

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية  
فرنسيس جاتسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
National School of Built and Ground Works Engineering  
Francis Jeanson

## Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de Base / Matériaux & Structures

## Thème

*Etude d'un viaduc sur  
L'extension de la 1<sup>ère</sup> ligne du Tramway reliant  
Zouaghi - Nouvelle ville Ali Mendjeli  
« CONSTANTINE »  
Du PK 8+933.865 au PK 8+992.463*

Présenté par :

M<sup>elle</sup> Manar GUECHI

M<sup>elle</sup> Hayet MOUSSAOUI

Encadré par :

Dr Mohamed AMIEUR

Promotion 2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## **Remerciements**

*Au travers de ces lignes, nous tenons à exprimer notre plus grande reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué à ce travail par leur présence, leur soutien ou leur aide.*

*En premier lieux, nous tenons à remercier **ALLAH** le tout puissant de nous avoir donné la foi et la force d'en arriver là.*

*Nous tenons à remercier conjointement notre encadreur Mr. **AMIEUR**, d'avoir dirigé notre modeste travail, pour sa grande disponibilité et l'autonomie qu'il nous a procurée. Son suivi et sa rigueur ont été d'une aide tout aussi précieuse que les échanges que nous avons eu.*

*Egalement, notre remerciement à toute la famille de l'**ENSTP** particulièrement aux professeurs et responsables de la bibliothèque.*

*Un grand merci s'adresse au Dr. **CHIKH** Benazouz, pour son aide, son encouragement et ses précieux conseils. Merci monsieur pour la confiance que vous nous avez apporté dans nos moments de doute.*

*Nous tenons ensuite à exprimer notre gratitude à toutes les personnes qui nous ont accueilli au sein du groupe **COSIDER**  
**TP**.*

*Une pensée sincère va enfin à nos familles pour leur soutien systématique. Sans oublier toute personne qui nous a épaulé dans l'aboutissement de ce travail.*

**Merci à tous.**

# DEDICATION

*I dedicate this modest work;*

*To my believer and my idol in this life "MY DEAR MOM" for her support, encourage, for their prayer throughout my studies and sacrifices just to see herself on me, all that gave me strength to reach and chase my dreams.*

*To my sisters SOUMEYA and RAMLA whom have always been a constant source of support and encouragement during the challenges of my whole life and making my needs became true.*

*To my brother TOUFIK whom I am grateful for having in my life, for his guidance, support and especially for his confidence on me.*

*To my sister in law SIHEM and brothers in law AMER and YAZID.*

*To my lovely little nieces ARIDJ, MAYAR and nephews WAEL, ALA EDINE whom making me forget myself and being a little child again.*

*To the one whom I shared a wonderful three years with all the moments of success and crisis my best friend, incredible room-mate and my partner of this work MOUSSAOUI Hayet whom I will never regret for knowing, living and of course gossiping with her "your friendship means a lot to me".*

*To all my friends especially SAFIA and CHAIMA*

*To the person who listens carefully to all my complaints, who believes and encourages me to go better and better RF, I say your position is not between lines and pages it's deeper.*

*To all who knows GUECHI Manar from near or from far.*

*A dedication for you the reader.*

**G.MANAR**

## DEDICATION

*There is nothing better than giving honor of my work and success to the people I love the most, so I dedicate this:*

*To the most important, two people in my entire life: My number one for me “sweet Mom”, and my king “Dad”. I became speechless when it comes to you. Thank you for every single moment I spent with you, thank you for making my dreams come true.*

*To whom I spent with my incredible childhood, they shared me the best and the worst, my two beautiful sisters Amel and Zineb. I would never forget your love and your support.*

*To all the MOUSSAOUI's and ZAIOUT's especially my grandparents.*

*To the treasure that I discovered in my last three scholar years, my best friend, my room-mate and my partner GUECHI Manar, my reflexed shadow in each step of this work. Thank you for being such a wonderful person in hard moments.*

*To “my everything”, for being in my life with all its ups and downs.*

*To my sweet friends: Lina, Chaima and Safia.*

*To all my professors.*

*To everyone reading this.*

**M. Hayet**



## ملخص

الغرض من هذا العمل هو دراسة وتصميم جسر سكة حديدية برواقين. طوله الإجمالي هو 58.60 م مقسم إلى قسمين متساويين 29.30 م وعرضه هو 12.20 م، يحده اثنان من الأرصفة. القاعدة لها شكل هيكل مغلق مع ارتفاع ثابت 1.50 م من الخرسانة مسبقة الإجهاد. البرنامج المستعمل للحساب هو RM BRIDGE V10. تم إجراء فحوصات مختلفة: منها فقد الإجهاد المسبق والالتواء وفقا للأنظمة المعمول بها. نحو النهاية أجريت دراسة الركيزة الوسطية وأساسها. **كلمات مفتاحية:** جسر سكة حديدية، الخرسانة، مسبقة الإجهاد، ركيزة وسطية، أسس.

## Résumé

Le but de ce travail est l'étude et la conception d'un pont rail comprenant deux voies de circulation d'une longueur totale de 58,60 m répartie en deux travées égales de 29,30 m et une largeur de 12,20 m, bordé de deux trottoirs.

Le tablier a une forme d'un caisson fermé à hauteur constante de 1,50 m en béton précontraint par post tension.

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RM BRIDGE V10. Différentes vérifications : pertes de la précontrainte et torsion, ont été faites conformément aux règlements en vigueur. Vers la fin une étude d'infrastructure a été réalisée.

**Mots clés :** pont rail, béton, la précontrainte, infrastructure.

## Abstract

The purpose of this work is the study and design of a rail bridge with two traffic lanes with a total length of 58.60 m divided into two equal spans of 29.30 m and a width of 12.20 m, bordered by two sidewalks.

The deck has the shape of a closed caisson at a constant height of 1.50 m in prestressed concrete.

The solicitations are calculated by the RM BRIDGE V10 software. Different checks: prestressing losses and torsion, were made in accordance with the regulations in force. Towards the end an infrastructure study was carried out.

**Keywords:** rail bridge, concrete, prestress, infrastructure

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE .....	1
<b>CHAPITRE I. PRESENTATION DU PROJET</b>	
I.1. INTRODUCTION .....	2
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	2
I.3. DONNEES FONCTIONNELLES .....	2
I.3.1. TRACE EN PLAN .....	2
I.3.2. PROFIL EN LONG .....	3
I.3.3. PROFIL EN TRAVERS .....	3
I.3.4. GABARIT .....	4
I.4. DONNEES NATURELLES .....	4
I.4.1. DONNEES GEOTECHNIQUES .....	4
I.4.2. DONNEES SISMIQUES .....	4
I.4.3. DONNEES CLIMATIQUES .....	5
I.4.3.1. Température.....	5
I.4.3.2. Vent .....	5
I.4.3.3. Neige.....	5
I.5. LE BETON .....	6
I.5.1. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION.....	6
I.5.2. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION.....	6
I.5.3. CONTRAINTE ADMISSIBLE A LA COMPRESSION .....	6
I.5.4. COEFFICIENT DE POISSON.....	6
I.5.5. MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE « E ».....	6
I.5.6. DEFORMATION UNITAIRE ULTIME EN COMPRESSION.....	7
I.6. ACIER .....	7
I.6.1. ACIER POUR ARMATURE PASSIVE.....	7

I.6.2. ACIER DE CONSTRUCTION .....	7
I.6.3. ACIER DE LA CHARPENTE .....	7
I.7. CONCLUSION .....	7

## **CHPITRE II. PRESENTATION DU PROJET**

II.1. CHARGES PERMANENTES .....	8
II.1.1. CHARGES VERTICALES ET HORIZONTALES .....	8
II.1.1.1. Charges verticales .....	8
II.1.1.2. Charges horizontales .....	8
II.1.2. CHARGES DE RETRAIT ET FLUAGE .....	8
II.1.2.1. Retrait .....	8
II.1.2.2. Fluage .....	9
II.1.3. CHARGES D'EXPLOITATION .....	9
II.1.3.1. Définition et types de tramway .....	9
II.1.3.2. charges verticales .....	10
II.1.3.3. Coefficient de majoration dynamique .....	11
II.1.3.3. Charges horizontales .....	11
II.1.4. SURCHARGES DE TROTTOIRS .....	12
II.1.5. VENT .....	12
II.1.5.1. Pression maximale du vent en service.....	12
II.1.5.2. Pression maximale en phase de réalisation .....	12
II.1.6 NEIGE.....	12
II.2. ACTIONS ACCIDENTELLES .....	13
II.2.1. ACTIONS PROVENANT DES CHOCS DES VÉHICULES ROUTIERS .	13
II.2.1.1. Chocs contre la structure portante.....	13
II.2.1.2. Chocs contre la superstructure .....	14
II.2.2. ACTIONS DUES AU DÉRAILLEMENT DU TRAMWAY.....	14
II.2.3. ACTIONS SISMIQUES .....	14

II.3. COMPOSANTES DE LA VOIE FERREE .....	14
II.3.1. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALE DE LA VOIE .....	14
II.3.2 LE RAIL.....	14
II.3.2.1. Définition .....	14
II.3.2.2. Type de rail.....	15
II.3.2.2. Système d'attache.....	15
II.3.2.3. Traverses .....	15
II.3.2.4. Dalle de calage .....	16
II.3.2.5. Couche de revêtement .....	16

## **CHAPITRE III. ETUDE DU TABLIER**

III.1. INTRODUCTION .....	17
III.2. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE .....	18
III.2.1. LOGICIEL DE CALCUL « RM BRIDGE ».....	18
III.2.2. MODÉLISATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX .....	19
III.2.2.1. L'axe .....	19
III.2.2.2. Section transversale .....	20
III.2.2.3. Pile .....	20
III.2.2.4. Modélisation globale.....	21
III.3. MODÉLISATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	21
III.3.1 POIDS PROPRE.....	22
III.3.2 SURCHARGE DU VENT .....	22
III.3.2.1. Vent latéral.....	22
III.3.2.2. Vent en dépression.....	23
III.3.3 TEMPERATURE UNIFORME.....	23
III.3.4 TEMPERATURE NON UNIFORME.....	24
III.4. METHODE DE CONSTRUCTION.....	24
III.4.1 CONSTRUCTION PAR CINTRE GÉNÉRALISÉ.....	25

III.4.1.1. PROCÉDÉ DE CONSTRUCTION .....	25
III.5. CALCUL DES CABLES PRÉCONTRAINTEES .....	26
III.5.1. CALCUL DE LA FORCE D'UNE FILE DE CABLE.....	28
III.5.2. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES .....	29
III.5.2.1. à mi- travée (A).....	29
III.8.2.2. Sur pile (B).....	29
III.6. DISPOSITION DES CABLES .....	29
III.6.1. ESPACEMENT HORIZONTAL ET VERTICAL.....	29
III.6.2. CALCUL DES VARIATIONS D'ANGLE DES CABLES.....	29
III.6.2.1. Au niveau d'ancrage .....	29
III.6.2.2. Au point d'inflexion.....	29
III.6.2.3. Sur pile .....	29
III.7. CALCUL DES PERTES DE TENSION .....	30
III.7.1. CALCUL DES PERTES INSTANTANEEES .....	30
III.7.1.1. Pertes par frottement .....	30
III.7.1.2. Pertes par recule d'ancrage .....	31
III.7.1.3. Par raccourcissement élastique du béton .....	31
III.7.2. CALCUL DES PERTES DIFFEREES.....	32
III.7.2.1. Pertes dues au retrait .....	32
III.7.2.2. Pertes dues au fluage.....	32
III.7.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers .....	32
III.7.3. LES PERTES INSTANTANEEES TOTALES .....	33
III.7.4. LES PERTES DIFFEREES TOTALES .....	33
III.8. GROUPES ET COMBINAISONS DE CHARGES.....	33
III.9. DIMENSIONNEMENT DE L'ARMATURE LONGITUDINALE A L'ELU..	34
III.9.1. CALCUL A MI-TRAVEE.....	34
III.9.1.1. Espacement horizontal et vertical des armatures .....	34

III.9.2. SUR PILE .....	34
III.10. DIMENSIONNEMENT DE L'ARMATURE TRANSVERSALE .....	35
III.11. VERIFICATIONS .....	35
III.11.1. VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTES A L'ELU.....	35
III.11.1.1. A mi- travée .....	35
III.11.1.2. Sur pile .....	35
III.11.2. BIELLES DE COMPRESSION .....	35

## **CHPITRE IV. ETUDE DE LA TORSION**

IV.1. INTRODUCTION .....	36
IV.2. TYPES DE TORSION .....	36
IV.2.1. TORSION UNIFORME .....	36
IV.2.2. TORSION NON UNIFORME .....	36
IV.3. CALCUL DES PARAMETRES DE TORSION.....	37
IV.3.1. CONSTANTE DE LA TORSION (J) .....	37
IV.3.2. CONTRAINTE DE CISAILLEMENT .....	38
IV.3.2.1. Section fermée .....	38
IV.3.2.2. Section ouverte (les ailes).....	38
IV.3.3. CENTRE DE TORSION .....	38
IV.3.3.1. Calcule du moment statique de chaque branche.....	39
IV.3.3.2. Calcul de flux de cisaillement.....	39
IV.3.3.3. Calcul des moments .....	40
IV.4. DIMENSIONNEMENT DE L'ARMATURE TRANSVERSALE.....	41

## **CHAPITRE V. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

V.1. INTRODUCTION .....	42
V.2. CHOIX DE LA PILE.....	42
V.3. FERRAILLAGE DE LA PILE .....	42
V.3.1. ARMATURE LONGITUDINALE.....	42

V.3.2. ARMATURE TRANSVERSALE .....	43
V.3.2.1 Calcul de l'armature minimal .....	44
V.4. FONDATION .....	44
V.4.1 CARACTERISTIQUES DES PIEUX .....	44
V.4.2 FERRAILLAGE DES PIEUX .....	46
V.4.2.1 ARMATURES LONGITUDINALES .....	46
V.4.2.2 ARMATURES TRANSVERSALES .....	48
V.4.3 SEMELLE SOUS PILE .....	48
V.4.3.1 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.....	50
V.4.3.1.1 Partie inférieure.....	50
V.4.3.1.2 Partie supérieure.....	52

## **CHAPITRE VI. ETUDE SISMIQUE**

VI.1. INTRODUCTION .....	54
VI.2. CARACTERISTIQUES SISMIQUES DE LA ZONE DE PROJET .....	54
VI.3. COMBINAISON DE L'ACTION SISMIQUE .....	55
VI.4. COMBINAISON SISMIQUE .....	56
VI.5. MASSE PARTICIPANTE.....	56
VI.4. CONCLUSION.....	58
CONCLUSION GENERALE.....	59

## **BIBLIOGRAPHIE**

## **ANNEXE**

Figure I.1. L'extension de la ligne 1 de tramway de Constantine. ....	2
Figure I.2. Tracé en plan. ....	2
Figure I.3. Profil en long. ....	3
Figure I.4. Profil en travers. ....	3
Figure I.5. Section de marnes dans le sondage SC-AM-0+075 (de 10 à 15 mètres) ....	4
Figure I.6. Caliche dans le sondage SC-AM-0+075, sous remblai artificiel. ....	4
Figure I.7. Carte de zonage sismique de l'Algérie. ....	5
Figure II.1. Schéma des charges dues au tramway CITADIC 402. ....	10
Figure II.2. Système Bt. ....	10
Figure II.3. Système Bc. ....	11
Figure II.4. Choc de véhicule sur pile. ....	13
Figure II.5. Choc de véhicule contre les éléments de tablier. ....	13
Figure II.6. Coefficient d'accélération de zone A ....	14
Figure II.7. Rail à gorge 55G2. ....	15
Figure II.8. Épaisseur de la dalle de calage. ....	16
Figure II.9. Épaisseur de la couche de revêtement. ....	16
Figure III.1. Tracé en plan. ....	17
Figure III.2. Schéma statique du pont. ....	17
Figure III.3. Coupe transversale (caisson BP). ....	18
Figure III.4. Logiciel RM Bridge V10. ....	18
Figure III.5. Vue en plan. ....	19
Figure III.6. Vue en élévation ....	20
Figure III.7. Section transversale. ....	20
Figure III.8. Section transversale en 3D. ....	20
Figure III.9. Pile avec deux fûts. ....	21
Figure III.10. Modélisation en 3D de la structure globale. ....	21
Figure III.11. Poids propre des rails. ....	22
Figure III.12. Vent latéral. ....	22
Figure III.13. Vent en dépression. ....	23
Figure III.14. La section transversale modélisée par RM bridge. ....	27
Figure III.15. Schéma statique de $M_g$ et $M_p$ . ....	28

Figure IV.1. Conditions aux limites de la liaison appuis-tablier. ....	36
Figure IV.2. Linge médiane de la section transversale. ....	37
Figure IV.3. Branches pour le calcul des moments statiques. ....	39
Figure IV.4. Diagrammes de flux de cisaillement. ....	40
Figure V.1. Section transversale de la pile modélisée par RM bridge.....	42
Figure V.2. Abaque de Walther pour le ferrailage de la pile.....	43
Figure V.3. Ferrailage de la pile. ....	44
Figure V.4. Disposition en plan des pieux. ....	45
Figure V.5. Modélisation des pieux. ....	46
Figure V.6. Abaque de Walther pour le ferrailage des pieux. ....	47
Figure V.7. Ferrailage d'un pieu.....	48
Figure V.8. Coupe transversale de la semelle.....	49
Figure V.9. Modélisation de la semelle. ....	49
Figure V.10. Vue en plan de la semelle. ....	50
Figure V.11. Vue en élévation de la semelle par RM BRIDGE. ....	50
Figure V.12. Schéma des paramètres de la méthode des bielles. ....	51
Figure V.13. Ferrailage de la semelle. ....	52
Figure VI.1. Spectre de réponse élastique- composante horizontale- 5% d'amortissement. ....	54
Figure VI.2. Spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement. ....	55

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des armatures passives.....	7
Tableau I.2. Caractéristiques des câbles précontraints.....	7
Tableau II.1. Charges pour «CITADIS 402».....	9
Tableau II.2. Valeurs de coefficient k .....	11
Tableau II.3. Caractéristiques géométriques du rail 55G2.....	15
Tableau III.1. Caractéristiques géométriques de la section transversale.....	27
Tableau III.2. Nombre de câbles précontraints. ....	28
Tableau III.3. Calcul des pertes par frottement. ....	31
Tableau III.4. Calcul des pertes par recul d’ancrage.....	31
Tableau III.5. Calcul des pertes dues à la relaxation des aciers. ....	33
Tableau IV.1. Valeurs des coefficients k1 et k2 .....	38
Tableau V.1. Les efforts M et N de chaque pieu.....	46
Tableau VI.1. Caractéristiques sismique.....	54
Tableau VI.2. Combinaison de l’action sismique. ....	55



***INTRODUCTION GENERALE***

## INTRODUCTION GENERALE.

Un pont est une structure spatiale dont la fonction est le franchissement d'un obstacle (vallée, court d'eau, autre voie de communication) par une voie de communication. Par conséquent, un pont doit être capable de transmettre aux fondations les actions qui le sollicitent. Pour assurer cette fonction, la structure porteuse d'un pont dépend de l'importance de l'obstacle à franchir et du type des actions mais peut être conçu de différentes façons selon le type du pont. [1] Pour distinguer les classes des ponts, il existe plusieurs critères qui répondent aux besoins de l'ingénieur dans son conception car chacune des hypothèses de dimensionnement, modèles de charges, modèles de calcul et les situations de risques sont fonction du type d'ouvrage. Parmi ces critères, on note : l'utilisation, géométrie, système porteur, et la section transversale.

De fait que le choix de type d'ouvrage est lié à plusieurs contraintes, c'est dans ce cas que les ingénieurs et les spécialistes en ouvrages d'art ont appliqué leurs connaissances dans chaque phase d'étude et l'exécution pour aboutir aux solutions les plus avantageuses. L'intérêt le plus évident pour un ingénieur est la recherche esthétique et l'intégration d'ouvrage dans le site et les portées possibles entre deux appuis. On a opté que notre PFE sera mené à la conception et l'étude d'un pont courbe avec deux travées de longueur égales.

Vue le développement du moyen de transport en Algérie, et en particulier la renaissance du tramway comme un mode de transport urbain et écologique ; nous avons choisi un ouvrage destiné à ce mode. L'ouvrage en question est construit sur l'extension de la 1<sup>ère</sup> ligne du tramway de Constantine « Zouaghi-Ali Mendjeli ».

Notre modeste travail, consiste à l'étude et la conception d'un pont rail réalisé par la société COSIDER TP.

Un plan de travail est arrêté comme suit :

- Présentation du projet et les différentes contraintes à respecter ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés dans les parties qui suivent ;
- Les principaux aspects de la conception des ponts rails, choix du système statique et de la section transversale avec le prédimensionnement des différents éléments constituant des variantes proposées et vers la fin, le choix d'une variante pour une étude détaillée ;
- Définition des charges à considérer pour le dimensionnement, avec une modélisation par phases à l'aide du logiciel « **RM BRIDGE V.10** »
- Les particularités des vérifications pour l'aptitude au service (ELS) et à la rupture (ELU), avec une étude de l'infrastructure.
- Une conclusion générale achèvera notre mémoire pour mettre en avant les principaux points retenus durant ce travail.



***CHAPITRE I. PRESENTATION DU  
PROJET***

## I.1. INTRODUCTION

Le viaduc de sortie de Zouaghi but de l'étude s'inscrit dans le projet de l'extension de la 1<sup>ère</sup> ligne de tramway de Constantine « Zouaghi-Ali Mendjeli ». Cette extension s'étend sur une longueur de 10.332 Km, avec 12 stations voyageurs dans son parcours.

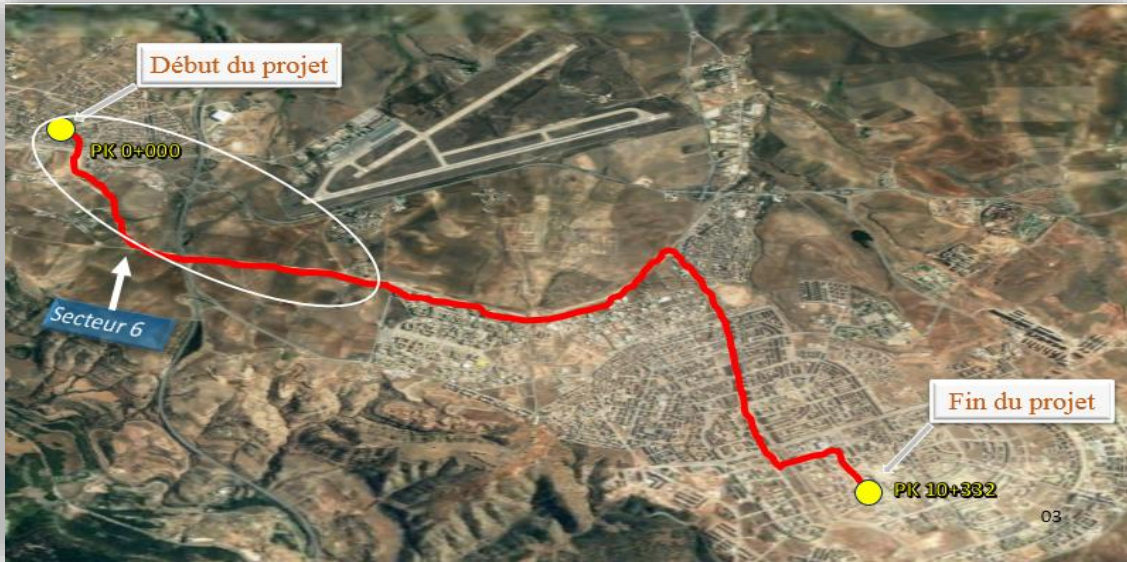


Figure I.1. L'extension de la ligne 1 de tramway de Constantine.

## I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre projet consiste à faire une conception et une étude du viaduc sortie Zouaghi situé entre le PK 8+933.865 et le PK 8+992.463 sur une longueur de 58.6 m dans la zone dénommée « secteur 6 » présentée dans la figure I.1.

## I.3. DONNEES FONCTIONNELLES

Les données fonctionnelles d'une ligne de tramway constituent l'ensemble des caractéristiques de son tracé et ses variations en plan et en élévation permettant au pont d'assurer ses fonctions de franchissement.

### I.3.1. TRACE EN PLAN

Le viaduc présente dans son tracé en plan une courbe de rayon de 100 m.

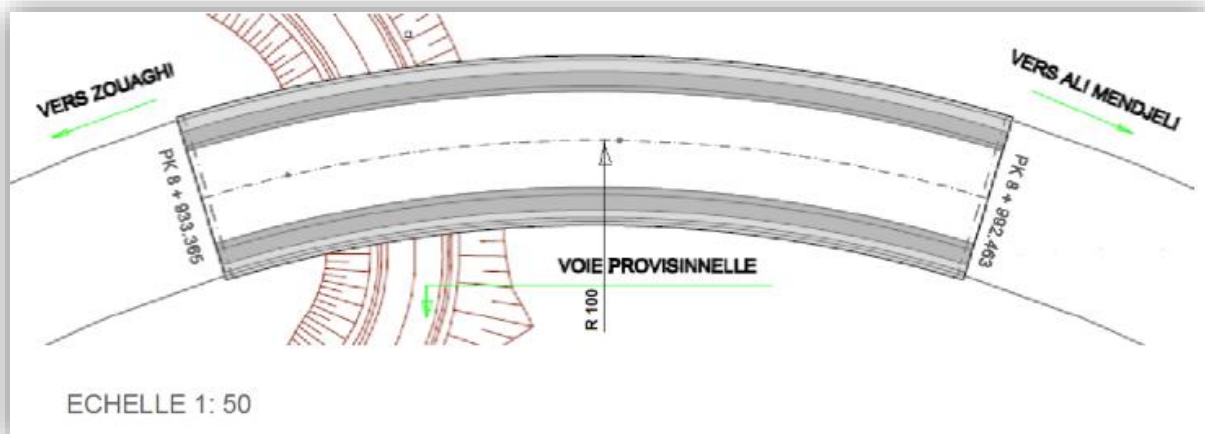


Figure I.2. Tracé en plan.

### I.3.2. PROFIL EN LONG

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant, en élévation, le tracé en plan.

La vue en élévation du viaduc se trouve dans une courbe de point haute avec une pente de 2.5%

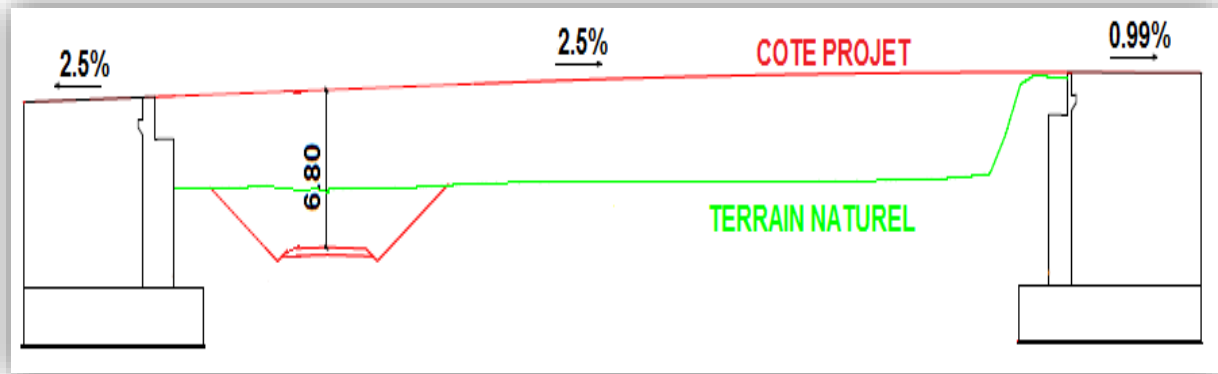


Figure I.3. Profil en long.

### I.3.3. PROFIL EN TRAVERS

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

L'ouvrage comporte une plate-forme de 2 voies de circulation avec une largeur totale de 12.2 m se décomposant en :

- Plate-forme 8.20 m ;
- Deux voies espacées de 3.9 m ;
- Deux rails espacés de 1.435 m ;
- Deux trottoirs de 2.00 m chacun ;
- Pente transversale en toit : 1%.

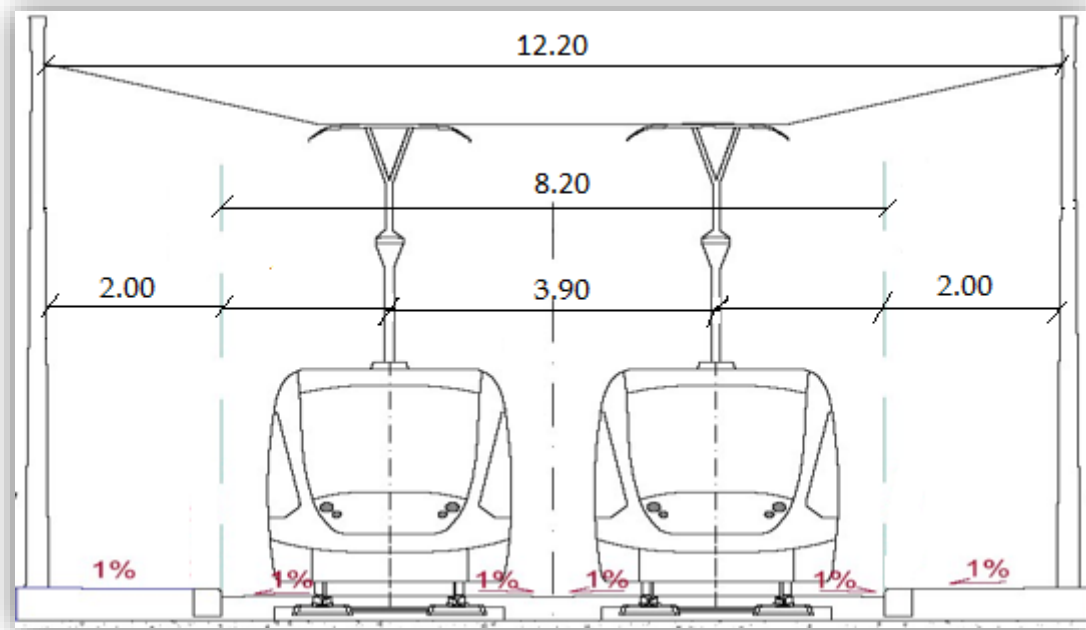


Figure I.4. Profil en travers.

### I.3.4. GABARIT

Le gabarit dépend de l'obstacle à franchir (une voie routière, chemin de fer, canal, oued...etc.). Ce projet a comme gabarit de 4.8 m (zones urbaines).

## I.4. DONNEES NATURELLES

### I.4.1. DONNEES GEOTECHNIQUES

Pour l'étude de ce viaduc, on dispose d'un sondage rotatif et d'un autre pressiométrique (réalisés pour l'APD), ainsi que de deux autres paires de sondages rotatifs associés à sondages pressiométrique (voir ANNEXE 1).

La lithologie dominante reconnue par les sondages est la suivante :

- marnes (UG-II).
- conglomérats (UG-III).
- remblais anthropiques (UG-0a), d'une épaisseur maximum de 2 m.
- argiles tufacées ou caliche (UG-Ia), présentes à une profondeur maximum de 5 m



Figure I.5. Section de marnes dans le sondage SC-AM-0+075 (de 10 à 15 mètres).



Figure I.6. Caliche dans le sondage SC-AM-0+075, sous remblai artificiel.

### I.4.2. DONNEES SISMQUES

D'après la carte sismique de l'Algérie montrée ci-dessous, le territoire algérien est divisé en cinq zones de sismicité croissante. Le projet situé à Constantine se trouve en zone **IIa**, ce qui correspond à une sismicité moyenne.

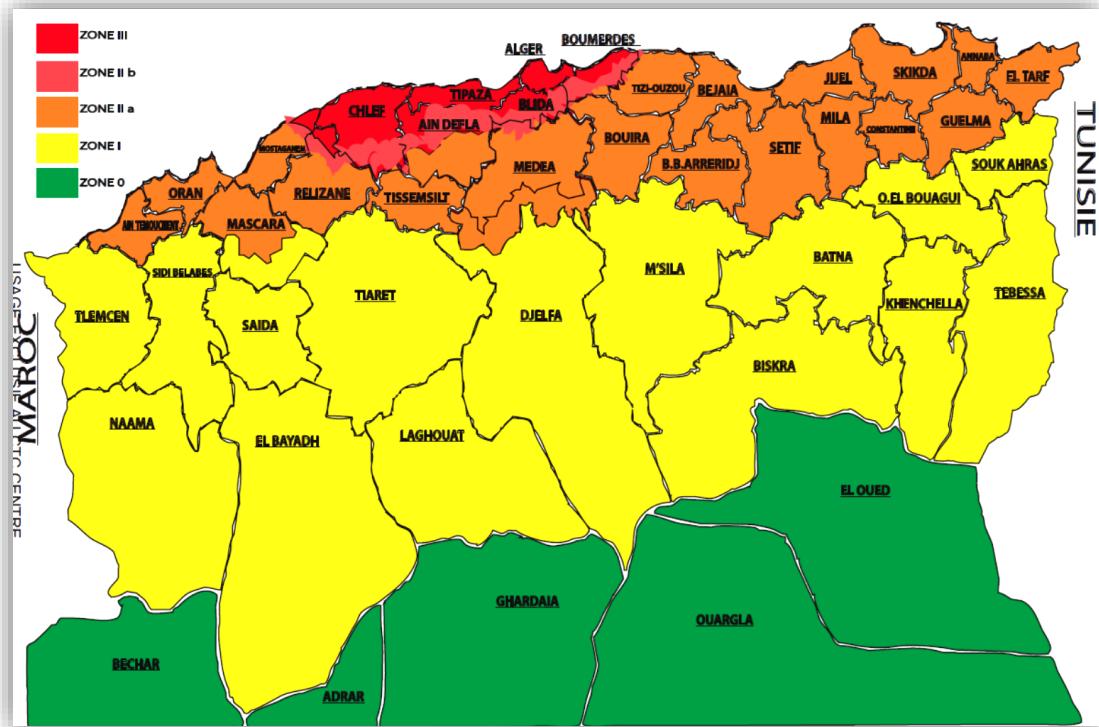


Figure I.7. Carte de zonage sismique de l'Algérie

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Selon le cahier de charge, ce viaduc est considéré comme un ouvrage important, correspondant au groupe 2.

D'après cette information, le coefficient d'accélération de zone, qui est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont est :  $A = 0,20g$ .

### I.4.3. DONNEES CLIMATIQUES

#### I.4.3.1. Température

Constantine correspond à une zone B d'après la carte de zonage climatique de l'Algérie. A défaut de justifications plus précises on adopte, pour les constructions situées à l'air libre la variation uniforme de température de  $10^{\circ}\text{C}$  [2].

#### I.4.3.2. Vent

Pour l'obtention de la zone du vent, on a recours à la notion de vitesse de référence du vent. Selon la carte de zonage, la wilaya de Constantine située dans la zone I avec une vitesse de référence [2]

$$V_{\text{réf}} = 25 \text{ m/s.}$$

#### I.4.3.3. Neige

La région de Constantine se trouve en zone A. Le site se situe à une altitude  $H = +575 \text{ m}$  [2].

Avant de commencer toute modélisation d'une structure, il est nécessaire de définir les caractéristiques des matériaux. Car leurs définitions permettent de faire un pré dimensionnement et ainsi le vérifier.

En matière de génie civil (acier, béton,...), le choix des matériaux a une importance primordiale, lors de la conception et le calcul d'un pont, on donne ici les caractéristiques des différents matériaux qui ont été utilisés :

## I.5. LE BETON

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j «  $f_{c28}$  » [3].

### I.5.1. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA COMPRESSION

- ✓ Béton de classe C30/37 pour les éléments coulé sur place  $f_{c28}$  30 MPa.
- ✓ Béton de classe C35/45 pour les éléments préfabriqués  $f_{c28}$  = 35 MPa.

Pour notre projet on prend un béton de classe C35/45 pour la fabrication du tablier et un béton de classe C30/37 pour la réalisation de la pile.

### I.5.2. RESISTANCE CARACTERISTIQUE A LA TRACTION

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{c,j} \text{ (MPa)}$$

Donc on aura :

- ✓ Béton pour des éléments coulé sur place  $f_{t28}$  = 2.40 MPa.
- ✓ Béton pour des éléments préfabriqués précontraints  $f_{t28}$  = 2.70 MPa.

### I.5.3. CONTRAINTE ADMISSIBLE A LA COMPRESSION

- ✓ Etat limite ultime "ELU" :

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b \text{ (MPa)}$$

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à 28 jours.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

$\theta$  : est fixé à **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à **0.9** lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à **0.85** lorsqu'elle est inférieure à 1h.

Avec :  $\gamma_b = 1.5$  Combinaisons fondamentales.

$\gamma_b = 1.15$  Combinaisons accidentelles.

- ✓ Etat limite de service "ELS" :

$$\sigma_{bc} = 0,6.f_{c28} \text{ (MPa)}$$

### I.5.4. COEFFICIENT DE POISSON

Le coefficient de poisson  $\nu$  représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation de dimension longitudinale. Le coefficient  $\nu$  du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Dans le cas où le béton est fissuré,  $\nu$  devient nul.

Le coefficient de poisson est pris égal à :  $\nu = 0.20$ .

### I.5.5. MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE « E »

- ✓ Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures) :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

✓ Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{ij} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

### I.5.6. DEFORMATION UNITAIRE ULTIME EN COMPRESSION.

$$\epsilon_{bu} = 3.5 \%$$

## I.6. ACIER

### I.6.1. ACIER POUR ARMATURE PASSIVE

Les aciers pour armature passive considérés pour le projet ainsi que leurs propriétés mécaniques et coefficients partiels de sécurité sont indiqués dans la table ci-dessous :

**Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des armatures passives.**

	$f_{yk}$ (Mpa)	$E_y$ (Mpa)	$\gamma$	
			Accidentelle	fondamentale
<b>B500B</b>	500	210000	1,15	1,00

### I.6.2. ACIER DE CONSTRUCTION

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone. Alors on utilise des câbles **T15** FREYSSINET, avec les caractéristiques mécaniques montrés dans le tableau suivant [4] :

**Tableau I.2. Caractéristiques des câbles précontraints.**

	$f_{peg}$ (Mpa)	$f_{prg}$ (Mpa)	Poids (kg/m)	Section (mm <sup>2</sup> )
<b>T 15</b>	1660	1860	1,178	140

Avec :  $f_{peg}$  : limite élastique.  
 $f_{prg}$  : limite de rupture.

### I.6.3. ACIER DE LA CHARPENTE

Pour l'acier des ossatures métalliques (poutres, entretoises et caissons), ils sont classés en trois catégories :

- ✓ Aciers normaux :  $\sigma_e \leq 300\text{Mpa}$ .
- ✓ Aciers à haute limite élastique :  $300\text{Mpa} < \sigma_e \leq 400\text{Mpa}$ .
- ✓ Aciers à très haute limite élastique :  $\sigma_e \geq 400\text{Mpa}$ .

## I.7. CONCLUSION

L'ensemble des données citées dans ce chapitre nous permettra de faire la conception de notre ouvrage, et le choix de type de matériaux à utiliser dans la construction de la variante à étudier qui sera présentée dans les prochains chapitres.



***CHAPITRE II. CHARGES ET SURGARGES***

Pour le dimensionnement des ouvrages d'art, on considère les types de charges suivantes :

## II.1. CHARGES PERMANENTES

Les Charges Permanentes sont dues aux poids des matériaux constituant la structure des éléments permanents incorporés dans la structure.

