

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Etude d'un Viaduc en dalle Elégie construit par
Avancement du PK1+323 au PK1+735, Liaison
autoroutière de la Rocade Sud à la deuxième Rocade
d'Alger (Evitement d'EL ACHOUR)

Présenté par :

BOUKHEROUF Cherifa

MOUHEB Nourhane

Encadré par :

Mr MOKHTAR.A

Mr KHELFI.M

Promotion 2023/2024



Remerciements

Nous tenons en premier lieu à remercier **Dieu** de nous avoir mener la force et la patience d'accomplir ce travail

Tout d'abord, nous souhaitons remercier chaleureusement nos encadrants, [**Mr MOKHTAR.A**] et [**Mr KHELFI.M**], pour leur accompagnement précieux. Leur expertise, leur disponibilité et leurs conseils avisés ont été déterminants pour la qualité et la réussite de ce travail. Leurs remarques constructives et leurs encouragements constants ont grandement enrichi notre réflexion et nos analyses

Nous tenons à exprimer nos plus profondes gratitude au notre maître de stage **Mr BENTOUNSI. A** pour l'opportunité qu'il nous a offerte de réaliser notre stage au sein de [**EURL CDT ouvrage d'art**]

Nous souhaitons remercier nos professeurs de l'école, dont l'accompagnement tout au long de notre formation a été inestimable. Leur disponibilité et leurs conseils avisés ont joué un rôle crucial dans notre développement académique et personnel. Nous tenons particulièrement à remercier [**Mr ZOURGUL.N**] et [**Mr AMIEUR.M**] pour leur soutien indéfectible et leurs encouragements constants

Nous exprimons notre reconnaissance envers l'ensemble des membres du département **DIB** et **DMS**. Leur soutien administratif et académique a été inestimable. Nous sommes particulièrement reconnaissants pour les ressources et les installations mises à disposition, qui ont été cruciales pour la réalisation de ce travail.

Nous exprimons également notre gratitude envers tous les membres de l'équipe de **COSIDER-Ouvrage d'art** pour leur accueil, leur soutien technique et logistique, et leurs encouragements constants durant toutes les visites de chantier. Leurs compétences, leur professionnalisme et leur esprit d'équipe ont été d'une aide précieuse pour surmonter les défis rencontrés et atteindre nos objectifs.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers [**Mr Guerfi.M**] et [**Mr Elmokretar**].Mpour leur aide précieuse et leurs conseils avisés dans la partie modélisation du viaduc

Nos remerciements vont également à nos collègues de promotion, pour leur aide précieuse, leurs discussions stimulantes et leur soutien moral tout au long de ce projet. Leur camaraderie et leur collaboration ont rendu cette expérience encore plus enrichissante.

Un grand merci à nos familles, dont le soutien indéfectible, la patience et les encouragements ont été une source de motivation constante. Leur confiance en nous a été essentielle pour mener à bien ce projet.

Enfin, nous souhaitons remercier toutes les autres personnes et organisations qui ont contribué à la réalisation de ce projet de quelque manière que ce soit.

À tous, un grand merci.



اهداء

الحمد لله الذي يسر البدايات و اكمل النهايات و بلغنا الغايات
اهدي بكل حب مذكرة تخرجي الى

الى روح فجعتني برحيلها إلى النائم تحت التراب، كان فقدك اكبر من قدرة احتمالي فقد اعتدت
على جميع الغائبين الا غيابك. كنت شيئاً عظيماً محاطاً بالحب، السلام و الامان
لا ولن أنسى فضلك علي و لا الليالي التي قضيتها معي خلال مشواري الدراسي تساعدني و تساندني
رحمك الله و جبر قلبي بعدك....

الى سندي الابدي , اخي العزيز رائد ممتنة لوجودك بجانبني دائما ممتنة لدعمك النفسي في لحظات ضعفي
و انكساري ودعمك المادي اللامتناهي .

الى والديّ الكريمين امي و ابي شكرا على كل ما قدمتماه لي, شكرا على الثقة التي وضعتموها في
شخصي.

الى اخواتي، جيهان الحنونة و مروة والى شهداء صغير العائلة
الى من ساندوني ايام حزني خالاتي راضية, ليندة, نسرين و الهام
الى اخوالي و اخص بالذكر خالي رضوان
الى صديقتي و ابنة خالتي ريهام
الى من جمعنتي بهم مقاعد الدراسة الدراسة; مريم، منال، احلام خديجة و زكرياء

الى زميلتي في مذكرة التخرج شريفة

شكرا لكم جميعا

نورهان

اهداء

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات

و أناملّي تكتب هذا الاهداء تتقاذف إلى ذهني شخصيات عظيمة كان لها يدا فيما وصلت إليه اليوم بعد فضل و توفيق من الله تعالى

أبي.. كل الديون تقضى إلا دينك.. كنت رفيق رحلتي...أملّي عند يأسّي....شجاعتّي عند احباطي....سندي عند تعبي..كنت و لازالت و ستظل أكبر هبة و هبني إياها الله تعالى و بضع أسطر لن توفيك حقك و وعدي لك أنها ستكون مجرد بداية...بداية شعلة الفخر التي اشتعلت في عينك كن على ثقة أني سأحافظ عليها إن كان في العمر بقية

أمي... ملاذي و موطني.... أن وصلت اليوم و ارتديت رداء النجاح فإنه لنجاحها لامحالة.... اليد الحنون التي تربت على كتفي..ثقتها بي و تفانيها في توفير راحتي لن أوفيك حقك ماحييت يارق و ردة،،أتمنى أن أنال شرف ازدهارها و زهوها يوما

إلى وحيدي و حبيبي أختي.... يامن جعلتني قدوة أتمنى أن أكون عند حسن ظنكعبير

إلى أختي و ظهري الصلب .. ركيزتي دائما و أبداأحمد أكرم ياسين

إلى قدوتي منذ نعومة أظفاري كانت خطواتي الأولى إلى الجامعة معه.. أول بصمة لي في مدرستي كانت تحت إشرافه و الحمد لله نهايتها مسك و عنبر بمحاذاته... خالي عماد

إلى جدتي الغالية فاطمة مجاهدة علمتني مالم تفقه مدرسة في تلقينه وإلى روح جدتي أسكنها الله فسيح جنانه اخترت لأكون على إسمها و مازادني ذلك إلا قبولا و عزة

جدي رايح و أحمد حفظهما الله كنت الحفيدة الأولى أتمنى أن أنال شرف الخريجة الأولى

إلى عماتي و أعمامي و أخص بالذكر عمتي بهية تغمدها الله برحمته

إلى أخوالي... و كل من عائلتي إبّلولي و بوخروف فردا فردا

إلى رفيقات المشوار.. إلى الهدية التي فزت بها ،،الصحة الصالحة و الحمد لله : فريال أمنية مدينة.. كوثر ..ابتسام....

و أخوات لن يكررهن الزمن

إلى أميرة كإسمها جمعنا مقاعد الدراسة لنتقي إلى صداقة صدق و وفاء

إلى من زرعت البسمة على وجه من عرفها طيبة كطيفها..بسمة

إلى صغيرة و شقية مربعا.. جميلة القلب و القالب رانية

إلى رفيقتي في الرحلة و شريكتي في خوض مغامرة النهاية كان من الرائع أن نقود المركب معا و نوصله لبر الأمان... نورهان

إلى كل من خذلهم قلبي كونوا على يقين أن قلبي شاكر لكم و ممتن

شريفة



ملخص

يتعلق المشروع بدراسة جسر بلاطة، منجز بخرسانة سابقة الإجهاد و من دعامات مطاطية، يقع هذا المنشأ على مستوى تقاطعين (العاشور - أولاد فايث -دالي براهيم)، يتكون من 11 مقطع مستمر تستند الدراسة على تقدير الأحمال و الأحمال الزائدة و تحديد الجهود بمساعدة برنامج MIDAS CIVIL 2022 حيث سمحت النتائج المتحصل عليها بدراسة الإجهاد المسبق و تسليح العناصر المكونة للجسر وفقا للأنظمة المعمول بها، تم إجراء كل التبريرات و التحقق من الضغوط لكل مرحلة من مراحل الإنجاز ، تختتم هذه الدراسة بعرض عام لأنظمة الدعام المستخدمة

الكلمات المفتاحية : جسر بلاطة، خرسانة سابقة الإجهاد، دعامات مطاطية، تسليح ، مراحل الإنجاز، الأنظمة، الضغوط، الدعام

Résumé

Le projet concerne l'étude d'un viaduc en dalle élégie construit par avancement en béton précontraint avec des appareils d'appui en élastomère fretté. L'ouvrage est situé au niveau des deux carrefours (EL ACHOUR- OULED FAYET- DELLY BRAHIM).

Le tablier est continu composé de 11 travées. Une évaluation des charges et surcharges ont été faites, les efforts ont été déterminés à l'aide de logiciel MIDAS CIVIL 2022, les résultats obtenus ont permis de déterminer le dimensionnement de la précontrainte et de calculer le ferrailage des éléments composants l'ouvrage en respectant les règlements en vigueur. Les justifications et les vérifications des contraintes pour chaque étape de phasage ont été effectués. Une présentation globale des étaieiments utilisés au cours de réalisation de l'ouvrage clôturent cette étude.

Les mots clés : Viaduc, Dalle élégie, Béton précontraint, appareil d'appui, ferrailage, règlements, contraintes, phasage, étaieiments

Abstract

The project involves the study of an elegy slab viaduct constructed using the incremental launching method with prestressed concrete and elastomeric fretted bearing devices. The structure is located at the level of two intersections (EL ACHOUR- OULED FAYET- DELLY BRAHIM).

The deck is continuous consisting of 11 spans. An evaluation of loads and overloads has been carried out, and the forces have been determined using MIDAS CIVIL 2022 software. The results obtained have enabled the determination of prestressing design and calculation of the reinforcement of the components of the structure in compliance with the applicable regulations. Justifications and stress verifications for each phase stage have been performed. A comprehensive presentation of the shoring systems used during the construction of the structure concludes this study.

Keywords: Viaduct, Elegy slab, Prestressed concrete, Bearing device, Reinforcement, Regulations, Constraints, Phasing, Shoring systems

Sommaire

CHAPITRE 01 : PRESENTATION GENERALE DU PROJET

I.1. Introduction :	2
I.2. Présentation générale du projet :	2
I.2.1. Composantes de la liaison autoroutières :	2
I.2.2. Objectifs du projet :	2
I.2.3. Les principaux intervenants du projet d'ouvrage d'art V01 :	4
I.2.4. Emplacement de l'ouvrage V01 :	4
I.3. Présentation d'obstacle :	5
I.4. Contraintes d'exécution :	5
I.5. Les données de projet :	6
I.5.1. Les données fonctionnelles :	6
I.5.2. Les données naturelles :	9
I.6. Conclusion :	13

CHAPITRE 02 : HYPOTHESES DE CALCUL

II.1. Introduction.....	14
II.2. Normes et règles de calcul :	14
II.3. Principes des états limites :	15
II.3.1. États limites ultime « ELU » :	15
II.3.2. États limites de services « ELS »:	15
II.3.3. États limites accidentels « ELA » :	15
II.4. Caractéristiques des matériaux :	15
II.4.1. Introduction :	15
II.4.2. Béton :	16
II.4.3. L'acier :	18
II.4.4. Le polystyrène :	20
II.5. Logiciel de calcul :	20
II.5.1. Présentation des particularités et avantages du logiciel MIDAS CIVIL :	20
II.6. Conclusion	21

CHAPITRE 03 DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

III.1. Introduction :	22
III.2. Choix de la variante :	22
III.3. Dimensionnement de la superstructure :	22
III.3.1. Justification de la conception retenue :	22
III.3.2. La portée de la travée de rive et de la travée intermédiaire :	23
III.3.3. Dimensionnement de la section transversale :	24
III.3.4. Vérification des élargissements :	32

III.3.5. Vérification des conditions de dimensionnement de la section transversale :	32
III.4. Conclusion :	33
CHAPITRE 04 : CHARGE ET SURCHARGE SUR LE TABLIER	
IV.1. INTRODUCTION :	34
IV.2. Evaluation des actions :	34
IV.2.1. Evaluation des actions hors trafic	34
IV.2.2. Caractéristique du pont :	35
IV.2.3. Les actions du au trafic :	36
IV.3. Partie modélisation :	44
IV.3.1. Le tablier (partie poutre) :	44
IV.3.2. Charges complémentaires permanentes (CCP)	45
IV.3.3. Les actions thermiques :	45
IV.3.4. Présentation des charges roulantes :	46
IV.3.5. Les combinaisons d'action :	48
IV.4. Conclusion :	48
CHAPITRE 05 : ETUDE DE LA PRECONTRAINT	
V.1. Méthode de réalisation d'un tronçon :	49
V.2. Choix de la longueur du tronçon :	49
V.3. Phasage de réalisation :	50
V.4. Etude de la précontrainte :	52
V.4.1. Généralités :	52
V.4.2. Etude de la précontrainte d'un tronçon :	52
V.4.3. Etude de tracé de câble :	54
V.4.3.2 Disposition en plan	59
V.4.4. Programme de mise en tension des câbles de précontrainte (MK4) :	60
V.4.5. Calcul des pertes de tension de la précontrainte :	61
V.4.6. Pertes instantanées :	61
V.4.7. Tableau récapitulatif des pourcentages des pertes instantanées pour les câbles de la nappe supérieure du tronçon 1	65
V.4.8. Tableau récapitulatif des pourcentages des pertes instantanées pour les câbles de la nappe inférieure du tronçon 1	65
V.4.9. Tableau récapitulatif des pourcentages des pertes instantanées pour les 16 câbles du tronçon 1.	66
V.4.10. Pertes de tension différées :	66
V.4.11. Pertes totales :	68
V.4.12. Déduction :	68
V.4.13. Vérification des contraintes :	69
V.5. Conclusion.....	74
CHAPITRE 06: Ferrailage de la dalle	
VI.1. Introduction :	75

VI.2. Ferrailage longitudinale de la dalle :	75
VI.2.1. Condition de non-fragilité	75
VI.2.2. Vérification des sections tendues :	75
VI.3. Détermination des moments transversaux :	75
VI.3.1. Ferrailage de la flexion transversal :	76
VI.4. Justification aux contraintes tangentielles :	77
VI.4.1. Détermination de l'effort tranchant :	77
VI.4.2. Ferrailage de la section sur l'appui intermédiaire :	78
VI.4.3. Ferrailage de la section sur l'appui de rive :	80
VI.4.4. Vérification de l'effort tranchant vis à vis de L'ELU :	81
VI.5. Effet de torsion :	83
VI.5.1. Ferrailage de la section sous sollicitations d'effort de torsion libre et uniforme	83
.....	85
VI.6. Vérification et ferrailage de la zone d'about :	89
VI.6.1. Généralité :	89
VI.6.2. Zone de régularisation des contraintes :	89
VI.7. Conclusion :	93

CHAPITRE 07 : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

VII.1. Introduction :	94
VII.2. Les appareils d'appuis :	94
VII.3. Choix de type des appareils d'appui :	94
VII.4. Présentation des appareils d'appuis type HDRB :	94
VII.5. Prédimensionnement :	95
VII.6. Evaluation de la descente des charges appliquée sur les appareils d'appuis :	95
VII.7. Dimensionnement des appareils d'appuis :	97
VII.7.1. Dimensionnement en plan :	97
VII.7.2. Dimensionnement en élévation :	97
VII.8. Tableau récapitulatif des résultats :	100
VII.9. Vérification des dimensionnements :	100
VII.9.1. Déformation de calcul maximale :	100
VII.9.2. Contrainte en traction maximale dans les frettes :	101
VII.9.3. Critère de stabilité :	101
VII.10. L'étude sismique :	102
VII.10.1. L'analyse modale :	102
VII.10.2. Analyse dynamique linéaire :	104
(Méthode du spectre de réponse).....	104
VII.10.3. Vérifications des appareils d'appui selon RPOA2008 :	109
VII.11. Ferrailage des d'appui	110
VII.12. Partie logiciel :	111

VII.12.1. Effet de la variation de température sur les déplacements longitudinaux :	111
VII.12.2. Effet du fluage sur les déplacements en plan :	112
VII.12.3. Effet du retrait sur les déplacements en plan :	113
VII.13. Joint de chaussée	114
VII.13.1. Calcul des joints de chaussée RPOA A7.5.2.....	114
VII.14. Conclusion :	116
CHAPITRE 08 : CALCUL DES CAPACITES PORTANTE	
VIII.1. Calcul de capacité portante des pieux sous pile et culée :	117
VIII.1.1. Calcul de l'effort limite mobilisable sous la pointe/ Article 2:	117
VIII.1.2. Calcul de l'effort limite mobilisable par frottement latéral :	119
VIII.2. Interaction sol structure :	123
CHAPITRE 09 : ETUDE DE LA PILE	
IX.1. Introduction :	125
IX.2. Conception de la pile :	125
IX.3. Prédimensionnement de la pile :	125
IX.4. Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis le flambement :	126
IX.5. Evaluation des efforts agissant sur la pile :	127
IX.5.1. Efforts statiques :	127
IX.5.2. Efforts sismiques :	127
IX.5.3. Vérification des effets de second ordre B.A.E.L A4.3.5 :	127
IX.6. Ferrailage des éléments des piles :	129
IX.6.1. Armatures longitudinales : Article 7.2.2.1/7.2.2.2 Pièces fléchis	129
IX.6.2. Armatures transversales : RPOA ARTICLE 7.2.2.2	129
IX.7. Etude de fondation :	131
IX.7.1. Choix de type de fondation :	131
IX.7.2. Effort revenant à chaque pieu :	132
IX.7.3. Condition de vérification :	133
IX.8. Ferrailage de la semelle :	134
IX.8.1. Armature transversal inférieure :	135
IX.8.2. Armatures de répartition :	135
IX.8.3. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :	135
IX.8.4. Armatures de construction :	135
IX.8.5. Plan de ferrailage de la semelle :	136
IX.9. Ferrailage des pieux :	136
IX.9.1. Evaluations des actions sur les pieux : méthode de WERNER.	136
IX.9.2. Calcule de moment en tête du pieu :	138
IX.9.3. Ferrailage des pieux :	138
IX.9.4. Armatures transversales :	139
CHAPITRE 10 : ETUDE DE LA CULEE	

X.1. Introduction :	141
X.2. Prédimensionnement de la culée :	141
X.3. Evaluation des efforts agissant sur la culée dans le cas statique :	143
X.4. La réaction d'appui du tablier :	143
X.5. Les combinaisons des actions précédentes à l'ELS et l'ELU :	144
X.6. Détermination des sollicitations sismiques :	144
X.6.1. Calcul des efforts sismiques d'inertie sur la culée :	144
X.6.2. Calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamique :	145
X.6.3. Calcul des charges sismiques dues au tablier :	145
X.6.4. Combinaisons des actions sismiques de la culée :	146
X.7. Ferrailage de la culée :	146
X.7.1. Le mur garde grève (MGG) :	146
X.7.2. Évaluation des efforts agissants sur le MGG :	147
X.7.3. La dalle de transition :	150
X.7.4. Évaluation des charges :	150
X.7.5. Combinaisons des charges :	150
X.7.6. Corbeau d'appui de la dalle de transition :	151
X.7.7. Le mur frontal :	152
X.7.8. Ferrailage du mur frontal :	152
X.8. Mur en retour :	153
X.9. Étude de fondation :	156
X.9.1. Choix de type de fondation :	156
X.9.2. Effort revenant à chaque pieu :	157
X.10. Ferrailage de la semelle :	158
X.10.1. Armatures longitudinales :	160
X.10.2. Armatures transversales :	160

CHAPITRE 11: SYSTEM D'ETAIEMENT .

XI.1. Les étaielements :	161
XI.2. Matériaux et configuration :	163
XI.3. Caractéristiques des différentes éléments utilisés de bas en haut :	165
XI.4. Conception et chargement :	165
XI.5. La différence entre un système étaielement et un échafaudage :	166

Liste des Figures

CHAPITRE 01 : PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET

FigureI. 1: Plan Synoptique du projet de la réalisation de la liaison Rocate Sud du PK0+000 au PK 9+748	3
FigureI. 2 :les intervenants du projet du viaduc V01	4
FigureI. 3:Emplacement du viaduc 01.....	4
FigureI. 4:les obstacles à franchir par le viaduc V01	5
Figure I. 5:vue en plan de viaduc V01	7
FigureI. 6:profil en long du viaduc V01.....	8
FigureI. 7:Coupe transversale sur pile de l'ouvrage V01	9
FigureI. 8:Carte géologique du nord d'Algérie	10
Figure I. 9:Classification sismique des Wilaya d'Algérie	13

CHAPITRE 03 DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

FigureIII. 1:choix de type d'ouvrage selon CALGARO	23
FigureIII. 2:choix de type d'ouvrage selon Calgato	23
FigureIII. 3:positions des appuis -coupe longitudinale.	23
FigureIII. 4:Coupe transversale du tablier	24
FigureIII. 5:vue en plan des 11 tronçons	25
FigureIII. 6:coupe longitudinale aux niveaux de la pile 1 et culée C0 (Gabarit à respecter)	26
FigureIII. 7:Vue en plan de la première travée.....	27
FigureIII. 8:Vue en plan et coupe longitudinale d'un tronçon	27
FigureIII. 9:Détail de la prédalle.....	28
FigureIII. 10:coupe transversale sur culée.....	28
FigureIII. 11:la section sur culée sur MIDAS CIVIL	28
FigureIII. 12:coupe transversale D-D	29
FigureIII. 13:coupe transversale E-E	29
FigureIII. 14:la section 01sur Midas civil.....	29
FigureIII. 16:coupe transversale B-B	30
FigureIII. 15:la section 04 sur MIDAS civil	30
FigureIII. 17:coupe transversale C-C	30
FigureIII. 18:la section 03 sur MIDAS civil	30
FigureIII. 19:Coupe transversale F-F.....	30
FigureIII. 20:La section 05 sur Midas civil	30
FigureIII. 21:Coupe transversale P-P.....	31
FigureIII. 22:Coupe P-P sur Midas civil.....	31
FigureIII. 23:Coupe transversale P-P.....	31

CHAPITRE 04 : CHARGE ET SURCHARGE SUR LE TABLIER

FigureIV. 1:disposition de convoie Bc.....	38
FigureIV. 2:system de chargement Br	39
FigureIV. 3:disposition de camion Bt.....	39
FigureIV. 4:Systeme de chargement MC120.....	40
FigureIV. 5:Convoi exceptionnel D240	40
FigureIV. 6:Modèle 3D du tablier	44
FigureIV. 7:vue en plan modèle 2D/3D.....	44
FigureIV. 8:Affectation des charges complémentaires permanentes	45
FigureIV. 9:Affectation des charges du aux climats	46
FigureIV. 10:Présentation de chargement Bc 2fils	46
FigureIV. 11:Chargements D240	47
FigureIV. 12:Chargement MC120 chaque 30.5m	47

Figure V. 1: diagramme My sous G	49
--	----

CHAPITRE 05 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure V. 1: diagramme My sous G	49
Figure V. 2 Phasage de réalisation du viaduc	49
Figure V. 3: Réalisation du Tronçon 01.....	49
Figure V. 4: Phase 02 ; Mise en tension des câbles catégorie 01.....	49
Figure V. 5: Phase 02 réalisation du T02.....	50
Figure V. 6: Mise en tension des câbles du tronçon 02.....	50
Figure V. 7: phase finale.....	50
Figure V.8: valeur du moment max à ELS.....	52
Figure V.9: vue en élévation au niveau d'ancrage.....	53
Figure V. 10 coupe en élévation au niveau d'ancrage T2.....	54
Figure V.11: Coupe Longitudinal Tronçon 2.....	56
Figure V.12: Coupe Longitudinal Tronçon1.....	56
Figure V.13: Vue en plan Tronçon 1.....	57
Figure V.14: Vue en plan tronçon 2.....	57
Figure V.15: disposition des coupleurs fixes et mobiles.....	59
Figure V.16: diagramme représentatif des pertes instantanées.....	62

CHAPITRE 06: Ferrailage de la dalle

Figure .VI 1:diagramme de moment transversale maximale ELS.....	77
Figure .VI 2:valeur de l'effort tranchant sous combinaison 1.35(G+D240+0.9T+0.75 Δ0).....	79
Figure .VI.3:valeur de l'effort tranchant maximale à ELU.....	81
Figure .VI.4:valeur maximale de moment de torsion (KN.m).....	85
Figure .VI.5:valeur maximale de moment de torsion (KN.m).....	85
Figure .VI.6:Epaisseur de la section creuse équivalente (B.A.E.L).....	86
Figure .VI.9:Déffusion des contraintes.....	90
Figure .VI.7: plan de ferrailage -coupe transversale S01.....	89
Figure .VI.8:Plan de ferrailage- coupe transversale section sur pile.....	89

CHAPITRE 07 : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Figure VII. 1: Appareil d'appui type HDRB.....	94
Figure VII. 2: coupe en élévation d'un appareil d'appui	95
Figure VII. 3:distorsion de l'appareil d'appui sous effort normale	101
Figure VII. 4:distorsion de l'appareil d'appui sous un moment.....	101
Figure VII. 5:distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontale.....	101
Figure VII. 6: Model global sur Midas civil.....	103
Figure VII. 7: diagramme de spectre de réponse horizontale	105
Figure VII. 8: diagramme du spectre de réponse verticale.....	106
Figure VII. 9: comparaison entre les spectres de réponse verticaux	107
Figure .VII.10: Les trois zones dangereuses de système d'ancrage.....	91
Figure .VI.11:Ferrailage de la zone d'encrage.....	94
Figure VII.11: la réaction maximale à ELU.....	111
Figure VII.12:Ferrailage de dés d'appuis -coupe en élévation.....	112
Figure VII. 13 : déplacement du à DT+ dans la direction Y du repère Global.....	113
Figure VII.14: input de la fonction caractéristique du fluage.....	113
Figure VII.15: déplacement du aux fluage à $t=0$	114
Figure VII.16;déplacement du aux fluage à 1000h.....	114
Figure VII. 17: Valeur de déplacements maximale du aux retrait.....	115
Figure VII.18: Réaction d'appui Fy sous E1 (KN).....	116
Figure VII. 19: Catalogue Alga Flex TX joints de chaussée en gomme frettée.....	117

CHAPITRE 08 : CALCUL DES CAPACITES PORTANTE

Figure .VIII 1 Présentation d'organigramme ple*	118
Figure .VIII 2 Abaque de qs	120
Figure .VIII 3: Affectation des ressort le long des pieux sur Midas Civil	124

CHAPITRE 09 : ETUDE DE LA PILE

Figure IX. 1: Vue en plan de la pile.....	125
Figure IX. 2: Vue en élévation de la pile.....	126
Figure IX. 3: valeur du moment fléchissant au niveau de la pile.....	127
Figure IX. 4: l'effort vertical maximal dans la pile	127
Figure IX. 5: zone de recouvrement selon R.P.O.A.....	129
Figure IX. 6: Croquis de ferrailage vue en plan -zone de recouvrement- Figure IX. 7: zone de recouvrement selon R.P.O.A.....	129
Figure IX. 8: plan de ferrailage -vue en élévation -.....	131
Figure IX. 9: diffusion des bielles de compression.....	134
Figure IX. 10: Croquis de ferrailage de la semelle	136
Figure IX. 12: My max à ELS rare	137
Figure IX. 11 My max à ELU	137
Figure IX. 13: My max à ELA.....	137
Figure IX. 14 Mx max à ELA.....	137
Figure IX. 15: Abaque de WALTHER.....	138
Figure IX. 16: Croquis de ferrailage des pieux.....	140

CHAPITRE 10 : ETUDE DE LA CULEE .

Figure X. 1: Ferrailage de la semelle (Nappe inférieure) Figure IX. 14: Croquis de ferrailage des pieux.....	140
Figure X. 2: Vue en élévation de MGG.....	146
Figure X. 3: Poussée de la charge locale situé en arrière du mur.....	148
Figure X. 4: Croquis de ferrailage de mur garde grève.....	149
Figure X. 5: Ferrailage de la Dalle de Transition.....	151
Figure X. 7: Croquis de Ferrailage du mur frontale ,corbeau, MGG	153
Figure X. 8: Ferrailage de Mur en retour	156
Figure X. 9: Vue en plan de la semelle sous culée	157
Figure X. 10: Ferrailage de la semelle (Nappe inférieure).....	159
Figure X. 12: Ferrailage de la semelle (Nappe supérieure).....	159

Liste Des Tableaux

CHAPITRE 01 : PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET

Tableau I. 1 la variation de la déclivité du viaduc V1	7
Tableau I. 2:variation des dévers du viaduc V01 (gauche et droit).....	8
Tableau I. 3:géométrie transversale du tablier.	9
Tableau I. 4:Résultats des essais physiques.....	11
Tableau I. 5:Résultats des essais chimiques	11
Tableau I. 6:Résultats des essais mécaniques.....	12

CHAPITRE 02 :HYPOTHESES DE CALCUL

Tableau II. 1: caractéristiques du béton utilisé pour la superstructure et l'infrastructure.....	16
TableauII. 2:Valeurs des contraintes limites de la superstructure et l'infrastructures.....	17
TableauII. 3:valeurs de module d'élasticité de la superstructure et l'infrastructure.....	18
TableauII. 4:valeurs de coefficient de poisson à l'ELU et l'ELS.....	18
TableauII. 5:Valeur de la contraintes limites d'acier passif.....	19
TableauII. 6:les caractéristiques de la précontrainte utilisée.	19
TableauII. 7:les caractéristiques du polystyrène utilisées.....	20
TableauII. 8:les propriétés physiques du polystyreneD25	20

CHAPITRE 03 DIMENSIONNEMENT DE TABLIER

TableauIII. 1:Aire , Inertie et CDG des sections.....	32
TableauIII. 2:Vérification des élégissements.....	32
TableauIII. 3:Vérification de dimensionnement de la section transversale	32

CHAPITRE 04 : CHARGE ET SURCHARGE SUR LE TABLIER

TableauIV. 1:Poids propre de BA du Tronçon 01	34
TableauIV. 2:Poids propre de polystyrène du Tronçon 01.....	34
TableauIV. 3 : Calcul du complément des charges permanentes (CCP)	35
TableauIV. 4:valeur de coefficient a1.....	36
TableauIV. 5:Valeur de A(L) en fonction de nombre de voies et Travées Chargées	37
TableauIV. 6:valeur de coefficient bc.....	38
TableauIV. 7:valeurs de coefficient de majoration dynamique pour les différents systèmes de chargement.....	41
TableauIV. 8:l'effort de freinage en fonction de nombre de travée et voies chargées	43

CHAPITRE 05 : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

Tableau V. 1:équation des câbles supérieurs C1.C2.C3.C4	56
Tableau V. 2:équation des câbles supérieurs C5.C6.C7.C8	56
Tableau V. 3:pourcentages des pertes instantané pour les câbles C1.C2.C3.C4	65
Tableau V. 4:pourcentages des pertes instantané pour les câbles C5.C6.C7.C8	65
Tableau V. 5:pourcentage des pertes instantanées des 16 câbles.....	66
Tableau V. 6:pertes du au phénomène de retrait	66
Tableau V. 7:pourcentage des pertes totales.....	68
Tableau V. 8:vérification des contraintes au cours de construction.....	69
Tableau V. 9:Vérification des contraintes en service sous $G+\Delta\theta$ avec p après pertes instantanées	71
Tableau V. 10:Vérification des contraintes en service sous $G+\Delta\theta$ avec p infinie	72
Tableau V. 11:Vérification des contraintes en service sous $G+D240+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta$ avec p après pertes instantanées	73
Tableau V. 12:Vérification des contraintes en service sous $G+D240+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta$ avec P_{nfinie}	74

CHAPITRE 07 : ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENTS DU PONT

Tableau VII. 1valeur des réactions d'appui.....	96
Tableau VII. 2:Evaluation des efforts verticaux sur l'appareil d'appui de rive et intermédiaire	97
Tableau VII. 3:dimensions en plan de chaque appareil d'appui	97
Tableau VII. 4:Evaluation des déplacements horizontaux maximales	98
Tableau VII. 5:Dimensionnement de la hauteur nette d'élastomère.....	99
Tableau VII. 6:Dimensionnement des frettes	99
Tableau VII. 7:Tableau récapitulatif de prédimensionnement des appareils d'appuis.....	100

Tableau VII. 8:vérification de la déformation de calcul maximale.....	101
Tableau VII. 9:vérification de la stabilité des appareils d'appuis vis à vis le flambement.....	101
Tableau VII. 10: vérification de la première condition de non glissement.....	102
Tableau VII. 11:vérification de la deuxième condition de non glissement.....	102
Tableau VII. 12: valeur des raideurs dans le cas sismique	104
Tableau VII. 13: les données de site d'implantation de l'ouvrage.....	104
Tableau VII. 14:pourcentage de la participation massique dans le sens verticale.....	107
Tableau VII. 15:pourcentage de la participation massique dans le sens horizontale.....	108
Tableau VII. 16:valeur de la période propre pour chaque mode	108
Tableau VII. 17:vérification de la stabilité, au flambement selon RPOA2008.....	109
Tableau VII. 18:vérification de la distorsion selon RPOA 2008.....	110
CHAPITRE 08 : CALCUL DES CAPACITES PORTANTE	
Tableau.VIII 1:Calcul de pl^* en fonction de la profondeur Z-fondation sous culée-	118
Tableau.VIII 2:Calcul de pl^* en fonction de la profondeur Z -fondation sous pile-.....	118
Tableau.VIII 3: valeur de coefficients de portance K_p	119
Tableau.VIII 4: Valeur de coefficient de résistance à la pointe	119
Tableau.VIII 5:valeur de Q en fonction du type se sol et pieux.....	120
Tableau.VIII 6:valeurs de q_s en fonction de la profondeur Z sous culée	120
Tableau.VIII 7: Valeurs de coefficient q_s en fonction de la profondeur Z (sous pile)	121
Tableau.VIII 8:Tableau récapitulatif des résultats.....	122
Tableau.VIII 9: Valeur de coefficient a en fonction de type de sol.....	123
CHAPITRE 09: : ETUDE DE LA PILE	
TableauIX. 1:Implantation et hauteur des piles	125
TableauIX. 2:Vérification de flambement des piles les plus élancées	126
TableauIX. 3: Les efforts internes maximales agissant sur la pile 6 à ELS.....	128
TableauIX. 4: Les efforts internes maximales agissant sur la pile 6 à ELU	128
TableauIX. 5: Les efforts internes maximales agissant sur la pile 6 à ELA	128
TableauIX. 6:calcul de la section d'armature inférieure aux états limites	135
TableauIX. 7: Valeur des efforts internes développés dans le pieux au différentes états limites	138
CHAPITRE 10 : ETUDE DE LA CULEE	
Tableau X. 1:Dimensions des éléments de la culée	142
Tableau X. 2:Les actions transmises par le tablier.	143
Tableau X. 3:Les efforts sismiques horizontales et verticales.....	145
Tableau X. 4:Les efforts due à la culée dans le cas dynamique.....	146
Tableau X. 5: Calcul du moment du à la poussée des terres.....	147
Tableau X. 6:Moment du à la charge locale situé derrière le mur	148
Tableau X. 7:Moment du aux charges sismiques.....	149
Tableau X. 8:Les valeurs de moments fléchissant combinées agissant sur le MGG.....	149
Tableau X. 9: Ferrailage du mur garde grève.....	149
Tableau X. 10: Ferrailage de la dalle de transition	151
Tableau X. 11:Résultante des réactions dues aux charges permanentes	151
Tableau X. 12:Réaction due aux surcharge sur remblai.....	151
Tableau X. 13: Ferrailage de corbeau.....	152
Tableau X. 14 : Moment due à la poussée des terres.....	154
Tableau X. 15:Moment du à la Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur.....	154
Tableau X. 16:Ferrailage des murs en retour	155
Tableau X. 17: Les efforts revenant à chaque pieux.....	158
Tableau X. 18:Valeurs des efforts internes développées au niveau de la semelle.....	158

Liste Des Annexes

Annexe -A- Géotechnique

Annexe -B- Tableaux de calcul

Annexe -C- Diagrammes des efforts internes

Annexe -D- Ferrailage des sections en BA

Annexe -E- les efforts agissants sur le mur frontal et la culée.

Liste Des Abréviations

- A : afférent aux actions accidentelles.
- E : afférent aux séismes.
- G : afférent aux charges permanentes.
- P : afférent à l'action de la précontrainte.
- Q : afférent à une action variable quelconque.
- V : afférent à l'effort tranchant.
- T : afférent aux actions dues aux variations de température.
- W : afférent aux actions dues au vent
- AAEF : Appareil d'appui en Élastomère fretté
- CCP : Complément des charges permanentes
- E : Module d'élasticité
- HA : Haut Adhérence
- NF : Norme Française
- PP73 : Piles et Palées 1973
- FR: Fréquente

Minuscules latines et abréviations (Indice) :

- a : ancrage.
- b : béton.
- c : compression.
- d: différé; permet aussi de désigner une valeur de dimensionnement ou de calcul ; diffusion.
- e : limite d'élasticité.
- i : initial ; instantané
- j : âgé de j jours
- Lim : limite.
- Max : maximal.
- Min : minimal.
- p : précontrainte.
- r : retrait du béton .
- réd : réduit
- s : acier pour les armatures passives ; scellement ou adhérence.
- ser : service.
- t : transversal ; traction.
- u : ultime.

Notations en majuscules latines

- As : Aire d'une section d'armatures passives.
- Ap : Aire d'une section d'armatures de précontrainte.
- At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales passives.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Dans le cadre de l'amélioration de la vie humaine, l'homme a toujours cherché à enrichir son environnement grâce à l'architecture nécessaire à la vie quotidienne. Parmi les constructions les plus étendues, on trouve une vaste famille d'œuvres d'art.

L'ingénieur a le souci de répondre à la question : comment construire une structure qui garantit parfaitement son service à un coût optimal ? ; c'est-à-dire qu'il doit trouver une solution appropriée, et cette dernière doit également être économique, en respectant les aspects architecturaux « forme et proportions ». Pour mieux se fondre dans le site.

L'Algérie continue d'investir dans son réseau de ponts routiers, avec plusieurs projets en cours et à venir visant à moderniser et à étendre ce réseau. Des initiatives sont prises pour intégrer des méthodes de construction plus durables et des technologies de pointe afin de répondre aux besoins croissants en matière de transport et de développement économique.

Afin de garantir ce dernier d'une manière optimale. D'une part, les ponts routiers sont des infrastructures vitales qui soutiennent la croissance économique et l'intégration sociale du pays. Leur développement continu est essentiel pour répondre aux défis de l'avenir et pour améliorer la connectivité et la mobilité des populations à travers le territoire national.

Et d'autre part, La qualité d'un ingénieur dans le domaine des travaux publics est déterminante pour le succès, la durabilité et la sécurité des ouvrages d'art. Plusieurs qualités et compétences sont essentielles pour qu'un ingénieur puisse avoir une influence positive sur ces infrastructures critiques :

- Compétences techniques (connaissances des matériaux, normes et réglementations)
- Compétences en gestion de projet (Planification et coordination)
- Compétences en communication (Clarté et précision, Résolution de conflits)
- Engagement envers la sécurité et la durabilité
- Compétences en maintenances et réhabilitations (surveillance et inspection)

CHAPITRE 01

PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PROJET

I.1.Introduction :

Avec le développement et la croissance économique en Algérie et surtout au capital du pays, le nombre de trafics a considérablement augmenté. Cette croissance a entraîné une saturation du réseau routier, rendant impératif son élargissement ou la réalisation des nouvelles infrastructures linéaires et par conséquent la construction des nouveaux ouvrages d'arts

I.2.Présentation générale du projet :

Notre viaduc (V01) à étudier fait partie du projet de la réalisation d'une liaison autoroutière Rocade sud "05 Juillet" -2ème rocade et contournement de la ville de Draria sur 9.7 Km divisé en 3 tranches .

I.2.1.Composantes de la liaison autoroutières :

Sur 9.7 Km la liaison autoroutière comporte :

- 03 passages (passage supérieur et passage inférieur).
- 05 viaducs d'une longueur totale de 1.705 km.
- 03 ponts cadres d'une longueur totale de 40 ml.
- 01 trémie de 440 ml.
- Murs de soutènements.

I.2.2.Objectifs du projet :

Ce projet rentre dans le nouveau plan de décongestion du trafic de la wilaya d'Alger, en reliant la rocade sud a la 2ème rocade d'Alger, évitant la ville d'El achour et contourne la ville de Draria et Baba Hassen

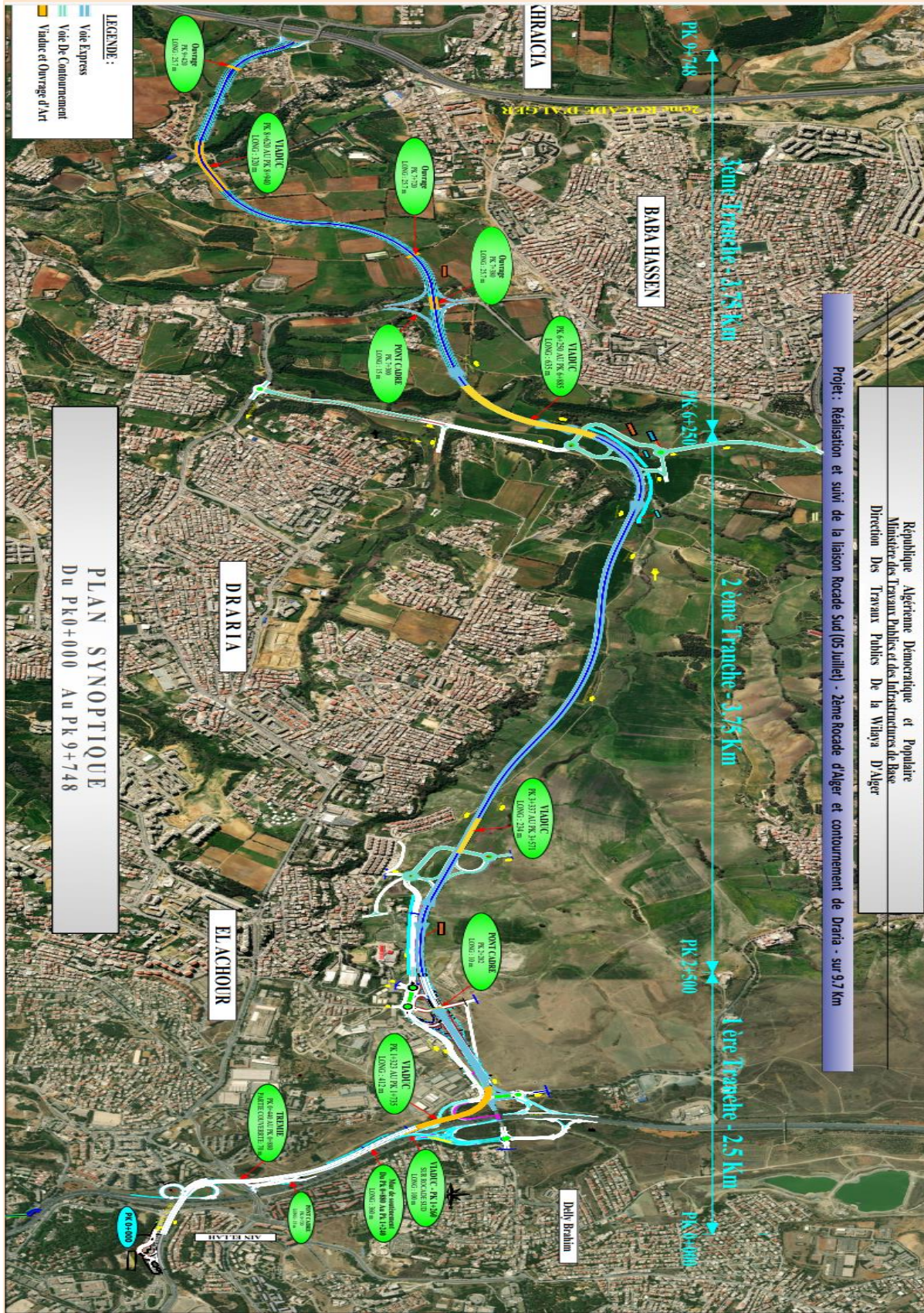


Figure I . 1: Plan Synoptique du projet de la réalisation de la liaison Rocade Sud du PK0+000 au PK 9+748

I.2.3. Les principaux intervenants du projet d'ouvrage d'art V01

- **Maître de l'ouvrage** : Direction des Travaux Publics wilaya d'Alger.
- **Bureau de contrôle et de suivi** : SAETI.
- **Maître de l'œuvre** : SAETI.
- **Bureau d'Étude** : BET GRAMAH Consulting.
- **Entreprise de Réalisation** : COSIDER
Ouvrage d'art

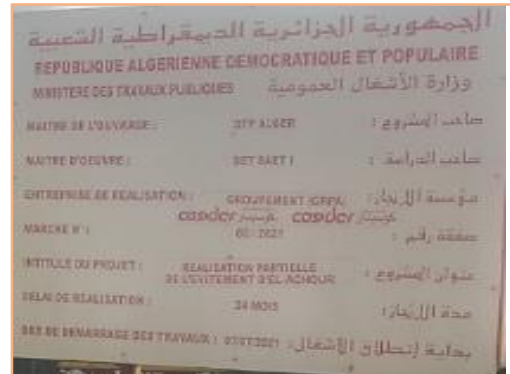


Figure I . 2 : les intervenants du projet du viaduc V01

I.2.4. Emplacement de l'ouvrage V01 :

L'ouvrage consiste à la réalisation d'un Viaduc (V01) de 411.5 m de longueur du PK 1+323 au PK 1+735 .

Ce viaduc est composé de deux tabliers séparés par un vide d' un mètre . Chaque tablier est constitué d'une dalle élégiée à hauteur constante en béton précontraint

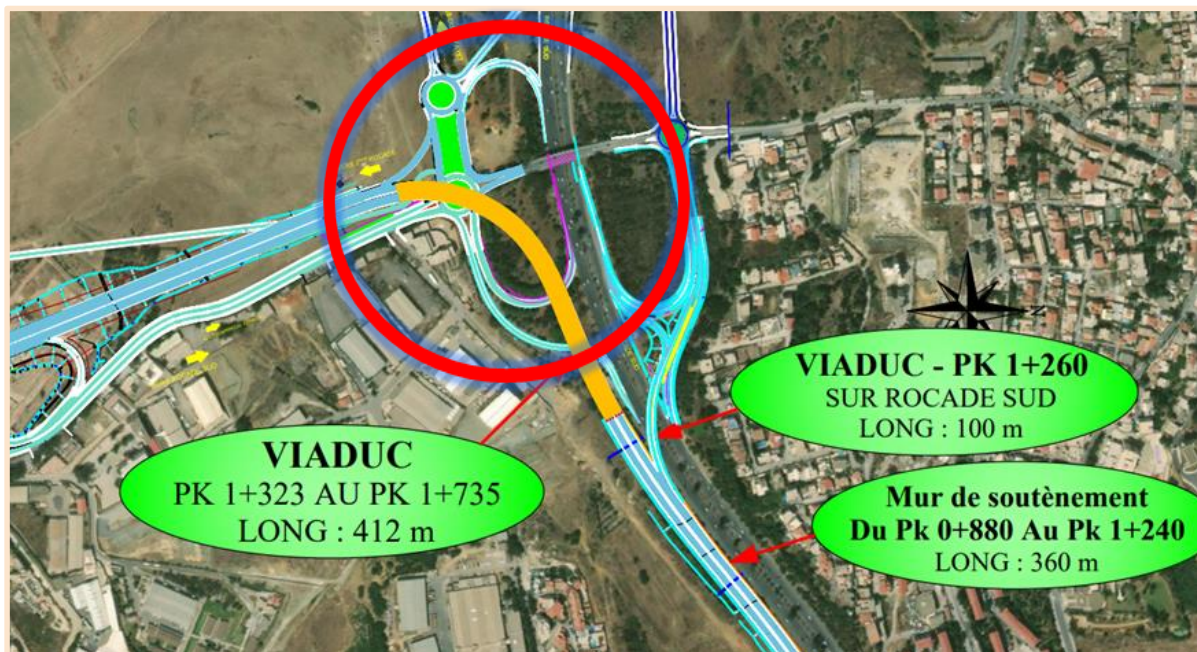


Figure I . 3: Emplacement du viaduc 01

I.3.Présentation d'obstacle :

En pratique, l'implantation des appuis d'un ouvrage est un processus itératif, qui commence après analyse des contraintes du projet, par la détermination de la brèche à franchir qui donne la position des appuis d'extrémité.

Le viaduc V01 franchit les obstacles suivants :

- Un Giratoire sur la RN36 au niveau des Grands Vents.
- Bretelle d'accès vers la vile d' El Achour-Draria-Ouled Fayet.
- Bretelle de sortie vers la Rocade sud.

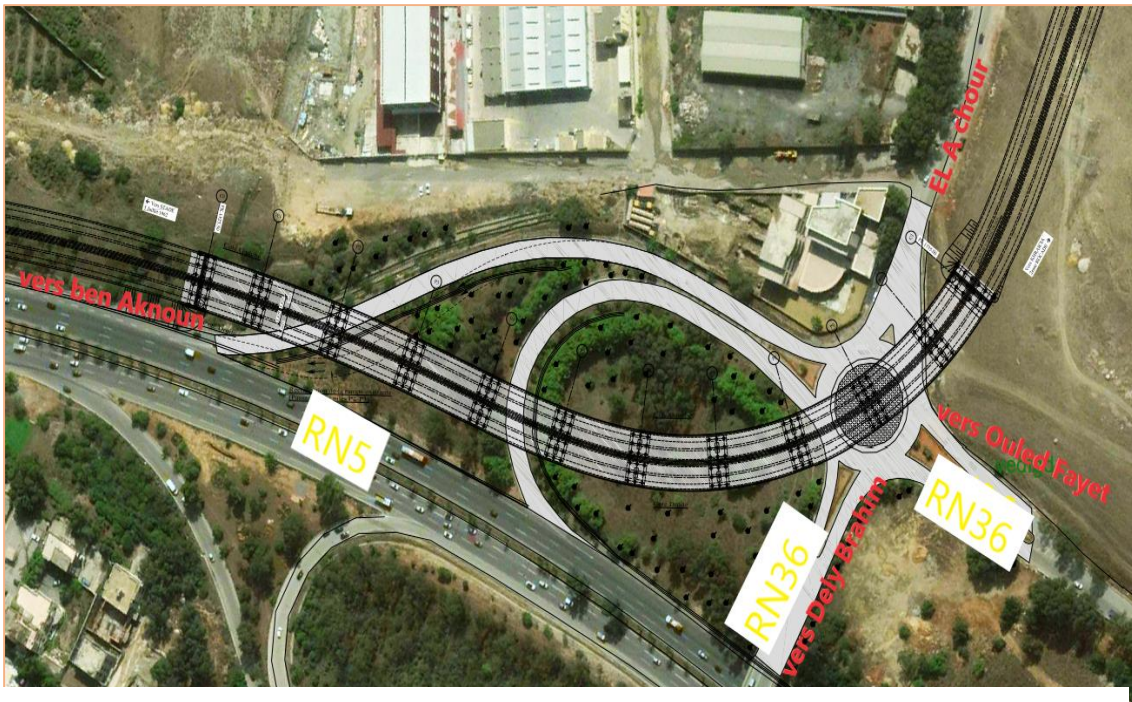


Figure I . 4:les obstacles à franchir par le viaduc V01

I.4.Contraintes d'exécution :

Après l'implantation des différents appuis de l'ouvrage plusieurs obstacles et contraintes ont été apparus à savoir au niveau de :

La pile 10 :

- Conduite d'AEP Ø200.
- Fibre optique
- Câble d'éclairage publics.

La Pile 08 :

- Fibre optique
- Éclairage public

La Pile 05 :

- Conduite d'assainissement

La Pile 02 :

- Bretelle de sortie vers la rocade

Devant cette situation, l'entreprise COSIDER OA, par le biais du Maître d'ouvrage DTP Alger, a fait appel aux différents intervenants, à savoir SONELGAZ /Algérie Telecom/ERMA/ commune de la ville d'EL Achour afin de lever les différentes contraintes pour entamer les travaux.

I.5. Les données de projet :

I.5.1. Les données fonctionnelles :

I.5.1.1 Les données géométriques :

Notre projet a été proposé par COSIDER Ouvrages d'Art, est un Viaduc situé au PK1+529 sur la nouvelle liaison autoroutière reliant Rocade sud (5 juillet) à la 2ème Rocade d'Alger, l'ouvrage a les caractéristiques géométriques suivantes :

- Longueur : 411.5ml .
- Largeur : 10.65 m
- Nombre de piles : 10 piles.
- Les Culées : 02
- Rayon clothoïde : R180 à R2000
- Il se compose de 11 travées :
 - 9 travées centrales de 39.5m.
 - 2 travées de rives de 28 m.

I.5.1.2 Tracé en plan :

Le tracé du plan est constitué des lignes définissant la géométrie de l'axe de la voie, ces lignes sont tracées sur un plan de localisation et identifiées par les coordonnées de ces points caractéristiques.

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

- Du PK 1+323.50 au PK 1+440.00 arc de rayon $r=1000m$ et de longueur $L= 116.5ml$.
- Du PK 1+440.00 au PK 1+457.55 clothoïde de paramètre $A=131.524$ et de longueur $L= 17.298 ml$
- Du PK 1+457.55 au PK 1+560.00 clothoïde de paramètre $A=131.524$ et de longueur $L= 101.755ml$.
- Du PK 1+560.00 au PK 1+735 arc de rayon $r=170 m$ et de longueur $L= 175.00ml$

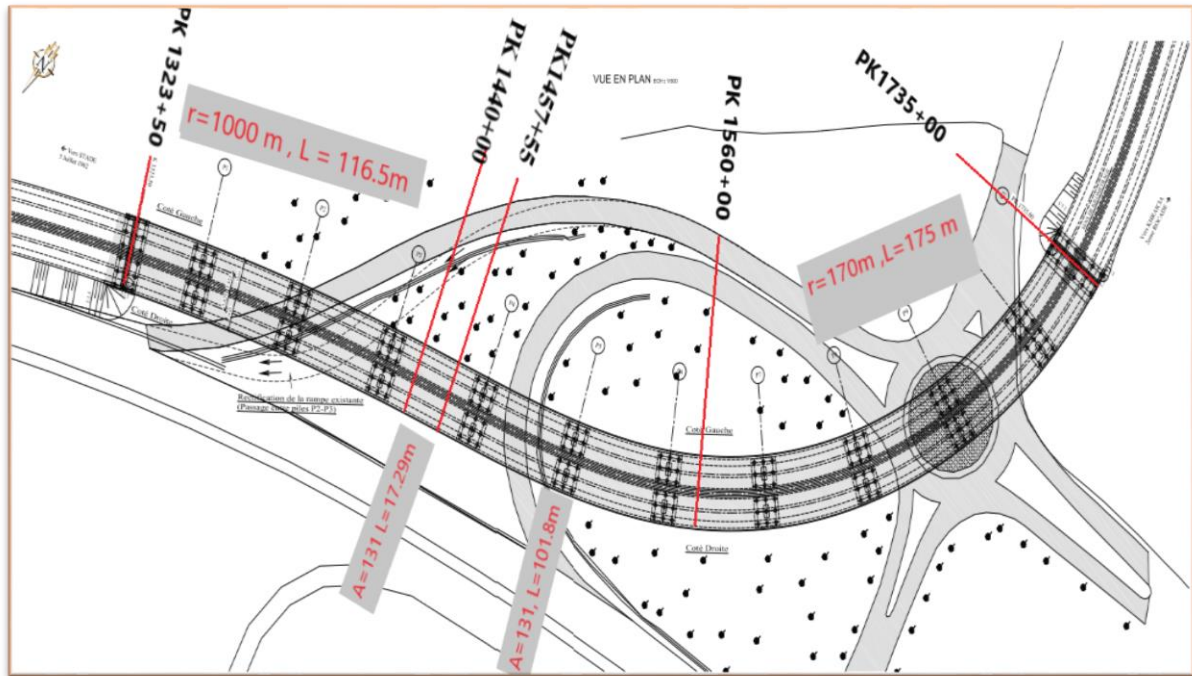


Figure I. 5:vue en plan de viaduc V01

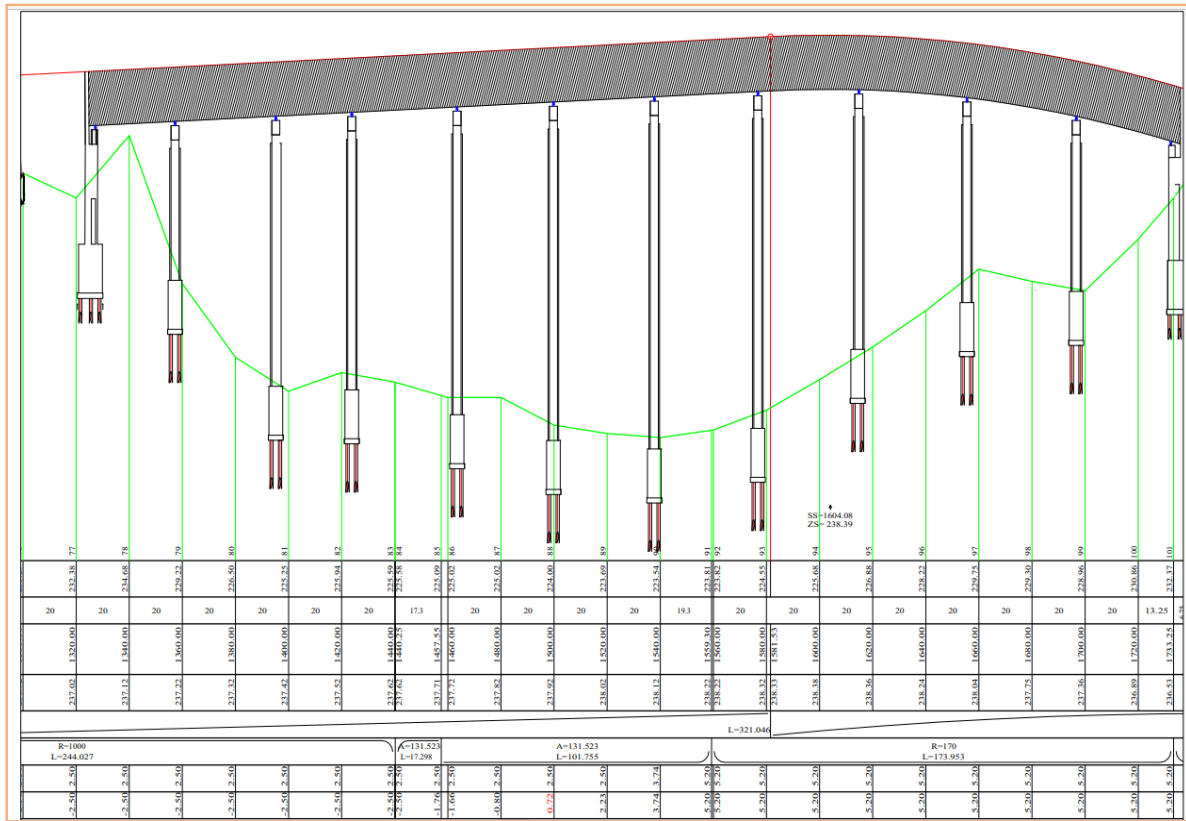
I.5.1.3 Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l’extrados de l’ouvrage (y compris la couche de roulement) définissant, en élévation, le tracé en plan.

Sa définition doit prendre en compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles ou naturelles de l'obstacle à franchir, et selon le type prévisible d'ouvrage à franchir.

Tableau I . 1 la variation de la déclivité du viaduc V1

PK	Déclivité
Du 1+325.00 au 1+580.00	P= 0.5%
Du 1+580.00 au 1+735.5	L=337.569m R=4500m



FigureI. 6:profil en long du viaduc V01

1.5.1.4 Profil en travers :

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

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Deux voies de circulation de largeur de 3.5 m .
- Une bande d'arrêt d'urgence de 2m.
- Deux barrières de 0.5 m côté gauche et 0.65 m côté droit (pour le viaduc gauche).
- La pente : On peut assurer la pente transversale en dénivellant la couche de roulement elle varie entre 2.5% à 5.2 %

Tableau I. 2:variation des dévers du viaduc V01 (gauche et droit)

	Dévers gauche %	Dévers droit%
Du PK 1323+50 au PK 1457+55	2.5	-2.5
Du PK 1457+55 au PK 1735+00	Du 2.5à 5.2	Du -1.66 à 5.2

Tableau I. 3: géométrie transversale du tablier.

Largeur totale du tablier (m)	Largeur roulable (m)	Largeur chargeable (m)
10.65	9.50	8.50

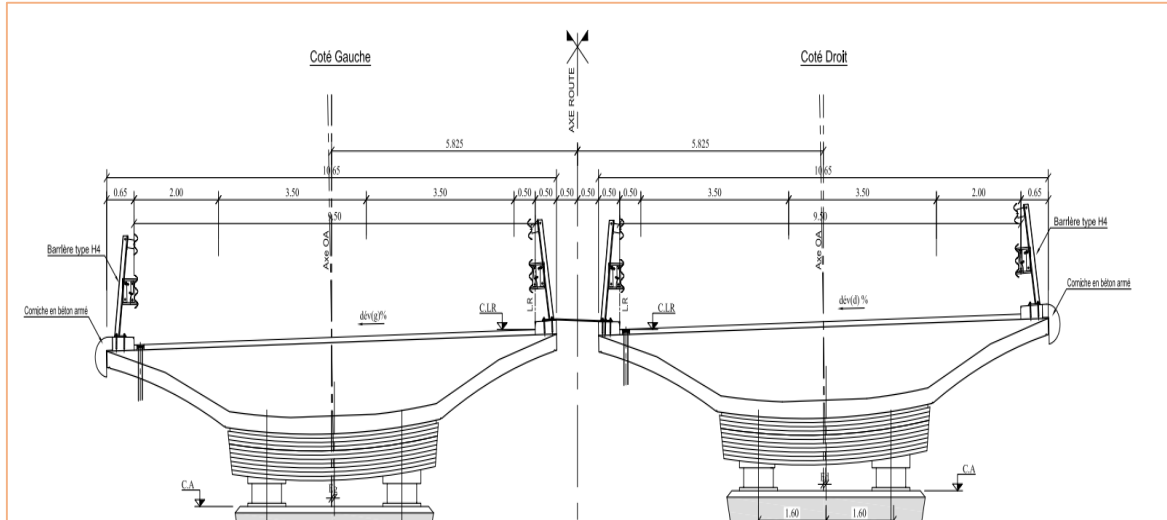


Figure I . 7: Coupe transversale sur pile de l'ouvrage V01

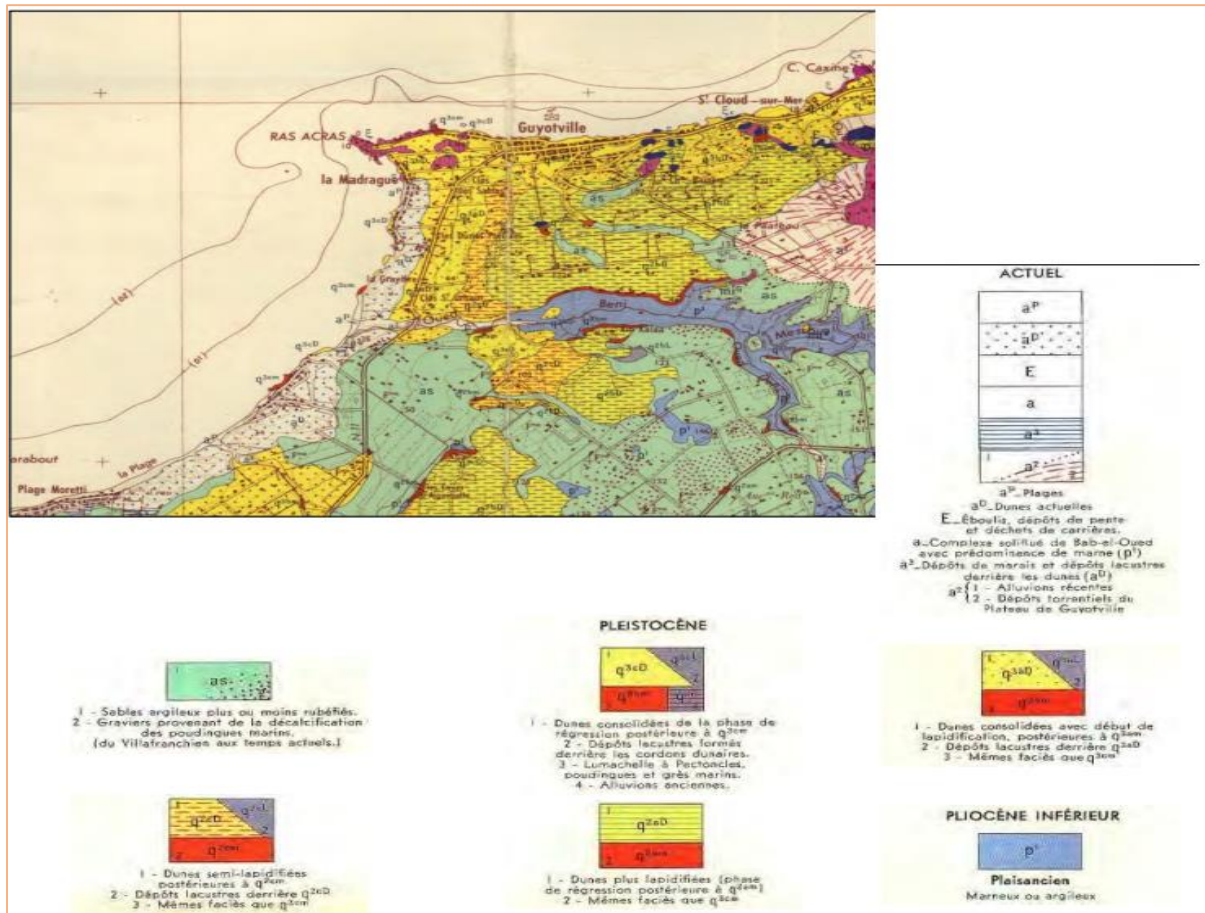
I.5.2. Les données naturelles :

I.5.2.1 Contexte géologique :

Le socle métamorphique de la région d'Alger est en accord avec le massif d'Alger, qui est entouré de dépôts sédimentaires d'âge Plio-Quaternaire, restreints en leur partie méridionale par le bassin Mio-Plio-Quaternaire de la Mitidja.

D'après la carte géologique de l'Algérie la zone d'étude se compose de 03 zones :

- Le socle métamorphique (massif d'alger).
- Les formations tertiaires .
 - Le Miocène
 - Le Pliocène
- Les formations quaternaires .



Figurel. 8: Carte géologique du nord d'Algérie .

1.5.2.2 Résultats du rapport géotechnique :

Il est indéniable que l'étude d'un ouvrage dépend des données géotechniques. Ils sont essentiels pour déterminer la zone d'implantation et le type de fondation d'appui projetée. Ils sont tirés d'une reconnaissance qui doit fournir les informations nécessaires sur la lithologie et la capacité portante du terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux de fondation potentiels.

Campagne d'investigation :

Essais in situ :

Durant cette campagne, il a été programmé de réaliser :

- Cinq (05) sondages carottés de 40 m avec prélèvement des échantillons paraffinés.
- Soixante-cinq (65) essais SPT au niveau des 05 sondages carottés avec un essai tous les 3m de profondeur.
- Cinq (05) sondages pressiométriques avec un essai chaque 01m totalisant deux cents (200) essais .
- Trois sondages en piézométrie sur 40 m.

Essai en laboratoires :

Des essais de laboratoire sur les échantillons paraffinés comme suit :

- Essais physiques :

Tableau I. 4:Résultats des essais physiques

Les essais au laboratoire	Les résultats	La déduction	La norme utilisée
Teneur en eau	Les teneurs en eau varient entre 16% et 27%	Un sol humide à saturé.	NF P94-050
Masse volumique	γ_d varie entre 1,54 g/cm ³ et 1.84 g/cm ³	Un sol peu dense à dense.	NF EN 1097-3
Analyse granulométrique	Un tableau récapitulatif qui fixe la distribution des particules selon leurs tailles géométriques	Plus que 99% des éléments passent au tamis de 2mm Plus de 96% passent au tamis de 80 μ m..	NF P94-056
Limites d'atterberg	Indice de plasticité IP variant entre 23% et 38% Limite de liquidité WL variant entre 43% et 67%	La fraction fine du sol est plastique.	NF P94-011

- Essais chimiques :

Tableau I. 5:Résultats des essais chimiques

Les essais au laboratoire	Les résultats	La déduction	La norme utilisée
Analyse chimique du sol	Un tableau récapitulatif qui montre les pourcentages des SO ₄ -%; CL- %; CaCo ₃ %; MO % En fonction des profondeurs bien déterminées	La présence de sulfates (SO ₄ --) (2760 mg/kg à 5273 mg/kg). Le sol est classé dans la catégorie des sols à d'agressivité chimique modérée (catégorie XA2)	NA 16002 NF P18-660-1 NF P18-011,

- Essais mécaniques :

Tableau I. 6: Résultats des essais mécaniques

Les essais au laboratoire	Les résultats	La déduction	La norme utilisée
Cisaillement à la boîte	$0,12 \leq CU \leq 1.35.$ $6.53 \leq \phi U \leq 42.38.$	/	NF P94-071-1
Cisaillement direct	$18,52^\circ \leq \phi u' (\circ) \leq 43,20^\circ$ $0,09 \leq Cu' (\text{bar}) \leq 0,56$	/	NF P94-071-1
Compressibilité à l'odomètre	$0.39 \leq \sigma_c (\text{bar}) \leq 2,32$ $7.31 \leq Cc (\%) \leq 23.25$ $2.33 \leq Cg (\%) \leq 6.98$	Un sol normalement consolidé, peu gonflant et moyennement compressible	NF P94-090-1

Les résultats et les détails des essais sont présentés dans l'Annexe A

1.5.2.3 Données topographiques :

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant Les différentes possibilités d'accès, ainsi que des aires disponibles pour les installations du chantier.

1.5.2.4 Données sismologiques :

Un séisme est une succession de mouvements rapides qui affectent les fondations d'une structure. Le spectre de réponse d'un séisme est généralement caractérisé par des déplacements, des vitesses ou des accélérations.

Selon **RPOA 2008** le séisme est traité comme une action accidentelle.

- Classification de la zone étudiée selon **RPOA 2008** :

Un ensemble de classifications nécessaires doit être pris en compte afin de définir la situation sismique de l'ouvrage étudié et de constituer un préalable indispensable pour le choix du modèle, de la méthode de calcul et des paramètres à utiliser.

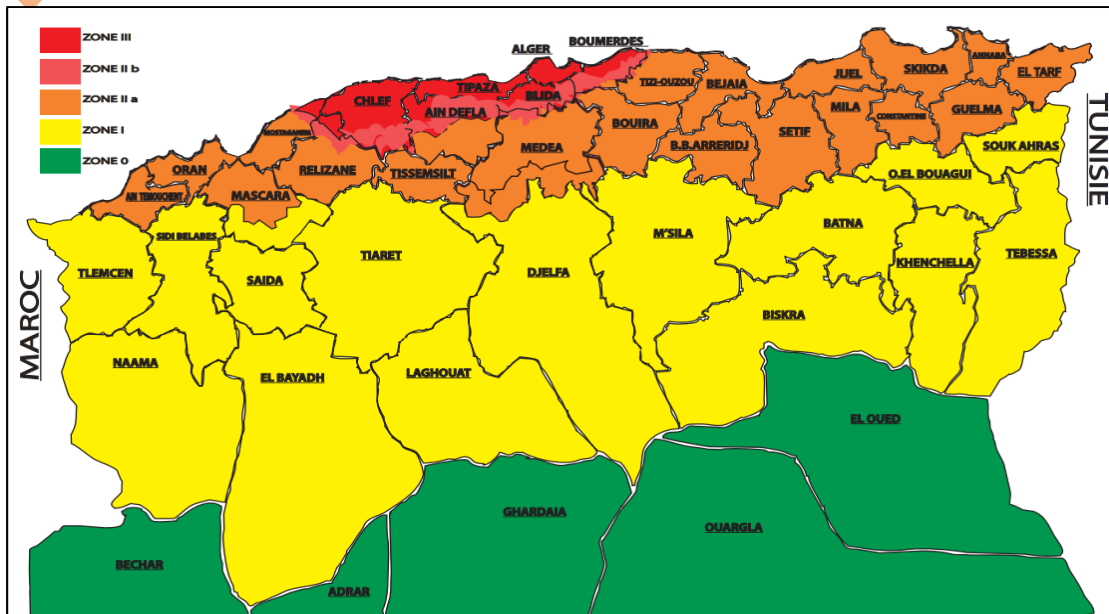


Figure I. 9: Classification sismique des Wilaya d'Algérie .

Ces règles divisent le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante :

- Zone 0 : sismicité négligeable .
- Zone I : sismicité faible.
- Zones IIa sismicité moyenne.
- Zones IIb : sismicité élevée.
- Zone III : sismicité très élevée.

D'après RPOA 2008 , on peut considérer que toute la wilaya d'Alger s'inscrit dans la « Zone III », de sismicité très élevée.

1.5.2.5 Données climatiques :

- La température : Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui .
- La neige : Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction)
- Le vent : Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par (R.C.P.R) leurs intensités assimilées à une valeur caractéristique vaut :
 - 2 KN/m² pour les ouvrages en service.
 - 1.25KN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

1.6. Conclusion :

Après avoir une idée globale et une présentation générale de l'ouvrage ainsi que les données naturelles et fonctionnelles, nous allons ensuite examiner les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les guides à suivre.

CHAPITRE II

HYPOTHÈSES DE CALCUL

II.1.Introduction

Avant la conception et la construction d'un ouvrage d'art, les ingénieurs doivent établir un ensemble d'hypothèses qui guideront l'analyse et la modélisation de la structure. Pour assurer en phase de construction et en phase de service la sécurité, la durabilité et la fonctionnalité de l'ouvrage sous l'effet des différentes actions.

Dans ce chapitre, nous examinons les principaux aspects des hypothèses de calcul dans la conception des ponts.

Voici les hypothèses fondamentales :

- L'hypothèse de NAVIER-BERNOULLI « la conservation des sections planes : les sections droites planes restent planes après déformation.
- La loi de Hook est valable dans le domaine linéaire $\sigma = E \cdot \varepsilon$.
- Compatibilité des déformations acier-béton $\varepsilon_a = \varepsilon_b$.
- Coefficient d'équivalence acier-béton en $E_{acier} / E_{béton} = 15$.
- La résistance à la traction du béton est négligeable .

II.2.Normes et règles de calcul :

Le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie.

- **Règles B.A.E.L.91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé selon les états limites.
- **Règles B.P.E.L.91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint selon les états limites.
- **RPOA 2008** : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art
- **RCPR** : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
- **Fascicule 62 titre 02** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton précontraint .
- **Fascicule 61 titre 02** : Conception, calcul et éprouves des ouvrages d'art -programmes de charges et éprouves des ponts-routes .
- **Guide SETRA** : Service d'Étude Technique des Routes et Autoroutes .
- **Document PSI-DE 67** : Passage supérieur ou inférieur en dalle élégie précontrainte a inertie constante ou variable .
- **Guide SETRA PP73**
- **Livre CALGARO** : Conception des ponts .

II.3.Principes des états limites :

II.3.1.États limites ultime « ELU » :

C'est l'état limite correspondant à la résistance mécanique au-delà de laquelle il y a une ruine de l'ouvrage, on distingue :

- L'état limite d'équilibre statique.
- L'état limite ultime de résistance
- L'état limite de stabilité de forme.

II.3.2.Etats limites de services « ELS »:

C'est l'état où l'ouvrage répond à toutes les conditions qui tendent vers une exploitation meilleure et une stabilité assurée et cet état est atteint par :

- Compression du béton.
- L'ouverture limitée des fissures.
- La déformation limite des éléments.

II.3.3.Etats limites accidentels « ELA » :

Qui correspond à toute charge accidentelle appliquée sur la structure, Généralement utilisées pour les combinaisons des charges sismiques selon les trois directions (x,y,z) comme suit :

- $\pm E_x \pm \theta (E_y \pm E_z)$
- $\pm E_y \pm \theta (E_x \pm E_z)$
- $\pm E_z \pm \theta (E_y \pm E_x)$ avec $\theta = 0.3$

II.4.Caractéristiques des matériaux :

II.4.1.Introduction :

Les matériaux de construction exercent une influence directe sur les ponts et revêtent une importance cruciale dans leur durabilité et leur résistance aux différentes sollicitations, par conséquent ;

La conception et le calcul des ouvrages sont conditionnés par :

- Le choix et la détermination des caractéristiques des matériaux.
- La connaissance des propriétés de ces matériaux .
- Le choix des techniques de mise en œuvre .
- Le choix des méthodes d'essais.

On donne ici les caractéristiques du béton ,des aciers actifs et passifs et du bloc de polystyrène utilisés dans la construction de l'ouvrage .

II.4.2. Béton :

Tableau II. 1: caractéristiques du béton utilisé pour la superstructure et l'infrastructure

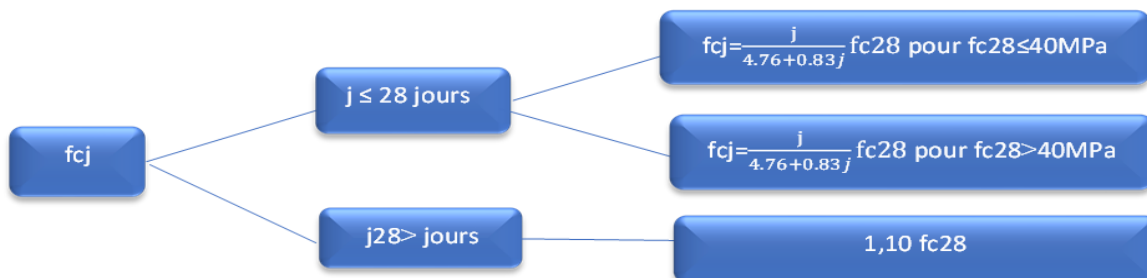
	Superstructure	Infrastructures	
	Tablier	Les piles	Les fondations (pieux et semelles)
Classe de ciment	C 40/50	C30/37	C30/37
Type de ciment	CPJ	CPJ	CRS
Résistance caractéristique à la compression du béton f_{c28} (MPa)	40	30	30
Résistance caractéristique à la traction du béton f_{t28} (MPa)	3	2.4	2.4
Densité de BA (KN/m^3)	25	25	25

❖ Résistance caractéristique à la compression :

Le béton possède les caractéristiques mécaniques suivantes :

- La résistance à la compression du béton (f_{cj}) est la caractéristique la plus importante,
- Cette résistance varie avec l'âge j du béton, dans le calcul, on se réfère habituellement à la résistance à 28 jours (f_{c28}).

Elle est calculée par les équations suivantes en fonction d'âge du béton .



❖ Résistance caractéristique à la traction :

Elle est calculée à partir de f_{cj} par l'équation suivante pour $j \leq 28$ jours :

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

❖ La contrainte admissible de compression :

C'est la contrainte maximale admissible dans une section

Elle est donnée par la formule suivante :

➤ à l'ELU :

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

Avec : γ_b : coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.5 \text{ situation durable} \\ 1.15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

θ est en fonction de la durée de chargement

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ pour } t > 24 \text{ h} \\ 0.9 \text{ pour } 24\text{h} < t < 1\text{h} \\ 0.85 \text{ pour } t < 1\text{h} \end{array} \right.$$

➤ à l'ELS :

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28}$$

❖ Contraintes admissibles en traction :

- 1.5 f_{tj} en situation de service et de construction rares hors zone d'enrobage .
- 0.7 f_{tj} en situation de service et de construction rares en zone d'enrobage .
- f_{tj} en situation de service fréquente .

Tableau II. 2: Valeurs des contraintes limites de la superstructure et l'infrastructures

Etat limite	Contraintes limites		Superstructure (MPa)	Infrastructures (pile + fondation) (MPa)
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1.5$	22.67	17
		$\gamma_b = 1.15$	29.57	22.17
ELS	σ_b (MPa)		24	18

❖ Module de déformation E :

On considère un module de déformation instantanée du béton définie par le règlement B.A.E.L :

- **Instantané** : pour courte durée de chargement $t < 24$ h donné par la formule :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- **Différé** : pour des durées de chargement supérieure à 24 h

$$E_{dj} = \frac{E_{ij}}{3}$$

Tableau II. 3: valeurs de module d'élasticité de la superstructure et l'infrastructure

	E_{ij} instantané (MPa)	E_{dj} différé (MPa)
La superstructure	37619.47	12539.82
L'infrastructure	34179.56	11393.19

❖ Coefficient de poisson ν :

C'est le rapport entre la déformation transversale et longitudinale du béton.

Tableau II. 4: valeurs de coefficient de poisson à l'ELU et l'ELS

Les états limites	ELU (pour le calcul des sollicitations)	ELS (pour le calcul des déformations)
Coefficient de poisson ν	0	0.2

II.4.3.L'acier :

Les matériaux en acier plus couramment utilisés pour construire les armatures des structures en béton armé sont :

Des Barres à haute adhérence laminées à chaud (barres HA) ;

Il existe deux types d'acier différents utilisés dans les ouvrages en béton précontraint :

- L'acier actif, qui crée et maintient des forces de précontrainte dans le béton.
- L'acier passif qui doit résister aux efforts de cisaillement pour limiter les fissures

II.4.3.1 Armature passive :

Les armatures passives sont les armatures utilisées dans la composition de béton armé pour reprendre les efforts internes de cisaillement et limiter les fissures (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

On a utilisé des aciers ronds à hautes adhérences de nuances **Fe E500**

- **Limite d'élasticité** : $f_e = 500$ MPa
- **Module d'élasticité** : $E_s = 210000$ MPa
- **Contraintes limites** : Les contraintes limites sont en fonction du type de fissuration .

