18,0 (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 197,4 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma_s' = 52,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 215,6 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 11: Type ELS N = 8496,23 (kN) M_y = -1392,96 (kN*m) M_z = -390,23 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,46

Position de l'axe neutre: y = 119,2 (cm)

Bras de levier: Z = 70,1 (cm)

Annexes D

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 12,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 177,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 215,6 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 12: Type ELS $N = -874,66$ (kN) $M_y = 272,14$ (kN*m) $M_z = 486,29$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,36

Position de l'axe neutre: $y = 24,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 104,4$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 158,7$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 34,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 215,6 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 13: Type ELA $N = 7674,35$ (kN) $M_y = 50,56$ (kN*m) $M_z = -10,31$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,94 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 564,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 54,8$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,20$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 436,0$ (MPa)

Cas N° 14: Type ELA $N = -1714,92$ (kN) $M_y = 476,59$ (kN*m) $M_z = 37,00$ (kN*m)

Annexes D

Coefficient de sécurité: 3,23 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 110,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,96$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 98,8$ (MPa)

Cas N° 15: Type ELA $N = 5810,77$ (kN) $M_y = -877,91$ (kN*m) $M_z = -246,62$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,92 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 107,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 67,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,24$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 48,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Cas N° 16: Type ELA $N = 143,43$ (kN) $M_y = 903,49$ (kN*m) $M_z = 24,20$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,55 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 32,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 99,4$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 8,90$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Cas N° 17: Type ELA $N = 7095,40 \text{ (kN)}$ $M_y = 903,49 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -352,94 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 3,36 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 112,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 65,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,08 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 16,2 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 500,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 18: Type ELA $N = 21,88 \text{ (kN)}$ $M_y = 887,23 \text{ (kN*m)}$ $M_z = 330,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 4,16 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 30,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 100,4 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (‰)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 9,74 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\sigma'_s = 500,0 \text{ (MPa)}$

Calcul de Section pieux à l'effort Tranchant (zone critique)

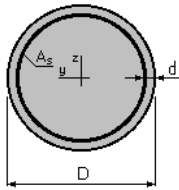
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone critique

2. Section :



$D = 120,0$ (cm)

$d = 7,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1026,03	921,98
2.	ELU	604,50	6918,95
3.	ELA	774,50	7133,58
4.	ELA	630,53	1680,01

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 4,0$ (cm²)

Cadres: $2 \varnothing 16$

Espacement : $S_t = 10,1$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 15,0$ (cm)

Calcul de Section pieux à l'effort Tranchant (zone courant)

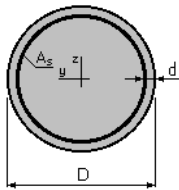
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Calcul en poteau dans la zone courante

2. Section :



$D = 120,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	1026,03	921,98
2.	ELU	604,50	6918,95
3.	ELA	774,50	7133,58
4.	ELA	630,53	1680,01

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 1,0$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 3,0$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 2,0$ (cm²)

Cadres: $1 \varnothing 16$

Espacement : $S_t = 11,5$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 30,0$ (cm)

Calcul ferrailage de Section en Flexion Simple de la semelle nape inférieure sous M_{yy}

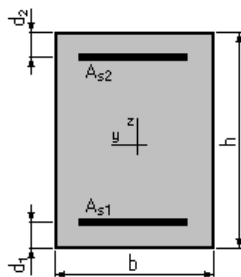
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 1680,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 350,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	7736,66	0,00
Etat Limite de Service	6943,39	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	5152,59	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 1613,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 1613,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 14406,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,28 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\max} = 2,45 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 7736,66$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	29,99	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 30,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 330,7$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,98$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = 6943,39$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 15,75

Position de l'axe neutre: $y = 86,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 314,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 2,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\ lim} = 215,6$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 5152,59$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 52,01 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 27,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 332,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,86$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Calcul ferrailage de Section en Flexion Simple de la semelle nape inférieure sous Mxx

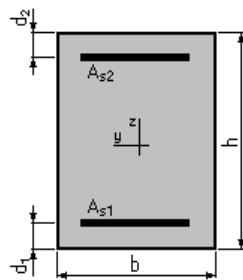
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 1680,0$ (cm)

$h = 350,0$ (cm)

$d_1 = 7,0$ (cm)

$d_2 = 7,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	11142,37	0,00
Etat Limite de Service	10364,07	-0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	6540,30	-0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 576,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 576,2 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,10 \text{ (\%)}\text{}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}\text{}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 11142,37 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 7,61 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 11,0 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 338,6 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,33 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 10364,07 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 4,52
 Position de l'axe neutre: $y = 54,5 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 324,8 \text{ (cm)}$
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,3 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 4,1 \text{ (MPa)}$
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\text{max}} = 6540,30 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 14,94 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 9,7 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 339,1 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,29 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$