### II.1.1. CHARGES VERTICALES ET HORIZONTALES

#### II.1.1.1. Charges verticales

Ils sont exprimées en KN/m. leur intensités seront déterminées en multipliant les sections considérées des éléments constitutifs par les poids spécifiques relatifs suivants :

- Béton de propreté 22.5 KN/m<sup>3</sup>
- Béton non armé 24.0 KN / m<sup>3</sup>
- Béton armé 25.0 KN / m<sup>3</sup>
- Acier 78.5 KN / m<sup>3</sup>
- Remblai de sol compact 20.0 KN / m<sup>3</sup>

L'ouvrage comprend aussi des éléments non structuraux tels que :

- Garde-corps :  $1.50 \times 2 = 3.0$  KN/m. (selon RCPR)
- Les corniches :  $4.0 \times 2 = 8.0$  KN/m.
- Remplissage sous rail : 25.0 KN/m<sup>3</sup>.
- Poids linéique de l'armement de la voie est égal à 1.50 KN/ml/voie.
- Poids propre des câbles de signalisation.
- Poids propre de ligne de contact et poteau lac : 5 KN/m.

#### II.1.1.2. Charges horizontales

Il s'agit de la poussée statique des terres appliquée sur les parois des culées ou des murs de soutènements présentée par l'équation ci-après :

$$P = \frac{1}{2} \times k \times \gamma \times h^2$$

Avec  $\gamma$  : poids volumique des terres.

$h$  : hauteur de la paroi

$k$  : coefficient de poussée des terres

Les coefficients de poussée considérés pour les remblais sont :

- Poussée active :  $K_a = \text{tg}^2 (45 - \varphi/2)$
- Poussée au repos :  $K_0 = 1 - \sin\varphi$
- Poussée passive :  $K_p = \text{tg}^2 (45 + \varphi/2)$

### II.1.2. CHARGES DE RETRAIT ET FLUAGE

#### II.1.2.1. Retrait

Le retrait peut se définir comme une diminution du volume du béton au cours de son durcissement par séchage, qui résulte de l'évaporation de la partie d'eau qui n'a pas servie à l'hydratation du ciment. Il est donné par la formule suivante :

$$\Delta r = - \varepsilon_r \cdot L$$

Avec :  $\varepsilon_r$  : coefficient du retrait pris égale à 2.5 e-4 pour un climat sec et froid.

$L$  : longueur de l'ouvrage.

### **II.1.2.2. Fluage**

Le fluage correspond à un raccourcissement différé du béton sous contrainte de compression, chaque fibre de la section subit une déformation qui évolue avec le temps. Il est donné par ma formule suivante :

$$\Delta f = - \varepsilon_{fl} \cdot L$$

Avec :  $\varepsilon_{fl}$  : coefficient du retrait pris égale à  $3.2 \times 10^{-4}$  pour un climat sec et froid.

L : longueur de l'ouvrage.

### **II.1.3. CHARGES D'EXPLOITATION**

#### **II.1.3.1. Définition et types de tramway**

Le tramway est une invention américaine dont la première ligne était ouverte en 1832 entre New York et Harlem, le mot tramway signifie « voie à rails plats ». Il présente un mode de transport ferroviaire urbain qu'autorise une mixité de circulation avec le trafic automobile.

Selon la norme «Instruction technique pour le système tramway-Prescriptions pour le calcul des structures» du 17/07/2003, on définit plusieurs modèles de tramway :

- tramway type TFS.
- tramway type CITADIS 302.
- tramway type CITADIS 402.
- tramway type ALSTOM (il rassemble dans la plupart de ses caractéristiques au celui de CITADIS 402, sauf que sa masse totale est plus petite)

Dans ce projet d'extension, le type de tramway utilisé est celui de la première ligne qui est CITADIS 402 ayant les caractéristiques présentées dans le tableau (II.1). (**Voir ANNEXE 2**).

**Tableau II.1. Charges pour «CITADIS 402».**

Masse totale ( <b>8 pers / m<sup>2</sup></b> )	91.64t
Masse portée par chacun des essieux porteurs (M1)	11,028t
Masse portée par chacun des essieux porteurs (NM)	12,256t
Masse portée par chacun des essieux porteurs (M2)	10.598t
Masse portée par chacun des essieux moteurs (NP)	11.314t
Longueur d'encombrement	43.30m
Largeur d'encombrement	2.65m
Hauteur	3.37m
Distance entre deux bogies	11.143m
Distance entre deux essieux d'un même bogie	1.60m
Diamètre d'essieu	Φ610
Accélération longitudinale	1.2 max (m/s <sup>2</sup> )
Freinage longitudinal d'urgence	4 max (m/s <sup>2</sup> )
Freinage longitudinal normal	1.5 max (m/s <sup>3</sup> )
Accélération transversal	2.00 (m/s <sup>2</sup> )

II.1.3.2. charges verticales

On considère le train de charges du tramway en plus de la surcharge.

✓ Hypothèse 1 : Deux situations sont données : lorsque sur le pont on dispose d'une seule rame ou deux rames du tramway plus la surcharge piétonne, et lorsque deux rames du tramway en sens opposés circulent.

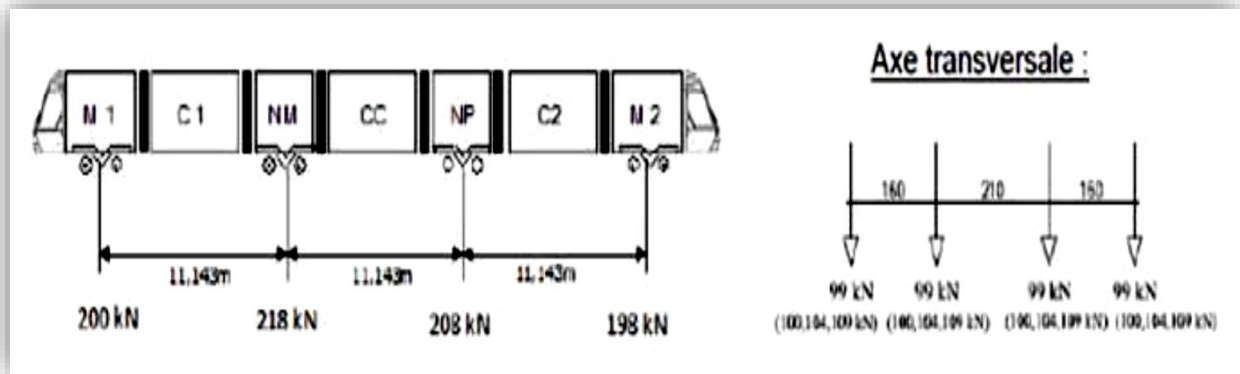


Figure II.1. Schéma des charges dues au tramway CITADIC 402.

Les charges ponctuelles de tramway additionnées sont égales à 824 kN en quatre bogies et tel que représenté sur le schéma ci-dessus. Transversalement chaque bogie représente un total de deux charges ponctuelles séparées entre elles de 1435 mm. Dans le cas de deux tramways, la séparation entre ces charges par bogie sera déterminée par l'entraxe de voie (dans notre cas, on a un entraxe de 3,90 m). (Voir ANNEXE 3).

✓ Hypothèse 2 : Système Bt tandem (situation provisionnelle pendant l'exécution du viaduc). Cette hypothèse peut être considérée pour les efforts de la dalle lors de la circulation des engins pendant l'exécution du viaduc, et le système Bc (circulation des camions pour l'entretien en phase de service).

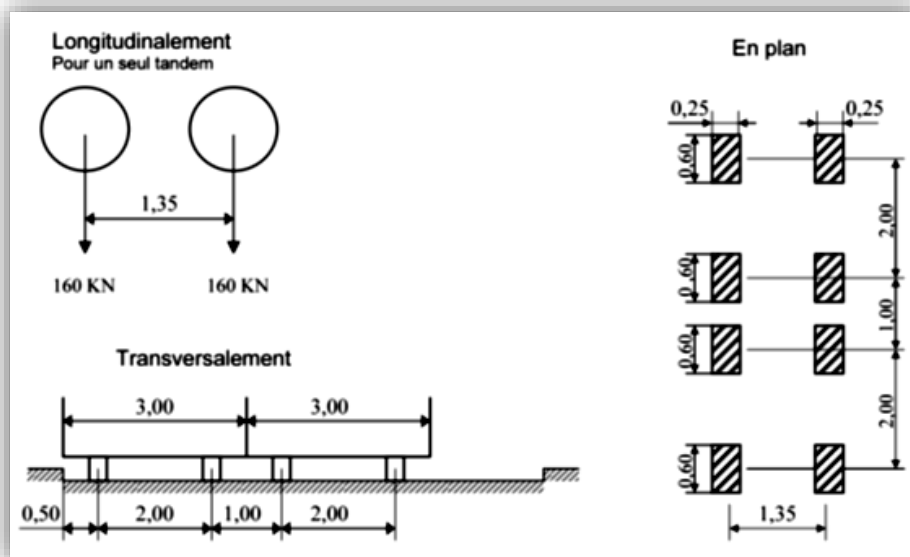


Figure II.2. Système Bt.

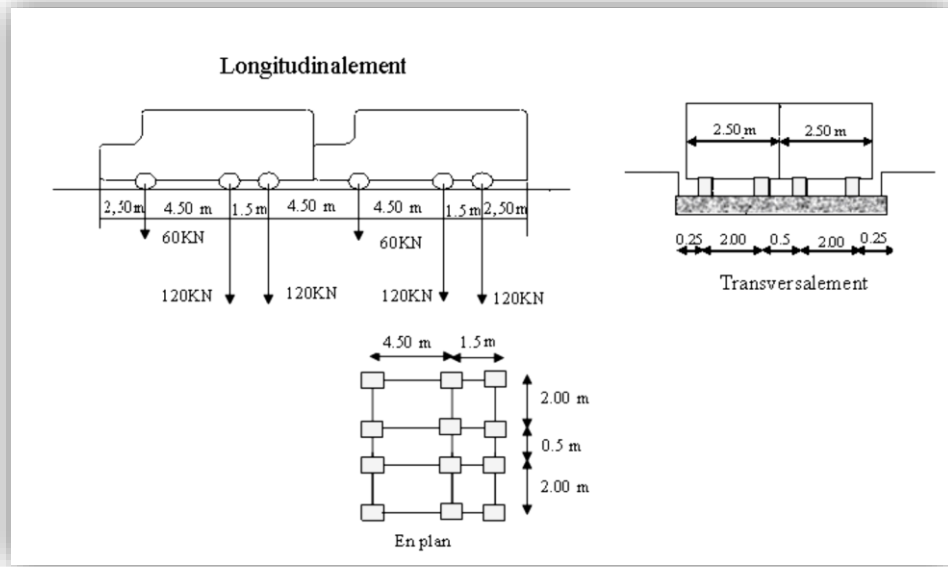


Figure II.3. Système Bc.

### II.1.3.3. Coefficient de majoration dynamique

Le coefficient dynamique prend en considération l'amplification dynamique des efforts et l'effet de vibration dans la structure. Les charges du tramway sont pondérées par un coefficient de majoration dynamique  $\varphi_3$  (pour un niveau de manutention ordinaire,  $1 \leq \varphi_3 \leq 2$ ) défini dans le livret 2.01 de la SNCF par la formule suivante :

$$\varphi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{l\varphi - 0.2}} + 0.73$$

Avec :  $L_\varphi$  : longueur caractéristique définie dans le tableau I.3 du livret 2.01 (cas 5)

$$L_\varphi = k \times L_m$$

$$L_m = \frac{\sum Li}{n} \text{ avec : } n : \text{ nombre de travées}$$

$Li$  : longueur de travées

Tableau II.2. Valeurs de coefficient k [6].

n	2	3	4	$\geq 5$
k	1.2	1.3	1.4	1.5

$$L_\varphi = 1.2 \times \frac{2 \times 29.3}{2} = 35.16 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \varphi_3 = 1.10$$

### II.1.3.3. Charges horizontales

#### ➤ Force centrifuge

Lorsque la voie est en courbe, on fait appelle à la force centrifuge  $Q_{tk}$  qu'elle agit comme une force transversale au niveau de la voie et radialement à l'axe de celle-ci à une hauteur de 1.80 m au-dessus du plan de roulement.  $Q_{tk}$  agit comme charge ponctuelle sur une section transversale quelconque du tablier, sa valeur caractéristique où les effets dynamiques sont inclus se trouve dans la formule suivante [7] :

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r} (f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127r} (f \times Q_{vk})$$

Avec V : la vitesse de circulation sur la structure. La vitesse maximale du tramway de projet (CITADIS 402) est 70 km/h.

f : coefficient de réduction.  $f = 1$  pour  $V \leq 120$  km/h.

r : rayon de la voie horizontale centrale de la chaussée.

$Q_{vk}$  : sont les charges concentrées du tramway de projet (CITADIS 402).

$$Q_{tk} = \frac{70^2}{127 \times 100} (1 \times 218) = 84 \text{ KN.}$$

#### ➤ Effort de lacet

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué dans les deux cas : voie en alignement non correct et voie en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est prise égale à  $Q_{sk}=100$  KN [6].

#### ➤ Freinage et accélération

L'action simultanée de démarrage et de freinage a été considérée sur deux véhicules disposés de manière correspondante sur les deux voies. Les valeurs numériques des forces de démarrage et de freinage reportées dans le TOME 4 « Cahier des charges particulières-Ouvrages d'art » sont :

- 550 KN en freinage d'urgence dans une direction.
- 200 KN en accélération dans la direction opposée.

Cette force a été distribuée pour un encombrement correspondant à la longueur d'un tram. On précise en outre que, pour maximiser les effets d'une telle action sur les sous structures, la zone d'application de l'action de démarrage/freinage sera opportunément distribuée le long de l'axe du tablier. Ces valeurs devront être validées par ALSTOM.

### II.1.4. SURCHARGES DE TROTTOIRS

Pour présenter les surcharges de trottoirs, on a considéré une ligne de charge sur laquelle a été appliquée une charge surfacique de 1.5 KN/m<sup>2</sup> et distribuée sur la largeur de trottoir [8].

### II.1.5. VENT

L'action du vent agit sur les surfaces du tablier et des sous structures exposées au vent. Le système de charge appliqué au modèle numérique consiste en une force répartie transversalement et en un moment réparti, résultant de l'excentricité de la charge par rapport à l'axe du tablier.

#### II.1.5.1. Pression maximale du vent en service

L'action du vent a été considérée égale à une pression constante de 2 KN/m<sup>2</sup> sur le tablier déchargé.

#### II.1.5.2. Pression maximale en phase de réalisation

L'action du vent a été considérée égale à une pression constante de 1.25 KN/m<sup>2</sup> sur le tablier chargé.

### II.1.6 NEIGE

Selon le RNV 99, la région de Constantine se trouve en zone A. Le site se situe à une altitude  $H = +575$  m.

La charge de neige au sol à considérer est donc :

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100} = 0.55 \text{ KN/m}^2 < 1 \text{ KN/m}^2$$

Donc on prend  $S_k = 1 \text{ KN/m}^2$

## II.2. ACTIONS ACCIDENTELLES

### II.2.1. ACTIONS PROVENANT DES CHOCS DES VÉHICULES ROUTIERS

Il faudra considérer les chocs contre la structure portante et contre le tablier d'après l'Eurocode EN 1991, partie 1-7 : « Actions générales-Actions accidentelles ; Art. 4.3. Actions accidentelles causées par des véhicules routiers » :

#### II.2.1.1. Chocs contre la structure portante

Le choc contre tout élément structural autre que le tablier sera assimilé à une force statique horizontale :

- $F_{dx} = 500 \text{ KN}$ , parallèle au sens du trafic.

- $F_{dy} = 250 \text{ KN}$ , perpendiculaire au sens du trafic.

Ces forces ne seront pas concomitantes et seront appliquées à une hauteur de 1,25 m par rapport à la surface de la dalle. Ces charges seront distribuées sur une surface de choc de 1,5 m de largeur et 0,5 m de hauteur.

Il ne sera pas considéré d'action d'impact sur un élément structural lorsque la distance jusqu'au bord de la chaussée est supérieure à 10 m, ou qu'il existe une protection de dimensions suffisantes.

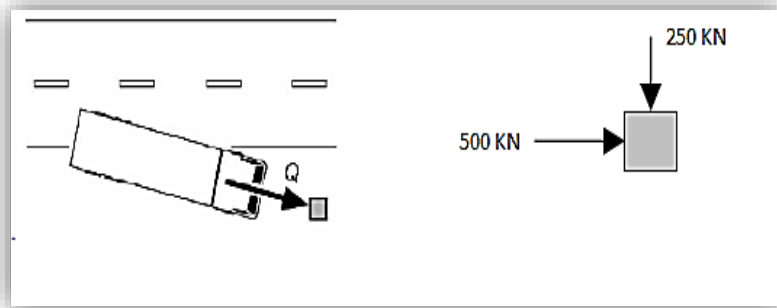


Figure II.4. Choc de véhicule sur pile.

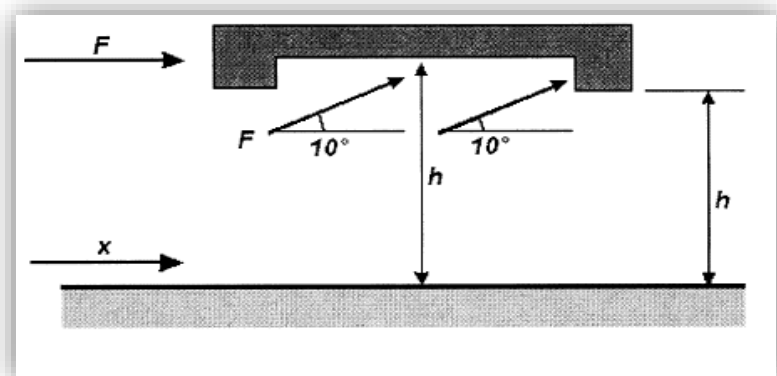


Figure II.5. Choc de véhicule contre les éléments de tablier.

**II.2.1.2. Chocs contre la superstructure**

Le choc d'un véhicule routier contre le tablier du pont sera assimilé à une force statique  $F_{dx} = 250 \text{ KN}$ , parallèle au sens du trafic.

Sur la surface d'intrados du tablier, la même force d'impact que ci-dessus sera prise en compte avec une inclination vers le haut de  $10^\circ$  (figure III.5)

**II.2.2. ACTIONS DUES AU DÉRAILLEMENT DU TRAMWAY**

Lors d'un déraillement de tramway, on considère que la charge totale du tramway est excentrée de  $\pm 1.5\text{m}$  par rapporte à l'axe de la voie.

**II.2.3. ACTIONS SISMIQUES**

Selon le RPOA 2008, le projet en question appartient à la zone IIa ce qui correspond à une sismicité moyenne. D'après le règlement algérien susmentionné et pour un ouvrage d'art implanté dans un site de catégorie S3, on tire les données suivantes :

- groupe de pont : 2
- coefficient d'accélération A : 0,2

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Figure II.6. Coefficient d'accélération de zone A [9].

**II.3. COMPOSANTES DE LA VOIE FERREE**

**II.3.1. CARACTÉRISTIQUES GÉNÉRALE DE LA VOIE**

La pose de voie est composée de :

- ✓ Traverses en béton bi-bloc noyées dans une dalle de calage (béton C30/37)
- ✓ Rails appuyés sur traverses au moyen d'une plaque de caoutchouc d'une épaisseur variable (9 mm pour les Niveau d'atténuation 0 et 2, et 12 mm pour le Niveau d'atténuation 1) et unis à la traverse grâce au système d'attache NABLA.
- ✓ Le rail est revêtu et habillé de chambre d'éclissage et les attaches sont protégées par capot plastique.

**II.3.2 LE RAIL**

**II.3.2.1. Définition**

Le rail est un élément constitutif de la voie ferrée. Il permet le contact avec les roues et transmet les charges aux traverses, qui, elles-mêmes, les transmettent au tablier du pont.

### II.3.2.2. Type de rail

Pour l'extension de la Ligne 1 vers Ali Mendjeli on envisage, tout au long du tracé (et donc pour le viaduc), le rail à gorge 55G2, qui est la dénomination selon la norme européenne EN 14811 (2010), le détail des dimensions est dans (Voir ANNEXE 4).



Figure II.7. Rail à gorge 55G2.

Tableau II.3. Caractéristiques géométriques du rail 55G2.

Rail	Dimensions (mm)							Aire	Poids
	H	B	C	C1	C2	E	R	Cm <sup>2</sup>	Kg/m
55G2	152.50	141.50	116.82	56.23	40.94	13.00	10.00	70.49	55.33

### II.3.2.2. Système d'attache

La fixation du rail en ligne sur les blochets des traverses se fait par l'attache type «Nabla» maintenue par des boulons tirefonds. Cette attache se compose de deux pièces principales :

- ✓ Une butée isolante en nylon prenant appui sur le patin du rail et sur l'épaule de la traverse.
- ✓ Une lame élastique qui, par sa forme, maintient en pression la butée isolante plaquée sur le patin du rail. Une double sécurité de non desserrage de l'assemblage est assurée par un écrou fendu auto-freiné. (Voir ANNEXE 5).

### II.3.2.3. Traverses

La traverse utilisée est de type bi-bloc, constituée de deux blochets en béton armé dont l'épaisseur est optimisée, reliés par un élément métallique garantissant l'écartement des rails et qui absorbe les efforts en milieu de traverse. Les tables d'appui du rail sont horizontales. Cette traverse est encastrée directement dans le béton de la dalle de calage.

Elles sont compatibles avec le rail à gorge, le système d'attache, le matériel anti-vibratile (semelle anti vibratile) et les charges transmises par le Matériel Roulant.

Ces caractéristiques géométriques sont définies dans les plans et un schéma de la traverse est montré à continuation.

- Longueur = 2 105 m.
- Largeur = 29 cm (à la base des blochets).
- Épaisseur = 15,9 cm (dans l'axe de la table).

#### II.3.2.4. Dalle de calage

Une partie (7 à 10 cm) se trouve sous le blochet, destinée à assurer le nivellement, le calage et le blocage du blochet.

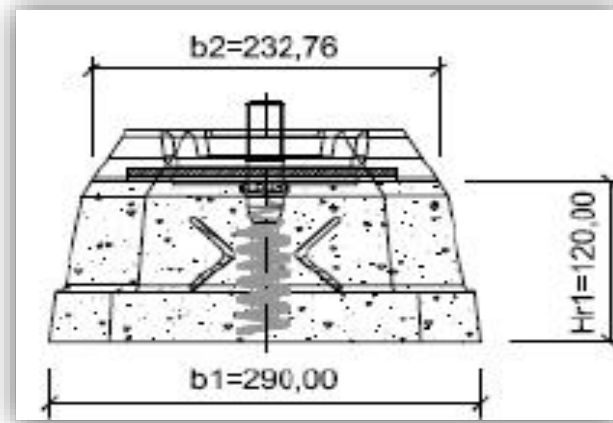


Figure II.8. Épaisseur de la dalle de calage.

$12 + 7 = 19$  cm.

On prend une épaisseur de **19 cm**.

#### II.3.2.5. Couche de revêtement

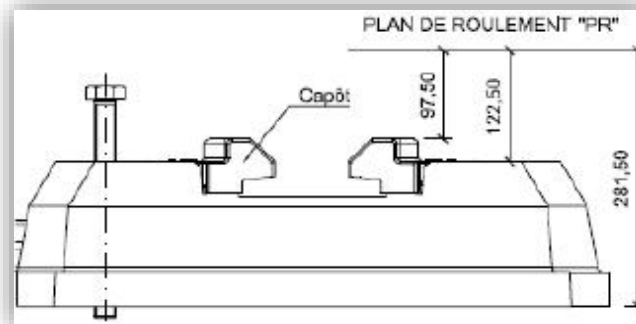


Figure II.9. Épaisseur de la couche de revêtement.

$28.15 - 12 = 16.15$  cm.

On prend une épaisseur de **17 cm**.

## II.4. CONCLUSION

Le poids propre du tablier et les coefficients correcteurs et de majoration dynamique seront utilisés pour pondérer les efforts de moment et effort tranchant selon les dispositifs exigés par l'Eurocode 1, NF EN 1991-2



***CHAPITRE III. ETUDE DU TABLIER***

### III.1. INTRODUCTION

Cette partie va traiter l'étude détaillée et approfondie du tablier avec un modèle de calcul fixe (outil numérique) pour la vérification et la justification des sections déjà prédimensionnées de l'ouvrage.

L'ouvrage projeté a une longueur totale de 58,6 m répartie en deux travées égales de 29,3 m avec une pente de 2,5%. Il présente en plan un rayon de 100 m.

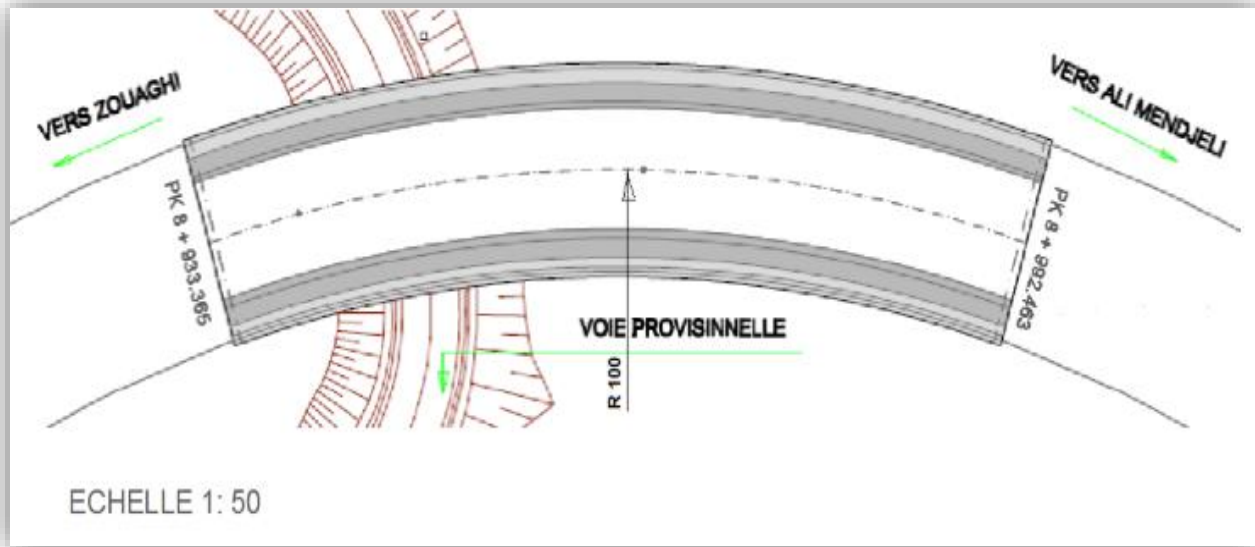


Figure III.1. Tracé en plan.

Cet ouvrage est constitué d'un tablier hyperstatique de type caisson en béton précontraint à hauteur constante de 1,2 m et une largeur de 12,2 m construit par encorbellements successifs.

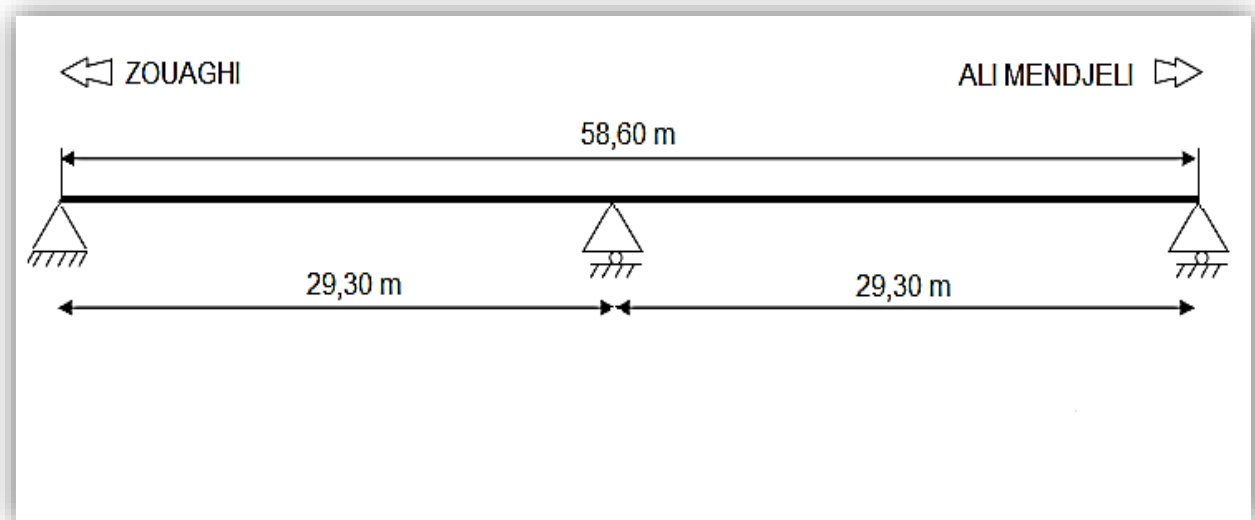


Figure III.2. Schéma statique du pont.

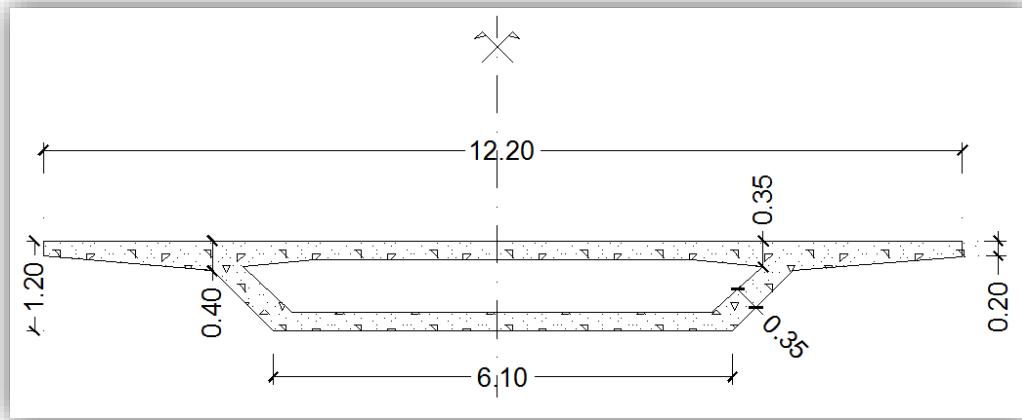


Figure III.3. Coupe transversale (caisson BP).

## III.2. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

### III.2.1. LOGICIEL DE CALCUL « RM BRIDGE »

RM Bridge est un logiciel utilisé par les ingénieurs spécialiste en ouvrages d'arts pour tous types de pont, de matériaux utilisés et méthodes de construction. Ce logiciel effectue l'analyse et le calcul de structures de ponts allant de petits ponts standards à des ponts à haubans et à des ponts suspendus.

RM Bridge est basé sur la méthode des éléments finis, il représente un excellent démarreur package : une modélisation, une analyse, un processus design entièrement intégrés et le traitement des résultats rapides apportent de l'économie à la conception de pont et assurer la bonne exécution du projet.

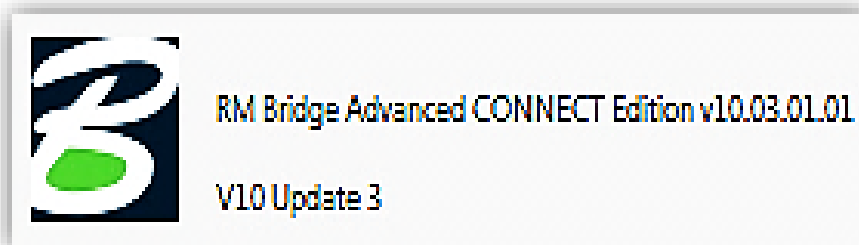


Figure III.4. Logiciel RM Bridge V10.

Parmi ses caractéristiques, on cite [10] :

- Visualiser graphiquement les positions, les directions et les grandeurs des charges.
- Automatiser les défis de conception et d'ingénierie complexes.
- Effectuer des tâches spéciales dans l'ingénierie des tremblements de terre et la conception de rails à grande vitesse.
- Atteindre un contrôle de précision maximal pour le processus de coulée pour la construction préfabriquée, en particulier sur les structures courbes.
- La simulation de la construction pour déterminer la résilience lors des événements sismiques et naturels et analyser le matériel roulant.
- la définition et le contrôle de la géométrie paramétrique, ainsi que sa modification facile.

### III.2.2. MODÉLISATION DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

Le but de la modélisation est de reproduire numériquement les actions (charges et surcharges) et phénomènes physiques (retrait, fluage et température), régissant le comportement des ouvrages avec un degré de précision suffisant afin de déterminer les efforts globaux dans les éléments en vue de leur dimensionnement ou de leur évaluation, par la suite de pouvoir simuler des idées de construction et d'optimisation dans le monde virtuel avant de les mettre en œuvre dans le monde réel.

Les options peuvent conduire à des expériences sur ce modèle afin de comprendre le comportement de ce système et d'en améliorer les performances. De plus, les analyses de la simulation peuvent déterminer le comportement des éléments de supports tels les piles et culées, en regard de la sécurité visant à éviter des ruptures ou effondrements lors d'événements exceptionnels.

Le logiciel RM Bridge représente les éléments structuraux suivants avec des vues détaillées, en utilisant la commande **Modeler** :

#### III.2.2.1. L'axe

On a défini l'axe de l'ouvrage dans trois stades : ground plan list, elevation graphic et elevation list, avec une longueur de 58,6 m, un rayon en plan de 100 m et une pente longitudinale de 2,5 %

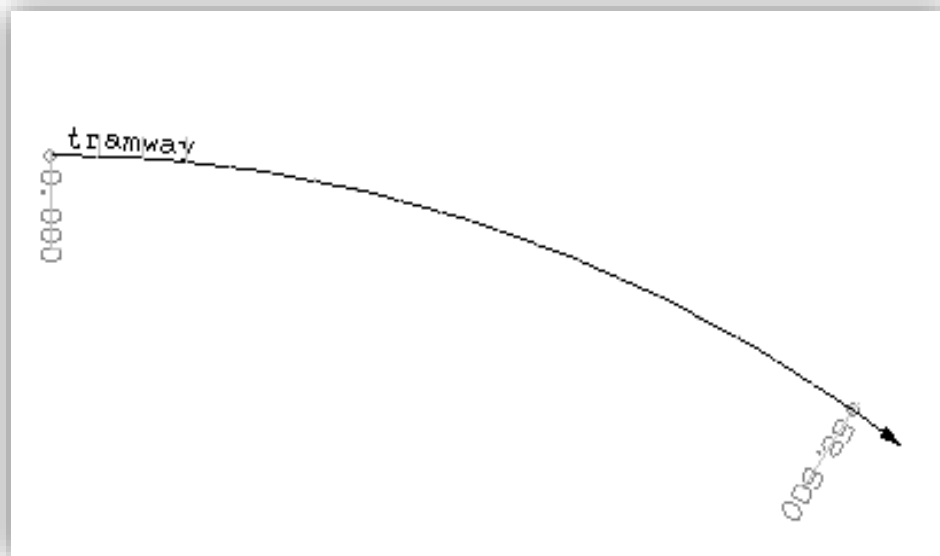


Figure III.5. Vue en plan.

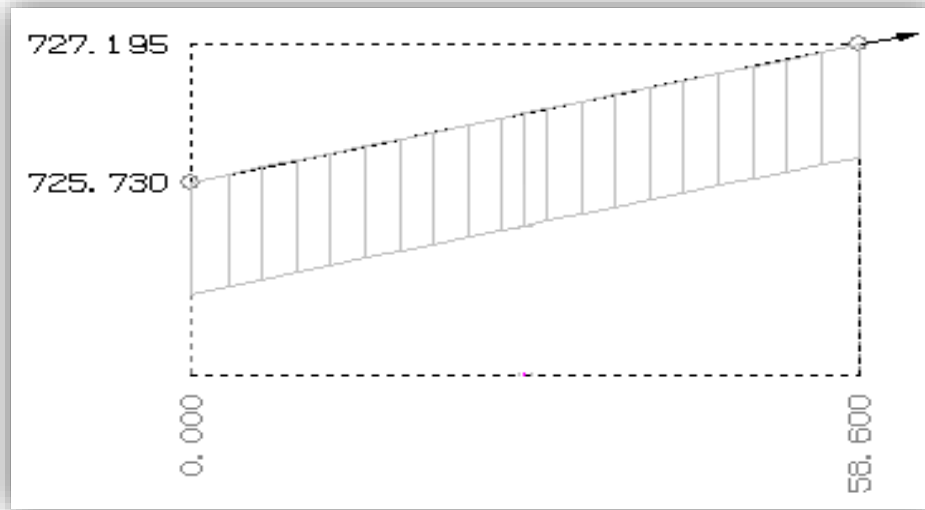


Figure III.6. Vue en élévation (pente = 2.5 %).

### III.2.2.2. Section transversale

De même, on définit la section transversale du tablier par la commande cross sections sous forme d'un caisson creux, avec une largeur de 12,2 m et une hauteur de 1,2 m.

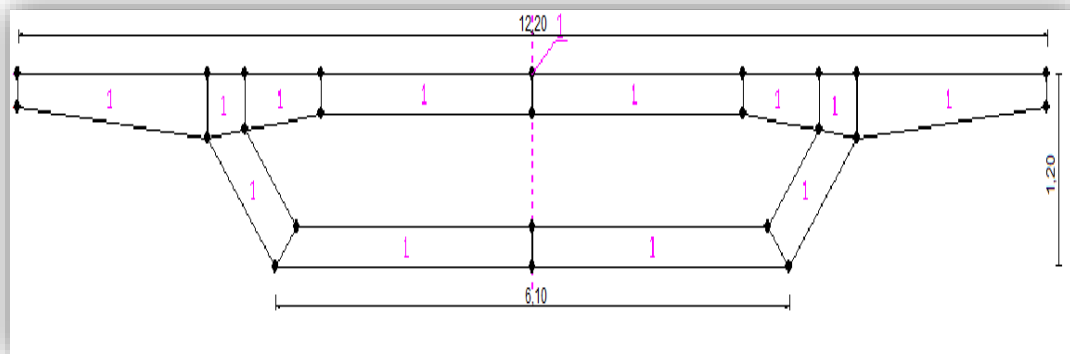


Figure III.7. Section transversale.

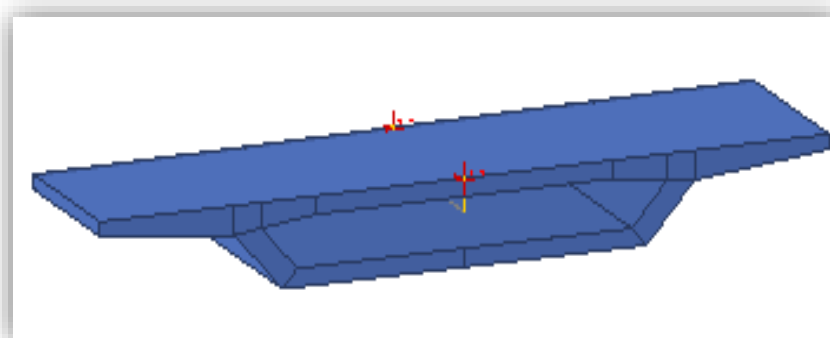


Figure III.8. Section transversale en 3D.

### III.2.2.3. Pile

La modélisation d'une pile à deux fûts et à section circulaire pleine, avec un diamètre de 1,20 m et une hauteur de 6,64 m, est faite avec la commande piers.

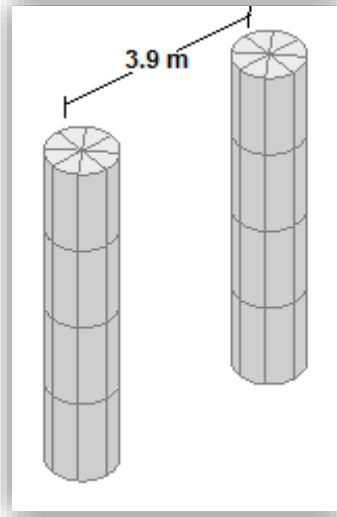


Figure III.9. Pile avec deux fûts.