TableauII. 5: Valeur de la contraintes limites d'acier passif

Fissuration	Lois de la contrainte limite		Valeur de la contrainte (MPa)
Peu nuisible	$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$	Situation durable ou transitoire $\gamma_s = 1.15$	434.78
		Situation accidentelle $\gamma_s = 1$	500.00
Préjudiciable	$\sigma_s = \max \{2/3fe ; 110\sqrt{(n \times ftj)}\}$ avec n=1.6 pour les barres type HA		333.33
Très préjudiciable	$\sigma_s = \max \{0.4fe ; 88\sqrt{(n \times ftj)}\}$ avec n=1.6 pour les barres type HA		200.00

II.4.3.2 Armature Active :

Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Elles sont classées par catégories : fils, barres, torons.

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance appelés aciers durs, ayant une teneur en carbone élevée. Ainsi la précontrainte appliquée est une précontrainte intérieure par post-tension réalisée avec un type **19T15S**.

On va montrer leurs caractéristiques dans le tableau ci-dessous :

TableauII. 6: les caractéristiques de la précontrainte utilisée.

Caractéristiques	Unités	Valeurs
Toron	T	15.7
Section D'un Toron	A_p (mm ²)	150
Nombre De Torons Par Câble	n_T	19
Section D'un Câble	S (mm ²)	2850
Diamètre De La Gaine	ϕ (mm)	$\Phi_{int} : 90$ mm. $\Phi_{ext} : 103$ mm
Résistance Ultime	f_{prg} (MPa)	1860
Limite Elastique	f_{peg} (MPa)	1600
Contrainte A L'origine	σ_{p0} (MPa)	1440
Coefficient De Frottement Droit	ϕ (m ⁻¹)	0,003
Coefficient De Frottement De Courbure	f (rad ⁻¹)	0.18
Module D'élasticité	E_p (MPa)	190000
Coefficient De Relaxation Maximale Des Câbles A 1000 H	ρ (%)	3%
Glissement à L'encrage	g (mm)	6
La Précontrainte Initiale	P0	Min (0,8 f_{prg} , 0,9 f_{peg})

II.4.4. Le polystyrène :

Le polystyrène expansé est un isolant phonique et thermique, obtenu par polymérisation du produit de base qui est le STYRENE (granulé translucide)

II.4.4.1 Les propriétés mécaniques :

Tableau II. 7: les caractéristiques du polystyrène utilisées

Désignation	Compression (KPA)	Flexion (KPA)	Traction (KPA)
D25	140 à 180	380 à 520	330 à 360

II.4.4.2 Les propriétés physiques :

Tableau II. 8: les propriétés physiques du polystyrène D25

Désignation	Conductivité thermique	Absorption d'eau par immersion	Tenure à la chaleur
D25	Elle varie en fonction de la température, Entre 10°C ET 40°C varie de 0.035 WmC	Faible absorption de l'eau limité à 0.3% pendant 28 Jours à 22°C	Ignifuge

II.5. Logiciel de calcul :

- Autodesk Autocad 2020 : Dessin des plans d'ensemble , coffrage, ferrailage.
- Midas civil 2020 : modélisation et Analyse de l'ouvrage.
- Robot structural Analysis 2020 : Modélisation et Analyse.
- Microsoft office 2019 : calcul et traitement de texte.

II.5.1. Présentation des particularités et avantages du logiciel MIDAS CIVIL :

❖ Options d'analyse complètes :

Aucun programme supplémentaire n'est nécessaire. En tant que l'un des meilleurs logiciels d'analyse et de conception des ouvrages d'art , Midas Civil effectue toutes les analyses essentielles requises pour les ponts principaux comme :

- L'analyse des charges mobiles (moving load)
- L'analyse des étapes de construction (construction stage)
- L'analyse des déformations différées (creep, shrinkage, temperature...)
- L'analyse de la précontrainte.
- L'analyse des valeurs propres et l'analyse linéaire et non linéaire.

- La fonction BRIDGE Wizards (des modèles des ponts complet à poutre ,dalle, mixte... prêtes à être utilisées avec la possibilité d'apporter des modifications au model .
- Une base de données riches (coté réglementations et normes de conception)

Les résultats peuvent être pratiquement animés, comme les formes de nœuds, l'historique temporel et les résultats d'analyse statique.

Midas Civil fournit également des résultats compatibles avec MS Excel, ce qui permet une extraction facile des résultats, et l'utilisateur peut consulter systématiquement tous les résultats d'analyse et de conception.

II.6.Conclusion

Ainsi, après avoir défini les caractéristiques des matériaux, et mentionné les règlements applicables concernant le pont ; nous évaluerons dans les prochains chapitres toutes les charges et les surcharges probables qui seront appliquées sur l'ouvrage. Cela nous permettra de calculer toutes les sollicitations prises en considération pour la détermination du ferrailage passif et actif.



CHAPITRE III
DIMENSIONNEMENT DE
TABLIER

III.1.Introduction :

Une conception et une étude rigoureuses d'un ouvrage d'art garantissent sa stabilité tant pendant phase de construction que pendant se phase de service sous les différentes actions et combinaisons des charges les charges permanentes, accidentelles, roulantes ...etc). Dans ce chapitre nous présentant (les éléments constituant le tablier ,le mode de réalisation ainsi que l'évaluation des charges et surcharges qui agissent sur la superstructure .

Etant donné que l'ouvrage comporte deux tabliers parallèles séparés de même longueur et géométrie, alors notre étude se concentre sur le tablier côté droit.

III.2.Choix de la variante :

D'abord, on peut opter pour les différentes variantes proposées pour cet ouvrage :

- Pont A Voussoirs En Encorbellement Successifs.
- Pont Mixte.
- Dalle Elégie En Béton Précontraint Construit Par Avancement.

À ce stade, ils ont instauré une procédure d'élimination en respectant des critères et des conditions strictes.

- La première variante 'Pont Voussoirs', la hauteur du Voussoir présente un problème d'insuffisance de gabarit au niveau des franchissement pour cela cette variante a été éliminée.
- La deuxième variante 'Pont Mixte', la complexité de la géométrie du plan (clothoïde et devers) ainsi La non disponibilité des poutres métalliques au niveau du marché nationale rend cette variante impossible a réalisé donc elle a été éliminée.
- Suite à une étude technico-économique, de simplicité, de faisabilité, esthétique et d'exécution, l'entreprise et le maître de l'ouvrages ont conclu que la variante viaduc en 'dalle élégie' en béton précontrainte par poste tension, est la plus avantageuse, donc cette variante a été retenu.

III.3.Dimensionnement de la superstructure :

III.3.1.Justification de la conception retenue :

D'après CALGARO : pour une portée de 15 à 40 m on peut choisir une conception d'un ouvrage en béton précontraint **PSI-DE** « Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle élégie » .

TYPE D'OUVRAGE		PORTEES (m)									
		0	5	10	20	30	40	50	100	200	
B.	PICF										
	PIPO										
	A.	PSI-DA									
		PSI-BA									
B. P.	PSI-DP										
	PSI-DE										
	PSI-DN										
	VIPP										
	Cintre auto-lanceur										
	Pont poussé (unilatéralement)										
	Pon poussé (bilatéralement)										
	Pont construit en encorbellement										

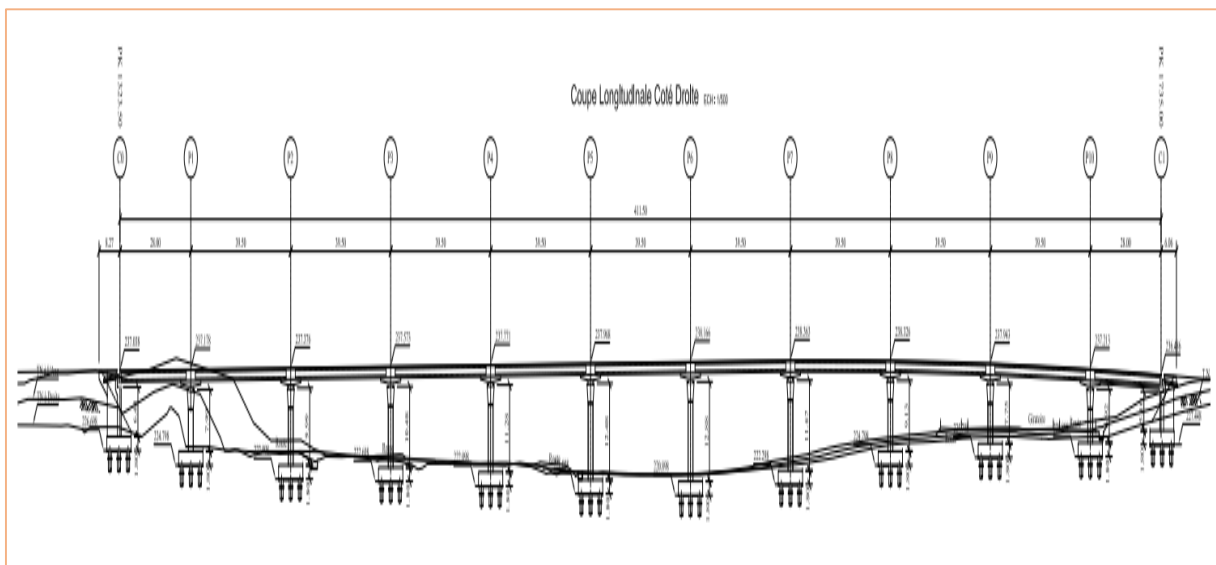
FigureIII. 1:choix de type d'ouvrage selon CALGARO

III.3.2.La portée de la travée de rive et de la travée intermédiaire :

Selon le document **PSI-DE 67** qui impose des normes de conception pour deux ou trois travées : le dossier peut être utilisé pour un plus grand nombre de travées en adaptant simplement le cadre d'application numérique.

Selon le document **PSI-DE 67** : si on désigne par ϑL les portées de rive, on devra avoir en principe : $\vartheta > 0.5$ afin d'éviter le soulèvement des appuis de rive c.-à-d. avoir des réactions négatives sur ces dernières.

- Si on prend la longueur de la travée intermédiaire $L = 39m$ on trouve la longueur des travées de rive ϑL tel que :
 - $\vartheta L / L > 0.5$ Pour $\vartheta = 0.7$ on a $\vartheta L = 27.3 m$
- Pour une longueur totale de $411.5 m$, on prend la conception suivante :
 - Dix (10) appuis intermédiaires avec des travées intermédiaires de **39.5 m** et deux (02) travées de rives de **28 m** avec $\vartheta = 0.7$.



FigureIII. 3:positions des appuis -coupe longitudinale.

III.3.3. Dimensionnement de la section transversale :

Selon le projet de fin d'étude -ENPA 1984 "étude d'un pont dalle continue élégie, en béton précontraint" et le guide SETRA PSI-DE 67.

La section transversale doit respecter les conditions suivantes :

- Condition 01 : $L_i > 0.5 L_t$
- Condition 02 : $L_E < 0.2$ la portée
- Condition 03 : $L_c > 1.1 \times 2b$

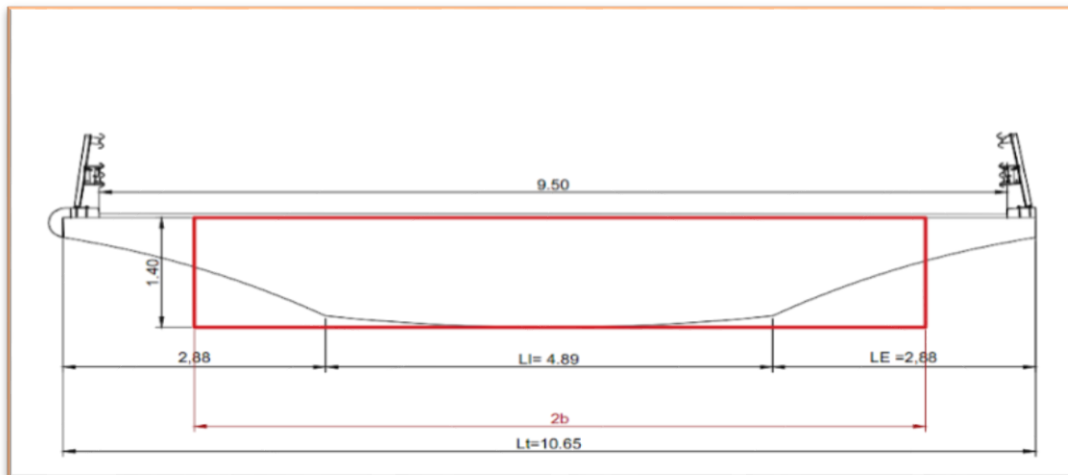


Figure III. 4: Coupe transversale du tablier

Avec :

- L_i : largeur de la nervure intrados.
- L_t : largeur totale de tablier.
- L_E : largeur des encorbellements.
- L_c : largeur de la chaussée.
- $2b$: largeur de la dalle rectangulaire équivalente.

III.3.3.1 Les élégissements :

Les élégissements permettent un gain appréciable de poids mort pour une faible perte d'inertie. En revanche le gain de poids et la réduction de la section transversale implique une économie d'acier actif et de béton et par la suite une économie sur le système d'échafaudage utilisé. Pour les vides on les remplit par des blocs de polystyrènes D25 (2.5Kg/m^3). Avec la prise des précautions pour s'opposer à la poussée d'Archimède et au déversement de ces derniers sous l'action de bétonnage (vibration du béton)

Selon le documents PSI-DE 67 :

$$\frac{s}{s+S} < 0.3 \quad \text{Avec } s : \text{ la surface des vides et } S : \text{ la surface de l'ossature résistante.}$$

III.3.3.2 Choix de la Variation de la section transversale :

Ce viaduc comporte 11 tronçons, nous expliquerons cela dans les titres suivants.

Chaque tronçon est d'une longueur d'environ 35 à 40 m avec 20 à 22 prédalles, à l'exception du dernier tronçon (T11) qui mesure 19.8 m de longueur et comporte 11 prédalles. Chaque tronçon a une variation des sections transversales (variation de la surface des vides).

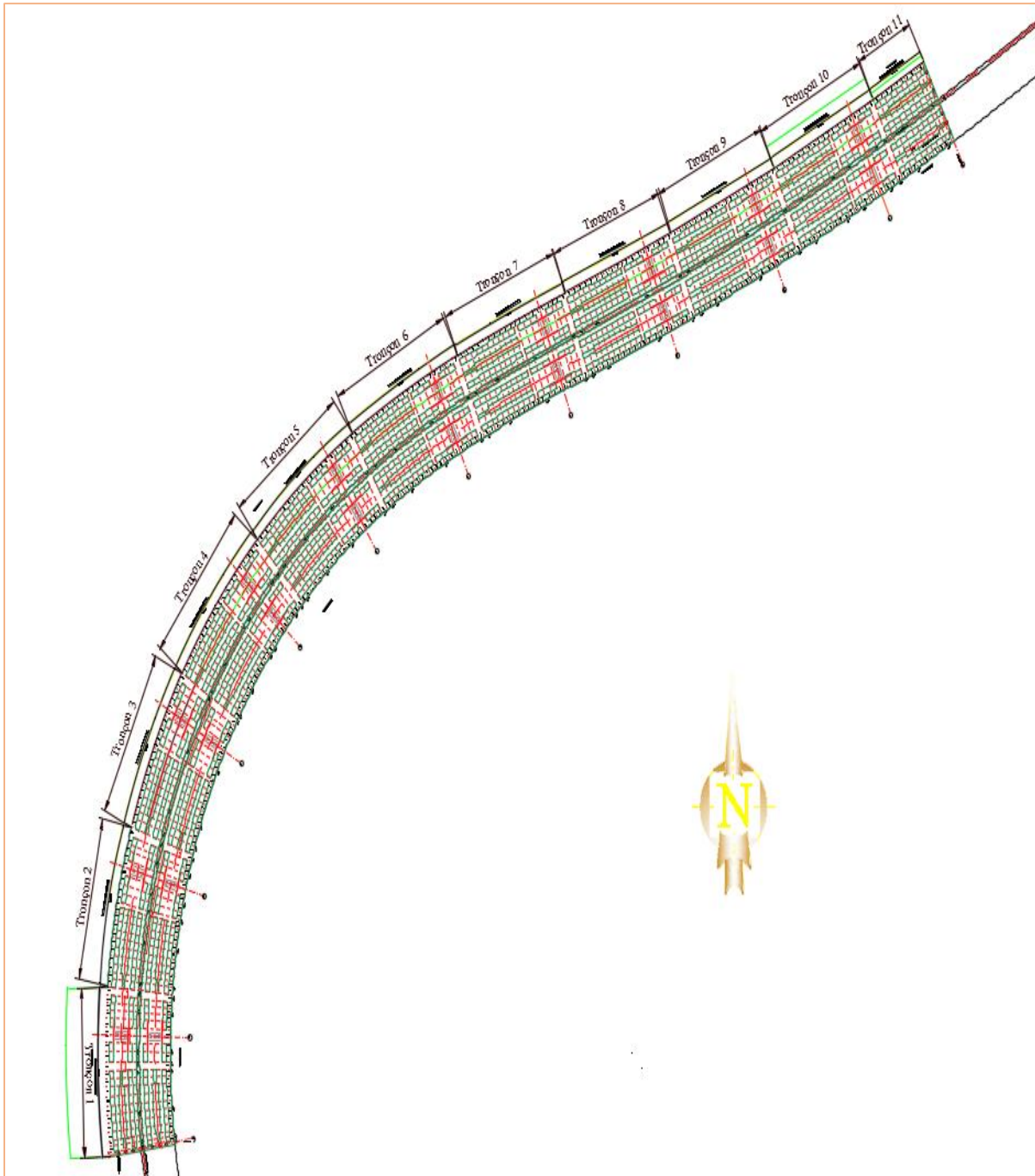
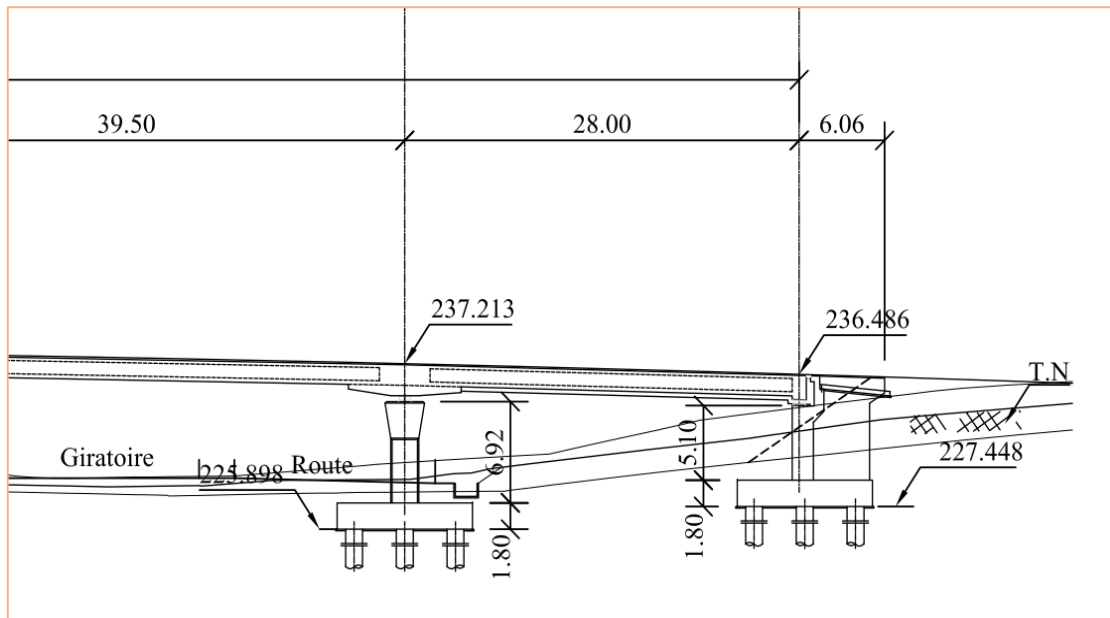


Figure III. 5: vue en plan des 11 tronçons

D'après le guide PSI-DE67 :

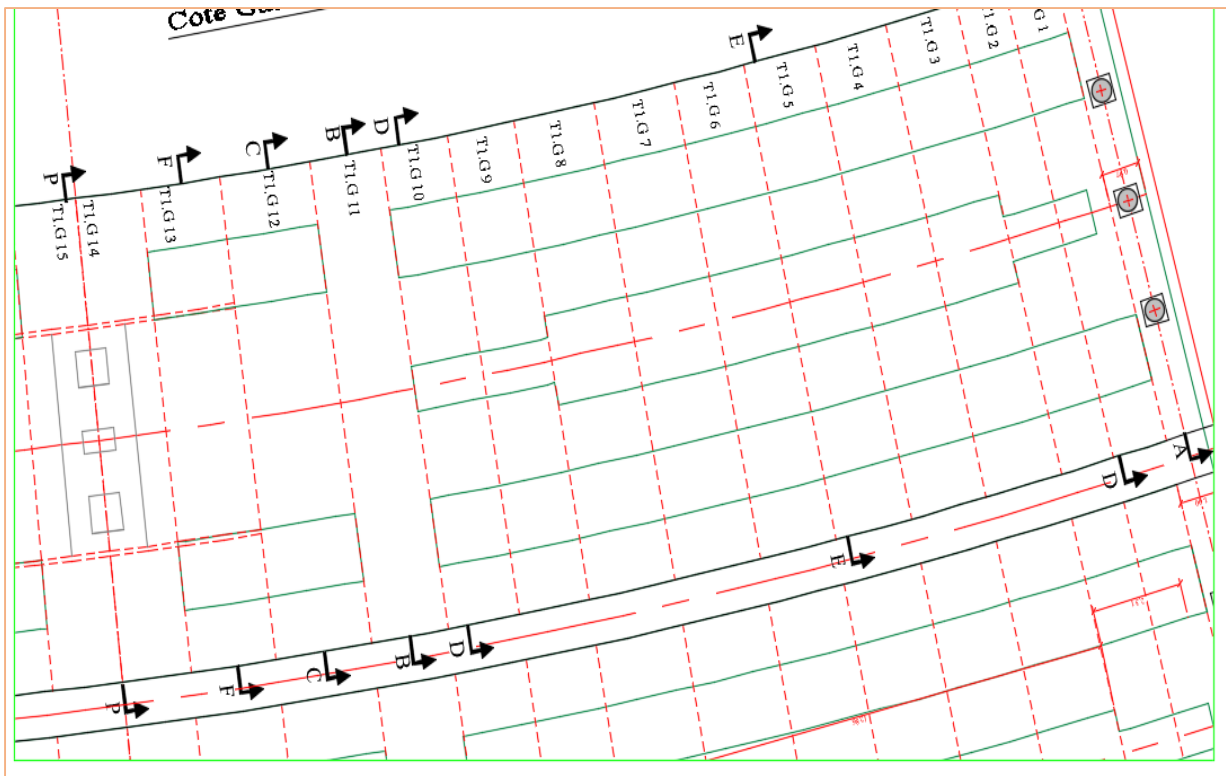
- Les élégissements sont interrompus a 1m des appuis, c.-à-d. la section sur pile doit être pleine.
- Les vides allant décroissant selon un angle égal à Arctang 1/3 avec l'horizontal.
- On a deux choix de dimensionnements :
 - ✓ Soit le dimensionnement optimal : chercher la fonction cout 'l'épaisseur et l'effort de la précontrainte économique et optimal'
 - ✓ Soit en **épaisseur minimale** (notre cas) car on a une limite de gabarit à respecte



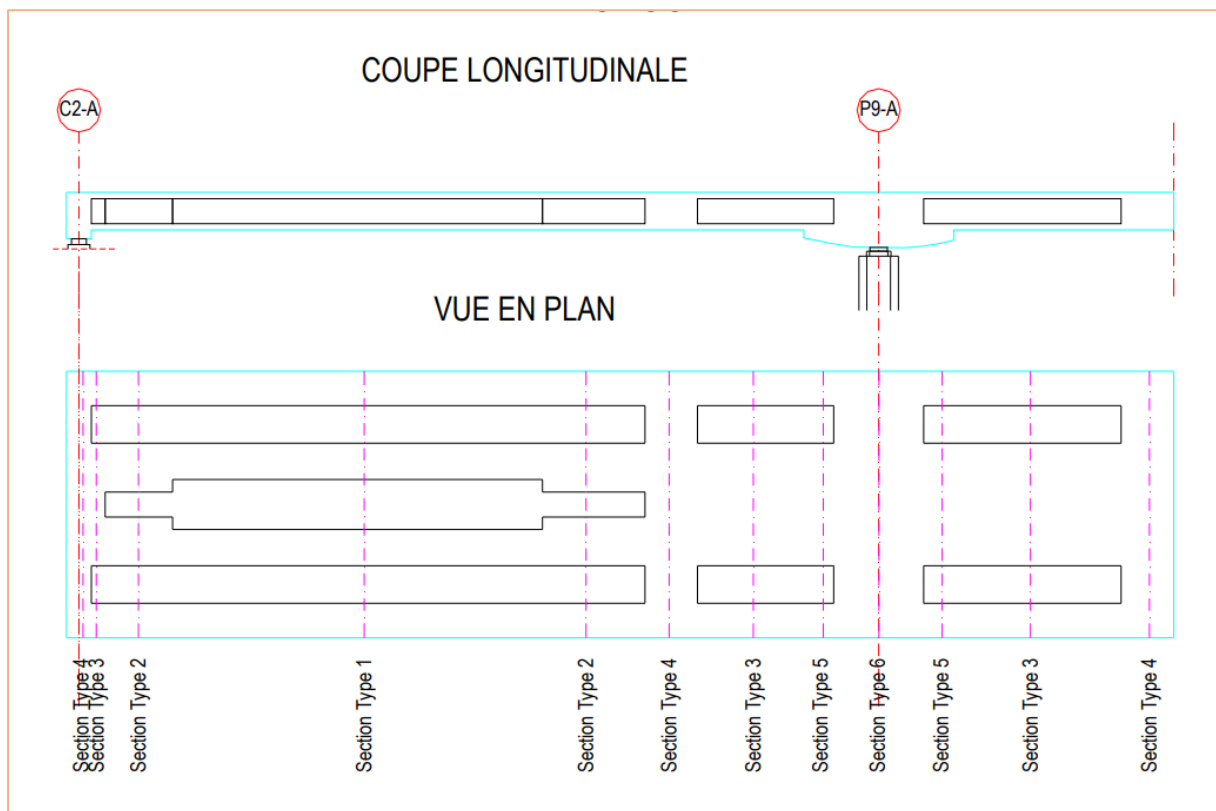
FigureIII. 6:coupe longitudinale aux niveaux de la pile 1 et culée C0 (Gabarit à respecter)

Au totale on a 7 sections transversales différentes qu'on va citer dans le tableau suivant :

Coupe	Nom de la section
A-A	SUR CULEE
E-E	Section UNE 01
D-D	Section DEUX 02
C-C	Section TROIS 03
B-B	Section QUATRE 04
F-F	Section CINQ 05
P-P	Section SIX 06 « SUR PILE »



FigureIII. 7:Vue en plan de la première travée



FigureIII. 8:Vue en plan et coupe longitudinale d'un tronçon

III.3.3.3 Profil en travers des sections :

Les sections transversales se composent dans la partie inférieure d'une prédalle préfabriquée en forme d'ailes d'avion, tandis que le reste de la section est constitué d'une pièce en béton armé coulée sur place après la pose des blocs de polystyrènes et des gaines des câbles de précontrainte.

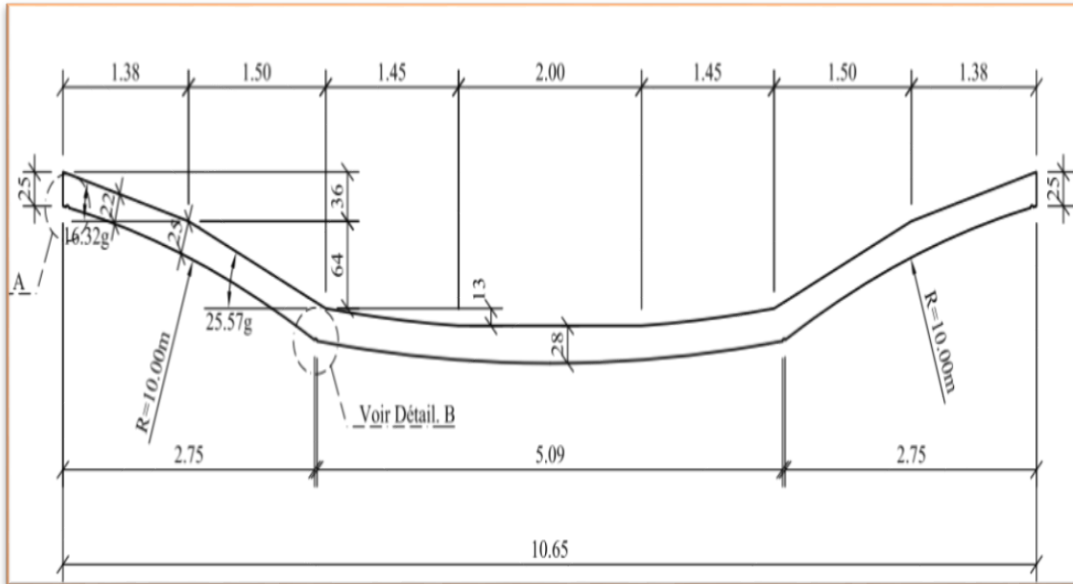


Figure III. 9: Détail de la prédalle

❖ Coupe Sur Culée « coupe A-A » :

Elle se compose d'une prédalle comme toutes les autres sections avec la partie colorée en orange représentant la partie coulée sur place. Avec une hauteur totale de 1.65 m

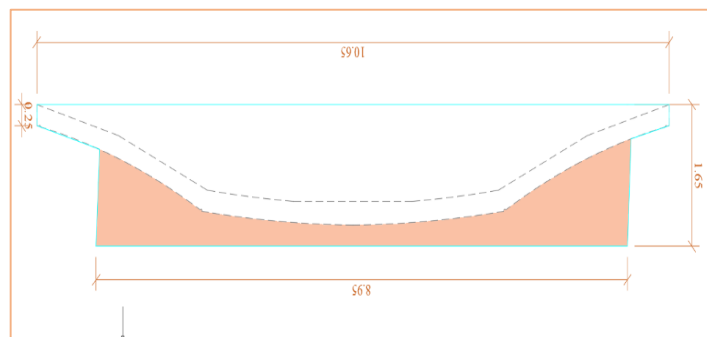


Figure III. 10: coupe transversale sur culée

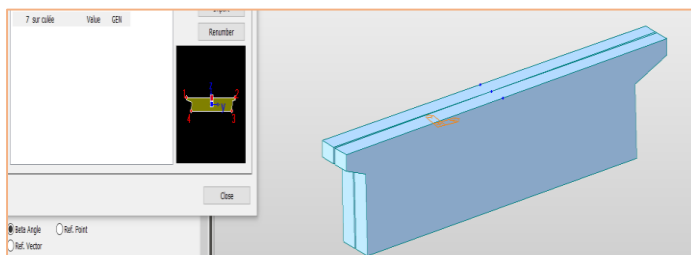
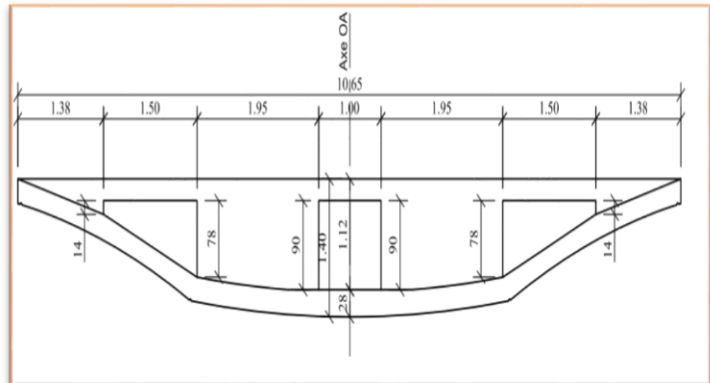


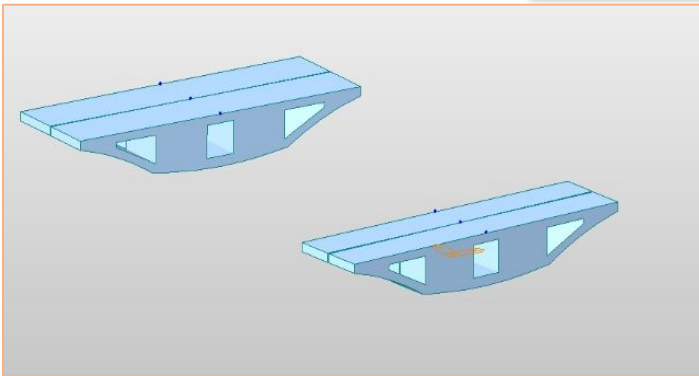
Figure III. 11: la section sur culée sur MIDAS CIVIL

❖ Détail de la section 2 « coupe D-D » :

Elle a 3 vides, deux sur les ailles de forme triangulaire et un vide au milieu de forme rectangulaire de largeur d'un mètre .Avec une hauteur totale de 1.4 m



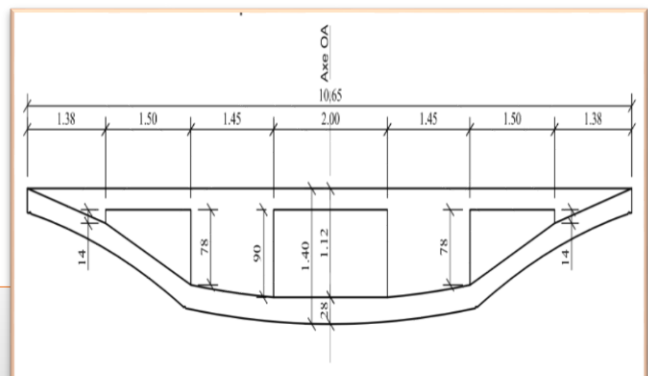
FigureIII. 12:coupe transversale D-D



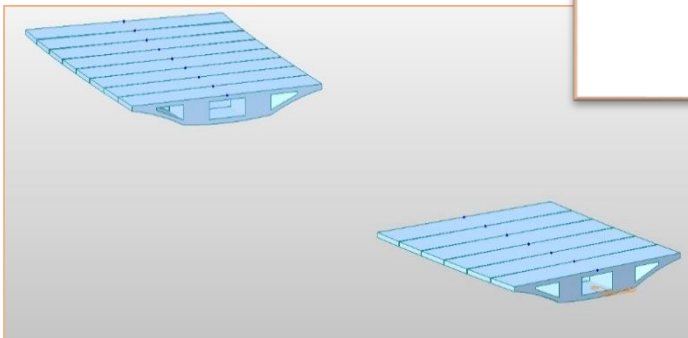
FigureIII.13: la section 2 sur Midas civil

❖ Détail de la section 1 « coupe E-E » :

Elle ressemble à la section 2 sauf que le vide du milieu est un rectangle de 2m de largeur



FigureIII. 13:coupe transversale E-E



FigureIII. 14:la section 01sur Midas civil

❖ Détail de la section 4 « coupe B-B » :

C'est une section pleine ayant une hauteur totale de 1.40 m, située aux niveaux d'ancrage à l'abscisse X où le moment fléchissant est nul (voir les diagrammes de M_y).

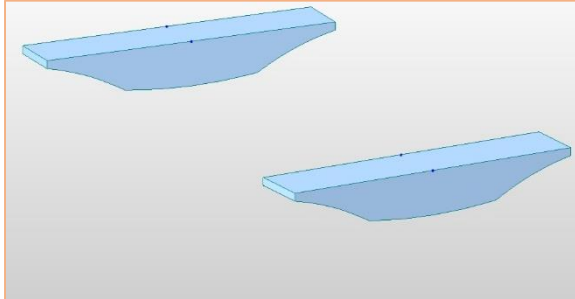


Figure III. 16: la section 04 sur MIDAS civil

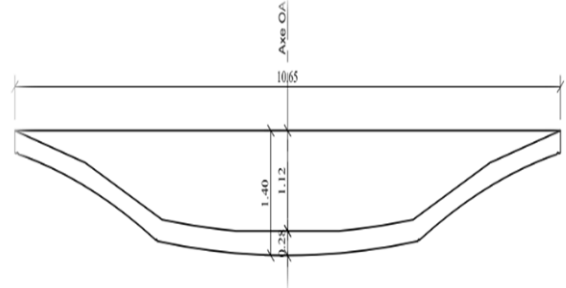


Figure III. 15: coupe transversale B-B

❖ Détail de la section 3 « coupe C-C » :

Vu qu'on se rapproche aux appuis le pourcentage des vides diminue cette section présente des vides uniquement au niveau des ailes. Avec une hauteur totale de 1.40 m.

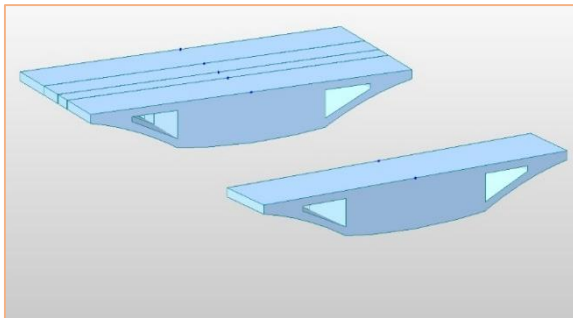


Figure III. 18: la section 03 sur MIDAS civil

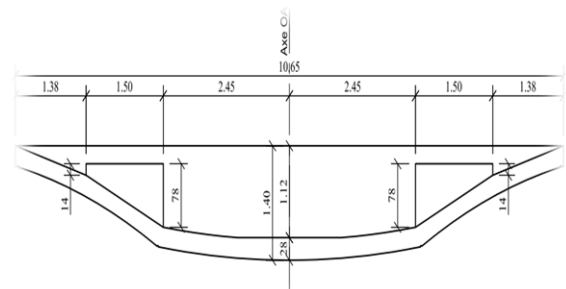


Figure III. 17: coupe transversale C-C

❖ Détail de la section 5 « coupe F-F » :

Elle est exactement comme la section précédente, mais elle se compose également d'une partie pleine coulée sur place de 0.7 m d'épaisseur pour avoir une hauteur de 2.10 m « afin que les contraintes soient vérifiées ».

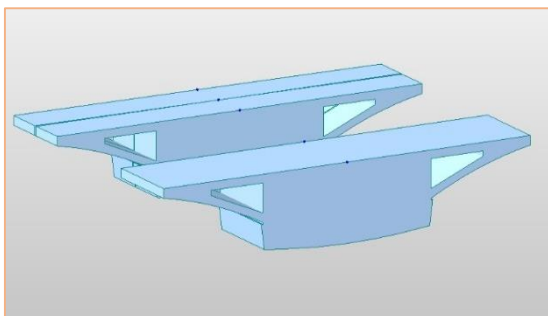


Figure III. 20: La section 05 sur Midas civil

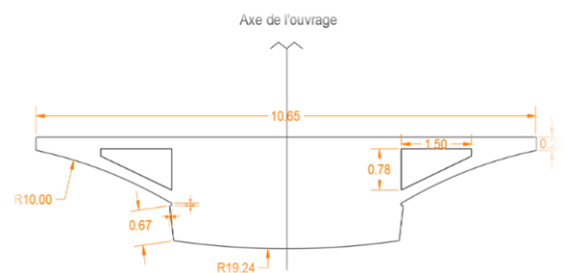
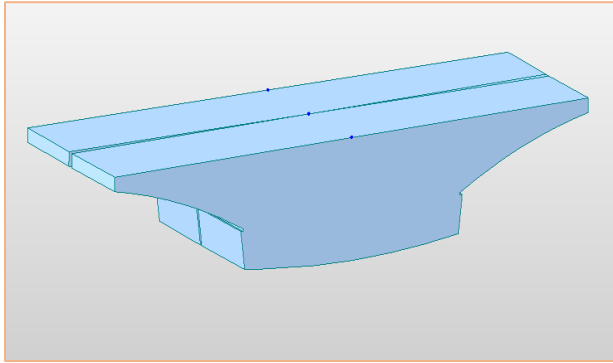


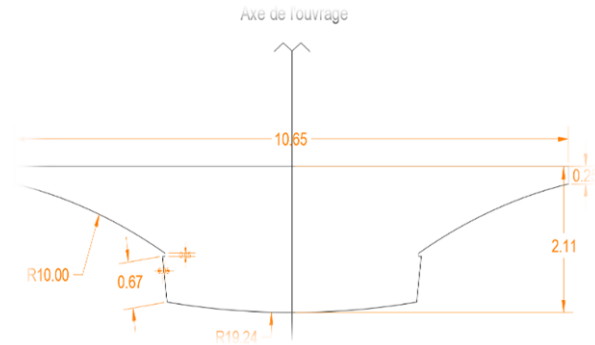
Figure III. 19: Coupe transversale F-F

❖ **Détail de la section six« coupeP-P » :**

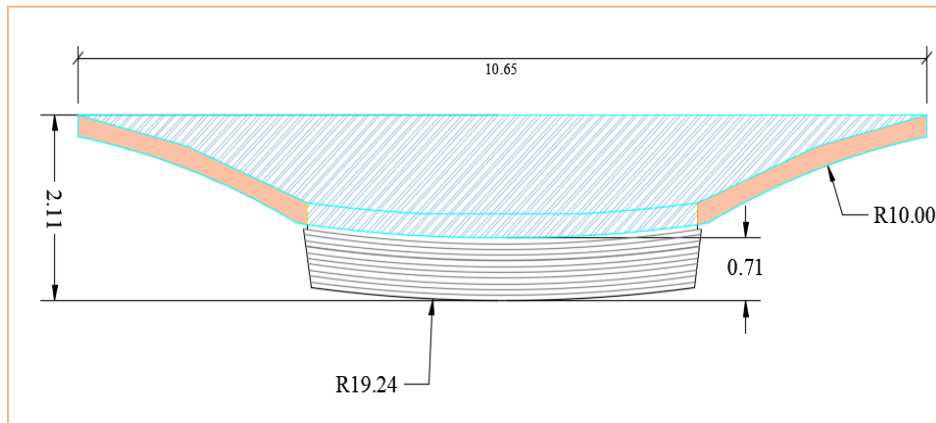
- C'est la partie située sur pile, elle ressemble à la section 4 (partie hachurée en bleu) mais avec une hauteur de 2.1m
- Les ailes sont des éléments préfabriqués (la partie hachurée en orange)
- La partie inférieure de 0.7 m est coulée sur place. (hachurée en gris)



FigureIII. 22:Coupe P-P sur Midas civil



FigureIII. 21:Coupe transversale P-P



FigureIII. 23:Coupe transversale P-P

III.3.3.4 Tableau des caractéristiques mécaniques et géométriques des sections transversales (Plan YZ)

Tableau III. 1: Aire, Inertie et CDG des sections

Section (m ²)	Inertie (m ⁴)	Y (m)
S01	7.26	1.29
S02	8.28	1.37
S03	9.06	1.44
S04	10.44	1.49
S05	12.56	4.80
S06 « sur pile »	13.97	5.06
S07 « sur culée »	15.37	3.6

III.3.4. Vérification des élargissements :

Toutes les sections vérifient la condition d'élargissement

Tableau III. 2: Vérification des élargissements

Sections	1	2	3	4	5	6 'sur pile'	7 Sur culée'
Si(m ²)	7.26	8.28	9.06	10.44	12.56	13.97	15.37
si(m ²)	3.16	2.28	1.38	0.00	1.38	0.00	0.00
s/(S+s)	0.30	0.22	0.13	0.00	0.10	0.00	0.00
Vérification	ok	ok	ok	pleine	ok	pleine	pleine

III.3.5. Vérification des conditions de dimensionnement de la section transversale :

Tableau III. 3: Vérification de dimensionnement de la section transversale

	Surface (m ²)	2b (m)	Condition01	Condition02	Condition 03
S01	7.26	5.19	OK	ok	ok
S02	8.28	5.91	OK	ok	ok
S03	9.06	6.47	OK	ok	ok
S04	10.44	7.46	OK	ok	ok
S05	12.56	5.98	OK	ok	ok
S06	13.97	6.63	OK	ok	ok

✓ Les trois conditions de dimensionnement sont vérifiées.

III.4.Conclusion :

Après avoir vérifié toutes les dimensions de tabliers, nous passons au dimensionnement et à l'étude de la précontrainte ainsi qu'à l'analyse des efforts internes sous le poids propre et sous les surcharges routiers, en prenant en compte « les efforts de flexions, de cisaillements et de torsions » .

CHAPITRE IV

CHARGE ET SURCHARGE SUR LE TABLIER

IV.1.INTRODUCTION :

Dans ce chapitre on va calculer toutes les charges qui agissent sur l'ouvrage ;les charges permanentes ainsi que les charges due aux trafics et aux climats ,selon le R.C.P.R « Règlement de charge des ponts et routes »

IV.2.Evaluation des actions :

IV.2.1.Evaluation des actions hors trafic

IV.2.1.1Les actions permanentes (CP) :

- Poids propre de tablier & Polystyrène : Etant donné la variation des sections transversales et le tracé de l'axe en plan, le calcul du poids propre du tablier est effectué par tronçon.

Exemple de calcul du poids propre du premier tronçon :

TableauIV. 1:Poids propre de BA du Tronçon 01

Section en BA	Tronçon 01						sur culée
	1	2	3	4	5	6	
Si (m2)	7.26	8.28	9.06	10.44	12.56	13.93	15.37
Li (m)	13	6.73	7.97	4.14	4.49	3.72	1.03
Volume (m3)	94.38	55.7244	72.2082	43.2216	56.3944	51.8196	15.8311
Poids totale(KN)	2359.5	1393.11	1805.205	1080.54	1409.86	1295.49	395.7775
						Poids de tronçon (KN)	9739.483

TableauIV. 2:Poids propre de polystyrène du Tronçon 01

Section en polystyrène	Tronçon 01						sur culée
	1	2	3	4	5	6	
Si (m2)	3.1766	2.2766	1.3766	0	1.3766	0	0
Li (m)	13	6.73	7.97	4.14	4.49	3.72	1.03
Volume (m3)	41.295	15.321	10.971	0	6.180	0	0
Poids totale(KN)	10.323	3.830	2.742	0	1.545	0	0
						Poids de tronçon (KN)	18.442

Pour les autres tronçons veuillez les trouver dans l'annexe B

$$P_{\text{totale}} = P_{\text{béton}} + P_{\text{polystyrène}} \dots\dots\dots P_{\text{totale}} = 94.347 + 0.205 = 94.552 \text{ MN} .$$

IV.2.1.2 Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

Tableau IV. 3 : Calcul du complément des charges permanentes (CCP)

Eléments	Poids volumique (KN/m3)	Poids Linéaire (KN/ml)	Poids (KN) pour L=411.5m
Revêtement	24	13.68	5629.32
Chape	25	2.375	977.3125
Trottoir	25	5.75	2366.125
Corniche	25	2.8125	1157.3438
Barrière de sécurité	/	1.5	617.25
Poids totales (KN)			10 747.351
Poids totale linéaire (KN/ml)			26.1175

- Poids total propre du tablier :

$$P_{\text{totale}} = P_{\text{CP}} + P_{\text{ccp}}$$

$$P_{\text{totale}} = 94.552 + 10.747 = 105.299 \text{ MN}$$

IV.2.1.3 Evaluation des actions dues aux surcharges :

D’après le RCPR, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont :

IV.2.1.4 Les Actions thermiques :

- ❖ La variation de température uniforme ΔT :

En Algérie du Nord (climat tempéré) la température varie entre : +35°C et -15°C

- ❖ Le gradient thermique vertical $\Delta \theta$:

Résulte de la différence de température entre la fibre supérieure et la fibre inférieure de tablier.

Pour les ponts tablier béton le RCPR Article 3.1.2 impose les valeurs suivantes :

- ± 12°C en phase de construction.
- ± 7°C en service.

IV.2.2. Caractéristique du pont :

- Largeur roulable $L_r = 9.5\text{m}$ RCPR Art4.2.1
- Largeur chargeable $L_c = 9.5 - 0.5 \times 2 = 8.5\text{m}$ RCPR Art4.2.2

➤ Classe de pont

Tous les ponts supportant des chaussées de $L_r \geq 7$ m sont rangés dans la catégorie des ponts de première classe I.

Pour notre cas ; $L_r = 9.5\text{m} > 7$ donc c'est un pont de classe une « 1 ».

➤ Nombre des voies

D'après le **RCPR Article 4.2.3** . Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égales à la partie entière de la largeur chargeable divisée par 3

Pour notre cas ; $n = \text{int}(LC/3) = \text{int}(8.5/3) = 2.83 \rightarrow n = 2$ voies .

➤ Largeur de voie (v)

Les voies de circulation d'une même chaussée ont des largeurs égales à

$$V = L_c/n = 8.5/2 = 4.25\text{m}$$

Donc au totale on prend 2 voies de circulation de 3.5m et une bande d'arrêt d'urgence « BAU » de 2m .

IV.2.3. Les actions du au trafic :

- La charge routière type : A (l) .
- La charge routière type : B (Bc, Bt , Br) .
- La charge militaire Mc: (Mc120).
- Les convois exceptionnels : D240 .

IV.2.3.1 Système de charge A/ RCPR 4.4.1 :

Nous avons une multitude de cas de charges de A(L)

La charge A(L) est donnée par le **RCPR Article 4.4** :

$$A(l) = 2.30 + 360/(L+12) \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- L : la longueur chargée du tablier (m) .

Avec : $A(L) = a1. a2. A(l)$.

- **Le coefficient a1:**

a1 : coefficient déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies. Il est donné par le tableau suivant (tiré de RCPR Article 4.4)

Tableau IV. 4: valeur de coefficient a1

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

On tire $a_1=1$ $A_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002 l \end{array} \right.$

• **Le coefficient a_2 :**

Un autre coefficient multiplicateur a_2 permet d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de Chaque voie de circulation.

a_2 est donné par la formule suivante : $a_2=v_0/v$

$V_0 = 3.5m$ pour les ponts de première classe. On tire..... $a_2= 3,5/3,5 = 1$
 Valeur de $A(L)$ pour les différents cas de charge possible :

TableauIV. 5: Valeur de $A(L)$ en fonction de nombre de voies et Travées Chargées

Les cas possibles	a_1	a_2	L(m)	A(L) (KN/m ²)	AL (KN/ml) 1Voie	AL (KN/ml) 2Voies
T1	1	1	28	11.300	39.550	79.100
T2	1	1	39.5	9.290	32.516	65.032
T1+T11	1	1	56	7.594	26.579	53.159
T1+T2	1	1	67.5	6.828	23.899	47.798
T1+T2+T11	1	1	95.5	5.649	19.771	39.542
T1+T2+T3	1	1	107	5.325	18.638	37.276
T1+T2+T3+T4	1	1	146.5	4.571	16.000	31.999
T2+T3+T4+T5	1	1	158	4.418	15.462	30.924
T1+T2+T3+T4+T11	1	1	174.5	4.230	14.806	29.612
T1+T2+T3+T4+T5	1	1	186	4.118	14.414	28.827
T2+T3+T4+T5+T6	1	1	197.5	4.018	14.064	28.129
T1+T2+T3+T4+T5+T11	1	1	214	3.893	13.625	27.250
T1+T2+T3+T4+T5+T6	1	1	225.5	3.816	13.355	26.711
T2+T3+T4+T5+T6+T7	1	1	237	3.746	13.110	26.220
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T11	1	1	253.5	3.656	12.796	25.592
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7	1	1	265	3.600	12.599	25.197
T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8	1	1	276.5	3.548	12.417	24.835
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T11	1	1	293	3.480	12.181	24.362
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8	1	1	304.5	3.437	12.031	24.062
T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T9	1	1	316	3.398	11.891	23.783
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T11	1	1	332.5	3.345	11.707	23.415
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T9	1	1	344	3.311	11.589	23.179
T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T9	1	1	355.5	3.280	11.479	22.957
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T9+T11	1	1	372	3.238	11.331	22.663
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T9+T10	1	1	383.5	3.210	11.236	22.472
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T9+T10+T11	1	1	411.5	3.150	11.025	22.050

IV.2.3.2 Système de charge B / RCPR 4.5 :

Le système de charges B comprend trois (3) types de systèmes distincts :

- Le système Bc qui se compose de camions types (30 t).
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux « essieux tandems (32t) ».
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t).

❖ Système Bc / RCPR 4.5.1:

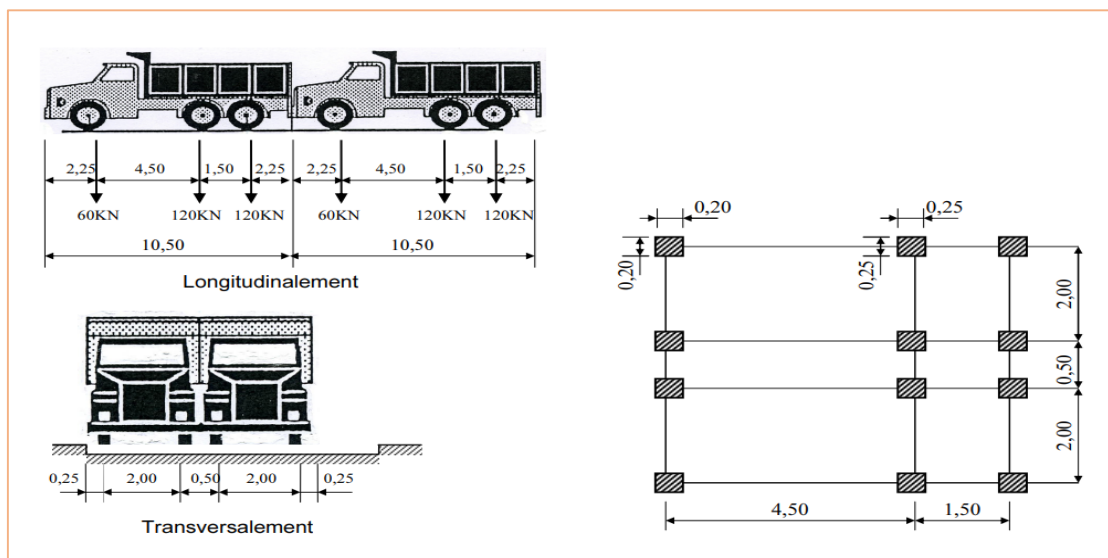
En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur de charge du système Bc prise en compte est multipliée par le **coefficient bc** qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6: valeur de coefficient bc

Classe de pont Première	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	>5
bc	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70

➤ Disposition de Bc:

- Longitudinalement : maximum 2 camions par file.



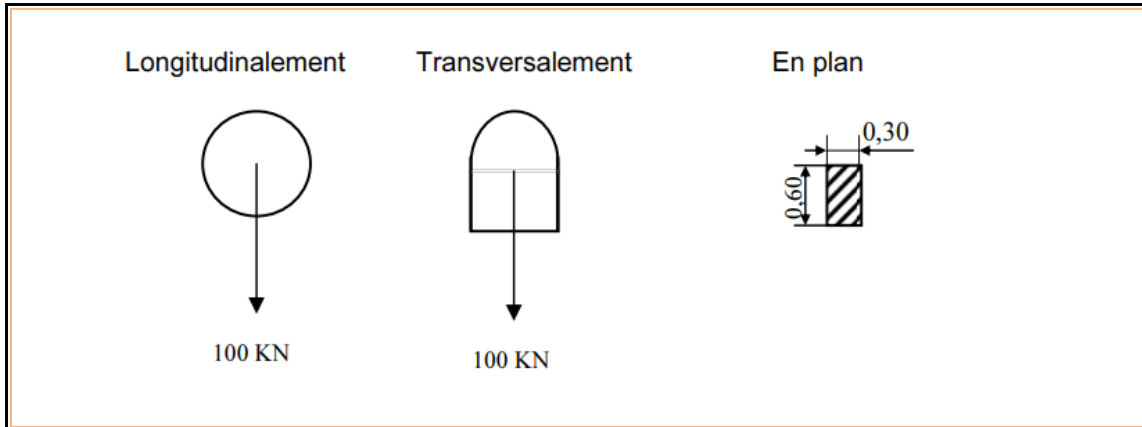
- Transversalement : nombre de files égale au nombre de voies. (On a 2 Vois ceci implique qu'on a 2 files)

Figure IV. 1: disposition de convoie Bc

❖ Surcharge Br / RCPR 4.5.2:

Le système Br répond aux caractéristiques suivantes :

- Une roue isolée portant une charge de 100 KN.
- La surface d'impact sur la chaussée est un rectangle de 0,60 m× 0,30 m



FigureIV. 2:system de chargement Br

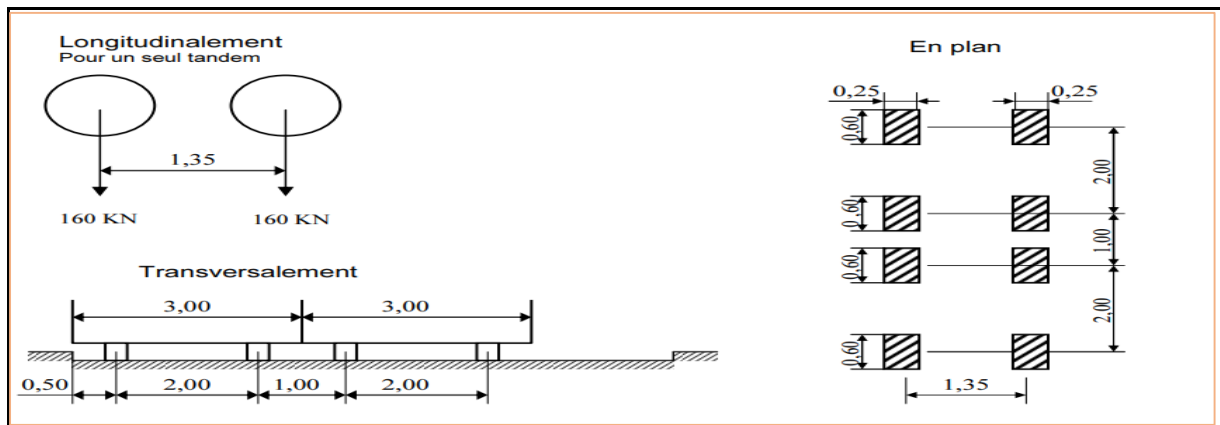
❖ Système Bt /RCPR 4.5.3:

Un tandem de système Bt comporte deux essieux, 160 KN par essieu.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système Bt prise en compte est multipliée par le coefficient bt qui vaut 1.2 pour les ponts de classe 1

➤ Disposition de Bt

- Longitudinalement : maximum un (01) tandem.
- Transversalement : maximum deux (02) tandems



FigureIV. 3:disposition de camion Bt

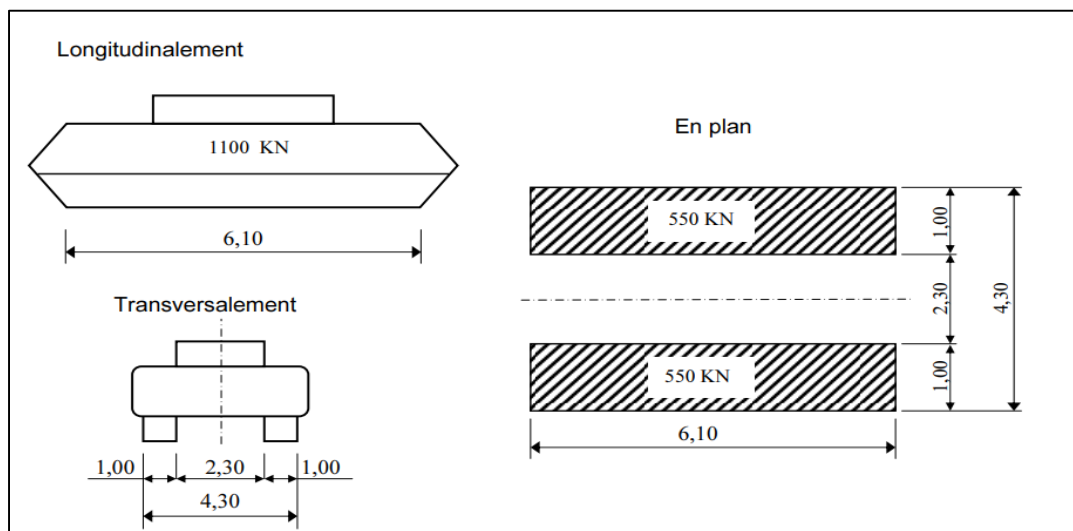
IV.2.3.3 La surcharge militaire M :

Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les convois militaires de classe MC80 ou MC120, susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les surcharges A et B.

❖ Surcharges militaires MC120 / RCPR 4.10.2.2 :

Les véhicules types de système MC120 comportent deux chenilles de charge de 550 KN chacune, et ils peuvent circuler en convoi.

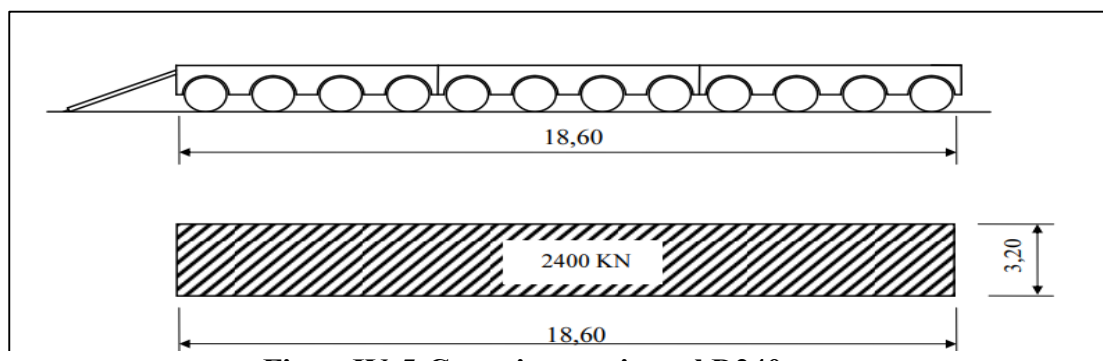
- Transversalement : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.
- Longitudinalement : nombre de véhicules illimités et la distance entre deux véhicules successifs est de 30,50 m.



❖ Système D240 / RCPR 4.11.1.2 :

FigureIV. 4: Système de chargement MC120

Comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6 m de long.



FigureIV. 5: Convoi exceptionnel D240

IV.2.3.4 Coefficient de majoration dynamique :

Les charges du système B et M sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique donné par la formule suivante :

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

- L : Longueur de la travée chargée.
- G : La charge permanente de l'ouvrage
- S : Sa Surcharge maximale multipliée au préalable par (bc ,bt) avec $S = N_{\text{camion}} \times \delta \times bi$

Tableau IV. 7: valeurs de coefficient de majoration dynamique pour les différents systèmes de chargement

L(m)	G(KN)	δ bt	δ bc 2fils	δ MC120
28	7164.97	1.061	1.085	1.083
39.5	10107.73	1.045	1.062	1.061
56	14329.94	1.033	1.045	1.044
67.5	17272.70	1.028	1.038	1.037
95.5	24437.67	1.020	1.027	1.033
107	27380.43	1.018	1.024	1.030
118.5	30323.18	1.016	1.022	1.032
135	34545.40	1.014	1.019	1.028
146.5	37488.15	1.013	1.018	1.030
158	40430.91	1.012	1.017	1.028
174.5	44653.13	1.011	1.015	1.026
186	47595.88	1.010	1.014	1.027
197.5	50538.64	1.010	1.013	1.026
214	54760.85	1.009	1.012	1.024
225.5	57703.61	1.009	1.012	1.025
237	60646.37	1.008	1.011	1.024
253.5	64868.58	1.008	1.010	1.023
265	67811.34	1.007	1.010	1.024
276.5	70754.09	1.007	1.010	1.023
293	74976.31	1.007	1.009	1.024
304.5	77919.06	1.006	1.009	1.023
316	80861.82	1.006	1.008	1.022
332.5	85084.04	1.006	1.008	1.023
344	88026.79	1.006	1.008	1.022
355.5	90969.55	1.006	1.008	1.021
372	95191.76	1.005	1.007	1.022
383.5	98134.52	1.005	1.007	1.022
411.5	105299.49	1.005	1.007	1.022

N.B : Le convoi D240 n'est pas majoré par le coefficient de majoration dynamique de raison de sa très faible vitesse de circulation, il est supposé de ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

IV.2.3.5 L'effort de freinage :

Les systèmes de charge A et B_c sont susceptibles de développer des efforts horizontaux parallèles à l'axe de la chaussée dans la direction inverse de la circulation due au freinage.

❖ System B_c

Les forces de freinage produites par le système de charge B_c seront appliquées au niveau de la chaussée. Un seul camion est supposé freiner, l'effort de freinage développé par le camion du système B_c sur le pont est égal à son poids 300KN

Les efforts de freinage dans ce cas, ne sont pas à majorer pour effets dynamiques. Cependant les coefficients b_c s'appliquent aux efforts développés par le système.

❖ Systeme A :

L'effort de freinage correspond à la charge A est donné par le RCPR :

$$F = \frac{A(l) \times S}{20 + 0,0035 \times S}$$

- A(l) : charge routière plus défavorable.
- S : surface chargée par m².

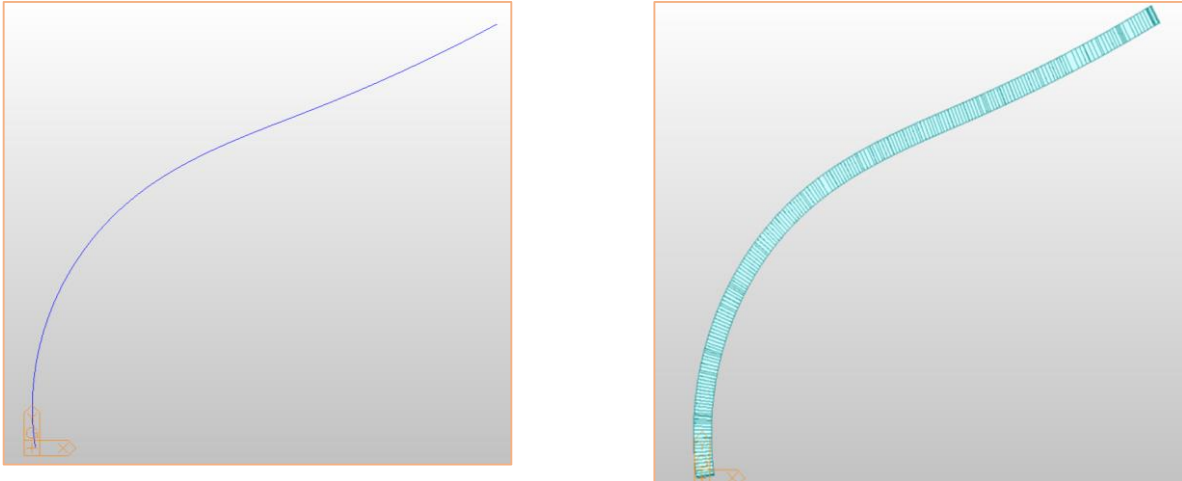
TableauIV. 8:l'effort de freinage en fonction de nombre de travée et voies chargées

Les cas possibles	A(l) (KN/ml)	L(m)	F (KN) 1voie	F(KN) 2 voies
T1	11.300	28	54.44	107.07
T2	9.290	39.5	62.70	122.51
T1+T11	7.594	56	71.95	139.29
T1+T2	6.828	67.5	77.46	149.00
T1+T2+T11	5.649	95.5	89.19	169.04
T1+T2+T3	5.325	107	93.58	176.32
T1+T2+T3+T4	4.571	146.5	107.55	198.73
T2+T3+T4+T5	4.418	158	111.37	204.68
T1+T2+T3+T4+T11	4.230	174.5	116.71	212.86
T1+T2+T3+T4+T5	4.118	186	120.34	218.34
T2+T3+T4+T5+T6	4.018	197.5	123.90	223.66
T1+T2+T3+T4+T5+T11	3.893	214	128.89	231.02
T1+T2+T3+T4+T5+T6	3.816	225.5	132.31	235.98
T2+T3+T4+T5+T6+T7	3.746	237	135.66	240.80
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T11	3.656	253.5	140.39	247.51
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7	3.600	265	143.62	252.05
T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8	3.548	276.5	146.81	256.47
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T11	3.480	293	151.30	262.64
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8	3.437	304.5	154.38	266.82
T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T9	3.398	316	157.42	270.90
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T11	3.345	332.5	161.70	276.61
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T9	3.311	344	164.65	280.48
T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T9	3.280	355.5	167.55	284.27
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T9+T11	3.238	372	171.65	289.57
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T9+T10	3.210	383.5	174.47	293.17
T1+T2+T3+T4+T5+T6+T7+T8+T9+T10+T11	3.150	411.5	181.18	301.64

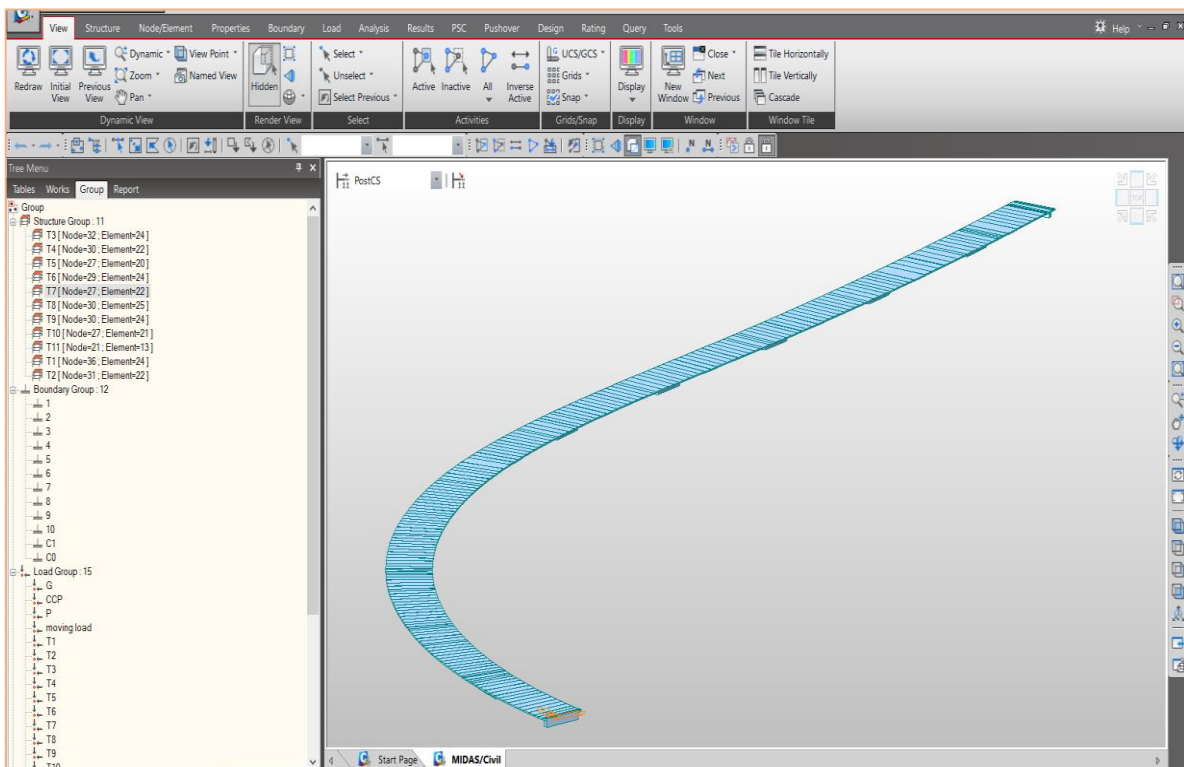
IV.3.Partie modélisation :

IV.3.1.Le tablier (partie poutre) :

Il est modélisé en élément barre dans l'étude longitudinale, afin d'alléger les calculs et de simplifier le model. En effet, une modélisation en élément plaque nécessiterait beaucoup de temps pour le calcul surtout avec la géométrie de l'axe en plan imposé (clothoïde et rayon)



FigureIV. 7:vue en plan modèle 2D/3D



FigureIV. 6:Modèle 3D du tablier

IV.3.2.Charges complémentaires permanentes (CCP)

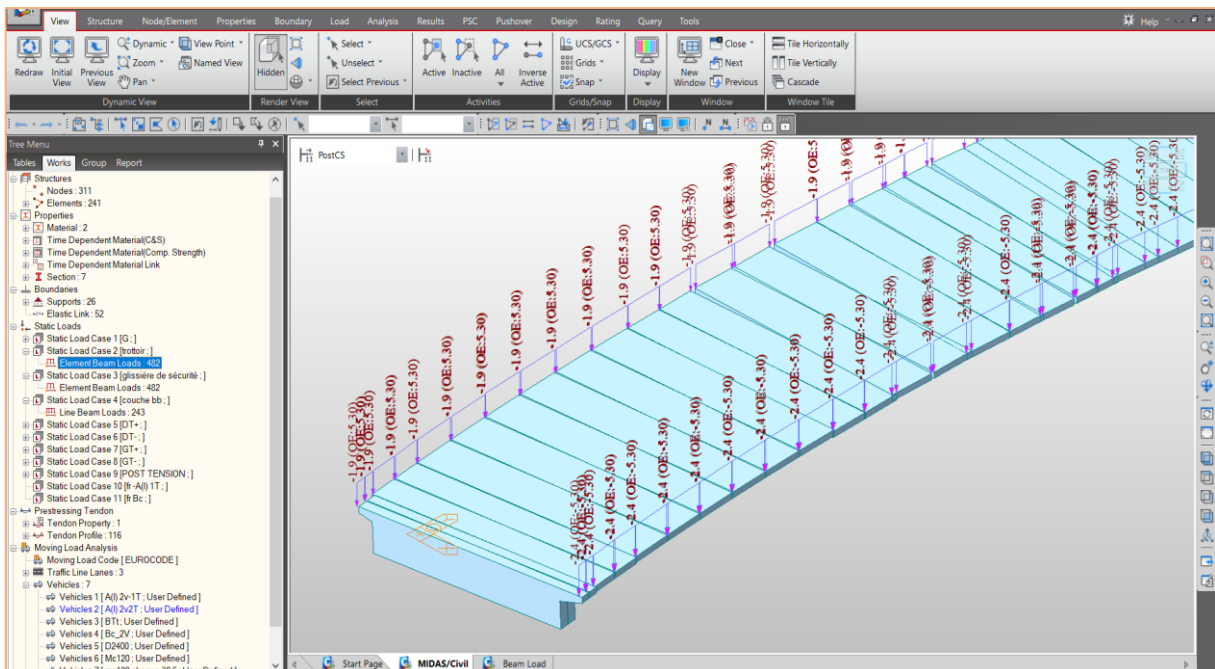
Les trottoirs, les glissières de sécurités, le revêtement et la couche de roulements en béton bitumineux (BB) sont représentés comme des charges statiques (statics load cases -dead load) uniformément réparties (en KN/ml).

IV.3.3.Les actions thermiques :

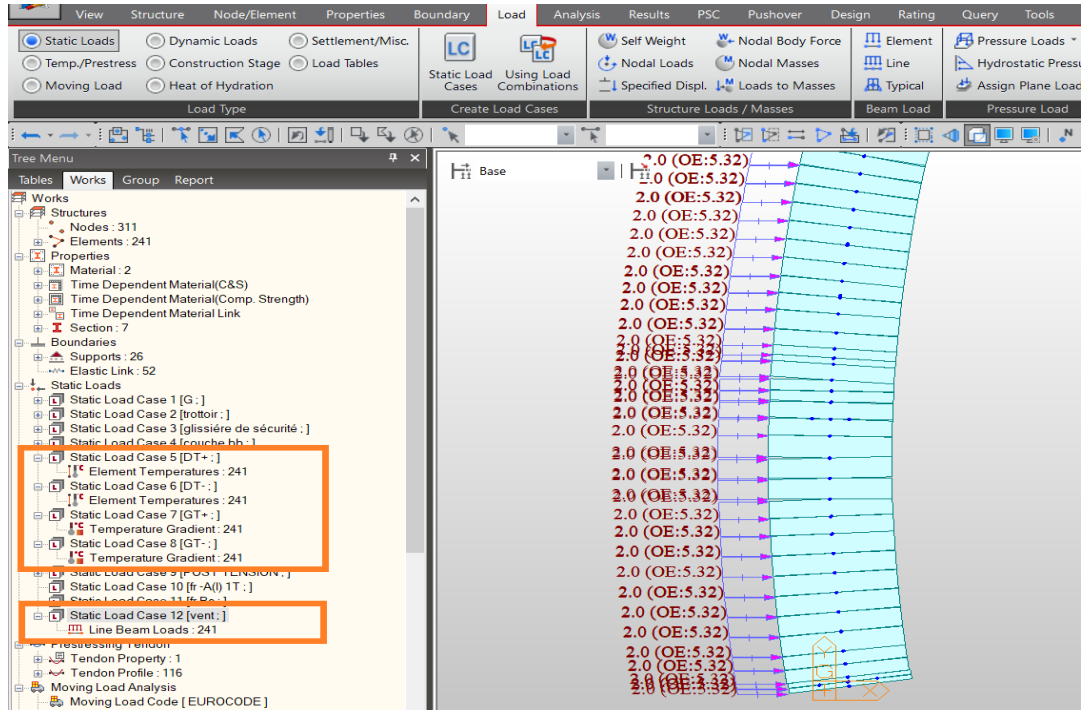
On peut analyser les déformations dues aux variations de la température, aux gradients thermiques et même au vent car le règlement **RCPR** prend en considération ces actions dans les combinaisons de charges

Pour cela on introduit les charges en service de :

- Vents (2KN/ml)
- Variation de température (+35°C et -15°C)
- Gradient thermique (+7°C et -7°C)



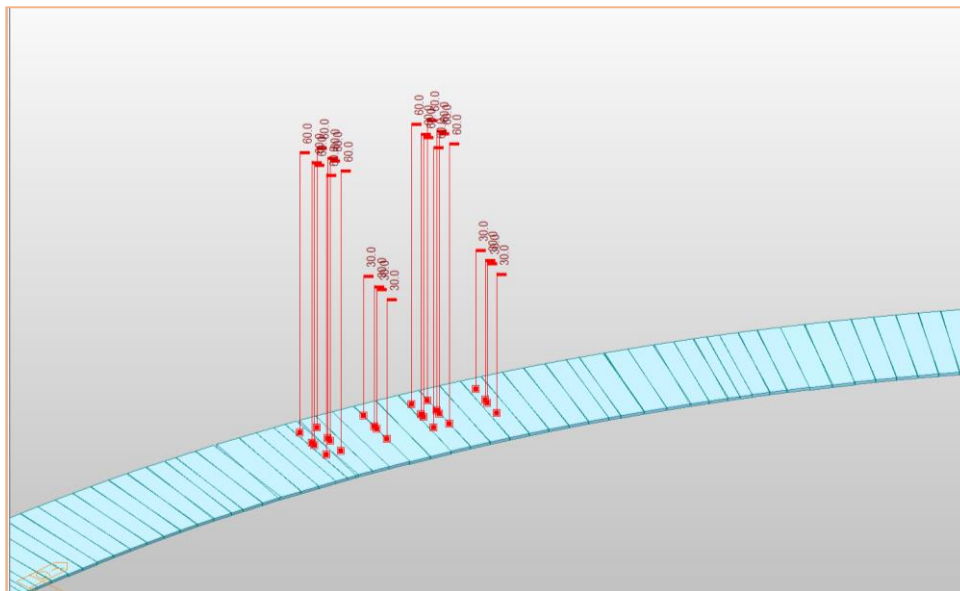
FigureIV. 8:Affectation des charges complémentaires permanentes



FigureIV. 9:Affectation des charges du aux climats

IV.3.4.Présentation des charges roulantes :

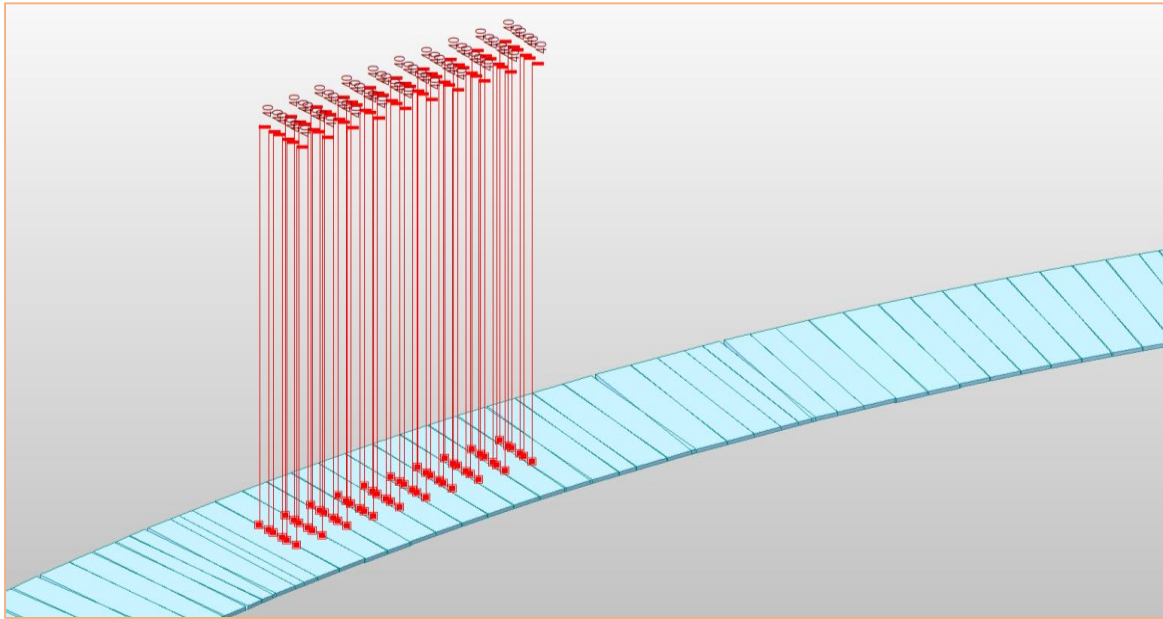
IV.3.4.1Chargement ponctuel :



FigureIV. 10:Présentation de chargement Bc 2fils

IV.3.4.2 Chargement surfacique :

L'idée est de diviser la charge surfacique en un ensemble de carrés, la charge de chaque carré est représentée par sa résultante en charge ponctuel



FigureIV. 11:Chargements D240



FigureIV. 12:Chargement MC120 chaque 30.5m

IV.3.5. Les combinaisons d'action :

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites.