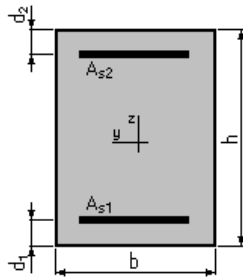
Calcul ferrailage de Section en Flexion Simple de la semelle nape supérieure sous M_{yy}

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$ **Acier:** $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$$b = 1680,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 350,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 7,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 7,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	7364,06
Etat Limite de Service	0,00	6539,54
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	5263,53

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 1613,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 1613,5 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \max} = 14406,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,28 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\max} = 2,45 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 7364,06 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 31,51 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 30,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 330,7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,98 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 6539,54 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 19,39

Position de l'axe neutre: $y = 86,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 314,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 2,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\max} = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 5263,53 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 50,91 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 27,1 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 332,2 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,86 \text{ (\%)}_0$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Calcul ferrailage de Section en Flexion Simple de la semelle nape supérieure sous M_{xx}

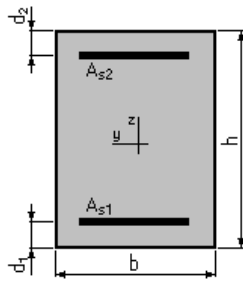
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 1680,0$ (cm)
 $h = 350,0$ (cm)
 $d_1 = 7,0$ (cm)
 $d_2 = 7,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	8748,13
Etat Limite de Service	0,00	8377,35
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	8621,16

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 1613,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 1613,5$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\ max} = 14406,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,28$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2,45$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 0,00$ (kN*m)	$M_{min} = 8748,13$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	26,52	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 30,7$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 330,7$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,98$ (‰)	

Annexes D

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 0,00$ (kN*m) $M_{\min} = 8377,35$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 15,14
Position de l'axe neutre: $y = 86,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 314,3$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 3,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 0,00$ (kN*m) $M_{\min} = 8621,16$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 31,09 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 27,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 332,2$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,86$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

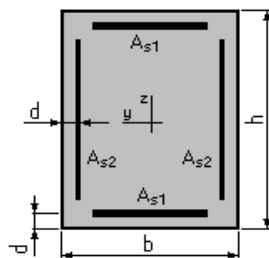
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 418,0$ (cm)

$h = 650,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	-60097,06	-51681,69	-14585,44
2.	ELU	-50105,26	-10000,73	-6979,15
3.	ELU	-44023,50	-55535,31	9990,41
4.	ELS	-56299,27	-41496,06	-9279,76
5.	ELS	-32359,13	10001,87	2639,38
6.	ELS	-46172,25	-60144,00	10003,22
7.	ELA	-50720,29	-15097,46	-12771,47
8.	ELA	-34440,98	311748,37	6258,81
9.	ELA	-34488,72	15002,74	31282,01

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 849,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 849,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 543,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \max} = 13585,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

théorique $\rho = 1,25 \text{ (}\%)$

minimum $\rho_{\min} = 0,10 \text{ (}\%)$

maximum $\rho_{\max} = 5,00 \text{ (}\%)$

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU $N = -60097,06 \text{ (kN)}$

$M_y = -51681,69 \text{ (kN*m)}$ $M_z = -14585,44 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,92 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 38,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 729,3 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,54 \text{ (}\%)$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (}\%)$

Annexes D

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 90,6$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = -50105,26 (kN)** **M_y = -10000,73 (kN*m)** **M_z = -6979,15 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,75 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = -29,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 0,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELU **N = -44023,50 (kN)** **M_y = -55535,31 (kN*m)** **M_z = 9990,41 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,39 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 44,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 695,7$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,66$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 114,6$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELS **N = -56299,27 (kN)** **M_y = -41496,06 (kN*m)** **M_z = -9279,76 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = -364,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 320,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,0$ (MPa)

Annexes D

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 248,9 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 5: Type ELS **N = -32359,13 (kN)** **M_y = 10001,87 (kN*m)** **M_z = 2639,38 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,15

Position de l'axe neutre: $y = -1340,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 320,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 116,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 6: Type ELS **N = -46172,25 (kN)** **M_y = -60144,00 (kN*m)** **M_z = 10003,22 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = -63,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 320,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 250,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 7: Type ELA **N = -50720,29 (kN)** **M_y = -15097,46 (kN*m)** **M_z = -12771,47 (kN*m)**

Annexes D

Coefficient de sécurité: 2,96 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = -8,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 0,0$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Cas N° 8: Type ELA $N = -34440,98$ (kN) $M_y = 311748,37$ (kN*m) $M_z = 6258,81$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,21 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 83,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 620,2$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,45$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 273,0$ (MPa)

Cas N° 9: Type ELA $N = -34488,72$ (kN) $M_y = 15002,74$ (kN*m) $M_z = 31282,01$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,38 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 28,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 490,6$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,60$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
comprimée: $\sigma_s' = 95,9$ (MPa)