#### III.2.2.4. Modélisation globale

Après avoir défini les éléments précités, on obtient le modèle global présenté dans la figure suivante :

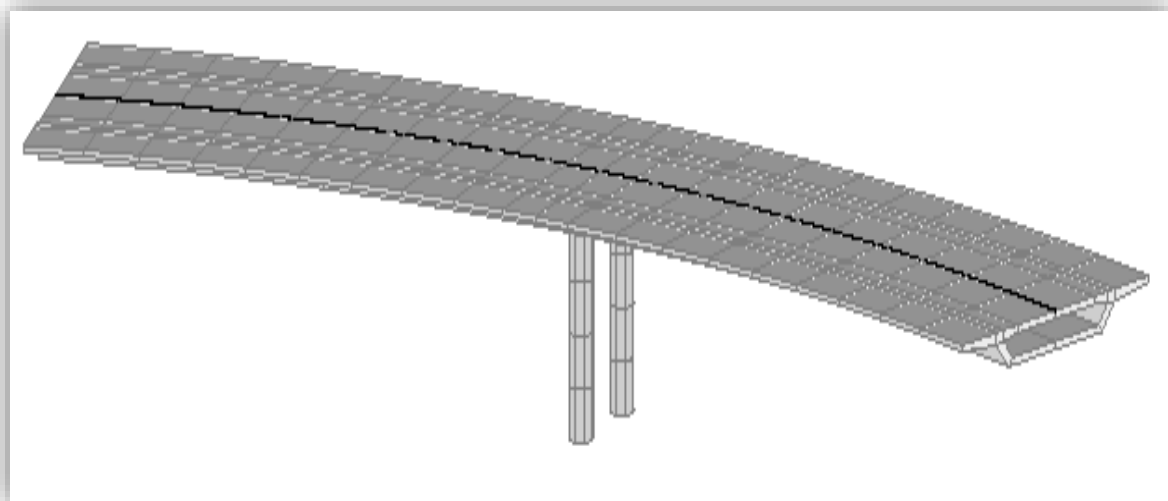


Figure III.10. Modélisation en 3D de la structure globale.

### III.3. MODÉLISATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Pour le calcul des efforts internes et les vérifications nécessaires à faire par la suite, une modélisation des charges et surcharges appliquées sur la structure du pont est faite par logiciel de calcul RM BRIDGE. On cite dans ce qui suit quelques exemples de cette modélisation.

### III.3.1 POIDS PROPRE

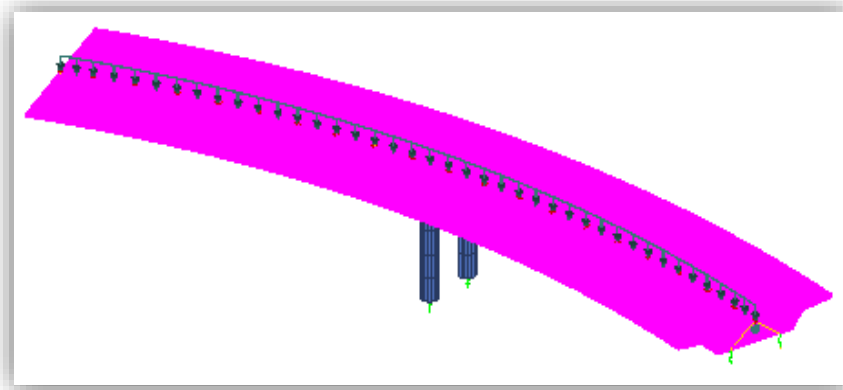


Figure III.11. Poids propre du tablier.

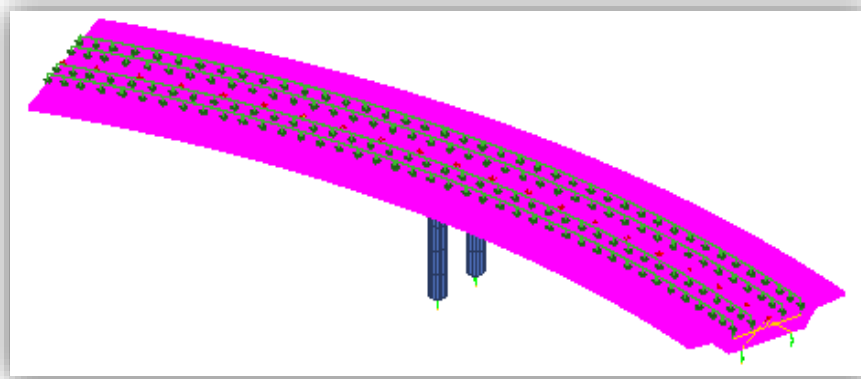


Figure III.11. Poids propre des rails.

### III.3.2 SURCHARGE DU VENT

#### III.3.2.1. Vent latéral

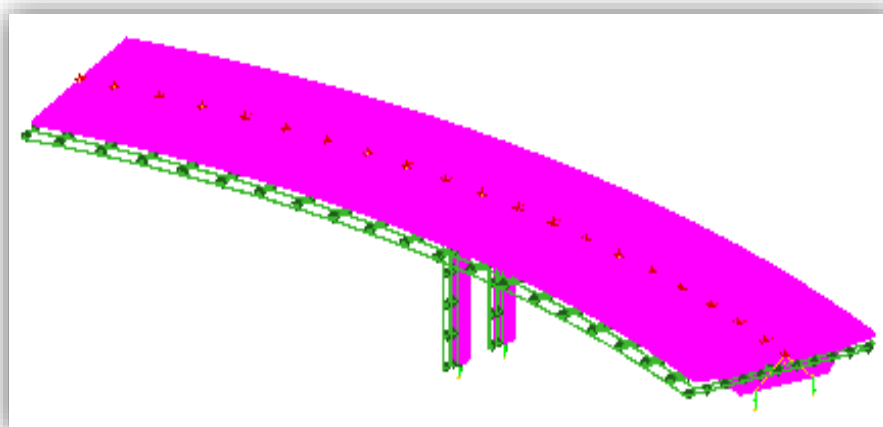


Figure III.12. Vent latéral.

III.3.2.2. Vent en dépression

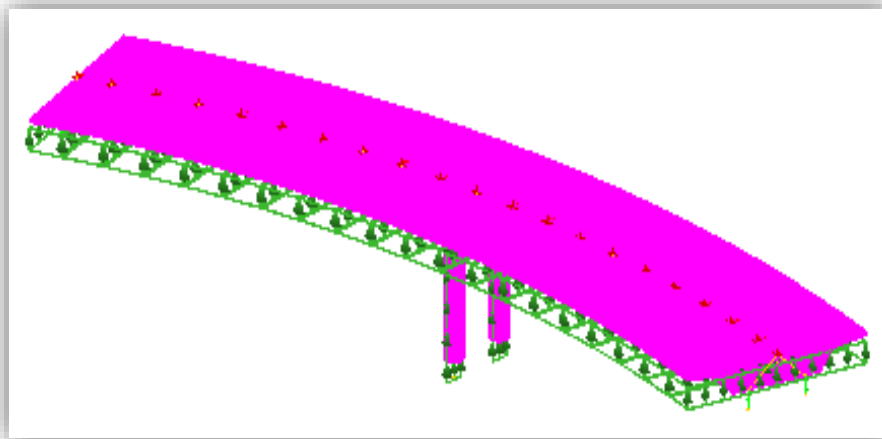


Figure III.13. Vent en dépression.

III.3.3 TEMPERATURE UNIFORME

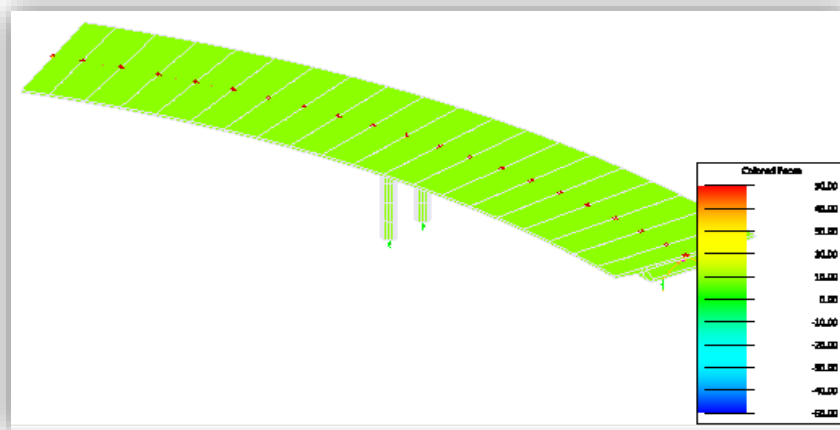


Figure III.15. Température uniforme (+10°).

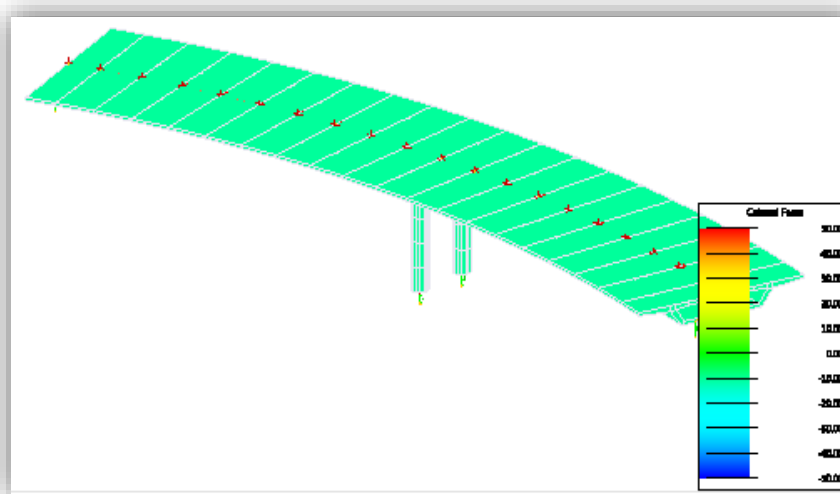


Figure III.16. Température uniforme (-10°).

III.3.4 TEMPERATURE NON UNIFORME

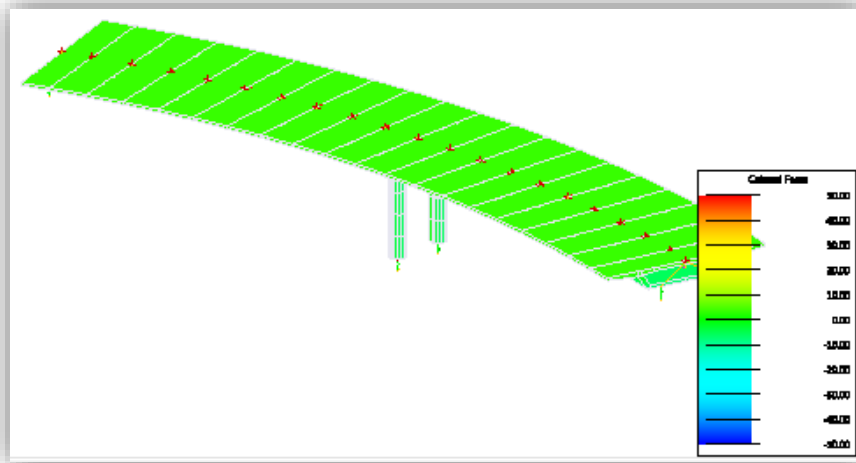


Figure III.17. Température non uniforme (+12°).

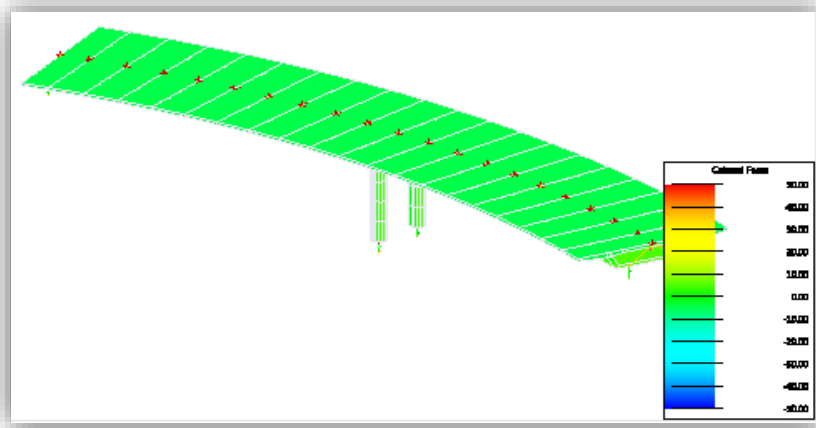


Figure III.18. Température non uniforme (-12°).

III.4. METHODE DE CONSTRUCTION

Dans une première approche, on a choisi la méthode de construction par encorbellement successifs.

Le calcul du nombre de câbles se fait en définissant les contraintes générées au niveau des fibres supérieures et inférieures de chaque section du tablier [11].

On doit avoir en chaque section :

$$\sigma_A = - \left| \frac{P}{A} \right| + \left| \frac{Mg.v}{Iz} \right| - \left| \frac{P.e.v}{Iz} \right| \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_B = - \left| \frac{P}{A} \right| - \left| \frac{Mg.v'}{Iz} \right| + \left| \frac{P.e.v'}{Iz} \right| \leq \sigma_{adm}$$

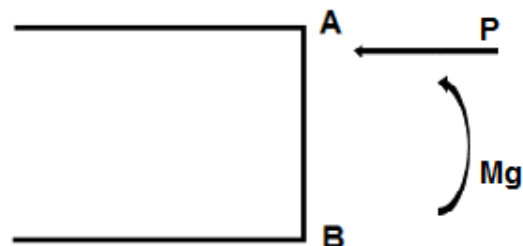


Figure III.19. Schéma statique des efforts.

- $\sigma_A$  : Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.
- $\sigma_B$ : Contrainte de traction au niveau des fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.
- $P$  : effort de précontrainte.
- $M_g$ : moment maximal du au poids propre et surcharge.
- $V$  : distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure.
- $V'$  : distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure.
- $e$  : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.
- $A$  : la section du caisson.
- $I_z$  : moment d'inertie.

Les câbles de fléau calculés correspondent en réalité à un pont qui présente une portée de 60 m et donc le demi-fléau a une longueur d'environ 30 m seulement, par conséquent le nombre de câbles calculés est impressionnant. Donc nous avons changé la méthode de construction, avec une augmentation de la hauteur de la section de 1,20 m à 1,50 m.

### III.4.1 CONSTRUCTION PAR CINTRE GÉNÉRALISÉ

Cette méthode consiste à réaliser le tablier sur place (voussoirs coulés sur place), ce dernier est porté par un étaieiment (cintre métallique) dimensionné de façon à supporter le poids qu'il va accueillir (poids de coffrage + poids de béton et ferrailage + poids d'équipements).

Il est plus intéressant de choisir cette méthode dans les cas de petits ponts à des hauteurs relativement faibles. Pour ce projet, la hauteur maximale est de l'ordre de 8 m (et donc une pile de l'ordre de 6 m), alors cette méthode est plus rentable pour le présent projet.

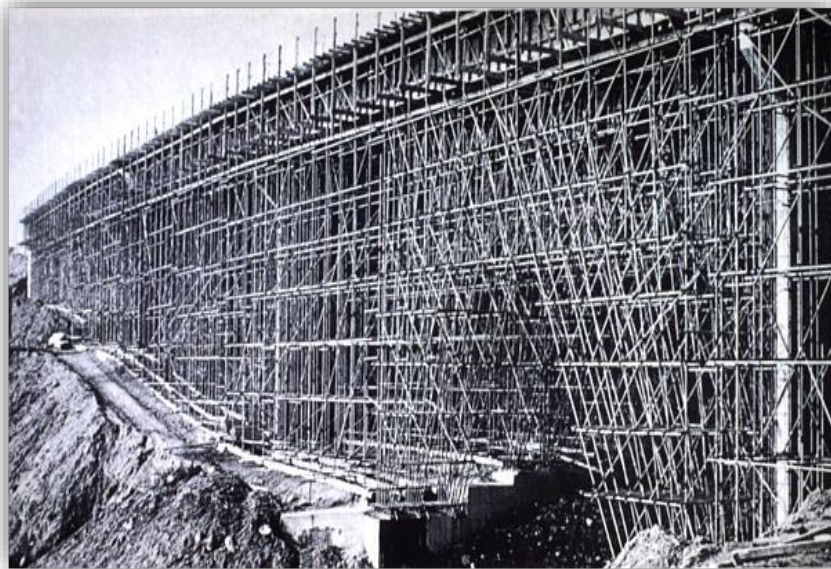


Figure III.20. Tablier coulé sur un étaieiment général.

#### III.4.1.1. PROCÉDÉ DE CONSTRUCTION

La construction d'un tablier par cintre générale ce fait selon le cas :

- ✓ Soit, on coule tout l'hourdis inférieur du tablier après avoir posé le coffrage et le ferrailage sur le cintre, tout en laissant des barres d'attente pour le coulage des âmes, et enfin la réalisation de l'hourdis supérieur.
- ✓ Soit, on coule par partie finie c.-à-d. on coule les trois éléments (hourdis inférieur, âme et hourdis supérieur) par tronçon.



Figure III.21. Pose du coffrage.



Figure III.22. Ferrailage du tablier.

### III.5. CALCUL DES CABLES PRÉCONTRAINTES

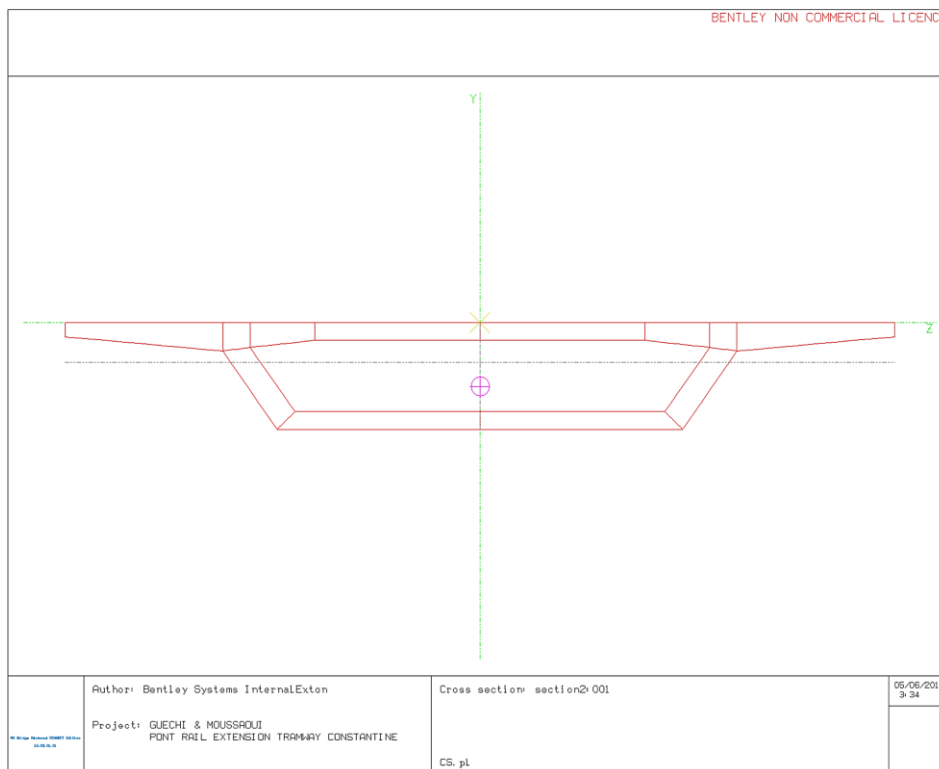
Pour le calcul de nombre de câbles précontraints, on utilise les mêmes formules citées en III.4, et les caractéristiques géométriques de la section transversale du tablier données par logiciel RM BRIDGE, avec une hauteur de 1,5 m :

**CROSS - SECTION DATA**

Cross-section area	0.57810E+01 m <sup>2</sup>
Perimeter (inside)	14.44263 m
Moment of inertia about Y-axis	0.57037E+02 m <sup>4</sup>
Moment of inertia about Z-axis	0.17446E+01 m <sup>4</sup>
Y-below: Gravity Centre - minY	0.93861 m
Y-above: Gravity Centre - maxY	0.56139 m

**Tableau III.1. Caractéristiques géométriques de la section transversale.**

Désignations	Valeurs numériques
Surface A (m <sup>2</sup> )	5,781
Moment d'inertie I <sub>Z</sub> (m <sup>4</sup> )	1,745
V (m)	0,560
V'(m)	0,940
e <sub>inf</sub> (m)	0,750
e <sub>sup</sub> (m)	0,370



**Figure III.14. La section transversale modélisée par RM bridge.**

Avec :  $e_{inf} = 940 - (100 + 50 + 14 + 25) = 750 \text{ mm}$ .

$e_{sup} = 560 - (100 + 50 + 14 + 25) = 370 \text{ mm}$ .

Tel que :  $C = 50 \text{ mm}$ .  $\phi_{\text{étrier}} = 14 \text{ mm}$ .  $\phi_{\text{arm}} = 25 \text{ mm}$ .  $\phi_{\text{gaine}} = 100 \text{ mm}$

**III.5.1. CALCUL DE LA FORCE D'UNE FILE DE CABLE**

$$P_0 = n \times (1 - p) \times \sigma_0 \times S$$

$n$  : nombre de torons.

$p$  : pourcentage des pertes de précontraint (pris égale à 15 %).

$\sigma_0$  :  $\min \{0,8 f_{prg} ; 0,9 f_{peg}\}$ .

$S$  : surface d'un câble 19T15

$$S = 19 \times 140 = 2660 \text{ mm}^2.$$

Donc, on trouve :  $P_0 = 3,36 \text{ MN}$ .

En utilisant des câbles précontraints 19T15, on trouve le nombre de câbles présentés dans le tableau (IV.2), avec les moments calculés par la combinaison la plus défavorable (ELS fondamentale) et les formules cités dans V.4.

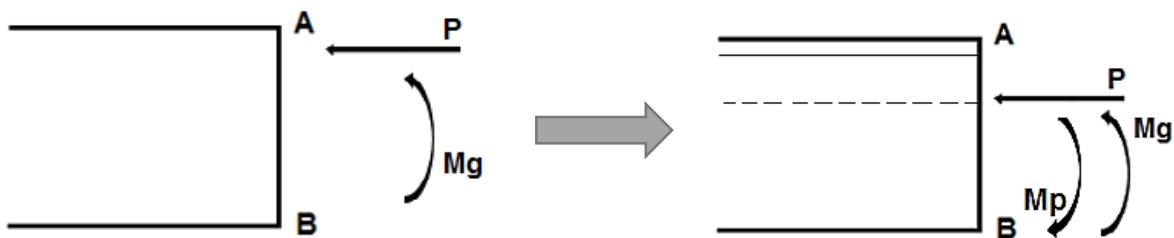
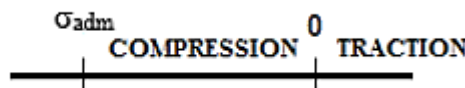


Figure III.15. Schéma statique de  $M_g$  et  $M_p$ .

On admet que les contraintes au niveau des points A et B doit être dans l'intervalle  $\{\sigma_t ; \sigma_{adm}\}$ , car si on approche beaucoup à  $\sigma_t$  on aura des contraintes de traction dans le béton et si on approche beaucoup plus à  $\sigma_{adm}$ , il y aura une rupture brutale à cause de l'écrasement de béton



Le choix du nombre des câbles est établi d'une façon à être entre les deux contraintes pour éviter les deux phénomènes.

Tableau III.2. Nombre de câbles précontraints.

	$M_{pp}^{(*)}$ (KN.m)	$M_q^{(**)}$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$P_\infty$ (KN)	Nombre de câbles
à mi- travée (B)	18793,2	745,7	19539	40560	12
Sur pile (A)	33031,0	1298,6	34329,6	54096	16

(\*) Moment donné par logiciel RM Bridge sous l'ensemble des charges permanentes. (Voir ANNEXE7).

(\*\*) Moment donné par logiciel RM Bridge sous une charge répartie de chantier de 1 KN/m<sup>2</sup>. (Voir ANNEXE 7).

### III.5.2. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES

#### III.5.2.1. à mi- travée (A)

$$\sigma_A = - \left| \frac{P}{A} \right| + \left| \frac{Mg.v}{I_z} \right| - \left| \frac{P.e.v}{I_z} \right| \leq \sigma_{adm}$$

$$\sigma_A = - \left| \frac{54096 \times 10^3}{5.781 \times 10^6} \right| + \left| \frac{33031 \times 10^6}{1.745 \times 10^{12}} \right| - \left| \frac{54096 \times 10^3 \times 370 \times 560}{1.745 \times 10^{12}} \right|$$

$$\rightarrow \sigma_A = |-5,18| \text{ MPa} \leq |-21| \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifié.}$$

#### III.8.2.2. Sur pile (B)

$$\sigma_B = - \left| \frac{P}{A} \right| - \left| \frac{Mg.v'}{I_z} \right| + \left| \frac{P.e.v'}{I_z} \right| \leq 0$$

$$\sigma_B = - \left| \frac{40560 \times 10^3}{5.781 \times 10^6} \right| - \left| \frac{18793.2 \times 940}{1.745 \times 10^{12}} \right| + \left| \frac{40560 \times 10^3 \times 750 \times 940}{1.745 \times 10^{12}} \right|$$

$$\sigma_B = - 0,75 \text{ MPa} \leq 0 \rightarrow \text{vérifié.}$$

## III.6. DISPOSITION DES CABLES

### III.6.1. ESPACEMENT HORIZONTAL ET VERTICAL

On a choisi des câbles 19T15, et donc une gaine de diamètre  $\Phi = 100$  mm. La disposition des câbles sera [13] :

- ✓ Des paquets verticaux constitués de deux câbles.
- ✓  $e_v \geq \Phi$  et  $e_h \geq \Phi \rightarrow$  donc, on choisit :  $e_v = e_h = 200$  mm.

### III.6.2. CALCUL DES VARIATIONS D'ANGLE DES CABLES

#### III.6.2.1. Au niveau d'ancrage

$$\text{tg } \alpha_1 = \text{tg } \alpha_2 = \frac{2 \Delta H_1}{\Delta L} = \frac{2 \times 0,531}{11,3} = 0,09 \rightarrow \alpha_1 = \alpha_2 = 5,37^\circ.$$

$$\text{tg } \alpha_3 = \text{tg } \alpha_4 = \frac{2 \Delta H_3}{\Delta L} = \frac{2 \times 0,773}{11,3} = 0,136 \rightarrow \alpha_3 = \alpha_4 = 7,8^\circ.$$

$$\text{tg } \alpha_5 = \text{tg } \alpha_6 = \frac{2 \Delta H_5}{\Delta L} = \frac{2 \times 0,897}{11,3} = 0,158 \rightarrow \alpha_5 = \alpha_6 = 9,02^\circ.$$

#### III.6.2.2. Au point d'inflexion

$$\text{tg } \alpha = \frac{2 \times 0,540}{10,5} = 0,09 \rightarrow \alpha = 5,87^\circ \text{ Soit : } 0,102 \text{ rd.}$$

#### III.6.2.3. Sur pile

$$\text{tg } \alpha_1 = \frac{2 \Delta H_1}{\Delta L} = \frac{2 \times 0,44}{7,5} = 0,102 \rightarrow \alpha_1 = 6,7^\circ.$$

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{2 \Delta H_2}{\Delta L} = \frac{2 \times 0,43}{7,5} = 0,114 \rightarrow \alpha_2 = 6,54^\circ.$$

$$\text{tg } \alpha_3 = \frac{2 \Delta H_3}{\Delta L} = \frac{2 \times 0,41}{7,5} = 0,109 \rightarrow \alpha_3 = 6,23^\circ.$$

$$\operatorname{tg} \alpha_4 = \frac{2 \Delta H_4}{\Delta L} = \frac{2 \times 0.39}{7.5} = 0,104 \rightarrow \alpha_4 = 6^\circ.$$

$$\operatorname{tg} \alpha_5 = \frac{2 \Delta H_5}{\Delta L} = \frac{2 \times 0.38}{7.5} = 0,101 \rightarrow \alpha_5 = 5,8^\circ.$$

$$\operatorname{tg} \alpha_6 = \frac{2 \Delta H_6}{\Delta L} = \frac{2 \times 0.36}{7.5} = 0,096 \rightarrow \alpha_6 = 5,48^\circ.$$

### III.7. CALCUL DES PERTES DE TENSION

Les contraintes de précontrainte appliquées à une structure sont variables. Ces variations qui vont généralement dans le sens d'une réduction des forces sont appelées pertes de précontrainte, classées en deux familles [12] :

- **Pertes instantanées**

Elles se produisent dans un temps relativement court, on distingue :

- ✓ Pertes par frottement du câble.
- ✓ Pertes par recule d'ancrage.
- ✓ Pertes dues au raccourcissement élastique du béton.

- **Pertes différées**

Elles proviennent de l'évolution dans le temps des caractéristiques de matériaux soumises à des actions permanentes, on note :

- ✓ Pertes dues au retrait du béton.
- ✓ Pertes dues au fluage du béton.
- ✓ Pertes dues à la relaxation des aciers.

#### III.7.1. CALCUL DES PERTES INSTANTANÉES

##### III.7.1.1. Pertes par frottement

$$\sigma_{p(x)} = \sigma_{p0} e^{-(f\alpha + \varphi x)}$$

$$\sigma_{p0} = 0,75 f_{yp}$$

$$\rightarrow \sigma_{p0} = 1395 \text{ MPa.}$$

Avec :  $f=0.18 \text{ m.}$

$$\varphi = 0.002 \text{ m}^{-1}.$$

$$\text{Et : } \alpha_1 = 5,37^\circ + (2 \times 5.87^\circ) + 6,7^\circ = 23,81^\circ \rightarrow \frac{23.81^\circ \cdot \pi}{180^\circ} \text{ rd.}$$

$$\alpha_2 = 5,37^\circ + (2 \times 5.87^\circ) + 6,54^\circ = 23,65^\circ \rightarrow \frac{23.65^\circ \cdot \pi}{180^\circ} \text{ rd.}$$

$$\alpha_3 = 7,8^\circ + (2 \times 5.87^\circ) + 6,23^\circ = 25,77^\circ \rightarrow \frac{25.77^\circ \cdot \pi}{180^\circ} \text{ rd.}$$

$$\alpha_4 = 7,8^\circ + (2 \times 5.87^\circ) + 6^\circ = 25,54^\circ \rightarrow \frac{25.54^\circ \cdot \pi}{180^\circ} \text{ rd.}$$

$$\alpha_5 = 9,02^\circ + (2 \times 5.87^\circ) + 5,8^\circ = 26,56^\circ \rightarrow \frac{26.56^\circ \cdot \pi}{180^\circ} \text{ rd.}$$

$$\alpha_6 = 9,02^\circ + (2 \times 5,87^\circ) + 5,48^\circ = 26,24^\circ \rightarrow \frac{26,24^\circ \cdot \pi}{180^\circ} \text{ rd.}$$

**Tableau III.3. Calcul des pertes par frottement.**

Câbles	$\sigma_f(x=29,3 \text{ m})$ MPa	$\Delta\sigma_f(x=29,3 \text{ m})^*$ MPa	$\% \Delta\sigma_f$
1	1220,8	174,2	12,48
2	1221,4	173,6	12,44
3	1213,3	181,7	13,02
4	1214,2	180,8	12,96
5	1210,3	184,7	13,24
6	1211,5	183,5	13,15

(\*) La distance de l'ancrage à la pile.

$$\Sigma \Delta\sigma_f = 12,88 \%$$

### III.7.1.2. Pertes par recule d'ancrage

$$\Delta\sigma_g = 2 \sigma_0 (f\alpha - \varphi x) (L_g - x).$$

$$l_g = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_0 (f\alpha - \varphi x)}} = \sqrt{\frac{6 \times 10^{-3} - 190000}{1488 \cdot (0,18\alpha + 0,002)}}$$

Avec  $E_p = 190000 \text{ MPa}$  (BPEL)

$g \in [1,12] \rightarrow$  on prend  $g = 6 \text{ mm}$ .

**Tableau III.4. Calcul des pertes par recul d'ancrage.**

Câbles	$L_g \text{ (m)}$	$\Delta\sigma_g(x=0) \text{ MPa}$
1	7,67	251
2	7,67	251
3	6,51	311,6
4	6,51	311,6
5	6,06	339,9
6	6,06	339,9

L'ensemble des valeurs de  $l_g$  est inférieur au point de calcul 29,30 m ce qui implique que le recul d'ancrage n'a donc pas d'influence sur la contrainte de l'acier.

Alors :  $\Delta\sigma_g = 0$

### III.7.1.3. Par raccourcissement élastique du béton

$$\Delta\sigma_n = (n-1) \frac{E_p \cdot \sigma_{bo}}{2n \cdot E_{bi}}$$

Pour un béton de 35 MPa  $\rightarrow \sigma_{bo} = 8,75$  MPa.

$$E_p = 190000 \text{ MPa}$$

$$E_{bi} = 11000\sqrt[3]{35} = 36000 \text{ MPa.}$$

n = nombre de câbles = 12 câbles.

$$\Delta\sigma_n = (12-1) \frac{190000 \cdot 8,75}{2 \cdot 12 \cdot 36000} = 21.26 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_n = 0,12 \%$$

### III.7.2. CALCUL DES PERTES DIFFEREES

#### III.7.2.1. Pertes dues au retrait

$$\Delta\sigma_r = E_p \cdot \varepsilon_r(t)$$

Avec :  $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \cdot r(t)$

$\varepsilon_r(t)$  : retrait totale du béton.

$$\Delta\sigma_r = 190000 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 38 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_r = 0,23 \%$$

#### III.7.2.2. Pertes dues au fluage

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \cdot \varepsilon_{fl} = \frac{E_p}{E_{ij}} (\sigma_b + \sigma_{max})$$

$E_p$ : module d'élasticité des aciers

$E_{ij}$ : module de déformation instantanée du béton à jour j

$$\sigma_{max} \leq 1,5 \sigma_b \text{ et } \frac{E_p}{E_{ij}} = \frac{313723}{10553} = 2,97 \approx 3$$

$$\Delta\sigma_{fl} = (2,5 \times 23,2 \times 3) = 174 \text{ MPa.}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 1,03 \%$$

#### III.7.2.3. Pertes dues à la relaxation des aciers

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \rho 1000 \left[ \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} - \mu o \right] \sigma_{pi}$$

$\rho 1000$  : relaxation d'acier après 1000 heures.

$$\rho 1000 = \begin{cases} 2,5 \% \text{ ( pour aciers TBR) Très Basse Relaxation} \\ 8 \% \text{ (pour aciers RN) Relaxation Normale} \end{cases}$$

$$\mu o = \begin{cases} 0,43 \text{ pour TBR} \\ 0,3 \text{ pour RN} \\ 0,35 \text{ pour autres aciers} \end{cases}$$

$\sigma_{pi}$  = tension initiale de l'acier après pertes instantanées.

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{pi}$$

$$\Delta\sigma_{pi} = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_n$$

Tableau III.5. Calcul des pertes dues à la relaxation des aciers.

Câbles	$\sigma_{p0}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{pi}$ (MPa)	$\sigma_{pi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (MPa)	$\Delta\sigma_p$ (%)
1	1395	195,46	1199,54	38,67	2,77
2	1395	194,86	1200,14	40,09	2,87
3	1395	202,96	1192,04	37,71	2,70
4	1395	202,06	1192,94	37,82	2,71
5	1395	205,96	1189,04	37,32	2,67
6	1395	204,76	1190,24	37,47	2,68

$$\Sigma \Delta\sigma_f = 2,73 \%$$

### III.7.3. LES PERTES INSTANTANÉES TOTALES

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_f + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_n$$

$$\Delta\sigma_i = 13 \%$$

### III.7.4. LES PERTES DIFFÉRÉES TOTALES

$$\Delta\sigma_i = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_p$$

$$\Delta\sigma_i = 3,56 \%$$

La perte totale due aux pertes instantanées et différées égale à :

$$13 + 3,56 = 16,56 \%$$

Donc on a une moyenne de perte égal à : **16,56 %**.

**Remarque :** le pourcentage des pertes calculé est supérieur à celui proposé (voir titre IV.5.1), et donc on propose un graissage des câbles pour diminuer les pertes dues au frottement et donc diminuer le pourcentage des pertes totales.

## III.8. GROUPES ET COMBINAISONS DE CHARGES

Les actions élémentaires dues à la circulation du tramway pour une voie ou pour plusieurs voies, sont des assemblages de ces derniers (actions composées) appelées groupes de charges. Chacun de ces groupes de charges, doit être considéré comme définissant une action d'exploitation pour les combinaisons avec les charges autres que la circulation du tramway.

Les tableaux de combinaisons et diagrammes des moments sont présentés dans (**Voir ANNEXE 6**) pour les quatre cas suivants :

- ✓ ELU fondamentale.
- ✓ ELS quasi-permanente.
- ✓ ELS caractéristique.
- ✓ ELS fréquente.

On présente dans ce qui suit les diagrammes des efforts internes donnés par RM BRIDGE, qu'on va les utiliser dans les différents calculs par la suite.

- Diagrammes des efforts sous charges d'exploitation (Tramway, piétons, ...)
- Diagrammes des efforts des différentes combinaisons de charges.

### III.9. DIMENSIONNEMENT DE L'ARMATURE LONGITUDINALE A L'ELU

$$A_s \cdot f_{ys} \cdot Z_s + A_p \cdot f_{yp} \cdot Z_p \geq M_d^{\max}$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max} - A_p \cdot f_{yp} \cdot Z_p}{f_{ys} \cdot Z_s}$$

Avec:  $Z_s = 0,9 \cdot d_s$

$$d_s = h - (c + \phi_{\text{arm}} + \phi_{\text{étrier}})$$

$$d_s = 1500 - (50 + \frac{1}{2} \cdot 26 + 14) = 1423 \quad \rightarrow \quad Z_s = 1280,7 \text{ mm}$$

$$d_p = 940 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad Z_p = 0,9 \cdot d_p = 846$$

$$f_{ys} = 400 \text{ MPa.}$$

$$f_{yp} = 0,75 \cdot 1860 = 1395 \text{ MPa.}$$

$$A_p = 19 \times 140 \times 12 = 31920 \text{ mm}^2$$

#### III.9.1. CALCUL A MI-TRAVEE

$M_d^{\max} = 35222,7 \text{ KN.m}$  (voir ANNEXE 7).

$$A_s \geq \frac{(35222,7 \times 10^6) - (31920 \times 1395 \times 846)}{400 \times 1286,7}$$

$$A_s \geq - 4756,9 \text{ mm}^2$$

$$A_s < 0 \quad \rightarrow \text{donc on prend : } A_s = A_s^{\min} = 0,6 \% A_b$$

$$A_s = 0,6 \% \times 5,781$$

$$A_s = 34686 \text{ mm}^2 \quad \rightarrow 72 \text{ barres de } \phi 25 \text{ (} A_s = 353,52 \text{ cm}^2 \text{).}$$

##### III.9.1.1. Espacement horizontal et vertical des armatures

$$e_v \geq \max \{ \phi, c_g \}.$$

$\phi$ : diamètre de l'armature 25 mm.

$c_g$ : diamètre des gros granulats 32 mm.

$$e_v \geq 50 \text{ mm.}$$

$$e_h \geq \max \{ \phi, 1,5 C_g \}.$$

$$e_h \geq 50 \text{ mm.}$$

Hourdis inf : 72 HA 25 (2 lits).

$\rightarrow$  7 HA 25/ml espacés de 70 mm verticalement et 150 mm horizontalement.

#### III.9.2. SUR PILE

$$A_p = 19 \times 140 \times 16 = 42560 \text{ mm}^2.$$

$M_d^{\max} = 53313,2 \text{ KN.m}$ . (voir ANNEXE 7).

$$d_p = 940 \text{ mm} \rightarrow Z_p = 846 \text{ mm.}$$

$$A_s \geq \frac{(53313 \times 10^6) - (42560 \times 1395 \times 846)}{400 \times 1286,7}$$

$$A_s \geq 5994,3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Avec : } A_s \leq A_s^{\min} = 34686 \text{ mm}^2.$$

Donc on prend 72 HA 25  $\rightarrow$  7HA25 / ml.