IV.3.5.1 ELU -combinaisons fondamentales :

$$1.35G+1.5Q_r+0.9T+0.75\Delta\theta$$

$$1.35G+1.35Q_{rp}+0.9T+0.75\Delta\theta$$

$$1.35G+1.5Q_R+0.9W$$

$$1.35G+1.5Q_R+0.9W$$

$$1.35G+1.5W$$

IV.3.5.2 ELS -combinaisons rares :

$$G+Q_r+0.6T+0.5\Delta\theta$$

$$G+Q_{rp}+0.6T+0.5\Delta\theta$$

$$G+T$$

$$G+\Delta\theta$$

$$G+W$$

IV.3.5.3 ELS -combinaisons fréquentes :

$$G+0.6Q_r+0.6T+0.5\Delta\theta$$

Avec :

- G : la charge permanente (CP+CCP)
- Q_r : les charge de chaussée A(l) et B.
- Q_{rp} : les charges militaires ou exceptionnelles.
- T : la variation uniforme de température.
- $\Delta\theta$: le gradient thermique vertical
- W : vent sur ouvrage

Remarque : toutes les actions de charges seront majorées encore par les valeurs lister dans le tableau ci-dessous selon la nature de l'état limite.

Charges	Nature de l'état limite	
	ELU de résistance	ELS
- Charges de chaussées et effets annexes, - Charges sur remblais	1,07	1,2
- Charges militaires, - Charges exceptionnelles	1,0	1,0
- Charges sur trottoirs, - Gardes corps, - Passerelles piétons	1,07	1,0

IV.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini selon le **R.C.P.R** tous les systèmes de chargement statique permanent et les surcharges roulantes qui seront appliquées sur l'ouvrage, dans le chapitre qui suit, nous avons évaluons leurs sollicitations durant la phase de construction, en service à vide et en charge.

CHAPITRE V

ÉTUDE DE LA PRÉCONTRAINTE

V.1.Méthode de réalisation d'un tronçon :

Le viaduc est construit selon la méthode de construction par avancement, c-à-d qu' il sera réalisé par tronçons successifs, allant de la culée C01 à la culée C00 en respectant les étapes suivantes :

1. Réalisation de la partie infrastructure.
2. Réalisation des appuis « piles+culées »
3. La pose des appareils d'appuis définitifs.
4. Installation du système d'étaieiment « détaillé dans le chapitre 11 System d'étaieiment »
5. La pose des prédalles préfabriquées d'un tronçon
6. Ferrailage de la nappe inférieure
7. La pose des blocs de polystyrènes
8. La pose des gaines des câbles de précontrainte.
9. Ferrailages longitudinaux, transversales et verticales.
10. Enfilage des câbles de la précontrainte.
11. Coulagés de la dalle avec béton de classe c40/50.
12. Mise en tension type passif -actif c-à-d les câbles catégorie 02 seront tirées à la fin du tronçon i .
13. Décoffrage du système d'étaieiment sous tronçon i et le placer sous tronçon i+1.
14. Réalisation du tronçon i+1 exactement comme le tronçon i.
15. Mise en tension des câbles catégorie 01 (t_{1+2})

NB : Par la suite on va identifier les deux catégories des câbles (1 et2)

V.2.Choix de la longueur du tronçon :

La structure de notre viaduc est une structure Hyperstatique, le tablier est divisé en tronçons, chacun égale à une travée et 1/5 de la travée suivante, cette dernière correspond à un moment fléchissant longitudinale nul au niveau de la section (section N° 4 pleine), ce qui permet de faire un arrêt de bétonnage à ce niveau lors de phasage de réalisation

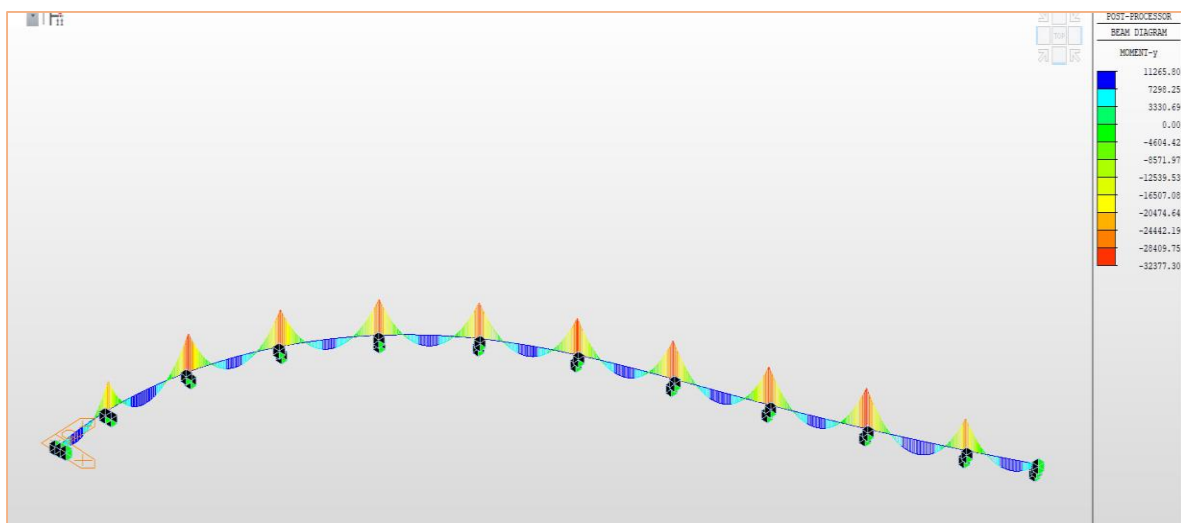


Figure V. 1: diagramme My sous G

V.3.Phassage de réalisation :

On a 12 appuis donc au totale on aura 11 Tronçons à réaliser

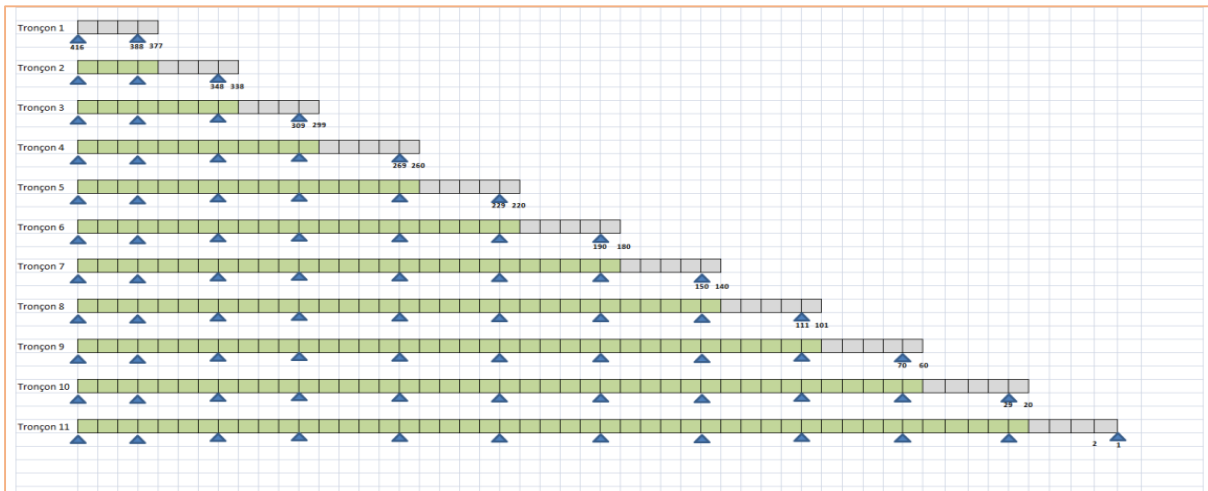


Figure V. 2 Phasage de réalisation du viaduc

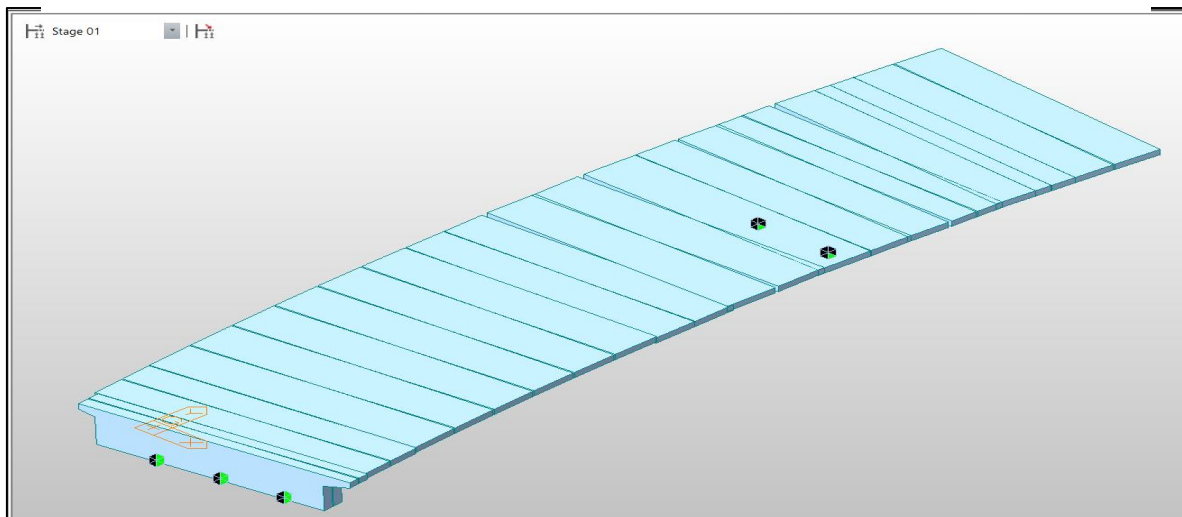


Figure V. 3: Réalisation du Tronçon 01

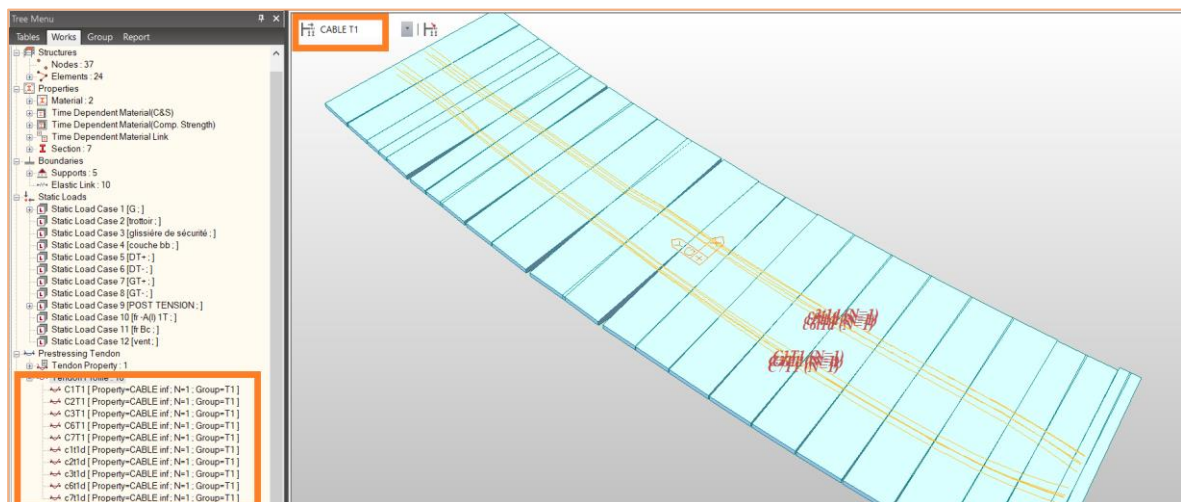


Figure V. 4: Phase 02 ; Mise en tension des câbles catégorie 01

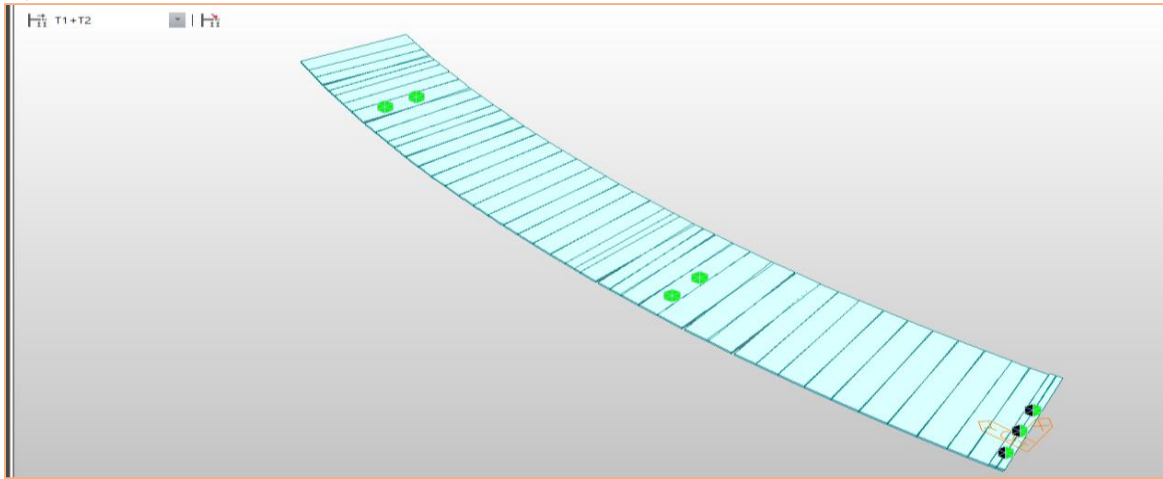


Figure V. 5: Phase 02 réalisation du T02

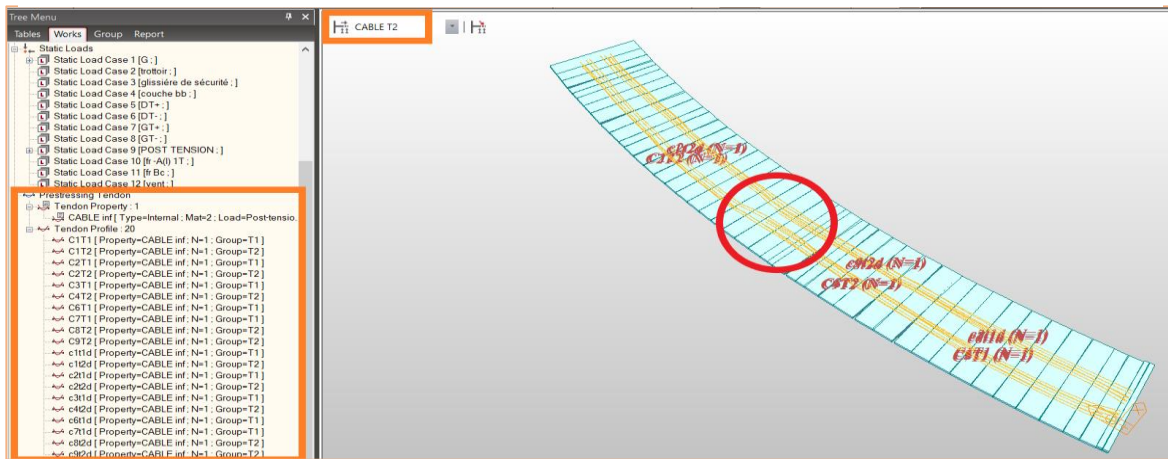


Figure V. 6: Mise en tension des câbles du tronçon 02

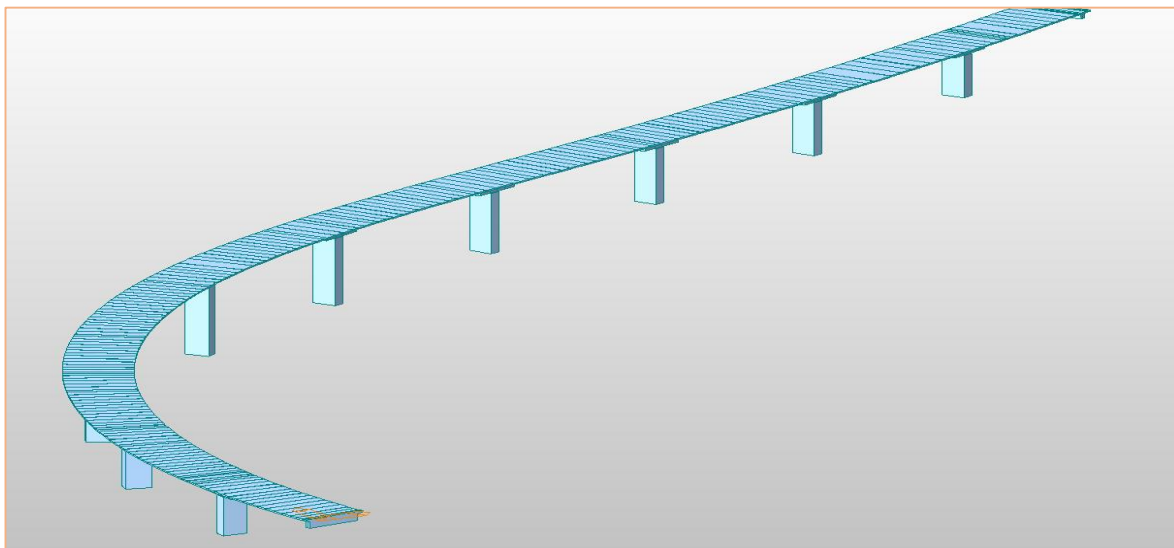


Figure V. 7: phase finale

V.4. Etude de la précontrainte :

V.4.1. Généralités :

La précontrainte est appliquée au béton grâce à des câbles de précontrainte en acier. Ces câbles sont tendus par des vérins de précontrainte. Lorsque l'on tend les câbles, ils vont par réaction appliquer un effort de compression au béton. L'intensité de la précontrainte à mettre en œuvre dépend évidemment des tractions auxquelles il faudra s'opposer et des raccourcissements instantanés et différés du béton.

V.4.2. Etude de la précontrainte d'un tronçon :

- Les moments dus à l'exécution d'un tronçon ($L_i + \frac{1}{5} L_{i+1}$) engendrent des contraintes au niveau des fibres supérieures et inférieures :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{sup} = \frac{M Y_{sup}}{I}$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{inf} = -\frac{M Y_{inf}}{I}$$

- Les contraintes engendrées par l'effet du précontrainte sont décrites comme suit :

$$\text{Fibres supérieures : } \sigma_{P\ sup} = \frac{P}{A} + \frac{p e Y_{sup}}{I}$$

$$\text{Fibres inférieures : } \sigma_{P\ inf} = \frac{P}{A} - \frac{p e Y_{inf}}{I}$$

- Pour déterminer l'effort P de précontrainte il suffit d'équilibrer les contraintes maximales dues aux charges et surcharges avec celles dues à la précontraintes.

$$\frac{P}{A} + \frac{p e Y_{sup/inf}}{I} + \frac{M Y_{sup/inf}}{I} \geq 0$$

Avec :

- P : effort de précontrainte. (KN)
- M : moment maximal combinés à ELS . (KN.m)
- Y_{sup} : distance de CDG de la section à la fibre supérieure. (m)
- Y_{inf} : distance de CDG de la section à la fibre inférieure(m).
- e : excentricité des câbles / CDG de la section. (m)
- A : Air de la section transversale (m²)

V.4.2.1 Détermination de nombre des câbles de la précontrainte :

Le nombre de câbles retenue joue un double rôle :

- **En phase de construction** : pour reprendre les moments dus au poids propre et charges sur chantier d'un tronçon et pour assurer la continuité entre le tronçon i et le tronçon i+1, cela garantit la stabilité de l'ouvrage pendant le processus de construction
- **En phase de service** : pour la reprise des moments fléchissant due aux poids propre du tablier et aux autre charge (CCP + Charges roulantes) .

▪ **Nombre de câbles** : $n = \frac{p}{P'} = \frac{P}{P_0(1-\Delta p)}$

- n : nombre de câbles
- P : force de précontrainte de n câble.
- P : force utile d'un câble 19T15 estimé à 26% de pertes.
- P_0 : Effort à l'origine
- σ_0 : contrainte initiale
- Δp : pourcentage des pertes estimé à 26%

D'où $\sigma_{p0} = \text{Min}(0.8F_{prg}, 0.9F_{peg}) = \text{Min}(1488, 1440) = 1440 \text{ MPa}$

$P_0 = \sigma_{p0} \times S$

$P_0 = 2850 \times 10^{-6} \times 1440 = 4,104 \text{ MN}$

$P' = (1-0.26) \times 4,104 = 3,03696 \text{ MN}$

Détermination de P :

Il faut s'assurer la condition de non traction et écrasement de béton :

$$0 \leq \frac{P}{A} + \frac{p e Y_{sup}}{I} + \frac{M Y_{sup}}{I} \leq \sigma_{bc}$$

$$P \geq \frac{M_{max} Y}{\left(\frac{1}{A} + \frac{e Y}{I}\right)}$$

Pour M_{max} Sur la section 6 (sur appuie) combiné à l'ELS (encadré en orange)

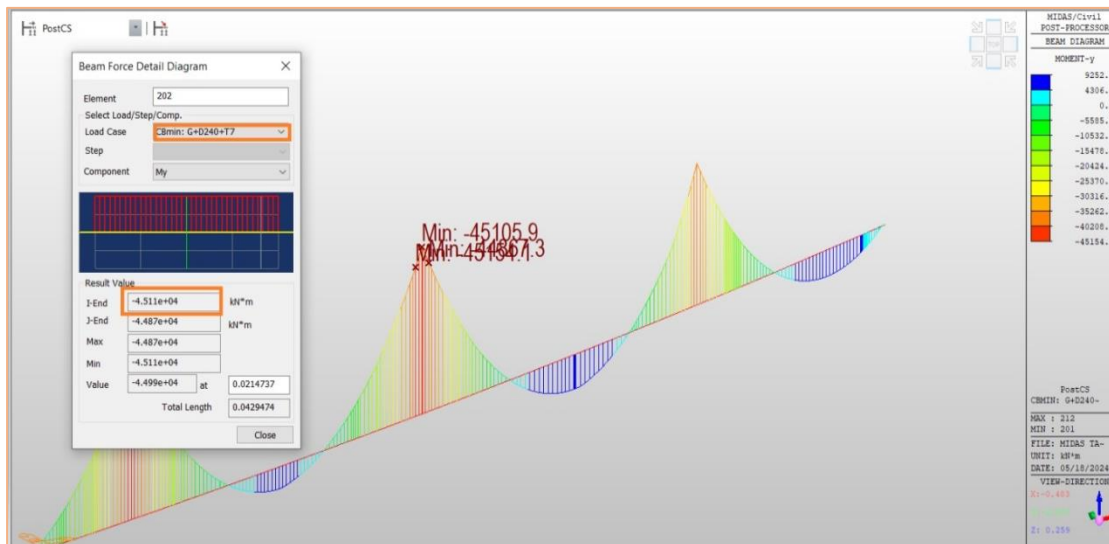


Figure V.8: valeur du moment max à ELS

L'aire A (m ²)	Inertie (m ⁴)	Y (m)	Excentricité 'e'(m)	M_{max} (KN.m)
14,11	5,06	0,86	0,64	45154.12

Application numérique :

$$P \geq \frac{\left(\frac{45154.12 \times 0,86}{5,06} \right)}{\left(\frac{1}{14,11} + \frac{0,64 \times 0,86}{5,06} \right)} = 42719.44 \text{KN}$$

$$\text{D'où le nombre des câbles : } n \geq 42719.44 / 3036,96$$

$$n \geq 14.07$$

N.B : On va prendre un nombre entier et pair pour équilibrer la section et éviter la dysmétrie des charges qui pourrait mettre l'ouvrage en risque d'avoir un effet de torsion, donc **n=16 câbles**.

Description des câbles :

Étant donné que la section transversale change et que nous avons identifié que la section 1 comportant 3 vides au milieu de la travée (voir chapitre 03 : dimensionnement du tablier), nous avons décidé de disposer les câbles en 2 nappes, avec 8 câbles de chaque côté.

V.4.3. Etude de tracé de câble :

L'étude se concentrera sur le premier tronçon T1 en tenant compte du 2eme tronçon T2, étant donné que certains des câbles assurent la continuité entre le tronçon i et i+1, et seront mise en tension dans le tronçon i+1 .

I.1.1.1 Disposition En élévation :

- L'entraxe minimal de l'ancrage et La fibre supérieure égale à 30 cm.
- L'entraxe minimal entre les câbles supérieurs et inférieurs : $e_v \geq 2 \varphi_g \rightarrow e_v \geq 20.6 \text{cm}$
- L'enrobage C = max(φ_g ; d) avec d=4cm , $\varphi_g = 10.3 \text{cm}$

$$C = \max(10.3, 4) \rightarrow C \geq 10.3 \text{ cm}$$

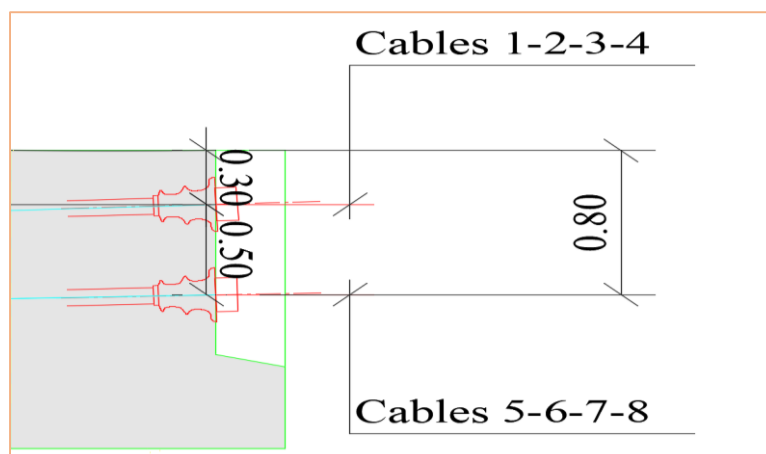


Figure V.9: vue en élévation au niveau d'ancrage.

I.1.1.1 Tracé des câbles en élévation :

Le tracé des câbles de précontrainte résulte du mode de réalisation et des phases successives rencontrées.

Pour raison de simplification on propose les équations suivantes :

$$y(X) = ax^2 + b \dots\dots\dots \text{pour le tracé parabolique .}$$

$$y(X) = ax + b \dots\dots\dots \text{pour le tracé linéaire .}$$

L'équation du rayon de courbure à pour expression :

$$R = \frac{X^2}{2y}$$

Avec la condition de courbure : $R_{\min} = 6,50\text{m}$ pour 19 T15s → Vérifiée.

Exemple de calcul

N.B : le repère (XOY) est placé à la fin du tronçon 2 :

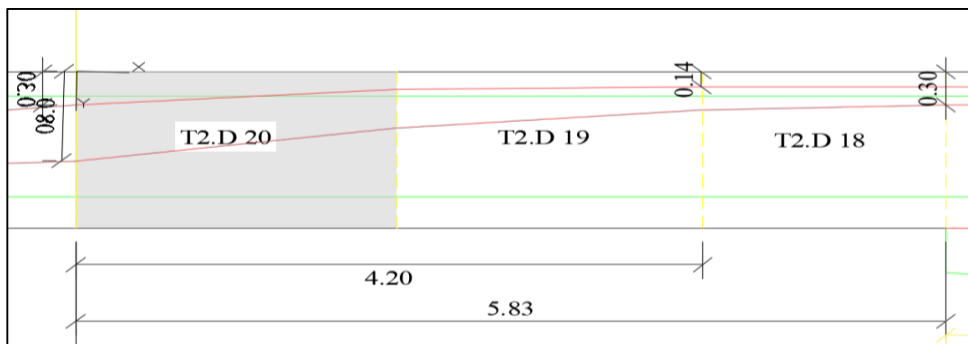


Figure V. 10 coupe en élévation au niveau d'ancrage T2

❖ Les câbles supérieurs pour le tronçon 01+02 :

➤ Pour $X=4,2$ m

L'équation de parabole : $y(X) = ax^2 + b$

Les conditions aux limites :
$$\begin{cases} Y(0) = 0,3 \\ Y(4,2) = 0,14 \end{cases}$$

D'où ; $Y(X) = -0,00907 X^2 + 0,3$

$$Y'(X) = -0,01814X$$

Tableau V. 1:équation des câbles supérieurs C1.C2.C3.C4

$[X_i, X_j]_{sup}$	$Y_i (m)$	$Y_j(m)$	L'équation $y(X)$	$Y'(X)$
$[0 ; 4,2]$	0,3	0,14	$-0,00907 X^2 + 0,3$	$-0,01814X$
$[4,2 ; 19,46]$	0,14	0,14	0,14	0
$[19,46 ; 29,09]$	0,14	0,75	$0,001304 X^2 - 0,354$	$0,00260942 X$
$[29,09 ; 33,18]$	0,75	0,75	0,75	0
$[33,18 ; 38,88]$	0,75	0,3	$-0,00109 X^2 + 1,956$	$-0,00219 X$
$[38,88 ; 56,74]$	0,3	0,16	$-0,000082 X^2 + 0,423$	$-0,00016 X$
$[56,74 ; 65,88]$	0,16	0,51	$0,000312 X^2 - 0,845$	$0,00062 X$
$[65,88 ; 73,52]$	0,51	0,46	$-0,000047 X^2 + 0,713$	$-0,000094 X$
$[73,52 ; 79,47]$	0,46	0,3	$-0,00018 X^2 + 1,410$	$-0,000351 X$

❖ **Les câbles inférieurs pour le tronçon 01+02 :**

Exemple de calcul :

➤ Pour $X=5,83$ m

L'équation de parabole : $y(X)=ax^2+b$

Voici les conditions aux limites : $\begin{cases} Y(0) = 0,8 \\ Y(5,83) = 0,3 \end{cases}$ D'où ;

$$Y(X) = -0,0147 X^2 + 0,8 \quad Y'(X) = -0,0294X$$

Tableau V. 2:équation des câbles supérieurs C5.C6.C7.C8

$[X_i, X_j]_{inf}$	$Y_i(m)$	$Y_j(m)$	L'équation $y(x)$	$Y'(X)$
$[0 ; 5,83]$	0,8	0,3	$-0,0147X^2 + 0,8$	$-0,0294X$
$[5,83 ; 16,08]$	0,3	0,3	0,3	0
$[16,08 ; 22,94]$	0,3	0,9	$0,0024 X^2 - 0,28$	$0,0048X$
$[22,94 ; 36,76]$	0,9	0,9	0,9	0
$[36,76 ; 46,28]$	0,9	0,3	$-0,00076X^2 + 1,93$	$-0,00152X$
$[46,28 ; 54,28]$	0,3	0,3	0,3	0
$[54,28 ; 65,08]$	0,3	0,9	$-0,00021X^2 + 0,91$	$-0,00042 X$
$[65,08 ; 79,47]$	0,9	0,3	$-0,00002406 X^2 + 0,798$	$-0,00004812X$

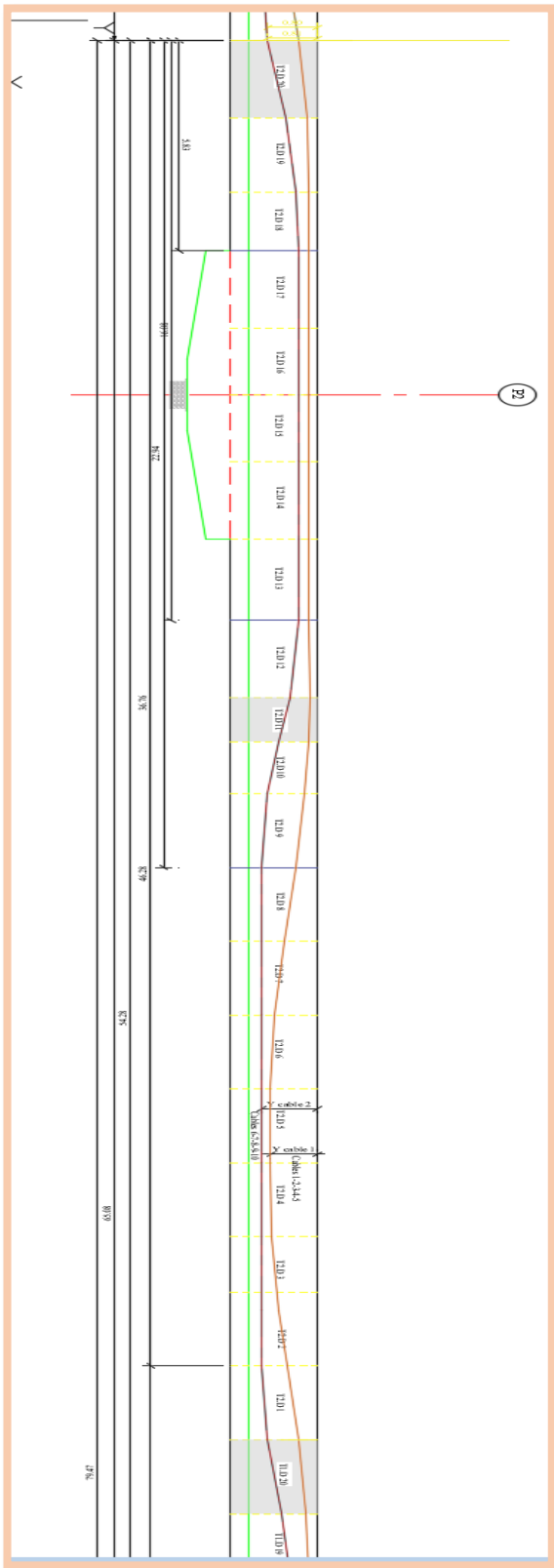


Figure V.11: Coupe Longitudinal Tronçon 2

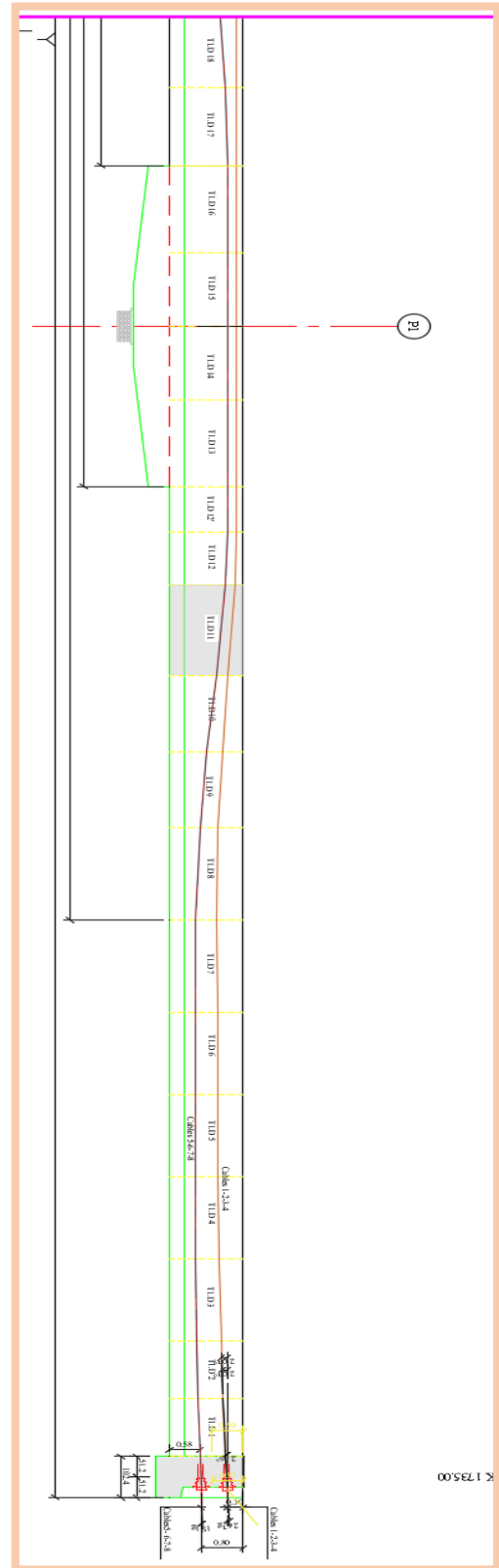
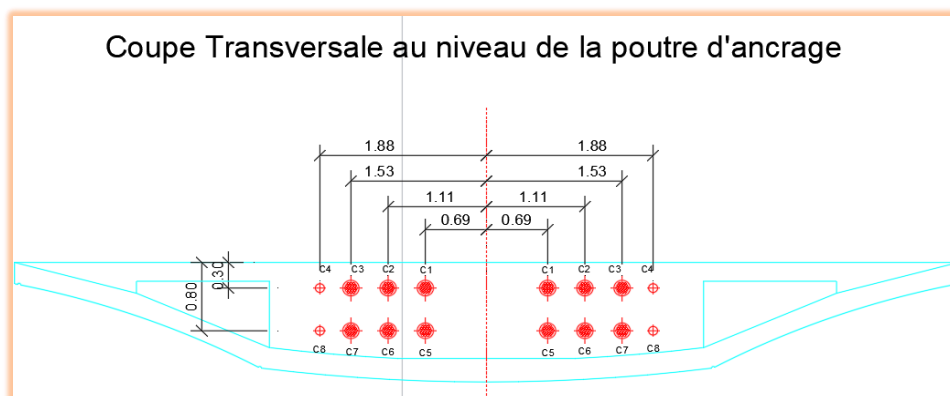
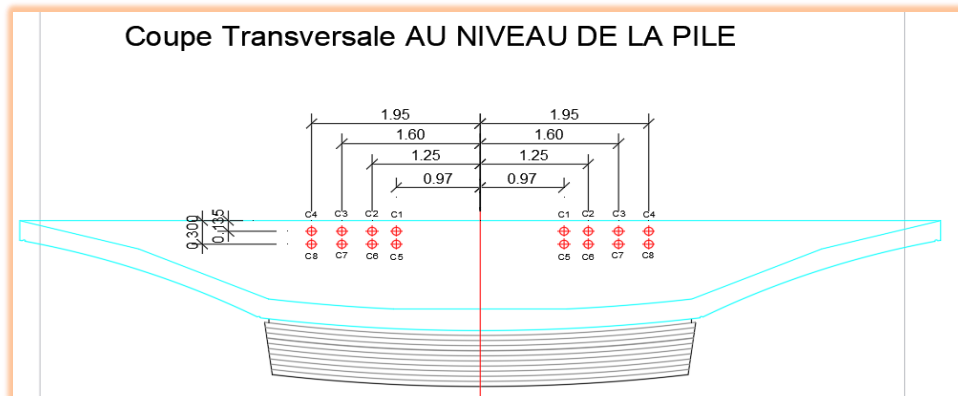
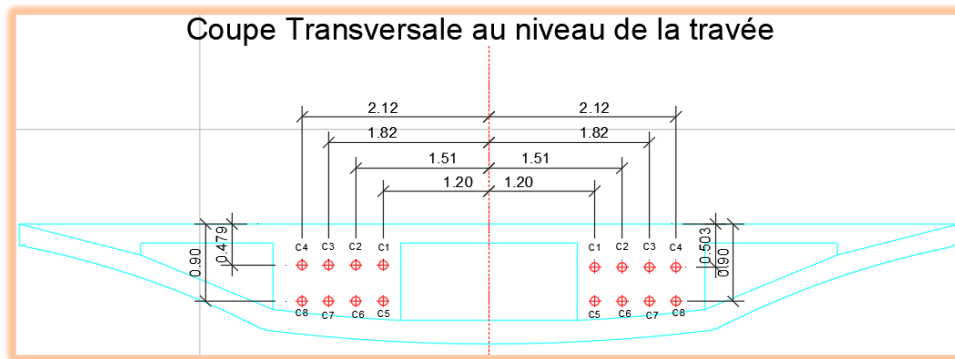
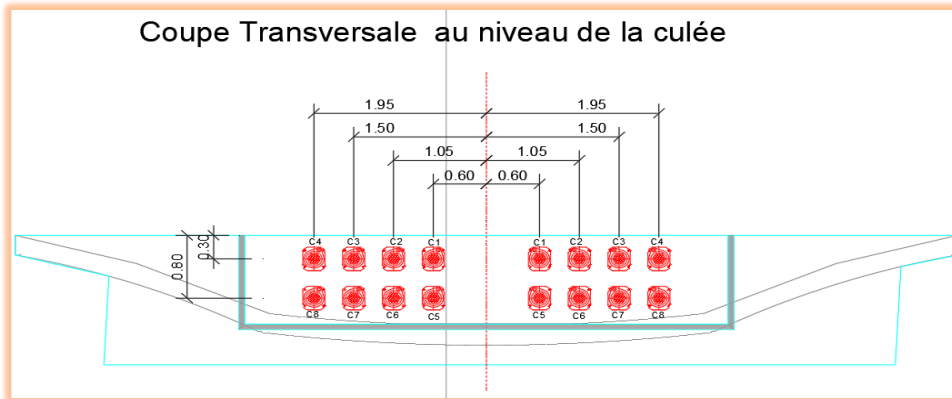


Figure V.12: Coupe Longitudinal Tronçon1

V.4.3.1 Disposition transversale

L'espacement horizontal entre les axes de deux câbles : $e_h \geq 2 \phi_g \rightarrow e_h \geq 20.6 \text{ cm}$



V.4.3.2 Disposition en plan :

Les câbles de précontrainte (en rouge) suivent un tracé parallèle à l'axe longitudinal de la poutre caisson (prédalle). En respectant les vides (délimités en bleu) de chaque section.

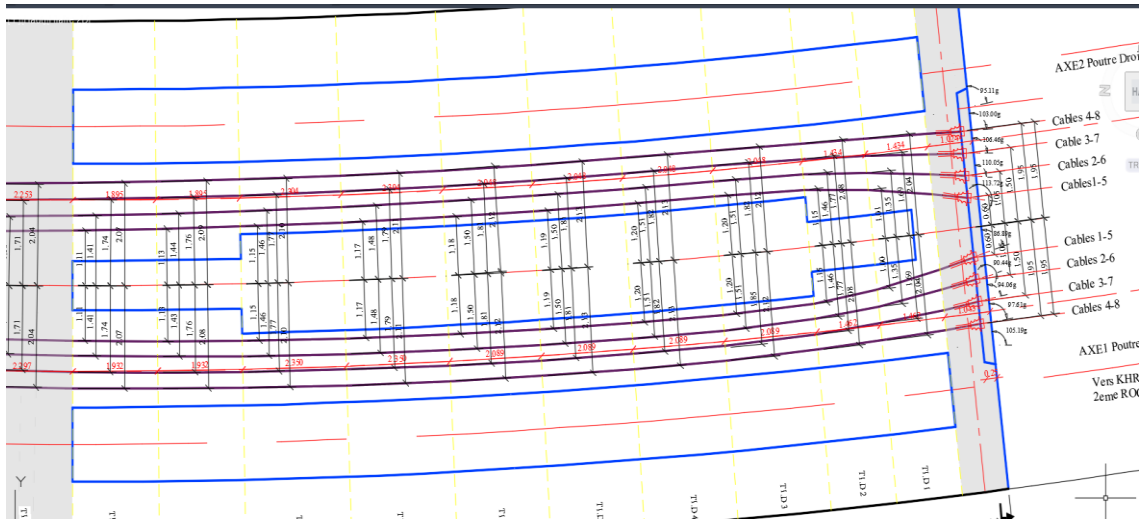


Figure V.13: Vue en plan Tronçon 1

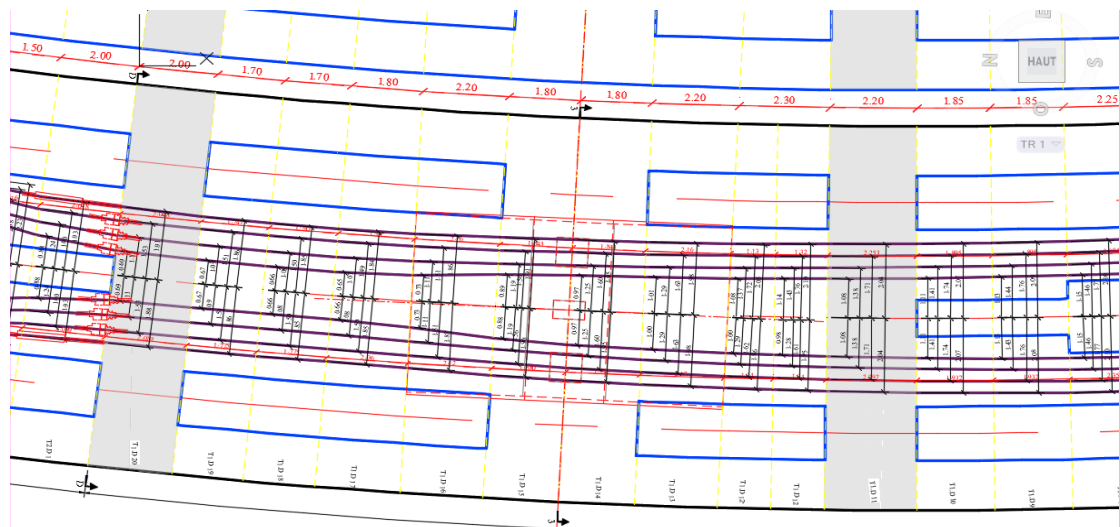


Figure V.14: Vue en plan tronçon 2

V.4.4. Programme de mise en tension des câbles de précontrainte (MK4) : Le principe :

- Mise en tension des câbles de précontraintes à l'aide d'un vérin hydraulique suivant des paliers progressifs bien déterminés 50%, 100%
- Cette première famille de précontrainte « 10 coupleurs fixes » permettra de reprendre les efforts engendrés par le poids du tronçon (T_i) considéré, ces coupleurs permettent d'assurer la continuité de la précontrainte d'un tronçon (T_i) et le tronçon suivant (T_{i+1})
- Coupleurs mobiles : ils sont au nombre 6 coupleurs disposés de telle manière à assurer la continuité de la précontrainte de deux tronçons successifs, cette deuxième famille de précontrainte permettra de reprendre les efforts engendrés par le poids globale des deux tronçons successifs en phase travaux ainsi qu'en phase service.
- Pour assurer la continuité de la précontrainte, les coupleurs fixes et les coupleurs mobiles sont disposés en alternance d'une manière que les coupleurs mobiles doivent assurer la continuité de deux tronçons successifs, de cette façon nous aurons au niveau de chaque section du tablier toujours 16 câbles composés de 10 câbles avec coupleurs fixes et 6 câbles avec coupleurs mobiles. L'ensemble des deux familles de précontrainte permettront la reprise de la flexion longitudinale globale (phase travaux et en phase service).

Pour résumer :

- Le procédé est de type : Actif-Passif .
- Nombre des câbles famille 01: 6
- Nombre des câbles famille 02 :10
- Nombre des câbles tirés dans le dernier tronçon :16 .

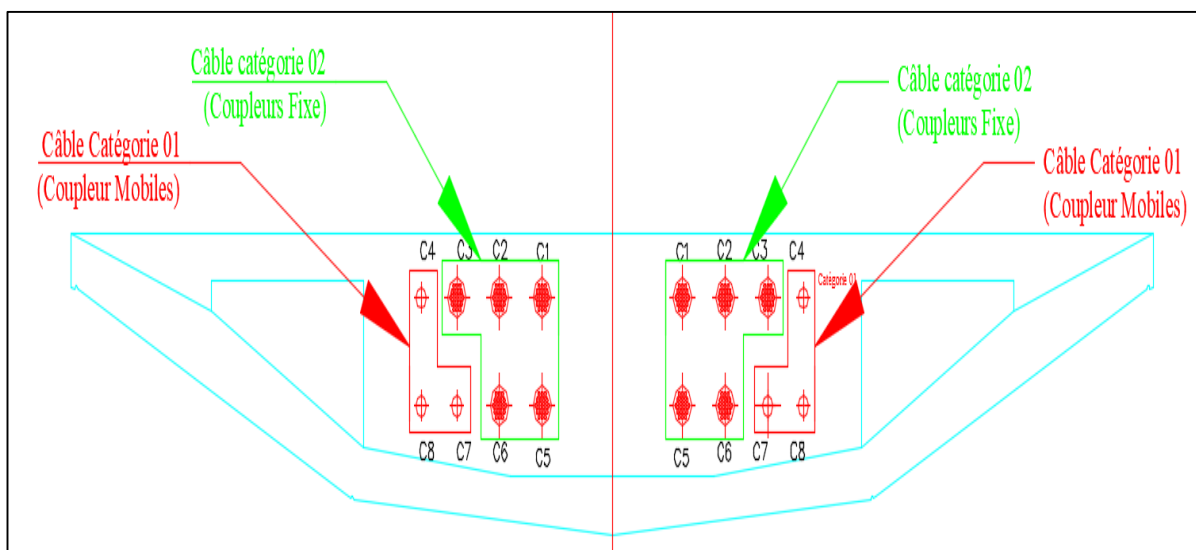


Figure V.15: disposition des coupleurs fixes et mobiles

V.4.5. Calcul des pertes de tension de la précontrainte :

La réduction de l'intensité de la force le long du câble de précontrainte est liée à plusieurs phénomènes instantanés et différés découlant du comportement des matériaux du mode de précontrainte (poste tension, pré tension), et du procédé de mise en tension.

➤ **Les pertes instantanées sont dues au :**

- Frottement à la mise en tension des câbles.
- Recul à l'ancrage.
- La non-simultanéité de mise en tension des différents câbles (raccourcissement du béton).

➤ **Les pertes différées :**

- Le retrait de béton.
- La relaxation des aciers.
- Le fluage de béton.

V.4.6. Pertes instantanées :

V.4.6.1 Pertes de frottement :

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur sa gaine. Lors de la mise en tension, le câble est tiré du côté du vérin et fixé du côté opposé ancrage mort. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne.

Selon les règles **BPEL91**, la tension $\sigma_p(x)$ d'une armature de précontrainte, dans une section donnée, lors de sa mise en tension, s'obtient, compte tenu des frottements, à partir de la tension σ_{p0} à l'ancrage actif le plus proche, par la formule suivante :

$$\Delta\sigma = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f\alpha + \Phi X)})$$

Avec :

- **X(m)** : Est la distance de la section considérée à celle des sorties des organes de mise en tension.
- **e** : est la base des logarithmes népériens.
- **α (rd)** : Est la déviation angulaire totale du câble sur la distance x, indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace.
- **f (rd-1) = 0.18** : Est le coefficient de frottement en courbe.
- **Φ (m-1) = 0,003** : Est le coefficient de perte de tension par unité de longueur.
- **σ_{p0}** = la tension à l'origine qui vaut 1440MPa.

❖ Exemple de calcul :

N.B : on a deux catégories des câbles

- Des câbles de 40.6 m (C1/C2/C3/C6/C7)
- Des câbles de 79.47 m (C4/C8/C9)

Pour les câbles supérieurs (Tronçon1+2) :

X=4.2 m

- Calcul de la déviation angulaire :

Intervalle	Yi	Yj	Y(x)	Y'(x)
[0 ; 4,2]	0,3	0,14	-0.00907 X ² +0,3	-0,01814X

$$\alpha(4.2) = |Y'(4.2)-Y'(0)| + \alpha(0)$$

$$\alpha(4.2) = |-0.076-0| + 0$$

$$\alpha(4.2) = 0.076 \text{ rad}$$

- Exemple de calcul des pertes par frottement pour les câbles supérieurs C1/C2/C3 :

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f\alpha + \Phi X)})$$

$$\Delta\sigma(40.6) = \sigma_{p0} (f\alpha + \Phi * 40.6) = 1440(0,18 * 0.0085 + 0,003 * 40.6)$$

$$\Delta\sigma(x) = 177.59 \text{ Mpa}$$

Pour les câbles inférieurs (Tronçon1+2) :

X=5.83 m

- Calcul de la déviation angulaire :

[Xi,Xj]	Yi	Yj	L'équation y(x)	Y'(X)
[0 ; 5,83]	0,8	0,3	-0, 0147X ² +0,3	-0,0294X

$$\alpha(4.2) = |Y'(5.83)-Y'(0)| + \alpha(0)$$

$$\alpha(4.2) = |-0.171-0| + 0$$

$$\alpha(4.2) = 0.171 \text{ rad}$$

- Exemple de calcul des pertes par frottement pour les câbles inférieurs C6/C7 :

$$\Delta\sigma(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{-(f\alpha + \Phi X)})$$

$$\Delta\sigma(40.6) = \sigma_{p0} (f\alpha + \Phi * 11.47) = 1440(0,18 * 0.01 + 0,003 * 40.6)$$

$$\Delta\sigma_{frott}(x) = 177.98 \text{ Mpa}$$

Les autres résultats se trouvent dans l'Annexe B en détail.

I.1.1.1 Pertes dues au recul à l'ancrage :

Cette perte de tension résulte du glissement de l'armature par rapport à son ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage. Son influence diminue à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance « d » à partir de laquelle la tension demeure inchangée

$$\Delta \sigma_{\text{rec}} = 2\sigma_{p0} K (d - x)$$

Avec :

- σ_{p0} : contrainte initiale.
- $\Delta \sigma$: la perte de tension due au recul d'ancrage.
- g : l'intensité du recul à l'ancrage (6 mm pour notre cas)

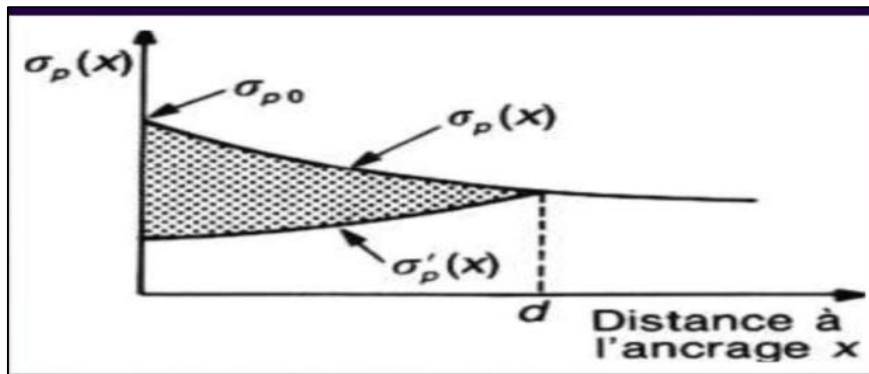


Figure V.16: diagramme représentatif des pertes instantanées

$$\text{Avec } d = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_{p0} \kappa}}$$

La qualité $g E_p$ représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur d ,

- d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
- K : un coefficient tel que :

$$\kappa = \frac{\beta f}{l} + \Phi$$

❖ Exemple de calcul :Pour les câbles C1/C2/C3/C5/C6 :

$$X=0 \text{ m}$$

$$\beta = 0$$

$$K = \frac{\beta f}{l} + \phi = \frac{0 \times 0,18}{40,66} + 0,003 = 0,003$$

On a trouvé la distance d(m) en utilisant deux méthodes :

$$\text{Numérique : } \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_{p0} \kappa}} = \sqrt{\frac{6.190000}{1440 \times 0.003}} = 16.2 \text{ m}$$

Graphique, (En utilisant Autocad, pour le calcul des surfaces des triangles)
d'où d=16.19m

$$\Delta \sigma_{rec}(0) = 2 \times \sigma_0 \times K \times (d - X)$$

$$\Delta \sigma_{rec}(0) = 2 \times 1440 \times 0,003 \times (16,19 - 0)$$

$$\Delta \sigma_{rec}(0) = 139.88 \text{ MPa .}$$

Un tableau récapitulatif des résultats détaillés se trouve dans l'Annexe .

V.4.6.2 Pertes par raccourcissement du béton :

Supposons qu'une pièce soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte. La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuant câble par câbles, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la pièce et du premier câble, de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et les deux premiers câbles et ainsi de suite.

Selon le BPEL, la perte due au raccourcissement du béton est donnée par la formule suivante :

$$\Delta \sigma_{racc} = \sum \frac{\kappa \Delta \sigma_{bj}}{E_{ij}}$$

Avec :

- σ_{bj} : désignant la variation de contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous les diverses actions permanentes appliquées au jour j.
- Le coefficient K : $K = \frac{(n-1)}{2n}$ avec n : nombre des câbles

❖ Exemple de calcul :Pour les câbles supérieurs C1/C2/C3:

$$X=40.6 \text{ m}$$

$$M_p = 0.131 \text{ MN.m}$$

$$B = 15.38 \text{ m}^2$$

$$I=3.6 \text{ m}^4 \quad e=0,5\text{m}$$

$$P=(p_0 - (\Delta\sigma_{frott} + \Delta\sigma_{recul}))= 4.1033 \text{ MN}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{B} + \frac{p e^2}{I} + \frac{M e}{I} = \frac{4.1033}{15.38} + \frac{4.1033 \times 0.5^2}{3.6} + \frac{(0.131) \times 0.5}{3.6} = 0.57 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{racc} = \sigma_b \times 5.7 \times \frac{16-1}{2 \times 16} = 1.62 \text{ MPa.}$$

Un tableau récapitulatif des résultats détaillés se trouve dans l'Annexe B

V.4.7. Tableau récapitulatif des pourcentages des pertes instantanées pour les câbles de la nappe supérieure du tronçon 1 .

$$\Delta\sigma_i = (6. \Delta\sigma(C1/C2/C3) + 2\Delta\sigma(C4))/8$$

Tableau V. 3: pourcentages des pertes instantanées pour les câbles C1.C2.C3.C4

X (m)	$\Delta\sigma_{frott}$ (MPa)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)	$\sum \Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	% des pertes
0	49.31	104.91	1.62	155.84	10.82
11.4	98.96	30.68	-6.06	123.59	8.58
17.86	127.94	0	1.88	129.82	9.01
30.56	182.99	0	-1.42	181.57	12.61
40.6	226.89	0	1.51	228.40	15.86

V.4.8. Tableau récapitulatif des pourcentages des pertes instantanées pour les câbles de la nappe inférieure du tronçon 1 .

$$\Delta\sigma_l = (4. \Delta\sigma(C5/C6) + 4\Delta\sigma(C7/C8))/8$$

Tableau V. 4: pourcentages des pertes instantanées pour les câbles C5.C6.C7.C8

X (m)	$\Delta\sigma_{frott}$ (MPa)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)	$\sum \Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	% des pertes
0	110.28	69.94	1.411	181.64	12.61
11.4	161.35	20.91	-11.24	171.01	11.87
17.86	189.25	0	0.037	189.29	13.14
30.56	244.90	0	-1.511	243.39	16.90
40.6	288.25	0	0.61	288.86	20.06

V.4.9. Tableau récapitulatif des pourcentages des pertes instantanées pour les 16 câbles du tronçon 1.

Tableau V. 5: pourcentage des pertes instantanées des 16 câbles

$\Sigma \Delta\sigma_{inst\ inf}$ (MPa)	$\Sigma \Delta\sigma_{inst\ sup}$ (MPa)	Moyen des pertes des câbles supérieurs et inférieurs (MPa)	% des pertes instantanées
181.64	155.84	168.74	11.718
171.01	123.59	147.31	10.229
189.29	129.82	159.56	11.080
243.39	181.57	212.48	14.755
288.86	228.40	258.63	17.960

V.4.10. Pertes de tension différées :

V.4.10.1 Pertes de tension dues au retrait du béton :

Le retrait de béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, due à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce retrait a lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \varepsilon_r \times (1 - r(t_0))$$

- E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte $E_p = 190000$ MPa .
- ε_r : le retrait total du béton, vaut en climat humide 2.10^{-4} (BPEL).

Avec :

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r \times r(t)$$

$$r(t_0) = \frac{t_0}{t_0 + 9r_m} \text{ tel que; } r_m = \frac{B}{A}$$

Tableau V. 6: pertes du au phénomène de retrait

Tronçon	B(cm ²)	P (cm)	r_m (cm)	t_0 (Jour)	$r(t_0)$	ε_r	E_p (Mpa)	$\Delta\sigma_r$ (Mpa)
T01+T02	14110	23660	0.59636	28	0.8391452	0.0002	19000	6.11

V.4.10.2 Perte par relaxation des câbles :

Une armature tendue en permanence et maintenue, après mise en tension, à une longueur constante, subit une perte de contrainte de traction. La valeur finale de la perte de tension due à la relaxation est fonction du temps d'application de la force de précontrainte, de la valeur garantie de la relaxation à 1000 h, et de la valeur de tension initiale de l'armature.

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_0 - \Delta\sigma_i$

- ρ_{1000} : Valeur garantie de la relaxation à 1000 h.
- $\sigma_{pi}(x)$: Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.
- f_{prg} : Contrainte limite de rupture garantie = 1850 MPa
- μ_0 : coefficient pris égal à : 0.43 pour les aciers TBR.

❖ Exemple de calcul :

Pour X=40.6 m

$$U(X) = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}} = \frac{1181.37}{1860} = 0.63514$$

$$\mu_0 = 0,43$$

$$\rho_{1000} = 3\%$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \times \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_{pi}(x)$$

$$\Delta\sigma_p = 0,06 \times 3 \times (0.63514 - 0,43) \times 1181.37 = 43.62 \text{ Mpa}$$

Un tableau récapitulatif des résultats détaillés se retrouve dans l'Annexe B.

V.4.10.3 Pertes par fluage :

Le fluage correspond à une déformation dans le temps à effort constant, la perte due au fluage vaut selon le **BPEL** :

$$\Delta\sigma_{fl} = E_p \times \xi_{fl}(t) = \frac{E_p}{E_{ij}} \times (\sigma_b + \sigma_m)$$

Avec :

- σ_b : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.
- σ_m : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale.

❖ Exemple de calcul :

Pour X= 11,47m

Mp= -26.391 Mn.m

B=14,1m²

I=5,06 m⁴

e=0,64m

$$\sigma_b = \sigma_{g+q} + \sigma_p \times \left(n \times A_p \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{B} \right) \right)$$

$$\sigma_b = \frac{M \times e}{I} + [\sigma_{p0} - (\Delta\sigma_{f ins} + \Delta\sigma_{f rt} + \Delta\sigma_{f fl} + \frac{5}{6} \Delta\sigma_{f relx})] \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{B} \right) \times 16 \times 0,00285$$

$$\sigma_b = 5,26Mpa \quad \text{Avec } W = \left(n \times A_p \times \left(\frac{1}{B} + \frac{e^2}{B} \right) \right) = 0,00693$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 \times 6 \times \frac{5,26}{(1+0,00693)} = 75.96Mpa .$$

Un tableau récapitulatif des résultats détaillés se trouve dans l'Annexe B .

V.4.11.Pertes totales :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{inst} + \Delta\sigma_{Déff}$$

$$\Delta\sigma_{inst} = \Delta\sigma_{frott} + \Delta\sigma_g + \Delta\sigma_{racc}$$

$$\Delta\sigma_{Déff} = \Delta\sigma_{ret} + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} \times \Delta\sigma_{rlax}$$

Tableau V. 7: pourcentage des pertes totales

X (m)		% pertes instantanées	% perte dues aux retrait	% perte dues au relaxation	% perte dues au fluage	% perte totale
Ancrage	0	11.718	0.424	4.027	5.334	20.83
Sur pile(L)	11.4	10.229	0.424	4.282	5.258	19.48
3L/4	17.86	11.080	0.424	4.135	5.174	20.12
Mis travée (L/2)	30.56	14.755	0.424	3.528	6.339	24.46
Sur culée (L=0)	40.6	17.960	0.424	3.029	4.532	25.44

V.4.12.Déduction :

Ayant pris au départ un pourcentage de pertes de précontraintes de 26%, et que le résultat issu des calculs nous donne des pertes près de 25,44%, nous pouvons donc dire que l'estimation des pertes est juste, ce qui valide le nombre de câbles de précontraintes calculés.

V.4.13. Vérification des contraintes :

Cette étape a pour but de vérifier l'ensemble des contraintes engendrées par l'application de l'effort de précontrainte. Les contraintes normales doivent rester inférieures aux valeurs limites admissibles dans chaque section.

V.4.13.1 Phase de construction :

$$\sigma_{bc} \geq \frac{P}{A} + \frac{p e Y_{sup/inf}}{I} + \frac{M Y_{sup/inf}}{I} \geq \sigma_{bt} \text{ Avec :}$$

- σ_{bt} : Contrainte admissible de traction
- σ_{bc} : Contrainte admissible de compression
- M : moment fléchissant sous poids propre.
- P : valeur de la précontrainte initiale.

D'où $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$

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

$$\sigma_{bt2} = -0.7 \times f_{t28} = -0.7 \times 3 = -2.1 \text{ MPa section d'enrobage}$$

Les tableaux des résultats détaillés se retrouvent dans l'Annexe B

Tableau V. 8: vérification des contraintes au cours de construction

Les contraintes maximales (Mpa)			Vérification	
Phase	Max	Min	Max	Min
1	7.42	-1.44	OK	OK
2	10.84	-0.60	OK	OK
3	10.12	-1.94	OK	OK
4	9.26	-0.35	OK	OK
5	8.94	-1.18	OK	OK
6	10.00	-1.58	OK	OK
7	9.87	-1.78	OK	OK
8	9.79	-2.03	OK	OK
9	9.52	-2.19	OK	OK
10	9.36	-0.24	OK	OK
11	9.36	-0.24	OK	OK

V.4.13.2 Phase de service :

$$\sigma_{bc} \geq \frac{P}{A} + \frac{p e Y_{sup/inf}}{I} + \frac{M Y_{sup/inf}}{I} \geq \sigma_{bt}$$

Avec :

- **M** : Moment en service généré par application des charges (CP+CCP+Q+T).et à vide (CP+CCP+T)
- **P** : valeur de la précontrainte après pertes.

Etat à vide : On prend en considération seulement le poids propre de tablier

Etat en service : On prend en considération les charges et les surcharges

Avec :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bt1} = -1,5 \times f_{t28} = -1,5 \times 3 = -4,5 \text{ MPa hors section d'enrobage.}$$

Tableau V. 9: Vérification des contraintes en service sous $G+\Delta\theta$ avec p après pertes instantanées

		M(KN.m)	e(m)	B(m)	v'(m)	i (m4)	y(m)	σ sup(Mpa)	σ inf(MPa)
T1	0	-60.8	0.28	15.38	-0.85	3.6	0.8	6.84	-0.04
	L/2	8505.05	-0.14	7.3	-0.84	1.29	0.56	7.80	6.75
	pile	-19487.5	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	6.40	0.17
	Ancrage	1920.17	0	10.48	-0.82	1.49	0.572	5.88	4.07
T2	L/2	10032.83	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	6.59	8.56
	Appui	-26506.7	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	5.19	1.88
	Ancrage	-7617.33	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	2.26	9.31
T3	L/2	7791.71	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.62	10.02
	Pile	-33632.1	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	3.96	3.61
	Ancrage	-7116.16	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	2.45	9.03
T4	L/2	7204.94	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.36	10.41
	Pile	-32805.9	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	4.11	3.41
	Ancrage	-5877.07	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	2.93	8.35
T5	L/2	7777.08	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.61	10.03
	Pile	-25061.2	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	5.44	1.53
	Ancrage	-6220.25	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	2.79	8.54
T6	L/2	7802.06	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.62	10.02
	Pile	-33654	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	3.96	3.62
	Ancrage	-6411.96	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	2.72	8.64
T7	L/2	7862.04	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.65	9.98
	Pile	-26708.4	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	5.15	1.93
	Ancrage	-6710.43	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	2.61	8.81
T8	L/2	8310.23	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.84	9.69
	Pile	-26664.1	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	5.16	1.92
	Ancrage	-6838.83	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	2.56	8.88
T9	L/2	7476.16	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.48	10.23
	Pile	-37022.5	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	3.38	4.44
	Ancrage	-7073.66	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	2.47	9.01
T10	L/2	10693.19	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	6.88	8.13
	Pile	-29576.9	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	4.66	2.63
	Ancrage	-5835.8	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	2.94	8.32
T11	L/2	7637	-0.14	7.3	-0.84	1.29	0.56	7.42	7.32
	Appui	954.68	0.28	15.38	-0.85	3.6	0.8	7.07	-0.28
							Max	10.41	OK
							Min	-0.28	OK

Tableau V. 10: Vérification des contraintes en service sous $G+\Delta\theta$ avec p infinie

		M(KN.m)	e(m)	B(m)	v'(m)	i (m ⁴)	y(m)	σ sup(Mpa)	σ inf(MPa)
T1	0	-60.8	0.28	15.38	-0.85	3.6	0.8	6.22	-0.04
	L/2	8505.05	-0.14	7.3	-0.84	1.29	0.56	7.43	5.64
	PILE	-19487.5	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	5.51	0.59
	Ancrage	1920.17	0	10.48	-0.828	1.49	0.572	5.41	3.61
T2	L/2	10032.83	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	6.39	7.19
	Pile	-26506.7	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	4.30	2.29
	Ancrage	-7617.33	0.002	10.48	-0.828	1.49	0.572	1.79	8.85
T3	L/2	7791.71	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.41	8.65
	Pile	-33632.1	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	3.08	4.03
	Ancrage	-7116.16	0.002	10.48	-0.828	1.49	0.572	1.98	8.57
T4	L/2	7204.94	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.16	9.04
	Pile	-32805.9	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	3.22	3.83
	Ancrage	-5877.07	0.002	10.48	-0.828	1.49	0.572	2.46	7.89
T5	L/2	7777.08	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.41	8.66
	Pile	-25061.2	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	4.55	1.94
	Ancrage	-6220.25	0.002	10.48	-0.828	1.49	0.572	2.32	8.08
T6	L/2	7802.06	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.42	8.65
	Pile	-33654	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	3.08	4.03
	Ancrage	-6411.96	0.002	10.48	-0.828	1.49	0.572	2.25	8.18
T7	L/2	7862.04	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.45	8.61
	Pile	-26708.4	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	4.27	2.34
	Ancrage	-6710.43	0.002	10.48	-0.828	1.49	0.572	2.14	8.35
T8	L/2	8310.23	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.64	8.32
	Pile	-26664.1	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	4.28	2.33
	Ancrage	-6838.83	0.002	10.48	-0.828	1.49	0.572	2.09	8.42
T9	L/2	7476.16	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	5.28	8.86
	Pile	-37022.5	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	2.50	4.85
	Ancrage	-7073.66	0.002	10.48	-0.828	1.49	0.572	2.00	8.55
T10	L/2	10693.19	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	6.67	6.76
	Pile	-29576.9	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	3.78	3.04
	Ancrage	-5835.8	0.002	10.48	-0.828	1.49	0.572	2.47	7.86
T11	L/2	7637	-0.14	7.3	-0.84	1.29	0.56	7.05	6.20
	Appui	954.68	0.28	15.38	-0.85	3.6	0.8	6.45	-0.28
							Max	9.04	OK
							Min	-0.28	OK

Tableau V. 11: Vérification des contraintes en service sous $G+D240+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta$ avec p après pertes instantanées

		M(KN.m)	e(m)	B(m)	v'(m)	i (m ⁴)	y(m)	σ sup(MPa)	σ inf(MPa)
T1	0	-161.39	0.28	15.38	-0.85	3.6	0.8	6.82	-0.02
	L/2	17363.85	-0.14	7.3	-0.84	1.29	0.56	11.64	0.98
	PILE	-26391.2	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	5.21	1.85
	Ancrage	8272.58	0	10.48	-0.82	1.49	0.572	8.32	0.54
T2	L/2	20401.58	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	11.09	1.81
	Pile	-32920.6	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	4.09	3.44
	Ancrage	-12670.8	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.32	12.12
T3	L/2	18342.49	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	10.20	3.15
	Pile	-41092	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	2.68	5.43
	Ancrage	-12258	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.48	11.89
T4	L/2	17277.89	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	9.74	3.85
	Pile	-39872.3	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	2.89	5.13
	Ancrage	-11143.5	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.90	11.27
T5	L/2	18160.15	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	10.12	3.27
	Pile	-31541.8	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	4.32	3.10
	Ancrage	-11376.5	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.81	11.40
T6	L/2	18390.23	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	10.22	3.12
	Pile	-40681.5	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	2.75	5.33
	Ancrage	-11616.8	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.72	11.54
T7	L/2	18633.28	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	10.32	2.96
	Pile	-33427.1	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	4.00	3.56
	Ancrage	-11994.8	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.58	11.75
T8	L/2	19240.99	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	10.59	2.57
	Pile	-33361.5	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	4.01	3.55
	Ancrage	-12237.8	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.48	11.88
T9	L/2	18418.91	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	10.23	3.10
	Pile	-44461.1	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	2.10	6.24
	Ancrage	-12524.5	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.37	12.04
T10	L/2	21421.47	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	11.53	1.15
	Pile	-37537	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	3.29	4.56
	Ancrage	-11935.1	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.60	11.71
T11	L/2	17100.31	-0.14	7.3	-0.84	1.29	0.56	11.53	1.16
	Appui	1741.23	0.28	15.38	-0.85	3.6	0.8	7.24	-0.47
							Max	12.12	OK
							Min	-0.47	OK

Tableau V. 12: Vérification des contraintes en service sous $G+D240+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta$ avec P_{nfinie}

		M(KN.m)	e(m)	B(m)	v'(m)	i (m4)	y(m)	σ_{sup} (Mpa)	σ_{inf} (MPa)
T1	0	-161.39	0.28	15.38	-0.85	3.6	0.8	6.20	-0.02
	L/2	17363.85	-0.14	7.3	-0.84	1.29	0.56	11.27	-0.13
	PILE	-26391.2	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	4.32	2.27
	Ancrage	8272.58	0	10.48	-0.82	1.49	0.572	7.85	0.08
T2	L/2	20401.58	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	10.89	0.44
	Pile	-32920.6	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	3.20	3.85
	Ancrage	-12670.8	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	-0.15	11.66
T3	L/2	18342.49	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	9.99	1.78
	Pile	-41092	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	1.80	5.84
	Ancrage	-12258	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.01	11.43
T4	L/2	17277.89	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	9.53	2.48
	Pile	-39872.3	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	2.01	5.54
	Ancrage	-11143.5	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.43	10.81
T5	L/2	18160.15	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	9.92	1.90
	Pile	-31541.8	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	3.44	3.52
	Ancrage	-11376.5	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.34	10.94
T6	L/2	18390.23	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	10.02	1.75
	Pile	-40681.5	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	1.87	5.74
	Ancrage	-11616.8	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.25	11.08
T7	L/2	18633.28	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	10.12	1.59
	Pile	-33427.1	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	3.11	3.98
	Ancrage	-11994.8	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.11	11.29
T8	L/2	19240.99	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	10.38	1.20
	Pile	-33361.5	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	3.13	3.96
	Ancrage	-12237.8	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.01	11.42
T9	L/2	18418.91	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	10.03	1.73
	Pile	-44461.1	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	1.22	6.66
	Ancrage	-12524.5	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	-0.10	11.58
T10	L/2	21421.47	-0.22	7.3	-0.84	1.29	0.56	11.33	-0.22
	Pile	-37537	0.64	14.11	-1.23	5.06	0.87	2.41	4.98
	Ancrage	-11935.1	0.002	10.48	-0.82	1.49	0.572	0.13	11.25
T11	L/2	17100.31	-0.14	7.3	-0.84	1.29	0.56	11.16	0.04
	Appui	1741.23	0.28	15.38	-0.85	3.6	0.8	6.62	-0.46
							Max	11.66	OK
							Min	-0.46	OK

V.5.Conclusion

D'après les tableaux ci-dessus, on constate que les contraintes à la phase de construction, ainsi qu'à la phase d'exploitation, sont vérifiées. Ainsi notre ouvrage travaille en sécurité.

CHAPITRE VI

FERRAILLAGE DE LA DALLE

VI.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons calculer les quantités d'armature nécessaires pour le ferraillage des différentes sections de la dalle selon les règlements B.A.E.L.91 révisé 99 et B.P.E.L 91 révisé 99

VI.2.Ferraillage longitudinale de la dalle :

Dans le sens longitudinal, les efforts de traction sont repris principalement par la précontrainte, son premier rôle est de combler la faiblesse du béton à supporter ces efforts. Et de ce point la dalle ne nécessite pas de ferraillage passif longitudinal, cependant la condition de non-fragilité du béton exige une quantité minimum d'armature pour palier le problème de fissuration du béton.

VI.2.1.Condition de non-fragilité

Selon le règlement B.A.E.L.91, la condition de non-fragilité s'écrit :

$$A_s \min \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$d = 0.9h; b = 1 \text{ ml}; f_{tj} = 3 \text{ Mpa}; f_e = 500 \text{ Mpa}$$

Donc :

$$A_s \min \text{ mis travée} \geq (0.23 \times 1 \times 0.9 \times 1.4 \times \frac{3}{500}) \times 10^4$$

$$A_s \min \geq 17.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\color{blue}{\oplus} A_s \text{ retenu mis travée} = 18.1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \text{ sur pile} \geq (0.23 \times 1 \times 0.9 \times 2.1 \times \frac{3}{500}) \times 10^4$$

$$A_s \min \geq 26.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\color{blue}{\oplus} A_s \text{ retenu sur pile} = 26.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

VI.2.2.Vérification des sections tendues :

Dans le précédent chapitre « Étude de la précontrainte », nous avons trouvé sur pile du tronçon 10 une contrainte de traction de -2.27 MPa en phase de réalisation (CS 10) . Donc on doit vérifier que le ferraillage précédent soit suffisant.

$$\frac{2.27}{8.12} = \frac{x}{2.1 - x} \rightarrow x = 0.46 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{(2.27 \times 0.46) / 2}{500 / 1.15} = 12.08 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s \min \dots\dots \text{c'est vérifier}$$

VI.3.Détermination des moments transversaux :

Le calcul des efforts transversaux dans la dalle se fait avec le logiciel MIDAS CIVIL.

Les moments transversaux les plus défavorables sont obtenus par la combinaison d'actions :

- À l'État Limite Ultime (E.L.U.) : $1.35 G+1.35D+240+0.9T+0.75\Delta\theta$
- À l'État Limite de Service (E.L.S.): $G+1.2Bt+0.6\Delta T+0.5\Delta\theta$

VI.3.1.Ferraillage de la flexion transversal :

- ✓ La fissuration est supposée préjudiciable donc le dimensionnement des armatures se fait à l'ELS.
- ✓ L'utilisation d'un modèle numérique (sur logiciel Midas Civil) nous a permis de calculer la section d'armature nécessaires

VI.3.1.1 Section à mi-travée (S01)

Le moment maximal obtenue est sous la combinaison $G+1.2Bt+0.6\Delta T+0.5\Delta g$

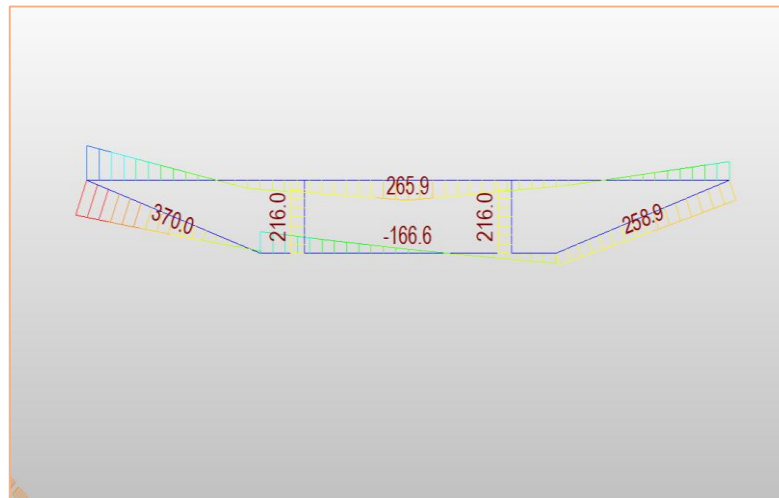


Figure .VI 2:diagramme de moment transversale maximale ELS

$$\sigma_{bc adm} = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st adm} = \min \{0.5f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}})\} = 250 \text{ Mpa}$$

$$X = \frac{15\sigma_{bc adm}}{15\sigma_{bc adm} + \sigma_{st adm}} \cdot d = 0.16, d = 0.9h = 0.27 \text{ m},$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.22 \text{ m} \rightarrow M_1 = 0.5 b X \sigma_{bc adm} \cdot Z = 0.422 \text{ MN.m.}$$

❖ Ferraillage de la partie supérieure :

D'ou : $M_{ser} \leq M_1$ S.S.A.C (sans acier comprimé)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_{st adm}} = 48.34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✚ $A_s \text{ retenu } \textit{partie sup} = 53.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ c'est l'équivalent de 17HA20 sur deux nappes/ml avec un espacement de $st = 15 \text{ cm}$

❖ Vérification à l'E.L.S:

On a : $M_{ser} = 0.2659 \text{ MN.m}$; On est dans le cas des fissurations préjudiciables. On doit s'assurer que les contraintes ne dépassent pas les contraintes admissibles pour le béton et l'acier.

