



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

cosider كوسيدار

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème :

Etude de tablier du pont ferroviaire d'El Harrach en béton précontraint construit par poussage

Réalisé par :

KADI Mohammed Islam

Présenté et soutenue publiquement le 03/07/2024

Composition du Jury :

Président	Mme H. MOHABEDDINE	MCA	ENP
Examineur	Mme D. CHERID	MCA	ENP
Promoteur	M. DJOUABI Hamza	MAA	ENP
Co-Promoteur	M. AMINI Ali	Directeur technique	Cosider TP



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil

cosider كوسيدار

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème :

Etude de tablier du pont ferroviaire d'El Harrach en béton précontraint construit par poussage

Réalisé par :

KADI Mohammed Islam

Présenté et soutenue publiquement le 03/07/2024

Composition du Jury :

Président	Mme H. MOHABEDDINE	MCA	ENP
Examineur	Mme D. CHERID	MCA	ENP
Promoteur	M. DJOUABI Hamza	MAA	ENP
Co-Promoteur	M. AMINI Ali	Directeur technique	Cosider TP

Remerciements :

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mes promoteurs, M. DJOUABI Hamza et M. AMINI Ali. Je souhaite également leur témoigner ma profonde gratitude pour toute l'aide qu'ils m'ont apportée, me permettant de mener ce travail à bien.

Je remercie chaleureusement les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en participant à notre soutenance et pour les efforts fournis afin d'évaluer ce modeste travail.

Mes reconnaissances vont également à tous les enseignants de l'École Nationale Polytechnique, particulièrement ceux qui ont contribué à notre formation avec compétence et dévouement.

Mes remerciements s'étendent également à :

M. Moussa GUERFI, ingénieur TP Senior, ouvrage d'art chez COSIDER ENGINEERING, pour la formation MIDAS Civil et ses précieux conseils.

Dr. Nadjib HEMAIDI ZOURGUI, chef de département à l'ENSTP, pour tous les documents et conseils fournis.

Je suis profondément reconnaissant à toutes ces personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces :

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents, dont aucun mot ne saurait exprimer pleinement l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours éprouvés pour vous.

Mes chères sœurs et mes chers frères, je vous adresse ici l'expression de ma profonde gratitude.

Toute la famille KADI, je vous remercie du fond du cœur pour vos encouragements et pour avoir toujours cru en moi.

Tous mes amis, et tous ceux que j'aime, merci pour votre soutien constant et votre présence précieuse.

الملخص:

الهدف من أطروحة هو دراسة جسر السكة الحديدية الحراش، الذي تم بناؤه بالدفع. يقع الجسر بين النقاط الكيلومترية 1+789.000 و 3+253.000، بطول إجمالي يبلغ 1464.00 متر. يمر هذا الجسر فوق خط السكة الحديدية للشركة الوطنية للنقل بالسكك الحديدية (SNTF) والطريق الوطني N38 ووادي الحراش. يتوزع طول الجسر على 35 قطعة.

يتكون الجسر من منحنى في المسقط الأفقي بنصف قطر يبلغ 1500.00 متر. الميل الطولي للجزء هو 0.0%. منطقة الانتقال، يحتوي المسار في المسقط الأفقي على منحنى على شكل كلوثويد، وخط مستقيم، ومنحنى آخر على شكل كلوثويد، جميعها بميول ثابتة، مما يتطلب بنائها في موقعها. الجزء الأخير يحتوي على منحنى في المسقط الأفقي بنصف قطر يبلغ 1195.00 متر، والميل الطولي ثابت ويبلغ 4%.

كلمات مفتاحية:

جسر مدفوع، جسر سكة حديدية، جسر صندوقي

Summary:

The purpose of his thesis is the study of the El Harrach railway viaduct, constructed by incremental launch. It is located between PK 1+789.000 and 3+253.000, with a total length of 1464.00 m. This viaduct passes over the SNTF Railway Line, National Road N38, and the Oued El Harrach. The length of the viaduct is distributed over 35 spans.