### III.10. DIMENSIONNEMENT DE L'ARMATURE TRANSVERSALE

$$\frac{A_{sw}}{St} = \frac{Td}{f_y Z \cot \alpha} \rightarrow A_{sw} = \frac{Td \times St}{f_y Z \cot \alpha} .$$

$T_d$  : effort tranchant de la combinaison la plus défavorable = 9475,8 KN. (Voir ANNEXE 7).

$$A_{sw} = \frac{9475.8 \times 10^3 \times 100}{400 \times 1280.7 \cot 45^\circ} \rightarrow A_{sw} = 18,5 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 10HA16 (5 brins / âme), espacés de 10 cm.

### III.11. VERIFICATIONS

#### III.11.1. VERIFICATION DE LA PRECONTRAINTE A L'ELU

##### III.11.1.1. A mi- travée

$$1,35 M_g \leq A_p \times f_{yp} \times Z_p$$

$M_g$  : moment dû au poids propre = 18793,2 KN.m. (Voir ANNEXE 7).

$$1,35 M_g = 1,35 \times 18793,2 \times 10^6 = 2,53 \times 10^{10} \text{ N.mm.}$$

$$A_p \times f_{yp} \times Z_p = 3,7 \times 10^{10} \text{ N.mm.} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

##### III.11.1.2. Sur pile

$$1,35 M_g = 4,46 \times 10^{10} \text{ N.mm.}$$

$M_g$  : moment dû au poids propre = 33031,0 KN.m. (Voir ANNEXE 7).

$$A_p \times f_{yp} \times Z_p = 5,02 \times 10^{10} \text{ N.mm.}$$

$\rightarrow$  Vérifiée.

#### III.11.2. BIELLES DE COMPRESSION

$$\sigma^{\max} = \frac{2V}{a \times b_w} \leq \sigma_{adm.}$$

$$a \leq 0,9 d = 1281 \text{ mm. Et } b_w : \text{ épaisseurs des âmes} = 2 \times 450 = 900 \text{ mm.}$$

$V$  : Effort tranchant de la combinaison la plus défavorable = 9475,8 KN. (Voir ANNEXE 7).

$$\sigma^{\max} = \frac{2 \times 9475.8 \times 1000}{1280.7 \times 900} = |-16,44| \text{ MPa} \leq |-21| \text{ MPa}$$

$\rightarrow$  Vérifiée.



***CHAPITRE IV. ETUDE DE LA TORSION***

## IV.1. INTRODUCTION

Le tablier d'un pont est soumis à la torsion lorsque la géométrie en plan présente une courbure, un biais ou à cause de l'excentricité des charges appliquées sur le tablier, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule voie est chargée.

La torsion se traduit par un moment qui tend à faire tourner les sections droites successivement les unes par rapport aux autres, de sorte que les fibres de la poutre deviennent des hélices. Cette rotation a lieu autour de l'axe x du tablier.

La géométrie en plan du viaduc étudié est courbée avec un petit rayon de 100 m, et donc un problème de torsion important ce qui nécessite une étude particulière de ce phénomène avec l'identification de ses différents paramètres avec la spécification des conditions aux limites des appuis.

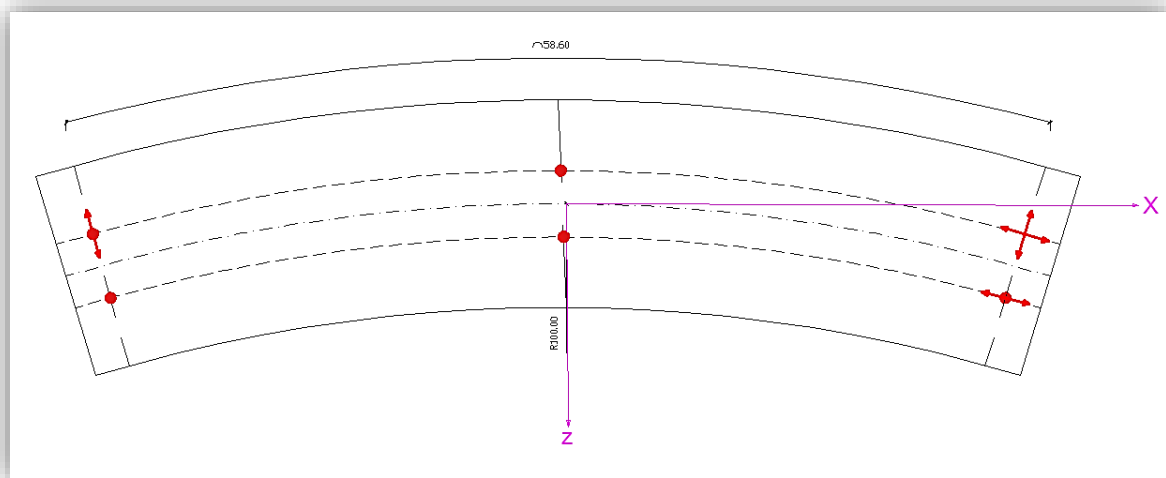


Figure IV.1. Conditions aux limites de la liaison appuis-tablier.

\* Les flèches montrent le sens libéré au déplacement.

## IV.2. TYPES DE TORSION

On distingue les deux types suivants :

### IV.2.1. TORSION UNIFORME

On envisage par la torsion uniforme (ou torsion de saint-venant) un mode de sollicitation des poutres qui se réduit à un moment longitudinal constant dans le cadre des liaisons de ces poutres qui ne gênent en aucune manière le gauchissement de leurs sections, seules des contraintes tangentielles  $\tau$  apparaissent.

### IV.2.2. TORSION NON UNIFORME

A l'opposé de la torsion uniforme, la torsion gênée se caractérise par une distribution non constante du moment de torsion ou par la présence de liaisons qui empêchent le gauchissement des sections transversales. Des contraintes normales  $\sigma$  apparaissent en plus des contraintes de cisaillement  $\tau$ , donc la section est soumise à une torsion dite non uniforme.

### IV.3. CALCUL DES PARAMETRES DE TORSION

#### IV.3.1. CONSTANTE DE LA TORSION (J)

Pour évaluer la déformabilité de la section vis-à-vis la torsion, on calcule l'inertie de torsion ou constante de torsion (en m<sup>4</sup>).

Dans notre cas, la section transversale est un caisson fermée (section fermée à parois minces), et donc elle la caractéristique d'avoir une grande constante de torsion et donc une petite déformabilité en torsion.

Pour la section mince fermée (section tubulaire du caisson, sans les ailes), la constante de la torsion est donnée par la formule :

$$J = \frac{4 A_m^2}{\int_0^L \frac{ds}{t}}$$

Avec :

$A_m$  : aire délimitée par la ligne médiane de la section tubulaire mince.

$s$  : la longueur de l'élément de la poutre.

$t$  : l'épaisseur de l'élément de la poutre.

$$A_m = \frac{(7.7+5.74) \times 1.5}{2} \rightarrow A_m = 10,08 \text{ m}^2.$$

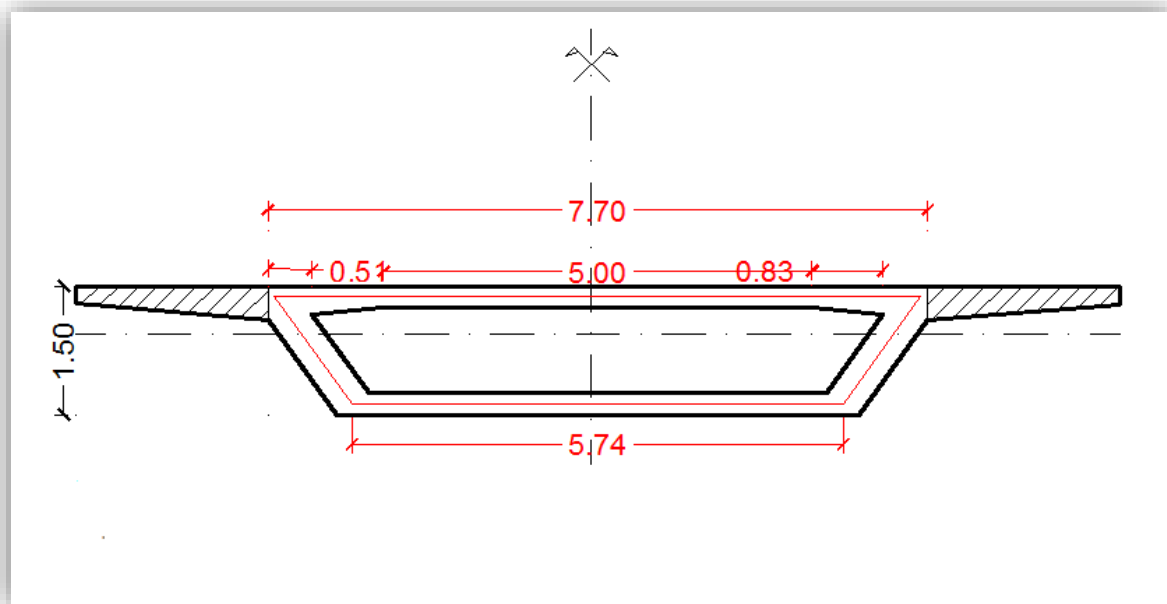


Figure IV.2. Linge médiane de la section transversale.

$$J = \frac{4 \times 10.08^2}{\frac{5}{0.25} + 2 \int_0^{0.51} \frac{ds}{-0.96x+0.4} + 2 \int_0^{0.83} \frac{ds}{-0.12x+0.35} + \frac{5.74}{0.25} + 2 \frac{1.54}{0.45}}$$

$$J = 6,98 \text{ m}^4.$$

Pour les ailes (les deux parties hachurées), on calcul la constante ( $J_r$ ) comme suit :

$$J_r = k_2 b t^3$$

Avec :

$b$  : longueur des ailes = 2.25 m.

$t$  : l'épaisseur moyenne d'aile = 0.3 m.

$k_2$  : coefficient adimensionnel tiré du tableau suivant :

**Tableau IV.1. Valeurs des coefficients  $k_1$  et  $k_2$  [14].**

<b>b/t</b>	<b>1.00</b>	<b>1.50</b>	<b>1.75</b>	<b>2.00</b>	<b>2.50</b>	<b>3.00</b>	<b>4.00</b>	<b>6.00</b>	<b>8.00</b>	<b>10.00</b>	$\infty$
<b><math>k_1</math></b>	0.208	0.231	0.239	0.246	0.258	0.267	0.282	0.298	0.307	0.312	0.333
<b><math>k_2</math></b>	0.141	0.196	0.214	0.229	0.249	0.263	0.281	0.298	0.307	0.312	0.333

On a :  $b/t = 7,5 \rightarrow$  par interpolation :  $k_1 = k_2 = 0,304$

Donc :  $J_r = 0,304 \times 2,25 \times 0,3 \rightarrow J_r = 0,018 \text{ m}^4$

**Remarque** : la constante de la torsion des ailes ( $J_r$ ) est négligeable devant celle de la section tubulaire fermée ( $J$ ).

On prend la constante ( $J$ ) égale à  $6,98 \text{ m}^4$ .

### IV.3.2. CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

#### IV.3.2.1. Section fermée

$$\tau_{\max} = \frac{T}{2t_{\min} A_m}$$

$T$  : moment de torsion de la combinaison la plus défavorable = 4247,5 KN.m (**Voir ANNEXE 8**).

$$\tau_{\max} = \frac{4247.5 \times 10^6}{2 \times 250 \times 10.08 \times 10^6} \rightarrow \tau_{\max} = 0,84 \text{ MPa.}$$

#### IV.3.2.2. Section ouverte (les ailes)

$$\tau_{\max} = \frac{T}{k_1 \times b \times t^2}$$

$$\tau_{\max} = \frac{4247.5 \times 10^6}{0.304 \times 2250 \times 300^2} \rightarrow \tau_{\max} = 69 \text{ MPa.}$$

$\tau_{\max}$  (des deux ailes) =  $69 \times 2 = 138 \text{ MPa}$ .

### IV.3.3. CENTRE DE TORSION

Pour la section transversale du pont, on définit un point caractéristique qui est le centre de torsion ou de cisaillement. Il s'agit du point où le moment des forces engendrées par les contraintes dues à l'effort tranchant est nul et donc la détermination de sa position est importante pour évaluer l'effet de la position où les charges sont appliquées.

Pour le calcul du centre de torsion, on a utilisé la méthode directe basée sur le calcul de flux de cisaillement  $\Phi$ . On fait apparaître une coupure (par exemple au niveau de l'hourdis supérieur) pour rendre la section ouverte et appliquer la formule de flux de cisaillement isostatique suivante [15] :

$$\Phi_{iso} = - \frac{V_z}{I_y} S_y^*$$

$S_y^*$  : moment statique.

$V_z$  : composante horizontale de l'effort tranchant.

$I_y$  : moment d'inertie suivant l'axe vertical, donné RM BRIDGE  $\rightarrow I_y = 57,04 \text{ m}^4$ .

### IV.3.3.1. Calcul de moment statique de chaque branche

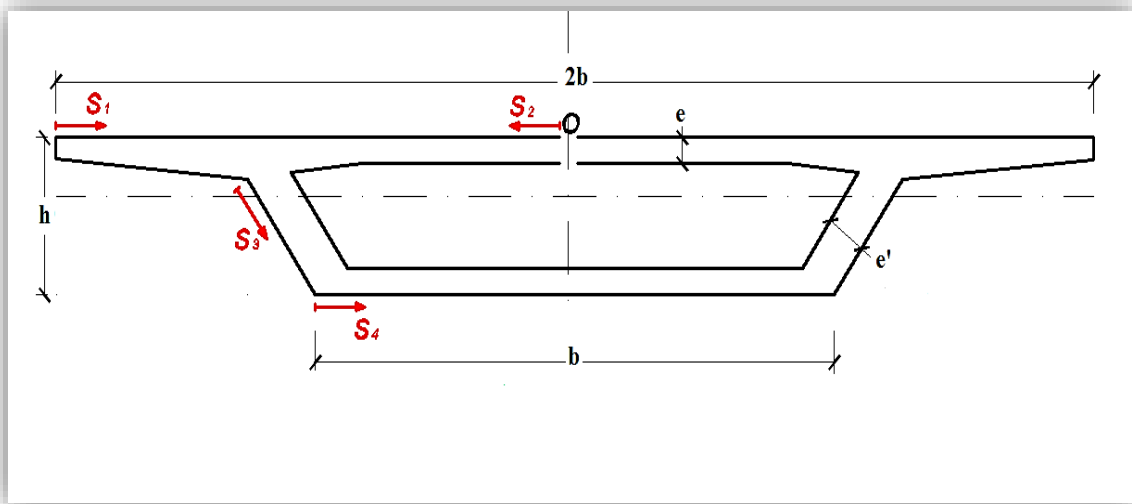


Figure IV.3. Branches pour le calcul des moments statiques.

Branche n° 1 :  $S_{1y}^* = es_1 (b - \frac{s_1}{2}) \rightarrow S_{1y}^*(0) = 0 ; S_{1y}^*(2,25) = 3,4 \text{ m}^3$ .

Branche n° 2 :  $S_{2y}^* = e (\frac{s_2^2}{2}) \rightarrow S_{2y}^*(0) = 0 ; S_{2y}^*(3,85) = 2,22 \text{ m}^3$ .

Branche n° 3 :  $S_{3y}^* = \frac{eb^2}{2} + (\frac{e'bs_3}{2}) \rightarrow S_{3y}^*(0) = 5,58 ; S_{3y}^*(1,54) = 7,7 \text{ m}^3$ .

Branche n° 4 :  $S_{4y}^* = \frac{eb^2}{2} + (\frac{e'bh}{2}) + es_4 (\frac{b}{2} - \frac{s_4}{2}) \rightarrow S_{4y}^*(0) = 7,4 ; S_{4y}^*(3,05) = 8,8 \text{ m}^3$ .

Pour obtenir les valeurs du flux, il faut juste multiplier les valeurs de moments statiques ci-dessus par  $(\frac{V_z}{I_y})$ .

### IV.3.3.2. Calcul de flux de cisaillement

Le calcul est effectué en résolvant l'équation suivante :

$$\delta_{11} X + \delta_{1,iso} = 0$$

X : flux de cisaillement au droit de la coupure en point O.

$$\delta_{11} = \oint \frac{ds}{e} = \frac{2b}{e} + \frac{2h}{e'} \rightarrow \delta_{11} = 46,4.$$

$$\delta_{1,iso} = \oint \Phi_{iso} \frac{ds}{e} = \left[ \frac{5b^3}{8} + \frac{bh^2}{2} + \frac{b^2h}{2} \left( \frac{e'}{e} + \frac{2e}{e'} \right) \right] \frac{Vz}{Iy} \rightarrow \delta_{1,iso} = 215,5 \left( \frac{Vz}{Iy} \right).$$

Alors :  $X = -4,644 \left( \frac{Vz}{Iy} \right).$

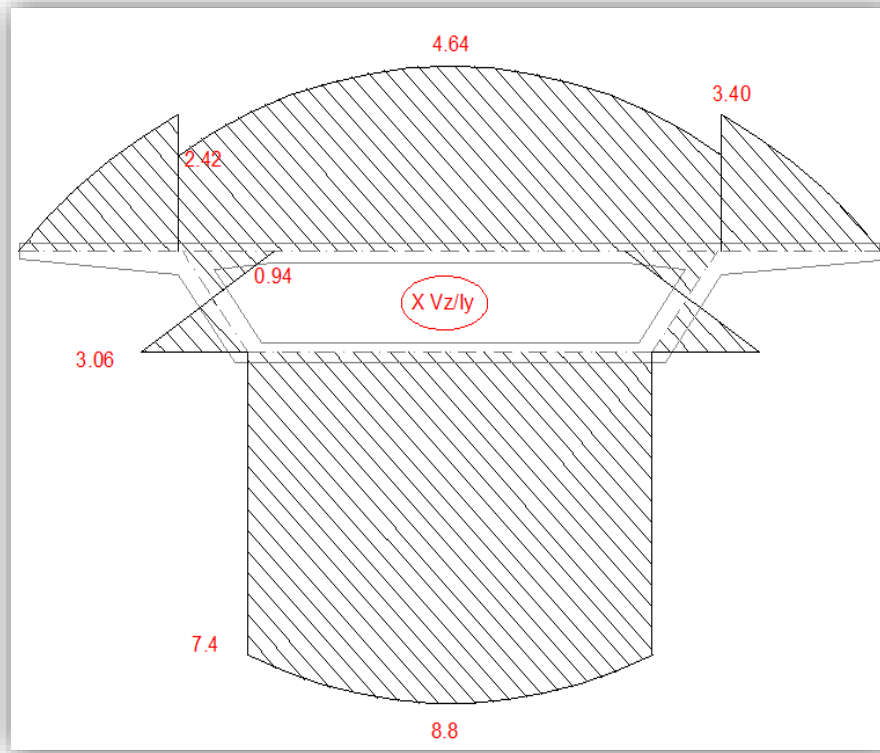


Figure IV.4. Diagrammes de flux de cisaillement.

#### IV.3.3.3. Calcul des moments

$$M_{iso/O} = bh \left( \frac{13eb^2}{12} + 3 \frac{e'hb}{4} \right) \frac{Vz}{Iy} \rightarrow M_{iso/O} = 109,7 \frac{Vz}{Iy}.$$

$$M_{hyper/O} = 2Xbh = -73,65 \frac{Vz}{Iy}.$$

Le moment total vaut donc :

$$M_{iso/O} = M_{iso/O} + M_{hyper/O} \rightarrow M_{iso/O} = 36,05 \frac{Vz}{Iy}.$$

On déduit la distance du centre de torsion au point O comme suit :

$$d = \frac{36,05}{Iy} = \frac{36,05}{57,04} \rightarrow d = 0,63 \text{ m.}$$

Sachant que la distance entre le centre de gravité de la section et le point O est 0,56 m, la distance entre les deux entre est de  $0,63 + 0,56 = 1,19 \text{ m.}$

#### IV.4. DIMENSIONNEMENT DE L'ARMATURE TRANSVERSALE

$$T_R = 2 A_{ef} \frac{A_{sw} \times f_y}{S} \cotg\alpha. \rightarrow A_{sw} = \frac{T_R \times S}{2 A_{ef} \times f_y \times \cotg\alpha}$$

$T_R$  : moment de torsion de la combinaison la plus défavorable = 4247,5 KN.m (**Voir ANNEXE 8**).

$$A_{sw} = \frac{4247.5 \times 10^6 \times 100}{2 \times 10.08 \times 10^6 \times 400 \cotg45^\circ} \rightarrow A_{sw} = 0,53 \text{ cm}^2.$$

On ajoute cette valeur à la valeur déjà calculée par l'effort tranchant, on a donc :

$$A_{sw} = 18,5 + 0,53 = 19,03 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 10HA16 (5 brins / âme), espacés de 10 cm.  $\rightarrow A_{sw} = 20,1 \text{ cm}^2$ .



***CHAPITRE V. ETUDE DE  
L'INFRASTRUCTURE***

## V.1. INTRODUCTION

Pour assurer la transmission des charges et surcharges du tablier au sol de la fondation, il faut passer par l'intermédiaire des piles qui seront choisies selon les contraintes exigées par le site d'implantation. A travers ce chapitre, on va présenter le dimensionnement des parties de la pile avec le ferrailage de ces derniers.

## V.2. CHOIX DE LA PILE

D'après la conception choisie du projet (schéma statique constitué de deux travées), le pont comporte une seule pile poteau composée de deux fûts avec un entraxe de 3,9 m.

Selon la morphologie du terrain, la hauteur des fûts est prise égale à 6,64 m avec un diamètre de 1,20 m.

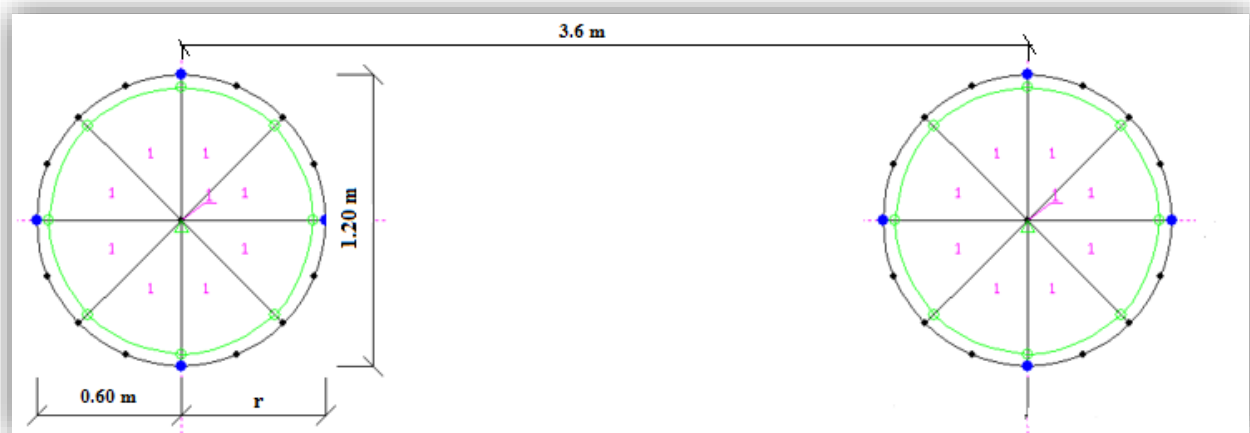


Figure V.1. Section transversale de la pile modélisée par RM bridge.

## V.3. FERRAILAGE DE LA PILE

### V.3.1. ARMATURE LONGITUDINALE

L'effort normal le moment résultants appliqués à la tête de la pile, sont calculés par RM BRIDGE de la combinaison fondamentale tel que :

$$M_r = 1210,0 \text{ KN.m. (Voir ANNEXE 9).}$$

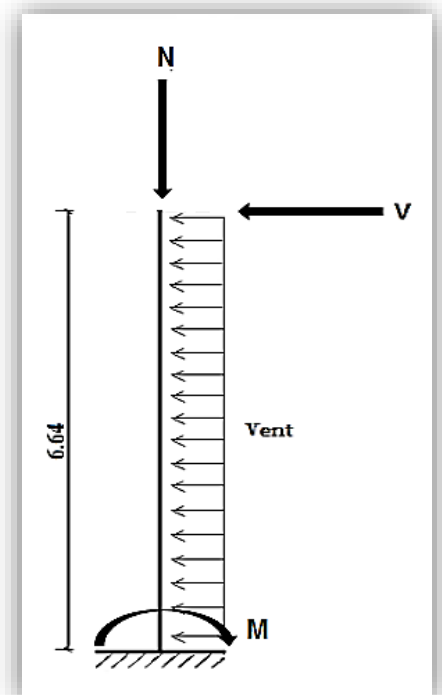
$$N_r = 9487 \text{ KN. (Voir ANNEXE 9).}$$

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0,04.$$

$h'$  : l'enrobage.

$D$  : diamètre de la section transversale de la pile.

$$n = \frac{N_r}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta \omega} = \frac{9487 \times 10^3}{\pi \times 600^2 \times 58.33} = 0,14.$$



$$m = \frac{M^r}{\pi \cdot R^2 \cdot D \cdot \beta \omega} = \frac{1210.0 \times 10^6}{\pi \times 600^2 \times 1200 \times 58.33} = 0,02.$$

Avec :  $\beta \omega$  : résistance du béton sur cube à 28 jours.

$$\beta \omega = f_{c28} / 0,6 = 58,33 \text{ MPa.}$$

On utilisant l'abaque N° 153 de Walther (pour section circulaire pleine), on tire :

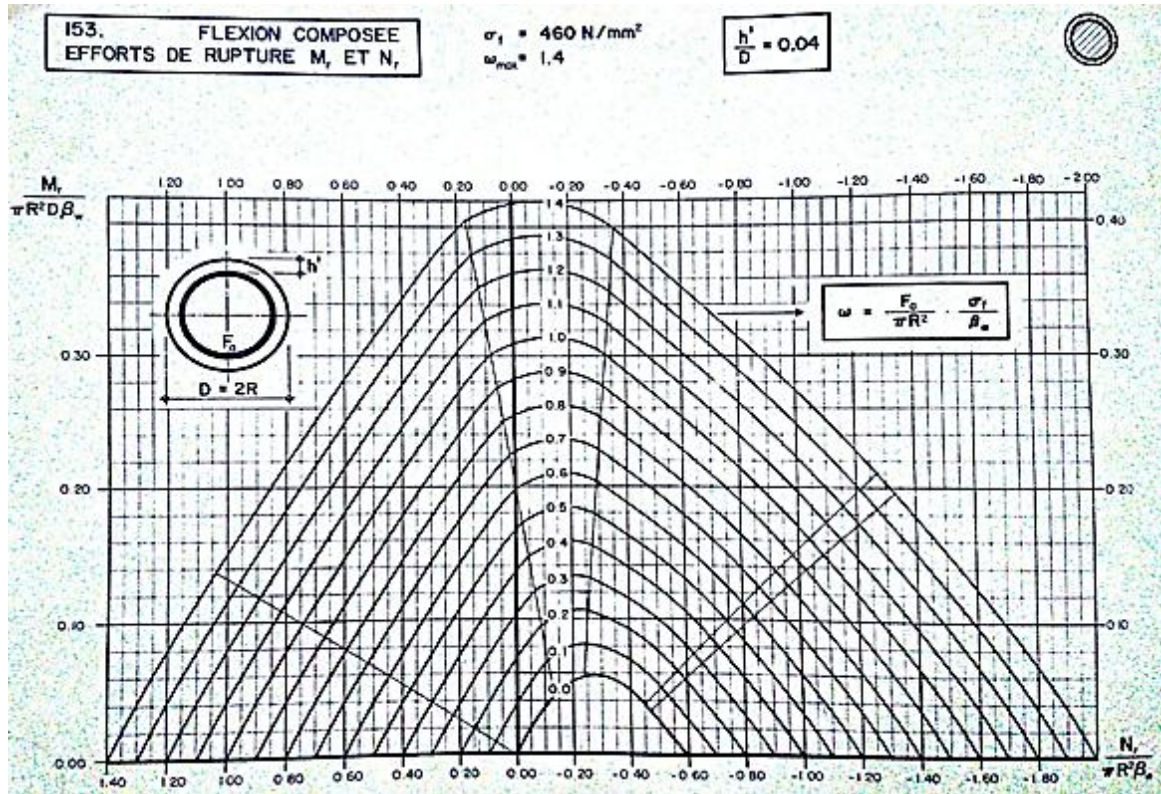


Figure V.2. Abaque de Walther pour le ferrailage de la pile.

$$\omega = 0.15$$

$$\text{Avec : } \omega = \frac{F_a}{\pi \cdot R^2} \frac{\sigma_f}{\beta \omega} \quad \rightarrow F_a = 247,38 \text{ cm}^2.$$

On choisit 32 HA 32  $\rightarrow$  soit 4HA32/ml (en deux lits), espacés de 15 cm.

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} (\pi \times D^2) = 0,23 \times \frac{2,7}{400} (\pi \times 1,2^2) = 70,23 \text{ cm}^2.$$

$$247,38 \text{ cm}^2 > 70,23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

### V.3.2. ARMATURE TRANSVERSALE

$$\frac{A_{sw}}{St} = \frac{Td}{f_y Z \cot \alpha}$$

$$Z_s = 0,9 d, \text{ avec } d = h - (c + \phi_{\text{étriers}} + \phi_{\text{armature passive}})$$

$$Z_s = 0,9 \times 1200 - (50 + 14 + 32)$$

$$Z_s = 993,6 \text{ mm.}$$

Td : effort tranchant de la combinaison la plus défavorable = 315,7 KN. (Voir ANNEXE 9).

$$A_s = \frac{315,7 \times 10^3 \times 150}{400 \times 993,6 \times \cotg 45^\circ} = 1,19 \text{ cm}^2.$$

### V.3.2.1 Calcul de l'armature minimal

$$\frac{A_{smin}}{A_b} = 0,6 \%$$

$$A_{smin} = 0,6 \% \pi R^2 = 0,67 \text{ cm}^2 < A_s = 1,44 \text{ cm}^2.$$

On choisit un seul cerceau de  $\phi 14$ , avec un espacement de 15 cm

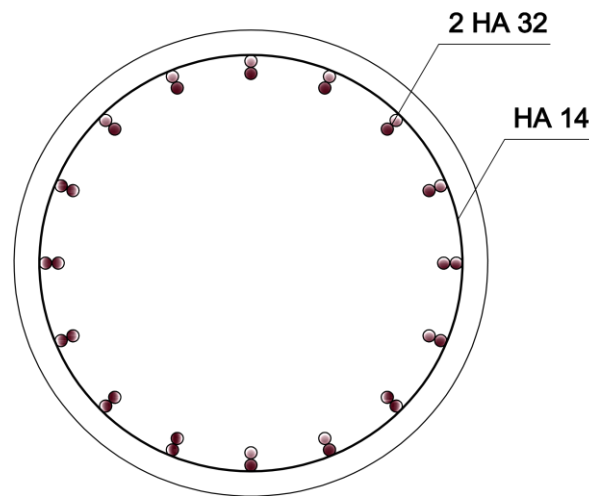


Figure V.3. Ferrailage de la pile.

## V.4. FONDATION

L'interaction sol-ouvrage se fait à partir des fondations, selon le cas : fondations superficielles ou profondes.

D'après le rapport géotechnique du projet, on préconise des fondations profondes sous forme de pieux avec une semelle de liaison.

### V.4.1 CARACTERISTIQUES DES PIEUX

Selon les résultats des essais et sondages réalisés des compagnes géotechniques, il est recommandé de recourir à des pieux de 22 m de longueur libre, dont la tête est située à la côte +715 et la pointe à la côte +693.

#### V.4.1.1 Diamètre de pieu

La longueur des pieux est supérieure à 15m, et donc ils sont exécutés en place. Leurs diamètres sont pris comme suit :  $\Phi \geq \frac{1}{20} L$  [16].

$$\Phi \geq \frac{1}{20} \times 22 \rightarrow \Phi \geq 1,1 \text{ m.}$$

Donc, on prend un diamètre égal à 1,20 m.

#### V.4.1.2 Nombre de pieux

Le nombre de pieux est calculé selon la formule :

$$n = \frac{\text{effort normal maximal}}{\text{capacité portante d'un pieu}}$$

Le rapport géotechnique nous donne la pression limite du groupe de pieux selon l'étude qui a été faite, tel que :

$$P_{lg} = 3,9 \text{ MPa.}$$

La pression limite d'un pieu est :

$$P_{li} = \frac{3.9}{K_e \times m \times n} = \frac{3.9}{0.42 \times 2 \times 3} = 1,55 \text{ MPa.}$$

Avec :  $K_e$  : est le coefficient d'efficacité, donné dans le rapport géotechnique.

$m$  : nombre de lignes du groupe de pieux.

$n$  : nombre de colonnes du groupe de pieux.

Et donc la capacité portante d'un pieu est obtenue en multipliant la pression limite par la section du pieu :

$$Q_l = 1,55 \times (\pi \times 600^2) = 1753 \text{ KN.}$$

Donc le nombre de pieux sera :

$$n = \frac{9487.0}{1753} = 5,41.$$

→ On prend,  $n = 6$  pieux.

#### V.4.1.3 Entraxe des pieux

L'entraxe des pieux est généralement pris égal à  $3\Phi$ , alors on obtient une distance entre axe des pieux  $d = 3,60 \text{ m}$ .

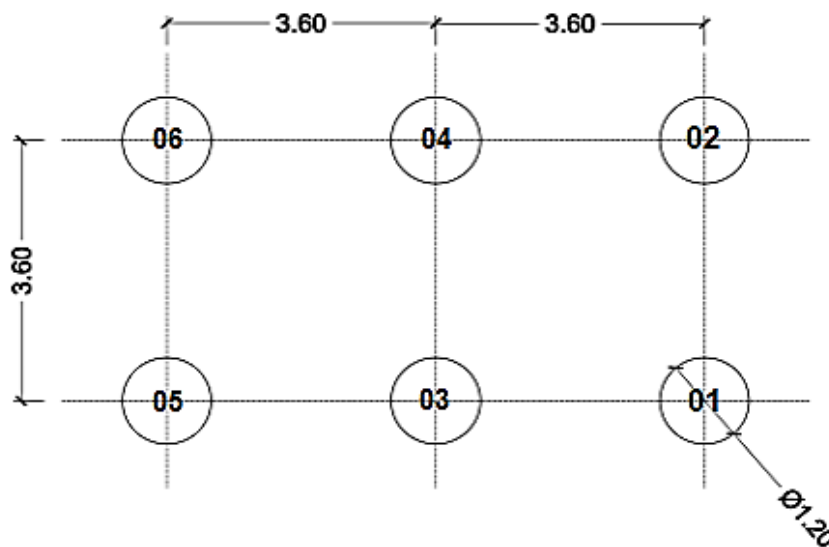


Figure V.4. Disposition en plan des pieux.

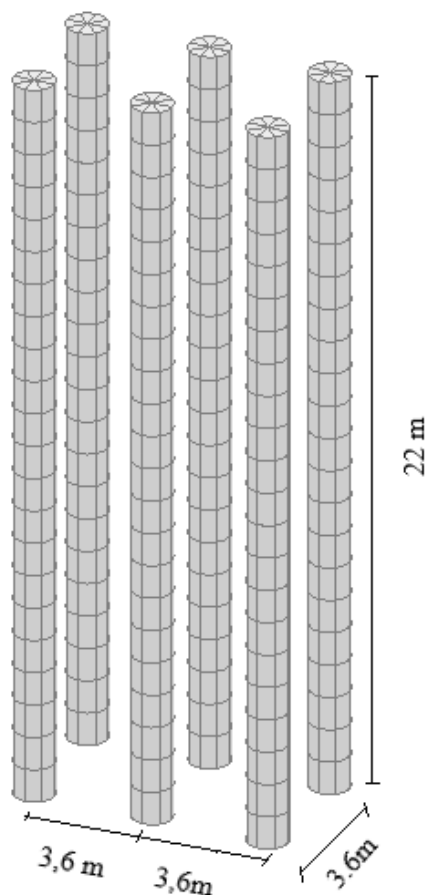


Figure V.5. Modélisation des pieux.

## V.4.2 FERRAILLAGE DES PIEUX

### V.4.2.1 ARMATURES LONGITUDINALES

Le ferrailage de pieux se fait en flexion composée pour une section circulaire de diamètre 1,2m, en utilisant les sollicitations maximales données par logiciel de calcul. Le tableau suivant donne les sollicitations ( $M_z$  et  $N_x$ ) de chaque pieu (Voir ANNEXE 10) :

Tableau V.1. Les efforts M et N de chaque pieu.

	$M_{Z \min}$ (KN.m)	$M_{Z \max}$ (KN.m)	$N_x$ (KN)
Pieu 1	-933,3	1232,5	-3809,4
Pieu 2	-966,9	1257,8	-3970,0
Pieu 3	-1037,3	1309,0	-6085,5
Pieu 4	-1070,2	1339,8	-6182,2
Pieu 5	-1182,3	1442,9	-4494,0
Pieu 6	-1209,2	1464,9	-4598,7

On utilisant l'abaque N° 154 de Walther (pour section circulaire pleine), tel que :

$$\frac{h'}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0,04.$$

$h'$  : l'enrobage.

$D$  : diamètre de la section transversale d'un pieu.

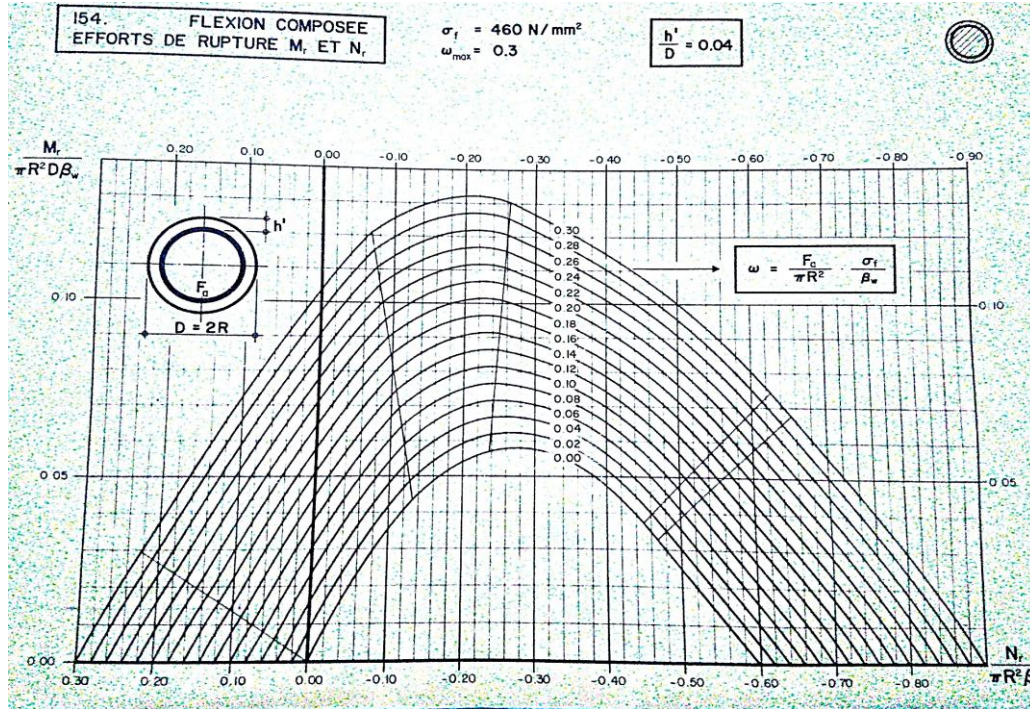


Figure V.6. Abaque de Walther pour le ferrailage des pieux.

Selon le Tableau (V.2.), Les pieux N°4 et N°6 présentent les efforts les plus élevés. Donc on doit calculer la section de ferrailage la plus défavorable.