- ❖ Détermination de la position de l'axe neutre de la section par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{bX^2}{2} - nA_s(d - x) \rightarrow x = 0.142 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{5ser}}{I} x \rightarrow I_1 = \frac{bx^3}{3} + nA_s(d - x)^2 = 3.27 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 11.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 24 \text{ MPa} \dots\dots \text{Ok}$$

$$\rightarrow \sigma_{st} = n \frac{M_{5ser}}{I_1} (d - x) < \bar{\sigma} \rightarrow 156.12 \text{ MPa} < 250 \text{ MPa} \dots\dots \text{Ok}$$

VI.4. Justification aux contraintes tangentielles :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales. Il est théoriquement nécessaire d'effectuer les vérifications aux états limites ultime et de service,

VI.4.1. Détermination de l'effort tranchant :

La détermination des efforts tranchants aux différentes sections de la dalle se fait avec le logiciel MIDAS.

La combinaison qui donne l'effort tranchant le plus défavorable est :

$$\text{A L'ELU : } 1.35 (G+D240) + 0.9T + 0.75\Delta\theta$$

- ❖ **Vérification de l'effort tranchant due à la précontrainte :**

Sous l'effort de la précontrainte, deux effets à prendre en compte :

- **Effet isostatique :**

Les actions s'exerçant sur l'élément se réduisent aux composantes verticales de tous les efforts appliqués.

- Un effort tranchant positif.
- Une composante verticale du précontrainte **P sin α** qui vient se retrancher à l'effort tranchant.

On aura : $V = P \sin \alpha$

- **Effet hyperstatique :**

A cette action, on doit ajouter l'effort tranchant du moment hyperstatique de précontraint, et il vaut :

$$V = \frac{dM}{dx}$$

- **Effet Resal :**

On ne tient pas en compte ce dernier car le tablier est à hauteur constante (section plane)

- **Calcul du cisaillement à l'état limite de service :**

$$\tau_r = \frac{V_r \times S}{I \times b_n}$$

Tel que :

- **V**: L'effort tranchant maximal calculé selon la combinaison de L'ELS
- **S**: Moment statique (m^3)
- **I**: Moment d'inertie (m^4)
- **b_n** : L'épaisseur de l'âme

$$V_r = V_G + V_Q - P \sin(\alpha) = 3,37 \text{ MN}$$

- **Détermination des contraintes de cisaillement admissibles (BPEL) :**

$$\tau_1^2 = 0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\tau_1^2 = \frac{2 \times f_{tj}}{f_{cj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x)$$

Par une application numérique (La section S4) :

$$b_n = 8,16 \text{ m}$$

$$S = 2,45 \text{ m}^3$$

$$I = 1,49 \text{ m}^4$$

$$\sigma_x = \frac{P \cos(0,041)}{10,44} = \frac{48,59 \times \cos(0,041)}{10,44} = 4,65 \text{ MPa}$$

$$\tau_r = 0,67 \text{ MPa}$$

Vérifications :

$$\tau_1^2 = 9,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_2^2 = 17,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \text{Min}(\tau_1; \tau_2) = \text{Min}(3,029; 4,2)$$

$$\tau_r \leq \tau_{adm} \quad \text{Donc c'est vérifier}$$

VI.4.2. Ferrailage de la section sur l'appui intermédiaire :

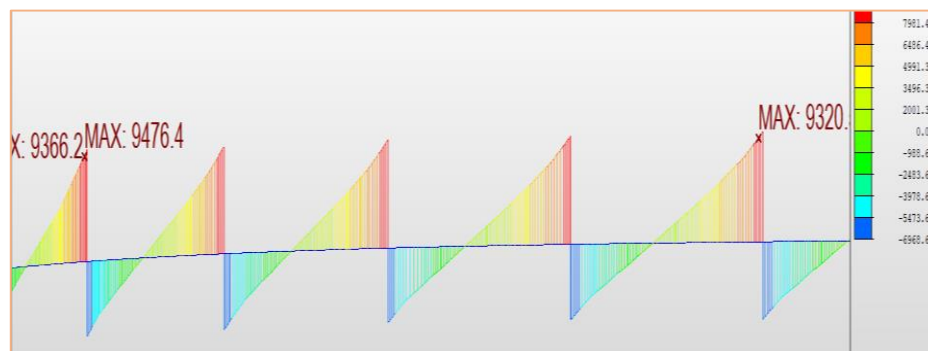


Figure .VI 2: valeur de l'effort tranchant sous combinaison 1.35(G+D240+0.9T+0.75 Δ0)

À l'E.L.U.: $V_{u\max} = 9.47 \text{ MN}$

On doit assurer que : $\tau_{u\max} \leq \bar{\tau}_u$

$$Tq : \tau_{u\max} = \frac{V_{u\max}}{b \times d}, \alpha = 0.041^\circ, P = P_0 - \Delta P = 48.96 \text{ MN}.$$

Application numérique :

$$V_{u\max} = V_u - P \sin(\alpha) \rightarrow V_{u\max} = 9.4 - 48.96 \sin(0.041) \rightarrow V_{u\max} = 7.39 \text{ MN}.$$

$$\tau_{u\max} = 0.58 \text{ Mpa}$$

- Vérification :

Dans le cas de fissuration préjudiciable, nous proposons des armatures droites (90°), donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

Avec :

$$f_{c28} = 40 \text{ Mpa}, \gamma_b = 1.5$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{40}{1.5}; 4 \text{ Mpa}\right) = 4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u\max} = 0.58 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

- Calcul de la section d'acier :

L'espacement S_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme doit vérifier :

- $S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$
- $\frac{A_t}{S_{t1}} \leq \frac{b \times \gamma_s \times (\tau u^r - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} = 72.32 \text{ cm}$

Avec :

- $K = 1$ (flexion simple sans reprise de bétonnage) , $\alpha = 90^\circ$,
- $\tau u^r = \frac{V_{ur}}{b \times d} = \frac{6.61}{6.78 \times 0.9 \times 2.1} = 0.52 \text{ Mpa}$
- $S_{t2} \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}), S_{t2} = 40\text{cm}$
- $\frac{A_t}{S_{t3}} \leq \frac{0.4 \times b}{f_e} = 54.24 \text{ cm}$

D'autre part le diamètre des armatures d'âme doit être inférieure aux valeurs suivantes :

- $\Phi_t \leq \min(h/35, b/10, \Phi_l)$
- $\Phi_t \leq 16 \text{ mm}$, d'où on va prendre $\Phi_t = 16 \text{ mm}$

$S_t \text{ retenu} = 20\text{cm}$

AN : $A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 6.78 \times 0.20}{500} \cdot 10^4$

$A_t \geq 10.85 \text{ cm}^2$

$A_t \text{ retenu} = 12.06 \text{ cm}^2$ avec 6HA16 st =20cm

Pour le ferrailage de la travée on dispose le même nombre des cadres avec un espacement de 40 cm.

VI.4.3. Ferrailage de la section sur l'appui de rive :

A'E.L.U. :

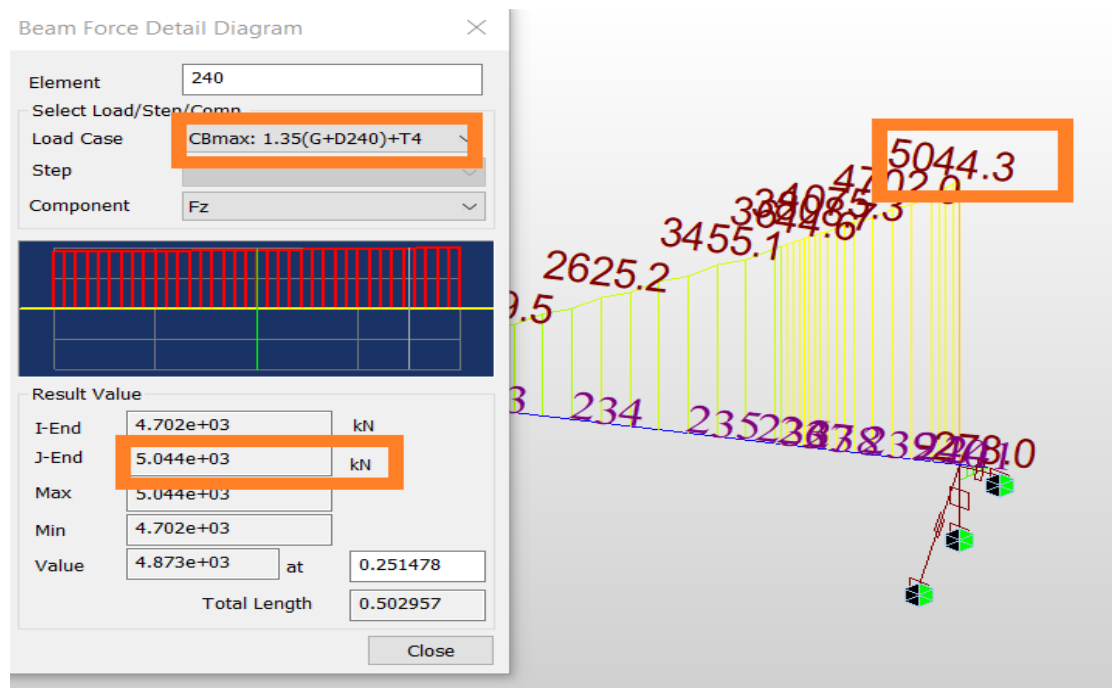


Figure .VI.3: valeur de l'effort tranchant maximale à ELU

On doit assurer que : $\tau_u \leq \tau_u \text{ adm}$

$$\tau_u \text{ adm} = \min\left(0.15 \frac{f_{tj}}{f_e}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

Application numérique :

$$\tau_u \text{ adm} = \min\left(0.15 \frac{3}{500}; 4 \text{ Mpa}\right) = 4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u\text{max}} = \frac{V_{u\text{max}}}{b \times d} = \frac{5.044 - 48.96 \sin(0.041)}{1.51 \times 9.15} = 0.36 \text{ MPA} < 4 \text{ MPA} .$$

$\tau_{u\text{max}} \leq \tau_u \text{ adm} \dots\dots\dots \text{OK}$

On adopte les mêmes étapes de calcul précédentes et on trouve :

$A_t \geq 14.64 \text{ cm}^2$.

$A_t \text{ retenu} = 16.08 \text{ cm}^2$ avec 8HA16 ,st=20 cm .

Résultats :

Appui de rive	Appui intermédiaire
6HA16	8HA16
St = 20 cm	St = 20cm

VI.4.4.Vérification de l'effort tranchant vis à vis de L'ELU :

Cette vérification à L'ELU comporte la vérification d'une part, des bielles de compression, et d'autre part, celle de la résistance des armatures transversales.

VI.4.4.1Vérification des bielles comprimées :

On détermine d'abord l'angle β que forme les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par :

$$tg2\beta = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \text{ Avec } \beta \geq 30^\circ$$

σ_x, σ_y : Représentent les contraintes normales au niveau de CDG

τ_u : contrainte tangentielle ultime réduite

La justification de la compression de la bielle de béton se fait par la formule :

$$\tau_u \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{3\gamma_b} \sin 2\beta, \quad \text{si } \beta = 30^\circ \text{ alors on trouve } \tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

Application numérique :

- $\tau_u = 0.52 \text{ Mpa}$

L'inclinaison des bielles est telle que : $tg2\beta = \frac{2\tau_u}{\sigma_u} \text{ avec } \sigma_u = \frac{P}{S}$

$P_0 = 4.104 \text{ MN}$ $\Delta p = 25.44\%$ $n = 16 \text{ cables}$; $p = 48,96 \text{ MN}$; $\sigma_u = 3.47 \text{ MPa}$

D'ou :

- $\beta = 8.34^\circ < 30^\circ$ on prend $\beta = 30^\circ$
- $\frac{f_{c28}}{6} = 6.67 \text{ MPA}$.

$$0.52 < 6.67 \text{ MPa} \quad \dots \text{OK}$$

VI.4.4.2Vérification de la résistance d'armature transversale :

On a trouvé $A_{t \text{ retenu}} = 12.06 \text{ cm}^2$ c'est l'équivalent de 6HA16

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times s_t \times \gamma_s} \geq \left(|\tau_u - \frac{f_{tj}}{3}| \right) tg\beta$$

Application numérique :

$$\frac{12.06 \times 500}{678 \times 20 \times 1.15} = 0.39 > 0.28 \dots\dots \text{OK}$$

VI.4.4.3 Vérification au voisinage des appuis (BAEL 6 A.5.1.3)

❖ Appui d'about :

La condition de non écrasement du béton de la bielle :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times |V_u|}{b \times a} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- a : la profondeur de la bielle d'about avec: $\frac{3.75 \times V_u}{b_0 \times f_{c28}} \leq a \leq 0.9 d$

On va prendre a= 1.6m

- $\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{b \times a} = \frac{2 \times 7.39}{6.78 \times 1.6} = 1.36 \text{ Mpa}$

- $\frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 21.33 \text{ Mpa}$

1.36 MPa < 21.33 MPa Donc la condition de non écrasement est vérifiée.

❖ Appui intermédiaire :

La condition de non écrasement du béton dans chacune des bielles :

On va prendre a= 1.6m

- $\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{b \times a} = \frac{2 \times 5.01}{9.15 \times 1.6} = 0.68 \text{ Mpa}$

- $\frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 21.33 \text{ Mpa}$

0.68 MPa < 21.33 MPa Donc la condition de non écrasement est vérifiée.

VI.5.Effet de torsion :

Les normes internationales imposent d'utiliser une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui conduit les projeteurs à adopter des sections tubulaires en forme de caisson.

La torsion résulte :

Les poutres sont soumises à une torsion lorsque le centre de torsion ne coïncide pas avec le point d'application de la charge.

- Des charges dissymétriques :
 - Permanentes.
 - D'exploitation et accidentelle (action du vent et de séisme).
 - Les courbures en plan du tablier.

Il est nécessaire de disposer d'une section fermée pour résister à la torsion. Ce cas se présente notamment lorsque le tracé en plan de l'ouvrage est courbe.

Centre de torsion :

Point où le moment des forces engendrées par les contraintes dues à l'effort tranchant est nul.

- Le moment de torsion extérieur « T » est équilibré par 2 moments de torsion intérieure de nature différente :

A- Torsion uniforme de Saint Venant :

Le moment est résultant de la formation d'un flux de cisaillement fermé à l'intérieur de la section.

B- Torsion non uniforme (torsion gênée) :

Le moment est résultant de la formation de contraintes tangentielles dues à des variations de contraintes normales dans la direction longitudinale de l'élément dues au seul moment de torsion. Ces contraintes normales représentent la résistance au gauchissement de la section.

Remarque :

Les éléments en BA sont justifiés uniquement vis-à-vis de la torsion uniforme de St Venant. (Car les ouvrages en béton armé (massif à profil fermé) ne sont pas sensibles au phénomène de gauchissement).

VI.5.1.Ferraillage de la section sous sollicitations d'effort de torsion libre et uniforme

Le moment de torsion, $M_t = M_{max} = 6.7 \text{ MN.m}$.

Il est engendré par la combinaison : $1.35 G + 1.6 Bc + 0.9 \Delta T + 0.75 \Delta g$

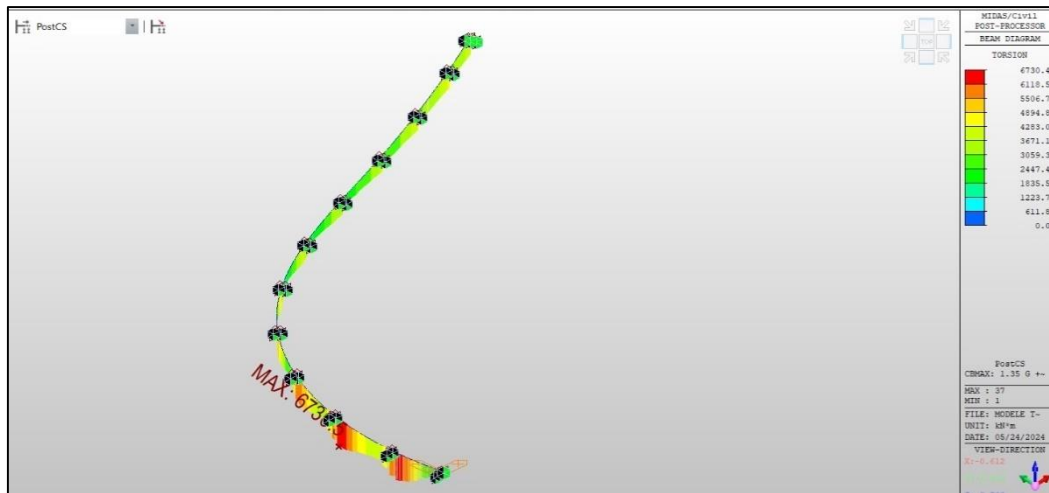


Figure .VI.4:valeur maximale de moment de torsion (KN.m)

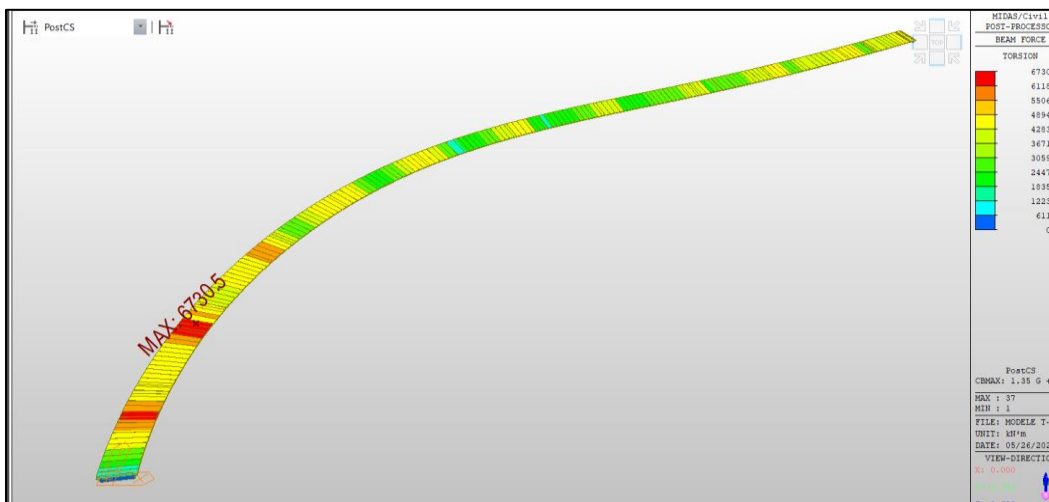


Figure .VI.5:valeur maximale de moment de torsion (KN.m)

La contrainte de cisaillement due à cette torsion pour une section tubulaire creuse est donnée par la formule suivante selon le **B.A.E.L 91 révisé 99**Article A5.4 et **B.P.E.L 91-99** A7.6

$$\tau_{uT} = \frac{T_u}{2 \times \Omega \times b}$$

- T_u est le moment de torsion (KN.m) .
- b est l'épaisseur de la paroi (m).
- Ω est l'aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois (m²)
- **La torsion au niveau de la section pleine :**

D'après **B.A.E.L 91**révisé 99 Art A5.4.22 : Pour un profil plein de forme convexe, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente. Dont l'épaisseur de paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur. La contrainte de torsion se calcule alors comme pour les sections creuses.

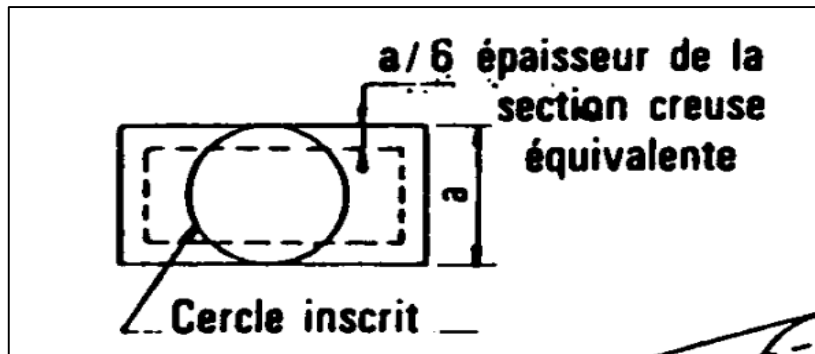


Figure .VI.6:Epaisseur de la section creuse équivalente (B.A.E.L)

VI.5.1.1 Calcul d’armature longitudinale pour la torsion :

Pour les pièces soumises uniquement à des efforts tangents :

$$\frac{\sum Al}{U} \cdot f_{ed} = \frac{T_u}{2 \times \Omega}$$

D’ou
$$\sum Al = \frac{T_u \times U}{2 \times \Omega \times f_{ed}}$$

Le % minimal se calcul par :

$$\frac{\sum Al}{b_0 \times U} \cdot f_e \geq 0.4 \text{ Mpa}$$

D’ou :
$$\sum Al_{min} = \frac{0.4 \times U \times b_0}{f_e}$$

Avec :

- $\sum Al$: la somme des sections des aciers longitudinaux
- U : le périmètre du contour d’air

Sections	Section sur pile S6
M torsion (MN.m)	6,7
U(m)	16,33
$\Omega(\text{m}^2)$	11,15
f_{ed} (MPa)	434,78
Al(cm ²)	112,17
Al min(cm ²)	45,30
b_0 (m)	0,35
Pourtour (m)	17,32
As (cm ² /ml)	6,476
$A_{s \text{ retenu}}$ (cm ² /ml)	8,04

VI.5.1.2 Calcul d’armature transversale pour la torsion :

Tout le pourtour seront cousus par des armatures transversales tel que :

Pour une seule paroi d’épaisseur b_0

$$\frac{A_t}{S_t} \cdot f_{ed} = \frac{T_u}{2 \times \Omega}$$

D'ou

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T_U}{2 \times \Omega \times f_{ed}}$$

Le % minimal se calcul par :

$$\frac{A_{t \min}}{S_t} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e}$$

Avec :

- A_t : section d'un cours d'armatures situées dans la largeur prise en compte pour le calcul de la contrainte tangente de torsion

Sections	S6
M torsion (max)	6,66
S_t (m)	0,40
Ω (m ²)	11,15
f_{ed} (MPa)	434,78
b0 (m)	0,35
0.9 d (m)	1,68
A_t/S_t (cm ² /cm)	6,87
$A_t/S_t \min$ (cm ²)	2,77
$A_t \text{ retenu}$ (cm ² /ml)	9.24

❖ Vérification de la compression des bielles de béton :

- Pour une section creuse : $\tau_{uv} + \tau_{ut} < \tau_{adm}$
- Pour une section pleine : $\tau_{uv}^2 + \tau_{ut}^2 < \tau_{adm}^2$

Section pleine sur pile S6	
Mt max (MN.m)	6,7
b(m)	6,78
h(m)	2,08
a/6	0,35
U(m)	16,33
Ω (m ²)	11,15
τ_{uT} (Mn. m)	0,86
Vérification section pleine :	
τ_{uv}^2	0,337
τ_{uT}^2	0,741
$\tau_{uv}^2 + \tau_{uT}^2$	1,078
τ_{adm}^2	16
Observation	Vérifié

VI.5.1.3 Synthèse des résultats :

❖ Armatures longitudinales pour la sollicitation combinée ‘flexion longitudinale + torsion :

✚ $A_S \text{ sur pile} = A_{S \text{ flx long}} + A_{S \text{ Torson}} = 26.14 + 8.04 = 34.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$, c’est l’équivalent de 2(9HA16) /ml avec un espacement st de 15cm

✚ $A_S \text{ mis travée} = A_{S \text{ flx long}} + A_{S \text{ Torson}} = 18.1 + 8.04 = 26.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$, c’est l’équivalent de 13HA16 sur deux nappes /ml avec un espacement st de 15cm

❖ Armatures transversales pour la sollicitation combinée ‘effort tranchant + torsion’

✚ $A_t \text{ sur pile}(\text{retenu}) = A_{tv} + A_{\text{torsion}}$; c’est l’équivalent de 2×8HA20 avec un espacement de 15cm .

✚ $A_t \text{ mis travée}(\text{retenu}) = A_{tv} + A_{\text{torsion}}$; c’est l’équivalent de 2×8HA20 avec un espacement de 15cm .

✚ $A_v(\text{retenu}) = 8 \text{ HA16}$

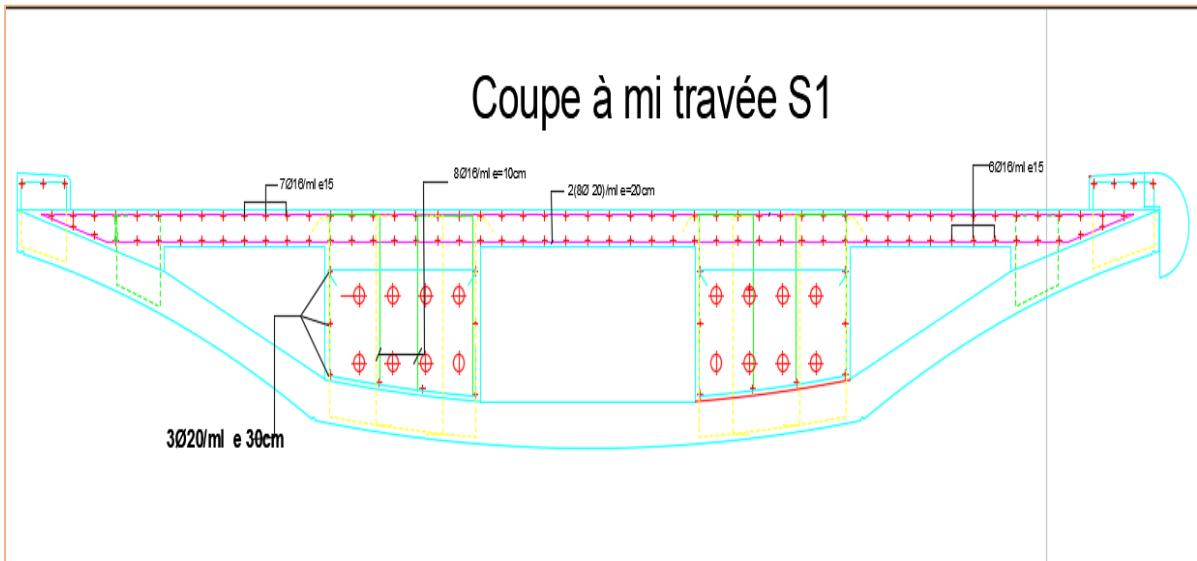


Figure .VI.7: plan de ferrailage -coupe transversale S01

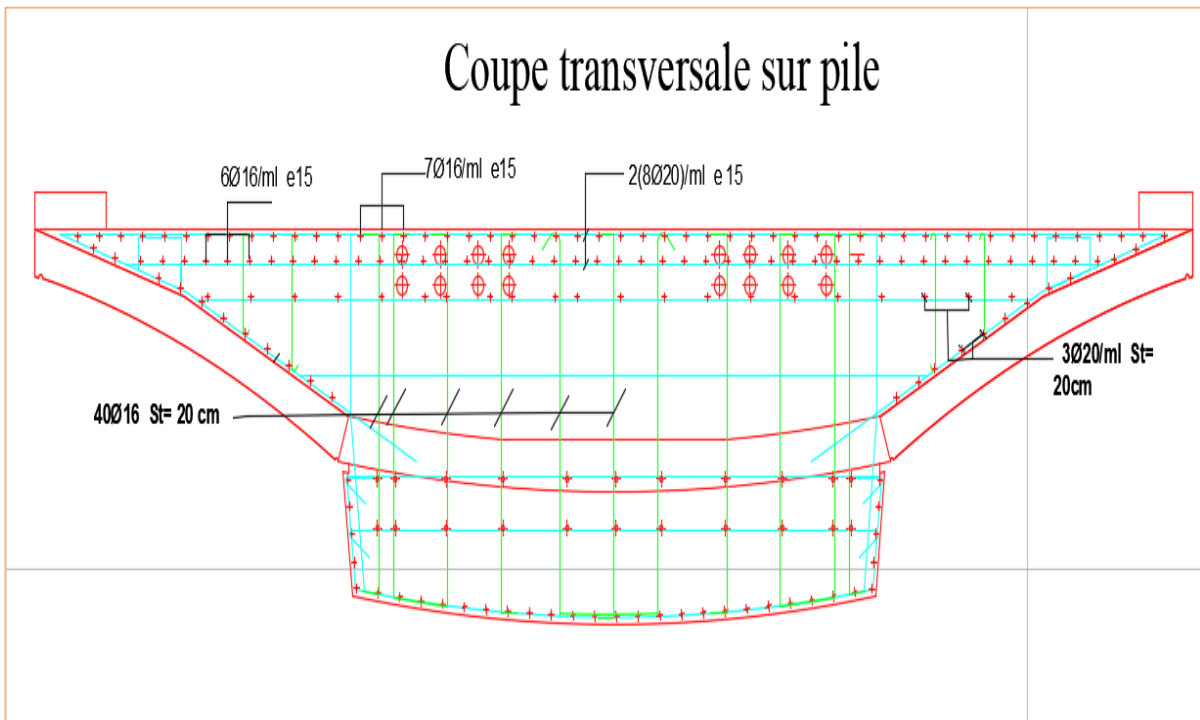


Figure .VI.8:Plan de ferrailage- coupe transversale section sur pile

VI.6.Vérification et ferraillage de la zone d'about :

VI.6.1.Généralité :

Lorsque des armatures de précontrainte sont ancrées dans une section S_a d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes ne peut être obtenue à partir des hypothèses usuelles de résistance des matériaux du fait que les conditions du principe de Saint-Venant ne sont pas satisfaites au voisinage de S_a .

La zone d'ancrage des câbles de précontrainte doit être spécialement conçue pour que les forces de précontrainte soient transmises à l'ouvrage en toute sécurité et pour que la mise en tension peut être exécutée sans aucune difficulté.

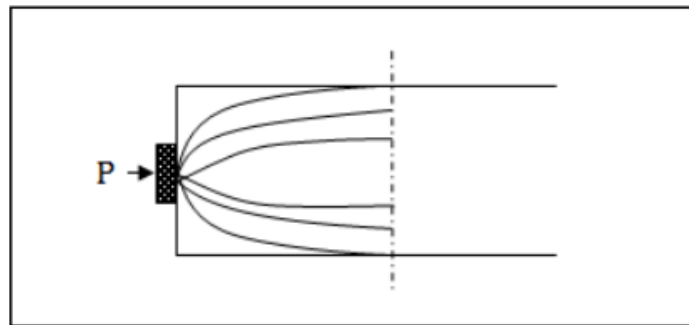


Figure .VI.9:Déffusion des contraintes

VI.6.2.Zone de régularisation des contraintes :

L'effort à l'ancrage introduit sur la poutre une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la poutre. Au bout d'une certaine distance l_r appelé **longueur de zone de régularisation**, on admet que le principe de Saint-venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire.

Les règles de **B.P.E.L. 91** commencent par dissocier dans la zone de régularisation l'effet de l'ancrage des armatures, des effets de l'effort tranchant et de la réaction d'appui

- ✓ **Les effets locaux**, qui se produisent au voisinage des corps d'ancrage à chaque niveau d'ancrage (effets de surface, effet d'éclatement).
- ✓ Les effets de la distribution des corps d'ancrage, qui sont étudiés en évaluant les efforts globaux dits **d'équilibre général** appliqués à des sections de la zone de régularisation parallèles à la fibre moyenne de la pièce.

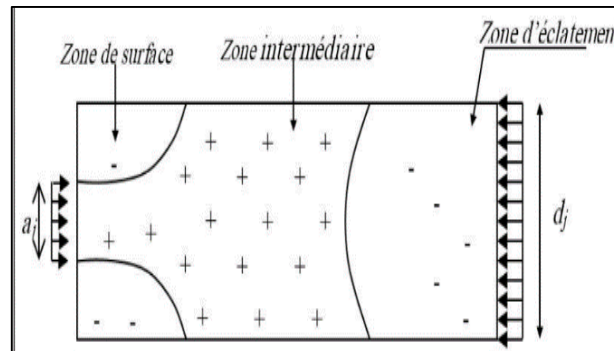


Figure .VI10: Les trois zones dangereuses de système d'ancrage

VI.6.2.1 Frettage primaire :

Un frettage primaire type est donné dans les fiches techniques du système d'ancrage **DYWIDAG** pour chaque ancrage. Il est sous la forme de frettes spirales ou croisées.

VI.6.2.2 Frettage de surface :

Les frettages doivent résister aux résultantes des contraintes de traction dues aux effets de la localisation des forces exercées par les ancrages et qui se développent sur des plans passant par ces ancrages.

La mise en tension des câbles se fait à 100%, et dans la zone d'about la force de précontrainte est égale à : **P=3.059 MN**

Selon **B.P.E.L91 Annexe1.2**, La quantité d'armature est donnée par la relation :

$$A_s = 0.04 \times \frac{\text{Max}(F_{j0})}{\sigma_{s \text{ lim}}} \quad \text{Avec :}$$

- F_{j0} représente la force à l'origine ancrée au niveau j du panneau étudié ;
- $\sigma_{s \text{ lim}} = 0.5 \times f_e = 250 \text{ Mpa}$

❖ Horizontalement :

La nappe supérieure : (8 câbles)

$$A_{shs} = 0.04 \times \frac{8 \times 3.059}{250} = 39.15 \text{ cm}^2$$

$$\color{red}{\oplus} A_{s \text{ retenue}} = 39.27 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8\text{HA } 25.$$

La nappe inférieure : (8 câbles)

$$A_{shs} = 0.04 \times \frac{8 \times 3.059}{250} = 39.15 \text{ cm}^2$$

$$\color{red}{\oplus} A_{s \text{ retenue}} = 39.27 \text{ cm}^2 \text{ soit } 8\text{HA } 25.$$

❖ Verticalement :

$$A_{sv} = 0.04 \times \frac{16 \times 3.059}{250} = 78.3 \text{ cm}^2$$

$$\color{red}{\oplus} A_{s \text{ retenue}} = 78.54 \text{ cm}^2 \text{ soit } 16\text{HA } 25.$$

VI.6.2.3 Effet d'éclatement :

Nous déterminons les zones de régularisation, en admettant que la longueur de régularisation l_r est voisine de h . On distingue :

- Une zone de première régularisation pour chaque ancrage à l'intérieur du premier prisme d_i .
- Une zone d'équilibre général.

La justification concerne :

- La vérification des contraintes du béton.
- Le ferraillage d'éclatement.

❖ Contrainte de compression du béton :

La contrainte de compression longitudinale du béton dans la zone de première régularisation σ_{xj} à la distance d_j de la section d'about, est calculée par la formule :

$$\sigma_{xj} = \frac{F_{j0}}{d_j \times b} \leq \frac{2}{3} f_{cj}$$

Avec :

- d_j = La hauteur du prisme associé au niveau d'ancrage j
- f_{cj} : la force à l'origine de l'ensemble des câbles ancrés au niveau j .

Au 28 jours, pour la nappe supérieure et inférieure :

- $\sigma_{xj} = \frac{F_{j0}}{d_j \times b} = \frac{3.059}{0.5 \times 0.5} = 12.24 \text{ Mpa}$
- $\frac{2}{3} f_{cj} = \frac{2}{3} \times 40 = 26.67 \text{ Mpa}$

$$12.24 \text{ Mpa} < 26.67 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \quad \text{donc c'est vérifié.}$$

❖ Contrainte de traction du béton :

La contrainte de traction longitudinale du béton dans la zone de première régularisation à la distance d_j de la section d'about, est calculée par la formule :

$$\sigma_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{F_{j0}}{d_j \times b} \leq 1.25 f_{tj}$$

Avec :

- d_j : La hauteur du prisme associé au niveau d'ancrage j .
- a_j : la dimension de la plaque d'ancrage au niveau j ($a = 0.3 \text{ m}$).
- f_{tj} : la force à l'origine de l'ensemble des câbles ancrés au niveau j .

Au 28 jours, pour la nappe supérieure et inférieure

$$a_{tej} = 0.5 \left(1 - \frac{0.3}{0.5}\right) \frac{3.059}{0.5 \times 0.5} = 2.45 \text{ MPa}$$

$$1.25 f_{tj} = 1.25 \times 3 = 3.75 \text{ Mpa} \quad 2.45 \text{ MPa} < 3.75 \text{ MPa} \quad \text{donc c'est vérifiée}$$

VI.6.2.4 Frettage d'éclatement :

La résultante des contraintes d'éclatement est donnée par :

$$R_j = 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) F_{0j}$$

Pour chaque niveau d'ancrage j, on calcule une section d'aciers d'éclatement :

$$A_{ej} = \frac{R_j}{K_j \times \sigma_{s \text{ lim}}}$$

$$A_{ej} = a_{tej} = 0.25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \left(\frac{F_{0j}}{K_j \times \sigma_{s \text{ lim}}}\right)$$

Le coefficient K_j prenant les valeurs :

- $K_j = 1$ si j est un niveau extrême.
- $K_j = 1,5$ si j est un niveau intermédiaire.

Application numérique :

Plan vertical :

$$A_{se} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \left(\frac{F_{0j}}{K_j \times \sigma_{s \text{ lim}}}\right) = 0.25 \left(1 - \frac{0.3}{0.5}\right) \times \left(\frac{3.059}{1 \times 333.33}\right) \times 10^4 = 10.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s0} = \frac{0.15 \times F_{0j}}{\sigma_{s \text{ lim}}} = \frac{0.15 \times 3.059}{333} \times 10^4 = 13,78 \text{ cm}^2$$

$$A_e = \sup (\text{Max} (A_{ej}) ; 0.15 \frac{\text{Max}(F_{0j})}{\sigma_{s \text{ lim}}}) = 13,78 \text{ cm}^2$$

- ✚ Soit 8 HA16, $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$ autour de chaque plaque d'ancrage, sur la longueur de régularisation

Plan Horizontal:

$$A_{se} = 0.5 \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) \times \left(\frac{F_{0j}}{K_j \times \sigma_{s \text{ lim}}}\right) = 0.25 \left(1 - \frac{0.3}{0.5}\right) \times \left(\frac{3.059}{1 \times 333.33}\right) \times 2 \times 10^4 = 20.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s0} = \frac{0.15 \times F_{0j} \times 2}{\sigma_{s \text{ lim}}} = \frac{0.15 \times 3.059 \times 2}{333} \times 10^4 = 27.56 \text{ cm}^2$$

$$A_e = \sup (\text{Max} (A_{ej}) ; 0.15 \frac{\text{Max}(F_{0j})}{\sigma_{s \text{ lim}}}) = 27.56 \text{ cm}^2$$

- ✚ Soit 16 HA16 = 32.16 cm^2 à répartir sur une longueur de 0,5 m à partir de l'about autour de chaque plaque d'ancrage

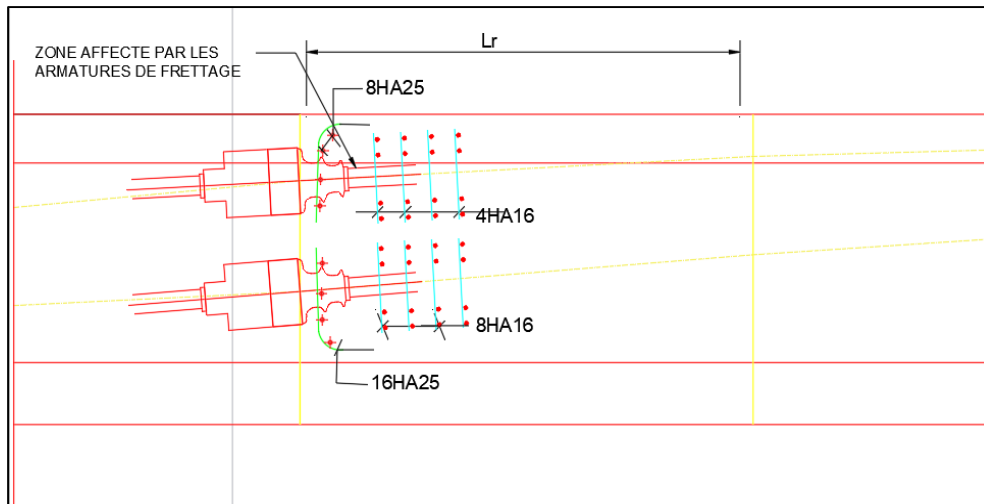


Figure .VI.11:Ferraillage de la zone d'encrage

VI.7.Conclusion :

Grâce à la précontrainte, nous avons économisé une grande quantité d'armature dans le sens longitudinal. Toutefois un ferraillage renforcé doit être prévu dans les zones d'about.

Pour ce qui suit nous allons entamer la partie équipements et étude sismique.

CHAPITRE VII

ÉTUDE SISMIQUE ET ÉQUIPEMENTS DU PONT

VII.1.Introduction :

Dans ce chapitre on va étudier l'ensemble des équipements de pont qui jouent un rôle cruciale dans le bon fonctionnement de l'ouvrage à l'état limite ultime et à l'état limite accidentel en cas d'un séisme.

Les équipements de pont comporte les appareils d'appuis, les joints de chaussée et les plots parasismiques . Chacun de ces derniers a un rôle bien défini.

VII.2.Les appareils d'appuis :

Les appareils d'appuis sont des élément généralement en élastomère qui doivent supporter les déplacements de translation et de rotation dans les trois directions (x,y,z) par déformation élastique afin de transmettre correctement les efforts horizontaux et verticaux de la superstructure à l'infrastructure (fondation) .

VII.3.Choix de type des appareils d'appui :

Vu que la zone d'emplacement de projet est de classe 3 (sismicité élevée) et dans le but d'empêcher des dommages à la structure dans le cas d'un tremblement de terre .on va adopter des appareils d'appui parasismiques type HDRB « High Damping Rubber Bearing » en caoutchouc avec un taux d'amortissement élevés, qui sont fabriqués à partir d'un bloc en élastomère renforcé par des frettes métalliques adhésivées par vulcanisation .

Appareils d'appuis en élastomère	Conventionnels	HDRB
Taux d'amortissement %	5%	<16%

VII.4.Présentation des appareils d'appuis type HDRB :

Ils sont dimensionnés selon la norme EN 15-129 et NF EN1337

Avantages :

- La performance sous charges de service horizontales et verticales .
- Flexibilité horizontale suffisante pour atteindre la période naturelle de la structure .



Figure VII. 1: Appareil d'appui type HDRB

VII.5.Prédimensionnement :

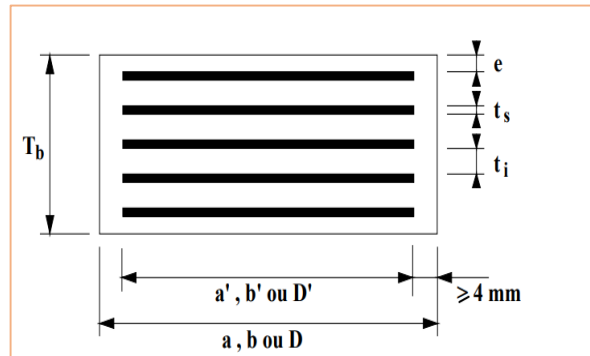


Figure VII. 2: coupe en élévation d'un appareil d'appui

- φ : diamètre de l'élastomère type HDRB (mm)
- t_i : épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère (mm)
- t_s : épaisseur d'une frette élémentaire (mm)
- n : nombre de feuillets d'élastomère .
- e : enrobage (mm)
- T_b : épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui $T_b = n(t_i + t_s) + t_s$ (mm)
- T_e : épaisseur nominale totale d'élastomère. $T_e = n(t_i) + 2e$ (mm)
- T_q : épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement $T_q = n t_i + 2e$ (mm)

VII.6.Evaluation de la descente des charges appliquée sur les appareils d'appuis :

La modélisation est faite par le logiciel MIDAS CIVIL, pour les appareils d'appuis, on a créé des liaisons rigides entre la fibre supérieure de tablier et sa fibre inférieure, et des liaisons élastiques entre la fibre inférieure du tablier et le dés d'appuis, pour prendre en compte l'élasticité de l'appareil d'appuis.

Notre modèle de calcul a trois (03) appareils d'appuis sur culée, et deux (02) sur piles .au totale on a 26 appareils d'appuis. Exactement comme l'ouvrage en réalité.

Le calcul se fait à l'ELU :

On donne ici les réactions extrêmes obtenues sur chaque appui sous chargement permanent ainsi que sous combinaisons de charge. Les résultats détaillés pour chaque appareil d'appuis veuillez les trouver en Annexe B.

Tableau VII. 1 valeur des réactions d'appui

Appui	Appareil d'appui	R sous G(KN)	R _{max} sous combinaison (KN)	R _{min} sous combinaison (KN)
1	1	4647.83	7794.18	7011.83
	2	4495.44	7660.34	6829.61
2	1	5117.41	8449.37	7639.94
	2	4817.92	8057.82	7252.60
3	1	5155.59	8502.98	7693.67
	2	4777.83	8021.19	7200.29
4	1	5066.31	8384.11	7569.63
	2	4667.49	7873.99	7050.91
5	1	5017.49	8321.96	7507.43
	2	4647.96	7864.00	7027.69
6	1	4983.48	8286.55	7468.76
	2	4696.27	7936.25	7090.24
7	1	4975.34	8283.03	7464.09
	2	4786.83	8059.24	7210.69
8	1	4932.14	8229.89	7410.14
	2	4829.34	8110.68	7266.16
9	1	5066.86	8406.32	7589.97
	2	5001.77	8341.77	7499.28
10	1	4679.77	7881.58	7074.52
	2	4629.09	7813.85	7003.54
C0	1	683.27	2284.91	1407.38
	2	777.28	1749.76	1524.04
	3	871.31	1827.88	1357.46
C1	1	809.81	1815.82	1302.22
	2	782.95	1772.07	1491.91
	3	758.51	2322.89	1460.28

Appuis	R (G) (KN)	R _{max} sous combinaison (KN)	R _{min} sous combinaison (KN)
Pile 1	4495.44	7794.18	6829.61
Pile 2	4817.92	8449.37	7252.60
Pile 3	4777.83	8502.98	7200.29
Pile 4	4667.49	8384.11	7050.91
Pile 5	4647.96	8321.96	7027.69
Pile 6	4777.83	8286.55	7090.24
Pile 7	4786.83	8283.03	7210.69
Pile 8	4829.34	8229.89	7266.16
Pile 9	5001.77	8406.32	7499.28
Pile 10	4629.09	7881.58	7003.54
Culée C0	683.27	2284.91	1357.46
Culée C1	758.51	2322.89	1302.22

Tableau VII. 2:Evaluation des efforts verticaux sur l'appareil d'appui de rive et intermédiaire

Effort normale	Appui de rive	Appui intermédiaire
F _{zmin} (G) (KN)	683.27	4495.44
F _{z max} (KN)	2322.89	8502.98
F _{z min} (KN)	1302.22	6829.61

VII.7.Dimensionnement des appareils d'appuis :

VII.7.1.Dimensionnement en plan :

Les dimensions en plan des appareils d'appuis en élastomère frettées type B sont conditionnées par la contrainte admissible de compression de 20 MPa et la contrainte minimale de 3MPa (condition de non glissement) sous charge permanente minimale F_{zGmin}.

$$\frac{FzGmin}{A'} > 3MPa \quad et \quad \frac{Fz}{A'} < 20 MPa$$

On propose des appareils d'appuis circulaires avec un enrobage des chants de 5 mm .

On aura : $A' = \pi \frac{(\phi-10)^2}{4}$ avec ϕ est le diamètre des appareils d'appuis en mm

Ensuite l'épaisseur t_i est en fonction de diamètre retenue selon le guide SETRA « Appareils d'appui en élastomère fretté »(Annexe 3 tableau de dimensions en zone sismique).

Tableau VII. 3:dimensions en plan de chaque appareil d'appui

Appareil d'appui sur	Pile	Culée
F _{z max} (N)	8502984	2322886.97
F _{zmin} (N)	4495438	683274.593
A max (mm ²)	2834328	774295.6567
Amin (mm ²)	224771.9	34163.72965
Diamètre min ϕ (mm)	535.1015	208.6160941
Diamètre max ϕ (mm)	1900.16	993.1585442
Diamètre retenu ϕ (mm)	700	500
A' (mm ²)	373738.5	188478.5
t _i (mm)	12	10

VII.7.2.Dimensionnement en élévation :

VII.7.2.11-La hauteur nette d'élastomère :

La hauteur nette d'élastomère T_q est obtenue selon la condition de distorsion suivante :

$$\epsilon_{q,d} = \frac{V_{xy,d}}{T_q} \leq 1$$

- $\varepsilon_{q,d}$: la distorsion de l'élastomère =1 à ELU
- $V_{xy,d}$ le déplacement relatif horizontal maximal .
- T_q l'épaisseur totale de l'élastomère y compris les enrobages supérieurs et inférieurs.

1-Evaluation des déplacements horizontaux :

➤ Effet de la variation uniforme de la température :

Le déplacement horizontal dû à la variation uniforme de la température est donné par l'équation suivante : $V_{xT} = \varepsilon_T * |X_i|$ avec $\varepsilon_T = \alpha \Delta T$

- α est le coefficient de dilatation thermique de béton armé qui vaut $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- ΔT est la variation uniforme de température donnée par le R.C.P.R qui vaut 30°C pour notre cas
- $|X_i|$ distance entre le centre de rigidité du tablier et l'appareil d'appui .

Pour un calcul préliminaire on suppose que $|X_i| = L/2$ avec L est la distance entre les appuis extrêmes.

➤ Effet des déformations différées :

• Effet de retrait :

Le déplacement horizontal du au phénomène de retrait de béton est donné par la formule suivante : $V_{xr} = \varepsilon_r * |X_i|$

$\varepsilon_r = 2 * 10^{-4}$ pour un climat tempéré .

• Effet de fluage :

Le déplacement horizontal du au phénomène de fluage de béton est donné par la formule approximative suivante : $V_{xr} = \varepsilon_r * |X_i|$

$\varepsilon_r = 2.5 * 10^{-4}$ coefficient de fluage a t=0 au moment d'application de la contrainte σ_b

Tableau VII. 4:Evaluation des déplacements horizontaux maximales

	Appui de rive	Appui intermédiaire
L (m)	411.5	355.5
 Xi (m)	205.75	177.75
V_{xT} (mm)	61.725	53.325
V_{xr} (mm)	41.15	35.55
V_{xf}(mm)	51.4375	44.4375

➤ Effet de freinage :

Les forces de freinage due aux surcharges roulantes A et B_c engendrent des déplacements horizontaux de la structure.

Le déplacement due au freinage est donné par la formule suivante :

$$V_{xfr} = \frac{F_{fri} \times T_q}{2G \times A'} \quad \text{avec : } V_x = V_{xr} + V_{xf} + 0.9 V_{xT} + 1.605 V_{xfr}$$

- $F_{fr,i}$ est la force de freinage maximale pour un seul appareil d'appuis. $F_{fr,i} = F_{fr,j} / n_{aa}/\text{appui}$

- $F_{fr,j}$ est la force de freinage maximale pour un seul appuis $F_{fr,j} = F_{fr} \times \frac{K_i}{K_{tot}}$.
- F_{fr} est la force de freinage maximale appliquée au tablier.
- K_i est la rigidité longitudinale dynamique de l'appui i
- G module de cisaillement d'élastomère.

Au stade de dimensionnement on suppose une répartition égale des efforts de freinage sur l'ensemble des appareils d'appuis donc $F_{fr,i} = F_{fr}/n_a$

Tableau VII. 5: Dimensionnement de la hauteur nette d'élastomère

	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
$V_r + V_f + V_t$ (mm)	148.14	127.98
V_x (mm)	$148.14 + 1.605 \times 0.042088049 T_q$	$127.98 + 1.605 \times 0.012128713 T_q$
T_q (mm) >	158.83	130.51
T_e (mm)	170	144

VII.7.2.2 Dimensionnement des frettes :

Pour résister aux contraintes de traction induites sous charges, l'épaisseur minimale des frettes doit satisfaire la condition suivante : $t_s \geq \frac{K_p F_{zd}(t_1 + t_2) K_h \gamma}{A_r f_y}$

Avec :

- t_1 et t_2 : représente l'épaisseur d'élastomère de chaque côté de la frette .
- f_y : la limite d'élasticité de l'acier (S355 dans notre cas donc la valeur vaut 355)
- K_h : coefficient pour les contraintes de traction induites dans la frette dont la valeur vaut 1 (sans trous)
- γ_m : coefficient partiel de sécurité = 1
- K_p : coefficient de correction de contrainte = 1.3
- F_{zd} : Effort vertical de calcul .
- A_r : surface en plan effective réduite de l'appareil d'appui en élastomère .

Tableau VII. 6: Dimensionnement des frettes

	Appui de rive	Appui intermédiaire
Kp	1.3	1.3
kh	1	1
t1+t2(mm)	20	24
Ar (mm²)	127093	310387
Fy (MPa)	355	355
Fz (N)	2322886.97	8502984.434
ts (mm)	1.35	2.64
ts retenu (mm)	4	5

VII.8. Tableau récapitulatif des résultats :

Tableau VII. 7: Tableau récapitulatif de prédimensionnement des appareils d'appuis

Dimensionnement retenue	Appui de rive	Appui intermédiaire
φ (mm)	500	700
Enrobage (mm)	5	5
A' (mm ²)	188478.5	373738.5
ti (mm)	10	12
n	15	10
Te (mm)	170	144
ts (mm)	4	5
Tb (mm)	224	185

VII.9. Vérification des dimensionnements :

Les vérifications effectuées à l'état limite ultime sont selon la norme NF EN 1337-3

VII.9.1. Déformation de calcul maximale :

La somme des déformations due à l'effet des charges de calcul ϵ_{td} ne doit pas dépasser la valeur maximale ϵ_{ed}

$$\epsilon_{td} = K_L (\epsilon_{cd} + \epsilon_{qd} + \epsilon_{ad}) \quad \epsilon_{ed} = \frac{\epsilon_{u,k}}{\gamma_m} = 7$$

- ϵ_{cd} : la déformation de calcul due aux charges de compression verticale.
- ϵ_{qd} : la distorsion de calcul due aux mouvements en translation
- ϵ_{ad} : la déformation de calcul due à la rotation angulaire de calcul
- K_L : Coefficient de charge qui vaut 1 selon l'Annexe C de la norme NF EN 1337-3.

❖ La déformation de calcul due aux charges de compression :

$$\epsilon_{cd} = \frac{1.5 \cdot Fzd}{G \cdot Ar \cdot S}$$

❖ La distorsion de calcul due aux mouvement en translation :

$$\epsilon_{qd} = \frac{V_x}{T_q} = \frac{F_x}{G \cdot A} \leq 1$$

❖ La déformation de calcul due à la rotation angulaire :

$$\epsilon_{\alpha,d} = \frac{(\phi^2 \cdot \alpha) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

Avec :

- α : l'angle de rotation autour du diamètre et qui doit s'ajouter aux valeurs suivantes selon le guide SETRA .
 - 0.003 rad : pour les méthode de pose conjuguées .
 - 0.010 rad : pour les structures posées directement .

Tableau de vérification :

Tableau VII. 8: vérification de la déformation de calcul maximale

ϵ_{cd}	2.360	3.163
ϵ_a	1.688	2.386
ϵ_{eq}	0.852	0.831
$K(\epsilon_{cd} + \epsilon_a + \epsilon_{eq})$	4.899	6.380
Vérification	OK	OK

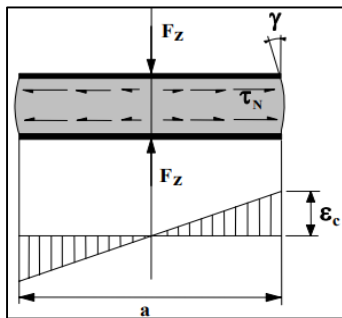


Figure VII. 3: distorsion de l'appareil d'appui sous effort normale

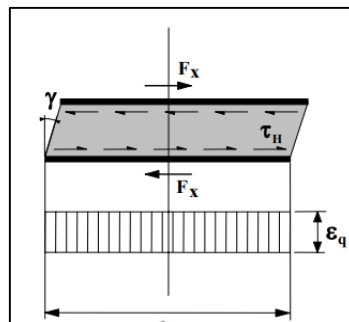


Figure VII. 5: distorsion de l'appareil d'appui sous un effort horizontale

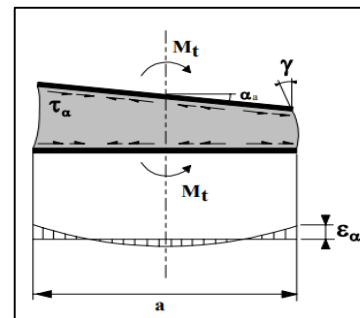


Figure VII. 4: distorsion de l'appareil d'appui sous un moment

VII.9.2. Contrainte en traction maximale dans les frettes :

On a $t_s > 2\text{mm}$ donc les contraintes de tractions sont vérifiées.

VII.9.3. Critère de stabilité :

VII.9.3.1 La stabilité au flambement :

Pour les appareils d'appui frettés, la pression doit vérifier l'expression suivante :

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S}{3T_e}$$

Avec :

- « a' » est le diamètre dans le cas circulaire .
- S : est le coefficient de forme qui vaut : $S = \frac{A_1}{t_e \cdot I_p}$ pour les appareils d'appuis frettés .
- $A_1 = \frac{\pi \cdot \phi'^2}{4}$ et $I_p = \pi \cdot \phi'^4$

Tableau VII. 9: vérification de la stabilité des appareils d'appuis vis à vis le flambement

	Appui de rive	Appuis intermédiaire
A (mm²)	188478.5	373738.5
I_p (mm⁴)	1538.6	2166.6
S	12.25	14.375
Te (mm)	170	144
σ_{lim} (MPa)	21.18	41.32

Ar(mm²)	133875.1	311639.2
Fzd (N)	2322887	8502984
Fzd/Ar (MPa)	17.35	27.28
vérification	OK	OK

VII.9.3.2 La stabilité au glissement :

Il faut satisfaire les conditions suivantes :

$$F_{xy} < u_e \cdot F_z \text{ et } F_{z,Gmin} / A_r > 3 \text{ MPa}$$

Tableau VII. 10: vérification de la première condition de non glissement

	Appui de rive	Appui intermédiaire
Fz,Gmin (N)	683270	4495490
Ar (mm²)	133875.1	311639.2
σmin (MPa)	5.10	14.42
Vérification	OK	OK

Tableau VII. 11: vérification de la deuxième condition de non glissement

	Appui de rive	Appui intermédiaire
σmin (MPa)	5.103785	14.4253
Ue	0.27634	0.16239
Fzmin (N)	1302220	6829610
Ue .Fzmin	359.85	1109.06
Fxy (N)	183.32	472.95
Vérification	OK	OK

VII.10. L'étude sismique :

L'action sismique résulte d'une translation d'ensemble, dans chacune des trois directions est prise en compte pour le calcul. Cette action est en fonction de l'accélération de la zone.

VII.10.1. L'analyse modale :

Elle est utilisée pour calculer les propriétés dynamiques naturelles de la structure (la période propre, la fréquence naturelle, les modes propres et les facteurs de participation modales, à partir de la matrice de masse et de rigidité.

VII.10.1.1 Modèle mathématique

Le degré de liberté sera régi par la rigidité des appareils d'appui et du fut à la fois.

D'où le système d'équation est de la forme suivante : $[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0$

Résolution de système d'équation :

$|[K] - \omega^2[M]| = (0)$ et on va suivre les étapes suivantes :

- Les pulsations propres du système ω_i
- Les périodes propres T_i
- Les modes de vibration de système A_i
- La masse généralisée de chaque mode : $[M_i^*] = [A_i^T] \times [M] \times [A_i]$
- Le facteur de contribution modale de chaque mode $\alpha_i = \frac{(A_i^T) \times [M] \times \{I\}}{[M_i^*]}$
- Le taux de contribution modale η (%) = $\frac{MM_i}{\sum M}$ et $MM_i = \frac{(\varphi_i^T) \times [M] \times \{I\}^2}{(\varphi_i^T) \times [M] \times \{\varphi_i\}}$
- Le calcul de la réponse modale maximale : $x_i = (A_i) \times \alpha_i \times S_d$

VII.10.1.2 Modèle analytique :

Les conditions de l'analyse monomodale ne sont pas satisfaites (angle balayé sur le plan ≥ 30 grades) donc on opte pour l'analyse multimodale. D'où le recours au calcul automatique est obligatoire.

Pour l'analyse globale de la structure, nous avons modélisé l'ouvrage en totalité (infrastructure et superstructure), sauf les culées qui seront traités à part (structure rigide).

Le tablier est modélisé en poutre, les futs des piles sont modélisés en poutre aussi, la semelle en éléments plaque, les pieux sont modélisés en éléments barre, le calcul est réalisé à l'aide du logiciel MIDAS CIVIL.

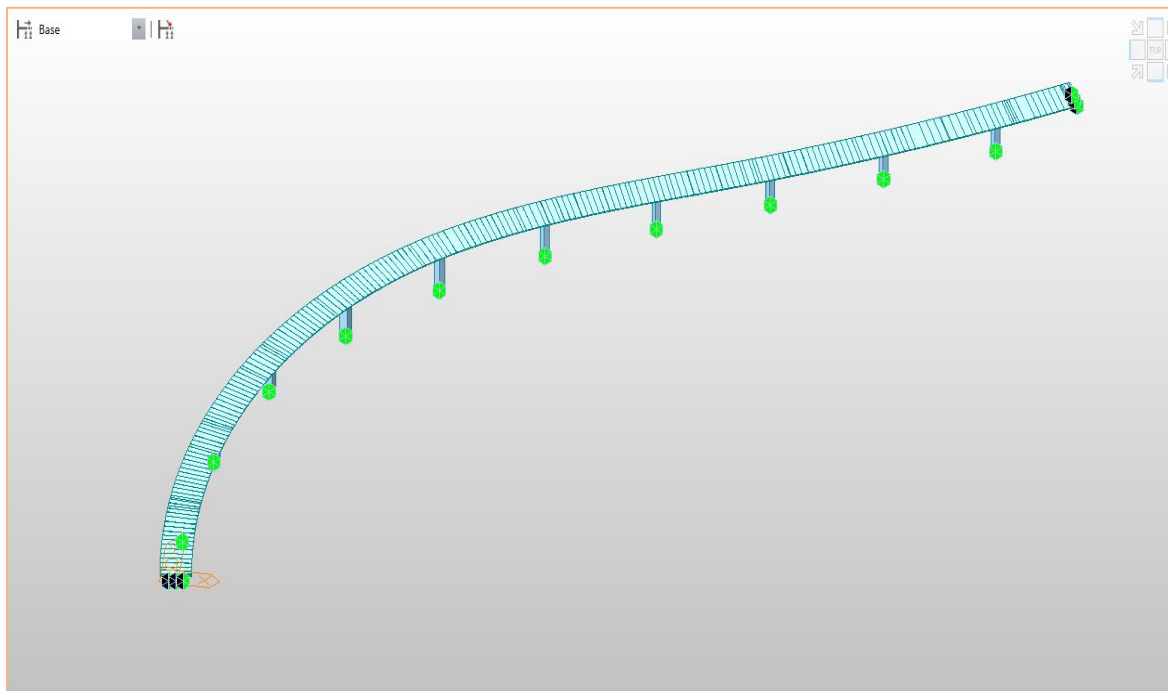


Figure VII. 6: Model global sur Midas civil

Données de modélisation des appareils d'appuis :

Les appareils d'appuis constitués de Néoprène frété sont modélisés par des ressorts (elastic link) avec des raideurs linéaires dans les 3 directions (Kx, Ky, Kz) ainsi que les directions des rotations ,les raideurs sont calculées selon le document SETRA.

Tableau VII. 12: valeur des raideurs dans le cas sismique

Raideurs sismique (MN/m) Kx /Ky	
Appareil d'appui pour culée	1.635
Appareil d'appui pour pile	2.715

VII.10.2.Analyse dynamique linéaire :

(Méthode du spectre de réponse)

C'est une analyse élastique des réponses dynamiques maximales des modes significatifs de la structure (les modes qui ont une contribution importante à la réponse structurale totale au moins 90% de la masse totale du pont .

VII.10.2.1Données pour l'analyse modale :

L'effet sismique a été évalué par une analyse dynamique de la structure, en restant dans le domaine élastique linéaire, avec la méthode de la superposition des modes suivant un spectre de réponse donné par le RPOA 2008

Tableau VII. 13: les données de site d'implantation de l'ouvrage

g (accé_pésenteur) m/s²	10
Groupe de pont	1
Zone sismique	III
A	0.4
Classe de site	S2
Taux d'amortissement ξ	15%

❖ Composante horizontale du spectre :

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

- g = accélération de pesanteur (g/m²)
- T₁, T₂: période caractéristique associés à la catégorie de site
- S ; coefficient de site

- A : coefficient de tableau
- η : coefficient de correction de taux d'amortissement

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

- ξ : taux d'amortissement

Donc on trouve :

T_1	0,15
T_2	0,4
S	1,1

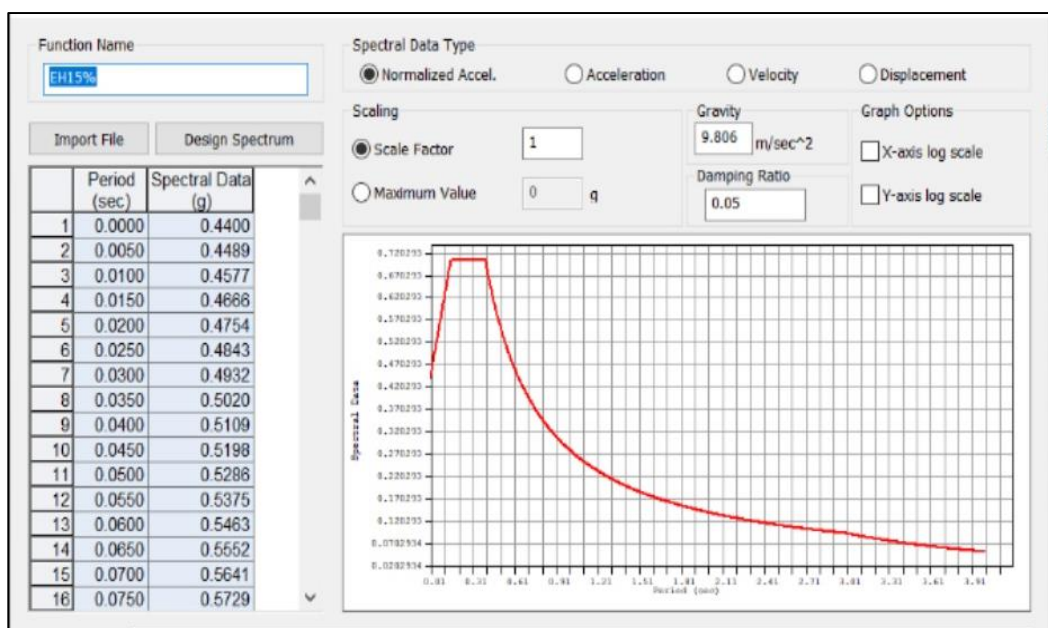


Figure VII. 7: diagramme de spectre de réponse horizontale

❖ Composante verticale du spectre

La zone est de classe III, selon le RPOA 2008, on doit prendre en considération la composante verticale de séisme. car le tablier doit toujours être dimensionné pour rester dans le domaine élastique .

$$S_{ae}^v(T) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} \alpha Ag \left(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta - 1) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag \eta & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T} \right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- g = accélération de pesanteur (g/m²)

- T_1, T_2 : période caractéristique associés à la catégorie de site
- A : coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale de la zone sismique

T_1	0,15
T_2	0,4
α	1(zone sismique III)

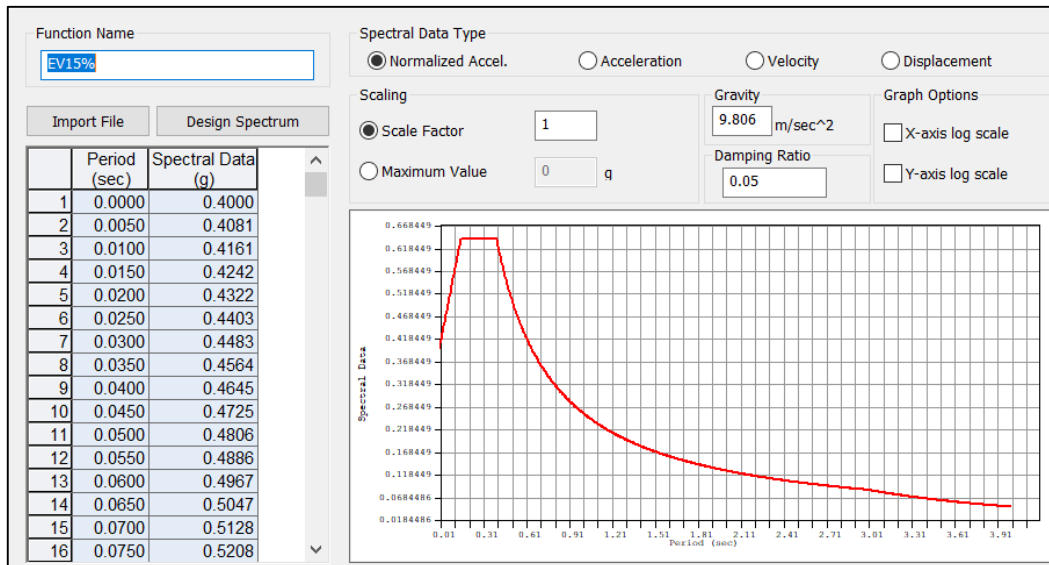


Figure VII. 8: diagramme du spectre de réponse verticale

➤ Comparaison entre un spectre élastique avec un taux d'amortissement de 5% et de 15%

Dans notre calcul spectral nous avons considéré un facteur d'amortissement de 15%, le spectre élastique de calcul a été réduit ce qui implique :

Une dissipation de la force sismique et diminution des valeurs de déplacements horizontale et verticales .

$$F = S_{ae} \cdot m \text{ et } F = \frac{Ki}{K_{tot}} u$$

- F : la force sismique
- U : le déplacement engendré par la force F .

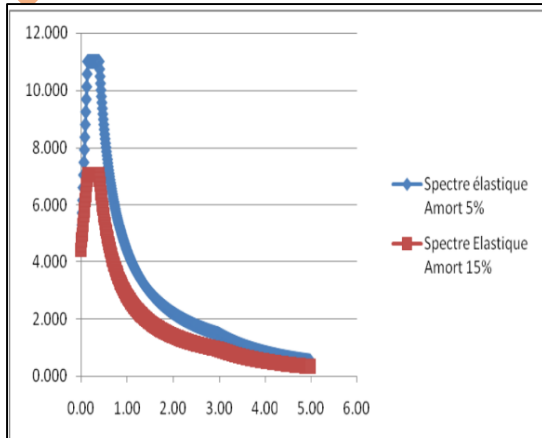


Figure VII.10: comparaison entre les spectres horizontaux

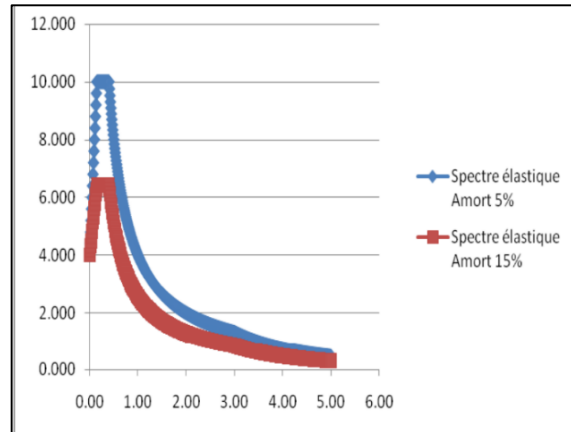


Figure VII. 9: comparaison entre les spectres de réponse verticaux

VII.10.2.2 Résultats de l’analyse modale :

Tableau VII. 14: pourcentage de la participation massique dans le sens verticale.

TRAN-Z		
Mode N	Masse (%)	Cumul (%)
1	0	0
2	0	0
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0
7	0.04	0.04
8	0.04	0.09
9	0	0.09
10	0.26	0.34
.....		
38	0	89.22
39	0	89.22
40	1.06	90.28

Tableau VII. 15: pourcentage de la participation massique dans le sens horizontale.

Mode No	TRAN-X		TRAN-Y	
	Masse (%)	Cumul (%)	Masse (%)	Cumul (%)
1	49.24	49.24	33.78	33.78
2	36.51	85.75	54.21	87.99
3	0.94	86.69	0.03	88.02
4	4.48	91.17	2.82	90.84
5	0.09	91.26	0.37	91.22
6	0.08	91.34	0.02	91.24
7	0	91.34	0	91.24

Tableau VII. 16: valeur de la période propre pour chaque mode

Mode No	Fréquence f		Période T	
	Unité	(Rad/sec)		(Cycle/sec)
1		2.332	0.371	2.695
2		2.414	0.384	2.602
3		2.591	0.412	2.425
4		3.058	0.487	2.054
5		4.179	0.665	1.503
6		6.671	1.062	0.942
7		9.504	1.513	0.661

VII.10.2.3 Interprétation des résultats :

La participation massique cumulée a atteint les 90% dans les 5 premiers modes dans la direction horizontale, en revanche pour la direction verticale la participation massique cumulée a atteint +90% dans les 40 modes.

Combinaison de la réponse modale : RPOA 2008 A4.3.2.4

Les réponses modales seront combinées selon les règles CQC . $E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i r_{ij} E_j}$

$$r_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\rho)\rho^{3/2}}{10^4(1-\rho^2)^2 + 4\xi^2\rho(1+\rho)^2}$$

Avec r : facteur de corrélation.

VII.10.2.4 Combinaison des composantes de l’action sismiques :

Pour tenir compte de l’incertitude directionnelle du séisme le RPOA2008 propose des combinaisons entre les trois composantes de séisme comme suit :

- **E1= $E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$**
- **E2= $E_y \pm 0.3E_z \pm 0.3E_x$**
- **E3 = $E_z \pm 0.3E_y \pm 0.3E_x$**

VII.10.3.Vérifications des appareils d'appui selon RPOA2008 :

On doit vérifier les conditions suivantes :

VII.10.3.1Résistance à la compression :

Le coefficient de sécurité à appliquer en résistance à la compression du matériau est pris égal à 1.5, les contraintes sont calculées en utilisant l'aire de l'appareil d'appui réduite par les déplacements maximaux horizontaux dans les deux directions orthogonales.

❖ **Sécurité au flambement : A6.3.3.3.**

On doit vérifier : $\gamma_s P_u < P_c$

Avec :

- $\gamma_s = 3$ coefficient partiel de sécurité .
- $P_u : V_{u \max}$
- $P_c : 4GBS^2d/h$

Avec :

- B : aire en plan ,
- d : épaisseur d'un frette et un élastomère .
- h : hauteur totale de l'appareil d'appui ,
- G :module de cisaillement qui vaut 1.2 ,
- S : facteur de forme.

Tableau VII. 17:vérification de la stabilité, au flambement selon RPOA2008

	Appui de rive	Appui intermédiaire
P_u (MN)	2.323	8.503
P_c (MN)	8.835	35.059
P_{u,ys} (MN)	6.969	25.509
Condition	ok	ok

❖ **Limitation de la distorsion : A.6.3.3.4**

Il faut vérifier la condition suivante :

$\delta \leq 0.7 + 4 (\delta_0 - 0.7)(0.25 - p) \dots \dots \dots$ si $P_u/P_c \leq 0.25$.

$\delta \leq 1.4 (1 - 2p) \dots \dots \dots$ si $P_u/P_c \geq 0.25$.

Avec δ est le rapport entre les déplacements horizontales et l'épaisseur totale d'élastomère.

Tableau VII. 18:vérification de la distorsion selon RPOA 2008

Pu/Pc	0.186
Δ_0	0.878
U _x (mm)	92.000
V _{ret} (mm)	21.7
V _{flu} (mm)	12.07
V _t (mm)	19.08
V _x totale (mm)	144.85
T _e (mm)	170
δ	0.852
Condition	OK

VII.11.Ferrailage des d'appui

Le dés d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur.

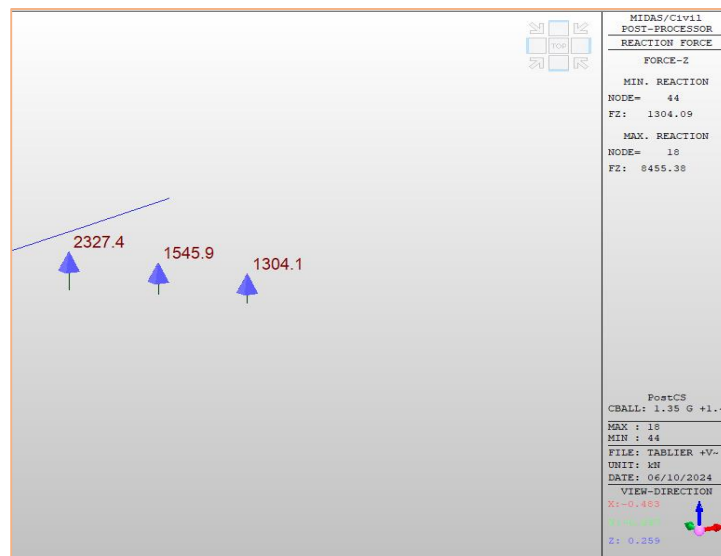


Figure VII.11: la réaction maximale à ELU

❖ **Armatures de chaînage :**

La section calculée doit reprendre un effort de :

$$R = 0,25R_{max}.$$

$$R_{Umax} = 1,35R_G + 1.6 R_{bc} + 0.9 \Delta T + 0.75\Delta\theta = 2,3 \text{ MN}$$

$$A_c = 0,25R_{Umax}/\sigma_e = 13,36 \text{ cm}^2$$

✚ Soit $A_c = 13.57 \text{ cm}^2$ c'est l'équivalent de 9 HA 14.

❖ **Armatures de profondeur :**

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures placées sous le chaînage

$$A_s = 0.125 R_{Umax} / \sigma_e = 6,68 \text{ cm}^2$$

✚ Soit $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$ c'est l'équivalent de 6HA12.

❖ Armatures de diffusion :

Ferrailage de surface « frettes supérieures »

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{max}

$$A_s = 0.04 R_{Umax} / \sigma_e = 2,14 \text{ cm}^2$$

✚ Soit $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$ c'est l'équivalent de 3HA10

Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inférieures »

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que :

$$h / 3 < Z < h$$

$$A_s = 0.1 R_{Umax} / \sigma_e = 5,29 \text{ cm}^2$$

✚ Soit $A_s = 5,65 \text{ cm}^2$ c'est l'équivalent de 5HA12.

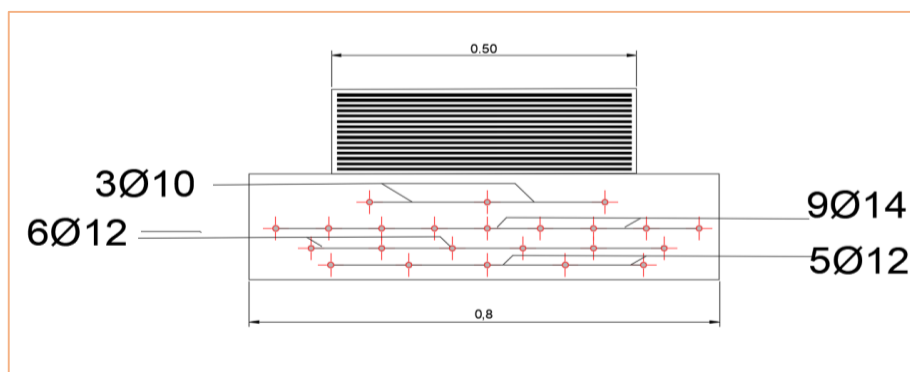


Figure VII.12: Ferrailage de dés d'appui -coupe en élévation

VII.12. Partie logiciel :

VII.12.1. Effet de la variation de température sur les déplacements longitudinaux :

Afin de prendre en considération l'effet de la variation thermique dans les ouvrages d'art. on libère la direction longitudinale des appuis de rive, dont la conception on prévoit des joints de chaussées. Pour une température $T+ = 35^\circ\text{C}$ et $T- = -15^\circ\text{C}$ on a les résultats suivants :

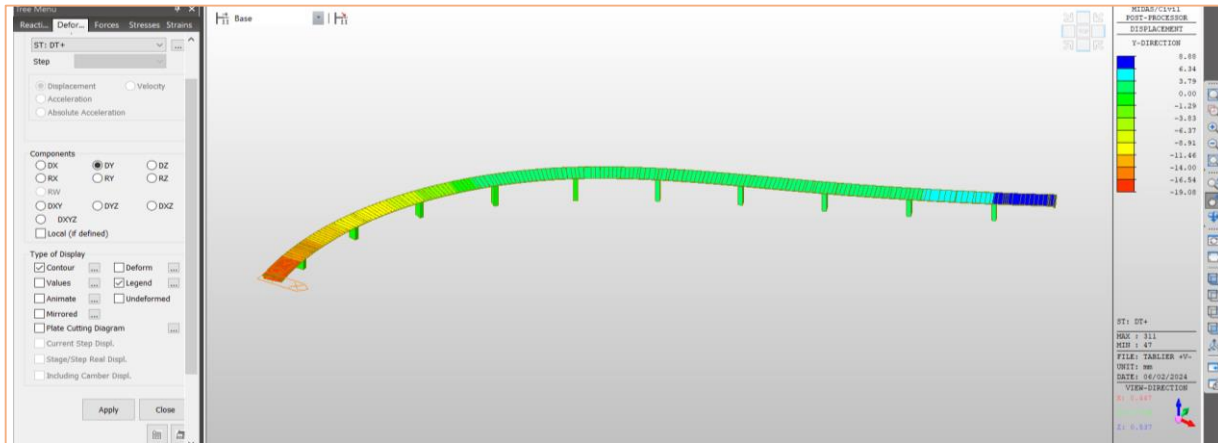


Figure VII. 13 : déplacement du à DT+ dans la direction Y du repère Global

VII.12.2.Effet du fluage sur les déplacements en plan :

C'est un phénomène très courant dans l'ingénierie de la structure, il se caractérise par une déformation à long terme irréversible sous l'effet d'une contrainte ou chargement constant (poids propre, CCP, précontrainte), cette déformation est proportionnel avec la durée T (s) .

A l'aide de logiciel Midas civil on introduit d'abord le coefficient de fluage, ensuite les phasages de construction et dans la dernière phase (phase infinie) on introduit une durée de 1000jours pour voir réellement l'effet de fluage sur le comportement de l'ouvrage à long terme.

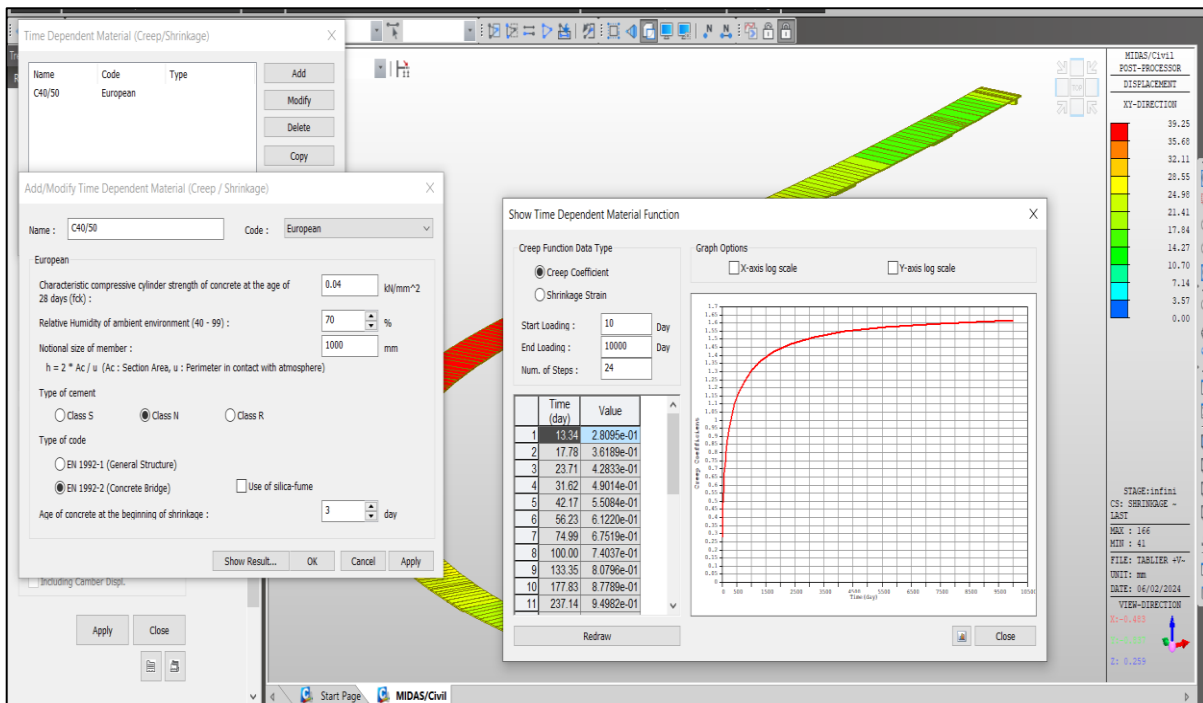


Figure VII.14: input de la fonction caractéristique du fluage

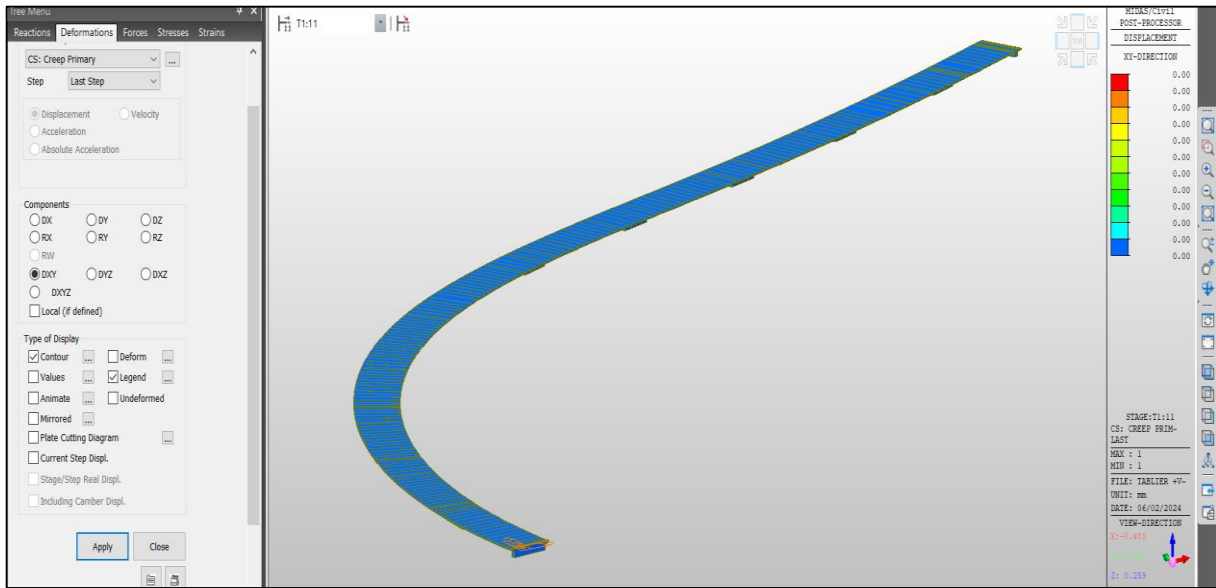


Figure VII.15: déplacement du aux fluage à t=0

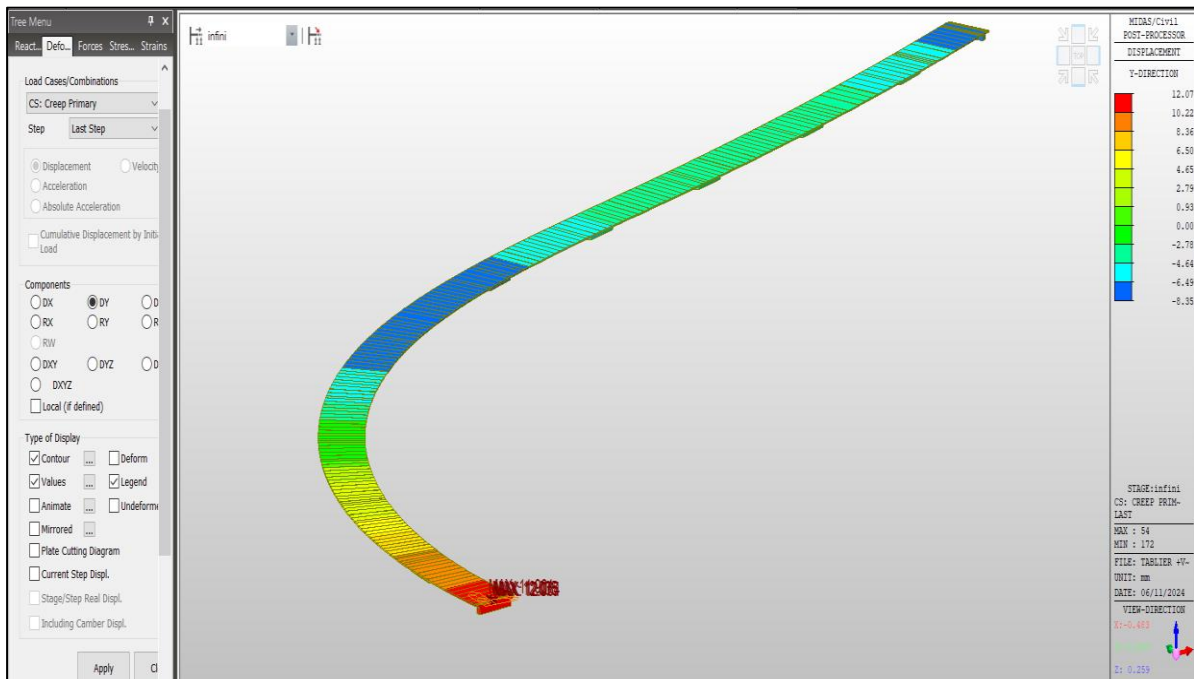


Figure VII.16; déplacement du aux fluage à 1000h

VII.12.3. Effet du retrait sur les déplacements en plan :

C'est un phénomène crucial à prendre en compte lors de l'étude d'un pont en béton, il s'agit de la réduction du volume du béton au fil du temps, due principalement à la perte d'eau par évaporation

Il existe 3 types de retrait :

- Retrait plastique
- Retrait de séchage

➤ Retrait autogène

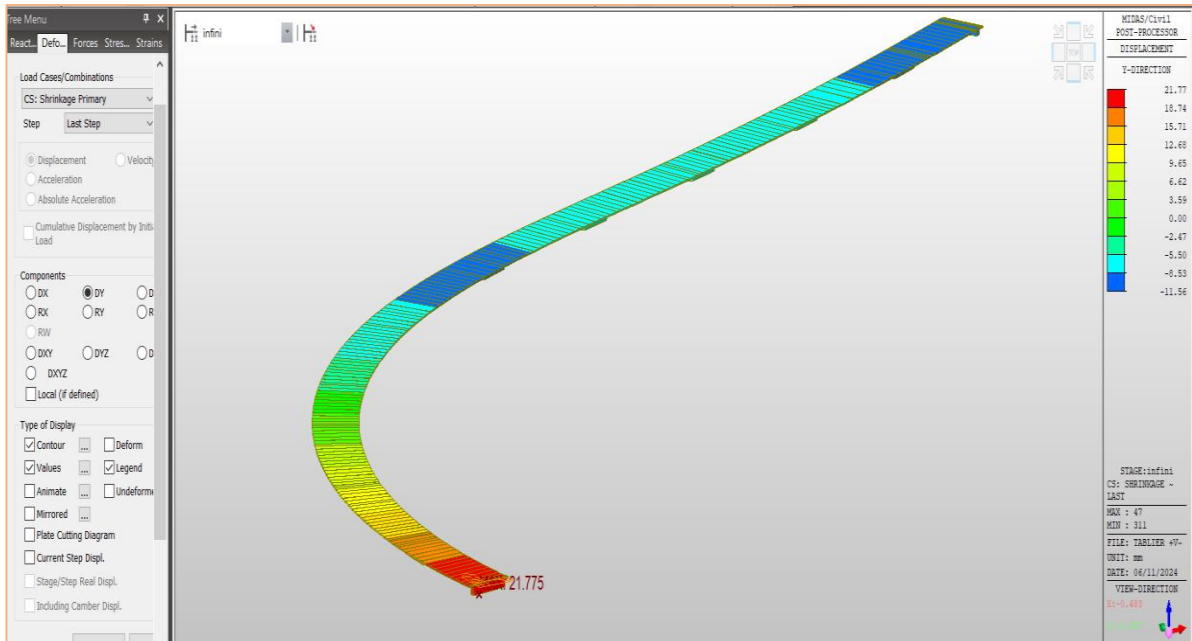


Figure VII. 17: Valeur de déplacements maximale du aux retrait

VII.13. Joint de chaussée

Le matériaux béton armé a tendance de se déformer (dilatation ou rétrécissement) en fonction de la variation de la température, le retrait, le fluage, c'est pour cet raison on libère la direction longitudinale aux niveaux des appuis de rive d'un ouvrage hyperstatique afin de permettre le déplacement longitudinal de la pièce. On dispose des joints de chaussée dont leur rôle est de se déformer dans le sens longitudinal en fonction de la charge appliquée ce qui conduit aux véhicules de les franchir dans les meilleures conditions de confort et de sécurité.

VII.13.1. Calcul des joints de chaussée RPOA A7.5.2

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- ❖ Le déplacement dû aux variations linéaires (fluage, retrait, température) et le déplacement du au freinage
 $(\Delta_t + \Delta_f) < W$.
- ❖ Le déplacement dû aux variations linaires plus le déplacement dû au séisme
 $(\Delta t + \Delta s) < 1.3 W$

Avec, W: le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi .

On se basant sur les résultats numériques :

- Déplacement due à la température : $W_t = 19.08$ mm
- Déformations différées du béton du au fluage : $W_f = 12.07$ mm
- Déformations différées du béton du au retrait : $W_r = 21.77$ mm

❖ Déplacement dû aux variations linéaires

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$W_T = 0.4W_t + W_f + W_r = 0.4 \times 19.08 + 12.07 + 21.77 = 41.472 \text{ mm.}$$

❖ Déplacement dû au freinage

Le déplacement dû au freinage calculer par la formule suivante :

$$W_{fr} = \frac{H_{fr} \times T_{fr}}{2Gab} = \frac{0.013 \times 0.17}{2 \times 0.9 \times 0.196} \cdot 10^3 = 6.26 \text{ mm}$$

❖ Déplacement dû au séisme

$W_{se} = \frac{TH_s}{2.GA}$. Avec H_s est l'effort sismique par appareil d'appui.

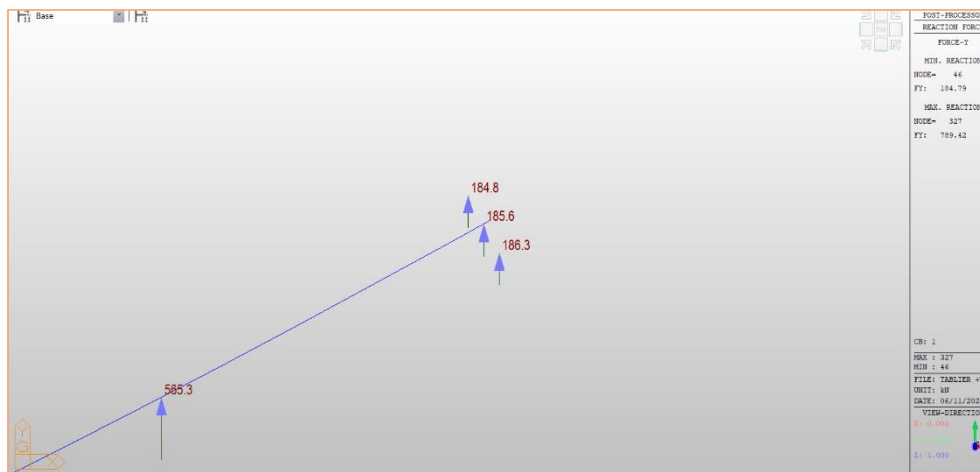


Figure VII.18: Réaction d'appui F_y sous E1 (KN)

Le logiciel donne les réactions d'appui dans le repère global donc on fait la projection pour trouver l'effort sismique longitudinale.

$$H_s = \frac{F_y}{\cos(\theta)} = \frac{185.6}{\cos(61.21)} = 385.38 \text{ KN}$$

$$W_{se} = \frac{0.17 \times 0.38538}{2 \times 1.2 \times 0.196} \times 10^3 = 139.27 \text{ mm}$$

Combinaison

$$1- 0.4W_t + W_s = 41.472 + 139.27/3 = 87.895 \text{ mm} < W$$

$$2- 0.4 W_T + W_{fr} = 41.472 + 6.26 = 47.73 \text{ mm} < W$$

D'après le bulletin technique d'ALGA, on opte au joint :

TX220 avec un souffle longitudinal et transversal $\pm 110\text{mm}$

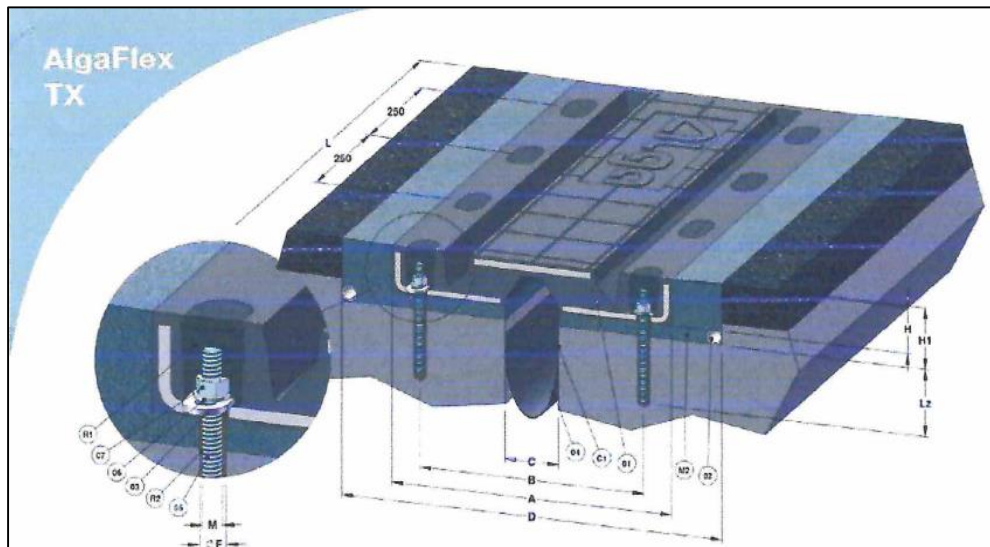


TABLEAU DIMENSIONNEL												
Joint	Souffle longitud.	Souffle transv.	A	B	C	D	L	Lz	H	H1	M	Ø
			mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		mm
TX140	± 70	± 70	590	220	80	750	2000	140	55	80	M16x200	18
TX220	± 110	± 110	800	280	120	980	2000	150	69	100	M20x230	24
TX 270	± 135	± 135	890	300	150	1070	2000	150	78	110	M20x230	24
TX330	± 165	± 165	1105	370	220	1290	1000	200	100	130	M24x300	27
TX345	$\pm 160/185$	± 170	1260	400	420	1450	1000	200	95	120	M24x300	27

Figure VII. 19: Catalogue Alga Flex TX joints de chaussée en gomme frettée

VII.14.Conclusion :

Ainsi, l'étude du tablier est une étude indispensable dans un pont. Les charges qui seront appliquées sur le tablier seront transmises au sol via l'infrastructure. Cette dernière sera examinée en détail dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VIII

CALCUL DES CAPACITÉS PORTANTES

VIII.1. Calcul de capacité portante des pieux sous pile et culée :

La détermination du nombre de pieux nécessaire pour transmettre les charges au sol ainsi que la profondeur est fonction de la capacité portante d'un pieu (résistance de pointe q_u et frottement latérale axiale unitaire limite q_s).

Selon le FASCICULE 62-V

VIII.1.1. Calcul de l'effort limite mobilisable sous la pointe/ Article 2:

$$Q_{pu} = q_u \times A$$

Tel que :

- A : la section de la pointe
- q_u : la contrainte de rupture relative au terme de pointe
- ❖ **Calcul de q_u /Annexe C-3 (Fascicule 62-V)**

$$q_u = K_p \times pl_e^*$$

Avec

- pl_e^* : pression limite nette équivalente qui caractérise le sol sous fondation.
- K_p : facteur de portance en fonction de la nature de formation et de mode de mise en œuvre de l'élément de fondation

Remarque :

Les paramètres équivalents sous la pointe des pieux seront en général calculés dans la formation porteuse homogène

- **Calcul de pl_e^* /Annexe E.2 (Fascicule 62-V) :**

$$pl_e^* = \frac{1}{b + 3a} \int_{D-b}^{D+3a} pl^*(z) dz$$

D'où ;

- $a = \text{Max}(\frac{1}{2}B ; 0,5)$ tel que B: largeur de pieu
- $b = \text{Min}(a ; h)$ tel que h : la hauteur de l'élément de fondation contenu dans la formation porteuse

(m)	PILE	CULEE
B	1,2	1,2
D	20	15
h	14	12,3
a	0,6	0,6
b	0,6	0,6
1/b+3a	0,417	0,417

Pour notre calcul, on résume les résultats obtenus dans les tableaux ci-dessous :

Les résultats de rapports d'essai SPT et de sondage carotté se trouve dans l'annexe A .

Tableau.VIII 1:Calcul de pl^* en fonction de la profondeur Z-fondation sous culée-

Culée				
Z_r (m)	Z_c (m)	PI (MPa)	Pu(MPa)	Pl^* (MPa)
14,4	16,9	4,548	0,134	4,414
14,5	17	4,547	0,135	4,412
15,5	18	4,57	0,145	4,425
16,5	19	3,216	0,155	3,061
16,8	19,3	2,544	0,158	2,386

Tableau.VIII 2:Calcul de pl^* en fonction de la profondeur Z -fondation sous pile-

Pile				
Z_r (m)	Z_c (m)	PI (MPa)	Pu(MPa)	Pl^* (MPa)
19,4	21,9	4,64	0,184	4,456
19,5	22	4,649	0,185	4,464
20,5	23	4,64	0,195	4,445
21,5	24	4,646	0,205	4,441
21,8	24,3	4,456	0,208	4,248

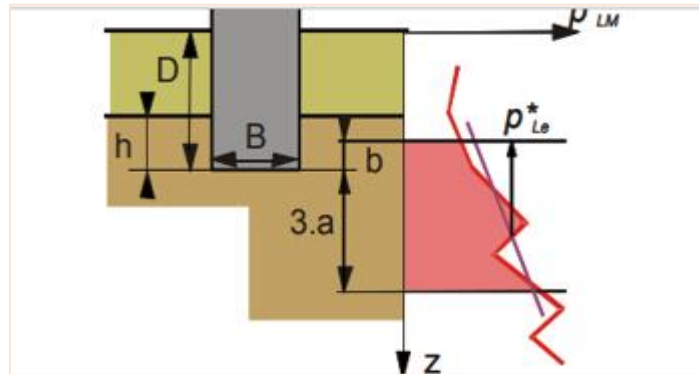


Figure .VIII 1 Présentation d'organigramme pl^*

D'après le graphe ci-dessous, Pl^* est obtenu en joignant par des segments de droites sur un échelle :

	Pile	Culée
$\int_{D-b}^{D+3a} pl^*(z) dz$	10,54	10,37

Tableau.VIII 3: valeur de coefficients de portance K_p

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES - LIMONS	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
SABLES - GRAVES	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2 (***)	3,2
CRAIES	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
MARNES, MARNO-CALCAIRES		1,8	2,6
ROCHES ALTÉRÉES ⁽¹⁾ (***)		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

➡ Pour notre cas, $K_p = 1,8$

Donc, L'effort limite mobilisable sous la pointe est :

Tableau.VIII 4: Valeur de coefficient de résistance à la pointe

	Pile	Culée
A(m ²)	1,130	1,130
Ple* (MPa)	4,392	4,322
K_p	1,800	1,800
qu (MPa)	7,905	7,780
Q _{up} (MN)	8,936	8,795

VIII.1.2.Calcul de l'effort limite mobilisable par frottement latéral : Sur la hauteur totale du fut de l'élément de fondation

$$Q_{su} = P \int_0^h q_s(z) dz$$

Tel que :

- P : le périmètre de l'élément de fondation
- $q_s(z)$: Le frottement latéral unitaire limité à la cote Z

A partir des essais au pressiomètre en calcul $q_s(z)$ à la profondeur(Z) en fonction de la valeur limite de la pression limite nette $pl(z)$ mesurée à cette même profondeur

❖ D'après l'Annexe C.3 du Fascicule 62-V : On choisit l'Abaque adéquate afin de déterminer q_s

Tableau.VIII 5:valeur de Q en fonction du type se sol et pieux

Sols	Argile - Limons			Sable - Grave			Craie			Marnes		Roche
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	
Type de pieu												
Foré simple	Q ₁	Q ₁ Q ₂₍₁₎	Q ₂ Q ₃₍₁₎				Q ₁	Q ₃	Q ₄ Q ₅₍₁₎	Q ₃	Q ₄ Q ₅₍₁₎	Q ₆

❖ D'après l'Annexe C.3 du Fascicule 62-V / Article 3 : On tire $q_s(z)$ à la profondeur nécessaire

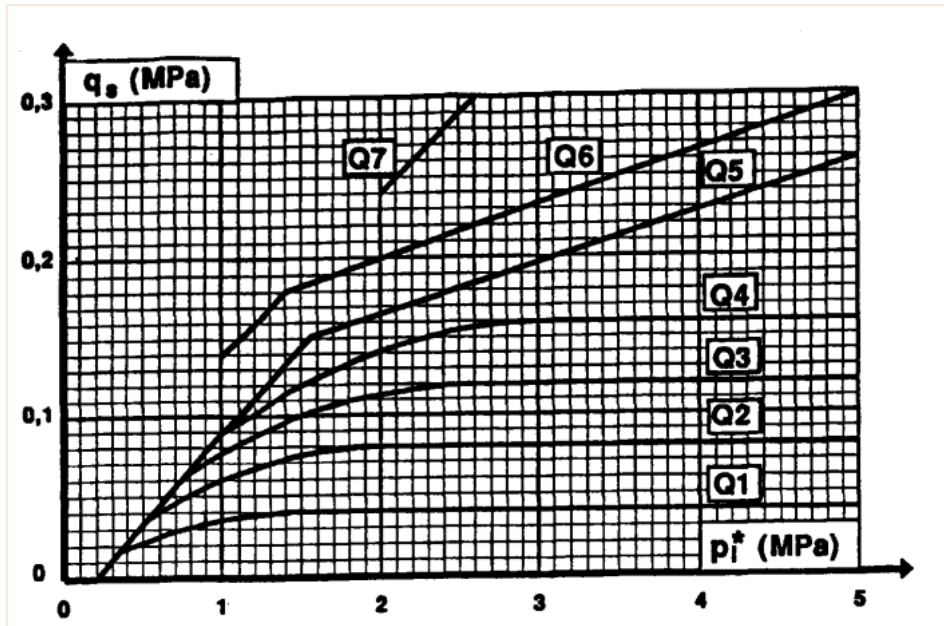


Figure .VIII 2 Abaque de qs

Tableau.VIII 6:valeurs de qs en fonction de la profondeur Z sous culée

Culée				
Z _r (m)	Z _c	PI (MPa)	PI*	qs (Mpa)
0	2,5	0,437	0,437	0,025
1	3,5	0,85	0,85	0,03
2	4,5	0,9	0,9	0,03
3	5,5	1,037	1,037	0,035
4	6,5	1,905	1,895	0,13
5	7,5	2,04	2,02	0,13
6	8,5	2,7	2,67	0,15
7	9,5	2,361	2,321	0,16
8	10,5	2	1,95	0,14
9	11,5	1,6	1,54	0,13
10	12,5	1,7	1,63	0,13
11	13,5	3	2,92	0,16
12	14,5	3	2,91	0,16
13	15,5	3,3	3,2	0,16
14	16,5	4,54	4,43	0,16
15	17,5	4,58	4,46	0,16

Tableau.VIII 7: Valeurs de coefficient q_s en fonction de la profondeur Z (sous pile)

Pile				
Z_r (m)	Z_c (m)	PI (MPa)	PI*	q_s (Mpa)
0	2,5	0,554	0,554	0,03
1	3,5	0,575	0,575	0,03
2	4,5	0,6	0,6	0,03
3	5,5	0,89	0,89	0,035
4	6,5	0,985	0,925	0,035
5	7,5	0,819	0,759	0,03
6	8,5	0,75	0,69	0,03
7	9,5	0,731	0,721	0,06
8	10,5	0,775	0,755	0,06
9	11,5	1,793	1,763	0,12
10	12,5	4,51	4,47	0,16
11	13,5	4,54	4,49	0,16
12	14,5	4,562	4,502	0,16
13	15,5	4,695	4,625	0,16
14	16,5	4,564	4,484	0,16
15	17,5	4,895	4,805	0,16
16	18,5	4,604	4,504	0,16
17	19,5	4,611	4,501	0,16
18	20,5	4,595	4,475	0,16
19	21,5	4,63	4,5	0,16
20	22,5	4,649	4,509	0,16

➤ Donc, L'effort limite mobilisable par frottement latéral est :

	Pile	Culée
P(m)	3,768	3,768
q_s(MN/m)	2,22	1,89
Q_f(MN)	8,3649	7,1215

❖ Conformément aux indications du chapitre C.4 du fascicule N°62, il faut que la charge axiale de calcul en tête du pieu reste comprise entre deux limites notées Q_{min} et Q_{max} définies ci-après en fonction de la combinaison d'actions considérées :

États limites		Q_{min}	Q_{max}
ELU	Combinaison fondamentale	$\frac{-Q_u}{1,4}$	$\frac{Q_u}{1,4}$
ELA	Combinaison accidentelle	$\frac{-Q_u}{1,3}$	$\frac{Q_u}{1,2}$

États limites		Q_{min}	Q_{max}
ELS	Combinaison rare	$\frac{-Q_u}{1,4}$	$\frac{Q_c}{1,1}$
ELS	Combinaison quasi permanent	0	$\frac{Q_c}{1,4}$

- ❖ L'expression des charges limites en compression Q_u et en traction Q_{tu} d'un élément de fondation

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

$$Q_{tu} = Q_{su}$$

Avec :

- Q_{pu} : L'effort limite mobilisable sous la pointe
- Q_{su} : L'effort limite mobilisable par frottement latéral
- ❖ L'expression des charges de fluage en compression Q_c et en traction Q_{tc} d'un élément de fondation

Le mode de mise en œuvre (sans refoulement) du sol :

$$Q_c = 0,5Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$$

$$Q_{tc} = 0,7Q_{su}$$

- ❖ Voici un tableau récapitulatif des résultats obtenus :

Tableau.VIII 8:Tableau récapitulatif des résultats

Q_{tot} (MN)		Pile	Culée
		17,301	15,916
Q_{max}	ELS rare	9,385	8,530
	ELS QP	6,038	5,610
	ELU	12,358	11,369
	ELA	14,417	13,264
Q_{min}	ELS rare	-7,374	-6,702
	ELS QP	0	0
	ELU	-12,358	-11,369
	ELA	-13,308	-12,243

VIII.2. Interaction sol structure :

Les fondations de l'ouvrage sont des fondations profondes, l'interaction sol structure est assurée par des ressort élastique dont la raideur est calculée selon les caractéristiques géotechniques du sol, la raideur de ces ressort est évaluée selon la méthode suivante :

L'évaluation de K_f est effectuée à partir des résultats d'essais au pressiomètre Ménard

$$K_F = \frac{12 \times E_M}{\frac{4}{3} \times \frac{B_0}{B} \left(2,65 \times \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \alpha}; \text{ pour } B \geq B_0$$

Avec ; $B_0 = 0.6$ et α est un coefficient caractérisant le sol ($2/3$ pour notre cas) déterminé selon le tableau ci-dessous :

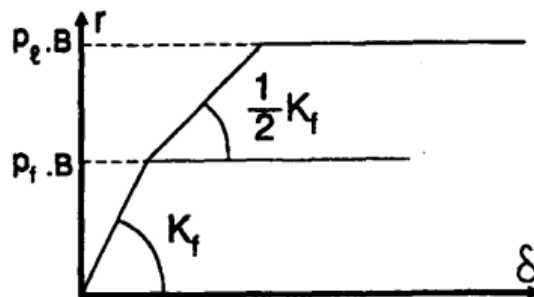
Tableau.VIII 9: Valeur de coefficient α en fonction de type de sol

TYPE	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1	α	E_M/p_1	α
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		-

❖ Lois d'interaction vis-à-vis des sollicitations de courte durée d'application :

Selon Fascicule 62 -V/Article 3,

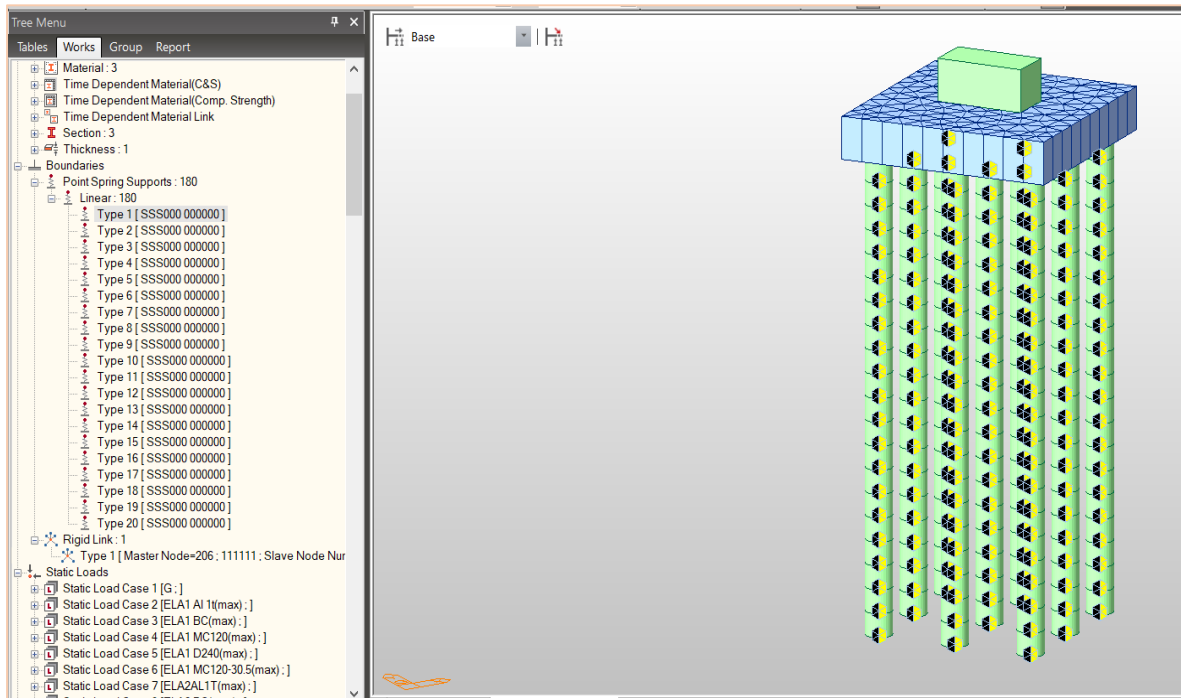
Pour certains calculs, par exemple vis-à-vis de sollicitations accidentelles (chocs), ou, pour les sols cohérents, de sollicitations rares de courte durée, le marché pourra admettre que les justifications soient menées à partir d'un diagramme d'interaction (il s'agit de la formule de Ménard multipliée par 2)



Le module de frottement latéral (K_ζ) et le module de résistance en pointe (K_q) seront calculées par les formules suivantes :

$$K_\zeta = \frac{2E_M}{B} \quad K_q = \frac{11E_M}{B} \quad \text{Pour les sols fins .}$$

On va introduire ces valeurs (points springs supports) dans la modélisation des fondations (pieux +semelle) sous pile et culée .



Le calcul détaillé des raideurs se trouve dans L'annexe A

Figure .VIII 3: Affectation des ressort le long des pieux sur Midas Civil

CHAPITRE IX

ÉTUDE DE LA PILE

IX.1.Introduction :

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage constitue une étape cruciale dans le cadre d'un projet. La détermination des appuis et des fondations relève d'une longue réflexion basée sur un processus itératif. Cela, nous conduit à étudier les appuis et les fondations en pour les différente états limites.

IX.2.Conception de la pile :

Des **piles voiles pleines** qui reposent sur des fondations profondes. Ces piles sont construites par la méthode des coffrages grimpants.

IX.3.Prédimensionnement de la pile :

En se basant sur les dimensions des appareils d'appui définitifs, les dimensions des emplacements des vérins, la section longitudinale, le fonctionnement mécanique et l'aspect esthétique. Le dimensionnement de la pile dépend de trois facteurs importants :

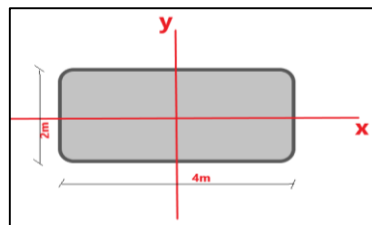


Figure IX. 1:Vue en plan de la pile

Dimensions en plan (m)	Aire (m ²)	I _y (m ⁴)	I _x (m ⁴)
2× 4	8	10.67	2.67

TableauIX. 1:Implantation et hauteur des piles

Appuis	Position pk	Hauteur de pile(m)
C0	1735	6.41
P1	1707	7.99
P2	1667.5	9.99
P3	1628	10.48
P4	1588.5	11.28
P5	1549	12.56
P6	1509.5	13.09
P7	1470	11.67
P8	1430.5	9.13
P9	1391	7.75
P10	1351.5	6.96
C1	1323.5	5.12

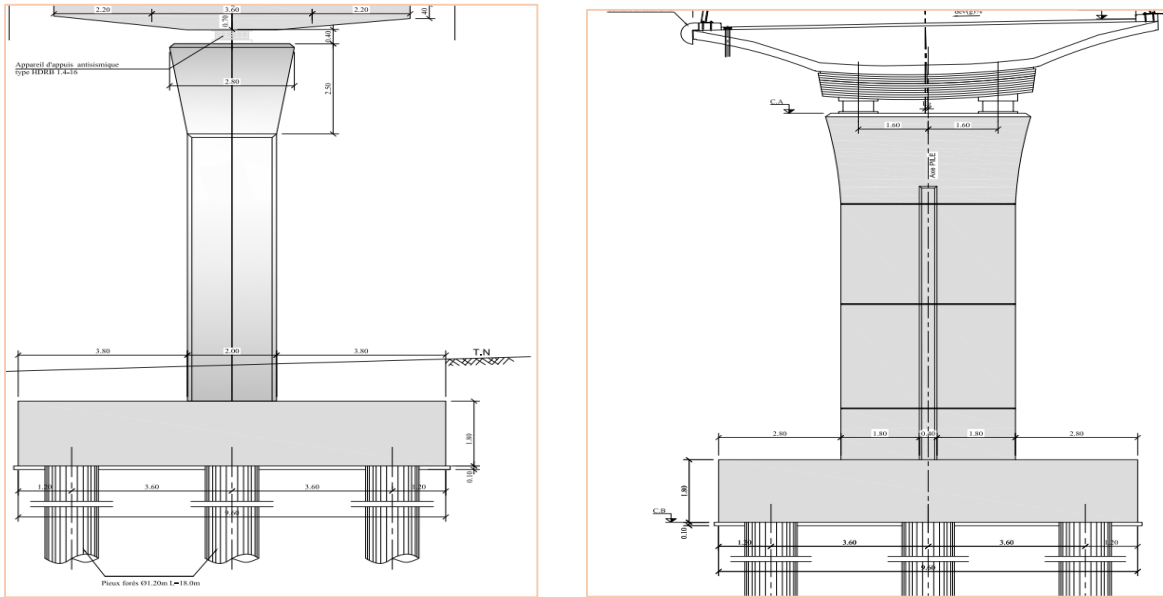


Figure IX. 2:Vue en élévation de la pile

IX.4.Vérification de stabilité de la pile vis-à-vis le flambement :

la vérification de flambement soit satisfaite si :

$$\lambda = l_f / i \leq 70$$

- l_f : Longueur de flambement de la pile la plus élancée
- $l_f = 2 \times l_0$ Avec l_0 : la hauteur totale de la pile
- i : le rayon de giration de la section avec $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{s}}$ et $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{s}}$

Tableau IX. 2:Vérification de flambement des piles les plus élancées

Appui	P5	P6
L_0 (m)	12,56	13,10
L_f (m)	25,11	26,20
$I_y(m^4)$	10,67	10,67
$I_x(m^4)$	2,67	2,67
s (m ²)	8,00	8,00
i_y (m)	1,15	1,15
i_x (m)	0,58	0,58
λ_x	43,50	45,38
λ_y	21,75	22,69
Vérification	OK	OK

IX.5.Evaluation des efforts agissant sur la pile :

La pile est soumise à une flexion composée dans les deux sens, elle est sollicitée principalement par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal. Elle sera considérée comme une console encastrée dans sa base et libre à l'extrémité.

IX.5.1.Efforts statiques :

Sollicitations	Charges
Vertical (KN)	G (fut)
	G (tablier)
	Q
Horizontal (longitudinal)(KN)	Freinage Bc
	Freinage Al
	Température
	Fluage/ retrait
Moment longitudinale (KN.m)	Freinage Bc
	Freinage Al
	Température
	Fluage/ retrait

IX.5.2.Efforts sismiques :

Conformément à l'étude sismique réalisée au chapitre précédent. Les efforts les plus défavorables (à la base de la pile 5) sont calculées et données dans *l'Annexe B.*

IX.5.3.Vérification des effets de second ordre B.A.E.L A4.3.5 :

Cas de la flexion composée avec compression.

D'après le calcul des sollicitations :

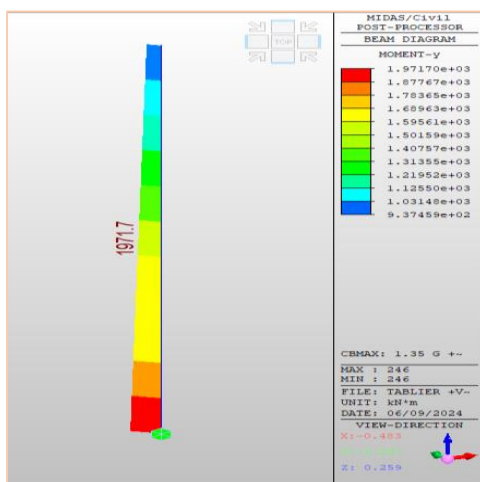


Figure IX. 3: valeur du moment fléchissant au niveau de la pile

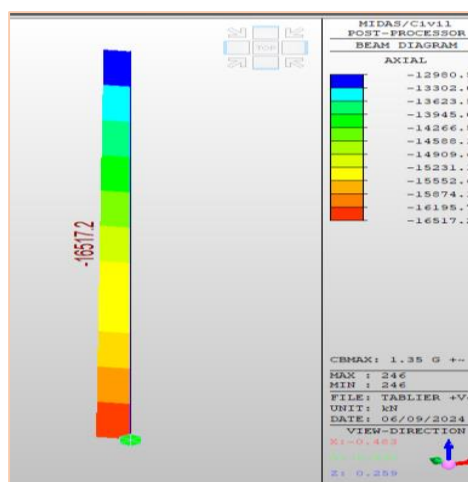


Figure IX. 4: l'effort vertical maximal dans la pile

A'ELU :

$$Mu = 1971.7 \text{ KN.m}, \quad Nu = 16517.2 \text{ KN.}$$

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} \rightarrow e_1 = 0.1194 \text{ m}$$

$$\text{On a } l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 13.099 = 26.2 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{26.2}{2} = 13.099 \leq \max \left\{ 15 ; \frac{20 \times e_1}{h} \right\} = 15$$

Donc, il faut tenir compte de façon forfaitaire les effets de second ordre.

Tableau IX. 3: Les efforts internes maximales agissant sur la pile 6 à ELS

ELS Fréquentes	Moment-x (kN.m)	N Axial (kN)	Moment-y (kN.m)
G+0.6BC+T7	-131.69	-13198.6	317.99
G+0.6A2T+T7	127.62	-13611.4	1193.48

ELS RARE	Moment-x (kN.m)	N Axial (kN)	Moment-y (kN.m)
G+1.2bc+T7	-451.2	-13939.6	938.84
G+ΔT	330.47	-12449.4	1186.97

Tableau IX. 4: Les efforts internes maximales agissant sur la pile 6 à ELU

ELU	Moment-x (kN.m)	N Axial (kN)	Moment-y (kN.m)
1.35(G+D240)+T4	504.89	16393.6	1467.28
1.35 G +1.6 bc+T4	1.98	16517.2	1971.7

Tableau IX. 5: Les efforts internes maximales agissant sur la pile 6 à ELA

ELA	Moment-x (kN.m)	N Axial (kN)	Moment-y (kN.m)
G+E ₈ +bc	13507.59	14203.29	16296.97
G+E ₁ +D240	16819.79	10801.5	14221.9

Les résultats détaillés obtenus se trouvent dans *l'Annexe B.*

IX.6. Ferrailage des éléments des piles :

Selon RPOA2008 A5.5.1.1 :

La zone critique se situe à la base de la pile où les valeurs des moments fléchissant atteignent le maximum

Longueur de la zone critique : $\rightarrow l_c = h \times \lambda$

Avec : $\lambda = \frac{1}{3} \left(2 + \frac{l}{h} \right)$ avec $1 \leq \lambda \leq 2 \rightarrow \lambda = 2, l_c = 4m$

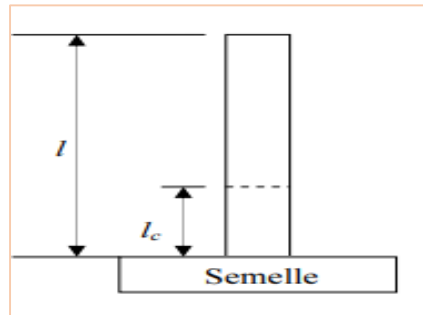


Figure IX. 5: zone de recouvrement selon R.P.O.A

IX.6.1. Armatures longitudinales : Article 7.2.2.1/7.2.2.2 Pièces fléchies

Zone de recouvrement : $0.5\% \leq \rho_g \leq 3\%$ on prend $\rho_g = 1.45\%$

$A_{stotale} = 1161.45 \text{ cm}^2$... C'est l'équivalent de 120HA32 + 40HA25

$$A_{stotale} = (2(10HA32)_{coté\ h} + 2(20HA32)_{coté\ b}) + 20HA25_{coté\ b} \quad e=20\text{cm}$$

Hors zone de recouvrement : (zone III) ; $0.25\% \leq \rho_g \leq 1.5\%$ on prend $\rho_g = 1.2\%$.

$A_{stotale} / coté = 965.1 \text{ cm}^2$ c'est l'équivalent de 120HA32

$$A_{stotale} / coté = (2 \times (10HA32)_{coté\ h} + 2(20HA32)_{coté\ b}) \quad e=20\text{cm}$$

IX.6.2. Armatures transversales : RPOA ARTICLE 7.2.2.2

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée avec le RPOA2008 par :

❖ **Espacement des armatures d'effort tranchant :**

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$S_t = \min(24\Phi_t; 8\Phi_l; 0, 25d)$$

Avec :

- d: Hauteur utile.
- Φ_t : Diamètre des armatures transversales. On prend HA14 et HA16.
- Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

AN : $S_t = \min(24\Phi_t; 8\Phi_l; 0, 25d) = \min(24 \times 1.4; 8 \times 2.5; 100) = 20\text{cm}$

$$S_{t\text{ retenu}} = 20\text{cm}$$

❖ Section minimale des armatures d'effort tranchant :

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

Avec :

- S_t : l'espacement des armatures transversales en mm.
- A_L : est la section totale des armatures longitudinales.
- f_{el}, f_{et} : Caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales.

AN :

$$A_t \geq \frac{A_L \times f_{el}}{16 \times f_{et}} \times \frac{S_t}{100}$$

$$A_t/st \geq \frac{777.07 \times 500}{16 \times 500}$$

$$A_t \geq 48.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{t\text{retenu}} = 48.76 \text{ cm}^2 \text{ soit } 16\text{HA}14 + 10\text{HA}16 .$$

PLAN de ferrailage pour les deux zones :

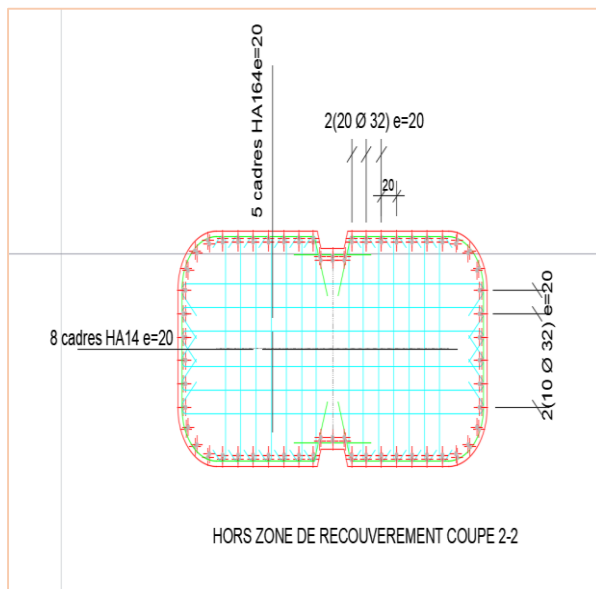


Figure IX. 6: croquis de ferrailage -vue en plan- zone courante -

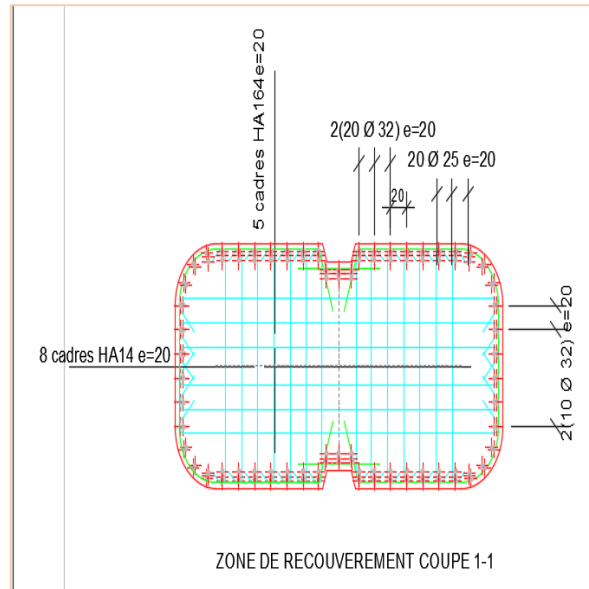


Figure IX. 7: Croquis de ferrailage vue en plan -zone de recouvrement-

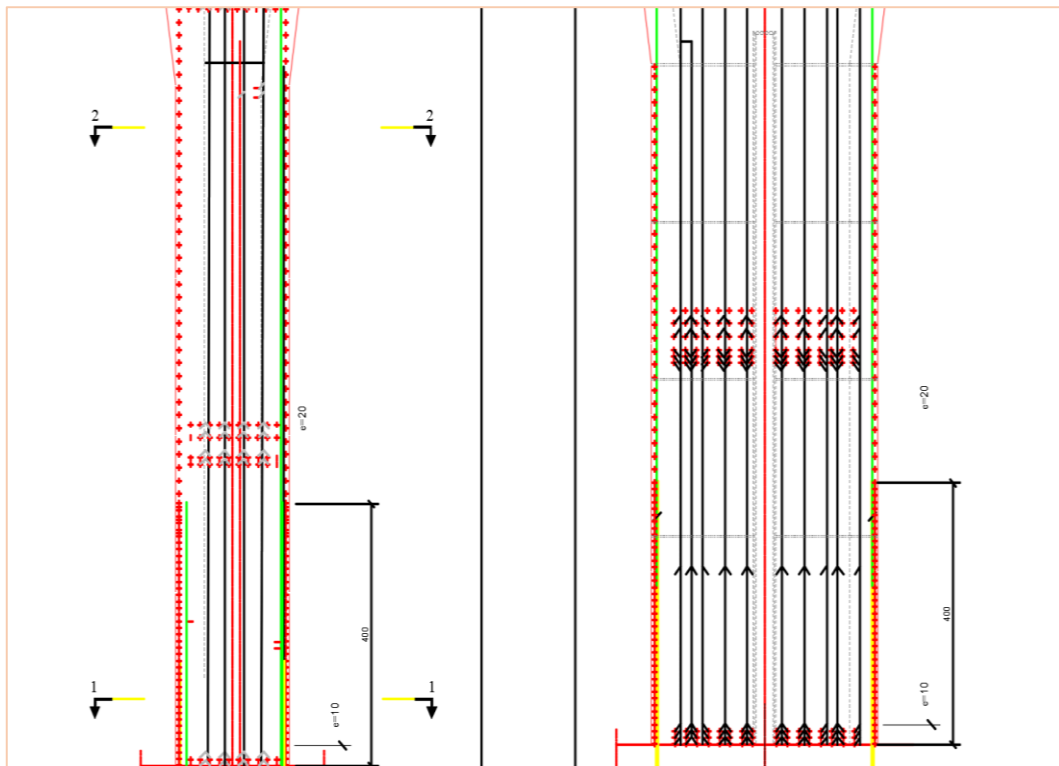


Figure IX. 8:plan de ferrailage -vue en élévation -

IX.7.Etude de fondation :

Les fondations sont des éléments en BA qui reçoivent la descente des charges et les faites transmettre aux sol , par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux sous une semelle .

IX.7.1.Choix de type de fondation :

D'après le rapport géotechnique, le type de fondation préconisé est profond : pieux de de 20m longueur forée (SR) avec $\Phi = 1,20m$

❖ L'entraxe et le nombre de file de pieux :

, il est préférable de faire un espacement de 3Φ entre axe des pieux pour éviter l'effet de groupe c-à-d une diminution de la capacité portante.

❖ Nombre de files de pieux :

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, D'où, On suppose que $n_{pieux} = 9$ Pieux et on vérifie la condition de capacité.

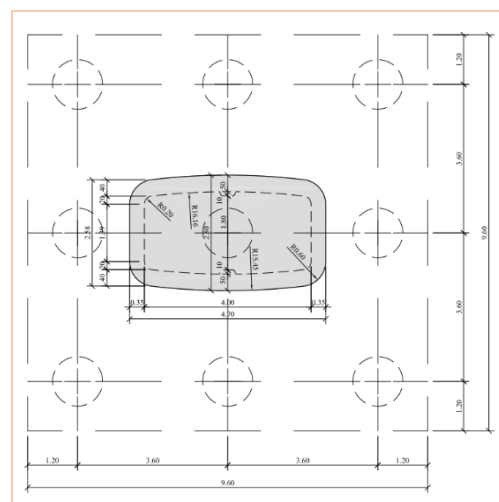


Figure IX. 09:vue en plan- semelle sur pieux -

❖ Caractéristiques de la semelle :

- La longueur : $(n-1) \times 3\Phi + 2\Phi$
- La largeur : $(m-1) \times 3\Phi + 2\Phi$
- La hauteur : $h_t \geq \frac{e}{2.5} = \frac{3.6}{2.5} = 1.44 \text{ m}$

Avec :

- n . m: étant le nombre des files des pieux (3).
- L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$).
- Φ : diamètre des pieux (1,20m).

Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)
9.6	9.6	1.8

IX.7.2.Effort revenant à chaque pieu :

l'effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n_{\text{pieux}}} \pm \frac{M_x e_y}{\sum e_y^2} \pm \frac{M_y e_x}{\sum e_x^2}$$

Les tableaux de la décente de charge (N ,m_x,m_y) se trouvent en **Annexe B**

	Ranger 1			Ranger 2			Ranger 3			
Pieux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Somme
ex	3,6	-3,6	-3,6	0	0	0	3,6	3,6	3,6	
ey	-3,6	0	-3,6	3,6	0	-3,6	3,6	0	-3,6	
ex ²	12,96	12,96	12,96	0	0	0	12,96	12,96	12,96	77,76
ey ²	12,96	0	12,96	12,96	0	12,96	12,96	0	12,96	77,76

Le calcul était fait :

- Manuellement par la formule ci-dessus.
- Par Midas civil.

Partie modélisation :

Afin de trouver les efforts revenants à tête de chaque pieu on passe par les étapes suivantes :

- Modélisation de la fondation :
 - Semelle en élément plaque.
 - Pieux en élément barre.
 - Assurer la liaison entre bas de fut et la base de la semelle par des liaisons rigides.
- Modélisation du sol afin d'évaluer le tassement et les efforts en tête de pieux (les raideur horizontales K_f et verticale de résistance en pointe K_q et frottement latéral K_ζ) selon guide SETRA fascicule 62 titre V annexe G.4

- Importation de la descente de charge à ELU, ELS ,ELA à partir du model global (tablier+piles) en utilisant la programmation on utilisant la commande MCT .
- Évaluation des efforts agissant en tête de pieu .

IX.7.3.Condition de vérification :

$N_{i\ max} < Q_{max}$: Pas de risque de poinçonnements.

$N_{i\ min} > Q_{min}$: pas de risque de soulèvement.

Tel que :

Q_{max} , Q_{min} : la capacité portante (max et min) du sol calculé au titre « Capacité portante du sol sous fondation profonde »

IX.7.3.1Vérification des résultats de calcul manuel :

Pieux	(KN)	ELS rare	ELS Qp	ELU	ELA	Condition
1	Max	1624.665	1500.369	2212.595	2251.463	OK
	Min	1322.29	1352.447	1801.762	631.538	OK
2	Max	1690.212	1559.013	2265.787	2307.07	OK
	Min	1387.693	1407.241	1875.778	442.2821	OK
3	Max	1710.708	1593.636	2320.366	2612.753	OK
	Min	1415.572	1431.348	1930.817	124.506	OK
4	Max	1633.015	1492.216	2173.173	2446.214	OK
	Min	1311.08	1332.137	1766.47	1275.272	OK
5	Max	1641.623	1512.4	2211.901	2011.609	OK
	Min	1349.273	1366.76	1821.51	1197.503	OK
6	Max	1663.085	1547.003	2266.481	2314.416	OK
	Min	1370.879	1392.908	1876.55	371.8619	OK
7	Max	1594.317	1456.701	2132.477	2948.925	OK
	Min	1272.659	1285.504	1710.34	1261.387	OK
8	Max	1602.925	1476.885	2171.205	2372.751	OK
	Min	1301.794	1320.127	1756.051	1292.747	OK
9	Max	1624.665	1500.369	2212.595	2251.463	OK
	Min	1322.29	1352.447	1801.762	631.538	OK
	Max[1 :9]	1710.708	1593.636	2320.366	2948.925	OK
	Min[1 :9]	1272.659	1285.504	1710.34	124.506	OK

IX.7.3.2 Vérification des résultats de calcul numérique :

Pieux	(KN)	ELS rare	ELS	ELU	ELA	Condition
1	Max	1872.1	1748.21	2520.92	3348.53	OK
	Min	1592.25	484.35	2139.89	2076.49	OK
2	Max	2342.96	2192.99	3152.67	3287.94	OK
	Min	1992.67	516.44	2675.52	1648.69	OK
3	Max	1867.06	1754.24	2498.01	3287.94	OK
	Min	1583.94	484.18	2134.74	1648.69	OK
4	Max	2143	2007.59	2900.2	2691.05	OK
	Min	1834.55	503.53	2498.18	1041.33	OK
5	Max	2609.64	2445.89	3517.54	2691.05	OK
	Min	2239.2	529.72	3025.53	1041.33	OK
6	Max	2155.49	2015.12	2872.68	3073	OK
	Min	1832.8	503.84	2474.67	2043.75	OK
7	Max	1951.17	1839.41	2655.21	2764.64	OK
	Min	1684.13	484.15	2319.34	1518.85	OK
8	Max	2456.48	2310.64	3322.42	2745.35	OK
	Min	2123.14	516.96	2875.1	124.3	OK
9	Max	1970.05	1845.64	2627.14	3252.06	OK
	Min	1690.58	484.03	2286.47	898.53	OK
	Min	1583.94	484.03	2134.74	2407.96	OK
	Max	2609.64	2445.89	3517.54	3348.53	OK

N. B : la petite variation entre le calcul manuel et numérique est due au fait que le model numérique prend en compte le poids des charges permanentes (semelle & sol), ainsi que la descente de charge. En revanche, dans le calcul manuel on a travaillé seulement avec les valeur de la réaction d'appui de la pile 06 .

IX.8.Ferraillage de la semelle :

La rigidité de la semelle est vérifiée $h \geq \frac{L}{2} - \frac{B}{4}$

$$h \geq 1.3 m$$

Pour le ferraillage de la semelle on appliquera la méthode des bielles, à condition que l'angle θ d'inclinaison de la bielle avec l'horizontal soit supérieur ou égale à 45° , sinon On utilisera la méthode dite des consoles.

- $Tan\theta = \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}}$
- $Tan\theta = \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} = \frac{0.9 \times 1.8}{\frac{3.6}{2} - \frac{2}{4}} = 1.246$

$45^\circ \leq \theta = 51.25^\circ < 55^\circ \rightarrow$ il y'a pas risque de se produire des glissements des bielles inclinées au voisinage de la jonction semelle-poteau

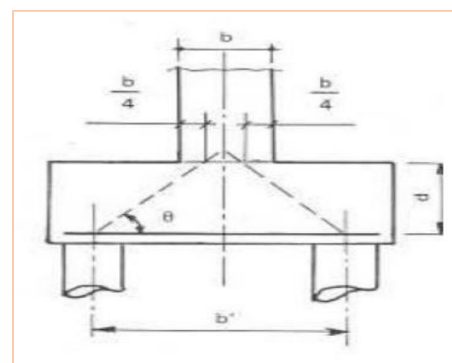


Figure IX. 9: diffusion des bielles de compression

IX.8.1. Armature transversal inférieure :

On applique la méthode des bielles D'après document « SETRA » la section d'armature Transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\sigma_{s adm}} \left(\frac{l-b}{h} \right)$$

Tableau IX. 6: calcul de la section d'armature inférieure aux états limites

	ELS	ELU	ELA
$\sigma_{s adm}$ (MPa)	333,33	434,87	500
R_{max} (KN)	2609.64	3517.54	3348.53
A_s (cm ²)	62.83	64.91	53.74

- Pourcentage des armatures minimales inférieures, selon RPOA -Article 7.6.1.2 semelle sur pieux :

Pour la zone III $0.25\% \leq \rho_s \leq 1.5\%$ (armatures sollicitées en traction)

$$A_s(\text{cm}^2)_{\text{retenu}} = A \times 0,25\% \times 10^4 = 432 \text{ cm}^2 \text{ soit } 89 \text{ HA25.}$$

Ces armatures transversales inférieurs sont placées sur une bande de :

$$\emptyset + h_{\text{semelle}} = 1.2 + (1.8 - 0.1) = 2.9 \approx 3 \text{ m.}$$

$$\color{red}{\oplus} A_s = \frac{432}{3} = 144 \text{ cm}^2/\text{ml} = 30 \text{ HA25 (3} \times \text{10A 25) /ml st=10cm}$$

IX.8.2. Armatures de répartition :

Entre les différentes bandes de 3m , on placera des armatures de répartitions tel que :

$$\color{red}{\oplus} A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{144}{3} = 48 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit } 10 \text{ HA25 avec St=10 cm}$$

IX.8.3. Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leur section est donnée par :

$$\color{red}{\oplus} A_L = \frac{A_s}{2} = \frac{144}{2} = 72 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \text{ soit } \frac{2(8\text{HA } 25)}{\text{ml}} \text{ avec un espacement de st = 10cm}$$

IX.8.4. Armatures de construction :

- Armatures transversales supérieures :

$$\color{red}{\oplus} A_{ts} = \frac{144}{3} = 48 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit (10HA25)/ml sur 1 nappe avec st= 10cm}$$

- Armature longitudinale supérieure :

$$\color{red}{\oplus} A_{ls} = \frac{A_s}{4} = \frac{144}{4} = 36 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit (8HA25) /ml sur 1 nappe}$$

- Armature latérale :

$$\color{red}{\oplus} A_l = \frac{A_s}{10} = \frac{144}{10} = 14.4 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit (8HA16) avec st= 30 cm}$$

IX.8.5. Plan de ferrailage de la semelle :

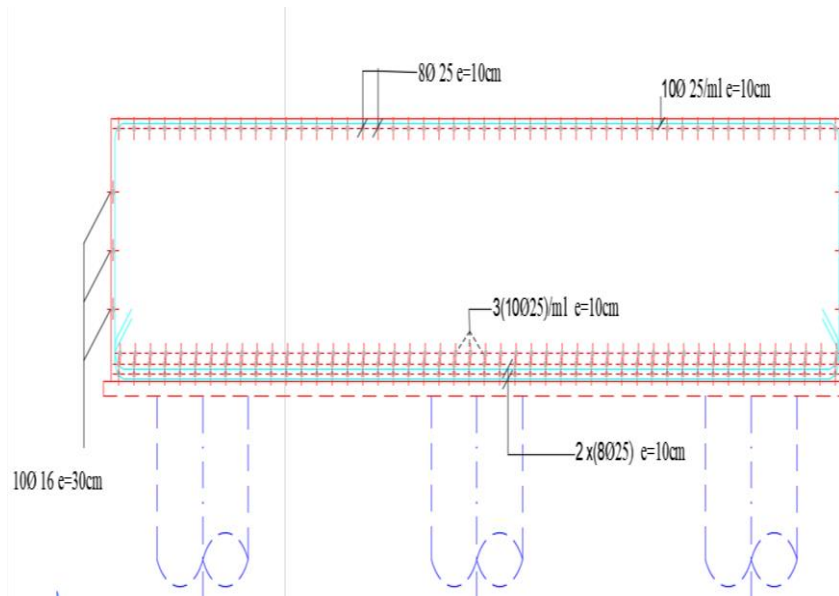


Figure IX. 10: Croquis de ferrailage de la semelle

IX.9. Ferrailage des pieux :

IX.9.1. Evaluations des actions sur les pieux : méthode de WERNER.

IX.9.1.1 Calcul de λ :
$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

Avec :

- b : diamètre des pieux 1,2m
- C_u : module de réaction du sol $30\text{KN}/\text{m}^3$
- E : module d'élasticité $E=34179,56\text{ MPa}$
- I : moment d'inertie d'un pieu $=\frac{\pi D^4}{64} = 0,10178\text{ m}^4$
- λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER.

Alors, $\lambda = 0,226\text{ m}^{-1}$

Donc : $\lambda l = 4,52$

IX.9.1.2 Les efforts maximaux dans le pieu le plus sollicité :

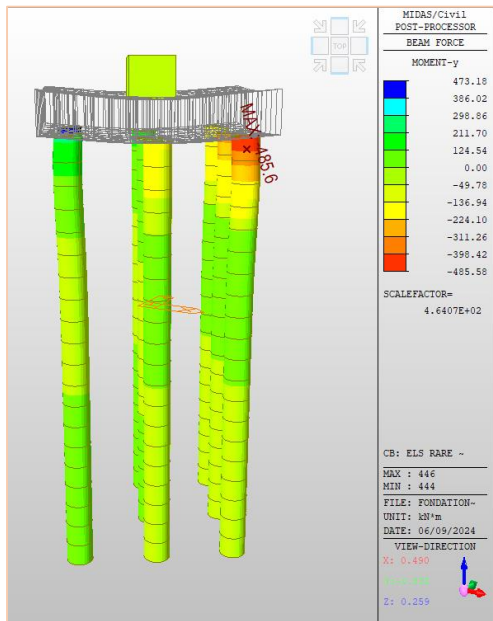


Figure IX. 11: My max à ELS rare

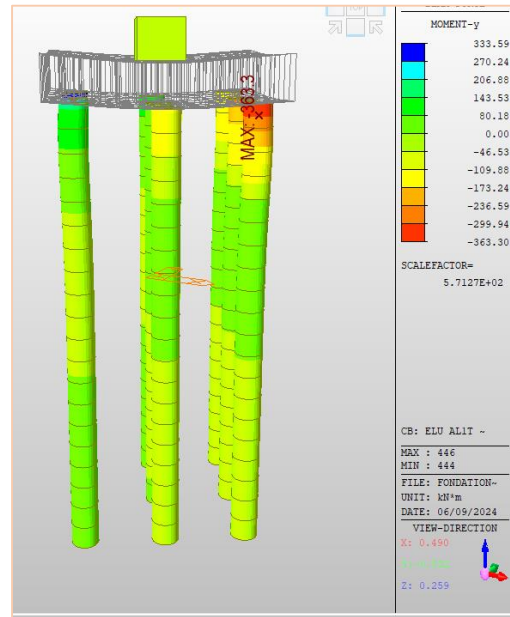


Figure IX. 12 My max à ELU

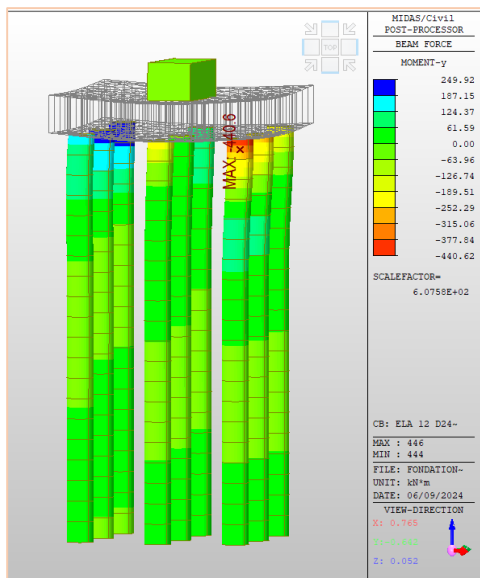


Figure IX. 13: My max à ELA

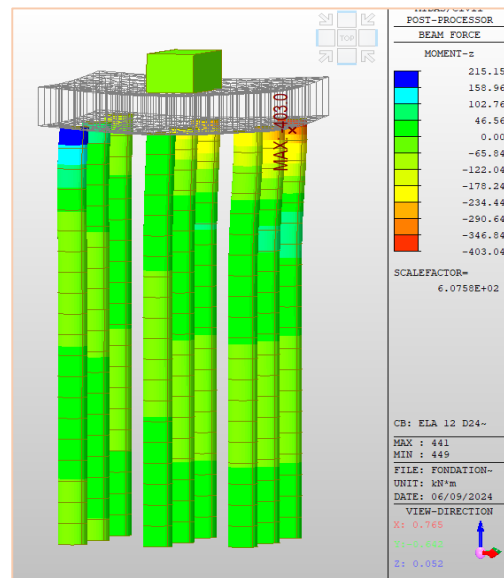


Figure IX. 14 Mx max à ELA

Tableau IX. 7: Valeur des efforts internes développés dans le pieux au différents états limites

	N(KN)	My (KN.m)	Mx (KN.m)
ELA	2045.54	440.6	403.04
ELS	3096.49	485.58	414.36
ELU	2615.39	363.3	318.26

IX.9.2. Calcul de moment en tête du pieu :

$$M = -\frac{X_{\varphi}^H(\lambda L)}{X_{\varphi}^M(\lambda L)} \times \frac{P}{\lambda}$$

Avec :

- M : Moment en tête du pieu.
- P : Effort tranchant en tête de pieu pour les condition sismiques.
- λ: Coefficient d'amortissement

D'après le tableau de WERNER, on tire :

$$\lambda L = 4,52 \text{ m} \Rightarrow X_{\varphi}^H = 1,3 \quad \Rightarrow X_{\varphi}^M = 1,54$$

$$P = 190.3 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{AN:}} \quad M = -710.8 \text{ KN.m}$$

IX.9.3. Ferrailage des pieux :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée, le ferrailage du pieu se fera à l'aide des abaques de WARNER :

IX.9.3.1 Données d'entrée de l'abaque :

- $N_{min} = 2273.63 \text{ KN}$
- $M_{max} = -710.8 \text{ KN.m}$

IX.9.3.2 Définition des armatures :

$$\frac{h}{D} = \frac{0.1}{1.2} = 0.083 \approx 0,1$$

- h' = enrobage = 10cm, D : diamètre de pieu = 1,2m

$$\frac{M_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{710.8}{\pi \times 0.6^2 \times 1.2 \times 30000} = 0.0175$$

$$\frac{N_r}{\pi R^2 D \beta_w} = \frac{2273.63}{\pi \times 0.6^2 \times 1.2 \times 30000} = 0.0558$$

Avec :

- β_w : résistance caractéristique du béton (30MPa).

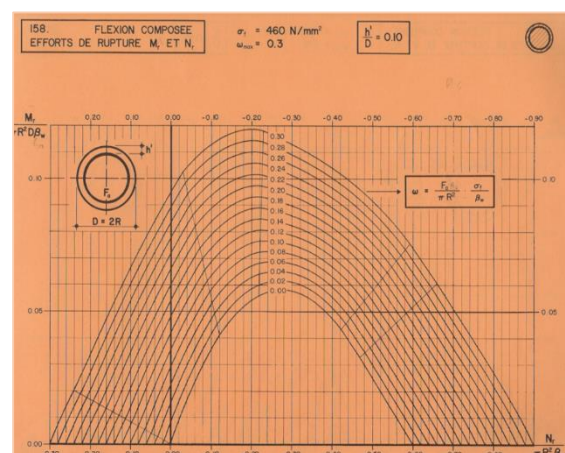


Figure IX. 15: Abaque de WALTHER

- R : rayon du pieu.

$$\omega = \frac{F_a}{\pi R^2} \times \frac{\sigma_e}{\beta_w}$$

- Avec : F_a : la section des armatures cherchée.
- $\sigma_e = 500$ MPa
- On tire de l'abaque : $\omega = 0,3$

A.N:

$$F_a = \frac{\omega \times \pi R^2 \times \beta_w}{\sigma_e} = 203,47 \text{ cm}^2$$

✚ Soit $F_a = 206.17 \text{ cm}^2$ soit (42HA25)

$$\text{✚ } S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2\pi \cdot 0,6}{40} = 10 \text{ cm}$$

IX.9.4. Armatures transversales :

- $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{25}{3}$
- $\varnothing_t \geq 8,33$ Alors, On va prendre HA12 avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone courante} = 20 \text{ cm} \\ \text{Zone de recouvrement} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

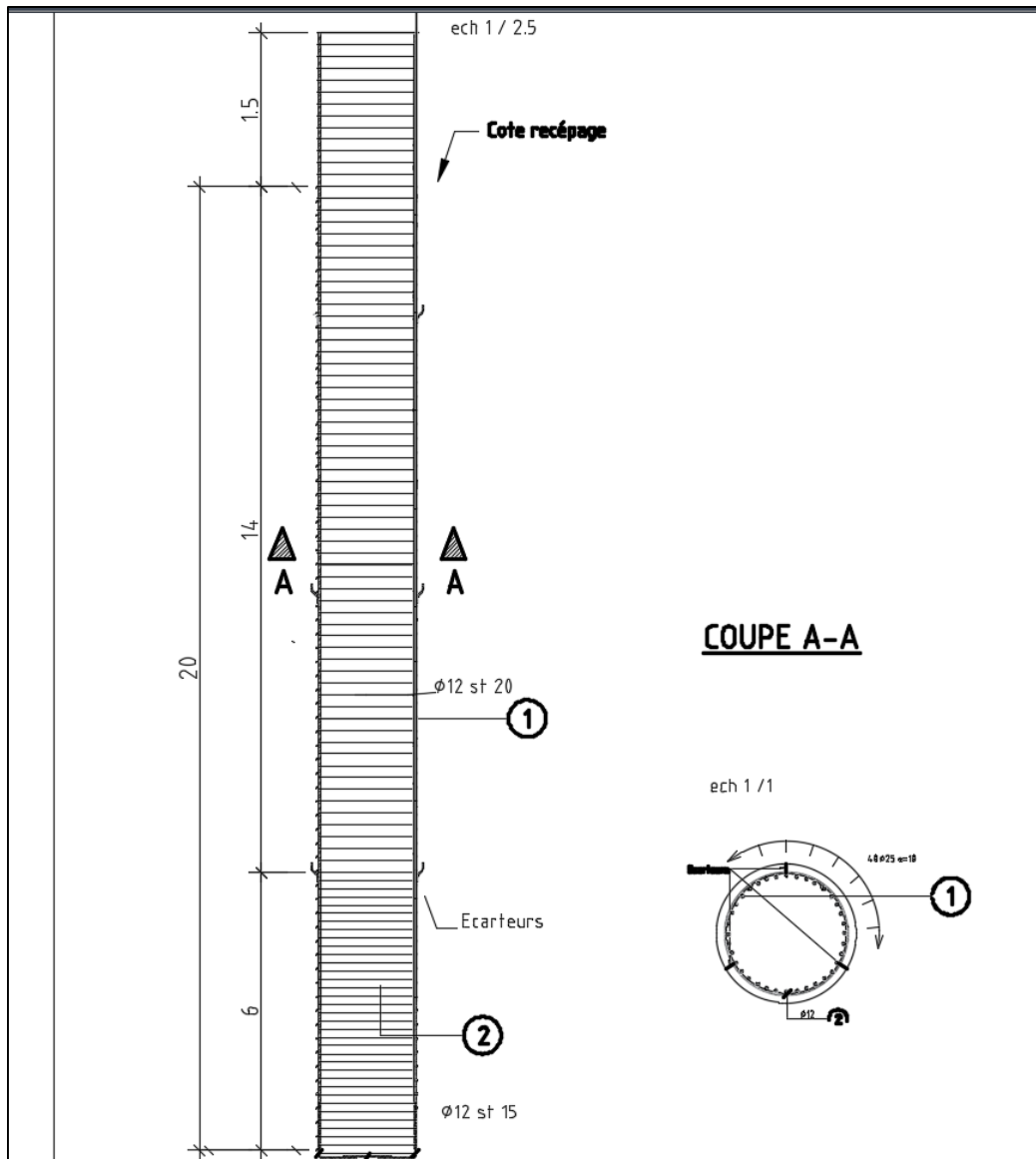


Figure IX. 16: Croquis de ferrailage des pieux



CHAPITRE X
ÉTUDE DE LA CULÉE

X.1.Introduction :

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories :

- La fonction mécanique.
- La fonction technique.

X.2.Prédimensionnement de la culée :

Le prédimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.CALGARO intitulé : Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants »

❖ Mur garde grève :

$$e = \text{Max}(30\text{cm}; \frac{h}{8})$$

Pour notre cas : $e = \text{Max}(30\text{cm}; \frac{h}{8}) = \text{Max}(30\text{ cm}, \frac{2,05}{8}) = \text{Max}(30\text{cm} ; 25.6\text{cm})$

$$e = 30\text{cm}.....\text{ok}$$

- #### ❖ Sommier d'appui :
- La distance de l'about du tablier au nu intérieur des appareils d'appui pour les ponts métalliques ou de béton précontraint, on prend minimum 30cm

Pour notre cas : $d'' = 30\text{ cm} \text{ok}$

- #### ❖ Mur en retour :
- Il est nécessaire pour disposer latéralement et assurer un bétonnage correct, son épaisseur varie entre 30 à 40cm et peut attendre jusqu'à 50 à 60 cm afin d'avoir une assise suffisante

Pour notre cas : $e = 60\text{cm}.....\text{ok}$

- #### ❖ Dalle de transition :
- son rôle non explicite, servir de dalle de frottement et bloquer le déplacement du mur garde grève en tête, ça longueur :

$$L = \text{Min}(6\text{m}; \text{Max}(3\text{m}, 0.6H))$$

Pour notre cas : $L = 5\text{m}$

Elle est coulée sur un béton de propreté avec un épaisseur constant de **30cm** et entrée dans le corbeau d'appui par l'intermédiaire de goujons

- #### ❖ Corbeau :
- Le corbeau sert d'appuis pour la dalle de transition. Il a une forme de trapèze ayant une grande base de 180cm, une petite base de 150cm et une hauteur de 30cm.

Tableau X. 1:Dimensions des éléments de la culée

C0					
Éléments	Dimensions(m)		Éléments	Dimensions (m)	
Semelle	H	1,8	Dalle de transition	e	0,3
	L	11,67		L	9,54
	l	9,6		l	5
Mur frontal	e	1,6	Mur garde grève	e	0,4
	L	11,14		H	2,05
	l	6,15		L	11,14
Mur en retour	e	0,8	Corbeau	L	11,14
	S	39,43		S	0,5
Mur cache	S	2,3202			
	e	0,3			

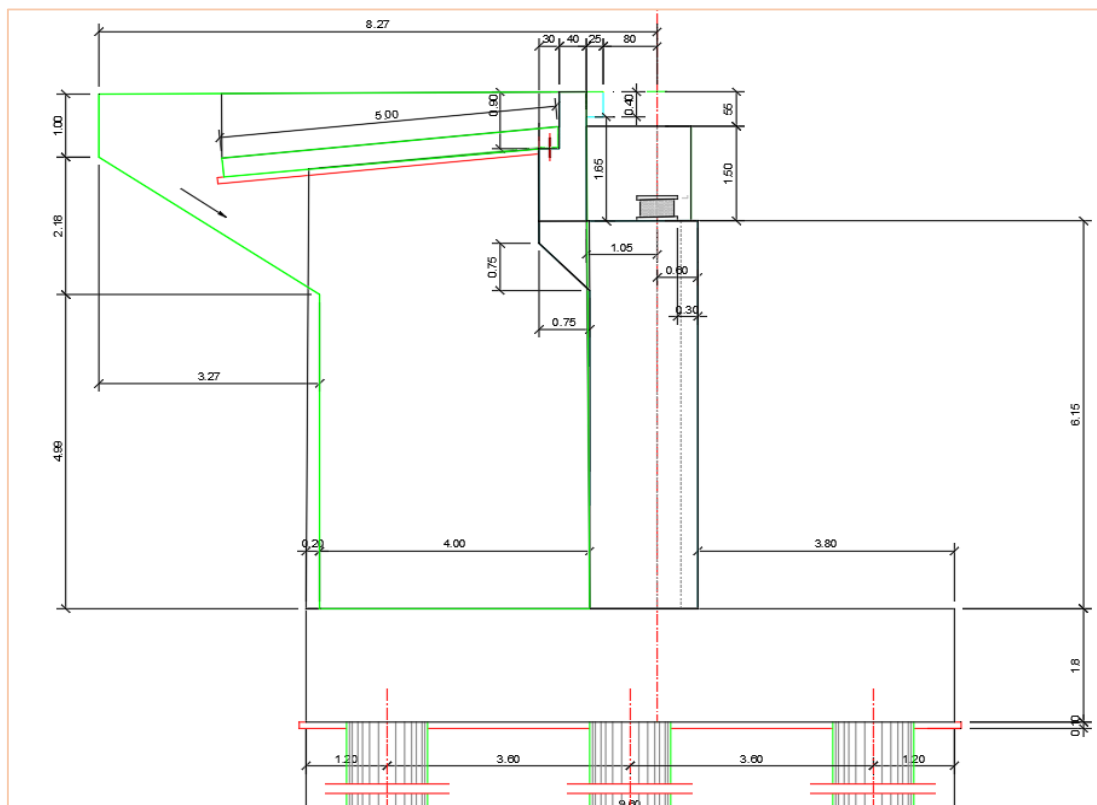


Figure X.1:Vue en élévation de la culée

Remarque :

On note l'ajout de deux plots parasismiques entre les appareils d'appuis pour éviter le déplacement des poutres vers l'extérieur en cas de séisme.