• **Pieu N°4**

$$n = \frac{N_r}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_w} = \frac{6182,2 \times 10^3}{\pi \times 600^2 \times 58.33} = 0,094.$$

$$m = \frac{M_r}{\pi \cdot R^2 \cdot D \cdot \beta_w} = \frac{1339,8 \times 10^6}{\pi \times 600^2 \times 1200 \times 58.33} = 0,016.$$

$$\beta_w = f_{c28} / 0,6 = 58,33 \text{ MPa.}$$

On tire :  $\omega = 0.28$

$$\text{Avec : } \omega = \frac{F_a}{\pi \cdot R^2} \frac{\sigma_f}{\beta_w} \quad \rightarrow F_a = 461,78 \text{ cm}^2.$$

• **Pieu N°6**

$$n = \frac{N_r}{\pi \cdot R^2 \cdot \beta_w} = \frac{4598,7 \times 10^3}{\pi \times 600^2 \times 58.33} = 0,07.$$

$$m = \frac{M_r}{\pi \cdot R^2 \cdot D \cdot \beta_w} = \frac{1464,9 \times 10^6}{\pi \times 600^2 \times 1200 \times 58.33} = 0,018.$$

On tire :  $\omega = 0.214$

$$\text{Avec : } \omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi R^2 \beta \omega} \quad \rightarrow F_a = 352,9 \text{ cm}^2.$$

On a :  $F_a (\text{pieu4}) > F_a (\text{pieu6})$

Donc :  $F_a = 461,78 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{On choisit 58 HA 32 } (F_a = 466,32 \text{ cm}^2) \quad \rightarrow \text{soit 5HA32/ml}$   
espacés de 7 cm.

- **Condition de non fragilité**

$$A_s \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} (\pi \times D^2) = 0,23 \times \frac{2.7}{400} (\pi \times 1,2^2) = 70,23 \text{ cm}^2.$$

$466,32 \text{ cm}^2 > 70,23 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$

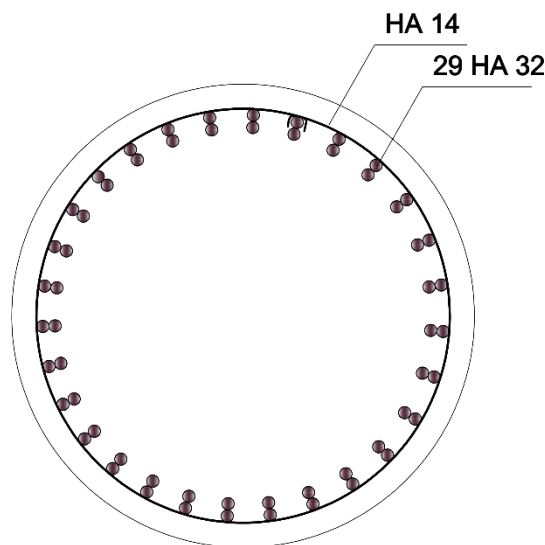


Figure V.7. Ferrailage d'un pieu.

#### V.4.2.2 ARMATURES TRANSVERSALES

$$\frac{A_{sw}}{S_t} = \frac{T_d}{f_y Z \cotg \alpha}$$

Avec  $T_d = 82,57 \text{ cm}^2$  (de la combinaison fondamentale)

$$A_s = \frac{82,57 \times 10^3 \times 150}{400 \times 990 \times \cotg 45^\circ} = 0,34 \text{ cm}^2 < \text{HA 14} = 1,54 \text{ cm}^2$$

On choisit un seul cerceau de  $\phi 14$ , avec un espacement de 15 cm.

#### V.4.3 SEMELLE SOUS PILE

- **Largeur de la semelle (B)**

$$B = d + (2 \times \Phi) = 3,6 + (2 \times 1,2) = 6 \text{ m.}$$

- **Longueur de la semelle (L)**

$$L = (2 \times d) + (2 \times \Phi) = (2 \times 3,6) + (2 \times 1,2) = 9,6 \text{ m.}$$

On prend une longueur de 10 m.

- **Hauteur de la semelle (h)**

Selon la condition de rigidité :

$$h > \max \left( 0,6 ; \frac{B-b}{4} \right).$$

b : largeur de l'appui (diamètre de la pile).

$$h > \max \left( 0,6 ; \frac{6-1,2}{4} \right) = \max (0,6 ; 1,2) \rightarrow \text{on prend : } h = 1,5 \text{ m.}$$

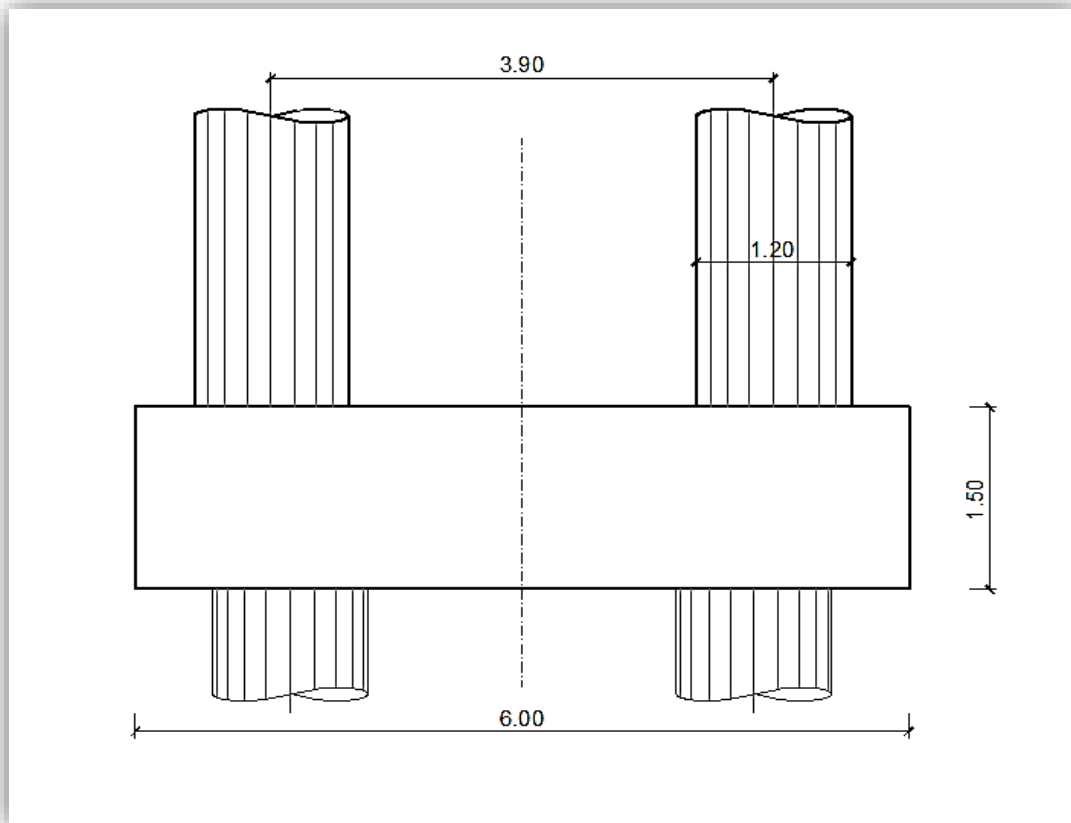


Figure V.8. Coupe transversale de la semelle.

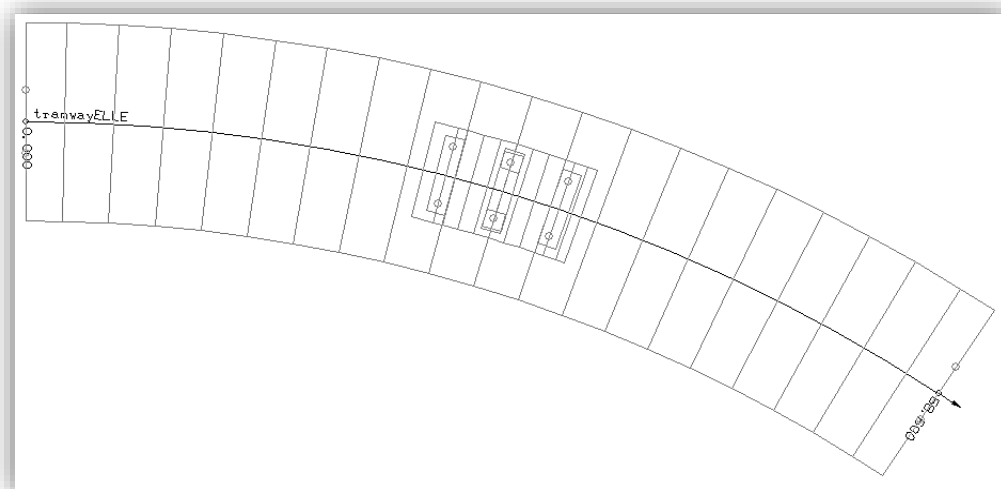


Figure V.9. Modélisation de la semelle.

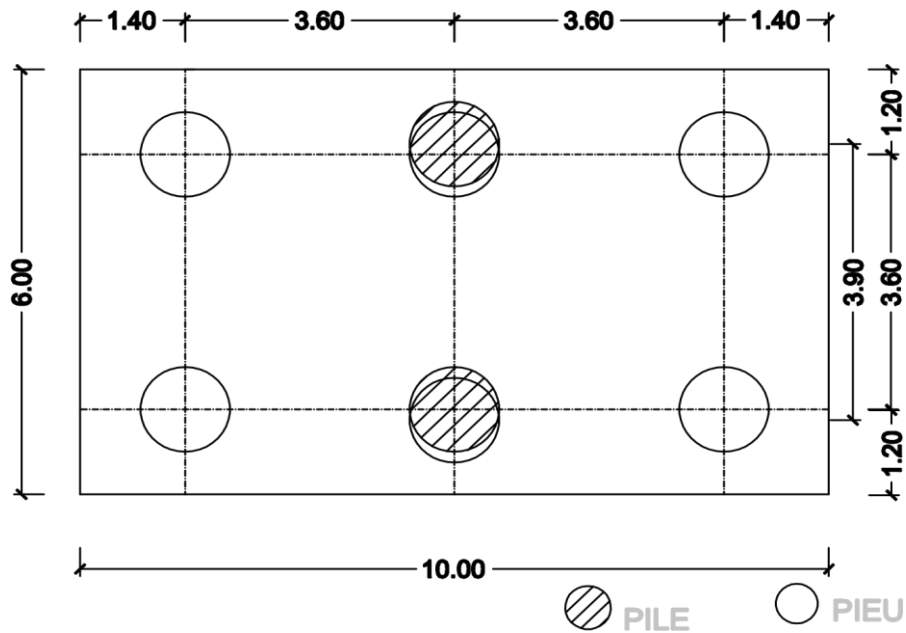


Figure V.10. Vue en plan de la semelle.

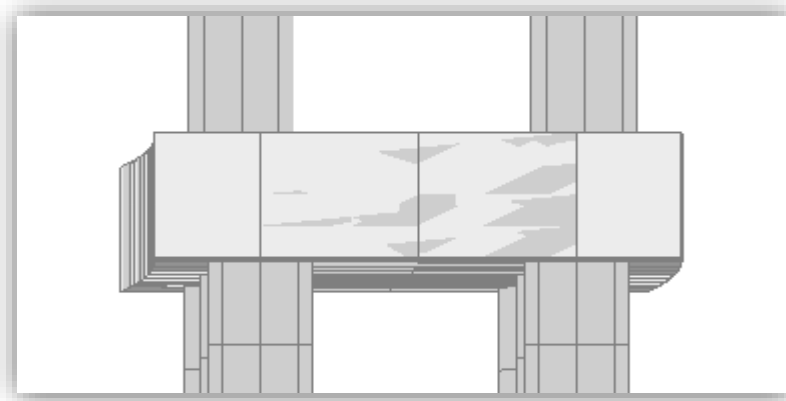


Figure V.11. Vue en élévation de la semelle par RM BRIDGE.

### V.4.3.1 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

#### V.4.3.1.1 Partie inférieure

On applique la méthode des bielles pour le dimensionnement de la section d'acier de la semelle, en utilisant la formule

- Conditions de la méthode

–  $\alpha \geq 45^\circ$ .

–  $h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4}$ .

Pour appliquer la méthode à une pile à deux fûts, on calcule d'abord la dimension  $b$  équivalente comme suit :

$$\frac{N_t}{S_t} = \frac{N_1}{S_1} \rightarrow S_t = \frac{N_t \times S_1}{N_1}$$

$$\pi \times \frac{b^2}{4} = \frac{N_t \times \pi \times 1.2}{N_1} \rightarrow b = 1,7 \text{ m.}$$

Avec :  $N_t$  : effort normal totale.

$N_1$  : effort normal repris par un seul fût.

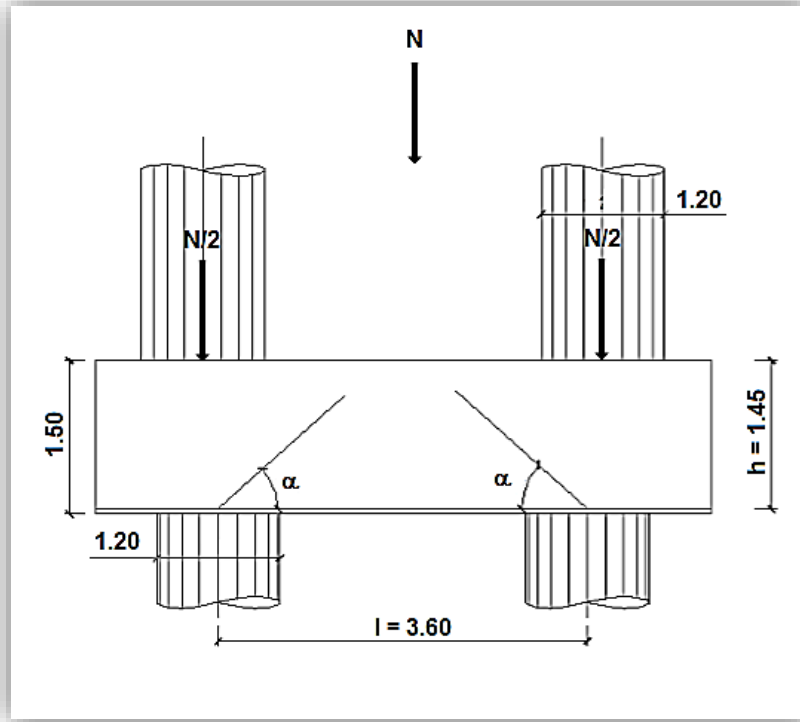


Figure V.12. Schéma des paramètres de la méthode des bielles.

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}} = 1,054 \rightarrow \alpha = 47^\circ > 45^\circ \rightarrow \text{vérifié.}$$

$$\frac{l}{2} - \frac{b}{4} = 1,38 \text{ m} < 1,45 \text{ m} \rightarrow \text{vérifié.}$$

$$\text{Alors : } A_s = \frac{N_{\max}}{\sigma_a} \times \frac{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}}{h}$$

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e = \frac{2}{3} 400 = 267 \text{ MPa.}$$

$N_{\max} = 9487 \text{ KN}$  : effort normal de la combinaison la plus défavorable (ELU fondamentale).

$$\text{Donc : } A_s = \frac{9487 \times 10^3}{267} \times \frac{1,38}{1,45}.$$

$$A_s = 338,16 \text{ cm}^2/L'.$$

Ces armatures transversales sont placées sur une bande de largeur  $L'$ , tel que :

$$L' = h_s + \Phi = 2,7 \text{ m.}$$

$A_s = 125,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$   $\rightarrow$  on obtient 16 HA32 ( $A_s = 128,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ), soit deux nappes de 8HA32, avec un espacement  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- Entre les bandes de ces armatures, on place des armatures de répartition tel que :

$A_l = \frac{1}{3} A_s \rightarrow A_l = \frac{338.16}{3} = 112,72 \text{ cm}^2$ . Soit 15HA32 ( $A_l = 120,6 \text{ cm}^2$ ) ou 7HA32/ml avec un espacement de :  $S_t = 12 \text{ cm}$ .

- **Armatures longitudinales**

$A_{li} = \frac{1}{3} A_s \rightarrow A_{li} = \frac{338.16}{3} = 112,72 \text{ cm}^2$ . Soit 24HA25 ( $A_{li} = 117,84 \text{ cm}^2$ ) ou 4HA25/ml avec un espacement de :  $S_t = 22 \text{ cm}$ .

#### V.4.3.1.2 Partie supérieure

Dans la partie supérieure on a besoin que des armatures constructives :

- **Armatures transversales**

$A_{ts} = 0,1 A_s \rightarrow A_{ts} = 0,1 \times 338,16 = 33,816 \text{ cm}^2$ . soit 12 HA20 ( $A_{ts} = 37,68 \text{ cm}^2$ )

- **Armatures longitudinales**

$A_{ls} = \frac{1}{3} A_s \rightarrow A_{ls} = \frac{330}{3} = 110,00 \text{ cm}^2$ . Soit 24HA25 ( $A_{li} = 117,84 \text{ cm}^2$ ) ou 4HA25/ml avec un espacement de :  $S_t = 22 \text{ cm}$ .

- **Armatures latérales**

$A_l = \frac{1}{10} A_s \rightarrow A_l = \frac{338.16}{10} = 33,816 \text{ cm}^2$ . Soit 16HA16  $\rightarrow$  8HA16 pour chaque côté (c.à.d. 6HA16/ml avec un espacement de 16 cm).

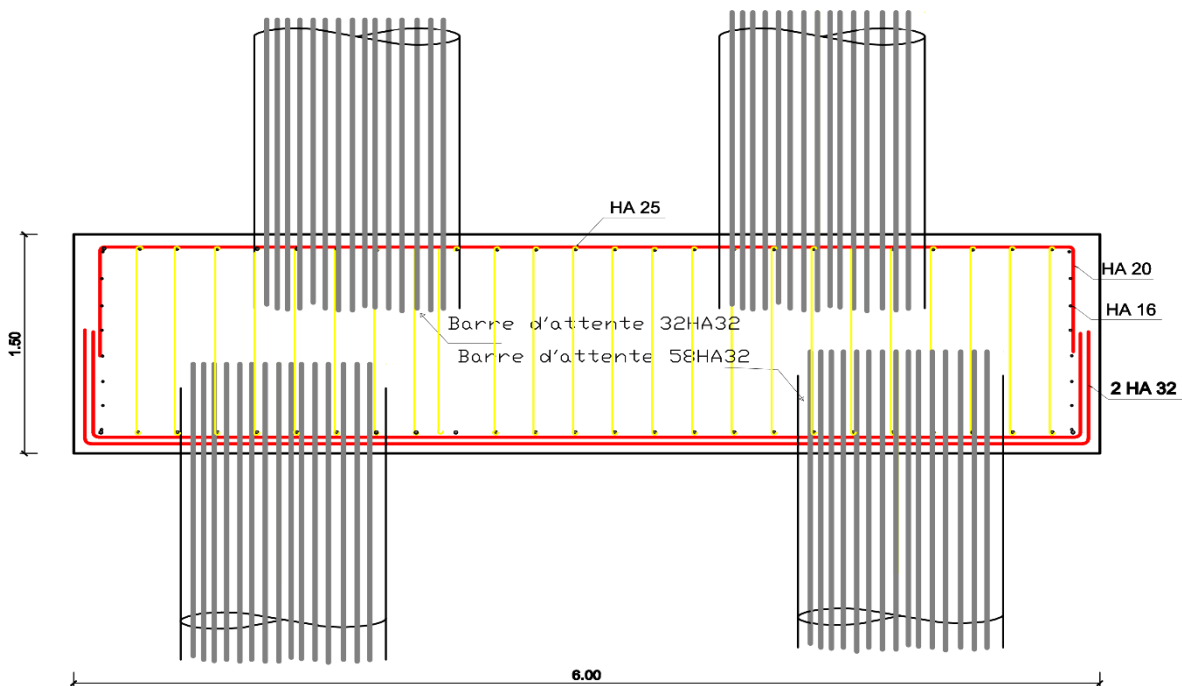
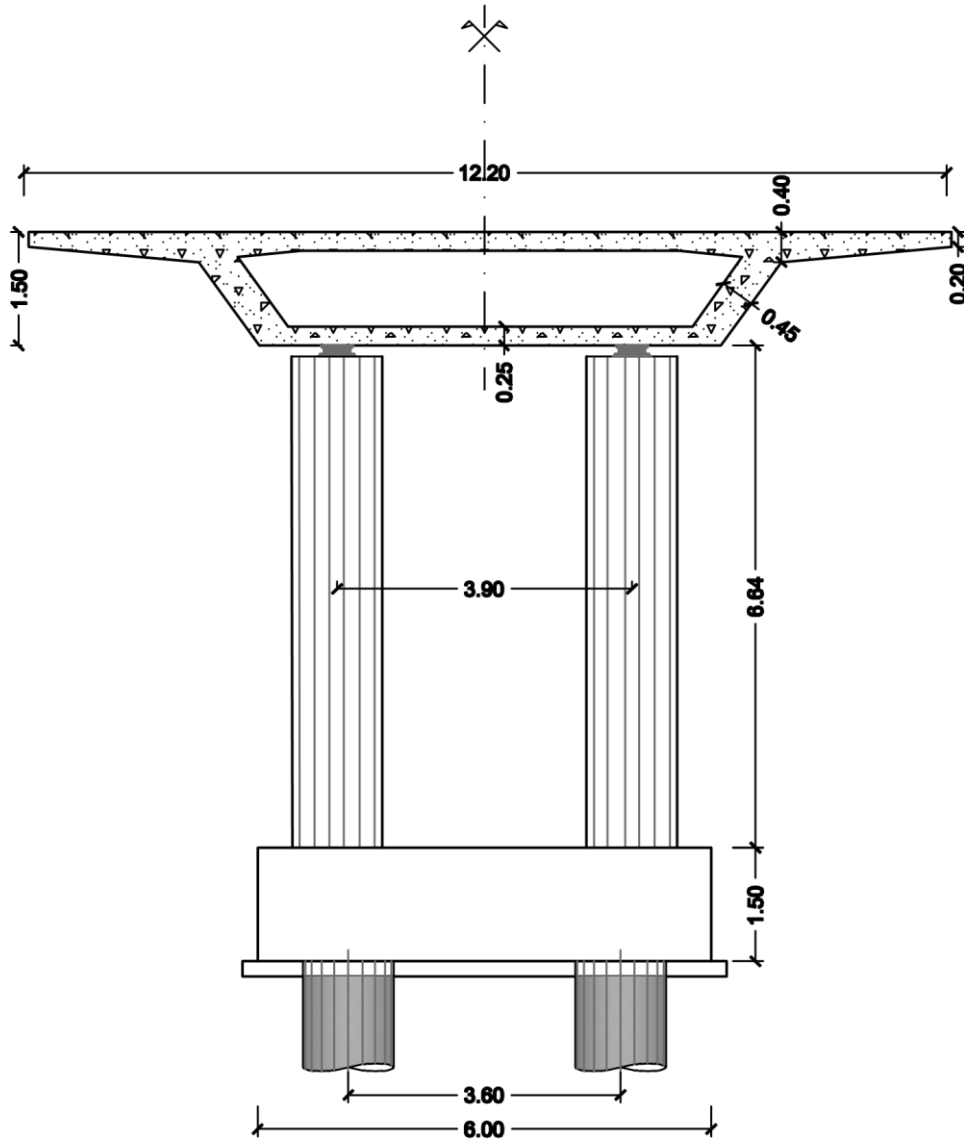


Figure V.13. Ferrailage de la semelle.



**COUPE TRANSVERSALE DU PONT**

ECHELLE 1: 250



***CHAPITRE VI. ETUDE SISMIQUE***

## VI.1. INTRODUCTION

Les ouvrages d'art peut être dimensionné dans certain cas sous l'effet sismique lorsque l'ouvrage est situé dans une zone de sismicité moyenne à très forte, d'où la nécessité de comprendre le comportement de l'ouvrage vis-à-vis la sollicitation sismique.

## VI.2. CARACTERISTIQUES SISMIQUES DE LA ZONE DE PROJET

Tableau VI.1. Caractéristiques sismique

<b>Zone sismique</b>	IIa
<b>Groupe du pont</b>	2
<b>Coefficient d'accélération de zone : A</b>	0.20
<b>Site</b>	S3
<b>Coefficient sismique</b>	$K_h=A$ ; $K_v= 0,3.K_h$
<b>Amortissement</b>	$\zeta= 5 \%$
<b>Composante horizontale</b>	$T1 = 0.20 \text{ s}$ ; $T2 = 0.50 \text{ s}$ ; $S = 1,2$
<b>Composante verticale</b>	$T1 = 0.20 \text{ s}$ ; $T2 = 0.40 \text{ s}$

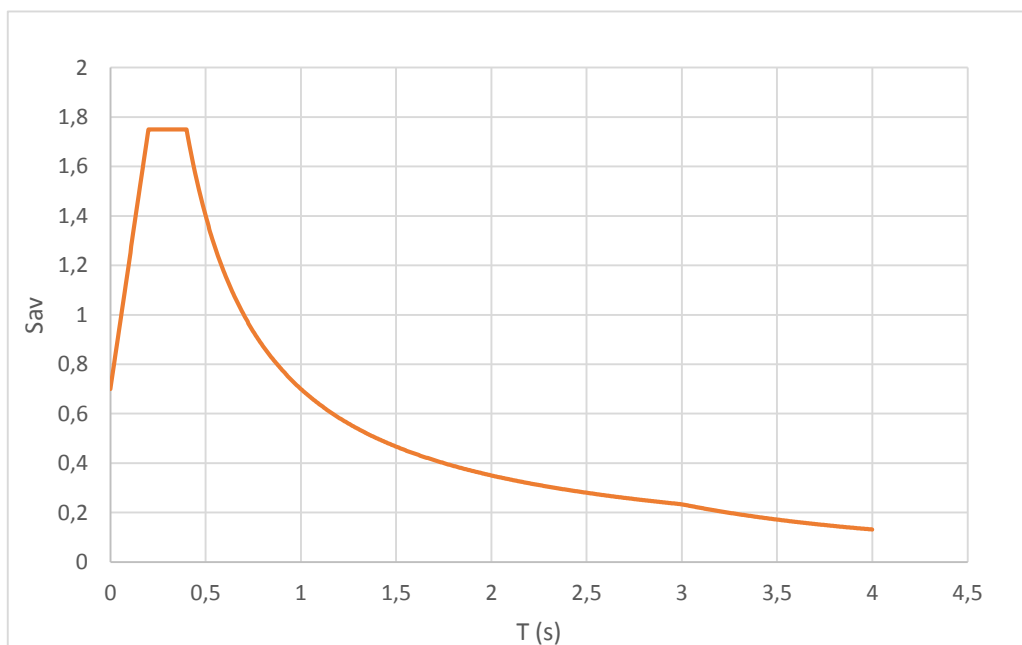


Figure VI.1. Spectre de réponse élastique- composante horizontale- 5% d'amortissement.

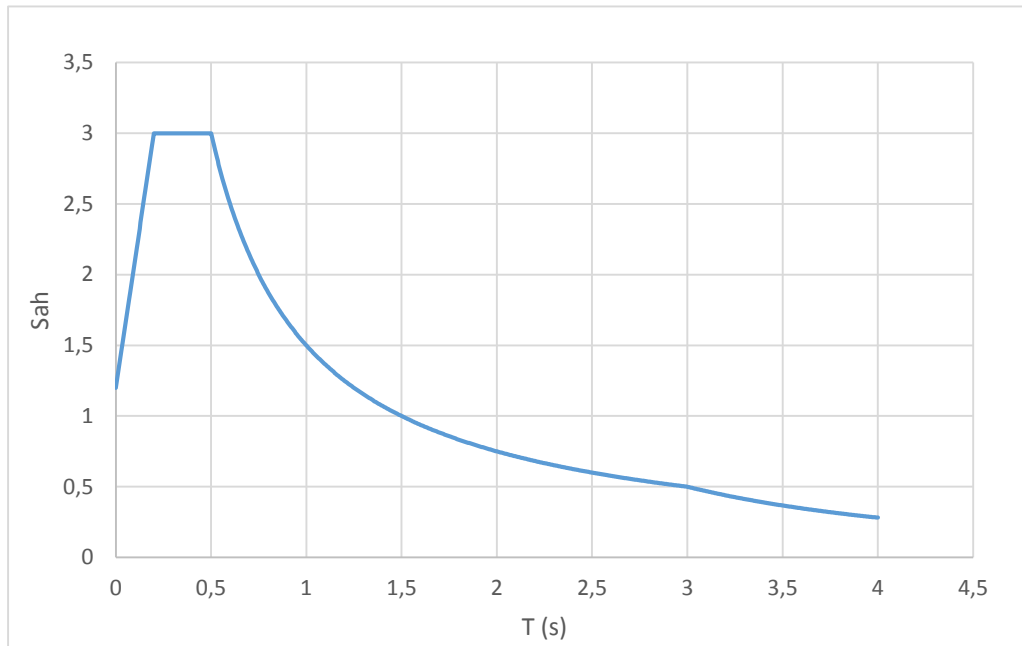


Figure VI.2. Spectre de réponse élastique- composante verticale- 5% d'amortissement.

### VI.3. COMBINAISON DE L'ACTION SISMIQUE

Pour tenir en compte de l'incertitude directionnelle du séisme, des combinaisons de force sismique orthogonale seront employés :

$$E_1 = E_x \mp 0,3 E_y \mp 0,3 E_z$$

$$E_2 = 0,3 E_x \mp E_y \mp E_z$$

$$E_3 = 0,3 E_x \mp 0,3 E_y \mp E_z$$

Tableau VI.2. Combinaison de l'action sismique.

Effort		E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>
Mz (KN.m)	Max	3462	4133	3462
	Min	125	148	125
Qy (KN)	Max	1088	1203	818
	Min	818	976	108
My (KN.m)	Max	3	210	101
	Min	101	3	3
Qz (KN)	Max	30,4	62,9	304
	Min	29,7	62,8	29,7
Mx (KN.m)	Max	168	201	168
	Min	168	199	168
Nx (KN)	Max	345	235	345
	Min	306	211	306

En comparant les différentes valeurs des combinaisons sismiques présentées dans les diagrammes ci-dessus, on constate que la force sismique est la plus défavorable suivant E2.

**VI.4. COMBINAISON SISMIQUE**

ELU :  $G + E + 0,6 Q_{Tram}$

ELS:  $G + 0,3 E + 0,3 Q_{Tram}$  (RPOA)

**VI.5. MASSE PARTICIPANTE**

MODE	phi*M*phi	X	Y	Z	SUM-X	SUM-Y	SUM-Z	HERTZ	PERIODE
1	0.1519E+04	88.43	0.00	8.07	88.43	0.00	8.07	0.795	1,257862
2	0.7583E+03	0.10	0.00	0.00	88.53	0.00	8.07	2.770	0,361011
3	0.7186E+03	0.0	77.49	0.00	88.53	77.49	8.07	3.967	0,25208
4	0.7967E+03	6.63	0.00	72.90	95.16	77.49	80.97	5.449	0,18352
5	0.4609E+03	0.1	0.15	0.05	95.16	77.65	77.65	9.636	0,103778
6	0.7973E+03	0.00	0.00	0.00	95.17	77.65	81.02	10.376	0,096376
7	0.7608E+03	0.00	2.46	0.00	95.17	80.10	81.02	11.221	0,089119
8	0.4506E+04	0.00	0.00	0.00	95.17	80.10	81.02	11.628	0,085999
9	0.7851E+03	2.01	0.00	0.18	97.18	80.10	81.20	15.083	0,0663
10	0.2045E+03	0.00	1.03	0.01	0.01	97.18	81.13	81.21	0,012314
11	0.6595E+03	0.00	11.66	0.00	97.18	92.79	81.22	19.962	0,050095
12	0.7668E+03	0.00	0.00	0.00	97.18	92.79	81.22	21.500	0,046512
13	0.4630E+04	0.00	0.00	0.00	97.18	92.79	81.22	22.932	0,043607
14	0.7948E+03	0.00	0.00	0.00	97.18	92.79	81.22	23.943	0,041766
15	0.7741E+03	0.89	0.00	9.78	98.07	92.79	91.00	27.505	0,036357
16	0.1491E+03	0.00	0.02	0.00	98.07	92.81	91.00	30.175	0,03314
17	0.6793E+03	0.00	0.01	0.00	98.07	92.81	91.00	30.595	0,032685
18	0.4450E+04	0.00	0.00	0.00	98.07	92.81	91.00	33.712	0,029663
19	0.7719E+03	0.00	0.00	0.00	98.07	92.81	91.00	34.426	0,029048
20	0.1341E+03	0.00	0.00	0.00	98.07	92.82	91.00	40.193	0,02488
21	0.7926E+03	0.49	0.00	0.04	98.56	92.82	91.05	40.996	0,024393
22	0.6831E+03	0.00	2.09	0.00	98.56	94.91	91.05	42.863	0,02333
23	0.4473E+04	0.00	0.00	0.00	98.56	94.91	91.05	43.674	0,022897
24	0.7747E+03	0.00	0.00	0.00	98.56	94.91	91.05	47.057	0,021251

25	0.7658E+03	0.00	0.00	0.00	98.56	94.91	91.05	47.502	0,021052
26	0.1327E+03	0.00	0.02	0.00	98.56	94.93	91.05	49.3911	0,020247
27	0.4663E+04	0.00	0.00	0.00	98.56	94.93	91.05	52.528	0,019037
28	0.7607E+03	0.30	0.00	3.29	98.86	94.93	94.34	54.722	0,018274
29	0.6564E+03	0.00	0.14	0.02	98.86	95.07	94.36	54.983	0,018187
30	0.1401E+03	0.00	0.01	0.01	0.00	98.86	95.08	57.486	0,017396
31	0.1159E+04	0.00	0.00	0.00	98.86	95.08	94.36	59.105	0,016919
32	0.2099E+04	0.00	0.00	0.00	98.86	98.86	94.36	60.295	0,016585
33	0.1377E+03	0.00	0.04	0.00	98.86	95.12	94.36	63.726	0,015692
34	0.4480E+04	0.00	0.00	0.00	98.86	95.12	94.36	65.610	0,015242
35	0.7127E+03	0.00	0.67	0.00	98.86	95.79	94.36	65.976	0,015157
36	0.7959E+03	0.20	0.00	0.02	99.06	95.79	94.38	68.170	0,014669
37	0.1591E+03	0.00	0.00	0.00	99.06	95.79	94.38	68.633	0,01457
38	0.7721E+03	0.00	0.00	0.00	99.06	95.79	94.38	69.371	0,014415
39	0.4878E+04	0.00	0.00	0.00	99.06	95.79	94.38	69.676	0,014352
40	0.8092E+03	0.00	0.00	0.00	99.06	95.79	94.38	69.967	0,014292
41	0.3033E+03	0.00	0.00	0.00	99.06	95.79	94.38	71.557	0,013975
42	0.5157E+04	0.00	0.00	0.00	99.06	95.79	94.38	71.857	0,013917
43	0.3496E+02	0.00	0.02	0.00	99.06	95.81	94.38	74.036	0,013507
44	0.1408E+03	0.00	0.09	0.00	99.06	95.90	94.38	74.197	0,013478
45	0.8206E+03	0.00	0.00	0.00	99.06	95.90	94.38	76.347	0,013098
46	0.7421E+03	0.00	0.24	0.00	99.06	96.14	94.38	79.488	0,012581
47	0.8666E+03	0.00	0.00	0.00	99.06	96.14	94.38	80.318	0,012451
48	0.8411E+03	0.14	0.00	1.56	99.21	96.14	95.94	81.124	0,012327
49	0.2697E+03	0.00	0.04	0.00	99.21	96.18	95.94	82.718	0,012089
50	0.7835E+03	0.00	0.00	0.00	99.21	96.18	95.94	92.436	0,010818
51	0.8355E+03	0.10	0.00	0.01	99.31	96.18	95.95	93.416	0,010705
52	0.8067E+03	0.08	0.00	0.88	99.39	96.18	96.83	104.968	0,009527
53	0.7819E+03	0.00	0.00	0.00	99.39	96.18	96.83	114.305	0,008749
54	0.7587E+03	0.06	00.0	0.01	99.46	96.18	96.18	115.690	0,008644
55	0.7432E+03	0.05	0.00	0.55	99.51	96.18	97.39	125.525	0,007967

56	0.7570E+03	0.04	0.00	0.00	99.55	96.18	97.39	134.405	0,00744
57	0.8098E+03	0.00	0.00	0.00	99.55	96.18	97.39	135.450	0,007383
58	0.8056E+03	0.03	0.00	0.36	99.58	96.18	97.75	142.293	0,007028
59	0.8103E+03	0.03	0.00	0.00	99.60	96.18	97.75	149.144	0,006705
60	0.8106E+03	0.02	0.00	0.21	99.62	96.18	97.96	154.942	0,006454
61	0.7690E+03	0.00	0.00	0.00	99.62	96.18	97.96	155.736	0,006421
62	0.8261E+03	0.01	0.00	0.00	99.64	96.18	97.96	159.669	0,006263
63	0.8006E+03	0.01	0.00	0.09	99.64	96.18	98.05	163.333	0,006122
64	0.8216E+03	0.00	0.00	0.00	99.65	96.18	98.05	165.933	0,006027
65	0.8797E+03	0.00	0.00	0.01	99.65	96.18	98.06	167.489	0,005971
66	0.7905E+03	0.00	0.00	0.00	99.65	96.18	98.06	175.066	0,005712
67	0.8261E+03	0.00	0.00	0.00	96.18	98.06	98.06	193.323	0,005173
68	0.7917E+03	0.00	0.00	0.00	99.65	96.18	98.06	210.414	0,004753
69	0.7486E+03	0.00	0.00	0.00	99.65	96.18	98.06	226.223	0,00442
70	0.7768E+03	0.00	0.00	0.00	99.65	96.18	98.06	240.645	0,004155

**Remarque :** vu qu'on a une pile relativement courte (6.64 m), donc elle est fortement rigide ( $k = \frac{EI}{h^2}$ ) ce qui nous donne une fréquence forte et par conséquent une faible période, ce qui justifie la non convergence rapide du mode propre.

#### VI.4. CONCLUSION

Cette étude sismique a permis d'estimer les efforts agissants sur les piles lors d'un séisme. Ces efforts vont être utilisés pour le dimensionnement du ferrailage et ajoutés ou calcul de ferraille calculés avant.



***CONCLUSION GENERALE***

## CONCLUSION GENERALE

L'élaboration de notre projet, intitulé «Conception et étude d'un viaduc - projet Extension de la 1ère ligne du Tramway reliant Zouaghi - Nouvelle ville Ali Mendjeli « CONSTANTINE », nous a permis de toucher l'aspect pratique de nos connaissances théoriques acquises et les notions fondamentales concernant la conception et le dimensionnement d'un pont.

Nous avons traité dans ce mémoire les principales étapes de l'étude d'un pont rail en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et analysées, Nous avons retenu la variante la plus avantageuse pour l'étudier d'une manière profonde.

Le dimensionnement général du pont a été effectué, tout en tenant en compte les principes qui régissent le calcul des ponts, les différentes sollicitations pour la vérification des divers éléments et la réglementation en vigueur (BAEL, BPEL, EUROCODES, ...etc.).

Vu la complexité géométrique et mécanique de la structure (courbure en plan), la conception et le dimensionnement de cet ouvrage ont nécessité une modélisation en trois dimensions par le logiciel RM BRIDGE, selon les différentes phases de construction (phase de réalisation, phase d'exploitation). Cette modélisation nous a permis non seulement d'étudier le comportement global, mais aussi le comportement local de chaque élément le constituant (tablier, pile, fondation), afin d'automatiser au maximum les étapes de calculs et de consacrer un maximum de temps à la réflexion.