X.3.Evaluation des efforts agissant sur la culée dans le cas statique :

$K_a = 0.33 ; \gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3 ; \gamma_{\text{sol}} = 18 \text{ kN/m}^3 .$

Éléments	N (KN)	H (KN)	e_H (m)	e_v (m)	M_{X_v} (KN.m)	M_{X_H} (KN.m)	ΔM (KN.m)
Semelle	5041,44	0	0	0,9	0,000	0	0,00
Mur frontale	2740,44	0	-0,187	4,89	-513,3	0	-513,28
Dalle de transition	357,75	0	0,9126	9,04	326,5	0	326,48
Mur en retour	1577,2	0	3,1921	6,39	5034,6	0	5034,58
Corbeau	139,25	0	0,9126	8,26	127,1	0	127,08
Mur garde grève	323,06	0	0,9126	8,83	294,8	0	294,82
Poids des terres sur DD	673,1424	0	0,9126	9,04	614,310	0	614,31
Poids des terre amont	4900,889	0	2,75	5,239	13477,4	0	13477,44
Poussée des terres	0	3308,58	0	-3,33	0,000	-11017,5	-11017,5
Poids sur 10KN/m ²	238,5	0	0,9126	10	217,6	0	217,66
Poussée sur 10KN/m ²	0	314,82	0	-5	0,000	-1574,1	-1574,10
Mur cache	17,4015	0	0,0737	8,7044	1,282	0	1,28
Dés d'appuis	19,2	0	0,1	8,35	1,920	0	1,92

X.4.La réaction d'appui du tablier :

Tableau X. 2:Les actions transmises par le tablier.

	f_v (KN)	e_h (m)	M' (m)	f_h (KN)	e_v (m)	M_h (KN.m)	ΔM (KN.m)
R (G)	2440,084	0,1	244,01	0	0	0	244,01
R (AL)	1143,828	0,1	114,38	0	0	0	114,38
R (bc)	1123,271	0,1	112,33	0	0	0	112,33
R (Mc120)	980,8601	0,1	98,09	0	0	0	98,09
R(D240)	1590,157	0,1	159,02	0	0	0	159,02
H(f+r)	0	0	0	-46,3	10	-463	-463,00
H(T°)	0	0	0	-41,72	10	-417,23	-417,23
Fr A(L)	0	0	0	-43	10	-430	-430,00
Fr Bc	0	0	0	-47	10	-470	-470,00

X.5. Les combinaisons des actions précédentes à l'ELS et l'ELU

ELS	N(KN)	H(KN)	M _v (KN.m)	M _h (KN.m)	ΔM(KN.m)
G+1.2A(I)+T	19612,18	3510,897	19940,685	-13735	6205,679
G+1.2bc+T	19591,63	3506,897	19938,629	-13775	6163,623
G+T+Mc120	19449,22	3553,897	19924,388	-13287	6637,692
G+T+D240	20058,51	3553,897	19985,318	-13287	6698,621
G+T	18468,36	3553,897	19826,302	-13287	6539,606
G+0.6A(I)+T	19154,65	3528,097	19894,932	-13545	6350,235
G+0.6bc+T	19142,32	3525,697	19893,699	-13569	6325,002

ELU	M _v (KN.m)	M _h (KN.m)	ΔM
1,35G+0.9T	26436,10	-17790,96	8645,14
1.35G+0.9T+1.6AL	26619,11	-18478,96	8140,15
1.35G+0.9T+1.6BC	26615,82	-18542,96	8072,86
1.35G+0.9T+1.35Mc120	26568,51	-17790,96	8777,55
1.35G+0.9T+1.35D240	26650,77	-17790,96	8859,81

X.6. Détermination des sollicitations sismiques :

Le calcul dynamique de la culée prend en considération : les charges d'inertie, les poussées dynamiques et les charges dues au tablier.

X.6.1. Calcul des efforts sismiques d'inertie sur la culée :

D'après le RPOA -ARTICLE 5.5.2.4-, pour ce calcul on décompose la culée en volumes élémentaires sur lesquels on applique l'accélération horizontale.

Les forces sismiques horizontales et verticales sont calculées avec :

$$F_H = PP \times K_h$$

$$F_V = PP \times K_V$$

Tel que :

- $K_h = A$, où A est le coefficient d'accélération dynamique égale à 0.4 dans notre cas.
- $K_V = 0.3 K_h$
- PP : le poids propre de l'élément (KN)

Et donc les charges statiques calculées précédemment deviennent dans le cas dynamique :

Tableau X. 3: Les efforts sismiques horizontales et verticales

Éléments	PP	F _h (KN)	F _v (KN)	e _H	e _v	M _h (KN.m)	M _v (KN.m)
Semelle	5041,44	2016,58	604,97	0	0,9	1814,9	0,00
Mur frontale	2740,44	1096,18	328,85	-0,187	4,89	5360,3	-61,5
Dalle de transition	357,75	143,1	42,93	0,9126	9,04	1293,6	39,1
Mur en retour	1577,2	630,88	189,26	3,1921	6,39	4031,3	604,1
Corbeau	139,25	55,7	16,71	0,9126	8,26	460,0	15,2
Mur garde grève	323,06	129,22	38,76	0,9126	8,83	1141,0	35,3
Poids des terres sur DD	673,142	269,26	80,78	0,9126	9,04	2434,0	73,7
Poids des terre amont	4900,89	1960,36	588,11	2,75	5,239	10270,3	1617,2
Dés d'appuis	19,2	7,68	2,304	0,1	8,35	64,13	0,23
Mur cache	17,402	6,961	2,088	0,0737	8,7044	60,59	0,15

X.6.2.Calcul des efforts dû à la culée dans le cas dynamique :

❖ **Calcul des poussées dynamiques :**

Selon le RPOA, sous un séisme, la poussée dynamique globale comporte à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres et elle a pour valeur .

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad} ; K_{ad} = \frac{\cos^2 (\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin (\varphi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

Avec :

- $\theta = \text{Arctg} \frac{K_h}{(1 \pm K_v)}$
- γ : poids volumique des terres =18Kn/m³
- H : la hauteur totale de la culée=10m
- φ : l'angle de frottement interne du remblai=30°
- β : l'angle fait la surface du remblai avec l'horizontale, $\beta = 0$.

X.6.3.Calcul des charges sismiques dues au tablier :

L'évaluation de l'action sismique totale se fait pour 04 cas :

- 1 er cas : condition normale
- 2 -ème cas : cas de séisme horizontal (1+kv).
- 3 -ème cas : cas de séisme vertical.
- 4 -ème cas : cas de séisme horizontal (1-kv).

Tableau X. 4: Les efforts due à la culée dans le cas dynamique

LES CAS	K_v	K_h	θ	K_{ad}	F_{ad} (KN)	M_{fh} (KN.m)
CN	0	0	0,00	0,333	300,0	1000,0
H+ V+	0,12	0,4	19,65	0,501	505,1	1683,5
H	0	0,4	21,80	0,518	466,0	1553,4
H+ V-	-0,12	0,4	24,44	0,542	429,4	1431,2

N.B l'ensemble des efforts agissants sur la culée et les moments pour les 04 cas existants se trouvent dans l'annexe E

X.6.4. Combinaisons des actions sismiques de la culée :

Selon le RPOA 2008, la combinaison d'actions à l'ELA est définie comme suit : « G + 0.2 Q + 0.4 T + E »

On s'intéresse aux combinaisons suivantes :

	N(KN)	H(KN)	M_v (KN.m)	M_h (KN.m)
ELA ($E_z - 0.3EH$)	3890,789	-228,165	389,079	-2281,65
ELA ($E_z + 0.3EH$)	3864,976	499,628	386,498	4996,28

X.7. Ferrailage de la culée :

Dans ce qui suit, on va déterminer le mode de fonctionnement mécanique ainsi que le ferrailage de chaque élément constituant la culée.

L'étude est faite pour 1ml .

X.7.1. Le mur garde grève (MGG) :

Le mur garde grève supposé encastré à la base est soumis à la poussée des terres engendrée par les remblais de la face arrière, force de freinage et son poids propre.

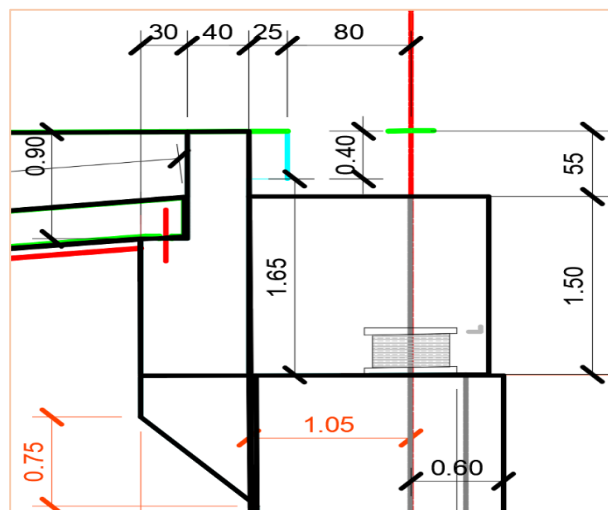


Figure X. 2: Vue en élévation de MGG

X.7.2.Évaluation des efforts agissants sur le MGG :

❖ **Poussée des terres :**

Le coefficient de poussée des terres : Dans les conditions sismiques, Le coefficient de poussée se détermine par la formule de MONOBE- OKABE:

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi+\alpha-\theta)}{\cos^2\alpha \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta) \times \sin(\varphi+\alpha-\theta)}{\cos(\delta-\alpha+\theta) \times \cos(\alpha+\beta)}} \right]} \times \frac{K \cos(\delta-\alpha)}{\cos(\delta-\alpha+\theta)}$$

Avec :

- θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale $\theta = Arctg\left(\frac{K_H}{1 \pm K_V}\right)$
- φ : Angle de frottement interne du remblai (30°)
- α : Angle de talus avec l’horizontal
- β : Inclinaison de la culée
- δ : Angle de frottement remblai-culée (sol-béton)
- K_h : coefficient sismique horizontale, $K_h = A = 0.4$
- K_v : coefficient sismique verticale, $K_v = \pm 0.3K_h = \pm 0.12$

Le moment à l’encastrement est :

$$M_P = P \times \frac{h}{3} = \frac{1}{2} \times K_a \times h^2 \times \gamma_r \times L \times \frac{h}{3}$$

Les moments des poussées des terres sont résumés dans ce tableau :

Tableau X. 5: Calcul du moment dû à la poussée des terres

K_h	K_v	K_a	γ(KN/m³)	H (m)	L(m)	p	Mp (KN.m/ml)
0	0	0,333	18	2,05	1	12,61	8,6
0,4	0,12	0,501	18	2,05	1	18,95	12,9
0,4	0	0,517	18	2,05	1	19,58	13,4
0,4	-0,12	0,542	18	2,05	1	20,50	14,0

❖ **Moment dû à la force de freinage :**

Le moment dû à l’effort de freinage est donné par la formule suivante (selon PP73) :

$$M_f = \frac{2P \times h}{0.25 + 2h}$$

Avec :

- P : poids d’une roue d’un camion Bc ; P = 60 KN.
- h : hauteur de mur de garde grève ; h=2,05m

AN:

$$M_f = \frac{2P \times h}{0.25 + 2h} = 56,55 \text{ KN.m./ml}$$

❖ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :**

La sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions type Bc. Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

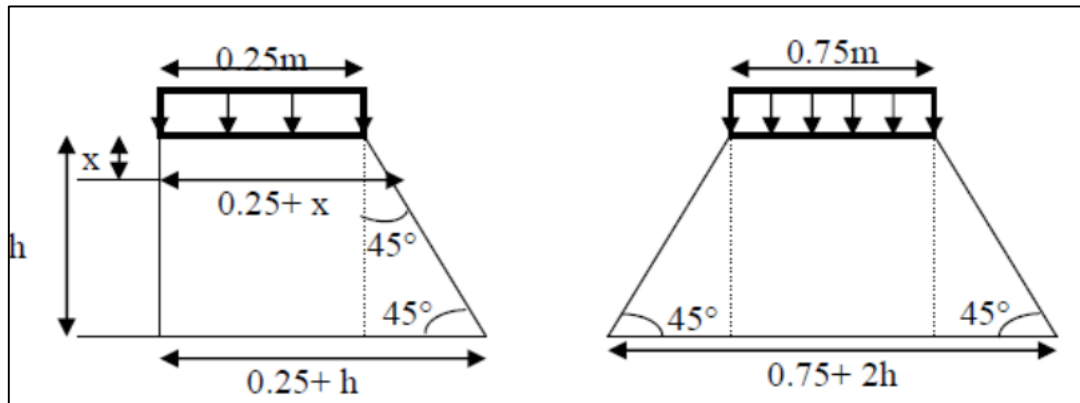


Figure X. 3: Poussée de la charge locale situé en arrière du mur

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M'_p = \frac{12K}{0.75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0.25+x} dx$$

Avec : $K = K_{ah} \times b_c \times \delta \times \gamma$

- K_{ah} = coefficient de poussée des terres.
- δ : coefficient de pondération dynamique (charge sur remblai).

A.N:

$$\int_0^{2,05} \frac{h-x}{0.25+x} dx = [(h + 0.25) \ln(0.25 + x) - x] = 3,054$$

Tableau X. 6: Moment du à la charge locale situé derrière le mur

	K_{ah}	γ	K	$M_p'(KN.M/ml)$
CN	0,333	18	6,60	49,87
H+ V+	0,501	18	9,92	74,97
H	0,518	18	10,25	77,47
H+ V-	0,542	18	10,73	81,12

❖ **Charge accidentelle :**

- Les efforts sismiques sont :

- L'effort sismique horizontal : $H_s = \epsilon_H G$
- L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \epsilon_V) G$

Tableau X. 7: Moment du aux charges sismiques

h	2,05
e	0,7
L	1
G (kN)	35,875
Hs (kN)	14,35
M_{hs} (kN.m/ml)	14,71

➤ Combinaisons charges :

Tableau X. 8: Les valeurs de moments fléchissant combinées agissant sur le MGG

M (KN.m) ELU	181,912
M (KN.m) ELS	136,326
M (KN.m) ELA	166,388

✚ Ferrailage du MGG :

As principales cm ²	8HA25	25.13	Soit	St	20cm
As de construction	6HA16	12.06		St	20cm
As pour l'effort tranchant	6HA14	9.24		St	20cm

Tableau X. 9: Ferrailage du mur garde grève

Ce ferrailage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée dans la semelle. Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), ainsi que la fissuration est jugée préjudiciable.

En utilisant logiciel de calcul Robot Expert :

➤ Condition de non fragilité : $A_{s\ min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$

$$A_{s\ min} \geq \frac{0.23 \times 0.9 \times 0.4 \times 1 \times 2.4}{500} = 3.98\ \text{cm}^2$$

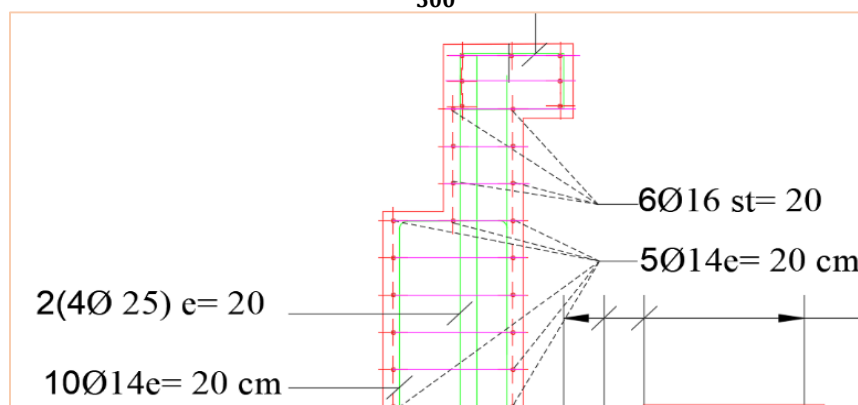


Figure X. 4: Croquis de ferrailage de mur garde grève.

X.7.3. La dalle de transition :

Elle se calcul comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastique sur toute sa surface (contacte directe avec le sol).

X.7.4. Évaluation des charges :

Les charges agissant sur la dalle de transition sont :

- Remblai
- Poids propre
- Le revêtement
- Surcharges sur remblai :

Le tableau suivant résume les moments et efforts tranchants dus à chaque charge sur la dalle :

Type de charge	Q (KN/ml)	M(KN.M/ml)	V(KN)
Poids propre de la dalle	7,5	23,4375	18,75
Revêtement	1,44	4,5	3,6
Remblai	14,22	44,4375	35,55
Surcharges	10	31,25	25

- V : effort tranchant.

X.7.5. Combinaisons des charges :

ELS	M _{ser} (KN.m/ml)	M _G +1.2M _Q	109,875
	V _{ser} (KN/ml)	V _G +1.2V _Q	87,9

ELU	M _{ult} (KN.M/ml)	1,35M _G +1.6M _Q	147,70625
	V _{ult} (KN/ml)	1.35V _G +1.6V _Q	118,165

ELA	M _A (KN.M/ml)	(1±ε _v) M _G +1.6M _Q	126,7175
	V _A (KN/ml)	(1± ε _v) V _G +1.6V _Q	101,374

❖ Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{u adm}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{118,165}{1 \times 0,27} = 437,64 \text{ KN/m}^2 = 0,437 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u adm} = \min(4 \text{ MPa}; \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}) = 3 \text{ MPa}$$

0.437MPa < 3MPa → condition vérifiée.

✚ Ferrailage de DDT :

Tableau X. 10: Ferrailage de la dalle de transition

As principales cm ² /ml	2(6HA16)	24.13	St	20cm
As de construction/ml	6HA16	8.04	St	20cm
As pour l'effort tranchant cm ²	6HA14	9.24	St	20cm

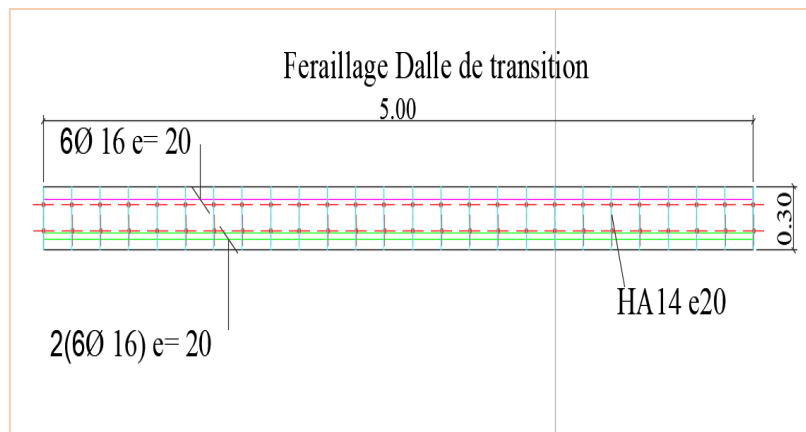


Figure X.5: Ferrailage de la Dalle de Transition

X.7.6. Corbeau d'appui de la dalle de transition :

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière

X.7.6.1 Évaluation des efforts :

- Réaction des surcharges sur remblai .
- Réaction de la dalle de transition .
- Poids propre du corbeau .
- Réaction du remblai .
- Réaction du revêtement .

❖ **Résultante des réactions dues aux charges permanentes :**

Tableau X. 11: Résultante des réactions dues aux charges permanentes

L : longueur DDT(m)	5
q : charges permtes (KN)	35,66
R_{max}=ql/2(KN/ml)	89,15

❖ **Réaction due au surcharges sur remblai :**

Tableau X. 12: Réaction due aux surcharge sur remblai

L : longueur DDT(m)	5
q : charges permanentes (KN/ml)	10
R_{max}=ql/2 (KN/ml)	25

❖ **Combinaisons :**

ELS (KN/ml)	$R_{ser} = RG + 1.2Rq$	90,35
ELU (KN/ml)	$R_{ult} = 1,35RG + 1.6Rq$	150,3525
ELA (KN/ml)	$R_{-ela} = 1.06RG + RQ$	119,499

✚ **Ferraillage de Corbeau :**

Tableau X. 13: Ferraillage de corbeau

As principales cm ² /ml	10HA14	15.39	Soit	St	20cm
As transversale	5HA14	9.24		St	20cm

X.7.7. Le mur frontal :

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

❖ **Forces verticales :**

- Réaction du tablier dû à la charge permanente.
- Réaction du aux surcharges Q_r et Q_{pr}
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- son poids propre.

❖ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Force sismique.
- Forces de freinage.

NB : L'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal sont bien détaillés dans l'**annexe E** pour le cas normale et les cas sismiques.

	CONDITION NORMALES		CONDITIONS SISMIQUES	
	M (KN.M/ml)	N (KN/ml)	M (KN.M/ml)	N (KN/ml)
ELS	493,29	725,45	1760,95	668,08
ELU	665,94	979,36		

X.7.8. Ferraillage du mur frontal :

Le mur frontal est sollicité en flexion composée et la fissuration est considéré préjudiciable.

En utilisant logiciel Robot Expert. On trouve $A_s = 160\text{cm}^2$ soit 2(9HA25) e10cm.

❖ Ferrailage horizontal :

$$A_y = \frac{A_s}{4} = 40 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10\text{HA}16 \text{ e}=10 \text{ cm}$$

❖ Vérification vis à vis l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition : $\tau_u \leq \tau_{u adm}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{2164.8}{1 \times 1.44} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u adm} = \min(4 \text{ MPa}; \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}) = 3 \text{ MPa} \quad 1.5 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \text{ la condition est vérifiée.}$$

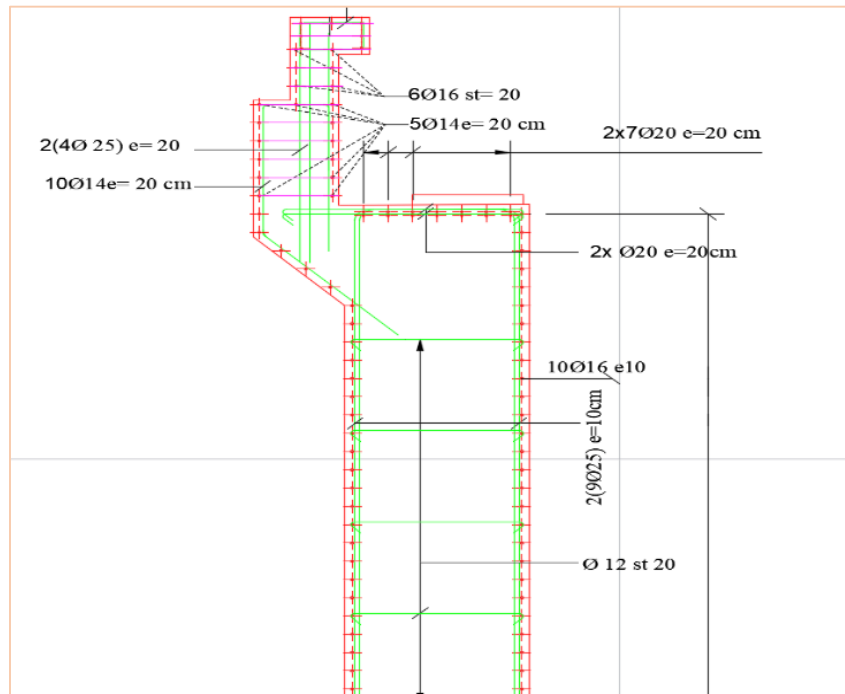


Figure X. 2: Croquis de Ferrailage du mur frontale ,corbeau, MGG

X.8. Mur en retour :

❖ Poussée des terres :

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas de séisme et les coefficients de poussée des terres.

- Le moment à l'encastrement est :

$$M_p = P \times \frac{h}{3} = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times h^2 \times \gamma_r \times L \times \frac{h}{3}$$

Tableau X. 14 : Moment due à la poussée des terres

	K_{ad}	y	H (m)	L(m)	p	M_p (KN.m)
CN	0,3333	18	8,2	1	201,72	551,37
H+ V+	0,501	18	8,2	1	303,21	828,79
H	0,518	18	8,2	1	313,34	856,48
H+ V-	0,542	18	8,2	1	328,07	896,75

❖ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :**

Comme il a été mentionné antérieurement, la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions type Bc, avec une charge de 120KN répartie sur un rectangle de 0.25m x 0.75m.

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M'_p = \frac{12K}{0.25+h} \int_0^h \frac{h-X}{0.75+X} dx$$

Avec : **K = K_{ah} × b_c × δ**

- **K_{ah}** = coefficient de poussée des terres.
- **b_c** = 1.1 pour deux vois chargées.
- **δ** : coefficient de pondération dynamique (charge sur remblai).

$$\int_0^{8,2} \frac{h-X}{0.75+X} = [(h + 0.75) \ln(0.75 + x) - x] = 14.094$$

Tableau X. 15: Moment du à la Poussée d'une charge locale située à l'arrière du mur

	K_{ad}	bc	γ	K	M_p' (KN.m)
CN	0,33333	1,1	18	6,60	132,10
H+ V+	0,50105	1,1	18	9,92	198,57
H	0,51779	1,1	18	10,25	205,21
H+ V-	0,54214	1,1	18	10,73	214,86

❖ **Les surcharges Concentrés :**

Les surcharges concentrées sont appliquées à l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge verticale de 40KN et une charge horizontale de 10KN. Dans ce stade d'étude ; on utilise la charge horizontale de 20KN

Le moment de cette charge est $M_{sc} = 20 \times 8.21 = 164.2 \text{ KN.m}$

❖ Charge accidentelle :

Les efforts sismiques sont :

- L'effort sismique horizontal : $H_s = \varepsilon_H G$
- L'effort sismique vertical : $V_s = (1 \pm \varepsilon_V) G$

H(m)	8,2
E(m)	0,8
L(m)	1
G (kN)	164
Hs (kN)	65,6
Mhs (kN.m)/ml	268,96

❖ Combinaison des charges :

M (Kn.m) ELU	1218,434
M (Kn.m) ELS	906,933
M (Kn.m) ELA	1544,766

X.8.1.1 Ferrailage de mur en retour :

Le mur en retour est sollicité en flexion simple selon le document PP73-SETRA, la fissuration est jugée préjudiciable,

En utilisant rebot expert :

Tableau X. 16: Ferrailage des murs en retour

Armatures principales A_s (cm ² /ml)	55,2	12HA25
Armatures de construction $A_{s'}$ (cm ² /ml)	18,4	12HA14
Armatures horizontales (cm ² /ml)	13,8	9 HA14

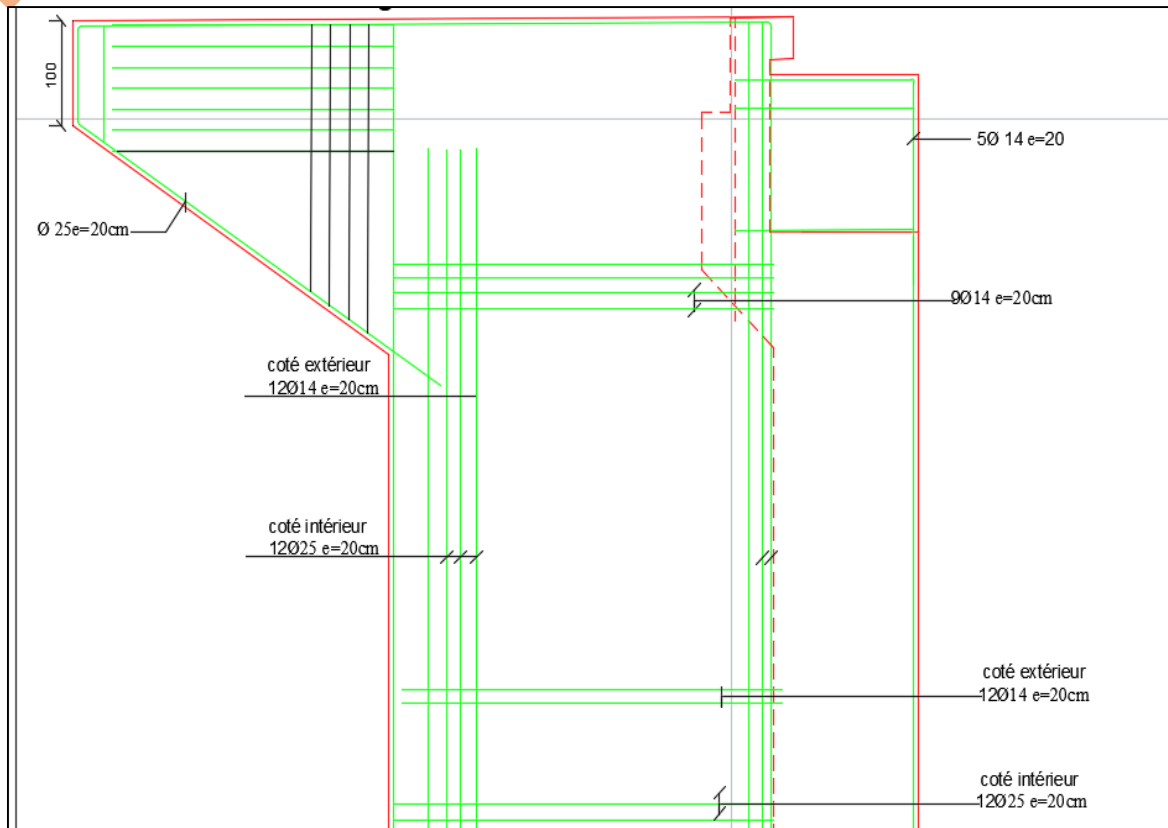


Figure X. 3: Ferrailage de Mur en retour

X.9. Étude de fondation :

X.9.1. Choix de type de fondation :

D'après le rapport géotechnique, le type de fondation préconisé est profond : pieux de de 15m de longueur forée (SR) avec $\Phi = 1,20\text{m}$

❖ L'entraxe et le nombre de file de pieux :

Il est préférable de faire un espacement de 3Ø entre axe des pieux pour éviter l'effet de groupe c-à-d une diminution de la capacité portante.

❖ Nombre de files de pieux :

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, D'où, On suppose que $n_{\text{pieux}} = 9$ Pieux et on vérifie la condition de capacité

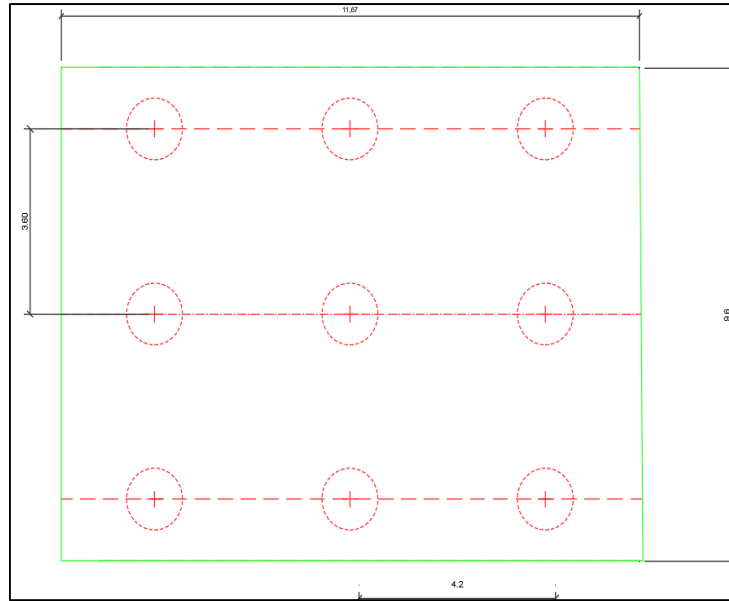


Figure X. 4:Vue en plan de la semelle sous culée

X.9.2.Effort revenant à chaque pieu :

L’effort revenant à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n_{pieux}} \pm \frac{M_x e_y}{\sum e_y^2} \pm \frac{M_y e_x}{\sum e_x^2}$$

	Ranger01			Ranger 2			Ranger 3			Somme
Pieux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
ex	-4,2	-4,2	-4,2	0	0	0	4,2	4,2	4,2	
ey	3,6	0	-3,6	3,6	0	-3,6	3,6	0	-3,6	
ex ²	17,64	17,64	17,64	0	0	0	17,64	17,64	17,64	105,84
ey ²	12,96	0	12,96	12,96	0	12,96	12,96	0	12,96	77,76

Condition de vérification :

$N_{i\ max} < Q_{max}$: Pas de risque de poinçonnements.

$N_{i\ min} > Q_{min}$: pas de risque de soulèvement.

Tel que :

Q_{max} , Q_{min} : la capacité portante (max et min) du sol calculé au titre « Capacité portante du sol sous fondation profonde »

Voici le tableau des résultats :

Tableau X. 17: Les efforts revenant à chaque pieux

PIEUX		ELS QP(KN)	ELS RARE (KN)	ELU (KN)	ELA(KN)	Vérification
1	Max	2129.16	2234.8	3016.5	2227.4	OK
	Min	2030.65	678.65	916.18	1951.68	OK
2	Max	2121.51	2227.85	3008.98	2249.17	OK
	Min	2016.56	634.94	857.17	1589.53	OK
3	Max	2752.22	2849.18	3809.75	1488.13	OK
	Min	2595.12	621.02	838.37	1053.43	OK
4	Max	2648.75	2745.28	3611.76	1221.62	OK
	Min	2557.8	621.02	957.56	966.78	OK
5	Max	2572.8	2671.28	3611.76	1203.2	OK
	Min	2481.74	565.48	763.4	640.85	OK
6	Max	1131.86	1244.32	1674.45	2967.99	OK
	Min	988.13	709.3	957.56	2589.58	OK
7	Max	1053.05	1129.29	1519.49	2723.18	OK
	Min	375.34	671.84	906.99	2454.35	OK
8	Max	425.98	467.79	629.63	1396.11	OK
	Min	375.34	203.84	275.19	1052.37	OK
9	Max	425.98	467.79	629.63	1396.11	OK
	Min	375.34	203.84	275.19	1052.37	OK
MAX/MIN	Max	2752.22	2849.18	3809.75	2967.99	OK
	Min	375.34	203.84	275.19	640.85	OK

X.10.Ferrailage de la semelle :

Grace à un model numérique de fondation (semelle +pieux) , On utilise les résultats obtenues pour le calcul de Ferrailage .

Voici un tableau récapitulatif qui résume les valeurs de moments obtenues :

Les résultats des efforts internes se trouve dans l'annexe C

Tableau X. 18: Valeurs des efforts internes développées au niveau de la semelle

Combinaison	M _{xx} (KN.m)	M _{yy} (KN.m)
ELA max	819,12	1030,4
ELU max	1248,79	1170,19
ELS rare	916,95	865,69
ELS QP	850	808,38

On utilisant le logiciel Robot expert :

$$A_{s1}=571,8 \text{ cm}^2 \quad A_{s2}= 457 \text{ cm}^2$$

Donc L'armature principale :

- ◆ Sens vertical : 3 nappes 10HA25 avec st = 10cm

- ◆ Sens horizontal : 2nappes 8HA25 St =10cm

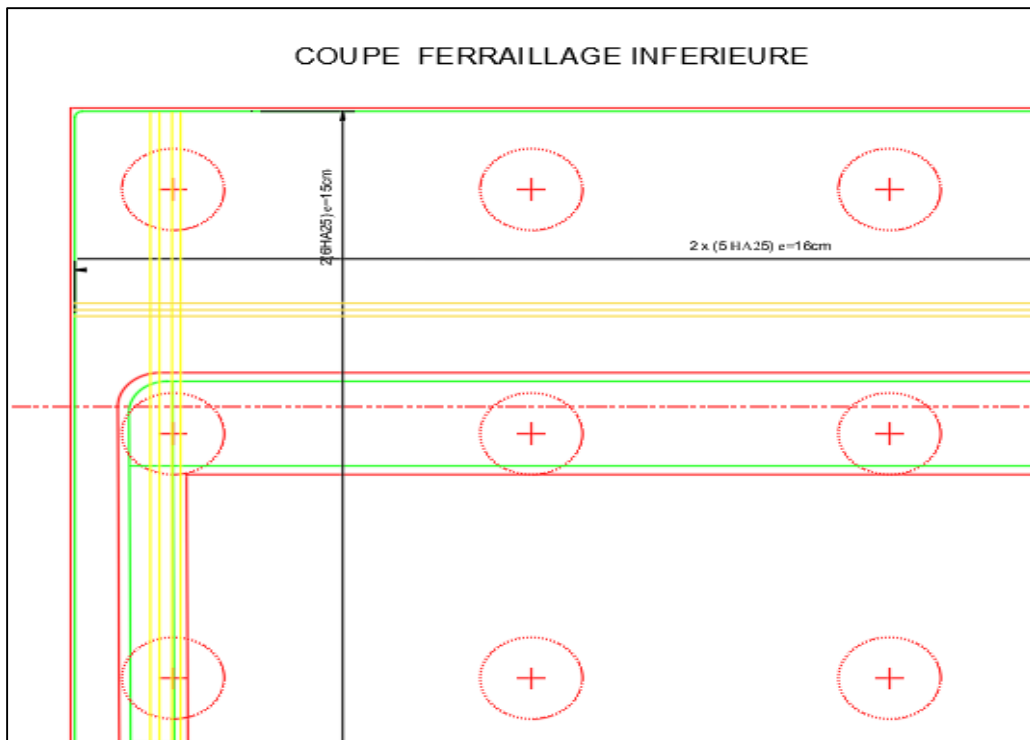


Figure X. 5: Ferrailage de la semelle (Nappe inférieure)

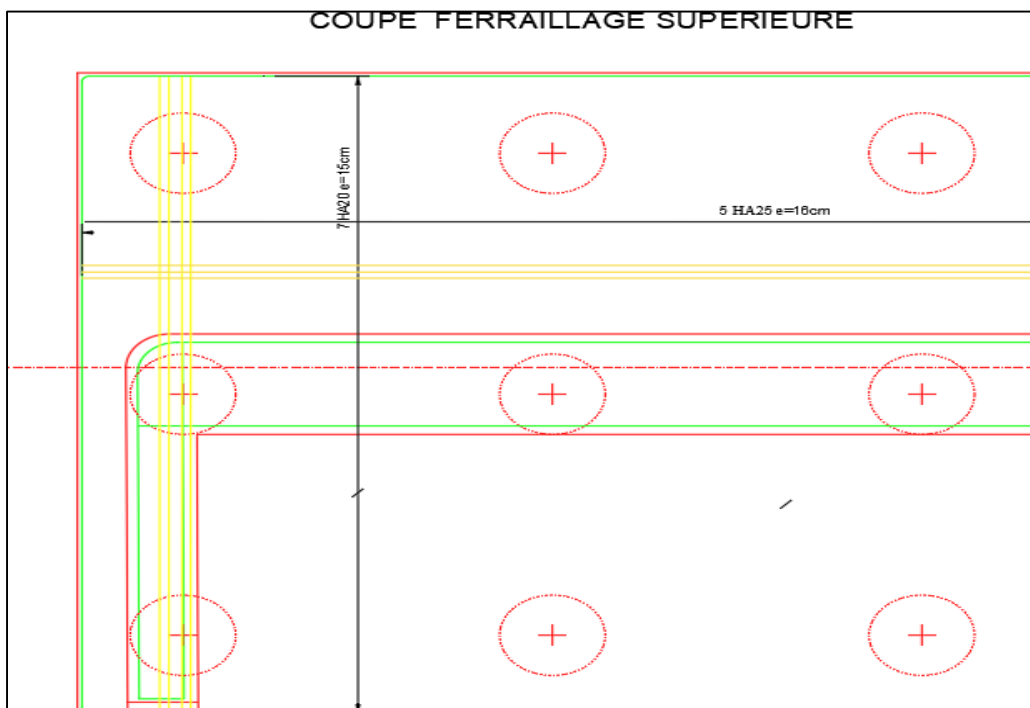


Figure X. 12: Ferrailage de la semelle (Nappe supérieure)

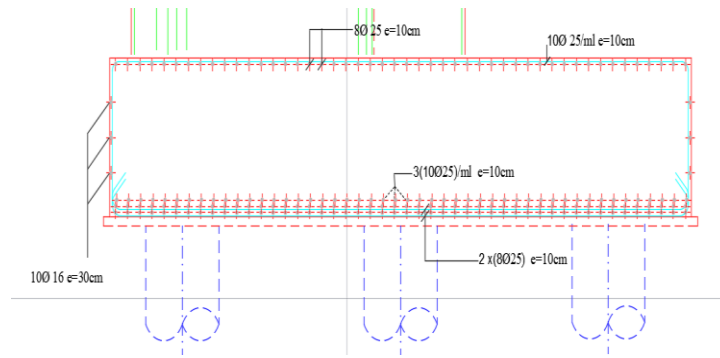


Figure IX. 15:Ferrailage de la semelle et pieux

Pour le ferrailage des pieux on a adopté la même procédure de calcul que les pieux de la pile et on a trouvé :

X.10.1.Armatures longitudinales :

$A_s = 42HA25$ avec $St = 10cm$

X.10.2.Armatures transversales :

- $\varnothing_t \geq \frac{\varnothing_l}{3} = \frac{25}{3}$
- $\varnothing_t \geq 8,33$ Alors, On va prendre HA12 avec :

{ *Zone courante = 20cm*
Zone de recouvrement = 15cm



CHAPITRE XI
SYSTÈME D'ÉTAIEMENT

XI.1. Les etaitements :

Un etaitement est une construction temporaire destinee a supporter des charges. Il s'agit en fait de l'art d'equilibrer les forces : avec des etaies ou poteaux, on va creer le point d'appui necessaire a l'equilibre d'une partie d'ouvrages en construction, poutrelles, coffrages

Concernant les etaitements utilises, c'est l'entreprise elle-meme qui les avait propose en s'adaptant aux moyens existant et la disponibilite des profiles necessaires sur le marche algerien.

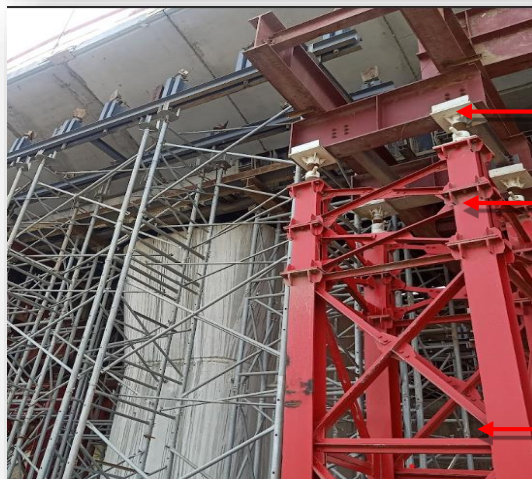
Initialement, l'entreprise avait propose l'utilisation des trous (arco et d'autres), mais comme le terrain d'assise etait mediocre, les ingenieurs n'ont pas opte par cette solution.

Donc, pour chaque travée, ils ont propose de mettre deux appuis intermediaires sur pieux afin d'eviter les tassements differentiels, d'où chaque appui est compose de trois a quatre tours de differente hauteurs (0,5 m, 1m, 1,5m 2m, 3m), ces tours supportent une forte charge.

❖ Une visite de chantier :



Echafaudage pour la partie coulee sur place (au niveau des piles)



Vérin

Les tours



Chassis superieurs

Chassis inferieurs



Sabot



Support predalle

Poutre longitudinale

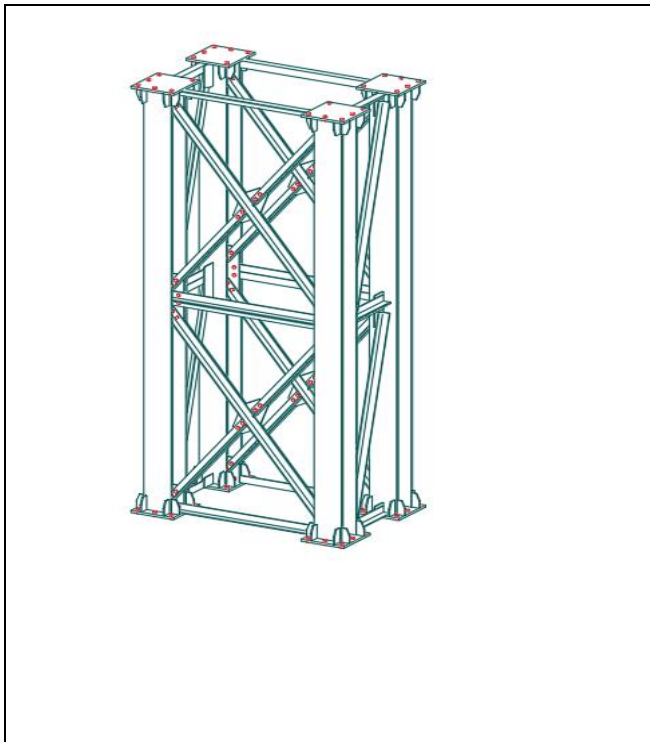


Prédalle

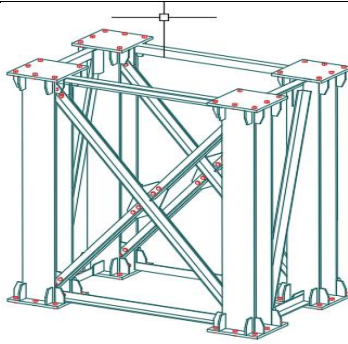
Support prédalle

XI.2. Matériaux et configuration :

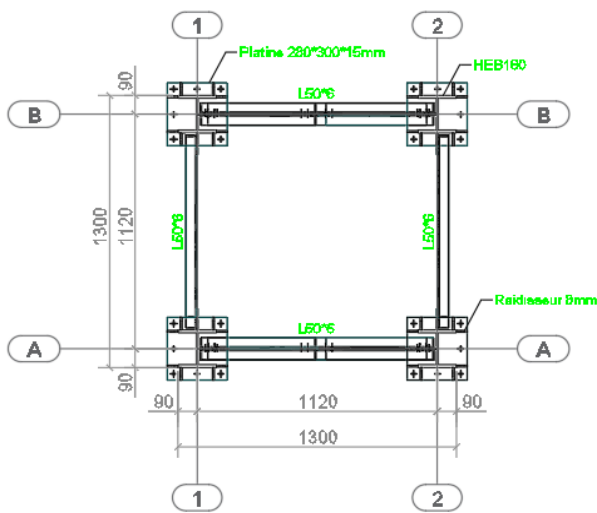
Étalement : Ils sont généralement fabriqués en acier et leur configuration dépend de la forme et de la taille de l'élément en béton à construire.



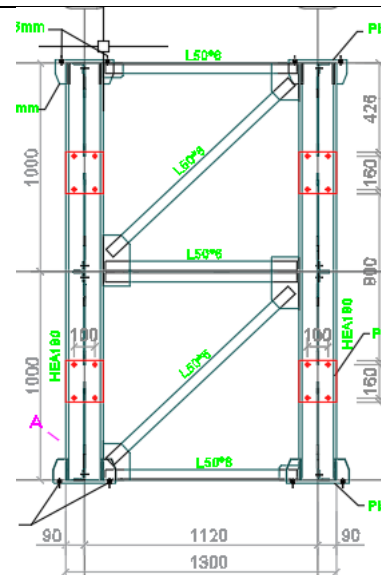
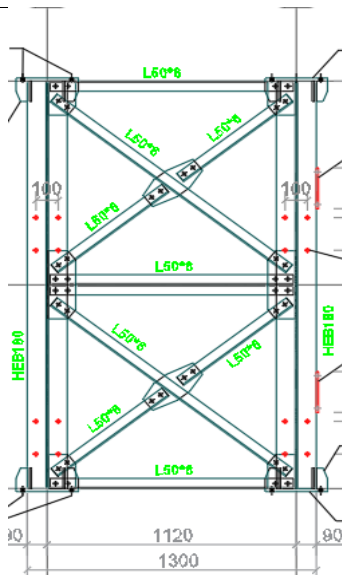
Coupe 3 D d'un étalement composé de deux tours



Coupe 3D d'un tour



Vue en plan d'un tour



Différentes vues

XI.3. Caractéristiques des différents éléments utilisés de bas en haut :

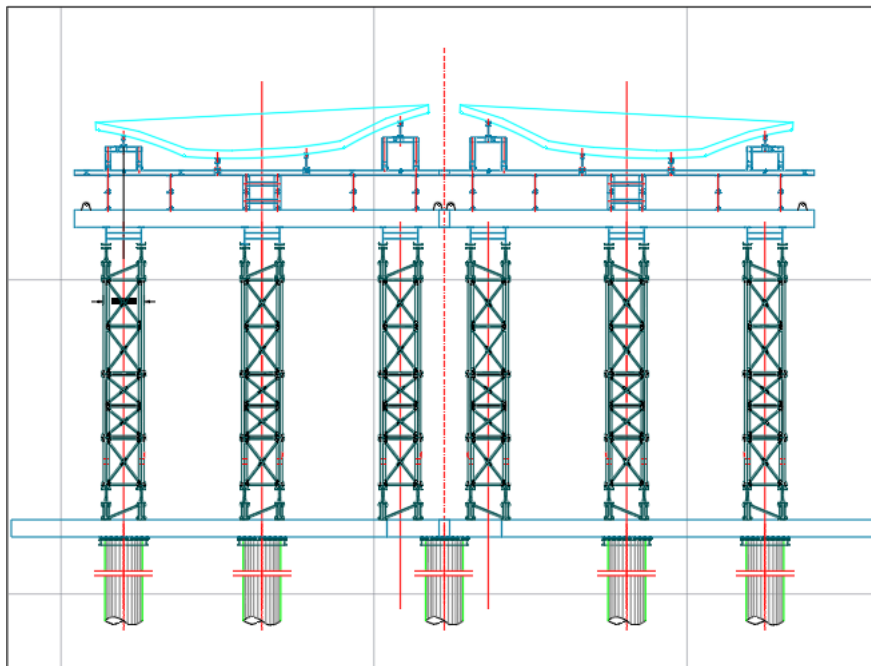
- Sabot métallique type Ø 1200
- Poutre transversal inférieure IPE 550 avec une longueur de 14m
- Des tours fabriquées de différentes hauteur selon l'endroits de fixer
- Sous vérin
- Un vérin
- Sur vérin IPE550
- Poutre transversal supérieur IPE550 d'une longueur de 12m
- Un double IPE550
- Une poutre porteuse des prédalles d'une longueur de 12m
- 2UPN 200
- Vérin mécanique
- Prédalle

XI.4. Conception et chargement :

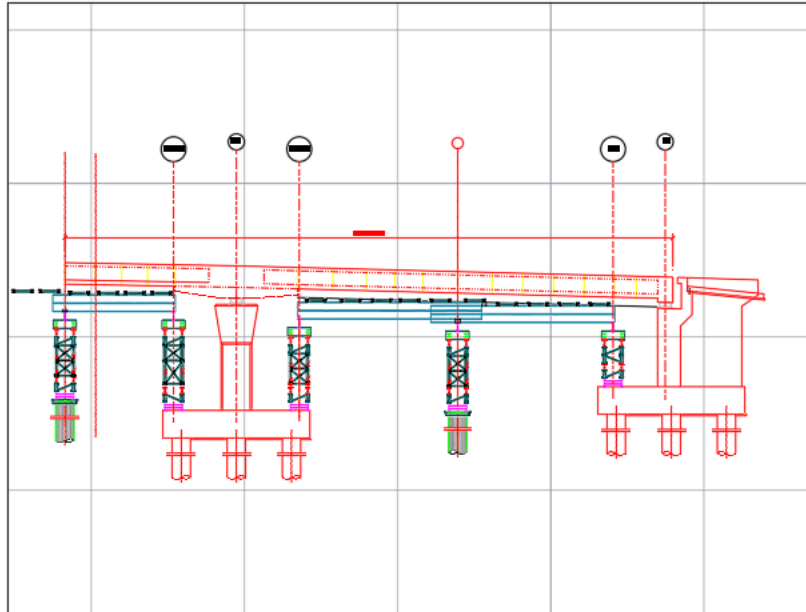
Les étaielements doivent résister à des **charges** élevées, en particulier celles dues au poids du béton, ainsi qu'aux charges supplémentaires provenant du coffrage, du personnel et de son équipement pendant le processus de construction.

Pour connaître la valeur exacte de la **charge admissible**, il faut consulter la notice du fabricant qui donnera une charge de service unique correspondant à une tour et d'un cadre de haut, avec une sortie des vérins de tête et de pied maximale, soumise à un vent de service exerçant une pression bien déterminé.

❖ Coupe transversale :



❖ Coupe longitudinale :



XI.5. La difference entre un systeme etaieement et un echafaudage :

- ✓ L'etaieement et l'echafaudage, bien que les deux soient des structures temporaires dans la construction, presentent des differences fondamentales en termes d'objectif, de conception et de configuration
- ✓ La principale difference entre l'etaieement et l'echafaudage reside dans leur finalite d'ou, l'etaieement sert a soutenir temporairement des coffrages et/ou des elements structurels, tandis que l'echafaudage fournit des plates-formes de travail en hauteur pour le personnel du chantier.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

Pour conclure, ce travail marque la fin de cinq années d'études et nous offre la possibilité de mettre à l'épreuve, d'approfondir les connaissances déjà acquises et de les confronter à la réalité.

Gâce à cette étude, nous avons également pu approfondir nos connaissances théoriques et pratiques en nous familiarisant avec la réglementation qui régit les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. Nous avons pu le faire en consultant divers références bibliographiques et en utilisant des logiciels comme outils de calcul.

En outre, cette étude nous a permis d'acquérir différentes méthodes d'assimilation des phénomènes physiques et de leur conversion vers des logiciels tridimensionnels en éléments finis (**MIDAS CIVIL**) à travers des modélisations appropriées de l'ouvrage étudié.

Finalement, cette expérience nous a permis de rencontrer des ingénieurs spécialisés dans le domaine des constructions, et surtout, de comprendre que le rôle de l'ingénieur ne se limite pas à calculer des structures, mais plutôt à s'adapter aux défis et à trouver des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain. En tant qu'étudiants en ingénierie, cette étude nous a donné l'opportunité d'acquérir une expérience précieuse que nous pourrions mettre en pratique dans notre carrière.

BIBLIOGRAPHIE

- J.A Calgaro, M.Virlogeux. Projet et construction des ponts (Analyse structurale des tabliers de ponts). Presses de l'école nationale des ponts et chaussée.
- RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art, ministre des travaux publics, 2008.
- Règles BAEL.91, modifiées 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions.
- Règles BPEL91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint
- Catalogue de Freyssinet : Les appareils d'appui mécaniques.
- SETRA (Service d'étude Techniques des Routes et Autoroutes), Février 1996. Ponts à poutres préfabriquées précontrainte par post-tension.
- Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP, Guide De Conception, Service D'Étude Des Routes Et Des Autoroutes, SETRA, France, 1996
- Appareils D'appuis En Élastomère Fretté, Guide Technique Utilisation Sur Les Ponts Et Viaducs Et Structures Similaires, Service D'Étude technique Des Routes Et Des Autoroutes, SETRA, France, juillet2007
- Règles définissant les charges à appliquer pour les calculs et les épreuves des ponts routes RCPR, Document Technique Règlementaire DTR, Ministère Des Travaux Publics, Algérie, 2009.
- Commission générale de normalisation du bâtiment, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites B.P.E.L.91, document technique unifié DTU, France, 1991
- Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux FASCICULE N° 62 - Titre V
- Fascicule 61-II : "Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'arts – Programme des charges et épreuves des ponts routes"
- Piles et palées PP73-Appuis des tabliers continus (I et II)
- PSI.DE. 67, Passages Supérieures ou Inférieures en Dalles Élégi précontrainte à Inertie constante ou variable
- Projet de fin d'étude ; Étude D'un Pont Dalle Continu, Élégi, en Béton Précontrains , École Nationale Polytechnique 1984
- Le projet de Béton Armé, Henry THONIER, SEBTP(5° EDITION 2005/mise à jour) et Annexe Eurocode 2

Normes :

- NF EN 1337-3: Appareils d'appui structuraux Partie 3 : Appareils d'appui en élastomère
- NF EN 15129: Dispositifs antisismiques

Cours :

- ZOURGUI, M, Cours de pont, École nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger,
- AMIEUR, M., Cours de Pont, École nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger,
- BELAOURA, M, Cours de Béton armé, Béton précontraint, École nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger,
- BENREDHOUANE, M., Cours de Béton Armé, École nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger,
- BADAOU, Mme, Cours de fondations profondes, École nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger.

MERDOUD, Mme, Cours de fondations profondes, École nationale supérieure des travaux publics ENSTP, Alger

Annexe -A- Géotechnique

TableauA. 1:consistance des travaux de reconnaissance géotechnique.

Travaux	Nombre	Linéaire (m)	Date de début	Date de fin
Sondages carottés	5	200	29/09/2021	19/10/2021
Essais SPT	65	-		
Sondages pressiométriques	5	200	16/09/2021	EN COURS
Essais pressiométriques	200	-		

TableauA. 2: Implantation des sondages carottés

Réf. sondage	Profondeur (m)	Coordonnées UTM (m)	
		X	Y
SC01	40	498727.173	4066584.717
SC02	40	498634.539	4066552.420
SC03	40	498536.558	4066502.132
SC04	40	498479.105	4066408.564
SC05	40	498472.252	4066364.654

TableauA. 3:implantation des sondages pressiométriques

Réf. sondage	Profondeur (m)	Nombre d'essais	Coordonnées UTM (m)	
			X	Y
SP01	40	40	498722.134	4066594.318
SP02	40	40	498686.170	4066573.769
SP03	40	40	498583.534	4066531.300
SP04	40	40	498500.519	4066460.376
SP05	40	40	498480.860	4066364.653

Essais En Laboratoire :

Résultats de la reconnaissance par sondages carottés :

➤ **Sondage SC03 :**

0,00m – 0.30m : Remblai

0,30m – 8.50m : Argile brunâtre ferme à tendance marneuse à partir de 5.60m

8.50 – 40.0m : Marne grisâtre compacte

➤ **Sondage SC05 :**

0,00m – 0.60m : Argile sableuse brunâtre

0,60m – 5.20m : Argile brunâtre ferme

5.20 – 40.0m : Marne grisâtre compacte

Annexe -A- Géotechnique

Niveau Piézométrique :

TableauA. 4: Mesures des niveaux d'eau

Sondage	cote niveau d'eau	
	28/10/2021	01/12/2021
SC01	1.20m	0.20m
SC03	2.60m	6.80m
SC05	8.30m	4.40m

TableauA. 5: Sondages Pressiométriques

SP03				
Prof. (m)	Module pressiométrique E (bar)	Pression limite PL (bar)	E / PL	Nature du sol
1	15	4,49	3,34	Argile brunâtre ferme
2	95	5,54	17,15	
3	110	5,75	19,13	
4	essai raté			
5	457	8,9	51,348	
6	178	9,85	18,071	
7	169	8,19	20,635	
8	essai raté			
9	102	7,31	13,953	Marnes grisâtres compactes
10	300	7,75	38,710	
11	1163	17,93	64,863	
12	2417	45,1	53,592	
13	2564	45,4	56,476	
14	3026	45,62	66,331	
15	2743	46,95	58,424	
16	2847	45,64	62,379	
17	3753	48,95	76,670	
18	7871	46,04	170,960	
19	3520	46,11	76,339	
20	6118	45,95	133,145	
21	5747	46,3	124,125	
22	6312	46,49	135,771	
23	4850	46,41	104,503	
24	5454	46,46	117,391	
25	4642	46,73	99,337	
26	6286	46,42	135,416	
27	7178	46,82	153,311	
28	4082	46,88	87,073	
29	5652	47,28	119,543	
30	6935	47,07	147,334	
31	5551	47,08	117,906	
32	5942	47,32	125,571	
33	5472	47,48	115,249	
34	6719	47,56	141,274	
35	4544	47,6	95,462	
36	4783	47,86	99,937	
37	4610	48,03	95,982	
38	8269	48,01	172,235	
39	3864	47,96	80,567	
40	2991	48,34	61,874	

SP05				
Prof. (m)	Module pressiométrique E (bar)	Pression limite PL (bar)	E / PL	Nature du sol
1	76	5,45	13,94	Argile brunâtre ferme
2	80	4,37	18,32	
3	148	8,5	17,41	
4	Essai raté			
5	130	10,37	12,54	
6	402	19,05	21,1	
7	879	31,04	28,32	
8	1459	27,23	53,58	
9	579	23,61	24,52	Marnes grisâtres compactes
10	834	39,68	21,02	
11	199	16,21	12,28	
12	272	17,44	15,60	
13	1746	40,25	43,38	
14	655	40,69	16,10	
15	576	33,6	17,42	
16	1522	45,48	33,47	
17	1607	45,47	35,34	
18	2156	45,70	47,18	
19	883	32,16	27,46	
20	173	18,73	9,24	
21	1409	46,08	30,58	
22	3513	46,18	76,07	
23	7077	46,44	152,39	
24	4563	46,38	98,38	
25	1325	46,52	28,48	
26	1426	46,6	30,60	
27	1899	46,65	40,71	
28	4570	46,72	97,82	
29	3343	46,89	71,29	
30	2755	46,98	58,64	
31	3933	47,04	83,61	
32	4418	47,21	93,58	
33	2927	47,32	61,86	
34	4478	47,44	94,39	
35	6488	47,58	136,36	
36	4715	47,66	98,93	
37	4905	47,65	102,94	
38	3254	47,75	68,15	
39	5728	47,89	119,61	
40	2991	47,86	62,49	

Annexe -A- Géotechnique

TableauA. 6: Calcul des K_q, K_τ, K_f dans le cas dynamique

Sols fin						
Z (m)	EM (Mpa)	EM (kpa)	α	K_τ (KN/m2)	K_q (KN/m2)	K_f (KN/m2)
1	7,6	7600	0,667	12666,67	69666,67	67725,4716
2,5	8	8000	0,667	13333,33	73333,33	71289,9701
3,5	14,8	14800	0,667	24666,67	135666,67	131886,445
4,5	13,5	13500	0,667	22500,00	123750,00	120301,824
5,5	13	13000	0,667	21666,67	119166,67	115846,201
6,5	40,2	40200	0,667	67000,00	368500,00	358232,1
7,5	87,9	87900	0,667	146500,00	805750,00	783298,546
8,5	145,9	145900	0,667	243166,67	1337416,67	1300150,83
9,5	57,9	57900	0,667	96500,00	530750,00	515961,158
10,5	83,4	83400	0,667	139000,00	764500,00	743197,938
11,5	19,9	19900	0,667	33166,67	182416,67	177333,801
12,5	27,2	27200	0,667	45333,33	249333,33	242385,898
13,5	174,6	174600	0,667	291000,00	1600500,00	1555903,6
14,5	65,5	65500	0,667	109166,67	600416,67	583686,63
15,5	57,6	57600	0,667	96000,00	528000,00	513287,785
16,5	152,2	152200	0,667	253666,67	1395166,67	1356291,68
17,5	160,7	160700	0,667	267833,33	1473083,33	1432037,27
18,5	215,6	215600	0,667	359333,33	1976333,33	1921264,69
19,5	88,3	88300	0,667	147166,67	809416,67	786863,045
20,5	17,3	17300	0,667	28833,33	158583,33	154164,56
21,5	140,9	140900	0,667	234833,33	1291583,33	1255594,6
22,5	351,3	351300	0,667	585500,00	3220250,00	3130520,81
23,5	707,7	707700	0,667	1179500,00	6487250,00	6306488,98
24,5	456,3	456300	0,667	760500,00	4182750,00	4066201,67
25,5	132,5	132500	0,667	220833,33	1214583,33	1180740,13
26,5	142,6	142600	0,667	237666,67	1307166,67	1270743,72

Annexe -A- Géotechnique

TableauA. 7: Calcul des K_q, K_τ, K_f dans le cas statique

Sols fin						
Z (m)	EM (Mpa)	EM (kpa)	α	K_τ (KN/m ²)	K_q (KN/m ²)	K_f (KN/m ²)
1	7,6	7600	0,67	12666,667	69666,667	33862,736
2,5	8	8000	0,67	13333,333	73333,333	35644,985
3,5	14,8	14800	0,67	24666,667	135666,67	65943,222
4,5	13,5	13500	0,67	22500	123750	60150,912
5,5	13	13000	0,67	21666,667	119166,67	57923,101
6,5	40,2	40200	0,67	67000	368500	179116,05
7,5	87,9	87900	0,67	146500	805750	391649,27
8,5	145,9	145900	0,67	243166,67	1337416,7	650075,41
9,5	57,9	57900	0,67	96500	530750	257980,58
10,5	83,4	83400	0,67	139000	764500	371598,97
11,5	19,9	19900	0,67	33166,667	182416,67	88666,9
12,5	27,2	27200	0,67	45333,333	249333,33	121192,95
13,5	174,6	174600	0,67	291000	1600500	777951,8
14,5	65,5	65500	0,67	109166,67	600416,67	291843,31
15,5	57,6	57600	0,67	96000	528000	256643,89
16,5	152,2	152200	0,67	253666,67	1395166,7	678145,84
17,5	160,7	160700	0,67	267833,33	1473083,3	716018,64
18,5	215,6	215600	0,67	359333,33	1976333,3	960632,35
19,5	88,3	88300	0,67	147166,67	809416,67	393431,52
20,5	17,3	17300	0,67	28833,333	158583,33	77082,28
21,5	140,9	140900	0,67	234833,33	1291583,3	627797,3
22,5	351,3	351300	0,67	585500	3220250	1565260,4
28,5	457	457000	0,67	761666,67	4189166,7	2036219,8
29,5	334,3	334300	0,67	557166,67	3064416,7	1489514,8

Annexe -B- Tableaux de calcul

TableauB. 1:Calcul De Poids Propre Du Tablier en BA par tronçon

	Tronçon 02						Sur culée
	1	2	3	4	5	6	
Si (m2)	7.26	8.28	9.06	10.44	12.56	13.93	15.37
Li (m)	15.93	3.62	7.96	3.41	4.56	3.72	0
Volume (m3)	115.651	29.973	72.117	35.600	57.27	51.819	0
Poids totale (KN)	2891.29	749.34	1802.9	890.01	1431.8	1295.4	0
						Poids de tronçon (KN)	9060.915

	Tronçon 03						Sur culée
	1	2	3	4	5	6	
Si (m2)	7.26	8.28	9.06	10.44	12.56	13.93	15.37
Li (m)	16.35	4.45	8.38	3.31	4.56	3.72	0
Volume (m3)	118.701	36.846	75.9228	34.55	57.273	51.819	0
Poids totale(KN)	2967.525	921.15	1898.07	863.9	1431.8	1295.4	0
						Poids de tronçon (KN)	9377.985

	Tronçon 04						Sur culée
	1	2	3	4	5	6	
Si (m2)	7.26	8.28	9.06	10.44	12.56	13.93	15.37
Li (m)	16.34	4.45	8.38	3.41	4.56	3.72	0
Volume (m3)	118.62	36.846	75.9228	35.600	57.2736	51.819	0
Poids totale(KN)	2965.7	921.15	1898.07	890.01	1431.84	1295.4	0
						Poids de tronçon (KN)	9402.27

	Tronçon 05						Sur culée
	1	2	3	4	5	6	
Si (m2)	7.26	8.28	9.06	10.44	12.56	13.93	15.37
Li (m)	16.34	4.45	8.25	3.4	4.54	3.72	0
Volume (m3)	118.6284	36.846	74.745	35.496	57.0224	51.8196	0
Poids totale (KN)	2965.71	921.15	1868.625	887.4	1425.56	1295.49	0
						Poids de tronçon	9363.935

	Tronçon6						Sur culée
	1	2	3	4	5	6	
Si (m2)	7.26	8.28	9.09	10.44	12.56	13.93	
Li (m)	15.43	4.18	7.82	3.25	4.46	3.54	
Volume(m3)	112.0218	34.6104	71.0838	33.93	56.0176	49.3122	
Poids (KN)	2800.545	865.26	1777.095	848.25	1400.44	1232.805	
						Poids de tronçon (KN)	8924.395

Annexe -B- Tableaux de calcul

	Tronçon7					
	1	2	3	4	5	6
Si (m2)	7.26	8.28	9.09	10.44	12.56	13.93
Li (m)	15.54	4.24	8.04	3.29	4.4	3.58
Volume (m3)	112.8204	35.1072	73.0836	34.3476	55.264	49.8694
Poids (KN)	2820.51	877.68	1827.09	858.69	1381.6	1246.735
					Poids de tronçon (KN)	9012.305

	Tronçon8					
	1	2	3	4	5	6
Si (m2)	7.26	8.28	9.09	10.44	12.56	13.93
Li (m)	15.85	4.3	8.19	3.32	4.38	2.62
Volume (m3)	115.071	35.604	74.4471	34.6608	55.0128	36.4966
Poids (KN)	2876.775	890.1	1861.178	866.52	1375.32	912.415
					Poids de tronçon (KN)	8782.308

	Tronçon9					
	1	2	3	4	5	6
Si (m2)	7.26	8.28	9.09	10.44	12.56	13.93
Li (m)	15.89	4.33	7.19	3.32	4.38	2.81
Volume (m3)	115.3614	35.8524	65.3571	34.6608	55.0128	39.1433
Poids (KN)	2884.035	896.31	1633.928	866.52	1375.32	978.5825
					Poids de tronçon (KN)	8634.695

	Tronçon10					
	1	2	3	4	5	6
Si (m2)	7.26	8.28	9.09	10.44	12.56	13.93
Li (m)	15.89	4.33	7.19	3.21	4.38	2.82
Volume (m3)	115.3614	35.8524	65.3571	33.5124	55.0128	39.2826
Poids (KN)	2884.035	896.31	1633.928	837.81	1375.32	982.065
					Poids de tronçon (KN)	8609.468

	Tronçon11		
	1	2	Sur culé
Si (m2)	7.26	8.28	15.37
Li (m)	12.57	3.72	1.01
Volume (m3)	91.2582	30.8016	15.5237
Poids (KN)	2281.455	770.04	388.0925
		Poids de tronçon (KN)	3439.588

Annexe -B- Tableaux de calcul

TableauB. 2:Calcul de Poids propre de polystyrène

	Tronçon 02						
	1	2	3	4	5	6	Sur culée
Si (m2)	3,1766	2,2766	1,3766	0	1,3766	0	0
Li (m)	15,93	3,62	7,96	3,41	4,56	3,72	0
Volume (m3)	50,603	8,2412	10,9577	0	6,27729	0	0
Poids totale (KN)	12,650	2,0603	2,73943	0	1,56932	0	0
					Poids de tronçon		19,01989
	Tronçon 03						
	1	2	3	4	5	6	Sur culée
Si (m2)	3,1766	2,2766	1,3766	0	1,3766	0	0
Li (m)	16,35	4,45	8,38	3,31	4,56	3,72	0
Volume (m3)	51,9374	10,1308	11,53591	0	6,277296	0	0
Poids totale (KN)	12,9843	2,53271	2,883977	0	1,569324	0	0
					Poids de tronçon (KN)		19,97037
	Tronçon 04						
	1	2	3	4	5	6	Sur culée
Si (m2)	3,1766	2,2766	1,3766	0	1,3766	0	0
Li (m)	16,34	4,45	8,38	3,41	4,56	3,72	0
Volume (m3)	51,905	10,1308	11,5359	0	6,27729	0	0
Poids totale (KN)	12,976	2,53271	2,88397	0	1,56932	0	0
					Poids de tronçon		19,96243
	Tronçon 05						
	1	2	3	4	5	6	Sur culée
Si (m2)	3,1766	2,2766	1,3766	0	1,3766	0	0
Li (m)	16,34	4,45	8,25	3,4	4,54	3,72	0
Volume (m3)	51,90564	10,13087	11,35695	0	6,24976	0	0
Poids totale (KN)	12,97641	2,532718	2,839238	0	1,56244	0	0
					Poids de tronçon		19,91081
	Tronçon6						
	1	2	3	4	5	6	
Si (m2)	3,1766	2,2766	1,3766	0	1,3766	0	
Li (m)	15,43	4,18	7,82	3,25	4,46	3,54	
Volume(m3)	49,01494	9,516188	10,76501	0	6,139636	0	
Poids (KN)	12,25373	2,379047	2,691253	0	1,534909	0	
					Poids de tronçon (KN)		18,85894
	Tronçon7						
	1	2	3	4	5	6	
Si (m2)	3,1766	2,2766	1,3766	0	1,3766	0	
Li (m)	15,54	4,24	8,04	3,29	4,4	3,58	
Volume (m3)	49,36436	9,652784	11,06786	0	6,05704	0	
Poids (KN)	12,34109	2,413196	2,766966	0	1,51426	0	
					Poids de tronçon (KN)		19,03551
	Tronçon8						
	1	2	3	4	5	6	
Si (m2)	3,1766	2,2766	1,3766	0	1,3766	0	
Li (m)	15,85	4,3	8,19	3,32	4,38	2,62	
Volume (m3)	50,34911	9,78938	11,27435	0	6,029508	0	
Poids (KN)	12,58728	2,447345	2,818589	0	1,507377	0	
					Poids de tronçon (KN)		19,36059

Annexe -B- Tableaux de calcul

	Tronçon9					
	1	2	3	4	5	6
Si (m2)	3,1766	2,2766	1,3766	0	1,3766	0
Li (m)	15,89	4,33	7,19	3,32	4,38	2,81
Volume (m3)	50,47617	9,857678	9,897754	0	6,029508	0
Poids (KN)	12,61904	2,46442	2,474439	0	1,507377	0
				Poids de tronçon (KN)		19,06528
	Tronçon10					
	1	2	3	4	5	6
Si (m2)	3,1766	2,2766	1,3766	0	1,3766	0
Li (m)	15,89	4,33	7,19	3,21	4,38	2,82
Volume (m3)	50,47617	9,857678	9,897754	0	6,029508	0
Poids (KN)	12,61904	2,46442	2,474439	0	1,507377	0
				Poids de tronçon (KN)		19,06528
	Tronçon11					
	1	2	sur culé			
Si (m2)	3,1766	2,2766	0			
Li (m)	12,57	3,72	1,01			
Volume (m3)	39,92986	8,468952	0			
Poids (KN)	9,982466	2,117238	0			
			Poids de tronçon (KN)			12,0997

Calcul Des Pertes De la Précontrainte

Les pertes instantanées

TableauB. 3: Calcul des pertes par frottement pour les câbles C5.C6

CABLE inférieure T01	Numéro de câble	Position	Distance X (m)	α (Rad)	$\Delta\sigma_{frott}$
	C5.C6	Fin T1($L + \frac{L}{5}$)	0	0	0
		Sur pile L	11.4	0.007	51.0624
		3L/4	17.86	0.007	78.9696
		Mi travée L/2	30.56	0.01	134.6112
		Sur culée x=0	40.6	0.01	177.984

TableauB. 4: Calcul des pertes par frottement pour les câbles C1.C2.C3

CABLES supérieures T01	Numéro de câble	Position	Distance X (m)	α (Rad)	$\Delta\sigma_{frott}$ (Mpa)
	C1.2.C3	Fin T1L + $\frac{L}{5}$	0	0	0
		Sur pile (01) L	11.4	0.0021	49.79232
		3L/4	17.86	0.0057	78.63264
		Mi travée L/2	30.56	0.0064	133.67808
		Sur culée x=0	40.6	0.0085	177.5952

Annexe -B- Tableaux de calcul

TableauB. 5: Calcul des pertes par frottement pour les câbles C7.C8

CABLES inférieures T01+02	Numéro de câble		Position	Distance x (m)	α (Rad)	$\Delta\sigma_{frott}$ (Mpa)
	C7.C8	T2	Fin T2	0	0	0
Sur pile (02)			9.83	0.171	86.7888	
3L/4			19.46	0.171	128.3904	
Mis travée L/2			30.06	0.203	182.4768	
Fin T1			38.88	0.203	220.5792	
T1		Sur pile (01)	50.28	0.21	271.6416	
		3L/4	56.74	0.21	299.5488	
		Mi travée	69.44	0.213	355.1904	
Sur culée	79.47	0.213	398.52			

TableauB. 6: Calcul des pertes par frottement pour les câbles C4

CABLES supérieures T01+T02	Numéro de câble		Position	Distance X (m)	α (Rad)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)
	C4	T2	Fin T2	0	0	0
Sur pile (02)			9.83	0.076	62.1648	
3L/4			19.46	0.101	110.2464	
Mis travée L/2			30.06	0.101	156.0384	
Fin T1			38.88	0.113	197.2512	
T1		Sur pile (01)	50.28	0.113	246.4992	
		3L/4	56.74	0.1187	275.88384	
		Mi travée	69.44	0.1194	330.92928	
		Sur culée	79.47	0.1215	374.8032	

TableauB. 7: Calcul des pertes par recul d'ancrage pour les câbles C5.C6

Câbles inférieurs T01	Numéro de câble	Position	Distance x(m)	β (rad)	K	d(m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)
C5.C6	Fin T1 $L + \frac{L}{5}$	0	0	0	0.003	16.19	139.881
		Sur pile (01) L	11.4	0.007	0.003030	16.19	41.813
	d	16.19	0.007	0.003030	16.19	0	
	3L/4	17.86	0.007	0.003030	/	/	
	Mi travée L/2	30.56	0.01	0.00304	/	/	
	Sur culée x=0	40.6	0.01	0.00304	/	/	

TableauB. 8: Calcul des pertes par frottement pour les câbles C1.C2.C3

CABLES supérieures T01	Numéro de câble	Position	Distance x(m)	β (rad)	K	d(m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)
C1.2.C3	Fin T1 $(L + \frac{L}{5})$	0	0	0	0.003	16.19	139.881
		Sur pile (1) L	11.47	0.0021	0.003009	16.19	40.907
		d	16.19	0.0021	0.003009	16.19	0
		3L/4	17.86	0.0057	0.003025	/	/
		Mi travée L/2	30.56	0.0064	0.003028	/	/
		Sur culée x=0	40.66	0.0085	0.003038	/	/

Annexe -B- Tableaux de calcul

TableauB. 9: Calcul des pertes par recul d'encrage pour les câbles C7.C8

CABLES inférieurs T01+02	Numéro de câble		Position	Distance X (m)	β (rad)	K	d(m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)
	C7.C8	T2	Fin T2L + $\frac{L}{5}$		0	0	0.003	16.19
Sur pile (1) L				9.83	0.171	0.003387	16.19	62.044
d				16.19	0.171	0.003387	16.19	0
3L/4				19.46	0.171	0.003387	/	/
Mi travée L/2				30.06	0.203	0.003459	/	/
Fin T1				38.88	0.203	0.003459	/	/
T1		Sur pile (01)		50.28	0.21	0.003475	/	/
		3L/4		56.74	0.21	0.003475	/	/
		Mi travée		69.44	0.213	0.003482	/	/
		Sur culée		79.47	0.213	0.003482	/	/

TableauB. 10: Calcul des pertes par recul d'encrage pour les câbles C4

CABLES supérieures T01+02	Numéro de câble		Position	Distance x(m)	β (rad)	K	d(m)	$\Delta\sigma_g$ (MPa)
	C4	T2	Fin T2 ($L + \frac{L}{5}$)		0	0	0.003	16.19
Sur pile (01) L				9.83	0.076	0.003336	16.19	61.113
d				16.19	0.076	0.003336	16.19	0
3L/4				19.46	0.101	0.003447	/	/
Mi travée L/2				30.06	0.101	0.003447	/	/
Fin T1				38.88	0.113	0.0035	/	/
T1		Sur pile (01)		50.28	0.113	0.0035	/	/
		3L/4		56.74	0.1187	0.003525	/	/
		Mi travée		69.44	0.1194	0.003529	/	/
		Sur culée		79.47	0.1215	0.003538	/	/

TableauB. 11: Calcul des Pertes Par Raccourcissement De Béton pour les câbles C5.C6

CABLES inférieurs T01 C5/C6	Position	x(m)	M_G (MN.m)	I(m4)	e(m)	p(MN)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)
	Fin T1 ($L + \frac{L}{5}$)	0	0	1.49	-0.23	3.705	0.483	1.376
	Sur pile (1) L	11.4	-33.05	3.6	0.57	3.839	-4.61	-13.151
	d	16.19	-11.17	1.44	0.29	3.879	-1.59	-4.551
	3L/4	17.86	-3.05	1.49	0.23	3.879	0.037	0.106
	Mi travée L/2	30.56	4.94	1.29	-0.34	3.720	-0.45	-1.308
	Sur culée x=0	40.6	0	3.6	0	3.597	0.234	0.666

TableauB. 12: Calcul des Pertes Par Raccourcissement De Béton pour les câbles C1.C2.C3

Câbles Supérieurs T01 C1.C2.C3.	Position	Distance x(m)	M_p (MN.m)	I(m4)	e (m)	p(MN)	σ_b	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)
	Fin T1L + $\frac{L}{5}$	0	0	1.49	0.29	3.705	0.563	1.604
	Sur pile (1)	11.4	-33.05	5.06	0.73	3.987	-4.07	-11.587
	3L/4	17.86	-3.05	1.49	0.42	4.104	0.018	0.050
	Mi travée L/2	30.56	4.94	1.29	0.05	4.104	0.762	2.171
Sur culée x=0	40.6	0	3.6	0.5	4.103	0.552	1.572	

Annexe -B- Tableaux de calcul

TableauB. 13: Calcul des Pertes Par Raccourcissement De Béton pour les câbles C4

Câbles supérieurs T01+T02 C4	Position	Distance x(m)	Mp(MN.m)	I(m ⁴)	e (m)	p(MN)	σ_b (MPa)	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)
	Fin T2 $L + \frac{L}{5}$	0	0	1.49	0.272	3.705	0.538	1.532
	Sur pile (01) L	9.83	-10.986	5.06	0.73	3.753	-0.924	-2.633
	3L/4	19.46	0	1.49	0.42	3.790	0.810	2.309
	Mi travée L/2	30.06	12.58	1.29	-0.19	3.659	-1.249	-3.560
	Fin T1	38.88	0	1.37	0.29	3.542	0.649	1.851
	Sur pile (01)	50.28	-33.05	5.06	0.73	3.401	-4.169	-11.88
	3L/4	56.74	-3.05	1.44	0.42	3.318	-0.119	-0.338
	Mi travée	69.44	4.94	1.29	0.05	3.161	0.631	1.797
	Sur culée	79.47	0	3.6	0.5	3.036	0.408	1.163

TableauB. 14: Pertes instantanées pour les câbles supérieurs du tronçon 01 C1+C2+C3

Câbles supérieurs T1 C1+C2+C3	Position	X(m)	$\Delta\sigma_{frott}$	$\Delta\sigma_{rec}$	$\Delta\sigma_{racc}$	$\sum \Delta\sigma_{inst}$	% des pertes
	Fin T1 ($L + \frac{L}{5}$)	0	0	139.8816	1.603	141.485	9.825
	Sur pile (01) L	11.4	49.792	40.907	-11.5	79.1125	5.493
	3L/4	17.86	78.632	0	0.05	78.6830	5.464
	Mi travée L/2	30.6	133.678	0	2.170	135.848	9.433
	Sur culée x=0	40.6	177.595	0	1.572	179.167	12.442

TableauB. 15: Pertes instantanées pour le câble supérieur du tronçon 01 C4

Câbles SUP T1+T2 C4	Position	X(m)	$\Delta\sigma_{frott}$	$\Delta\sigma_{rec}$	$\Delta\sigma_{racc}$	$\sum \Delta\sigma_{inst}$	% des pertes
	Fin T2 $L + \frac{L}{5}$	0	0	139.88	1.532	141.41	9.82
	Sur pile (01) L	9.83	62.1648	61.11	-2.633	120.65	8.38
	3L/4	19.46	110.2464	0	2.309	112.556	7.82
	Mi travée L/2	30.06	156.0384	0	-3.56	152.478	10.59
	Fin T1	38.88	197.2512	0	1.851	199.102	13.83
	Sur pile (01)	50.28	246.4992	0	-11.88	234.619	16.29
	3L/4	56.74	275.88384	0	-0.338	275.546	19.14
	Mi travée	69.44	330.92928	0	1.797	332.726	23.11
	Sur culée	79.47	374.8032	0	1.163	375.967	26.11

TableauB. 16: Moyenne des pertes instantanées des 08 câbles supérieurs C1.C2.C3.C4

Câbles SUP T1 C1+C2+C3+C4	Position	X(m)	$\Delta\sigma_{frott}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)	$\sum \Delta\sigma_{inst}$	% des pertes
	$L + \frac{L}{5}$	0	49.312	104.91	1.66	155.8894	10.83
	Sur pile L	11.4	98.969	30.68	-11.66	117.9891	8.19
	3L/4	17.86	127.945	0	-0.046	127.8988	8.88
	L/2	30.56	182.990	0	2.077	185.0681	12.85
	Sur culée x=0	40.6	226.897	0	1.47	228.3674	15.86

Annexe -B- Tableaux de calcul

TableauB. 17: Pertes instantanées pour les câbles inférieurs du tronçon 01 C5.C6

Câbles inférieurs T1 C5+C6	Position	X(m)	$\Delta\sigma_{frott}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{rec}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{racc}$ (MPa)	$\sum \Delta\sigma_{inst}$	% des pertes
	$L + \frac{L}{5}$	0	0	139.88	1.376	141.258	9.80
	L	11.4	51.0624	41.81	-13.151	79.725	5.53
	3L/4	17.86	78.9696	0	0.106	79.075	5.49
	L/2	30.56	134.6112	0	-1.308	133.303	9.25
	Sur culée x=0	40.6	177.984	0	0.666	178.650	12.40

TableauB. 18: Pertes instantanées pour les câbles inférieurs C7.C8

Câbles inférieurs T1+T2 C7+C8	Position	X(m)	$\Delta\sigma_{frott}$	$\Delta\sigma_{rec}$	$\Delta\sigma_{racc}$	$\sum \Delta\sigma_{inst}$	% des pertes
	Fin T2 $L + \frac{L}{5}$	0	0	139.88	1.38	141.26	9.80
	Sur pile (01) L	9.83	86.788	62.04	-2.11	146.72	10.18
	3L/4	19.46	128.390	0.00	1.04	129.43	8.98
	Mi travée L/2	30.06	182.476	0.00	-7.14	175.34	12.17
	Fin T1	38.88	220.579	0.00	1.45	222.03	15.41
	Sur pile (01)	50.28	271.641	0.00	-9.33	262.31	18.21
	3L/4	56.74	299.548	0.00	-0.03	299.52	20.79
	Mi travée	69.44	355.190	0.00	-1.71	353.48	24.54
	Sur culée	79.47	398.52	0.00	0.55	399.07	27.71

TableauB. 19: Moyenne des pertes instantanées des 08 câbles inférieurs .

Câbles Inférieures C5 C6 C7 C8	Position	X(m)	$\Delta\sigma_{frott}$	$\Delta\sigma_{rec}$	$\Delta\sigma_{racc}$	$\sum \Delta\sigma_{inst}$	% des pertes
	Fin T1 $L + \frac{L}{5}$	0	110.289	69.940	1.411	181.641	12.61
	Sur pile (1) L	11.4	161.352	20.906	-11.23	171.019	11.87
	3L/4	17.86	189.259	0	0.037	189.296	13.14
	Mi travée L/2	30.56	244.900	0	-1.511	243.389	16.90
	Sur culée x=0	40.6	288.252	0	0.608	288.860	20.05

TableauB. 20: Moyenne des pertes instantanées des 16 câbles

$\sum \Delta\sigma_{inst} INF$ (MPa)	$\sum \Delta\sigma_{inst} SUP$ (MPa)	$\sum \Delta\sigma_{inst} / 16cables$ (MPa)	% des pertes
181.641	155.889	168.765	11.71
171.019	117.989	144.504	10.03
189.296	127.898	158.597	11.01
243.389	185.068	214.228	14.87
288.860	228.367	258.613	17.95

Annexe -B- Tableaux de calcul

Les pertes différées

TableauB. 21: Calcul des Pertes du aux retrait

Tronçon	B(cm ²)	p(Cm)	r _m (Cm)	t0(jour)	r(t0)	ε _r	EP(Mpa)	Δσ _{retrait}
T01(S06)	141100	236600	0.596	5	0.4822	0.0002	190000	19.673
T01.T02	141100	236600	0.596	28	0.8391	0.0002	190000	6.112

TableauB. 22: Calcul des Pertes par relaxations

Tronçon	Position	Distance (X)	σ _{pi}	u(x)	u ₀	ρ1000%	Δσ _{relx}
T1+T2	Fin T1L + $\frac{L}{5}$	0	1271.235	0,68	0.43	3	57.99
	Sur pile (01) L	11.4	1295.496	0,69	0.43	3	62.14
	3L/4	17.86	1281.402	0,69	0.43	3	59.72
	Mi travée L/2	30.56	1225.771	0,67	0.43	3	50.52
	Sur culée x=0	40.6	1181.386	0,66	0.43	3	43.62

TableauB. 23: Calcul des Pertes du aux fluage :

Tronçon	T1									
	X(m)	p(MN)	M(MN.m)	e(m)	σ _{G+Q}	σ _{pi}	wi	σ _{pi} Wi	σ _{G+Q+P}	Δσ _{fl}
	0	3.468	8.272	0	0	1222.88	0.0043	5.32	5.32	76.82
	11.4	3.527	-26.391	0.64	-3.33	1243.69	0.0069	8.61	5.27	75.96
	17.86	3.493	-11.2983	0.172	-1.30	1231.61	0.0052	6.47	5.17	74.57
	30.56	3.356	17.363	-0.14	-1.88	1183.64	0.0069	8.21	6.32	91.14
	40.6	3.246	-0.161	0.28	-0.01	1145.01	0.0039	4.53	4.51	65.27









TableauB. 24: Pourcentage des pertes différés

X(m)	%Δσ _{retrait}	%Δσ _{relaxation}	%Δσ _{fluage}	% totale diff
0	0.42	4.03	5.33	9.12
11.4	0.42	4.32	5.28	9.30
17.86	0.42	4.15	5.18	9.06
30.56	0.42	3.51	6.33	9.68
40.6	0.42	3.03	4.53	7.48

TableauB. 25: Pourcentage Des Pertes Totales :

X (m)	% des pertes instantanées	% des pertes différées	% des pertes totales
0	11.72	9.12	20.84
11.4	10.04	9.30	19.33
17.86	11.01	9.06	20.07
30.56	14.88	9.68	24.56
40.6	17.96	7.48	25.44

Annexe -B- Tableaux de calcul

	
Une clavette	Un vérin
	
Un manomètre	Un disque d'ancrage
	
Le vérin(l'entrée des torrons)	Coupleur mobile
	
Mise en tension	Les gaines

Annexe -B- Tableaux de calcul

TableauB. 26: Valeur des réactions max pour chaque appareil d'appui sous poids propre

Appui	Appareil d'appuis		R _z max (KN)
1	1	G TOT	4647,8318
	2	G TOT	4495,4381
2	1	G TOT	5117,4119
	2	G TOT	4817,922
3	1	G TOT	5155,5901
	2	G TOT	4777,8287
4	1	G TOT	5066,3116
	2	G TOT	4667,4917
5	1	G TOT	5017,4932
	2	G TOT	4647,9636
6	1	G TOT	4983,48
	2	G TOT	4696,2671
7	1	G TOT	4975,3384
	2	G TOT	4786,8264
8	1	G TOT	4932,1386
	2	G TOT	4829,3427
9	1	G TOT	5066,8618
	2	G TOT	5001,7715
10	1	G TOT	4679,772
	2	G TOT	4629,0891
C0	1	G TOT	683,27459
	2	G TOT	777,27825
	3	G TOT	871,31467
C1	1	G TOT	809,8077
	2	G TOT	782,94985
	3	G TOT	758,51255

TableauB. 27: Valeur de la réaction pour chaque appareil d'appuis sous la combinaison
1.35G+1.6A(l)+0.9ΔT +0.75Δθ

Appui	Appareil d'appuis		R _z max (KN)
1	1	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	7794,1844
	2	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	7624,2707
2	1	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8449,3689
	2	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8048,6245
3	1	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8502,9844
	2	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8000,6462
4	1	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8384,1092
	2	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	7849,7987
5	1	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8321,9586
	2	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	7830,9824
6	1	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8286,5541
	2	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	7900,2977
7	1	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8283,0297
	2	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8026,6746
8	1	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8229,887
	2	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8086,7367
9	1	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8406,3208
	2	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	8318,3767

Annexe -B- Tableaux de calcul

10	1	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	7881,5768
	2	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	7807,9013
C0	1	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	1567,7882
	2	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	1640,2188
	3	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	1713,4892
C1	1	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	1711,5583
	2	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	1666,3009
	3	1.35G+1.6A(l) 1t(max)	1625,9111

**TableauB. 28: Valeur de la réaction pour chaque appareil d'appuis sous la combinaison
1.35G+1.6Bc+0.9ΔT +0.75Δθ**

Appui	Appareil d'appuis		Rz max (KN)
1	1	1.35 G +1.6 bc(max)	7050,5146
	2	1.35 G +1.6 bc(max)	7660,3428
2	1	1.35 G +1.6 bc(max)	7679,5182
	2	1.35 G +1.6 bc(max)	8057,8189
3	1	1.35 G +1.6 bc(max)	7728,9893
	2	1.35 G +1.6 bc(max)	8021,1856
4	1	1.35 G +1.6 bc(max)	7608,8858
	2	1.35 G +1.6 bc(max)	7873,9893
5	1	1.35 G +1.6 bc(max)	7540,844
	2	1.35 G +1.6 bc(max)	7863,9996
6	1	1.35 G +1.6 bc(max)	7490,3106
	2	1.35 G +1.6 bc(max)	7936,2501
7	1	1.35 G +1.6 bc(max)	7475,5795
	2	1.35 G +1.6 bc(max)	8059,237
8	1	1.35 G +1.6 bc(max)	7416,3028
	2	1.35 G +1.6 bc(max)	8110,6801
9	1	1.35 G +1.6 bc(max)	7597,6987
	2	1.35 G +1.6 bc(max)	8341,7658
10	1	1.35 G +1.6 bc(max)	7082,8514
	2	1.35 G +1.6 bc(max)	7813,8493
C0	1	1.35 G +1.6 bc(max)	2284,913
	2	1.35 G +1.6 bc(max)	1544,8247
	3	1.35 G +1.6 bc(max)	1357,4598
C1	1	1.35 G +1.6 bc(max)	1302,2239
	2	1.35 G +1.6 bc(max)	1542,7599
	3	1.35 G +1.6 bc(max)	2322,887

**TableauB. 29: Valeur de la réaction pour chaque appareil d'appuis sous la combinaison
1.35(G+mc120)+0.9ΔT +0.75Δθ**

Appui	Appareil d'appuis		Rz max (KN)
1	1	1.35(G+MC120 11)(max)	7211,9391
	2	1.35(G+MC120 11)(max)	7002,2236
2	1	1.35(G+MC120 11)(max)	7882,1763
	2	1.35(G+MC120 11)(max)	7435,3204
3	1	1.35(G+MC120 11)(max)	7949,5292
	2	1.35(G+MC120 11)(max)	7355,257
4	1	1.35(G+MC120 11)(max)	7813,6325
	2	1.35(G+MC120 11)(max)	7191,1953

Annexe -B- Tableaux de calcul

5	1	1.35(G+MC120 11)(max)	7755,6698
	2	1.35(G+MC120 11)(max)	7166,737
6	1	1.35(G+MC120 11)(max)	7714,294
	2	1.35(G+MC120 11)(max)	7256,579
7	1	1.35(G+MC120 11)(max)	7699,6858
	2	1.35(G+MC120 11)(max)	7400,8526
8	1	1.35(G+MC120 11)(max)	7630,1289
	2	1.35(G+MC120 11)(max)	7482,518
9	1	1.35(G+MC120 11)(max)	7795,8613
	2	1.35(G+MC120 11)(max)	7714,7674
10	1	1.35(G+MC120 11)(max)	7229,2143
	2	1.35(G+MC120 11)(max)	7160,937
C0	1	1.35(G+MC120 11)(max)	1420,0624
	2	1.35(G+MC120 11)(max)	1534,6546
	3	1.35(G+MC120 11)(max)	1649,4596
C1	1	1.35(G+MC120 11)(max)	1526,9676
	2	1.35(G+MC120 11)(max)	1491,906
	3	1.35(G+MC120 11)(max)	1460,2843

**TableauB. 30: Valeur de la réaction pour chaque appareil d'appuis sous la combinaison
 $1.35G+D240)+0.9\Delta T +0.75\Delta\theta$**

Appui	Appareil d'appuis		Rz max (KN)
1	1	1.35(G+D240)(max)	7719,8175
	2	1.35(G+D240)(max)	7557,6808
2	1	1.35(G+D240)(max)	8362,2166
	2	1.35(G+D240)(max)	7974,7637
3	1	1.35(G+D240)(max)	8409,0821
	2	1.35(G+D240)(max)	7922,9535
4	1	1.35(G+D240)(max)	8292,1634
	2	1.35(G+D240)(max)	7774,4592
5	1	1.35(G+D240)(max)	8232,2199
	2	1.35(G+D240)(max)	7755,5254
6	1	1.35(G+D240)(max)	8198,1828
	2	1.35(G+D240)(max)	7820,2661
7	1	1.35(G+D240)(max)	8196,565
	2	1.35(G+D240)(max)	7942,6281
8	1	1.35(G+D240)(max)	8144,7018
	2	1.35(G+D240)(max)	7999,4417
9	1	1.35(G+D240)(max)	8322,4838
	2	1.35(G+D240)(max)	8231,4887
10	1	1.35(G+D240)(max)	7805,6321
	2	1.35(G+D240)(max)	7730,6771
C0	1	1.35(G+D240)(max)	1672,4315
	2	1.35(G+D240)(max)	1749,7639
	3	1.35(G+D240)(max)	1827,883
C1	1	1.35(G+D240)(max)	1815,8198
	2	1.35(G+D240)(max)	1772,0728
	3	1.35(G+D240)(max)	1733,1037

Annexe -B- Tableaux de calcul

TableauB. 31: Calcul des raideurs statiques et dynamiques

Élément	Appareils d'appui		Piles			Appuis		
	N	K _{stat} (MN/m)	K _{dyn} (MN/m)	Hauteur (m)	I (m ⁴)	K _{pile} (MN/m)	K _{stat} (MN/m)	K _{dyn} (MN/m)
C0	3	3,67969	7,35938	5,35	Infini	Infini	3,67969	7,35938
P1	2	4,07276	8,14553	7,184	2,66667	737,4923	4,0504	8,0565
P2	2	4,07276	8,14553	8,014	2,66667	531,2616	4,0418	8,0225
P3	2	4,07276	8,14553	9,397	2,66667	329,5253	4,0230	7,9490
P4	2	4,07276	8,14553	11,934	2,66667	160,8786	3,9722	7,7530
P5	2	4,07276	8,14553	13,099	2,66667	121,6584	3,9408	7,6344
P6	2	4,07276	8,14553	12,557	2,66667	138,1016	3,9561	7,6918
P7	2	4,07276	8,14553	11,241	2,66667	192,5048	3,9884	7,8149
P8	2	4,07276	8,14553	10,372	2,66667	245,0580	4,0062	7,8835
P9	2	4,07276	8,14553	9,875	2,66667	283,9521	4,0152	7,9184
P10	2	4,07276	8,14553	7,877	2,66667	559,4663	4,0433	8,0286
C1	3	3,67969	7,35938	6,287	Infini	Infini	3,6797	7,3594

Effort agissant à la base de la pile 6

TableauB. 32: Les efforts agissants à la base de la pile 06 sous combinaisons fréquentes à ELS

ELS fréquente	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	M _y (kN*m)	M _x (kN*m)
G+0.6A1T+T7(max)	-12301	7.53	-22.63	0.3	981.21	47.72
G+0.6A2T+T7(max)	-12300.8	1.48	-37.6	0.78	1193.48	127.62
G+0.6BC+T7(max)	-12340	7.21	-22.34	0.37	949.7	-6.04
G+0.6A1T+T7(min)	-13611.6	-4.9	-23.25	0.2	936.86	-114.74
G+0.6A2T+T7(min)	-13611.4	-10.96	-38.22	0.69	1149.13	-34.84
G+0.6BC+T7(min)	-13198.6	-1.28	-29.31	0.2	317.99	-131.69

TableauB. 33: Effort agissant à la base de la pile 06 à ELS rare

ELS RARE	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	M _y (kN*m)	M _x (kN*m)
G+D240+T7(max)	-12143	-2.65	-22.65	0.25	1024.2	348.62
G+MC120+T7(max)	-12281	-8.55	-23.14	0.2	995.3	275.44
G+1.2bc+T7(max)	-12233	29.83	-20.93	0.58	938.84	-201.4
G+mc120 -30.5m+T7(max)	-12307	-10.9	-22.34	0.19	1050.1	264.09
G+1.2 A(l) 1T+T7(max)	-12154	-2.89	-22.71	0.24	1021.7	344.42
G+dT	-12449	-26.48	-46.67	0.29	1187	330.47
G+W	-12449	-32.32	-12.45	0.05	712.39	406.09
G+D240+T7(min)	-14624	-28.05	-24.15	0.06	921.02	16.71
G+MC120+T7(min)	-13549	-22.28	-24.07	0.1	932.19	96.1
G+1.2bc+T7(min)	-13940	12.95	-34.79	0.25	-317.06	-451.2
G+mc120 -30.5m+T7(min)	-13809	-21.23	-23.89	0.1	938.88	127.55
G+1.2 A(l) 1T+T7(min)	-14775	-27.76	-23.95	0.06	933.01	19.5

Annexe -B- Tableaux de calcul

TableauB. 34:Effort agissant à la base de la pile 06 àELU

Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
1.35G+1.6A(l) 1t+T4(max)	-16412.2	-6.67	-35.65	0.36	1462.92	496.63
1.35 G +1.6 bc+T4(max)	-16517.2	19.29	-76.95	2.23	1971.7	1.98
1.35(G+MC120)+T4(max)	-16579.8	-14.1	-36.22	0.31	1428.29	406.11
1.35(G+MC120 11)+T4(max)	-16610.8	-17.16	-35.1	0.29	1504.52	392.73
1.35(G+D240)+T4(max)	-16393.6	-6.14	-35.55	0.36	1467.28	504.89
1.35G+1.6A(L)2T+T4(max)	-16412.2	-6.67	-35.65	0.36	1462.92	496.63
1.35G+1.6A(l) 1t+T4(min)	-19907.2	-39.83	-37.31	0.11	1344.66	63.41
1.35 G +1.6 bc+T4(min)	-18793	-3.22	-95.42	1.78	297.17	-331.1
1.35(G+MC120)+T4(min)	-18291	-32.64	-37.47	0.17	1343.09	163.99
1.35(G+MC120 11)+T4(min)	-18677.1	-31.37	-37.23	0.17	1351.56	204.87
1.35(G+D240)+T4(min)	-19742.4	-40.43	-37.58	0.11	1328.02	56.81
1.35G+1.6A(L)2T+T4(min)	-19907.2	-39.83	-37.31	0.11	1344.66	63.41

TableauB. 35:Effort agissant à la base de la pile 06 à ELS fréquente

Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
G TOT	-12449.1	1.62	9.41	-0.07	396.35	-39.59
G+0.6A1T+T7(max)	-12301	7.53	-22.63	0.3	981.21	47.72
G+0.6A2T+T7(max)	-12300.8	1.48	-37.6	0.78	1193.48	127.62
G+0.6BC+T7(max)	-12340	7.21	-22.34	0.37	949.7	-6.04
G+0.6A1T+T7(min)	-13611.6	-4.9	-23.25	0.2	936.86	-114.74
G+0.6A2T+T7(min)	-13611.4	-10.96	-38.22	0.69	1149.13	-34.84
G+0.6BC+T7(min)	-13198.6	-1.28	-29.31	0.2	317.99	-131.69

TableauB. 36:Effort agissant à la base de la pile 06 à ELA

Load	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
ELA1 Al 2t(max)	-10813.3	1311.54	989.36	7.53	14216.06	16740.8
ELA1 Al 1t(max)	-10813.3	1311.54	989.36	7.53	14216.06	16740.8
ELA1 BC(max)	-10830.1	1311.28	989.43	7.55	14205.56	16721.33
ELA1 MC120(max)	-10831.7	1305.16	989.1	7.49	14215.6	16803.83
ELA1 D240(max)	-10801.5	1306.44	989.21	7.5	14221.9	16819.79
ELA1 MC120-30.5(max)	-10834.3	1304.79	989.27	7.49	14227.03	16802.84
ELA1 Al 2t(min)	-11250.2	1307.4	989.16	7.5	14201.28	16686.65
ELA1 Al 1t(min)	-11250.2	1307.4	989.16	7.5	14201.28	16686.65
ELA1 BC(min)	-11086.4	1308.75	987.35	7.5	14016.99	16683.82
ELA1 MC120(min)	-11065.7	1302.62	988.93	7.47	14203.94	16770.71
ELA1 D240(min)	-11297.6	1301.36	988.91	7.47	14201.27	16753.41
ELA1 MC120-30.5(min)	-11133.8	1302.73	988.96	7.47	14204.86	16775.61
ELA2AL1T(max)	-10845.5	-167.97	-234.01	-1.19	-3704.99	-3378.25
ELA2 BC(max)	-10862.3	-168.23	-233.94	-1.17	-3715.49	-3397.73
ELA2MC120(max)	-10863.8	-174.35	-234.27	-1.23	-3705.45	-3315.23
ELA2 MC120 -30.5(max)	-12420.8	12.1	28.81	-0.18	144.8	-150.67
ELA2 D240(max)	-12386.7	34.97	72.47	-0.43	-331.68	-407.92
ELA2AL1T(min)	-11282.4	-172.11	-234.21	-1.22	-3719.77	-3432.4
ELA2 BC(min)	-11118.6	-170.76	-236.02	-1.22	-3904.06	-3435.23
ELA2MC120(min)	-11097.9	-176.89	-234.44	-1.25	-3717.11	-3348.34
ELA2 MC120 -30.5(min)	-12720.2	10.04	28.5	-0.2	122.63	-177.9
ELA2 D240(min)	-12882.8	29.89	72.17	-0.47	-352.31	-474.31

Annexe -B- Tableaux de calcul

ELA3 AL 1T(max)	-13954.1	877.2	451.95	4.96	6374.56	11065.33
ELA3 BC(max)	-13970.9	876.94	452.02	4.98	6364.06	11045.85
ELA3 mc120-30.5(max)	-13975	870.44	451.86	4.92	6385.52	11127.37
ELA3 D240(max)	-13942.2	872.1	451.8	4.93	6380.4	11144.32
ELA3 AL 1T(min)	-14390.9	873.05	451.74	4.93	6359.77	11011.17
ELA3 BC(min)	-14227.1	874.4	449.94	4.93	6175.48	11008.34
ELA3 mc120-30.5(min)	-14274.5	868.38	451.55	4.91	6363.35	11100.14
ELA3 D240(min)	-14438.4	867.01	451.5	4.9	6359.77	11077.93
ELA 8 AL 1T(max)	-13930.1	1059.98	1121.73	5.9	16038.07	13400.97
ELA 8 BC(max)	-13947	1050.15	1102.69	6.05	16296.97	13507.59
ELA 8 MC120 30.5M(max)	-13838.2	1056.86	1122.76	5.89	16120.41	13523.07
ELA 8 D240(max)	-13918.3	1054.88	1121.58	5.88	16043.92	13479.96
ELA 8 AL 1T(min)	-14367	1055.84	1121.52	5.87	16023.29	13346.82
ELA 8 BC(min)	-14203.3	1047.61	1100.61	6	16108.4	13470.08
ELA 8 MC120 30.5M(min)	-15335.5	1046.56	1121.22	5.81	16009.57	13386.94
ELA 8 D240(min)	-14414.4	1049.8	1121.27	5.84	16023.29	13413.58

N.B :Nous avons 12 combinaisons à l'ELA [E1 : E12]. Les tableaux de résultats générés sont très volumineux, ce qui rend impossible leur inclusion complète en annexe. Par conséquent, nous nous limitons à présenter seulement quelques combinaisons. Cependant, pour le calcul, nous avons recherché la valeur maximale parmi toutes les combinaisons à l'ELA.

TableauB. 37: Valeurs des réactions au niveaux de l'encastrement de la pile 06

COMBINAISON	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
G+D240+T7(max)	-15	18	14624	-610	-562	0
G+MC120+T7(max)	-20	15	13549	-652	-620	0
G+1.2bc+T7(max)	11	43	13940	83	496	0
G+mc120 -30.5m+T7(max)	-22	14	13809	-660	-636	0
G+1.2 A(l) 1T+T7(max)	13	35	14775	-836	-186	0
G+1.2A(l) 2T+T7(max)	13	35	14775	-836	-186	0
G+dT	-48	24	12449	-810	-929	0
G+W	-34	-7	12449	-372	-731	0
G+D240+T7(min)	-36	4	12143	-830	-825	0
G+MC120+T7(min)	-31	7	12281	-770	-762	0
G+1.2bc+T7(min)	-6	28	12233	-944	-274	-1
G+mc120 -30.5m+T7(min)	-30	7	12307	-779	-778	0
G+1.2 A(l) 1T+T7(min)	-7	21	12153	-1050	-443	0
G+1.2A(l) 2T+T7(min)	-7	21	12153	-1050	-443	0

G+0.6A1T+T7(max)	-6.36	23.37	13611.60	-767.12	-435.98	-0.20
G+0.6A2T+T7(max)	-19.66	32.54	13611.42	-900.44	-619.46	-0.69
G+0.6BC+T7(max)	-7.52	27.42	13198.59	-304.60	-92.92	-0.20
G+0.6A1T+T7(min)	-16.57	16.23	12301.02	-873.95	-564.37	-0.30
G+0.6A2T+T7(min)	-29.86	25.40	12300.84	-1007.28	-747.85	-0.78
G+0.6BC+T7(min)	-16.17	19.53	12340.03	-821.01	-480.06	-0.37

Annexe -B- Tableaux de calcul

1.35G+1.6A(l) 1t+T4(max)	-25.74	26.98	19907.11	-879.03	-836.54	-0.11
1.35 G +1.6 bc+T4(max)	-29.54	87.58	18793.05	-341.76	38.85	-1.78
1.35(G+MC120)+T4(max)	-32.04	23.04	18291.01	-931.74	-912.23	-0.17
1.35(G+MC120 11)+T4(max)	-34.61	21.35	18677.09	-942.14	-932.64	-0.17
1.35(G+D240)+T4(max)	-25.29	27.28	19742.37	-875.65	-834.49	-0.11
1.35G+1.6A(l) 1t+T4(min)	-52.94	7.93	16412.24	-1163.93	-1178.91	-0.36
1.35 G +1.6 bc+T4(min)	-52.47	66.66	16517.22	-1710.63	-987.36	-2.23
1.35(G+MC120)+T4(min)	-47.24	12.37	16579.80	-1091.73	-1103.97	-0.31
1.35(G+MC120 11)+T4(min)	-45.96	12.52	16610.82	-1105.41	-1128.25	-0.29
1.35(G+D240)+T4(min)	-53.41	7.54	16393.59	-1172.18	-1188.86	-0.36

COMBINAISON	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
ELA1 Al 1t(max)	1361.35	775.6798	14423.08	10818.02	18167.67	7.845435
ELA1 BC(max)	1360.867	776.7999	14259.28	10954.21	18268.54	7.844404
ELA1 MC120(max)	1355.895	772.3515	14238.61	10849.54	18096.5	7.871794
ELA1 D240(max)	1356.984	773.036	14470.5	10858.56	18109.03	7.881535
ELA1 MC120-30.5(max)	1355.586	772.1475	14306.65	10848.54	18094.27	7.872045
ELA2AL1T(max)	-82.8669	-310.265	14390.61	-4757.93	-1406.7	-1.20486
ELA2 BC(max)	-83.3497	-309.145	14226.82	-4621.74	-1305.83	-1.20589
ELA2MC120(max)	-88.322	-313.594	14206.15	-4726.41	-1477.87	-1.1785
ELA2 MC120 -30.5(max)	25.81014	-17.1864	12720.21	-189.556	78.48921	0.19865
ELA2 D240(max)	68.97695	-41.1456	12882.82	63.29308	581.5164	0.470596
ELA3 AL 1T(max)	1076.516	146.6181	11282.34	1929.798	14324.92	5.277085
ELA3 BC(max)	1076.034	147.7382	11118.55	2065.987	14425.79	5.276054
ELA3 mc120-30.5(max)	1070.752	143.0858	11165.91	1960.322	14251.52	5.303695
ELA3 D240(max)	1072.151	143.9743	11329.76	1970.341	14266.28	5.313184
ELA4 AL 1T(max)	1076.516	146.6181	11282.34	1929.798	14324.92	5.277085
ELA 4 BC(max)	1338.189	784.048	11134.9	10705.5	17966.04	7.653149
ELA 4 MC120-30.5(max)	1351.414	768.7009	11182.16	10755.45	18045.26	7.802005
ELA4 D240(max)	1352.813	769.5894	11346.01	10765.47	18060.02	7.811494
ELA5 AL 1T(max)	857.638	1173.202	14430.78	16463.21	11327.61	6.287676
ELA5 BC(max)	857.1552	1174.322	14266.98	16599.4	11428.48	6.286645
ELA5 MC120-30.5M(max)	851.8739	1169.67	14314.35	16493.74	11254.21	6.314286
ELA5 D240(max)	853.2723	1170.558	14478.2	16503.76	11268.97	6.323775
ELA6 AL 1T(max)	857.638	1173.202	14430.78	16463.21	11327.61	6.287676
ELA6 BC(max)	126.2326	900.135	14257.44	12487.39	1518.348	2.331898
ELA 6 D240(max)	140.8569	885.6764	14468.55	12547.36	1612.325	2.490243
ELA7 AL 1T(max)	141.0512	884.8736	11296.64	12413.73	1621.95	2.384103
ELA7 BC(max)	140.5684	885.9937	11132.85	12549.92	1722.82	2.383072
ELA 7 MC120 30.5(max)	135.2871	881.3413	11180.21	12444.25	1548.552	2.410713
ELA 7 D240(max)	136.6855	882.2298	11344.06	12454.27	1563.313	2.420203
ELA 8 AL 1T(max)	853.4665	1169.755	11306.29	16370.12	11278.59	6.217635
ELA 8 BC(max)	834.4766	1181.57	11142.6	16350.69	11125.98	6.095389
ELA 8 MC120 30.5M(max)	850.7905	1168.135	12274.82	16431.08	11244.99	6.283949
ELA 8 D240(max)	849.1009	1167.112	11353.7	16410.67	11219.96	6.253735
ELA 9 AL 1T(max)	535.513	447.6109	18057.06	6307.317	6964.665	3.451635
ELA 9 BC(max)	516.0755	459.1535	17893.38	6291.396	6806.15	3.33245
ELA 9 MC120 -30.5M(max)	529.3013	443.8064	17940.64	6341.354	6885.367	3.481306
ELA 9 D240(max)	530.6997	444.6949	18104.48	6351.373	6900.128	3.490795

Annexe -B- Tableaux de calcul

TableauB. 38:Résultats des efforts verticaux revenants à chaque pieux obtenues par Midas Civil(KN)

Numéro de pieux	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ELS RARE D240 MAX	1858	2324	1843	2126	2588	2116	1929	2423	1924
ELS RARE MC120 MAX	1753	2184	1736	2010	2437	1995	1831	2290	1821
ELS RARE BC MAX	1814	2296	1851	2022	2492	2069	1790	2277	1836
ELSR A MC12030.5 MX	1779	2216	1759	2039	2474	2023	1857	2324	1846
ELS RARE A 1T MAX	1872	2343	1858	2143	2610	2133	1943	2442	1938
ELS RARE G+DT	1641	2025	1604	1899	2282	1862	1752	2170	1722
ELS RARE G+W	1671	2055	1624	1904	2282	1857	1732	2140	1692
ELS RARE D240 MIN	1614	1993	1584	1861	2239	1833	1713	2125	1691
ELS RARE MC120 MIN	1629	2014	1602	1874	2259	1850	1721	2138	1702
ELS RARE BC MIN	1603	2015	1630	1839	2252	1874	1684	2125	1719
ELSR A MC12030.5 MIN	1631	2017	1604	1877	2262	1853	1724	2142	1705
ELS RARE A 1TMIN	1592	1997	1611	1835	2241	1861	1687	2123	1714

Numéro de pieux	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ELU AL 1T MAX	2521	3153	2498	2891	3518	2873	2626	3298	2615
ELU BC MAX	2421	3050	2444	2742	3361	2775	2467	3117	2501
ELU MC120 MAX	2364	2943	2337	2715	3290	2691	2477	3097	2461
ELU MC12030.5 MAX	2402	2991	2372	2759	3344	2733	2516	3147	2498
ELU D240 MAX	2505	3132	2482	2872	3494	2855	2610	3276	2599
ELU AL1T MIN	2178	2688	2135	2516	3026	2475	2319	2875	2286
ELU BC MIN	2140	2676	2149	2498	3040	2515	2325	2914	2344
ELU MC120 MIN	2196	2714	2157	2532	3049	2495	2329	2891	2301
ELU MC12030.5 MIN	2198	2717	2159	2536	3053	2498	2333	2896	2304

Numéro de pieux	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ELS QP AL 1T MAX	1748	2193	1754	2003	2446	2015	1824	2297	1838
ELS QP AL2T MAX	1741	2179	1739	2008	2446	2011	1839	2311	1846
ELS QP BC MAX	1246	1653	1254	1453	1858	1466	1277	1699	1292
ELS QP AL 1T MIN	1619	2019	1618	1862	2261	1866	1709	2139	1715
ELS QP AL 2T MIN	1612	2005	1603	1867	2261	1861	1724	2152	1722
ELS QP BC MIN	1625	2028	1627	1865	2267	1872	1707	2139	1717

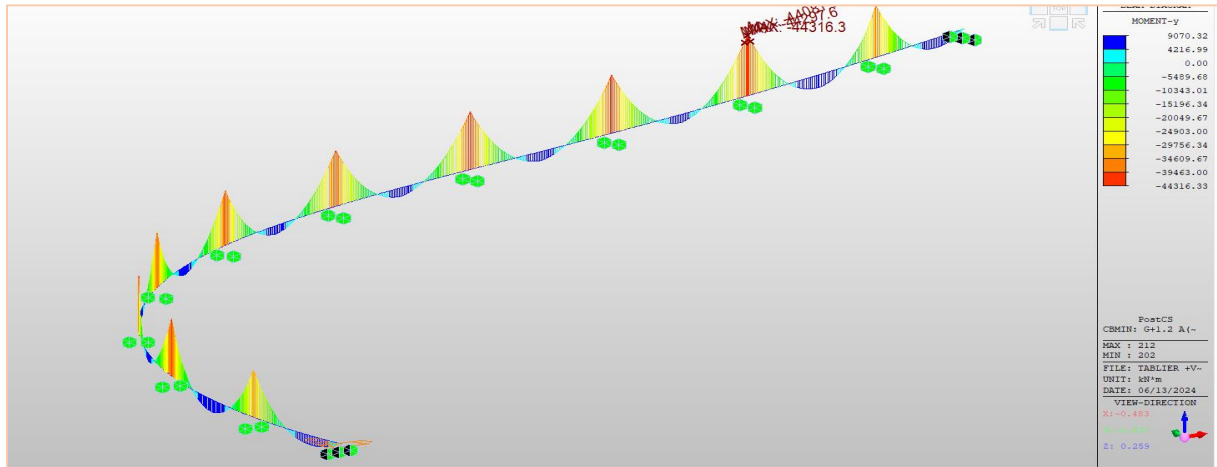
Numéro de pieux	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ELA1 Al 1t(max)	2083	3343	3287	1436	2556	2764	455	1343	1663
ELA1 BC(max)	2074	3330	3278	1418	2533	2746	432	1314	1640
ELA1 MC120(max)	2069	3318	3265	1420	2530	2739	442	1321	1641
ELA1 D240(max)	2091	3349	3288	1446	2563	2765	464	1350	1664
ELA1MC1203max	2075	3327	3271	1428	2540	2746	449	1330	1648
ELA2AL1T(max)	1683	2134	1736	2058	2551	2132	1998	2547	2059
ELA2 BC(max)	1674	2122	1727	2039	2528	2114	1975	2517	2037
ELA2MC120(max)	1669	2110	1714	2042	2525	2107	1985	2524	2038
ELA2MC1203max	1701	2125	1715	1900	2316	1921	1697	2132	1719
ELA2 D240(max)	1730	2178	1773	1902	2339	1955	1672	2120	1722
ELA3 AL 1T(max)	1457	2526	2645	1088	2115	2415	494	1365	1683
ELA3 BC(max)	1448	2514	2636	1070	2092	2398	472	1336	1661

Annexe -B- Tableaux de calcul

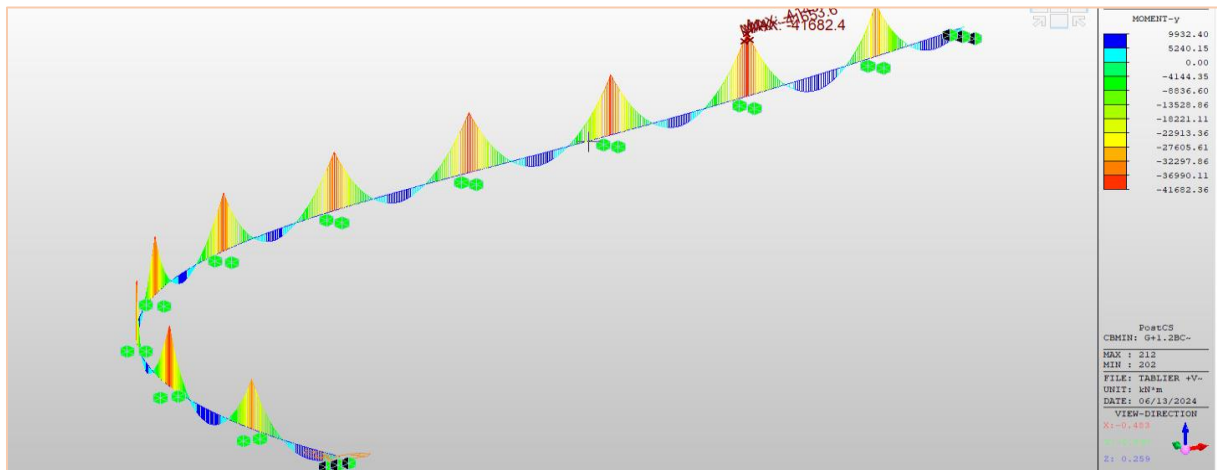
ELA3MC1203max	1449	2510	2629	1080	2099	2398	488	1352	1668
ELA3 D240(max)	1465	2532	2646	1098	2122	2416	503	1372	1684
ELA4 AL 1T(max)	1457	2526	2645	1088	2115	2415	494	1365	1683
ELA 4 BC(max)	1761	2913	2953	1080	2094	2393	157	940	1351
ELA4MC1203max	1770	2926	2966	1083	2101	2400	153	938	1351
ELA4 D240(max)	1786	2948	2983	1100	2124	2419	168	958	1366
ELA5 AL 1T(max)	2415	3273	2817	1891	2557	2311	925	1415	1335
ELA5 BC(max)	2405	3260	2808	1873	2534	2293	902	1386	1312
ELA5MC1203max	2407	3257	2801	1883	2541	2293	918	1401	1320
ELA5 D240(max)	2423	3278	2818	1901	2564	2312	933	1421	1335
ELA6 AL 1T(max)	2415	3273	2817	1891	2557	2311	925	1415	1335
ELA6 BC(max)	2361	2767	2047	2268	2532	1895	1660	1878	1357
ELA6MC1203max	2370	2781	2060	2271	2539	1903	1656	1876	1356
ELA 6 D240(max)	2386	2802	2077	2288	2562	1921	1670	1896	1372
ELA7 AL 1T(max)	2073	2396	1772	1934	2116	1574	1366	1499	1074
ELA7 BC(max)	2064	2383	1763	1915	2093	1556	1343	1470	1052
ELA7MC1203max	2065	2380	1756	1926	2100	1557	1360	1485	1059
ELA 7 D240(max)	2081	2402	1773	1943	2123	1575	1375	1505	1075
ELA 8 AL 1T(max)	2110	2872	2513	1546	2118	1965	629	1024	1037
ELA 8 BC(max)	2093	2843	2483	1535	2095	1940	627	1012	1023
ELA8MC1203max	2207	2996	2604	1657	2254	2069	724	1145	1126
ELA 8 D240(max)	2118	2878	2513	1555	2125	1966	637	1030	1038
ELA 9 AL 1T(max)	2396	3254	2779	2291	3066	2712	1660	2354	2052
ELA 9 BC(max)	2379	3225	2749	2280	3043	2686	1658	2342	2037
ELA9MC1203max	2388	3239	2762	2283	3050	2694	1654	2340	2037
ELA 9 D240(max)	2404	3260	2779	2301	3073	2712	1669	2360	2053
ELA10 AL 1T(max)	2075	2838	2441	2289	3064	2709	1995	2768	2369
ELA 10 BC(max)	2066	2826	2432	2271	3041	2691	1973	2739	2347
ELA10MC1203max	2067	2822	2424	2281	3048	2691	1989	2754	2355
ELA 10 D240(max)	2083	2844	2441	2298	3071	2710	2004	2774	2370
ELA 11 AL 1T(max)	2359	2778	2038	2679	3065	2321	2398	2829	2088
ELA 11 BC(max)	2350	2766	2029	2661	3042	2303	2375	2800	2066
ELA11MC1203max	2352	2762	2021	2671	3048	2303	2392	2815	2074
ELA 11 D240(max)	2368	2784	2038	2688	3071	2322	2406	2835	2089
ELA 12 AL 1T(max)	2038	2362	1700	2676	3062	2318	2733	3243	2406
ELA 12 BC(max)	2029	2349	1691	2658	3039	2301	2710	3213	2384
ELA12MC1203max	2031	2346	1684	2668	3046	2301	2727	3229	2391
ELA 12 D240(max)	2047	2368	1701	2686	3069	2319	2741	3249	2407

Annexe -C- Diagrammes des efforts internes.

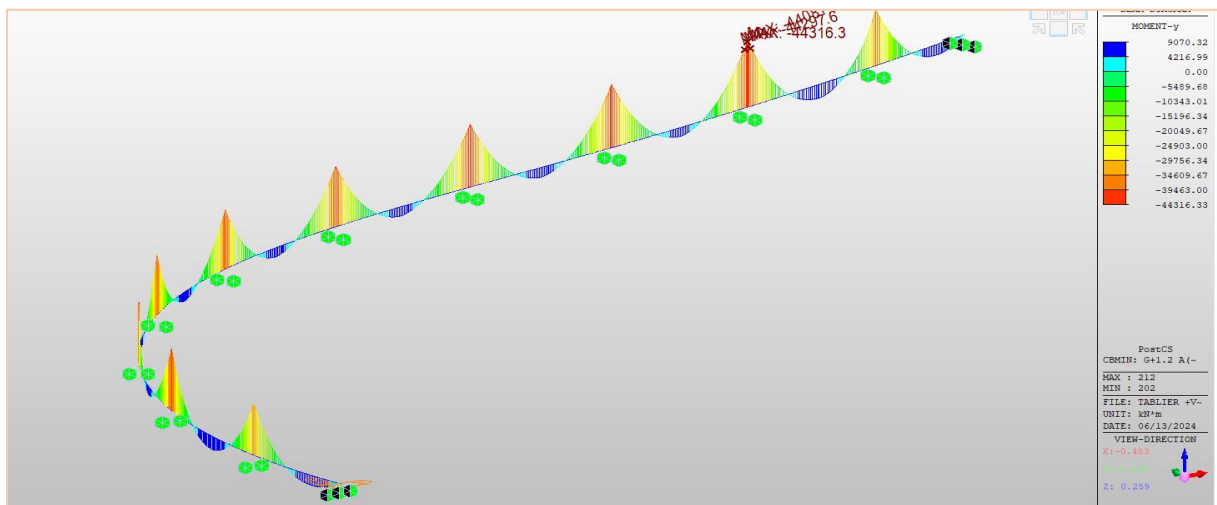
ANNEXE Diagrammes Des Efforts Internes -C-



Moment longitudinale sous la combinaison (G+1.2AL+0,6ΔT+0,5Δθ)

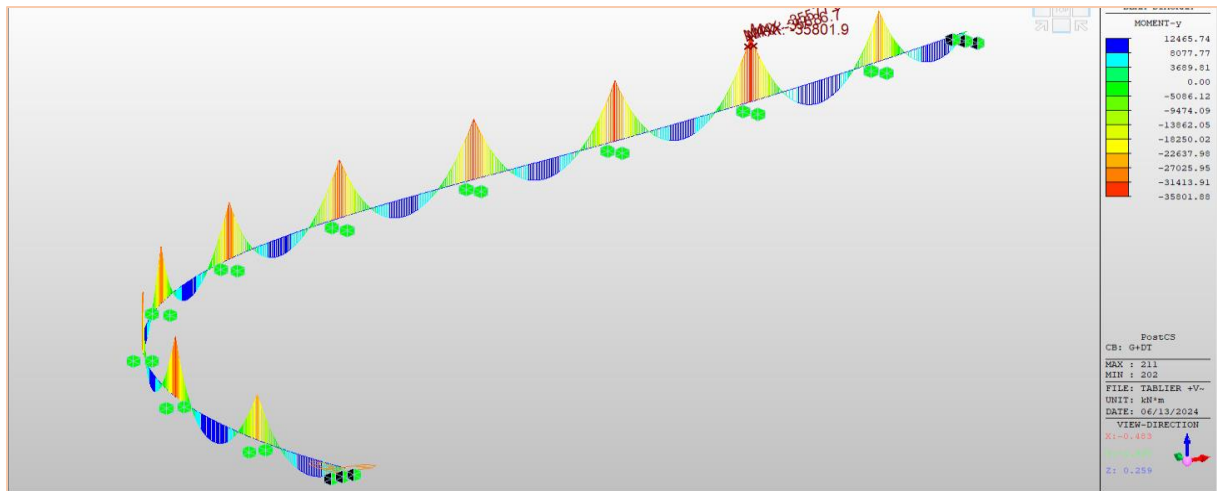


Moment longitudinale sous la combinaison (G+1.2Bc+0,6ΔT+0,5Δθ)

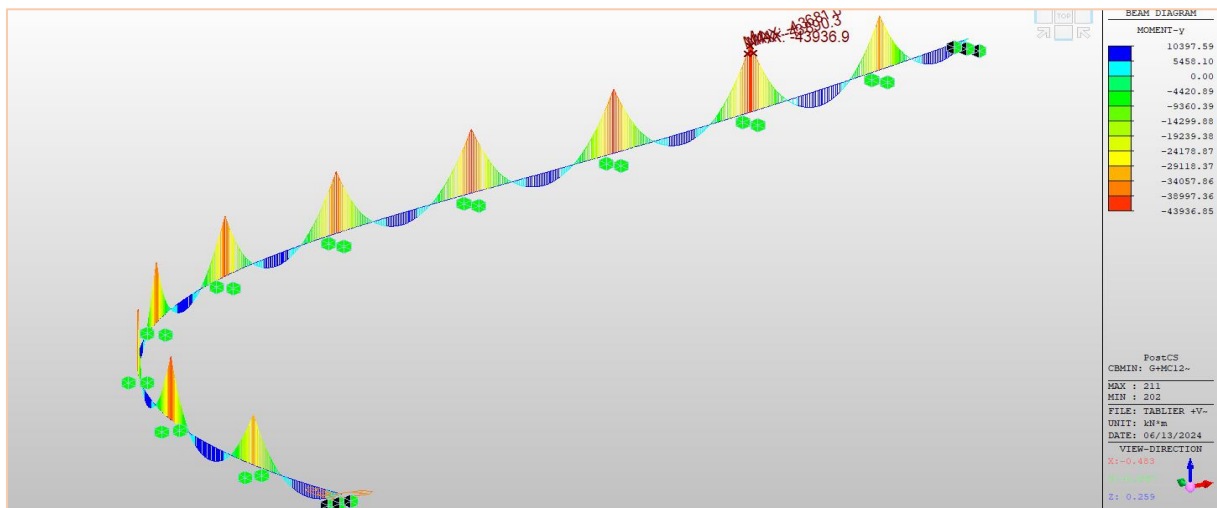


Moment longitudinale sous la combinaison (G+Δθ)

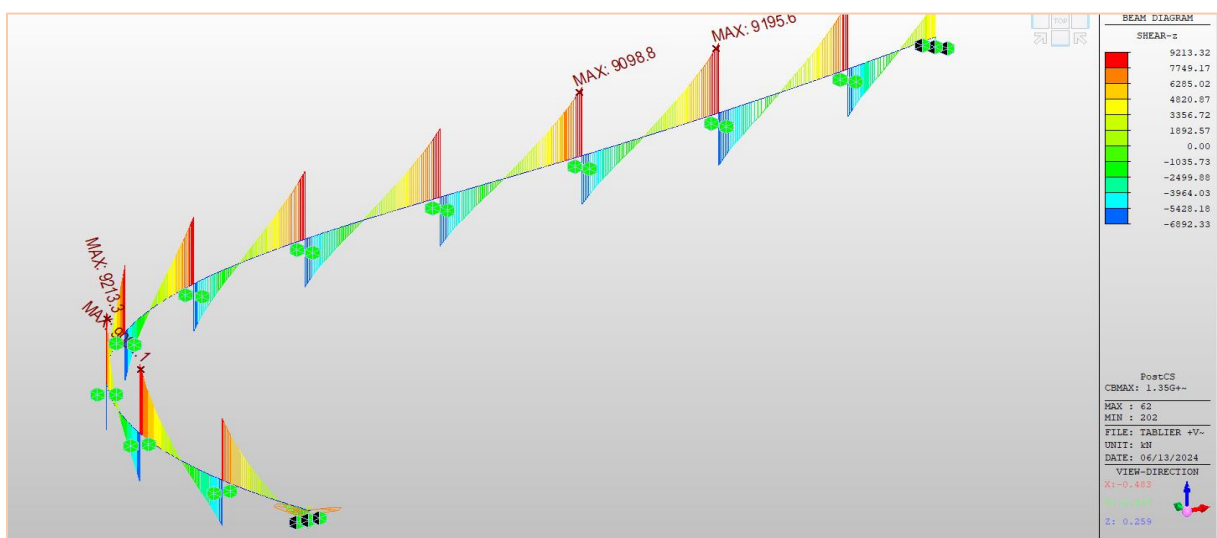
Annexe -C- Diagrammes des efforts internes.



Moment longitudinale sous la combinaison (G+ Δ T)

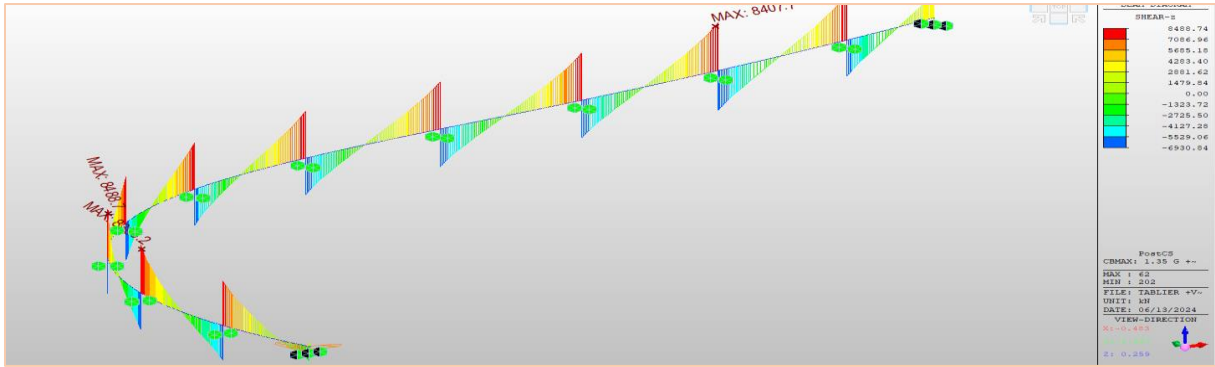


Moment longitudinale sous la combinaison (G+Mc120+0.6 Δ T+0.5 Δ 0)

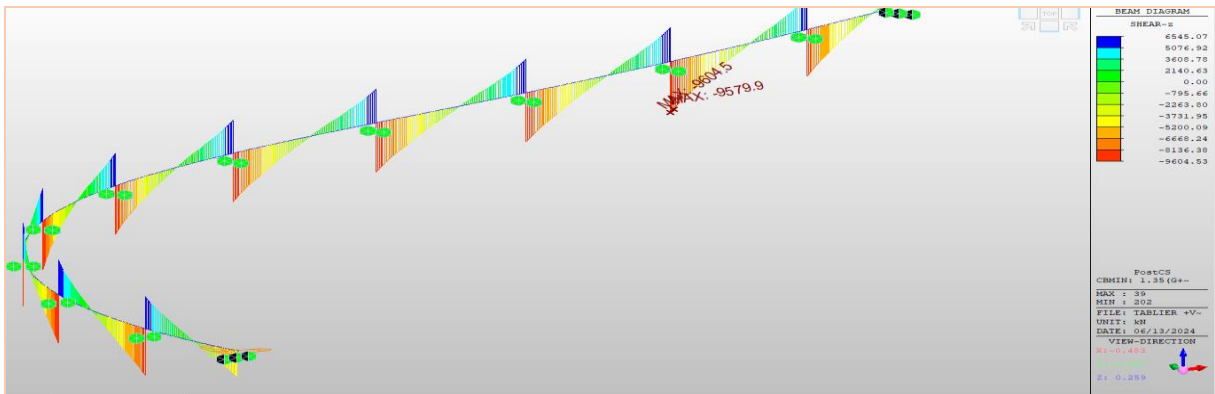


Effort Tranchant sous la combinaison (1.35G+1.6AL+0.9 Δ T+0.75 Δ 0)

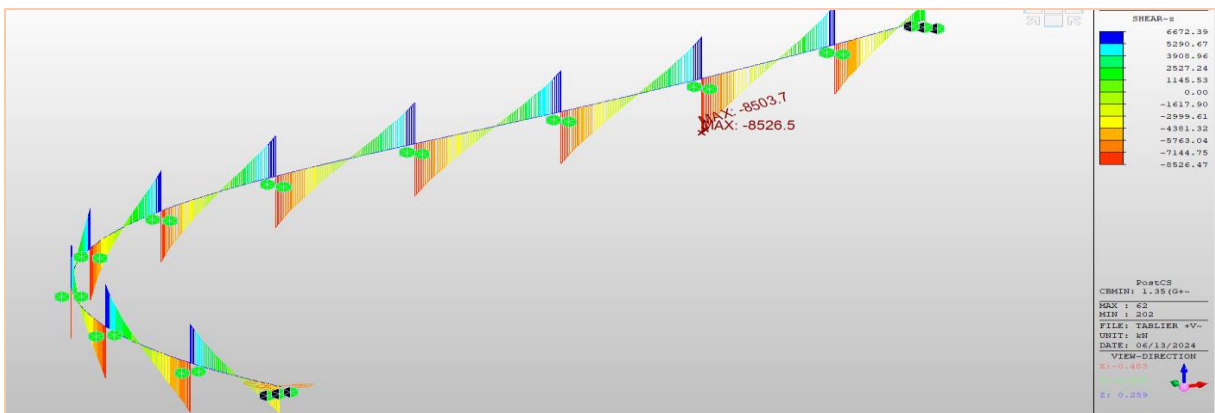
Annexe -C- Diagrammes des efforts internes.



Effort Tranchant sous la combinaison (1.35G+1.6BC+0.9ΔT+0.75Δ0)

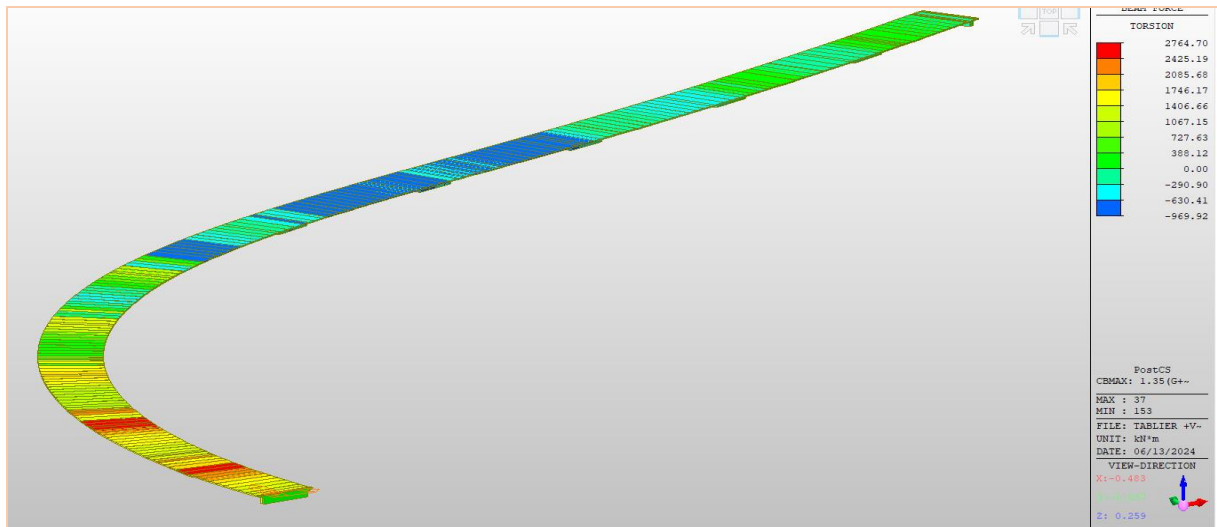


Effort Tranchant sous la combinaison (1.35(G+D240)+0.9ΔT+0.75Δ0)

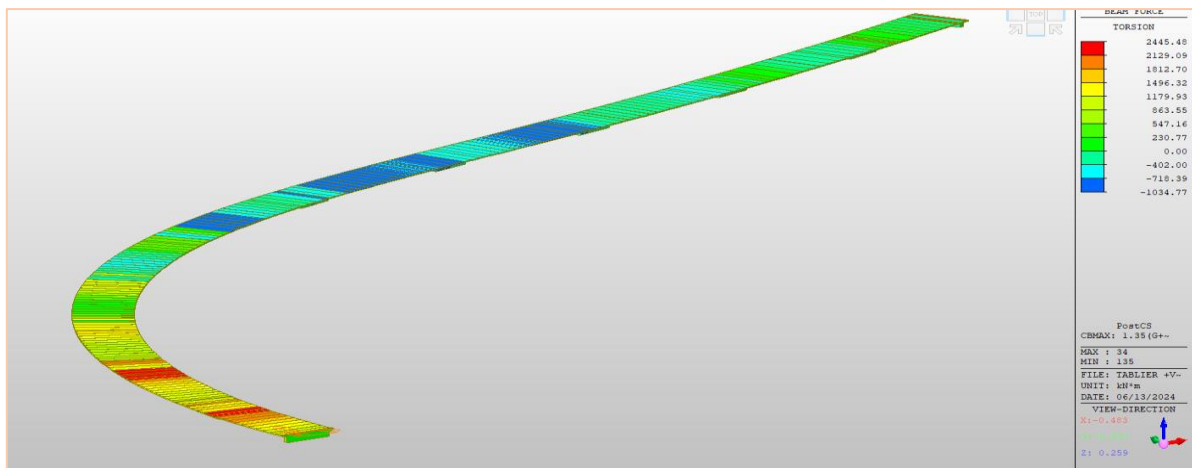


Effort Tranchant sous la combinaison (1.35(G+Mc120)+0.9ΔT+0.75Δ0)

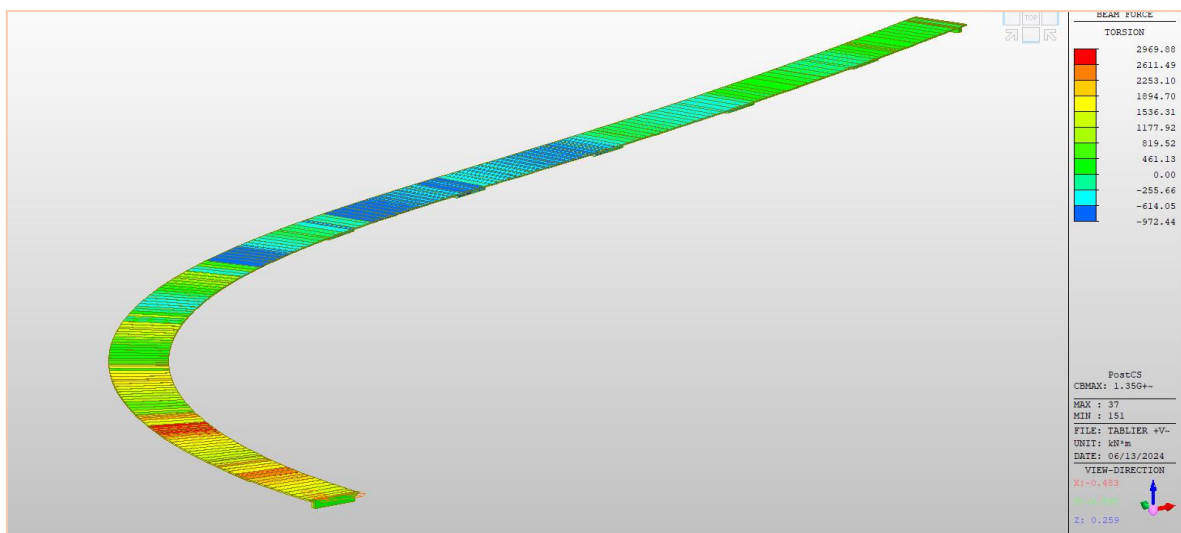
Annexe -C- Diagrammes des efforts internes.



Effort de Torsion sous la combinaison $(1.35(G+D240) + 0.9\Delta T + 0.75\Delta\theta)$

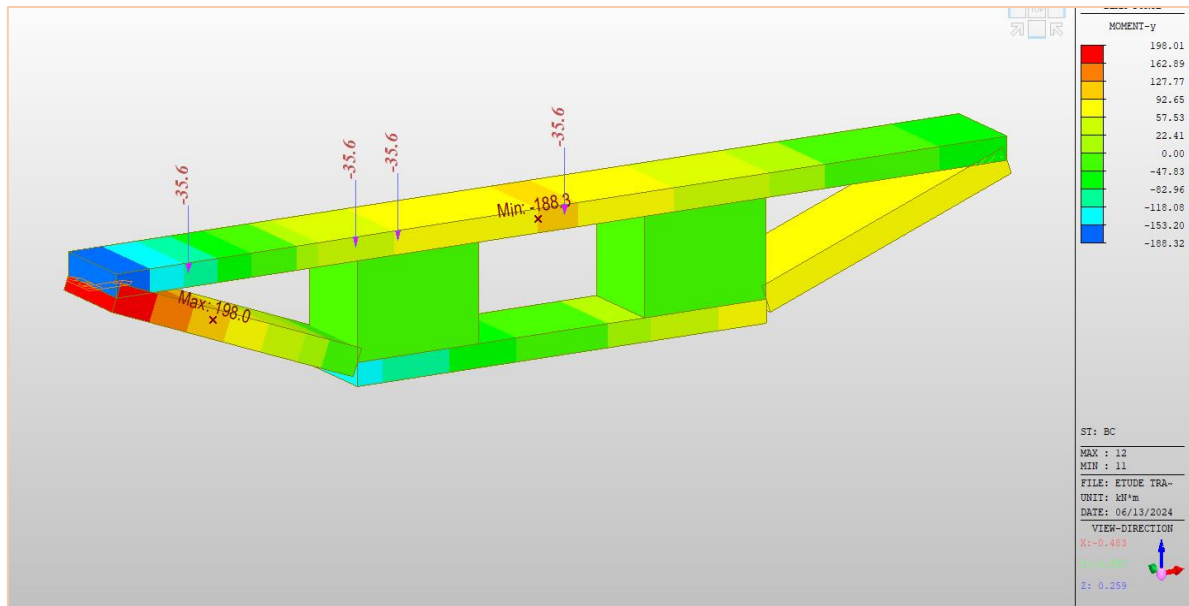


Effort de Torsion sous la combinaison $(1.35(G+Mc120) + 0.9\Delta T + 0.75\Delta\theta)$

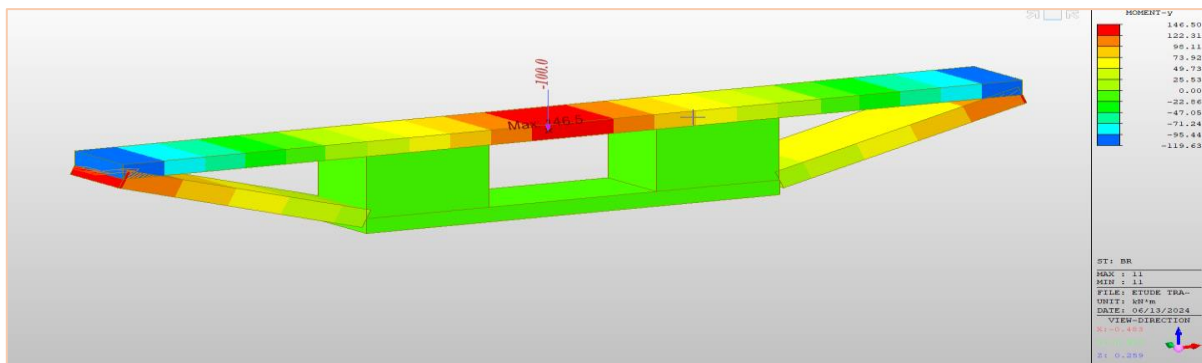


Effort de Torsion sous la combinaison $(1.35G + 1.6\Delta I + 0.9\Delta T + 0.75\Delta\theta)$

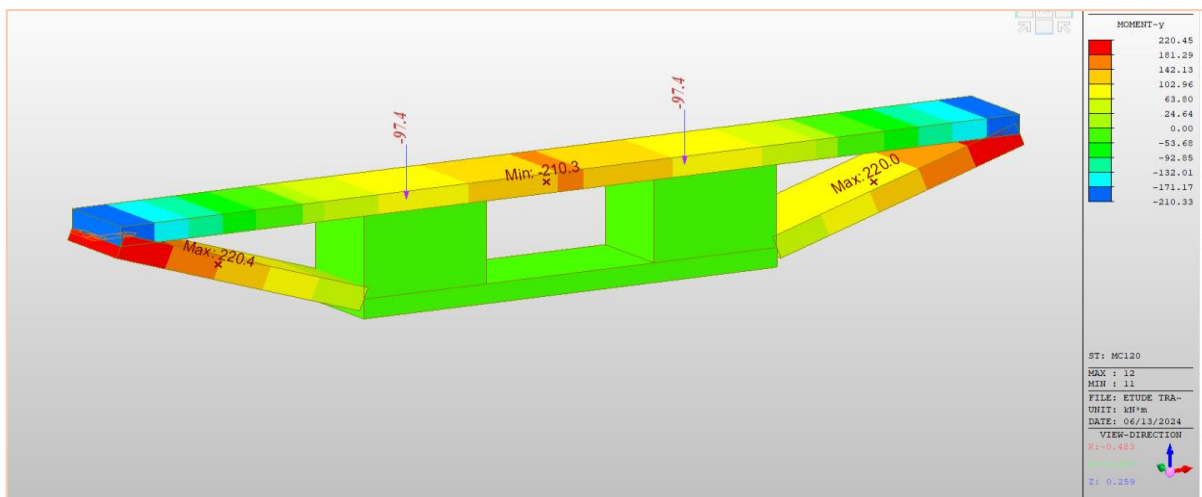
Annexe -C- Diagrammes des efforts internes.



Moment transversale sous la combinaison $(G+1.2Bc + 0,6\Delta T+0,5\Delta 0)$



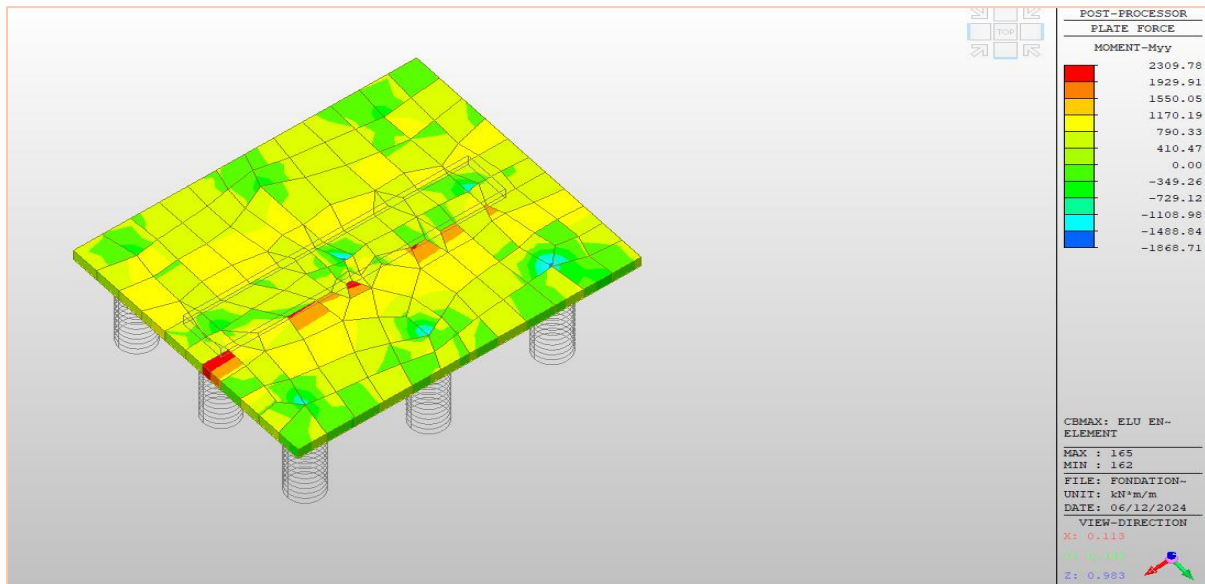
Moment transversale sous la combinaison $(G+1.2Br + 0,6\Delta T+0,5\Delta 0)$



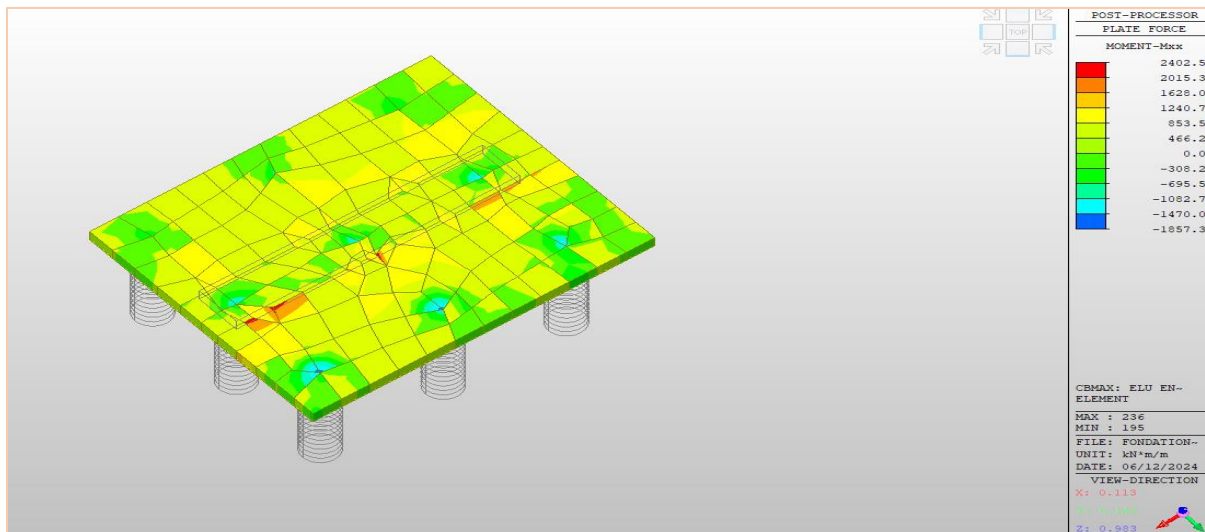
Moment transversale sous la combinaison $(G+Mc120 + 0,6\Delta T+0,5\Delta 0)$

Annexe -C- Diagrammes des efforts internes.

Les efforts internes agissants sur la semelle de la culée :

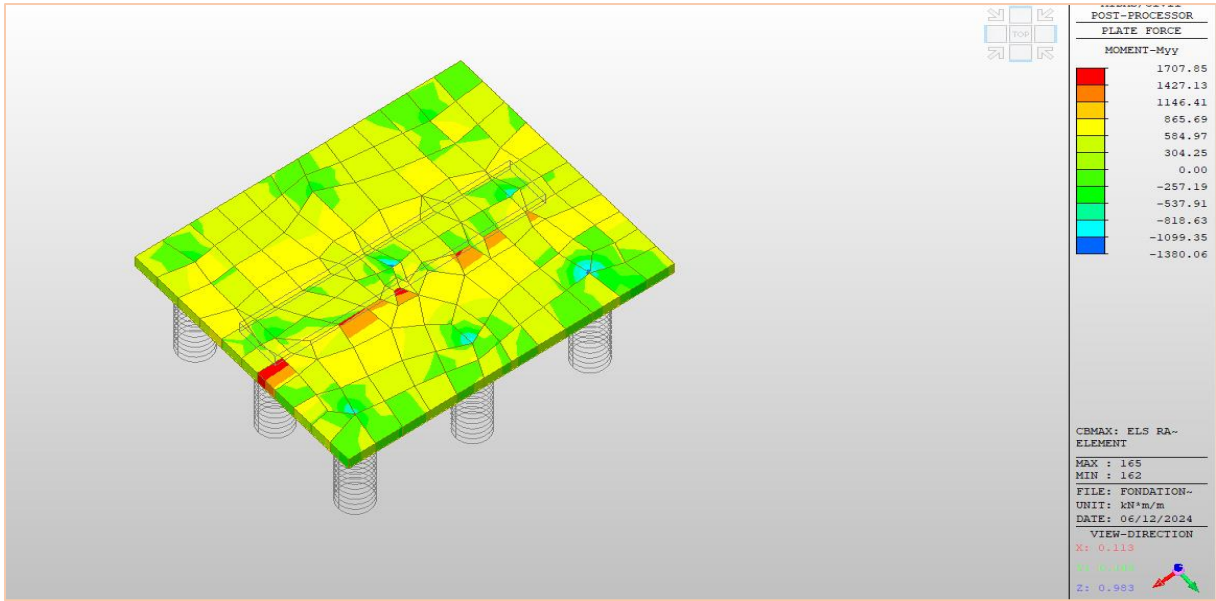


M_{yy} à ELU au niveau de la semelle

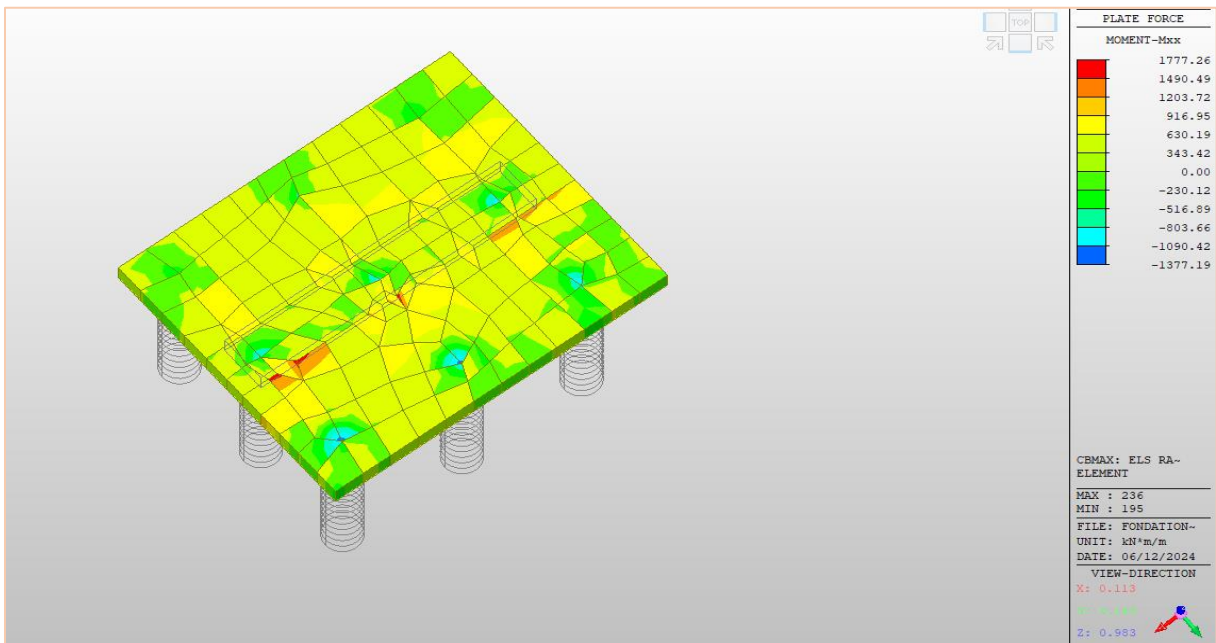


M_{xx} max à ELU au niveau de la semelle

Annexe -C- Diagrammes des efforts internes.