Enfin, ce travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études, il nous permettra de tester, compléter les connaissances déjà acquises et les confronter avec la pratique.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] Hirt, Jean-Paul Lebet, Manfred. A, PONTES EN ACIER, vol. 12, LAUSANNE: presse polytechniques et universitaires romandes, Centre Midi, C.P.119, CH-1015 lausanne, 2009.
- [2] RNVA 2013.
- [3] BAEL 91- REV99.
- [4] Robert CHAUSSIN, « Béton précontraint ».
- [5] Jean-Armand Calgaro, « conception des ponts », Paris, 1994.
- [6] Livret 2.01, « Règles de conception et de calcul des ouvrages en béton, en métal ou mixtes », février 1995.
- [7] Eurocode 1, NF EN 1991-2, « Action sur les structures, partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic », Mars 2004.
- [8] Fascicule 61 titre II, « programme des charges et épreuves des ponts-routes ».
- [9] RPOA 2008.
- [10] «Bentley communities », [En ligne]. Available : <https://communities.bentley.com/products/>. [Accès le 03 mai 2018].
- [11] Guide de conception SETRA, « Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs », France, juin 2003.
- [12] BENTIR Amine, «ETUDE D'UN PONT A POUTRES PRECONTRAINTEES SUR OUED MINA AU PK 11+088,25 DE LA PENETRANTE DE MOSTAGHANEM », mémoire PFE, ENSTP, Algérie, 2017.
- [13] THONIER HENRY, LE BETON PRECONTRAIT AU ETATS LIMITEES, ENPC, 1985.
- [14] Mme MESSAOUDI-MEZZOUAR, *Cours mécanique des structures 4<sup>ème</sup> année ENSTP*. ENSTP, 2018.
- [15] Jean-Armand Calgaro, « Poutres à parois minces, étude du cisaillement », éd. HERMES, Paris, 1998.
- [16] FOND 72, Fascicule 4.



***ANNEXES***

## ANNEXE 1

<i>Fronçon</i>	<i>Dénomination</i>	<i>Z (UTM)</i>	<i>PK</i>	<i>Distance</i>	<i>Marge</i>	<i>Prof (m) atteinte</i>	<i>Source</i>
AM	SC-24	-	0+100	0,0	AXE	18,0	APD
AM	SP-24	-	0+100	0,0	AXE	18,0	APD
AM	SC-AM-0+075	726	0+076	0	AXE	35,0	PC
AM	SP-AM-0+075	726	0+076	0	AXE	35,0	PC
AM	SC-AM-0+125	727	0+123	-1	Gauche	35,0	PC
AM	SP-AM-0+125	727	0+123	-1	Gauche	35,0	PC

**Figure 1. Compagnes géotechniques.**

**TABLE 81. Unités géotechniques détectées dans les sondage rotatifs**

<i>Dénomination</i>	<i>Prof initiale (m)</i>	<i>Prof finale (m)</i>	<i>Puissance (m)</i>	<i>Unité géotechnique</i>
SC-24	0,00	0,10	0,10	UG-0a
	0,10	1,50	1,40	UG-Ia
	1,50	18,00	16,50	UG-II
SC-AM-0+075	0,00	1,50	1,50	UG-0a
	1,50	4,90	3,40	UG-Ia
	4,90	20,20	15,30	UG-II
	20,20	21,90	1,70	UG-III
	21,90	22,30	0,40	UG-II
	22,30	23,00	0,70	UG-III
	23,00	29,10	6,10	UG-II
	29,10	29,60	0,50	UG-III
	29,60	34,00	4,40	UG-II
SC-AM-0+125	0,00	2,00	2,00	UG-0a
	2,00	13,00	11,00	UG-II
	13,00	14,00	1,00	UG-III
	14,00	31,00	17,00	UG-II
	31,00	32,00	1,00	UG-III
	32,00	34,50	2,50	UG-II
	34,50	35,00	0,50	UG-III

**Figure 2. Unités géotechniques détectées dans les sondages rotatifs.**

Unité	Nspt	USCS	Fins	Poids de volume	Module d'élasticité	Cohésion sans drainage	Cohésion drainé	Angle de frottement drainé	Potentiel de gonflement
			(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(MPa)	(kPa)	(kPa)	(°)	
UG-0a Remblai	-	-	-	18.0	-	-	5	26	-

**Figure 3. Assignment de paramètres géotechniques – UG – 0a Remblai.**

Unité	Nspt	USCS	Fines	Poids de volume	Module d'élasticité	Cohésion sans drainage	Cohésion drainé	Angle de frottement drainé	Potentiel de gonflement
			(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(MPa)	(kPa)	(kPa)	(°)	
UG-IIa Marne Ferme	8 - 35	CL - CH - MH	95	19.5	10 - 50	100	15 - 20	25	Moyenne (variable)
UG-IIb Marne Très ferme	35 - R	CL - CH - MH	95	20.0	20 - 100	10 x Prof (m) Z > 10m	25 - 30	25	Moyenne (variable)

**Figure 4. Assignment de paramètres géotechniques – UG – II Marne.**

Unité	Nspt	USCS	Fins	Poids de volume	Module d'élasticité	Cohésion sans drainage	Cohésion drainé	Angle de frottement drainé	Potentiel de gonflement
			(%)	(kN/m <sup>3</sup> )	(MPa)	(kPa)	(kPa)	(°)	
UG-III Conglomérat	25 / R	SC - CL	45 - 90	22.0	100	300	15 - 20	26	Faible

**Figure 5. Assignment de paramètres géotechniques – UG – III Conglomérat.**

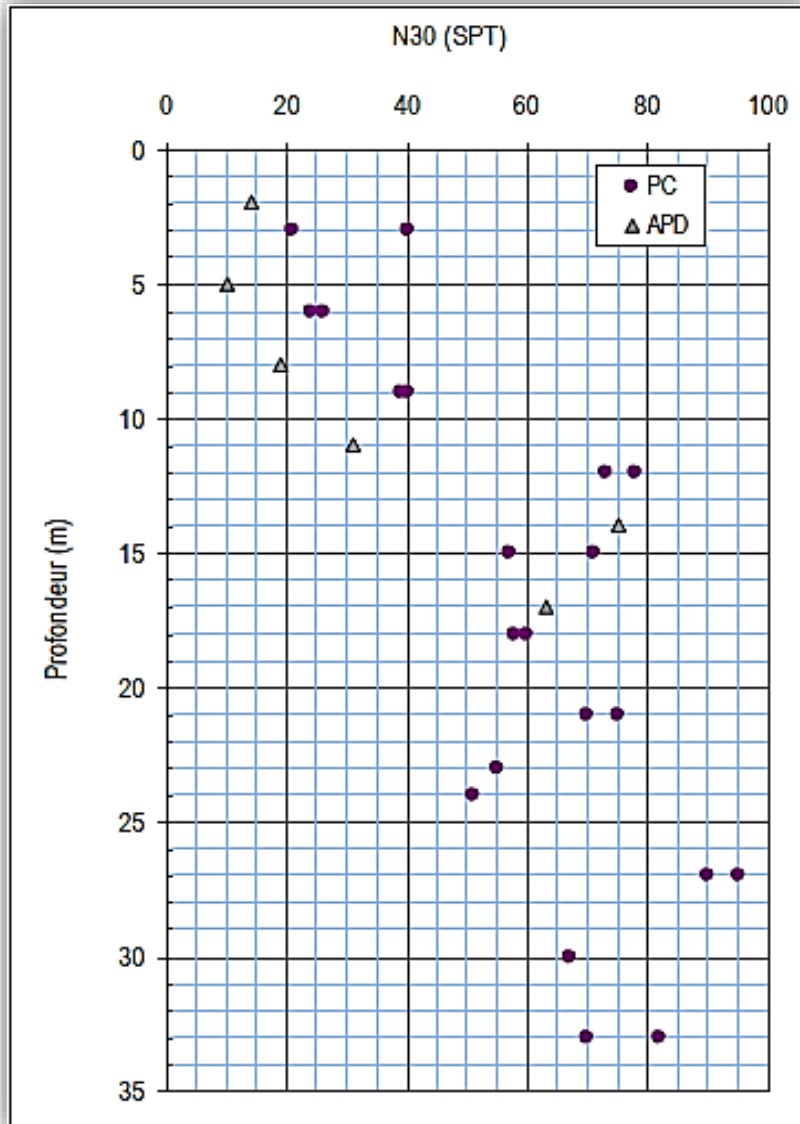


Figure 6. Résultats d'essai SPT.

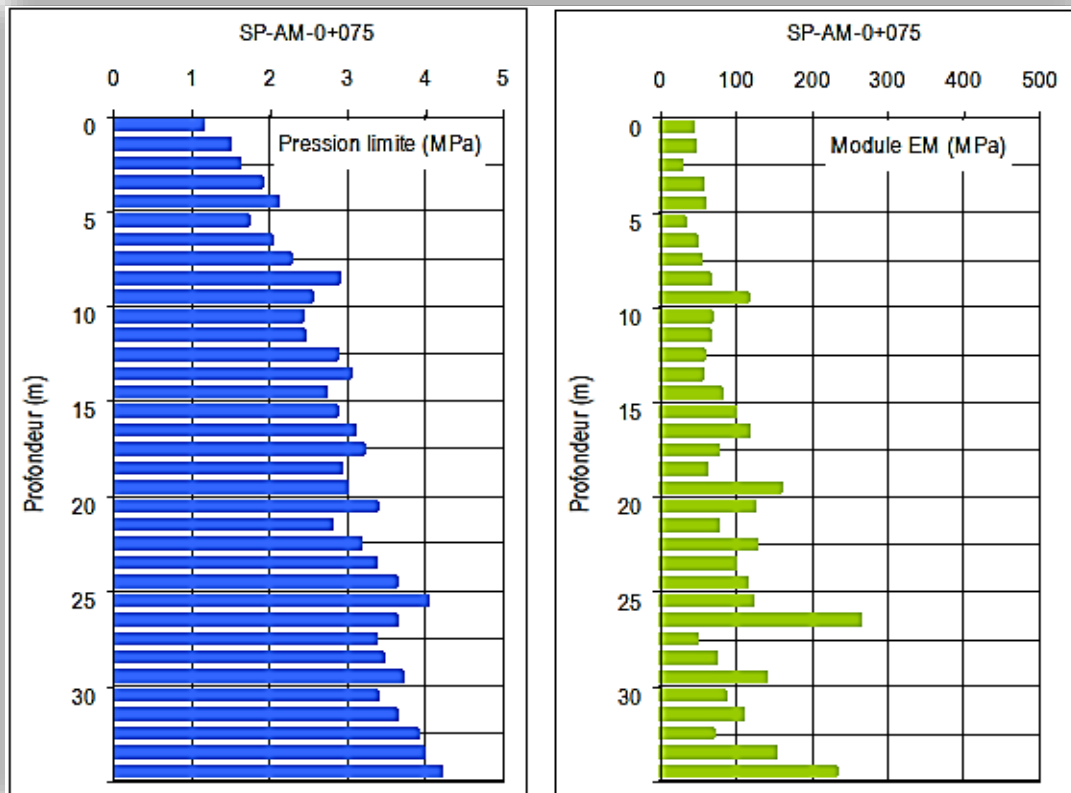


Figure 7. Résultats obtenus dans le sondage pressiométrique SP-AM-0+075.

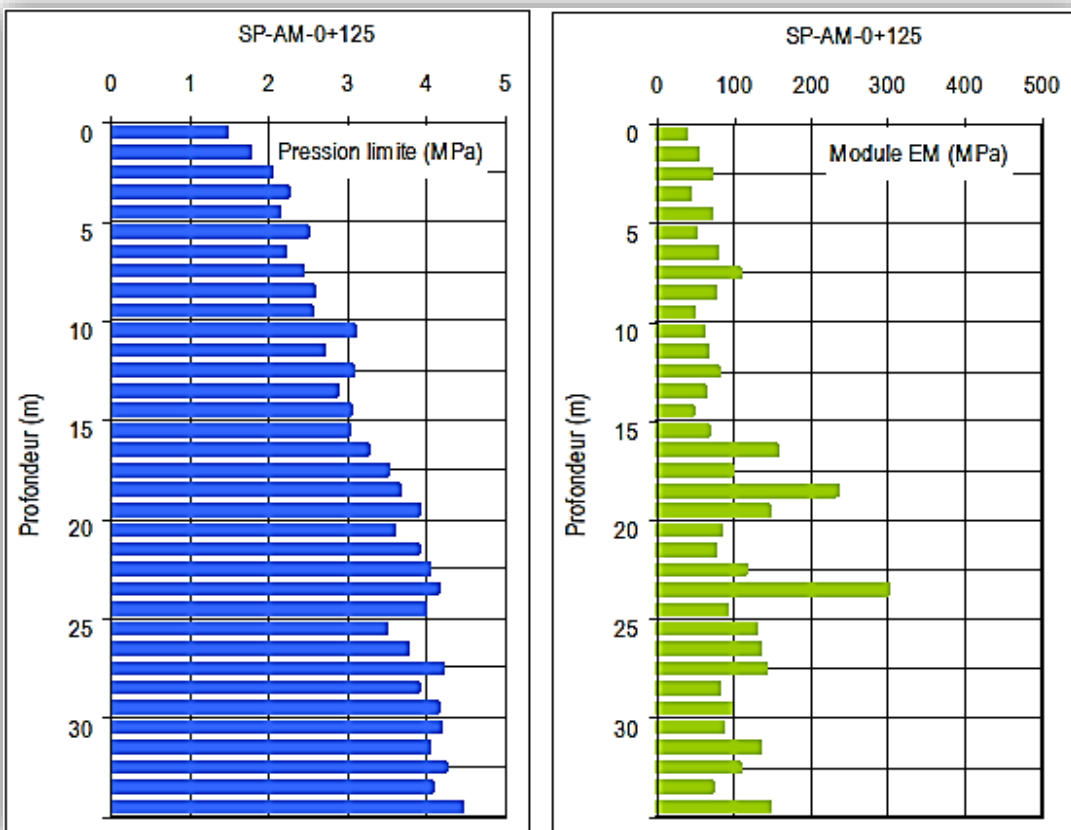
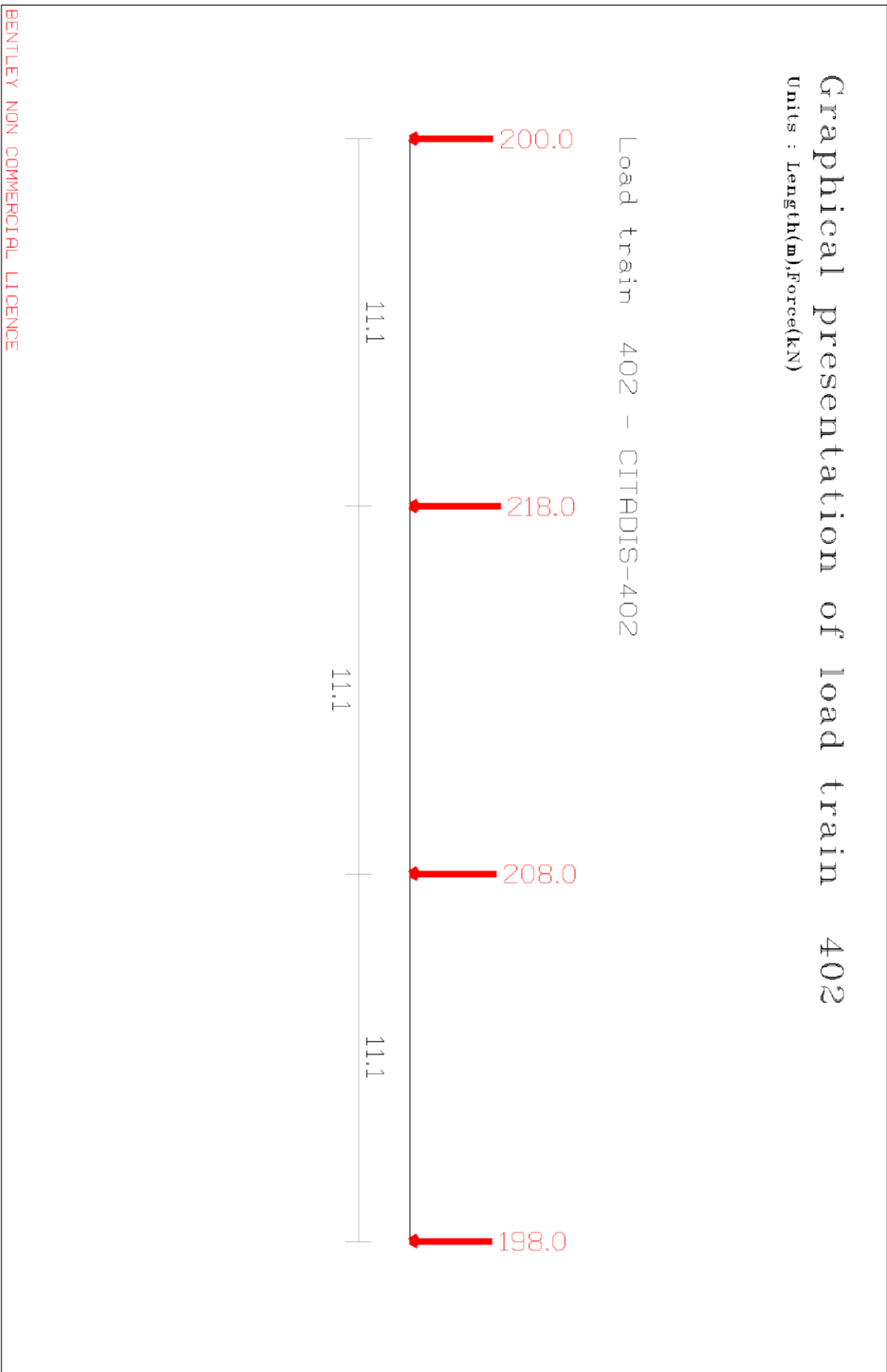


Figure 8. Résultats obtenus dans le sondage pressiométrique SP-AM-0+125.



Figure 1. Forces verticales du Tramway représentées dans RM BRIDGE







## ANNEXE 6

### ELU fondamentale

Tableau 1. Groupes et combinaisons de charges pour 2 voies de circulation (ELU).

Groupes de charges	Voies	G		Q <sub>tram</sub>	(*) D/F	Centrifuge	Lacet	Thermique	Vent/Neige
		Sup	Inf						
Gr 21	V1	1,35	1,00	1,45	1,16	0,58	0,58	0,90	1,5
	V2	1,35	1,00	1,45	1,16	0,58	0,58	0,90	1,5
Gr 22	V1	1,35	1,00	1,45	0,58	1,16	1,16	0,90	1,5
	V2	1,35	1,00	1,45	0,58	1,16	1,16	0,90	1,5
Gr 23	V1	1,35	1,00	1,16	1,45	0,58	0,58	0,90	1,5
	V2	1,35	1,00	1,16	1,45	0,58	0,58	0,90	1,5
Gr 24	V1	1,35	1,00	1,16	0,58	1,45	1,45	0,90	1,5
	V2	1,35	1,00	1,16	0,58	1,45	1,45	0,90	1,5
Gr 26	V1	1,35	1,00	-	1,08	0,54	0,54	0,90	1,5
	V2	1,35	1,00	1,45	1,16	0,58	0,58	0,90	1,5
Gr 27	V1	1,35	1,00	-	0,54	1,08	1,08	0,90	1,5
	V2	1,35	1,00	1,45	0,58	1,16	1,16	0,90	1,5

(\*) : Démarrage/Freinage.

## ELS quasi-permanente

Tableau 2. Groupes et combinaisons de charges pour 2 voies de circulation (ELS 1).

Groupes de charges	Voies	G		Q <sub>tram</sub>	D/F	Centrifuge	Lacet	Thermique	Vent/Neige
		Sup	Inf						
Gr 21	V1	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
	V2	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Gr 22	V1	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
	V2	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Gr 23	V1	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
	V2	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Gr 24	V1	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
	V2	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Gr 26	V1	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
	V2	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
Gr 27	V1	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00
	V2	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00

## ELS caractéristique

Tableau 3. Groupes et combinaisons de charges pour 2 voies de circulation (ELS 2).

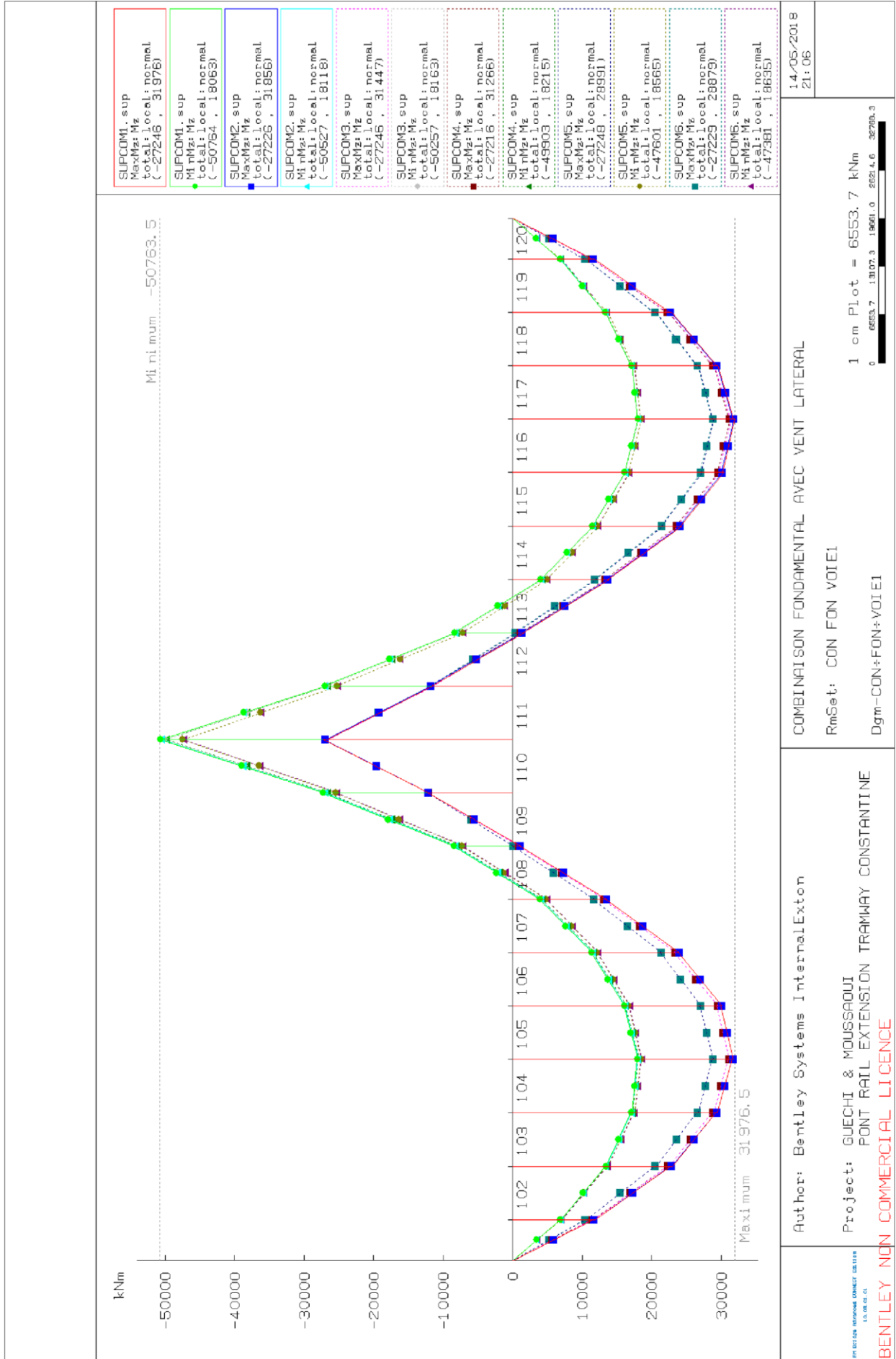
Groupes de charges	Voies	G		Q <sub>tram</sub>	D/F	Centrifuge	Lacet	Thermique	Vent/Neige
		Sup	Inf						
Gr 21	V1	1,00	1,00	1,00	0,80	0,40	0,40	0,60	1,00
	V2	1,00	1,00	1,00	0,80	0,40	0,40	0,60	1,00
Gr 22	V1	1,00	1,00	1,00	0,40	0,80	0,80	0,60	1,00
	V2	1,00	1,00	1,00	0,40	0,80	0,80	0,60	1,00
Gr 23	V1	1,00	1,00	0,80	1,00	0,40	0,40	0,60	1,00
	V2	1,00	1,00	0,80	1,00	0,40	0,40	0,60	1,00
Gr 24	V1	1,00	1,00	0,80	0,40	1,00	1,00	0,60	1,00
	V2	1,00	1,00	0,80	0,40	1,00	1,00	0,60	1,00
Gr 26	V1	1,00	1,00	-	0,80	0,40	0,40	0,60	1,00
	V2	1,00	1,00	1,00	0,80	0,40	0,40	0,60	1,00
Gr 27	V1	1,00	1,00	-	0,40	0,80	0,80	0,60	1,00
	V2	1,00	1,00	1,00	0,40	0,80	0,80	0,60	1,00

## ELS fréquente

Tableau 4. Groupes et combinaisons de charges pour 2 voies de circulation (ELS 3).

Groupes de charges	Voies	G		Q <sub>tram</sub>	D/F	Centrifuge	Lacet	Thermique	Vent/Neige
		Sup	Inf						
Gr 21	V1	1,00	1,00	0,70	-	-	-	0,50	0,00
	V2	1,00	1,00	0,70	-	-	-	0,50	0,00
Gr 22	V1	1,00	1,00	0,70	-	-	-	0,50	0,00
	V2	1,00	1,00	0,70	-	-	-	0,50	0,00
Gr 23	V1	1,00	1,00	0,70	0,70	-	-	0,50	0,00
	V2	1,00	1,00	0,70	0,70	-	-	0,50	0,00
Gr 24	V1	1,00	1,00	0,70	-	0,70	0,70	0,50	0,00
	V2	1,00	1,00	0,70	-	0,70	0,70	0,50	0,00
Gr 26	V1	1,00	1,00	0,70	-	-	-	0,50	0,00
	V2	1,00	1,00	0,70	-	-	-	0,50	0,00
Gr 27	V1	1,00	1,00	-	-	-	-	0,50	0,00
	V2	1,00	1,00	0,70	-	-	-	0,50	0,00

# ANNEXE 7 (diagrammes des efforts du tablier).



Author: Bentley Systems Internal\Extion

Project: GUECHI & MOUSSAQUI  
 PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE

Author: Bentley Systems Internal\Extion

COMBINAISON FONDAMENTAL AVEC VENT LATERAL

RmSet: CON FON VOIE1

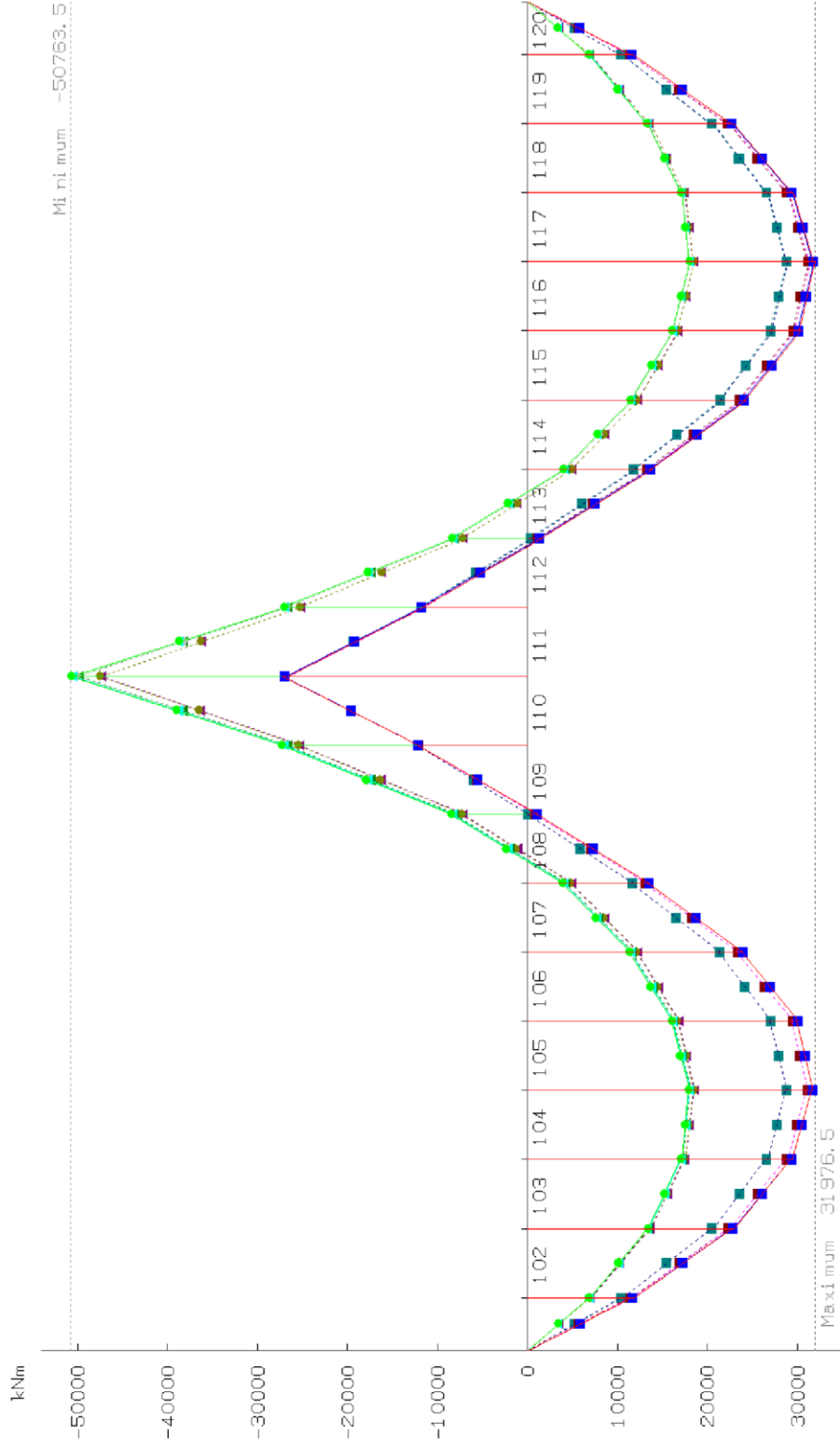
Dgm-CON+FON+VOIE1

1 cm Plot = 6553.7 kNm

14/05/2018  
 21:06

BENTLEY NON COMMERCIAL LICENCE

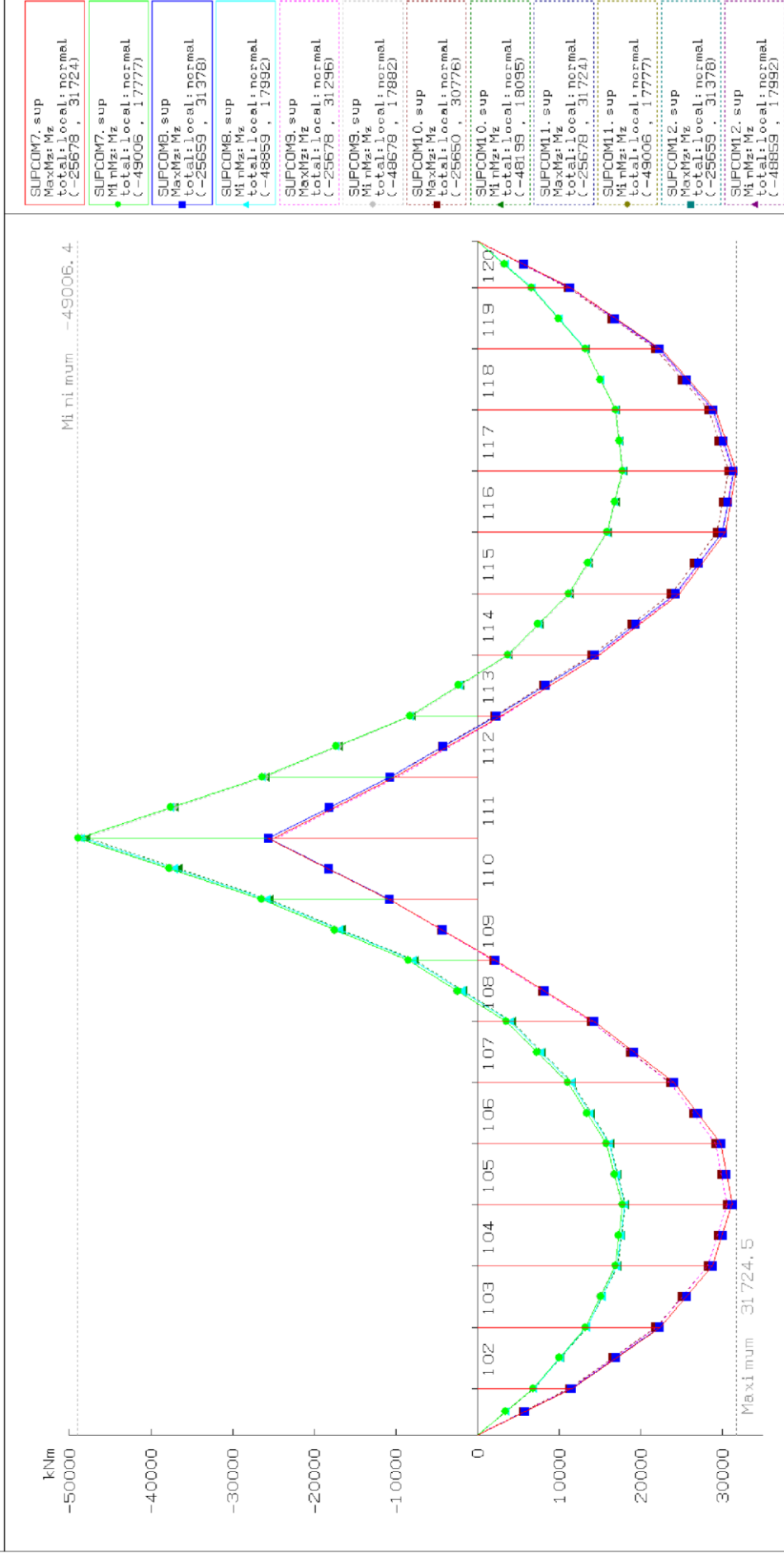
**Diagramme du moment  $M_z$  de la voie 1 (ELU fondamentale) avec vent.**



SUPCOM1, sup MaxMz: Mz total: Local: normal (-27245 , 31976)
SUPCOM1, sup MinMz: Mz total: Local: normal (-50764 , 18063)
SUPCOM2, sup MaxMz: Mz total: Local: normal (-27225 , 31856)
SUPCOM2, sup MinMz: Mz total: Local: normal (-50527 , 18118)
SUPCOM3, sup MaxMz: Mz total: Local: normal (-27245 , 31447)
SUPCOM3, sup MinMz: Mz total: Local: normal (-50257 , 18163)
SUPCOM4, sup MaxMz: Mz total: Local: normal (-27216 , 31266)
SUPCOM4, sup MinMz: Mz total: Local: normal (-49903 , 18215)
SUPCOM5, sup MaxMz: Mz total: Local: normal (-27248 , 28991)
SUPCOM5, sup MinMz: Mz total: Local: normal (-47601 , 18565)
SUPCOM6, sup MaxMz: Mz total: Local: normal (-27229 , 28679)
SUPCOM6, sup MinMz: Mz total: Local: normal (-47381 , 18635)

Author: Bentley Systems Internal\Exton	COMBINAISON FONDAMENTAL AVEC NEIGE	14/05/2019 21:05
Project: GUECHI & MOUSSAOUI PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE	RmSet: CON FON VOIE11 Dgrm-CON+FON+VOIE11	1 cm Plot = 6553.7 kNm 0 6553.7 13107.3 19661.0 26214.6 32768.3
PTC BENTLEY NON COMMERCIAL LICENCE 13.06.03.0		

Diagramme du moment Mz de la voie 1 (ELU fondamentale) avec la neige.