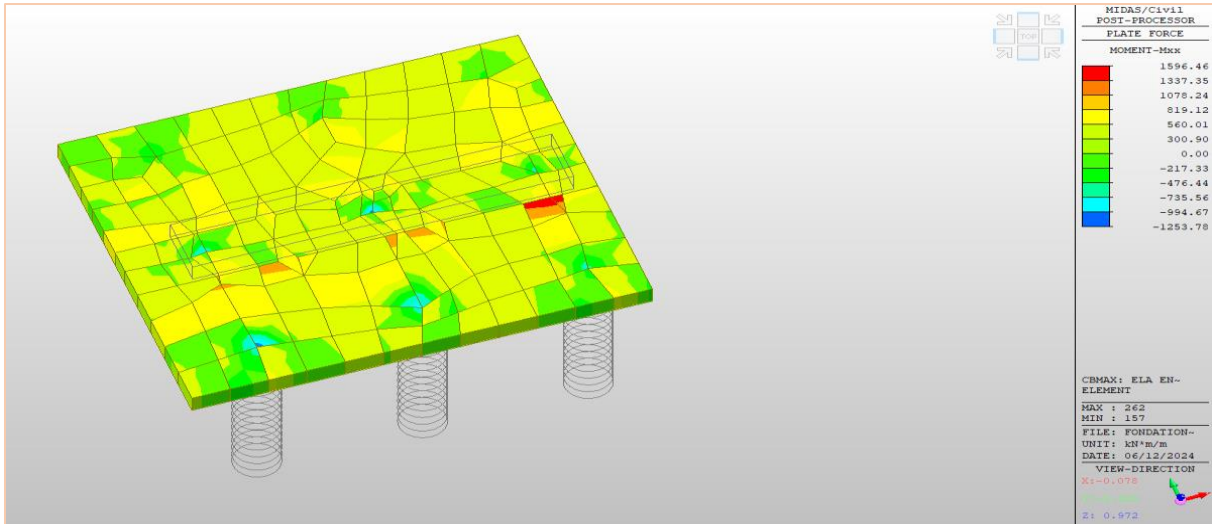


M_{yy} max au niveau de la semelle à ELS RARE

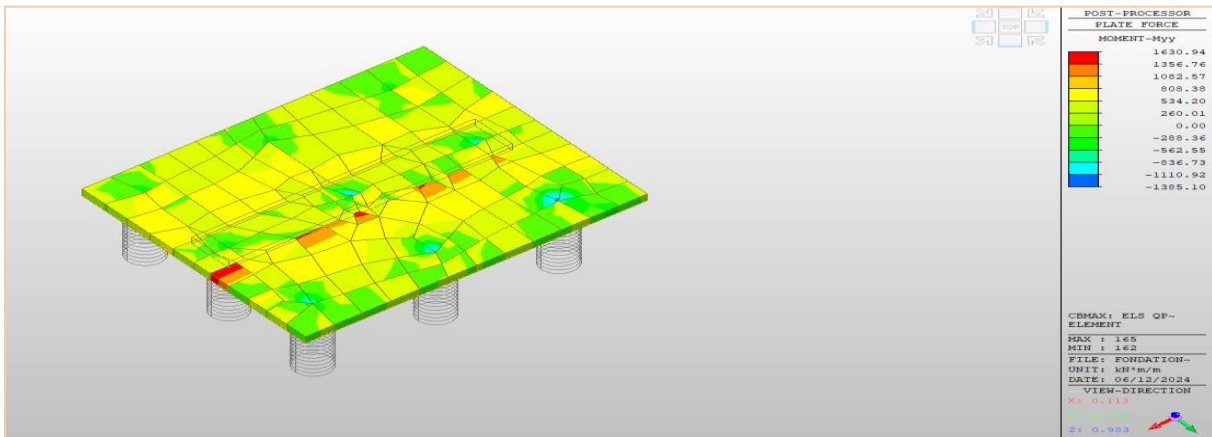


M_{xx} max au niveau de la semelle à ELS RARE

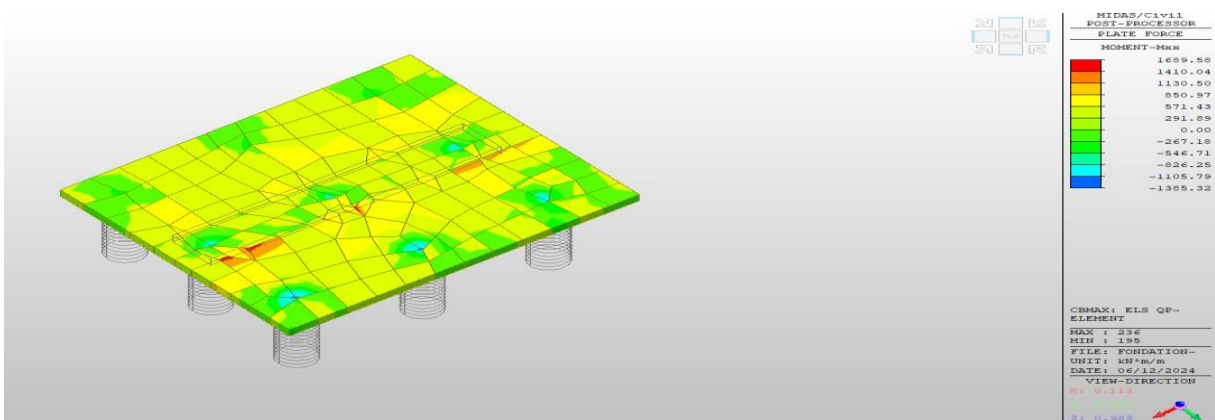
Annexe -C- Diagrammes des efforts internes.



M_{xx} max à ELS combinaison fréquente au niveau de la semelle



M_{yy} max à ELS combinaison fréquente au niveau de la semelle



M_{xx} max à ELA au niveau de la semelle

Annexe -D- Ferrailage des sections en BA

ANNEXE Sections de Ferrailage -D-

Ferrailage Hourdi Supérieure :

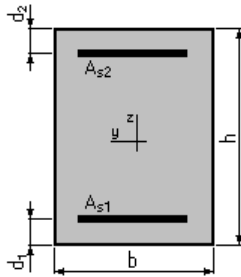
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 1,0 \text{ (m)}$$

$$h = 0,3 \text{ (m)}$$

$$d_1 = 0,1 \text{ (m)}$$

$$d_2 = 0,1 \text{ (m)}$$

3. Moments appliqués: M_{\max} (kN*m) M_{\min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	265,90	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 51,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 3,6$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 2,07$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,14$ (%)		

Annexe -D- Ferrailage des sections en BA

Calcul de Section en Flexion Composée

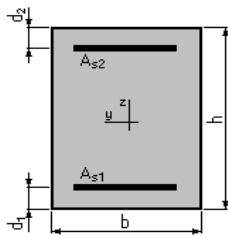
Pile M_x+N

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 200,000 \quad (\text{cm})$$

$$h = 400,000 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 10,000 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 10,000 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	13939,60	451,20
2.	ELU	16393,60	504,89
3.	ELA	10801,50	16819,79

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 400,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 400,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 800,0$ (cm²)

Section maximum $A_{s_{max}} = 4000,0$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 1,00$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Annexe -D- Ferrailage des sections en BA

Calcul de Section en Flexion Composée

Pile M_Y+N

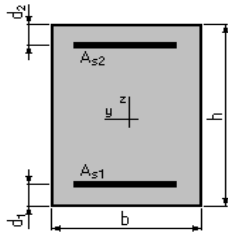
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 400,000 \quad (\text{cm})$$

$$h = 200,000 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 10,000 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 10,000 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	12449,40	1186,97
2.	ELU	16517,20	1971,70
3.	ELA	14203,29	16296,97

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 400,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 400,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 800,0$ (cm²)

Section maximum $A_{s_{max}} = 4000,0$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 1,00$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Annexe -D- Ferrailage des sections en BA

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

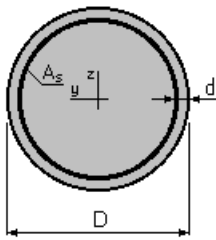
Pieux de pile 5

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$D = 120,000 \quad (\text{cm})$$

$$d = 10,000 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELA	2045,54	440,60	403,04
2.	ELS	3096,49	485,58	414,36
3.	ELU	2615,39	363,30	318,26

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{\min}} = 113,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s_{\max}} = 565,5$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Annexe -D- Ferrailage des sections en BA

Ferrailage des éléments de la culée :

Corbeau

Calcul d'une Section Comprimée

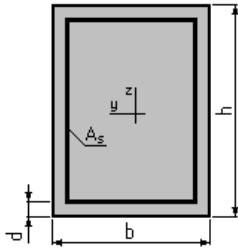
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées après 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 75,000 \text{ (cm)}$$

$$h = 100,000 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,000 \text{ (cm)}$$

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	150,35
Etat Limite de Service	90,35
Etat Limite Ultime (Accidentel)	119,50

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 7500,000$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 7154,000$	(cm ²)
Long flambement	$i_{fy} = 0,0$	(m)	Long flambement	$i_{fz} = 0,0$	(m)
Inertie	$I_y = 6250000,000$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 3515625,000$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 28,868$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 21,651$	(cm)

Annexe -D- Ferrailage des sections en BA

Calcul de Section en Flexion Simple

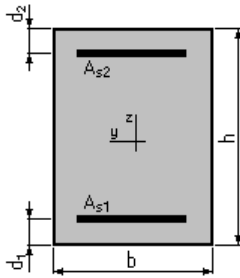
DALLE DE TRANSITION

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,000 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,000 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,000 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,000 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	147,71
Etat Limite de Service	0,00	109,88
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	126,72

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 20,2$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,81$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,13$ (%)		

Annexe -D- Ferrailage des sections en BA

Calcul de Section en Flexion Simple

Mur garde grève

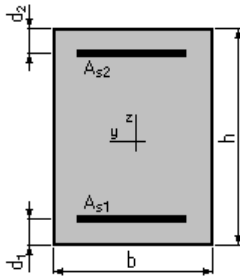
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,000 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,000 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,000 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,000 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués: M_{\max} (kN*m) M_{\min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental) 0,00 181,91

Etat Limite de Service 0,00 136,33

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0,00 166,39

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 17,4$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 4,1$ (cm²)

théorique $\rho = 0,50$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,12$ (%)

Annexe -D- Ferrailage des sections en BA

Calcul de Section en Flexion Composée

Mur Frontale

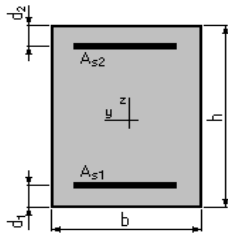
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,000 \quad (\text{cm})$$

$$h = 160,000 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 5,000 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 5,000 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N^0	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	979,36	665,94
2.	ELS	725,45	493,29
3.	ELA	668,08	1760,95

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 80,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 80,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 160,0$ (cm²)

Section maximum $A_{s_{max}} = 800,0$ (cm²)

théorique $\rho = 1,00$ (%)

minimum $\rho_{min} = 1,00$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Annexe -D- Ferrailage des sections en BA

Calcul de Section en Flexion Simple

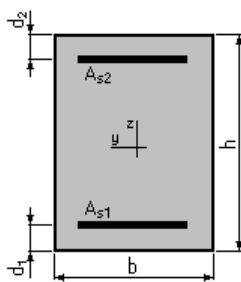
Semelle sous culée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 1167,000 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,000 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,000 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,000 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1248,79	0,00
Etat Limite de Service	916,95	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	819,12	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 571,8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 571,8$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 5105,6$ (cm²)

théorique $\rho = 0,28$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,28$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 2,43$ (%)

Annexe -D- Ferrailage des sections en BA

Calcul de Section en Flexion Simple

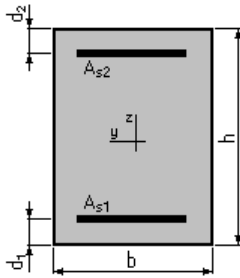
Semelle sous culée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 960,000 \text{ (cm)}$$

$$h = 180,000 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 10,000 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 10,000 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués: M_{max} (kN*m) M_{min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	1170,19	0,00
Etat Limite de Service	865,69	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1030,40	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 457,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s_{min}} = 457,0$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s_{max}} = 4080,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 0,28$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{max} = 2,36$ (%)

Annexe E -LES Efforts agissant sur la culée et le mur frontal

Efforts agissant sur la culée

Désignation	P (KN)	CAS	Kv	Kh	Kh*P	(Kv)*P	V (m)	H(m)	M vertical	M horizontal
									FV*h	fh*V
Mur garde grève	323,06	CN	0	0	0	0	8,975	-1,25	0	0
	323,06	H+ V+	0,12	0,4	129,224	38,7672	8,975	-1,25	-48,459	1159,7854
	323,06	H	0	0,4	129,224	0	8,975	-1,25	0	1159,7854
	323,06	H+ V-	-0,12	0,4	129,224	-38,7672	8,975	-1,25	48,459	1159,7854
Corbeau	119,295	CN	0	0	0	0	8,269	-1,595	0	0
	119,295	H+ V+	0,12	0,4	47,718	14,3154	8,269	-1,595	-22,833063	394,580142
	119,295	H	0	0,4	47,718	0	8,269	-1,595	0	394,580142
	119,295	H+ V-	-0,12	0,4	47,718	-14,3154	8,269	-1,595	22,833063	394,580142
Mur frontal	2740,44	CN	0	0	0	0	4,98	-0,24	0	0
	2740,44	H+ V+	0,12	0,4	1096,176	328,8528	4,98	-0,24	-78,924672	5458,95648
	2740,44	H	0	0,4	1096,176	0	4,98	-0,24	0	5458,95648
	2740,44	H+ V-	-0,12	0,4	1096,176	-328,8528	4,98	-0,24	78,924672	5458,95648
Dalle de transition	357,75	CN	0	0	0	0	9,044	-3,91	0	0
	357,75	H+ V+	0,12	0,4	143,1	42,93	9,044	-3,91	-167,8563	1294,1964
	357,75	H	0	0,4	143,1	0	9,044	-3,91	0	1294,1964
	357,75	H+ V-	-0,12	0,4	143,1	-42,93	9,044	-3,91	167,8563	1294,1964
Mur en retour	1577,2	CN	0	0	0	0	6,39	-3,69	0	0
	1577,2	H+ V+	0,12	0,4	630,88	189,264	6,39	-3,69	-698,38416	4031,3232
	1577,2	H	0	0,4	630,88	0	6,39	-3,69	0	4031,3232
	1577,2	H+ V-	-0,12	0,4	630,88	-189,264	6,39	-3,69	698,38416	4031,3232
Semelle	5041,44	CN	0	0	0	0	0,9	-0,39	0	0
	5041,44	H+ V+	0,12	0,4	2016,576	604,9728	0,9	-0,39	-235,939392	1814,9184
	5041,44	H	0	0,4	2016,576	0	0,9	-0,39	0	1814,9184
	5041,44	H+ V-	-0,12	0,4	2016,576	-604,9728	0,9	-0,39	235,939392	1814,9184
Mure en cache	38,4	CN	0	0	0	0	8,7	-0,27	0	0
	38,4	H+ V+	0,12	0,4	15,36	4,608	8,7	-0,27	-1,24416	133,632
	38,4	H	0	0,4	15,36	0	8,7	-0,27	0	133,632
	38,4	H+ V-	-0,12	0,4	15,36	-4,608	8,7	-0,27	1,24416	133,632
Dés d'appui	19,2	CN	0	0	0	0	7,95	0	0	0
	19,2	H+ V+	0,12	0,4	7,68	2,304	7,95	0	0	61,056

Annexe E -LES Efforts agissant sur la culée et le mur frontal

	19,2	H	0	0,4	7,68	0	7,95	0	0	61,056
	19,2	H+ V-	-0,12	0,4	7,68	-2,304	7,95	0	0	61,056
Poids des terres sur DDT	678,294	CN	0	0	0	0	9,57	-4,19	0	0
	678,294	H+ V+	0,12	0,4	271,3176	81,39528	9,57	-4,19	-341,046223	2596,509432
	678,294	H	0	0,4	271,3176	0	9,57	-4,19	0	2596,509432
	678,294	H+ V-	-0,12	0,4	271,3176	-81,39528	9,57	-4,19	341,0462232	2596,509432
Poids des terres sur la semelle	4931,712	CN	0	0	0	0	5,239	-3,156	0	0
	4931,712	H+ V+	0,12	0,4	1972,6848	591,80544	5,239	-3,156	-1867,73796	10334,89567
	4931,712	H	0	0,4	1972,6848	0	5,239	-3,156	0	10334,89567
	4931,712	H+ V-	-0,12	0,4	1972,6848	-591,805	5,239	-3,156	1867,737969	10334,89567
Poids des surcharges	477	CN	0	0	0	0	10	-3,95	0	0
	477	H+ V+	0,12	0,4	190,8	57,24	10	-3,95	-226,098	1908
	477	H	0	0,4	190,8	0	10	-3,95	0	1908
	477	H+ V-	-0,12	0,4	190,8	-57,24	10	-3,95	226,098	1908

Poussée des terres et des surcharges agissants sur la culée							
		k	p	1+KV	p*(KV+1)	V	Mh
		Poussée des terres	MUF+MGG	0,333333333	1944,5808	1	1944,5808
1,048808848	6118,48065			1,12	6852,698325	4,53	31065,5657
1,019803903	5949,27327			1	5949,273267	4,53	26970,0388
0,989949494	5775,11034			0,88	5082,097095	4,53	23038,8402
Semelle	0,333333333		113,4324	1	113,4324	0,6	68,05944
	1,048808848		356,906714	1,12	399,7355201	0,6	239,841312
	1,019803903		347,036413	1	347,0364126	0,6	208,221848
	0,989949494		336,877041	0,88	296,4517959	0,6	177,871078
Poussée des surcharges	MUF+MGG	0,333333333	260,76	1	260,76	5,9	1538,484
		1,048808848	820,462186	1,12	918,917648	5,9	5421,61412
		1,019803903	797,772197	1	797,772197	5,9	4706,85596
		0,989949494	774,41769	0,88	681,4875671	5,9	4020,77665
	Semelle	0,333333333	57,24	1	57,24	0,9	51,516
		1,048808848	180,101455	1,12	201,7136301	0,9	181,542267
		1,019803903	175,120726	1	175,1207262	0,9	157,608654

Annexe E -LES Efforts agissant sur la culée et le mur frontal

	0,989949494	169,994127	0,88	149,5948318	0,9	134,635349
--	-------------	------------	------	-------------	-----	------------

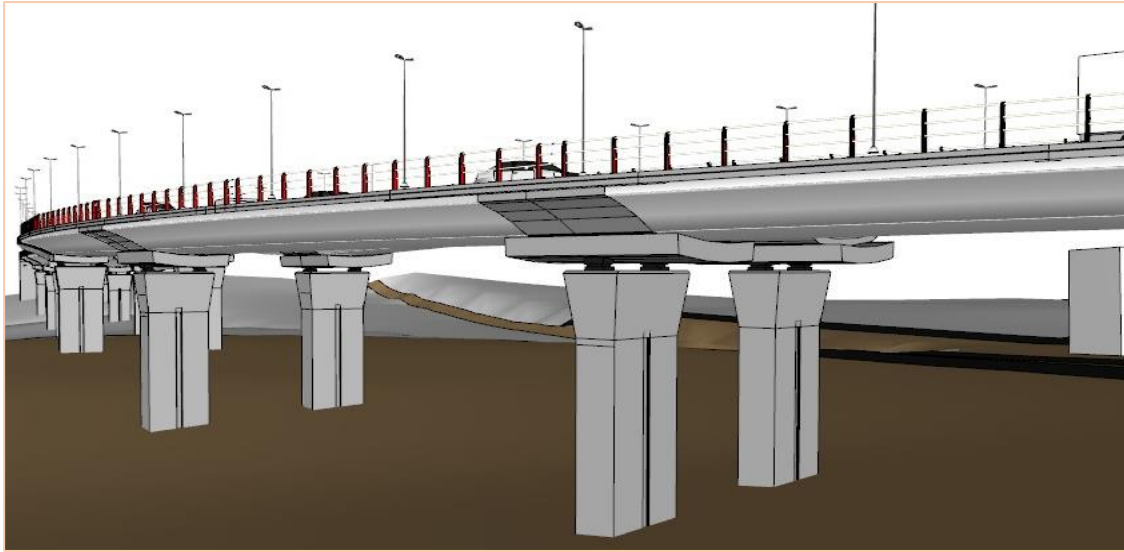
Effort agissant sur le mur frontale											
Désignation	P (KN)	CAS	KV	Kh	Kh*P	(Kv)*P	V (m)	H(m)	M vertical	M horizontal	Mtotale
Mur garde grève	323,06	CN	0	0	0	323,06	7,038	1,15	371,519	0	371,519
	323,06	H+ V+	0,12	0,4	129,22	361,8272	7,038	1,15	416,10128	909,478512	1325,57979
	323,06	H	0	0,4	129,22	323,06	7,038	1,15	371,519	909,478512	1280,99751
	323,06	H+ V-	-0,12	0,4	129,22	284,2928	7,038	1,15	326,93672	909,478512	1236,41523
Corbeau	139,25	CN	0	0	0	139,25	5,75	1,11	154,5675	0	154,5675
	139,25	H+ V+	0,12	0,4	55,7	155,96	5,75	1,11	173,1156	320,275	493,3906
	139,25	H	0	0,4	55,7	139,25	5,75	1,11	154,5675	320,275	474,8425
	139,25	H+ V-	-0,12	0,4	55,7	122,54	5,75	1,11	136,0194	320,275	456,2944
Mur frontal	2740,44	CN	0	0	0	2740,44	3,09	0,0126	34,529544	0	34,529544
	2740,44	H+ V+	0,12	0,4	1096,1	3069,2928	3,09	0,0126	38,6730893	3387,18384	3425,85693
	2740,44	H	0	0,4	1096,1	2740,44	3,09	0,0126	34,529544	3387,18384	3421,71338
	2740,44	H+ V-	-0,12	0,4	1096,1	2411,5872	3,09	0,0126	30,3859987	3387,18384	3417,56984
Mur en retour	1577,2	CN	0	0	0	1577,2	4,59	3,38	5330,936	0	5330,936
	1577,2	H+ V+	0,12	0,4	630,88	1766,464	4,59	3,38	5970,64832	2895,7392	8866,38752
	1577,2	H	0	0,4	630,88	1577,2	4,59	3,38	5330,936	2895,7392	8226,6752
	1577,2	H+ V-	-0,12	0,4	630,88	1387,936	4,59	3,38	4691,22368	2895,7392	7586,96288
Dalle de transition	357,75	CN	0	0	0	357,75	7,24	3,71	1327,2525	0	1327,2525
	357,75	H+ V+	0,12	0,4	143,1	400,68	7,24	3,71	1486,5228	1036,044	2522,5668
	357,75	H	0	0,4	143,1	357,75	7,24	3,71	1327,2525	1036,044	2363,2965
	357,75	H+ V-	-0,12	0,4	143,1	314,82	7,24	3,71	1167,9822	1036,044	2204,0262
Poids des terres sur DDT	673,1424	CN	0	0	0	673,1424	7,77	4	2692,5696	0	2692,5696
	673,1424	H+ V+	0,12	0,4	269,25	753,919488	7,77	4	3015,67795	2092,126579	5107,80453
	673,1424	H	0	0,4	269,25	673,1424	7,77	4	2692,5696	2092,126579	4784,69618
	673,1424	H+ V-	-0,12	0,4	269,25	592,365312	7,77	4	2369,46125	2092,126579	4461,58783
Freinage	300	CN	0	0	300	0	8,2	-0,2	0	2460	2460
	300	H+ V+	0,12	0,4	336	120	8,2	-0,2	-24	2755,2	2731,2
	300	H	0	0,4	300	120	8,2	-0,2	-24	2460	2436

Annexe E -LES Efforts agissant sur la culée et le mur frontal

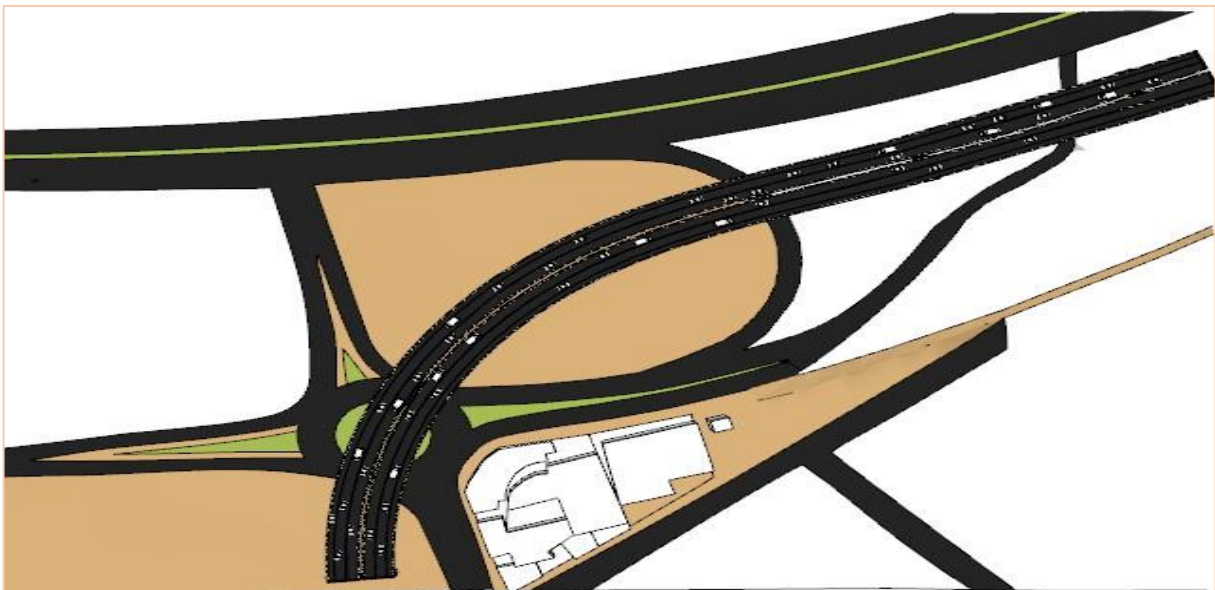
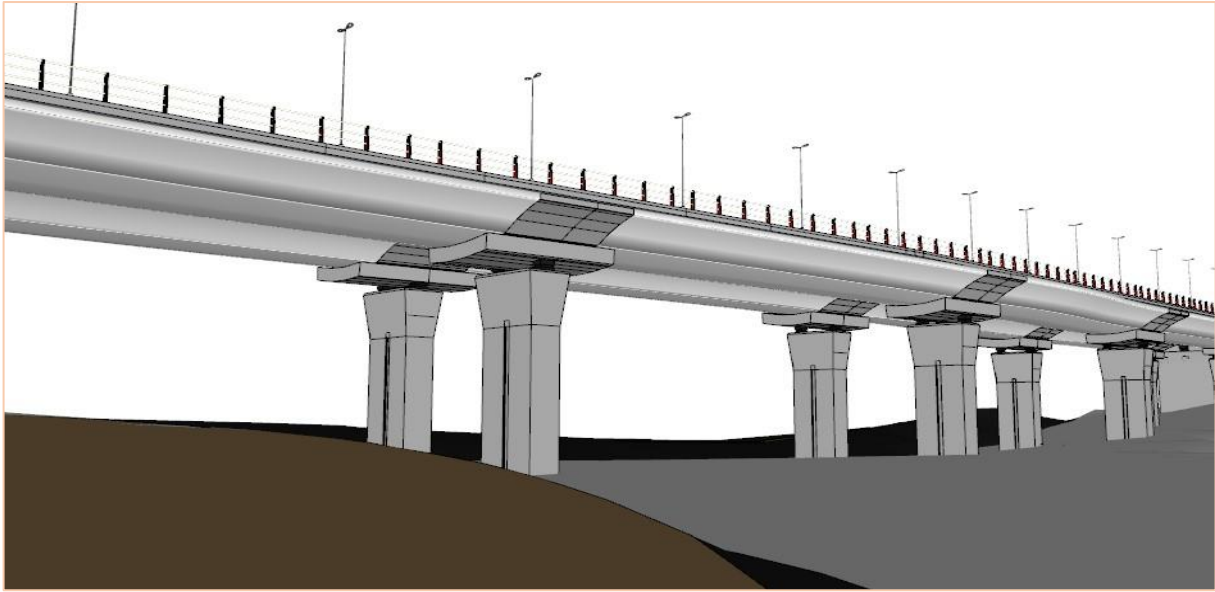
	300	H+ V-	-0,12	0,4	264	120	8,2	-0,2	-24	2164,8	2140,8
Dés d'appui	19,2	CN	0	0	0	19,2	6,55	-0,2	-3,84	0	-3,84
	19,2	H+ V+	0,12	0,4	7,68	21,504	6,55	-0,2	-4,3008	50,304	46,0032
	19,2	H	0	0,4	7,68	19,2	6,55	-0,2	-3,84	50,304	46,464
	19,2	H+ V-	-0,12	0,4	7,68	16,896	6,55	-0,2	-3,3792	50,304	46,9248
Tablier	2440,084	CN	0	0	0	2440,084	6,55	-0,2	-488,0168	0	-488,0168
	2440,084	H+ V+	0,12	0,4	976,03	2732,89408	6,55	-0,2	-546,578816	6393,02008	5846,44126
	2440,084	H	0	0,4	976,03	2440,084	6,55	-0,2	-488,0168	6393,02008	5905,00328
	2440,084	H+ V-	-0,12	0,4	976,03	2147,27392	6,55	-0,2	-429,454784	6393,02008	5963,5653

		k	p(KN)	1+KV	p*(KV+1)	V	Mh
Poussée des terres	MUF	0,333333333	1944,5808	1	1944,5808	-2,73	-5315,18752
		0,501052953	2923,01386	1,12	3273,77552	-2,73	-8948,31975
		0,517793296	3020,67271	1	3020,67271	-2,73	-8256,5054
		0,542136817	3162,68654	0,88	2783,16415	-2,73	-7607,31535
Poussée des surcharges		0,333333333	260,76	1	260,76	-4,1	-1069,116
		0,501052953	391,963704	1,12	438,999348	-4,1	-1799,89733
		0,517793296	405,05934	1	405,05934	-4,1	-1660,74329
		0,542136817	424,102789	0,88	373,210455	-4,1	-1530,16286

Model 3D



Model 3D



Abréviations

$$E1 = E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$$

$$E5 = E_y + 0.3E_x + 0.3E_z$$

$$E9 = E_z + 0.3E_x + 0.3E_y$$

$$E2 = E_x + 0.3E_y - 0.3E_z$$

$$E6 = E_y + 0.3E_x - 0.3E_z$$

$$E10 = E_z + 0.3E_x - 0.3E_y$$

$$E3 = E_x - 0.3E_y - 0.3E_z$$

$$E7 = E_y - 0.3E_x - 0.3E_z$$

$$E11 = E_z - 0.3E_x - 0.3E_y$$

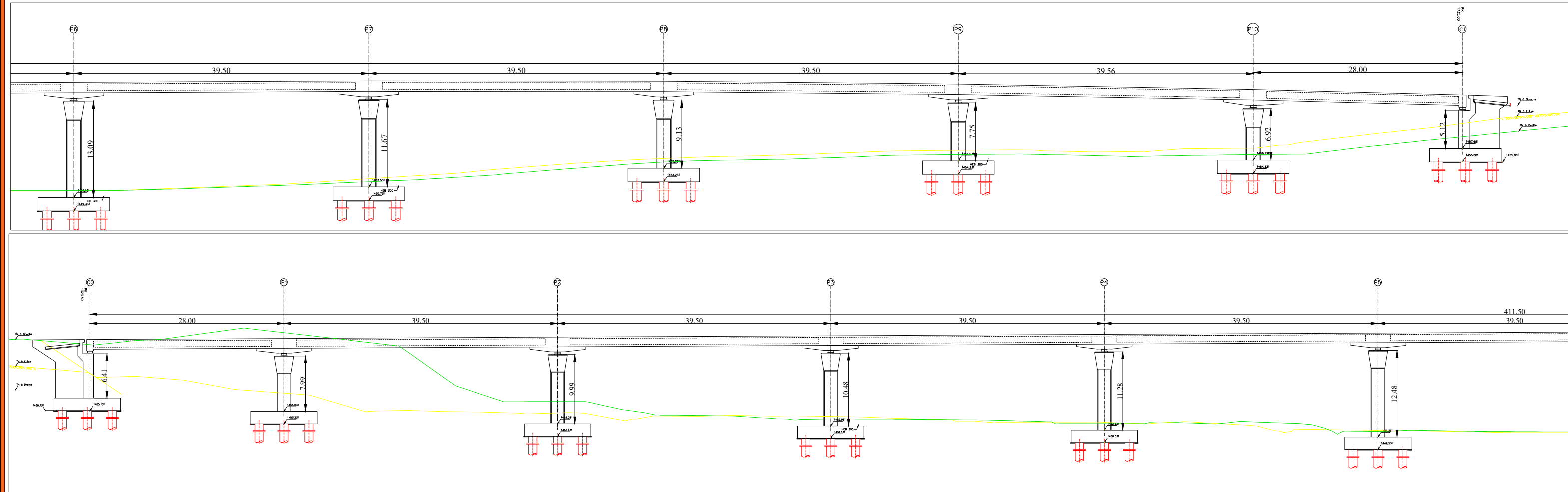
$$E4 = E_x - 0.3E_y + 0.3E_z$$

$$E8 = E_y - 0.3E_x + 0.3E_z$$

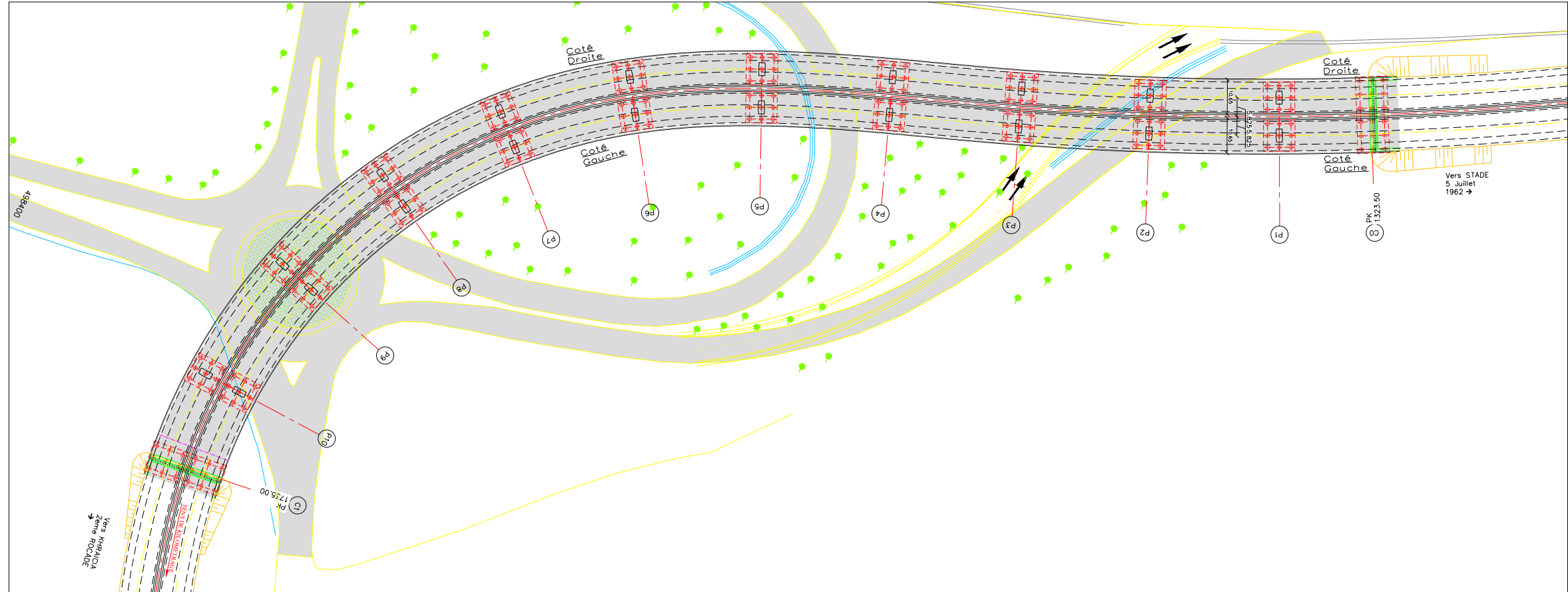
$$E12 = E_z - 0.3E_x + 0.3E_y$$

Coupe longitudinale

ECH 1/250



Vue en Plan Ech1/500



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

PROJET DE FIN D'ETUDES
 Etude d'un viaduc (411ml) en Dalle élégie sur la Liaison
 autoroutière Rocade Sud(05juillet)-2ème rocade d'Alger au
 PK1+735
Plan d'ensemble

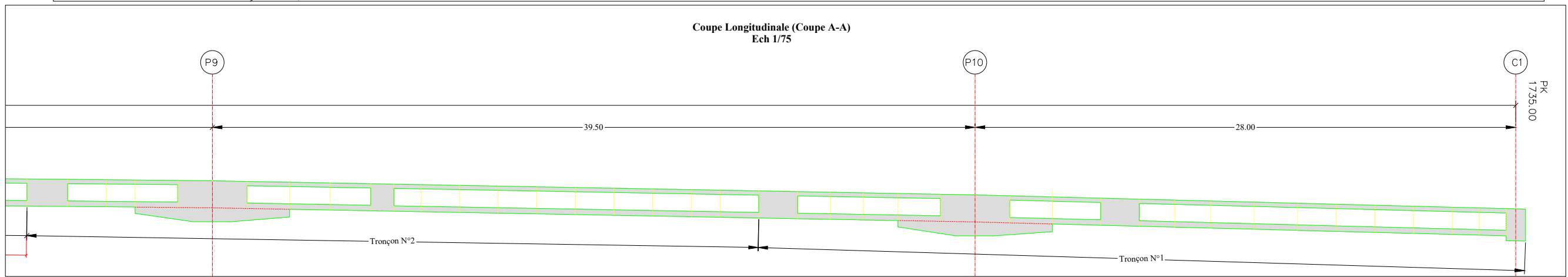
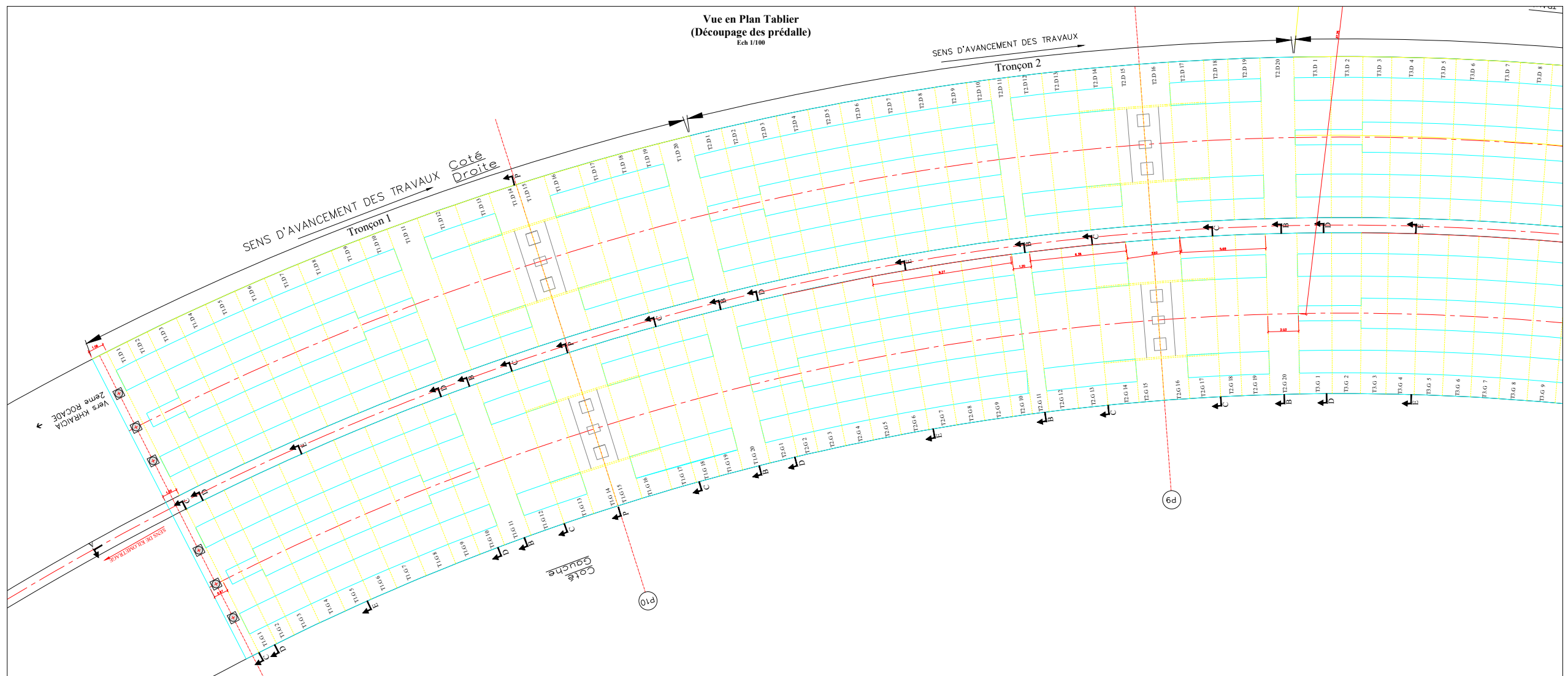
Réalisé par
 Mlle:BOUKHEROUF Cherifa
 Mlle: MOUHEB Nourhane

Encadré par
 Mr : MOKHTAR Ahmed Amine
 Mr : KHELFI Mebarek

Echelle

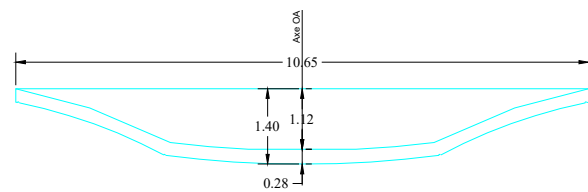
N° Planche
 ENSTP/DMS/2024/001

Année universitaire
 2023 / 2024

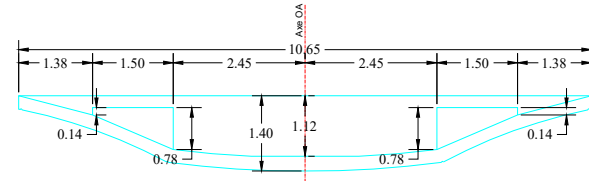


**Coupe Transversale Tablier
Coupe B-B/C-C/D-D/E-E**
Ech 1/50

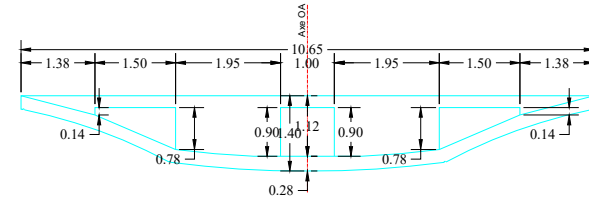
Coupe Transversale B-B ECH : 1/50



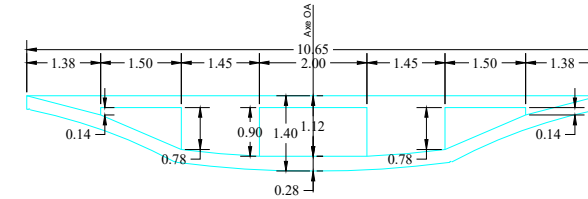
Coupe Transversale C-C ECH : 1/50



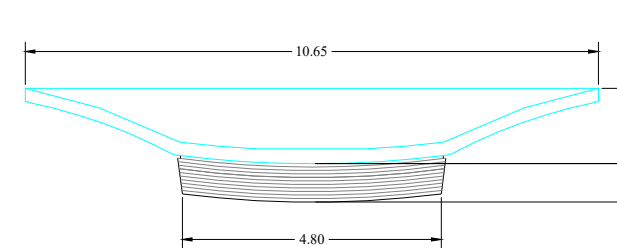
Coupe Transversale D-D ECH : 1/50



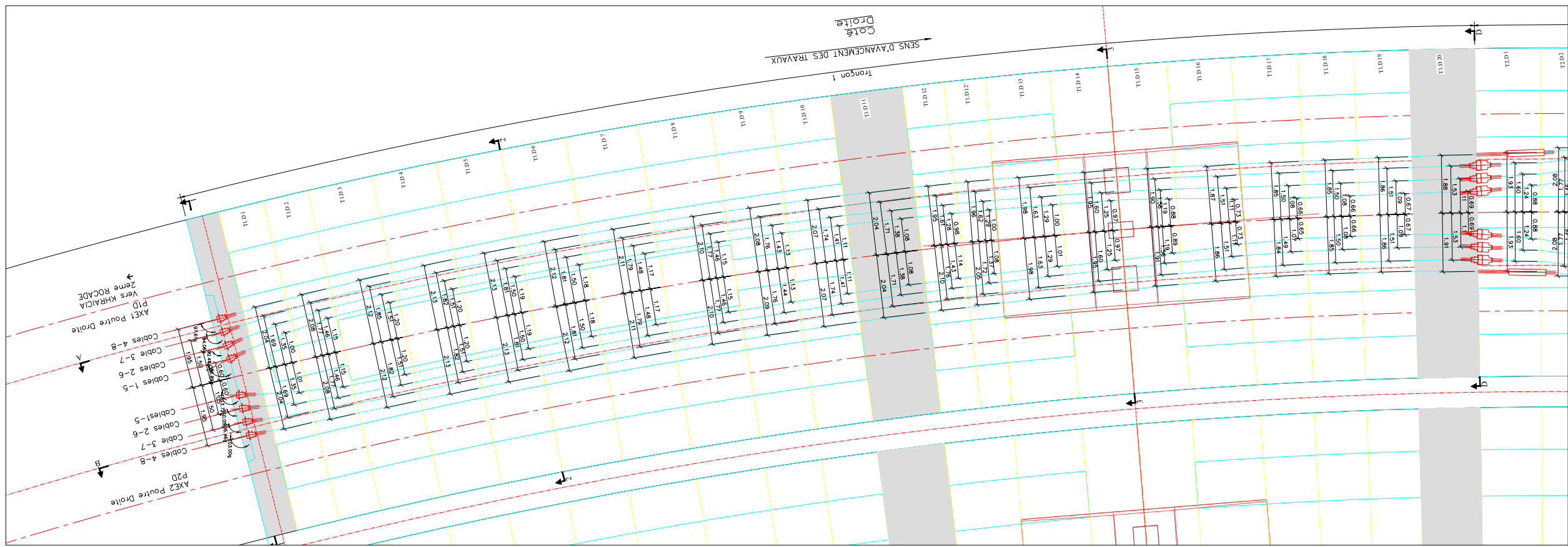
Coupe Transversale E-E ECH : 1/50



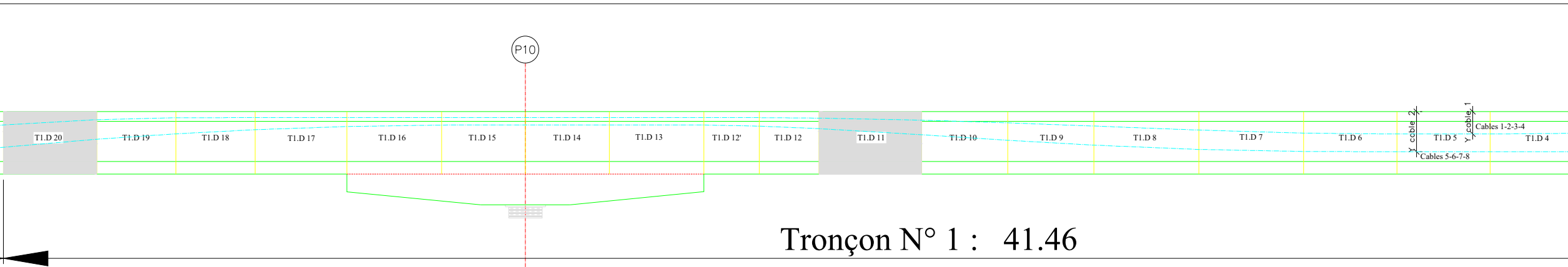
Coupe Transversale P-P ECH : 1/50



**Vue en Plan
(Allure de Cablage)**
Ech 1/50

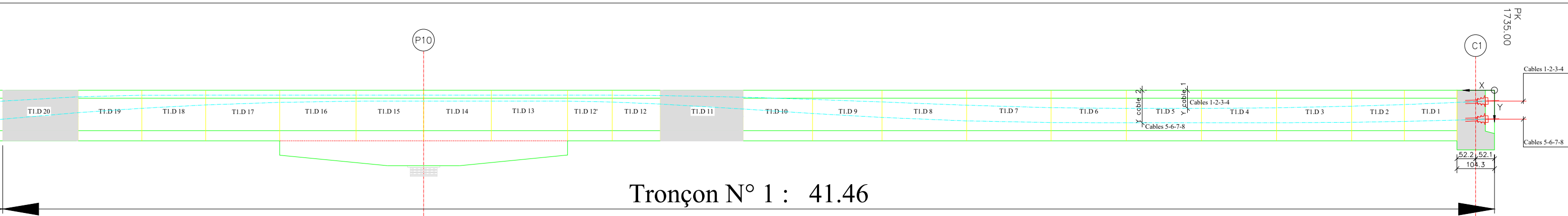


**Vue en Plan
(Allure de Cablage)**
Ech 1/50

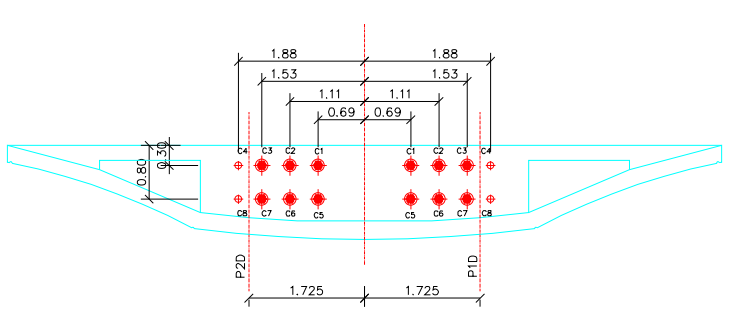


Tronçon N° 1 : 41.46

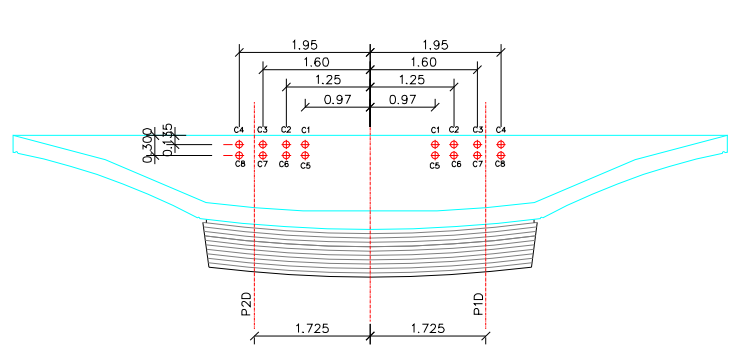
**Coupe Transversale
(Position des Câbles)**
Ech 1/50



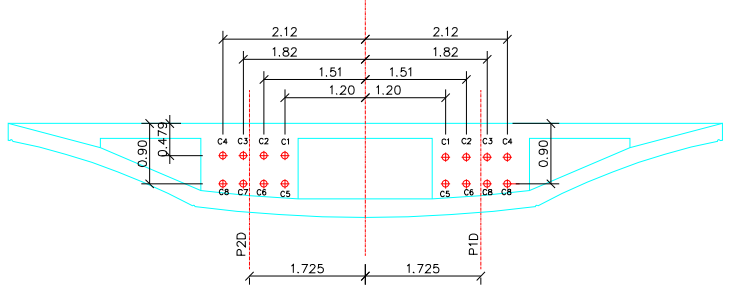
Coupe Transversale D-D au niveau de la poutre d'ancrage ECH : 1/50



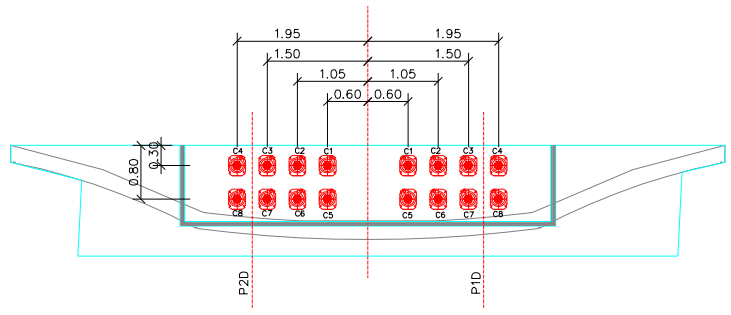
Coupe Transversale 3-3 AU NIVEAU DE LA PILE ECH : 1/50



Coupe Transversale 2-2 au niveau de la travée ECH : 1/50



Coupe Transversale 1-1 au niveau de la culée ECH : 1/50



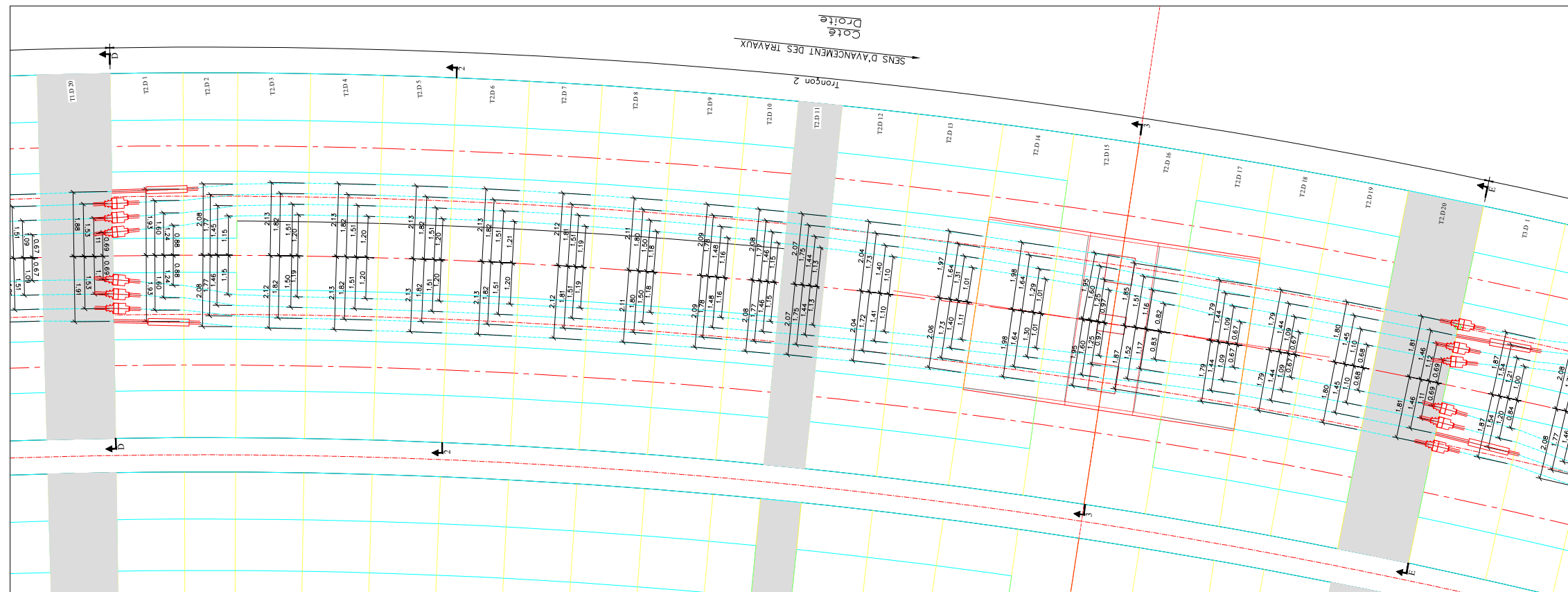
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES
 Etude d'un viaduc (411ml) en Dalle élégie sur la Liaison
 autoroutière Rocade Sud(05juillet)-2ème rocades d'Alger
 au PK1+735
Plan de câblage Tronçon 01

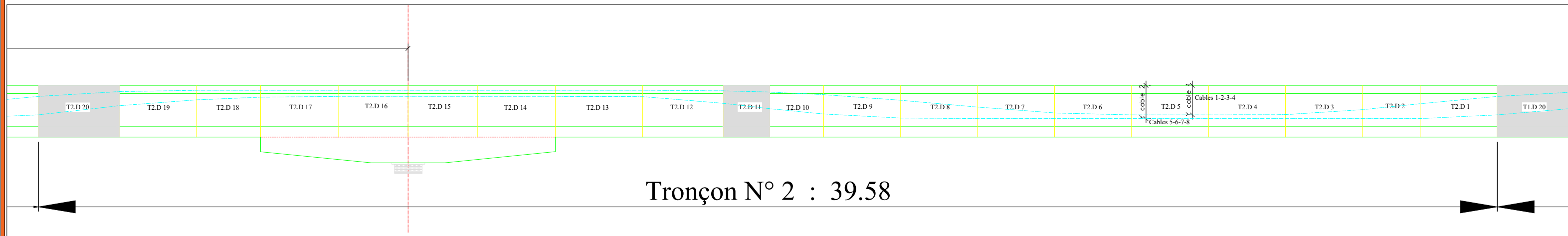
Réalisé par Mlle:BOUKHEROUF Cherifa
 Mlle: MOUHEB Nourhane
 Encadré par Mr : MOKHTAR Ahmed Amine
 Mr : KHELFI Mebarek

Echelle N° Planche Année universitaire
 ENSTP/DMS/2024/005 2023 / 2024

**Vue en Plan
(Allure de Cablage)**
Ech 1/50

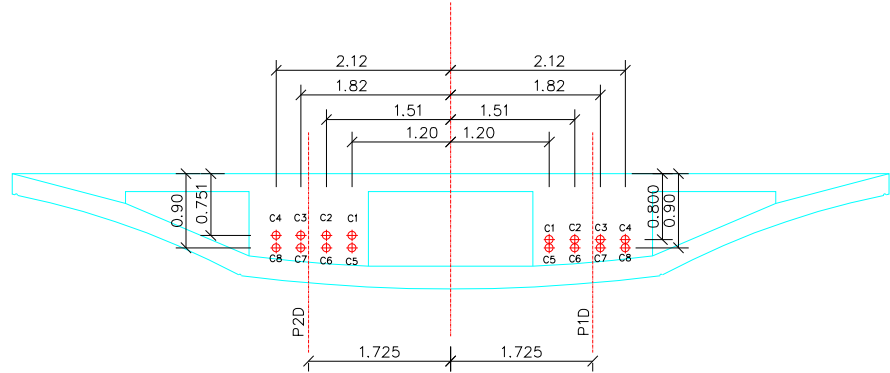


**Coupe Transversale
(Position des Cables)**
Ech 1/50

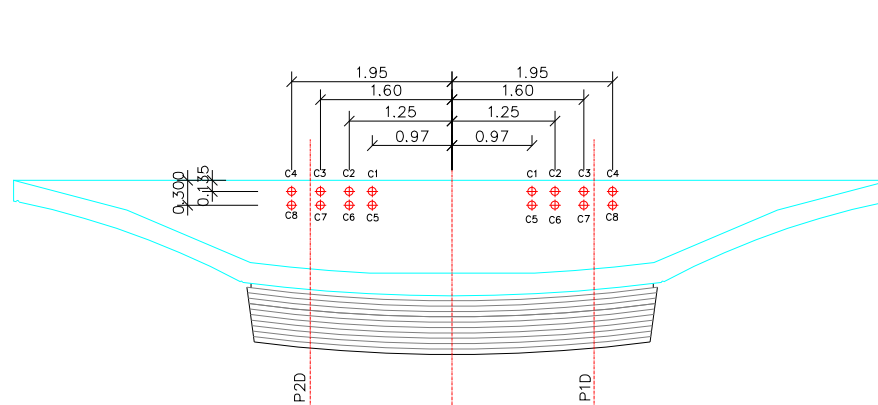


**Coupe Transversale
(Position des Cables)**
Ech 1/50

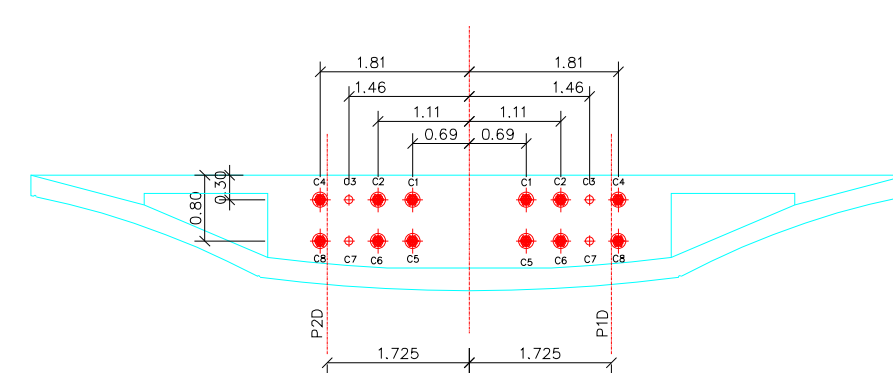
Coupe Transversale au niveau de la travée Ech1/30

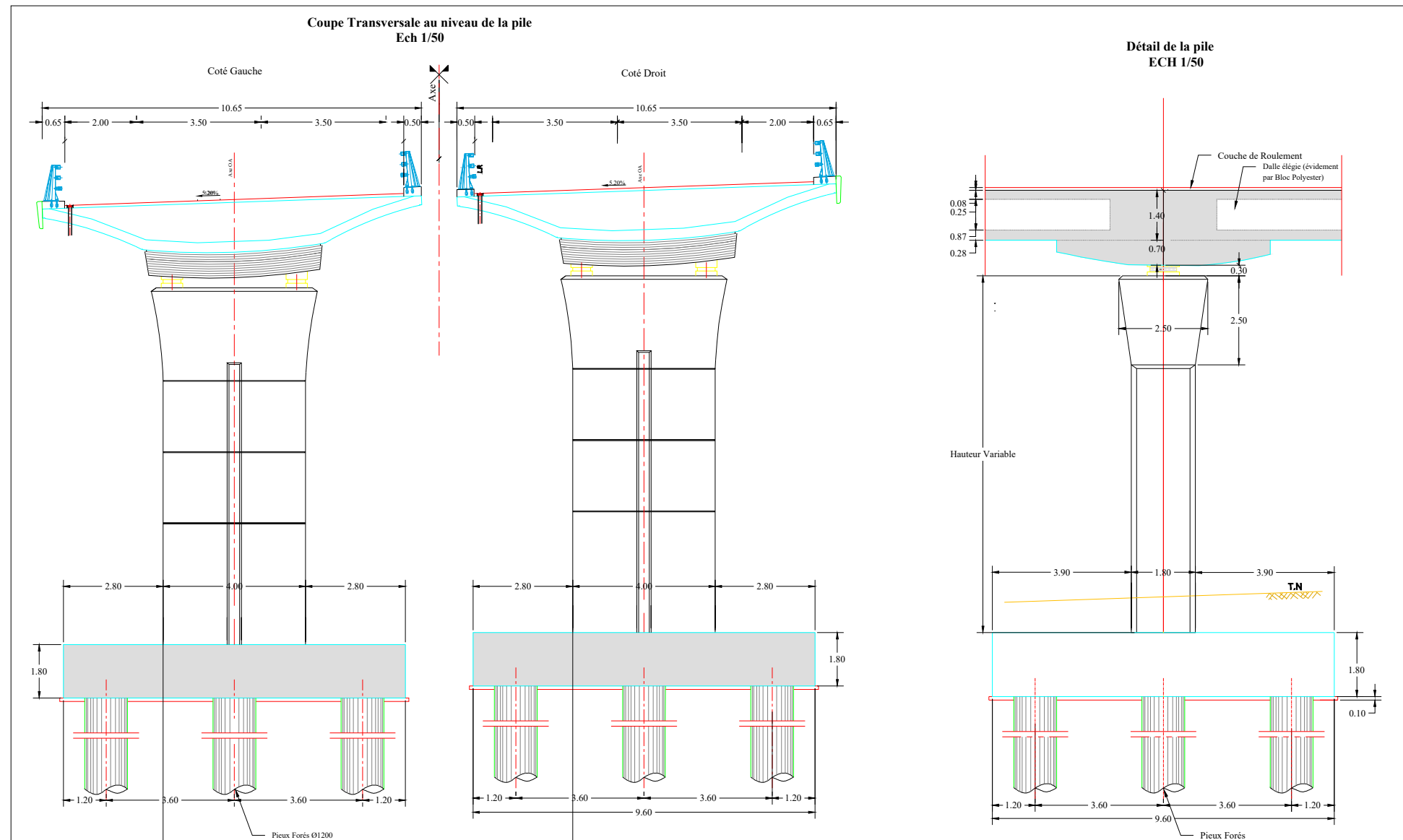
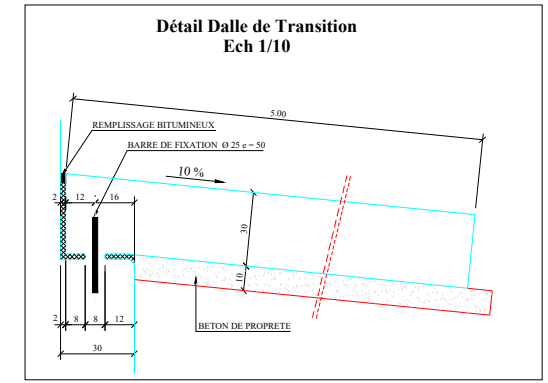
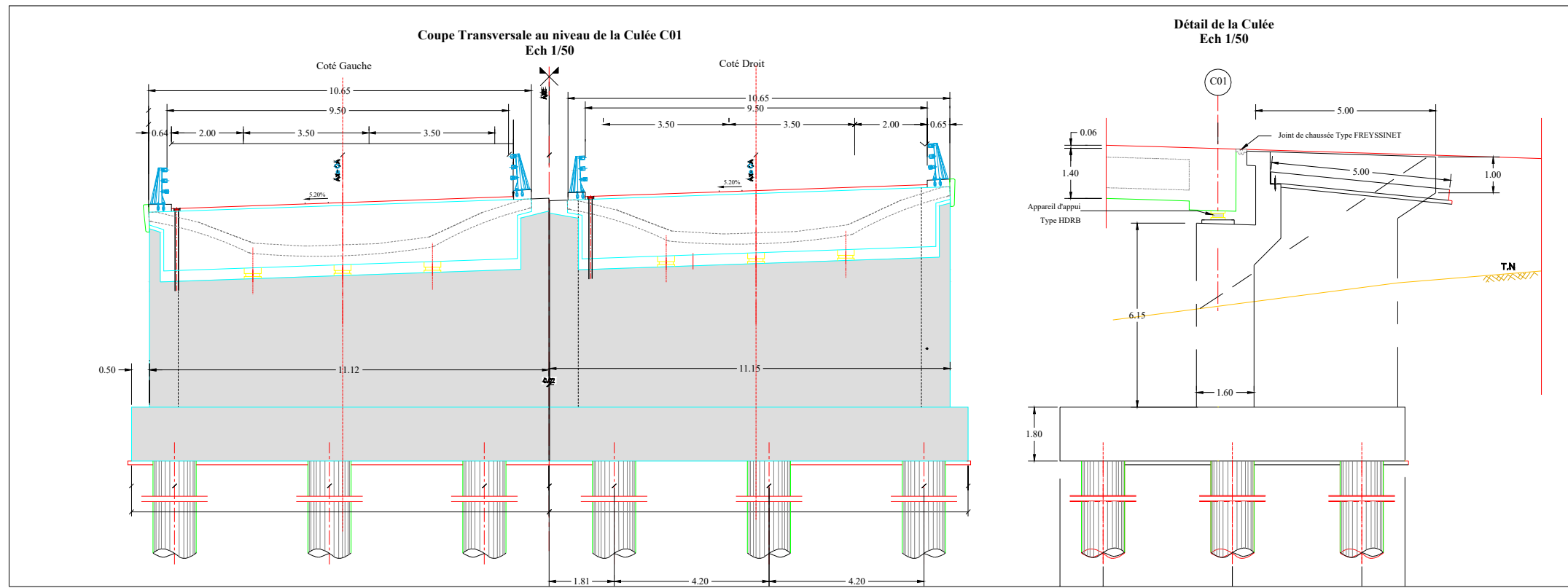


Coupe Transversale AU NIVEAU DE LA PILE Ech 1/30



Coupe Transversale au niveau de la poutre d'ancrage Ech 1/30





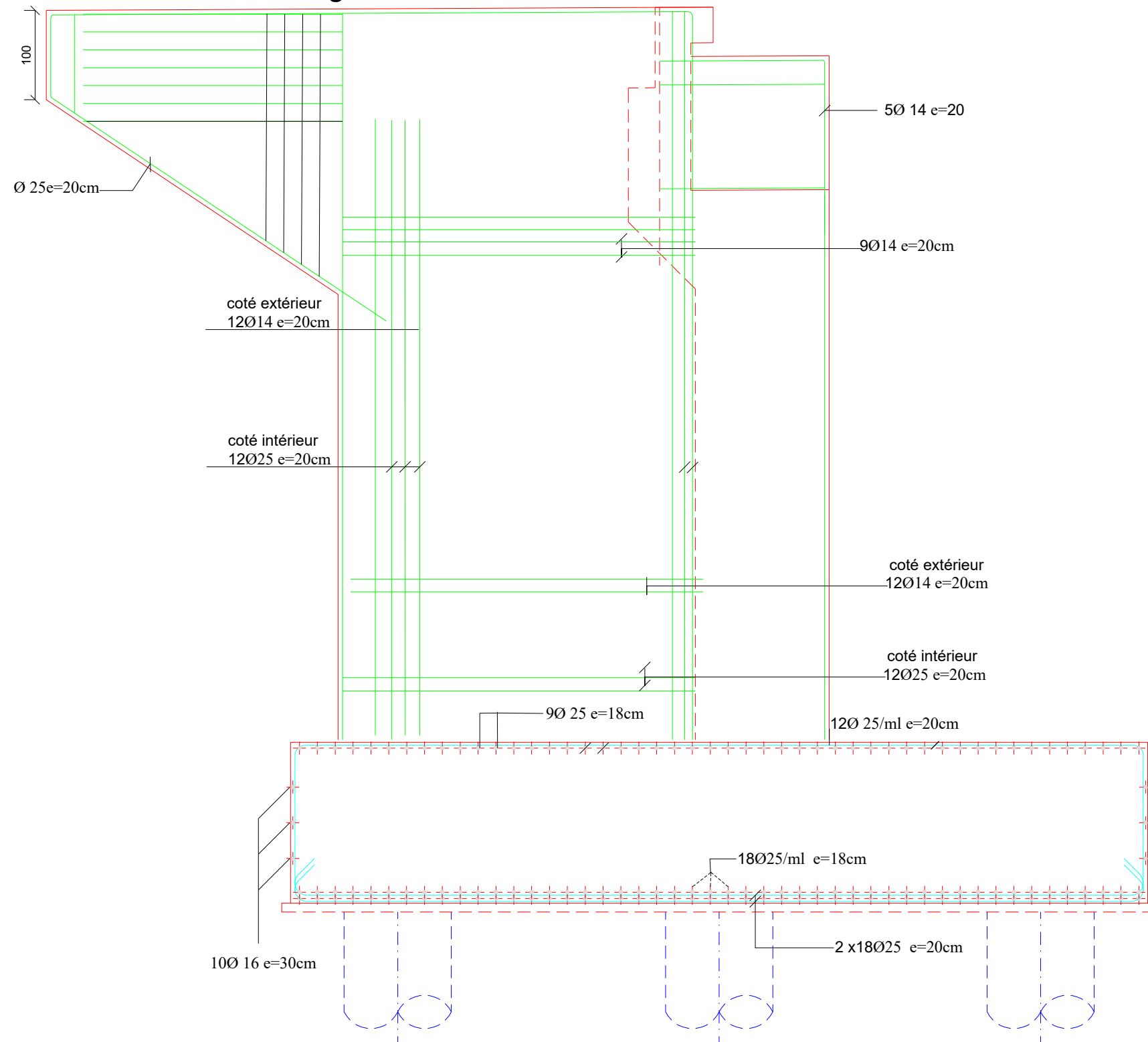
- HYPOTHESES DE CALCUL**
- SURCHARGES A,B SELON FASCULE No 61 TITRE II
 - SURCHARGE MILITAIRE MC 120, 110t SUR DEUX EMPREINTES 2x(1.00x6.10m)
 - CONVOI EXCEPTIONNEL 240t SUR UNE EMPREINTE (3.20x18.60m)
- MATERIAUX**
- BETON POUR INFRASTRUCTURE RN27: $f_{c28}=27\text{Mpa}$
 - BETON POUR ELEMENTS PREFABRIQUES RN30: $f_{c28}=30\text{ Mpa}$
 - BETON POUR TABLIER RN40: $f_{c28}=40\text{ Mpa}$
 - ACIER POUR ARMATURE Fe 500
 - Précontrainte : CABLES 19T15S Classe 1860 $A_p=2850\text{mm}^2$ $f_{peg}=1860\text{ Mpa}$ $f_{prg}=1600\text{Mpa}$



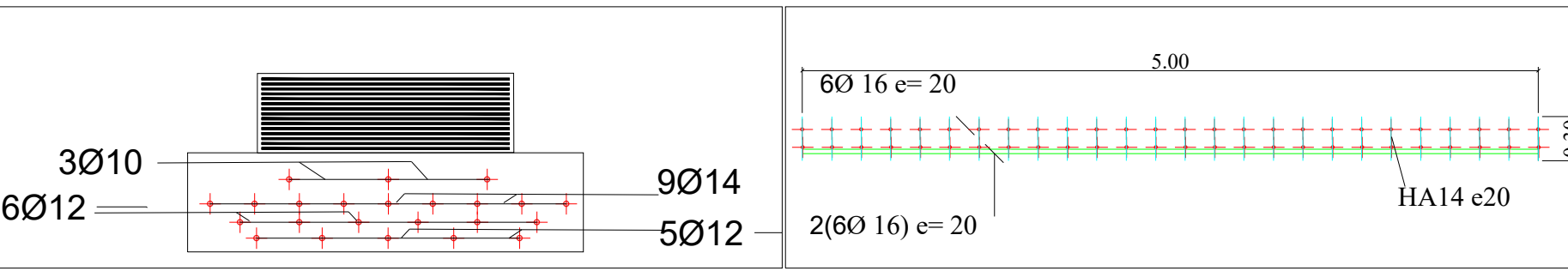
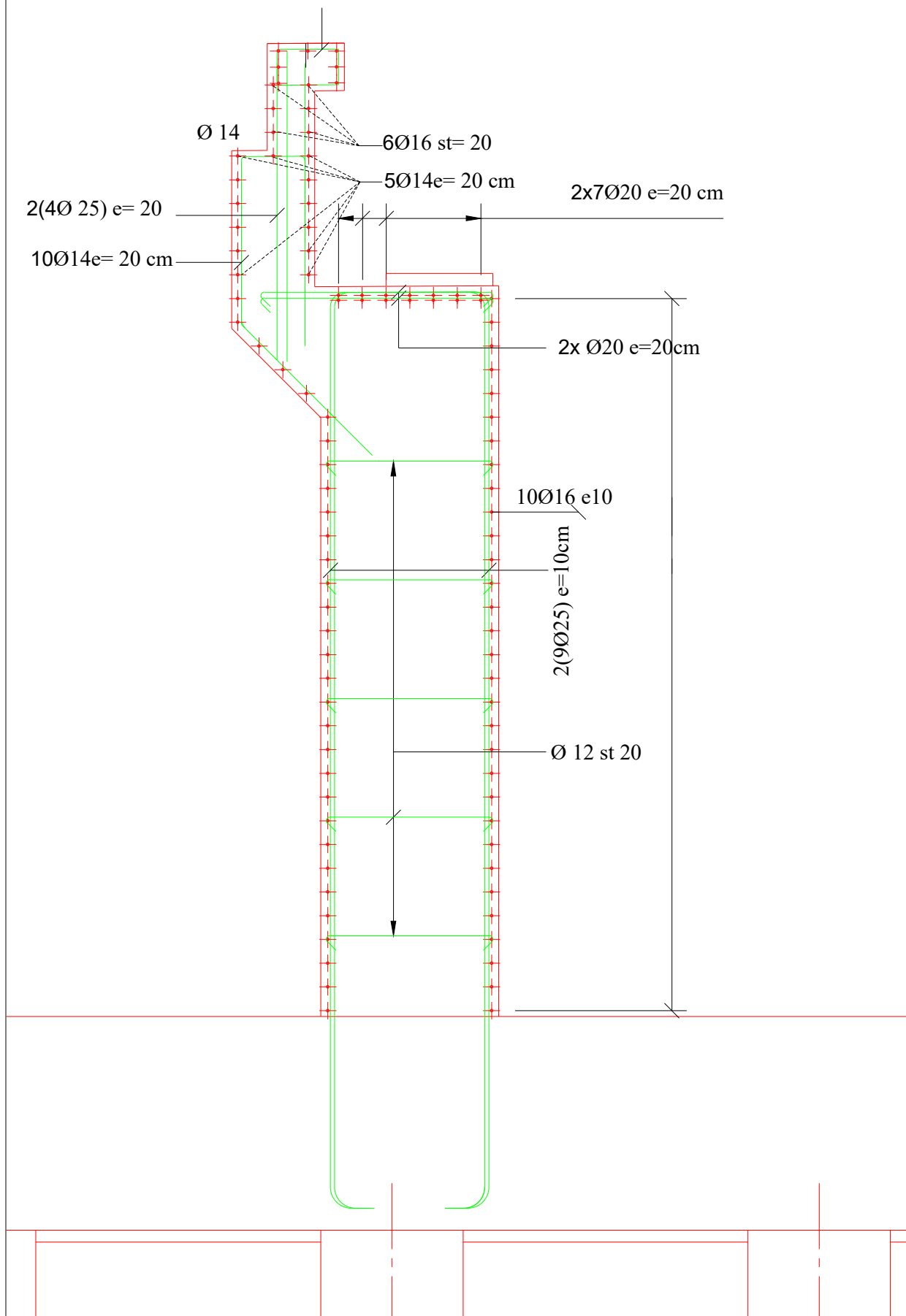
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
 Fax : (023) 70 19 38 Site web : www.enstp.edu.dz
 Tel : (023) 70 19 04 E-mail : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES		Réalisé par	Encadré par	Echelle	N° Planche	Année universitaire
Etude d'un viaduc (411ml) en Dalle éléga sur la Liaison autoroutière Rociade Sud(05juillet)-2ème rociades d'Alger au PK1+735 Plan des Appuis pile et culées		Mlle:BOUKHEROUF Cherifa Mlle: MOUHEB Nourhane	Mr : MOKHTAR Ahmed Amine Mr : KHELFI Mebarek		ENSTP/DMS/2024/002	2023 / 2024

Ferrailage culée : Mur en Retour



Ferrailage culée : MF, MGG, Corbeau



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

PROJET DE FIN D'ETUDES

Etude d'un viaduc (411ml) en Dalle élégie sur la Liaison autoroutière
 Rocade Sud(05juillet)-2ème rocadés d'Alger au PK1+735
 Plan de ferrailage culée
 Dé-d'appui-Dalle de transition

Réalisé par

Mlle:BOUKHEROUF Cherifa
 Mlle: MOUHEB Nourhane

Encadré par

Mr : MOKHTAR Ahmed Amine
 Mr : KHELFI Mebarek

Echelle

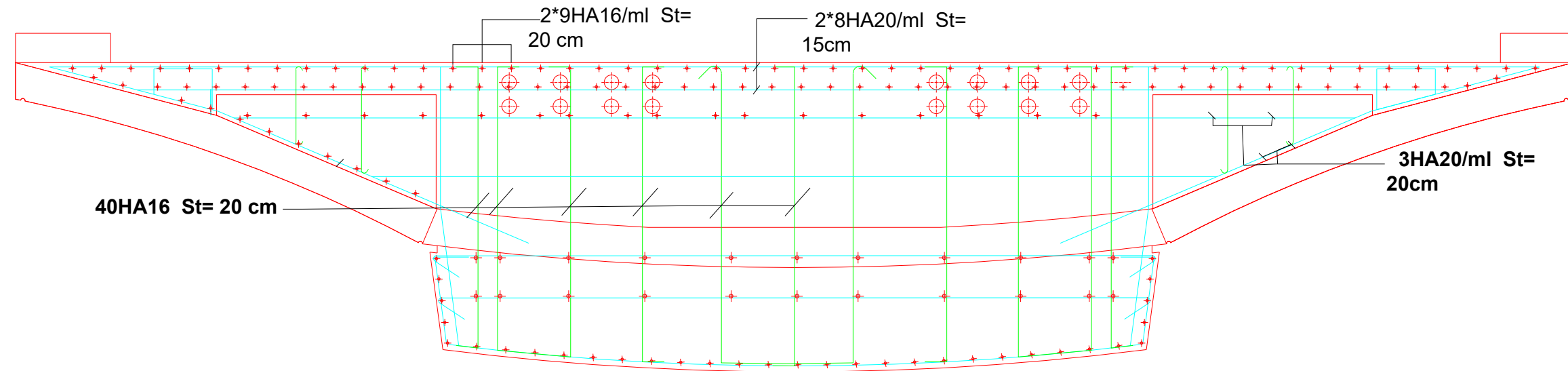
N° Planche

ENSTP/DMS/2024/005

Année universitaire

2023 / 2024

Coupe transversale sur pile



Coupe à mi travée S1