05/05/2018  
13:44

COMBINAISON FONDAMENTAL AVEC VENT

RmSet: COM FON VOIE2

Dgrm-COM+FON+VOIE2

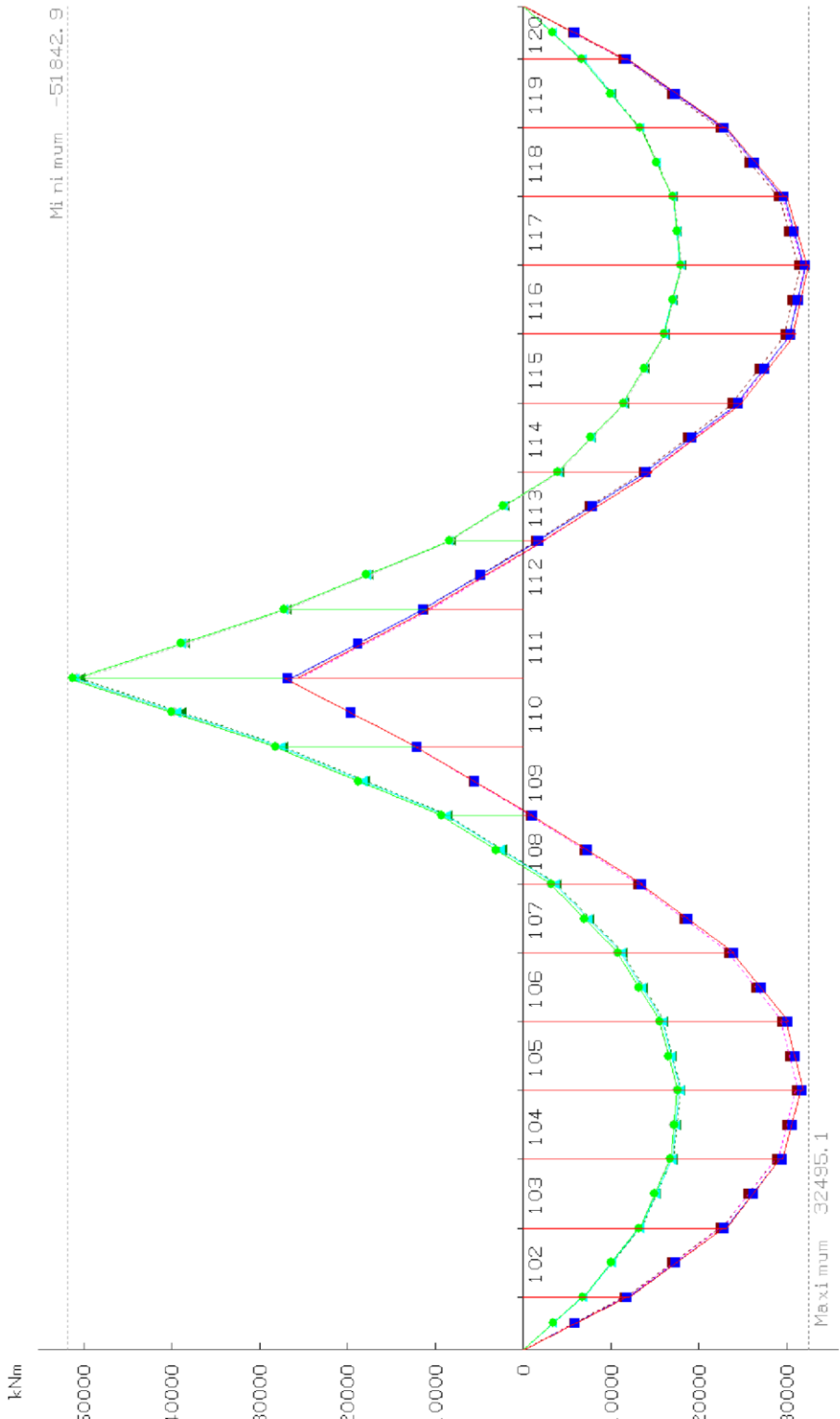
1 cm Plot = 6394.5 kNm

0 6394.5 12789.0 19183.5 25578.1 31972.6

Author: Bentley Systems Internal\Extion

Project: GUECHI & MOUSSAQUI  
PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE

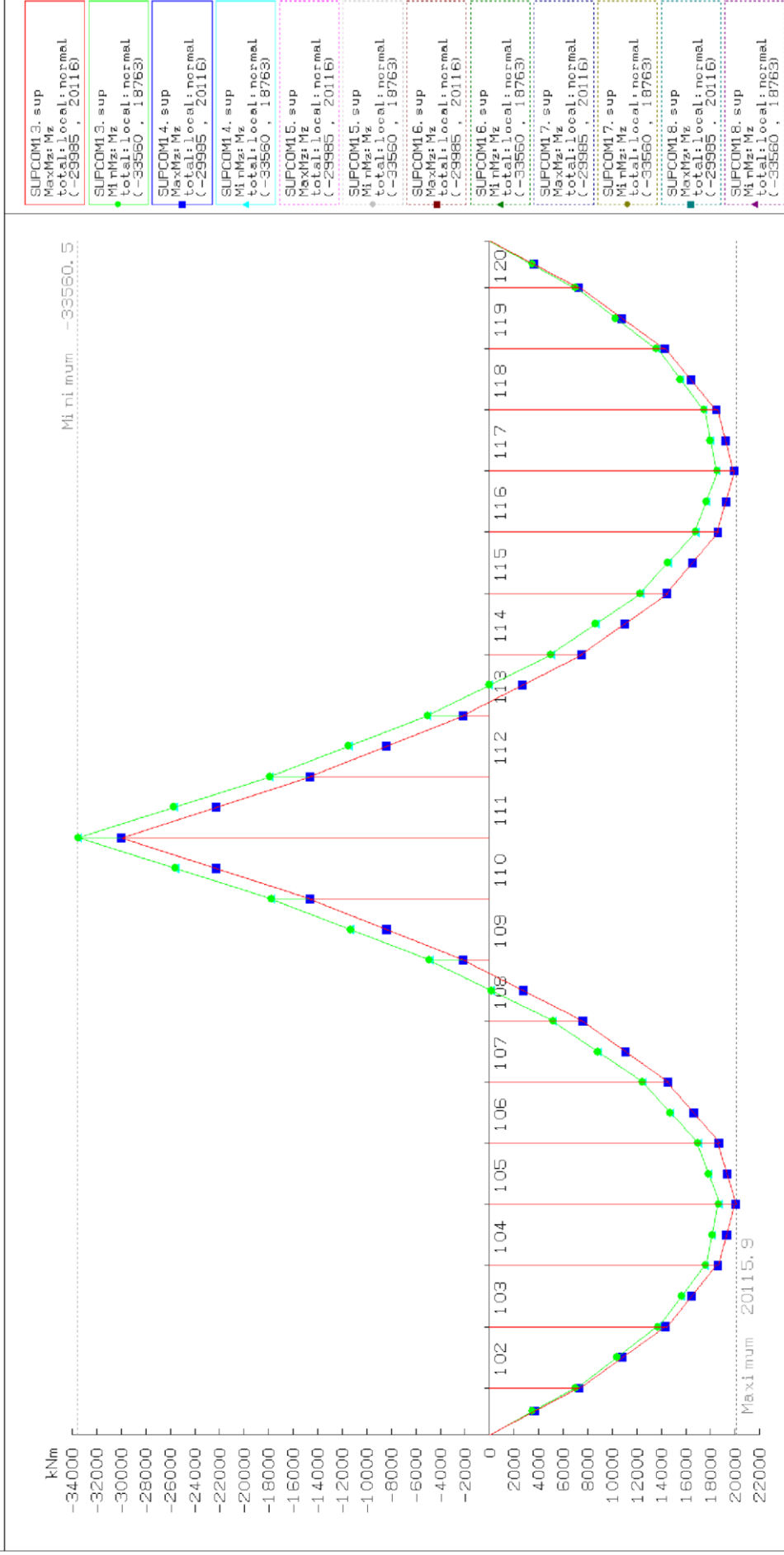
**Diagramme du moment Mz de la voie 2 (ELU fondamentale) avec le vent.**



SUPCOM7. sup MaxMz: Mz total: local: normal (-27246 , 32495)
SUPCOM7. sup MinMz: Mz total: local: normal (-51843 , 18008)
SUPCOM8. sup MaxMz: Mz total: local: normal (-27226 , 32152)
SUPCOM8. sup MinMz: Mz total: local: normal (-51188 , 18002)
SUPCOM9. sup MaxMz: Mz total: local: normal (-27246 , 32062)
SUPCOM9. sup MinMz: Mz total: local: normal (-51499 , 18119)
SUPCOM10. sup MaxMz: Mz total: local: normal (-27216 , 31548)
SUPCOM10. sup MinMz: Mz total: local: normal (-50515 , 18110)
SUPCOM11. sup MaxMz: Mz total: local: normal (-27246 , 32495)
SUPCOM11. sup MinMz: Mz total: local: normal (-51843 , 18008)
SUPCOM12. sup MaxMz: Mz total: local: normal (-27226 , 32152)
SUPCOM12. sup MinMz: Mz total: local: normal (-51188 , 18002)

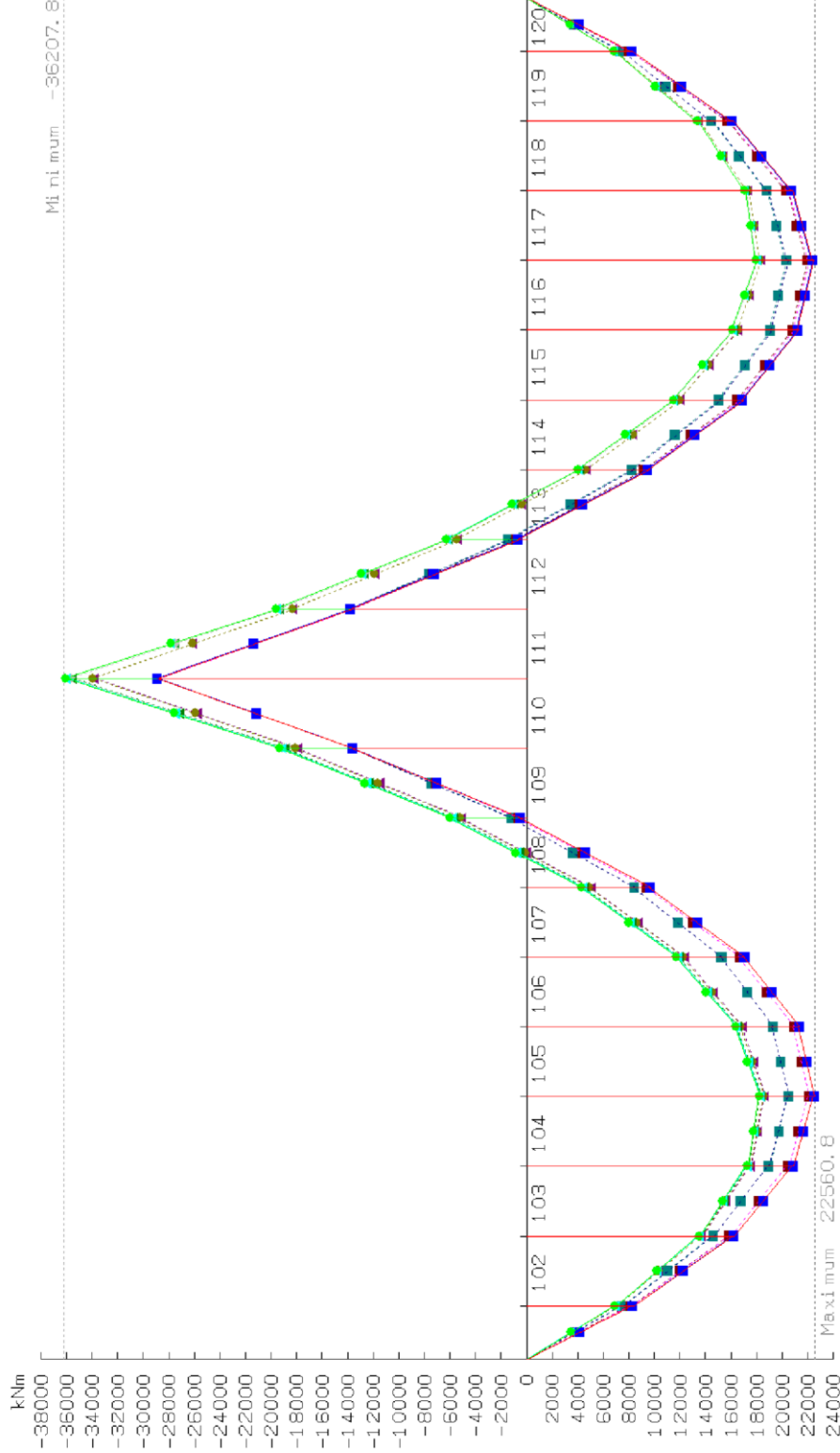
Author: Bentley Systems Internal\Exton	COMBINAISON FONDAMENTAL AVEC NEIGE	13/05/2018 22: 58
Project: GUECHI & MOUSSAOUI PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE	RmSet: CON FON VOIE22	
<b>BENTLEY NON COMMERCIAL LICENCE</b>	Dgm-CON+FON+VOIE22	
	1 cm Plot = 6680.2 kNm	
	0 6680.2 13260.5 20040.7 26721.0 33481.2	

**Diagramme du moment Mz de la voie 2 (ELU fondamentale) avec la neige.**



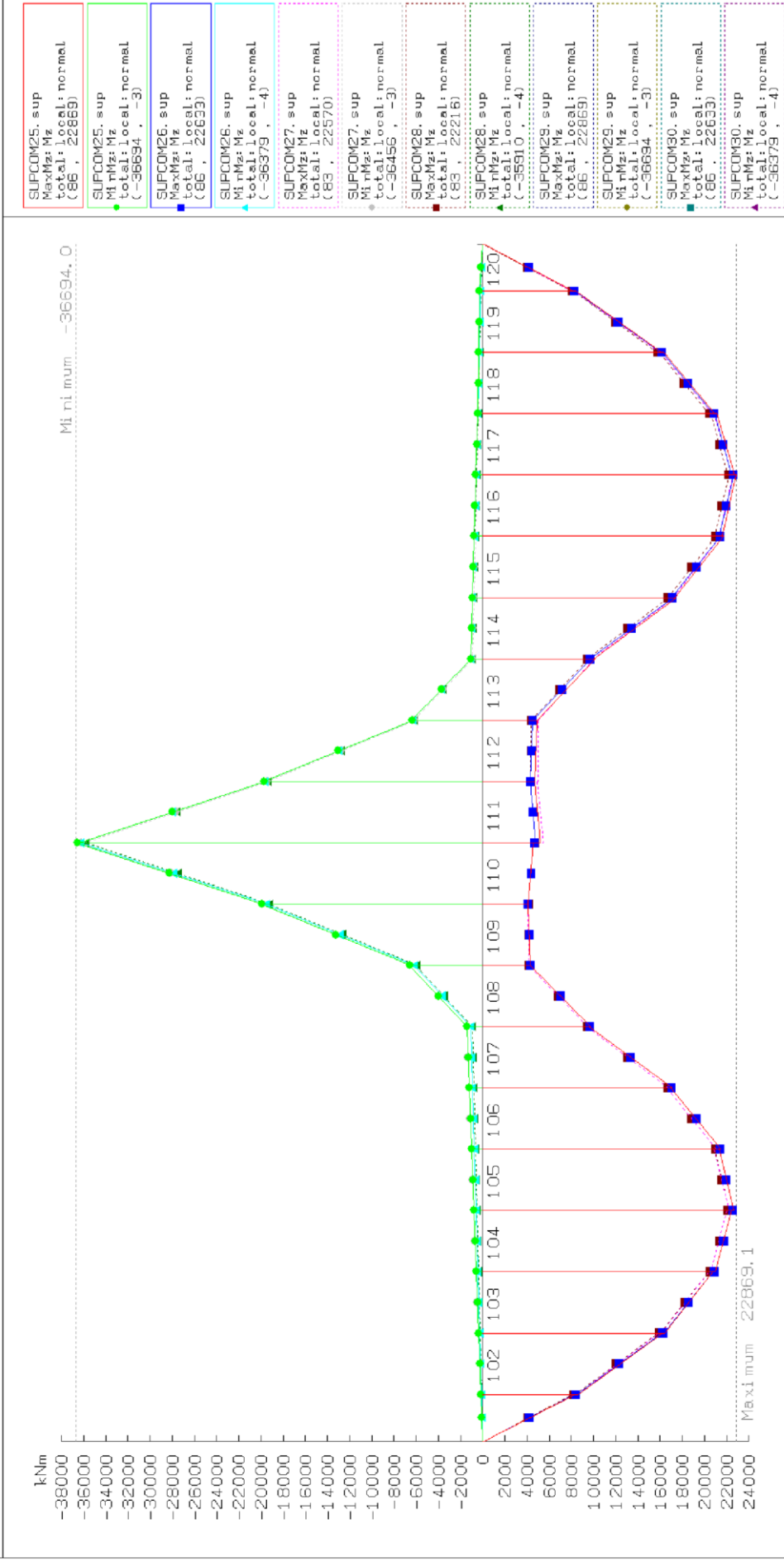
Author: Bentley Systems Internal\Extton	CONBINAIISON QUASI VOIE1	13/05/2018 23: 39
Project: GUECHI & MOUSSAOUI PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE	RmSet: CON QUASI VOIE1 Dgrm-CON+QUASI+VOIE1	
1 cm Plot = 4251.6 kNm		

Diagramme du moment Mz de la voie 1 (ELS quasi-permanente).



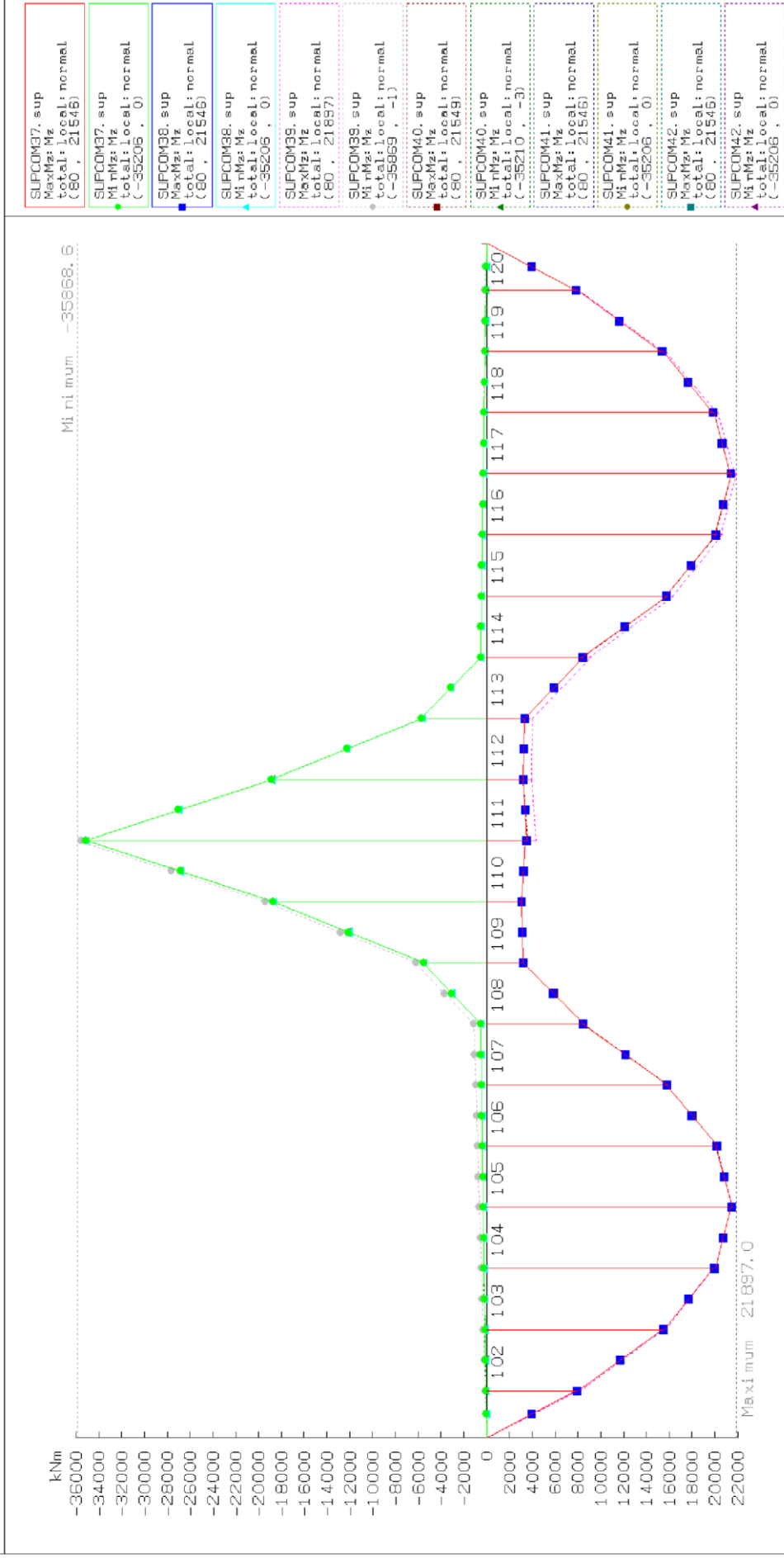
Author: Bentley Systems Internal\Extton	ELS CARA VENT-VOIE1	14/05/2018 0:18
Project: GUECHI & MOUSSAOUI POINT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE	RmSet: ELS CARC VENT1	
	Dgm-ELS+CARC+VENT1	
	1 cm Plot = 4654.9 kNm	
	0 -4654.9 9309.8 13964.6 18619.4 23274.2	

Diagramme du moment  $M_z$  de la voie 1 (ELS caractéristique) avec vent.



Author: Bentley Systems InternalExtom	ELS CARC VENT-VOIE2	14/05/2018 0:26
Project: GUECHI & MOUSSAOUI PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE	RmSet: ELS CARC VENT2 Dgm=ELS+CARC+VENT2	1 cm Plot = 4717.9 kNm 0 4717.9 9435.7 14153.6 18871.5 23589.3

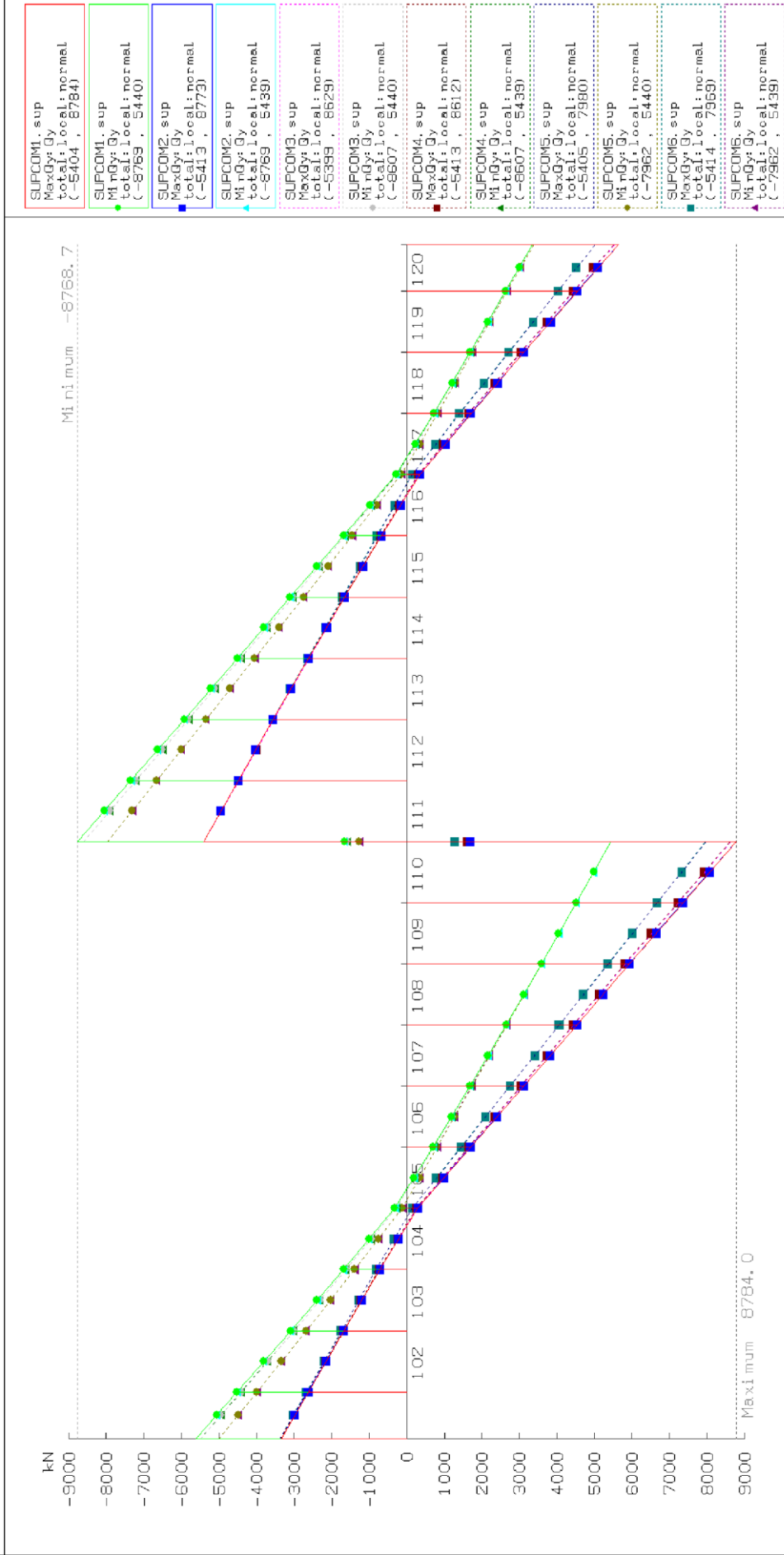
Diagramme du moment  $M_z$  de la voie 2 (ELS caractéristique) avec vent.



Author: Bentley Systems InternalExton	ELS FREQUENTE-VOIE2	14/05/2018 0: 51
Project: GUECHI & MOUSSAOUI PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE	RmsSet: ELS FREQUENTE	
	Dgm-ELS+FREQUENTE	

1 cm Plot = 4575.5 kNm  
0 -4575.5 9151.0 13726.5 18302.0 22877.5

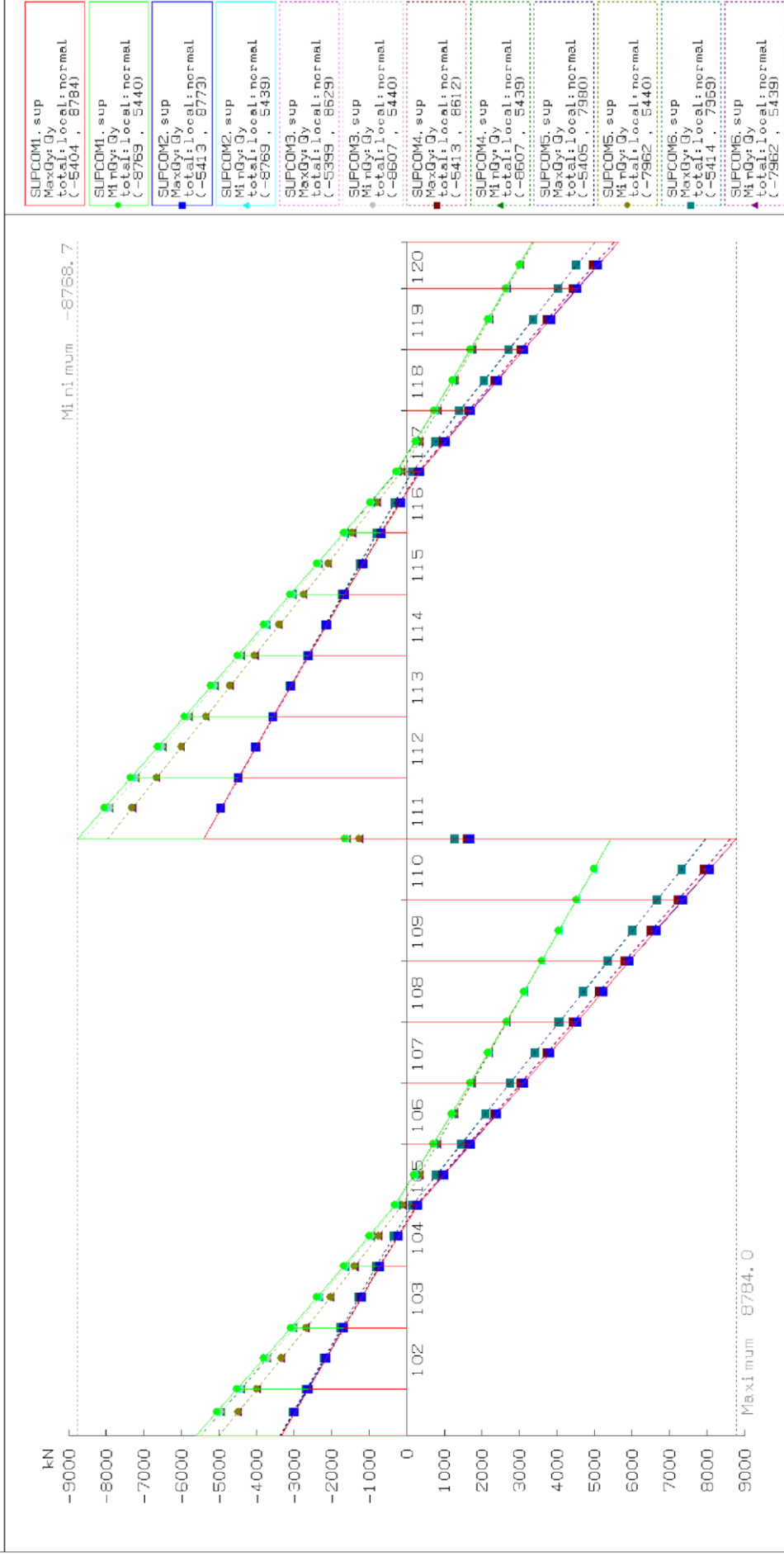
Diagramme du moment  $M_z$  de la voie 2 (ELS fréquente).



Author: Bentley Systems InternalExton	COMBINAISON FONDAMENTAL AVEC NEIGE tranchant	26/05/2018 4: 47
Project: GUECHI & MOUSSAOUI PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE	RmSet: CF TRANCHANVOIE1	
	Dgm-CF+TRANCHANVOIE1	
	1 cm Plot = 1390.3 kN	
	0 1390.3 2780.6 4170.9 5561.2 6951.6	

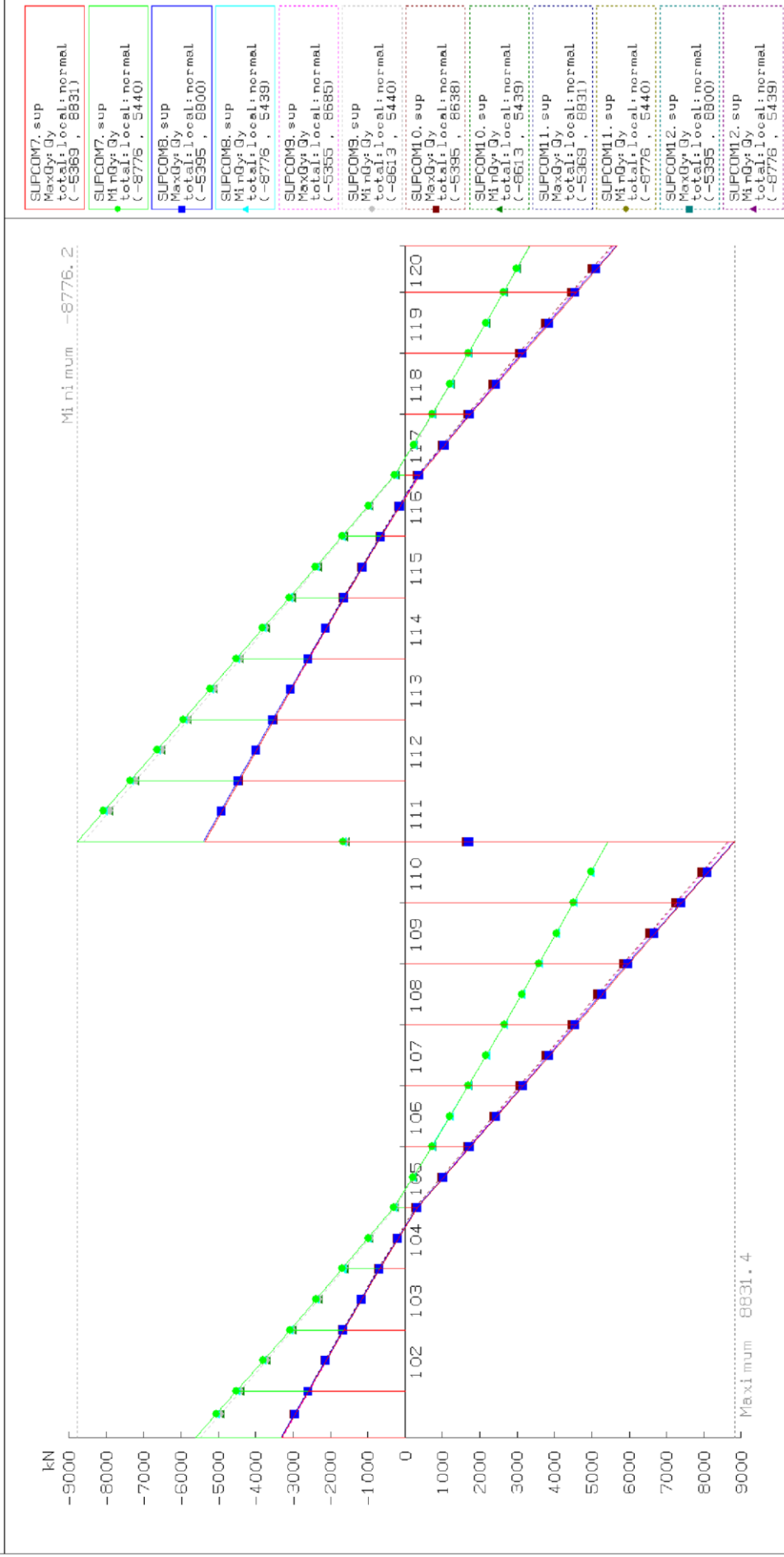
Diagramme du moment  $M_z$  de la voie 2 (ELU fondamentale) avec la neige.





<p>Author: Bentley Systems Internal\Extton</p> <p>Project: GUECHI &amp; MOUSSAOUI PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE</p> <p>26/05/2018 4: 47</p>	<p>COMBINAISON FONDAMENTAL AVEC NEIGE tranchant</p> <p>RmSet: CF TRANCHANVOIE1</p> <p>Dgm-CF+TRANCHANVOIE1</p> <p>1 cm Plot = 1390.3 kN</p> <p>0 1390.3 2780.6 4170.9 5561.2 6951.6</p>
---	---

Diagramme de l'effort tranchant  $Q_y$  de la voie 1 (ELU fondamentale).



Author: Bentley Systems InternalExton

Project: GUECHI & MOUSSAOUI  
PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE

COMBINAISON FONDAMENTAL AVEC NEIGE

RmSet: CF TRANCHA VOIE2

Dgm-CF+TRANCHA+VOIE2

26/05/2018  
4: 45

1 cm Plot = 1394.7 kN

0 1384.7 2769.3 4154.0 5538.6 6923.3

Diagramme de l'effort tranchant  $Q_y$  de la voie 2 (ELU fondamentale).

# ANNEXE 8 (diagrammes des efforts de la pile).

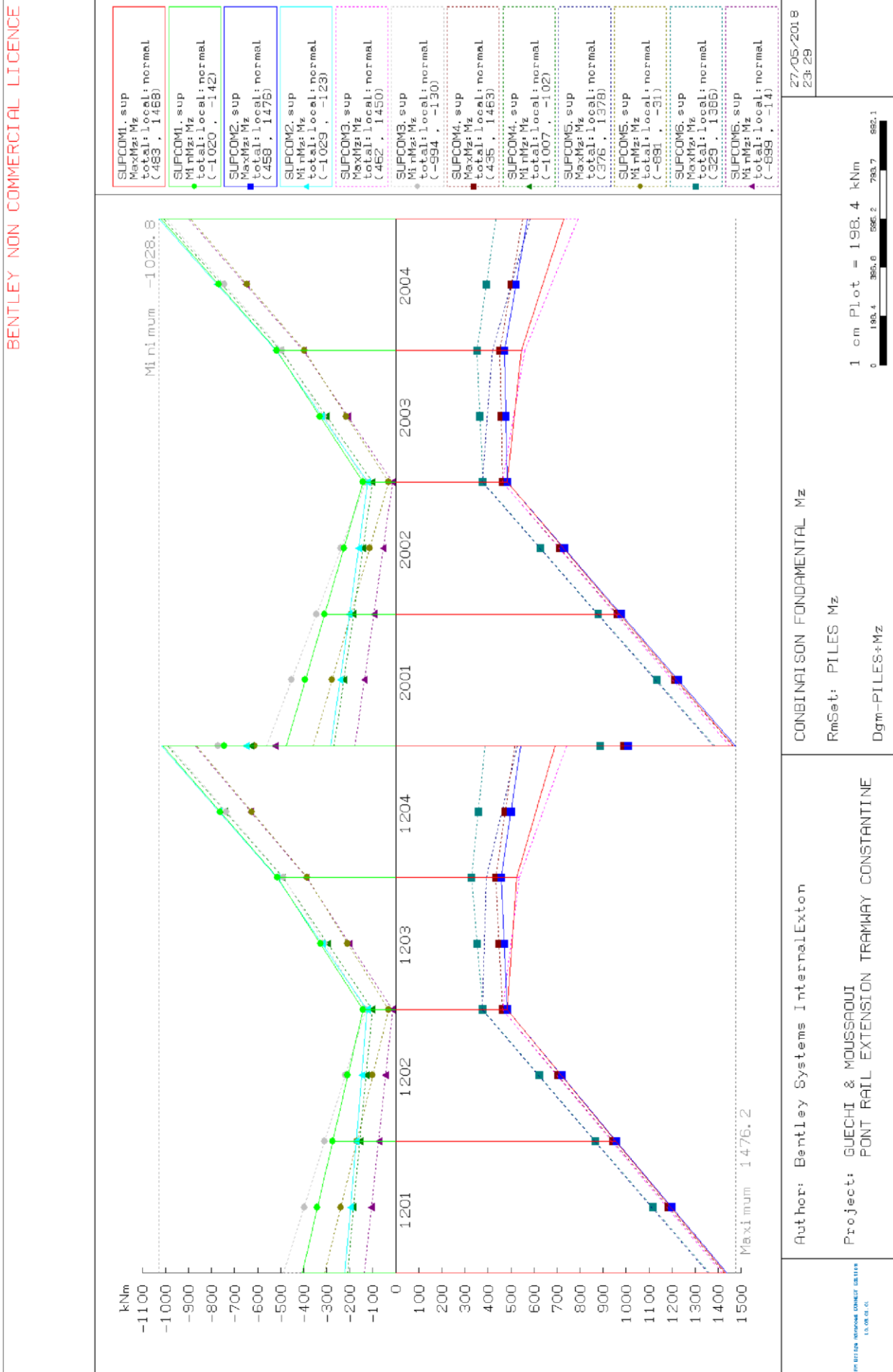
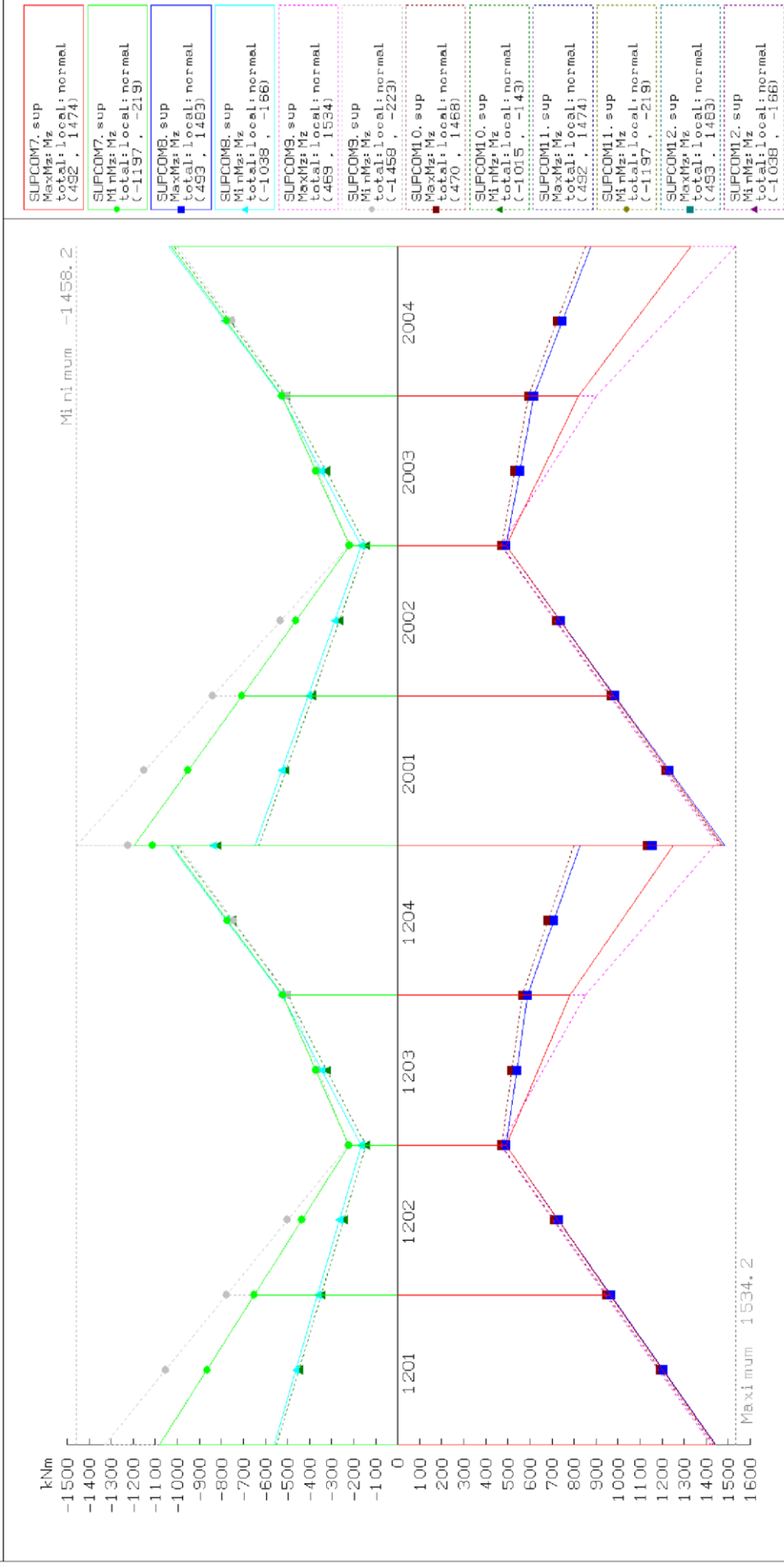
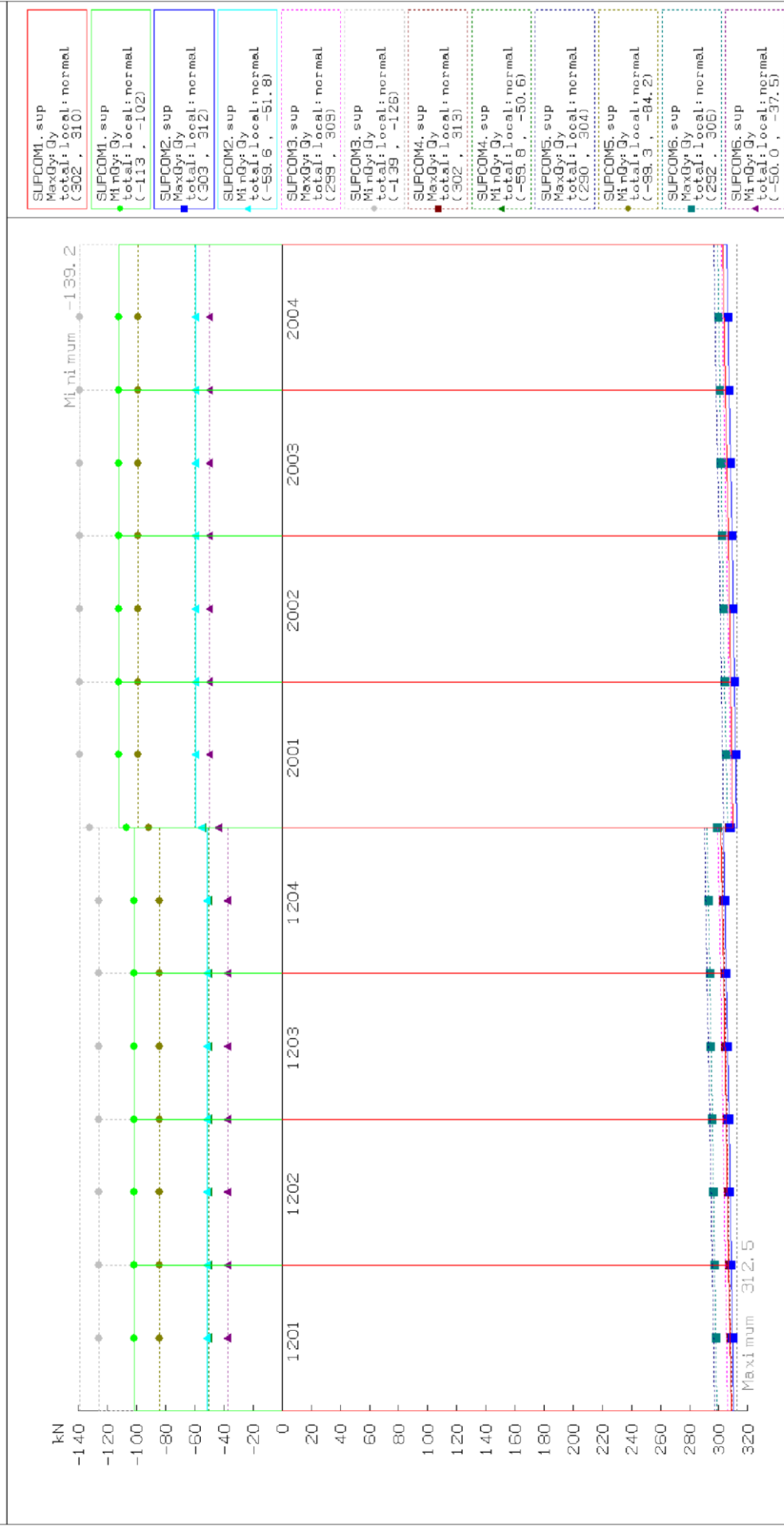


Diagramme du moment  $M_z$  de la voie 1 (ELU fondamentale).



Author: Bentley Systems InternalExtcn	CONBIN10ISON FONDAMENTAL Mz	27/05/2018 23:28
Project: GUECHI & MOUSSAOUI PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE	RmSet: PILES Mz com2	
	Dgfm-PILES+Mz+com2	
	1 cm Plot = 237.0 kNm	
	0 237.0 474.1 711.1 948.1 1185.1	

Diagramme du moment Mz de la voie 2 (ELU fondamentale).



Author: Bentley Systems Internal\Extion

Project: GUECHI & MOUSSAOUI  
PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE

CONBINAISON FONDAMENTAL TY 1

RmSet: PILES TY com1

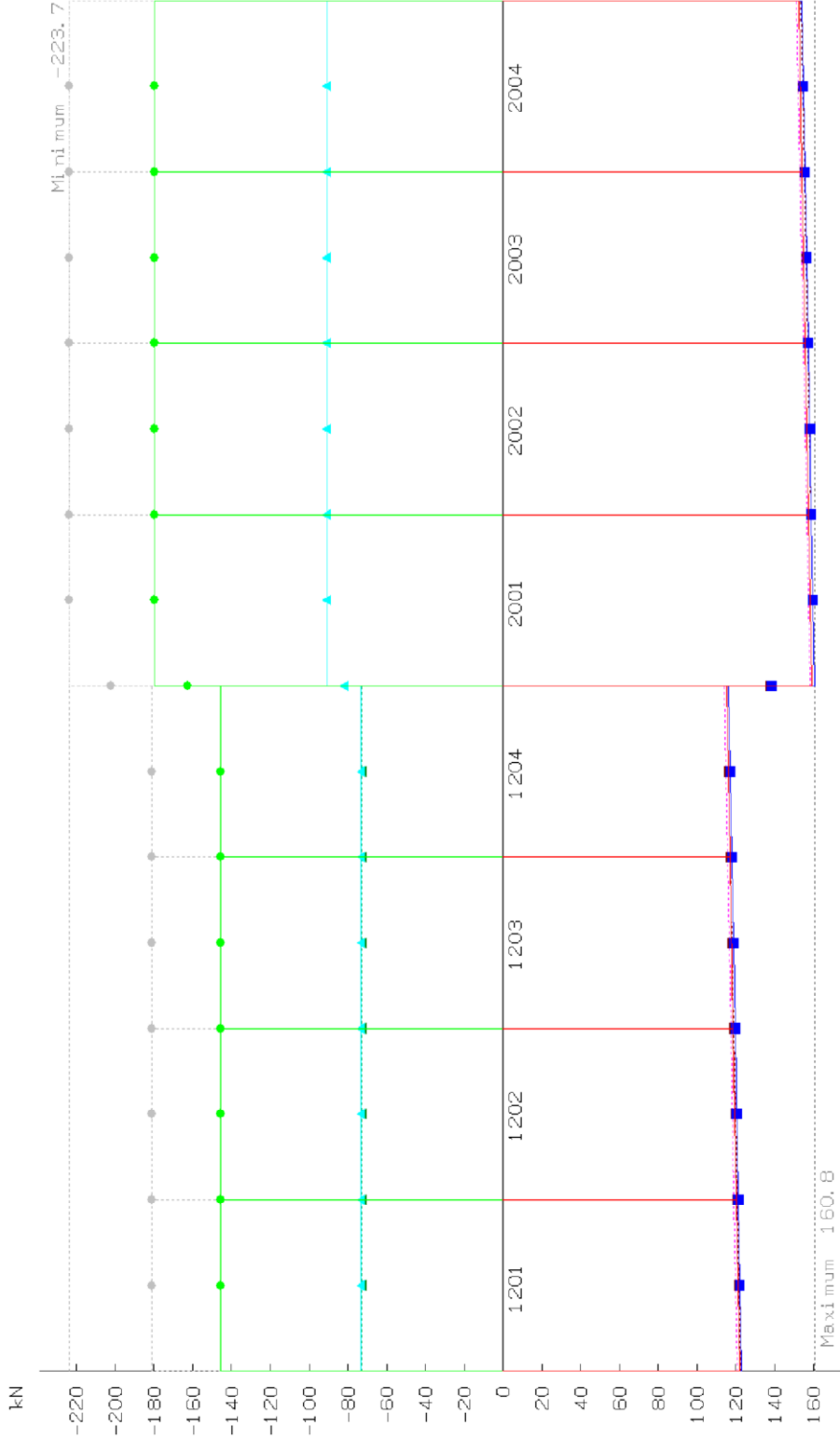
Dgm-PILES+TY+com1

28/05/2018  
0: 27

1 cm Plot = 35,78 kN

0 35,78 71,56 107,34 143,12 178,90

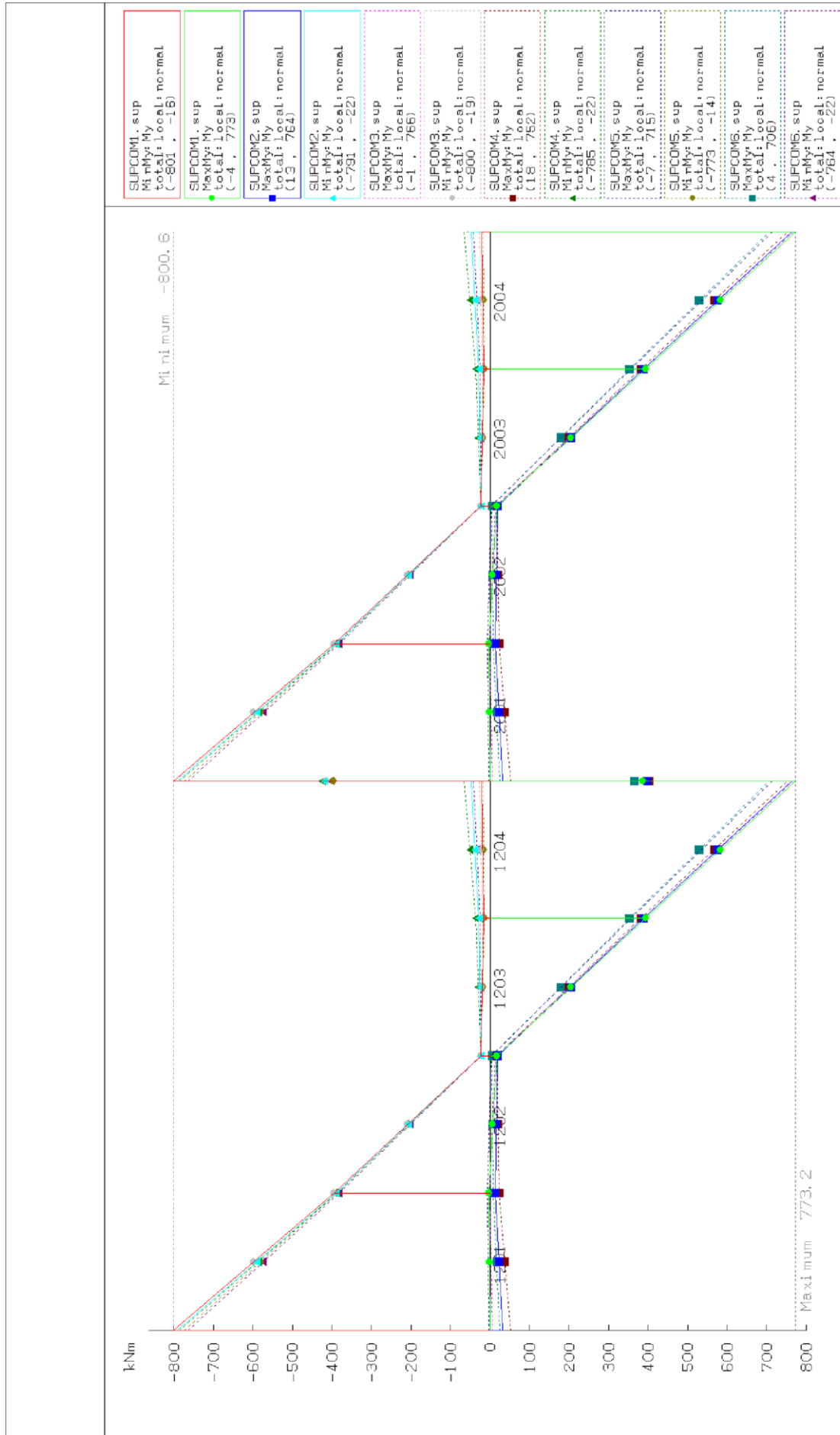
Diagramme de l'effort tranchant  $Q_y$  de la voie 1 (ELU fondamentale).



SUPCOM7, sup MaxGy: Gy total: local: normal (115, 159)
SUPCOM7, sup MinGy: Gy total: local: normal (-180, -145)
SUPCOM8, sup MaxGy: Gy total: local: normal (116, 161)
SUPCOM8, sup MinGy: Gy total: local: normal (-91.0, -73.3)
SUPCOM9, sup MaxGy: Gy total: local: normal (114, 158)
SUPCOM9, sup MinGy: Gy total: local: normal (-224, -181)
SUPCOM10, sup MaxGy: Gy total: local: normal (115, 161)
SUPCOM10, sup MinGy: Gy total: local: normal (-90.9, -72.8)
SUPCOM11, sup MaxGy: Gy total: local: normal (115, 159)
SUPCOM11, sup MinGy: Gy total: local: normal (-180, -145)
SUPCOM12, sup MaxGy: Gy total: local: normal (116, 161)
SUPCOM12, sup MinGy: Gy total: local: normal (-91.0, -73.3)

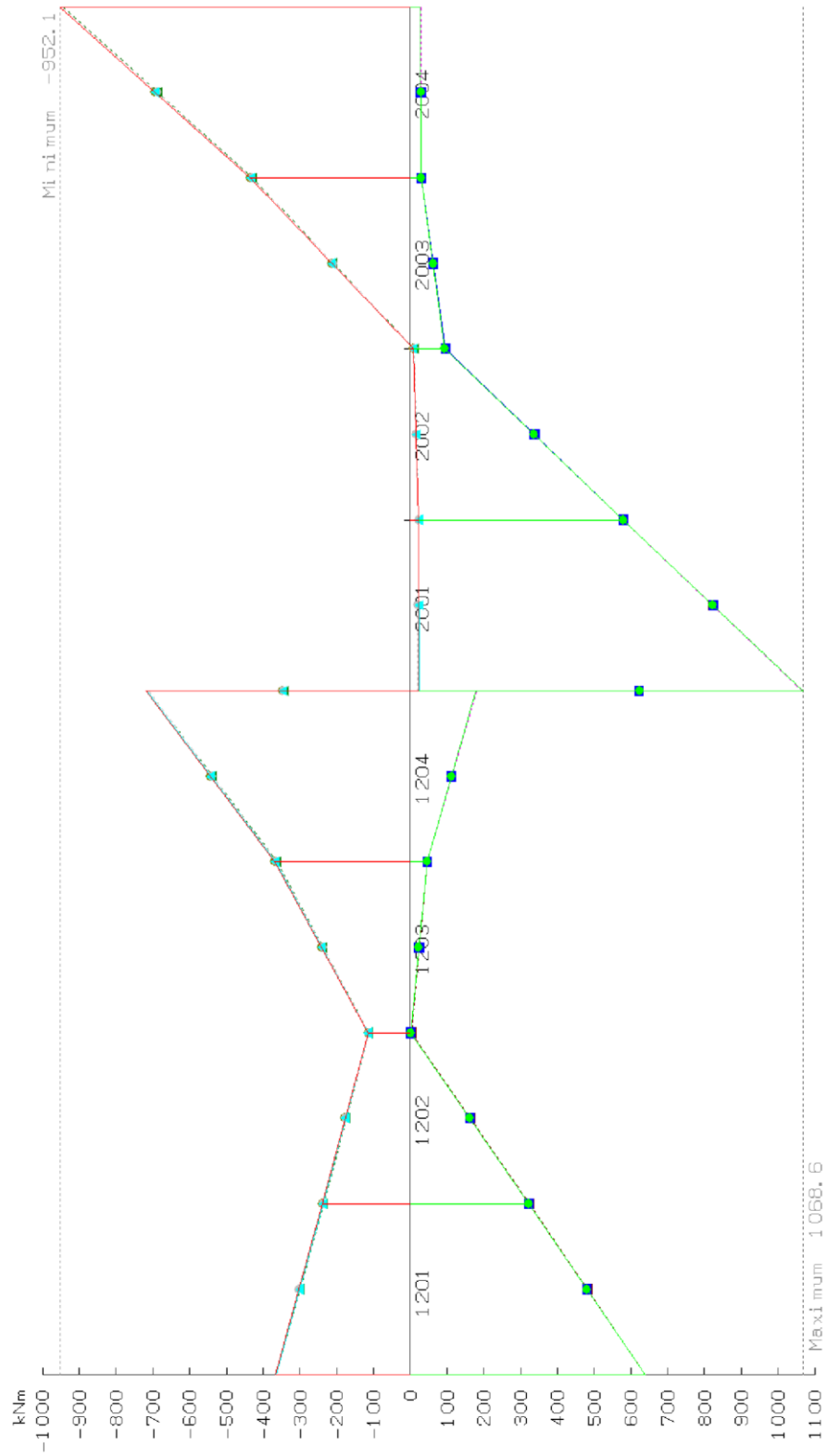
Author: Bentley Systems InternalExton	CONBINAISON FONDAMENTAL T 2	07/05/2018 4:38
Project: GUECHI & MOUSSAOUI PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE	RmSet: PILES T com2 Dgm-PILES+T+com2	1 cm Plot = 30.45 kN 0 30.45 60.9 91.35 121.8 152.25
PT-BENTLEY NONCOMMERCIAL LICENCE 10.06.03.0		

Diagramme de l'effort tranchant  $Q_y$  de la voie 2 (ELU fondamentale).



<p>Author: Bentley Systems InternalExton</p> <p>Project: GUECHI &amp; MOUSSAOUI          POINT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE</p> <p><b>BENTLEY NON COMMERCIAL LICENCE</b></p>	<p>CONBINAISON FONDAMENTAL My</p> <p>RmSet: PILES My</p> <p>Dgm--PILES+My</p>	<p>27/05/2018 23: 28</p> <p>1 cm Plot = 124.7 kNm</p> <p>0 124.7 249.3 373.0 497.6 621.3</p>
--	---	--

Diagramme du moment My de la voie 1 (ELU fondamentale).



SUPCOM7, sup MinMy: My total: Local: normal (-952, 22)
SUPCOM7, sup MaxMy: My total: Local: normal (0, 1068)
SUPCOM8, sup MaxMy: My total: Local: normal (2, 1069)
SUPCOM8, sup MinMy: My total: Local: normal (-951, 25)
SUPCOM9, sup MaxMy: My total: Local: normal (1, 1069)
SUPCOM9, sup MinMy: My total: Local: normal (-944, 22)
SUPCOM10, sup MaxMy: My total: Local: normal (3, 1066)
SUPCOM10, sup MinMy: My total: Local: normal (-942, 25)
SUPCOM11, sup MaxMy: My total: Local: normal (0, 1068)
SUPCOM11, sup MinMy: My total: Local: normal (-952, 22)
SUPCOM12, sup MaxMy: My total: Local: normal (2, 1069)
SUPCOM12, sup MinMy: My total: Local: normal (-951, 25)

07/06/2018  
4: 51

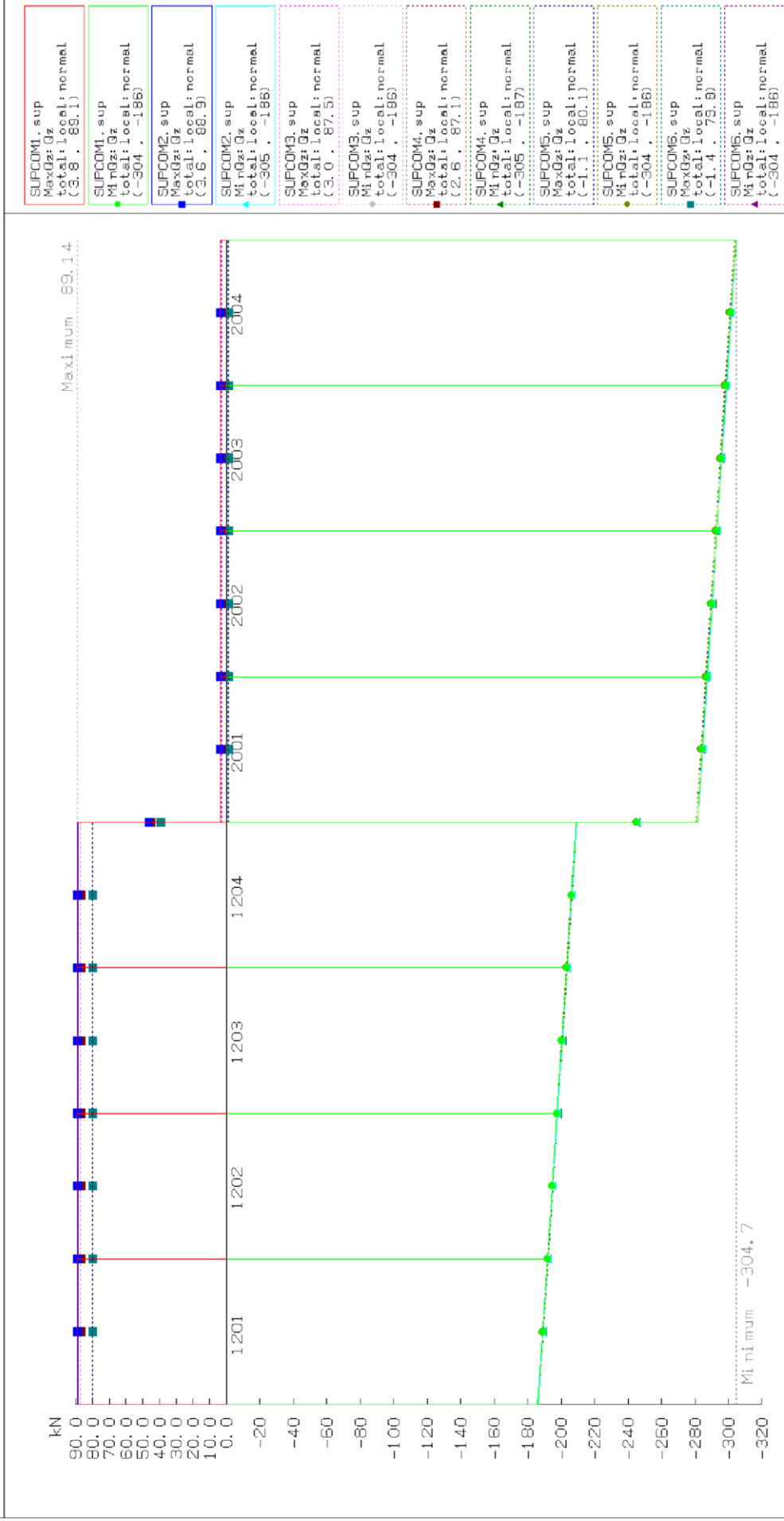
CONBINAISON FONDAMENTAL My  
RmSet: PILES My VOIE2  
Dgrm-PILES+My+VOIE2

Author: Bentley Systems Internal\Extcom  
Project: GUECHI & MOUSSAOUI  
PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE

1 cm Plot = 160.1 kNm  
0 160.1 320.1 480.2 640.2 800.3

BENTLEY **NON-COMMERCIAL** LICENCE

Diagramme du moment  $M_y$  de la voie 2 (ELU fondamentale).



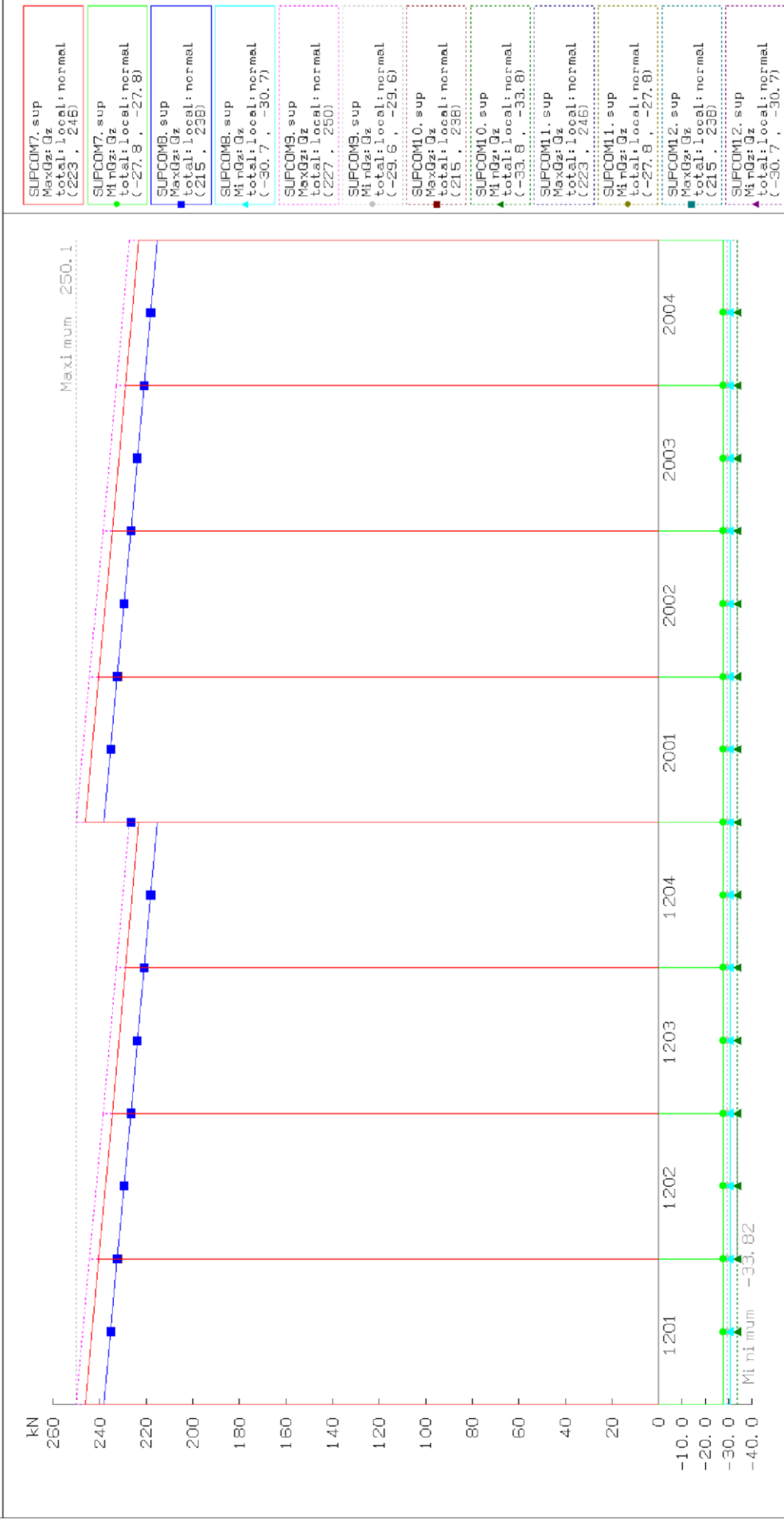
07/05/2018  
4: 44

1 cm Plot = 31.19 kN  
0 31.18 62.36 93.55 124.70 155.87

CONBINAISON FONDAMENTAL TZ 1  
RmSet: PILES TZ com1  
Dgm-PILES+TZ+com1

Author: Bentley Systems InternalExton  
Project: GUECHI & MOUSSAOUI  
PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE

Diagramme de l'effort tranchant Qz de la voie 1 (ELU fondamentale).



Author: Bentley Systems InternalExton

Project: GUECHI & MOUSSAOUI  
PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE

CONBINAIISON FONDAMENTAL TZ 2

RmSet: PILES TZ com2

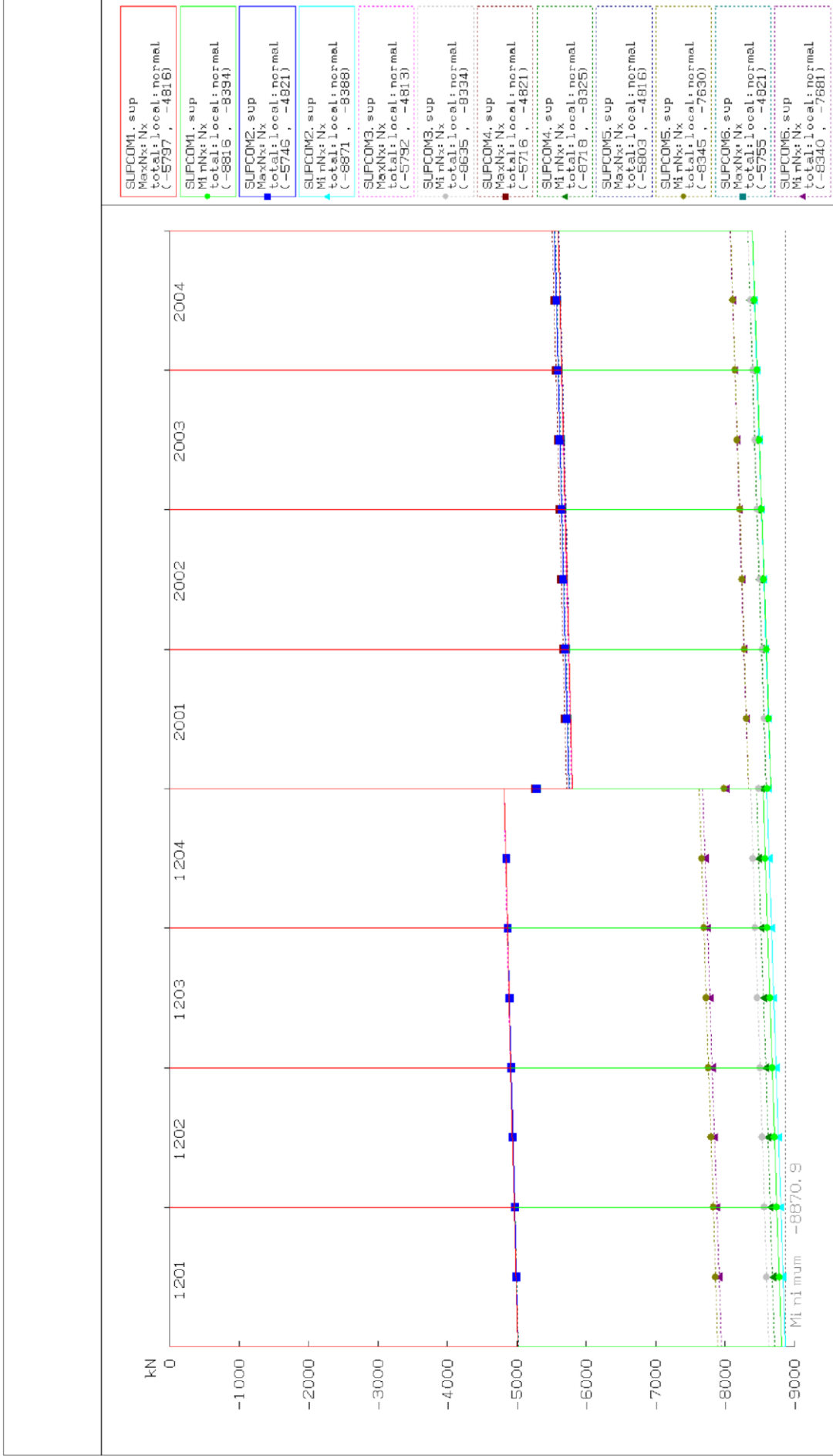
Dgm--PILES+TZ+com2

28/05/2018  
0:19

1 cm Plot = 22.49 kN

0 22.48 44.97 67.46 89.94 112.43

Diagramme de l'effort tranchant Qz de la voie 2 (ELU fondamentale).

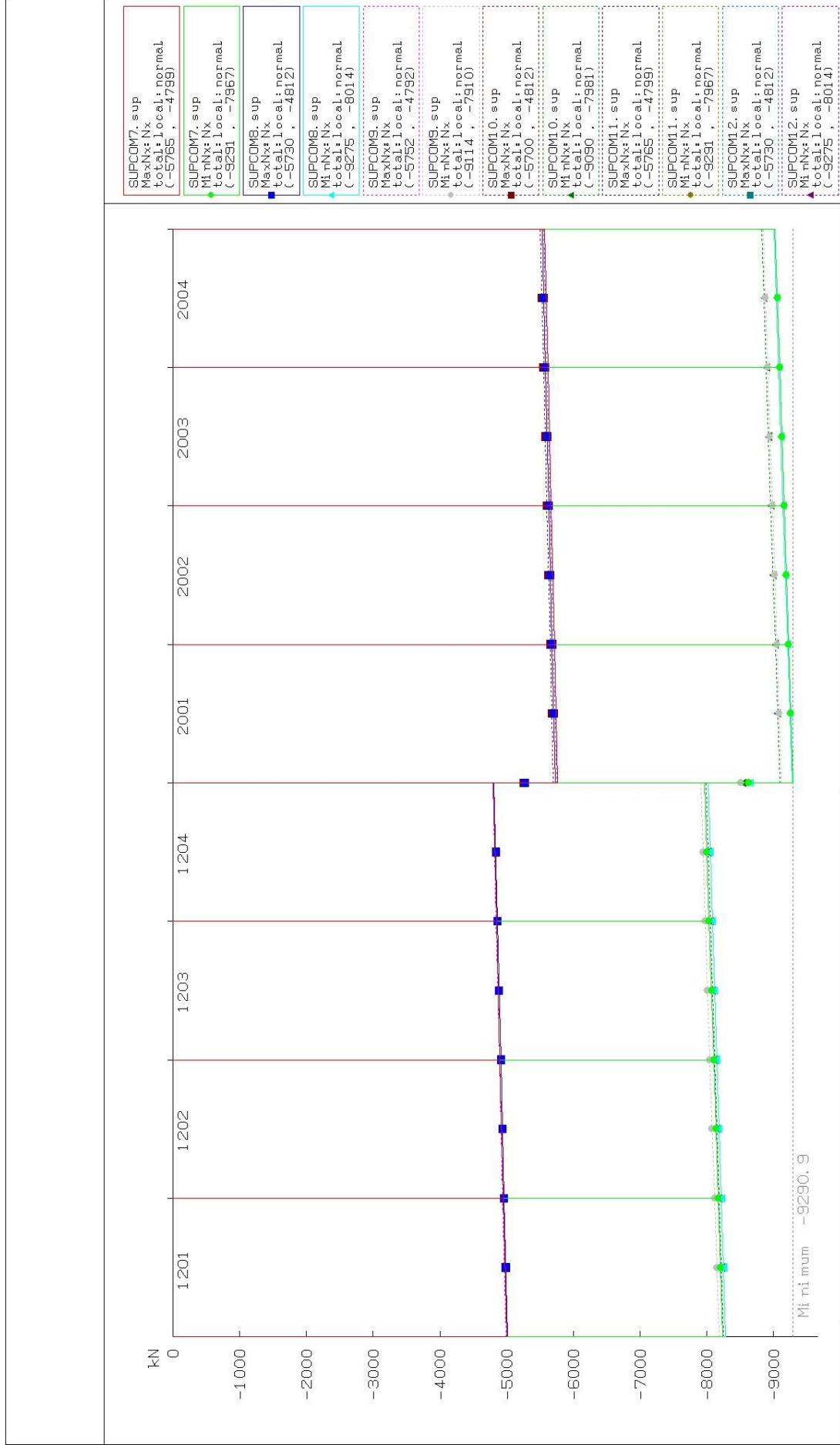


Author: Bentley Systems Internal\Extion  
 Project: GUECHI & MOUSSAQUI  
 PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE  
 BENTLEY NON COMMERCIAL LICENCE

CONBINAISON FONDAMENTAL Nx  
 RmSet: PILES Nx  
 Dgm-PILES+ Nx

27/05/2018  
 23:17

Diagramme de l'effort normal  $N_x$  de la pile, voie 1 (ELU fondamentale).



27/05/2018  
23: 25

COMBINAISON FONDAMENTAL Nx 2

RmSet: PILES Nx com2

Dgm-PILES+Nx+com2

1 cm Plot = 735.9 kN

0 735.9 1471.8 2207.7 2943.6 3679.5

Author: Bentley Systems Internal\Exton

Project: GUECHI & MOUSSAOUI  
PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE

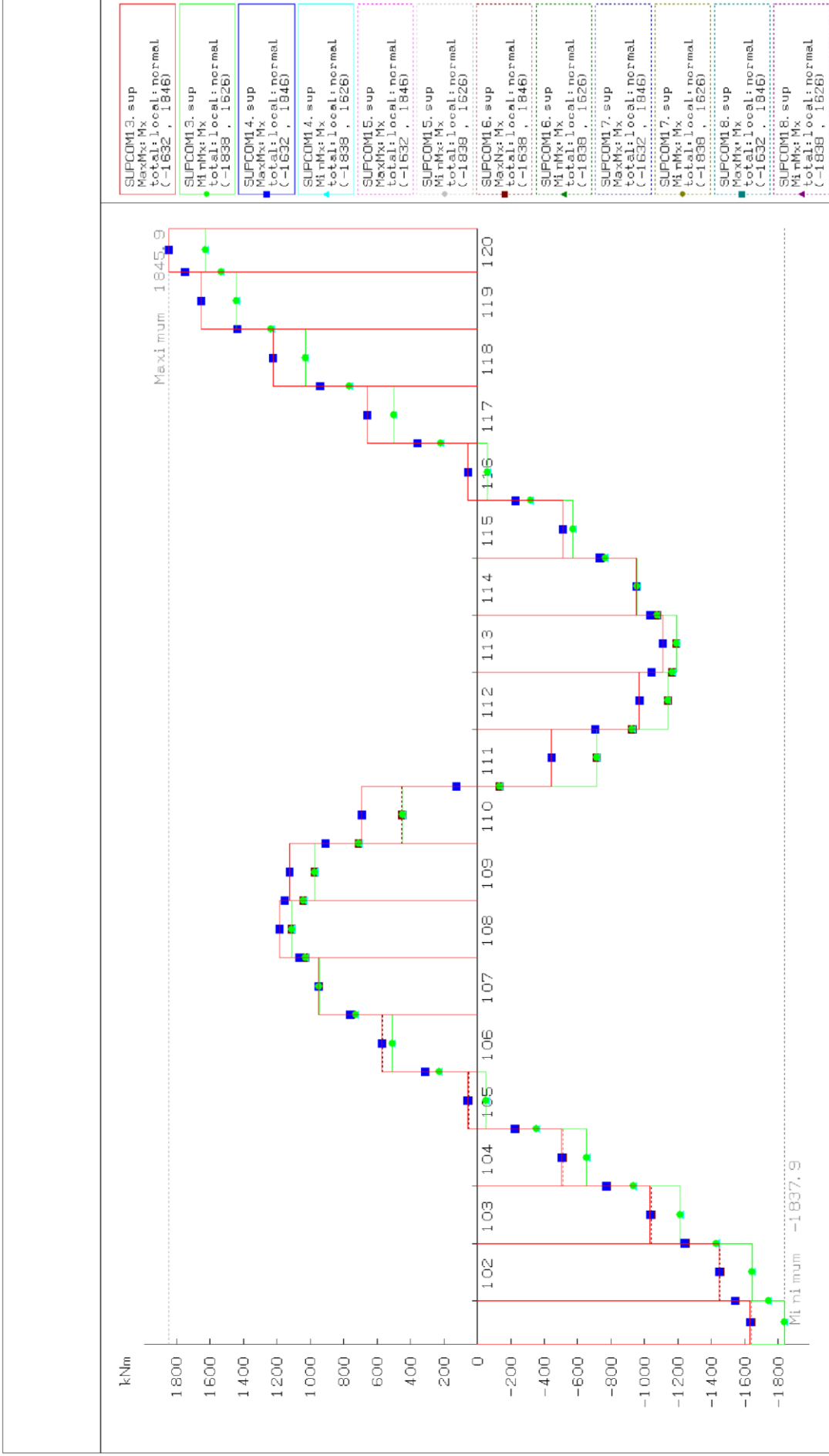
BENTLEY NON COMMERCIAL LICENCE

**Diagramme de l'effort normal  $N_x$  de la pile, voie 2 (ELU fondamentale).**

**ANNEXE 9 (diagrammes des efforts pour l'étude de la torsion).**



**Diagramme du moment  $M_t$  de la voie 2 (ELU fondamentale).**



Author: Bentley Systems InternalExton

Project: GUECHI & MOUSSAQUI  
PONT RAIL EXTENSION TRAMWAY CONSTANTINE

Author: Bentley Systems InternalExton

COMBINAI SONQUASI PERMANENTE

RmSet: TORSION COUASII

Dgrm-TORSION+COUASII

26/05/2018  
4:32

1 cm Plot = 291.8 kNm

0 291.6 583.6 875.4 1167.2 1459.9

Diagramme du moment  $M_t$  de la voie 2 (ELS quasi-permanente).