The viaduct consists of a horizontal curve with a radius of 1500.00 m. The longitudinal gradient of the section is 0.0%. In a transition zone, the horizontal alignment includes a clothoid, a straight line, and another clothoid, all with a constant gradient, requiring on-site execution. The last section has a horizontal curve with a radius of 1195.00 m, and the longitudinal gradient is constant at 4%.

Keywords:

Incremental launch bridge, railway bridge, box girder bridge

Résumé :

Le but de sa thèse est l'étude du viaduc ferroviaire d'El Harrach, construit par poussage. Il est situé entre les PK 1+789.000 et 3+253.000, avec une longueur totale de 1464.00 m. Ce viaduc passe au-dessus de la Ligne Ferroviaire SNTF, de la Route Nationale N38 et de l'Oued El Harrach. La longueur du viaduc est répartie sur 35 travées.

Le viaduc est constitué d'une courbe en plan avec un rayon de 1500.00 m. La pente longitudinale du tronçon est de 0.0%. Dans une zone de transition, le tracé en plan comporte une clothoïde, une droite et une autre clothoïde, toutes de pente constante, nécessitant une exécution sur place. Le dernier tronçon présente une courbe en plan avec un rayon de 1195.00 m, et la pente longitudinale est constante et égale à 4%.

Mots clés :

Pont poussé, pont rail, pont caisson

Table des matières.

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale.....	13
Chapitre 1 Ponts ferroviaires.....	15
1.1. Introduction.	16
1.2. Les types des ponts ferroviaires.....	16
- Ponts en treillis (ou ponts treillis) :.....	16
- Ponts en poutre :.....	16
- Ponts en arc :.....	17
- Ponts à poutres en porte-à-faux :	17
- Ponts basculants :.....	17
- Ponts en caisson :	18
1.3. Définition d'un viaduc :	18
1.6 Conclusion.....	19
Chapitre 2 Présentation du projet.....	20
2.1 Introduction.	21
2.2 Métro d'Alger.....	21
2.3. Extensions en cours de réalisation.....	21
2.3.1. De place des martyrs vers Bab El Oued (extension A1 – Lot 2).	21
2.3.2. El Harrach - Bab Ezzouar - aéroport d'Alger.	21
2.3.3. De Aïn Naâdja vers Baraki (extension C1).....	22
2.4. Extension c1 du métro d'Alger lot n°2 Ain Naadja Baraki viaduc.	23
2.4.1. Description du viaduc.....	23
2.4.2 Description du tracé en plan.....	24
2.4.3. Le profil en long.....	24
2.5. Définition de la structure.	25
2.5.1. Monocaissons simples.....	25
2.5.2. Les âmes du caisson.	25

2.6.	La méthode de construction d'un pont par poussage.	27
2.6.1.	Contraintes liées à l'emploi du procédé.	27
2.6.2.	Résumé de l'exécution.	28
2.6.2.1.	Poussage n°1.	28
2.6.2.2.	Poussage n°2.	28
2.7.	Equipement du viaduc.	29
2.7.1.	Appareils d'appuis.	29
2.7.2.	Amortisseurs Transversaux.	29
2.7.3.	Amortisseurs Longitudinaux.	30
2.7.4.	Butées Sismiques.	30
2.7.5.	Joint de dilatation.	30
2.8.	Précontrainte – tronçons poussés.	31
2.8.	Matériaux.	32
2.9.	Conclusion.	33
Chapitre 3 Le prédimensionnement		34
3.1.	Introduction.	35
3.2.	La distribution des portées.	35
3.3.	Description de tablier.	35
3.4.	Conception de la section transversale selon Setra.	36
3.4.1.	Le hourdis supérieur.	37
3.4.2.	L'épaisseur des âmes.	38
3.4.3.	Hourdis inférieur.	38
3.4.4.	La Hauteur.	38
3.4.5.	Caractéristiques géométriques La section courante.	38
3.5.	Conception de la section transversale selon livre conception des ponts.	39
3.5.1.	Choix du type de tablier.	39
3.5.2.	Conception de la section transversale : Les épaisseurs.	39
3.6.	Aménagement des tronçons.	41
3.7.	Conclusion.	44

Chapitre 4 Charges et surcharge.....	45
4.1. Introduction.	46
4.2. Présentation du trafic ferroviaire.	46
4.3. Evaluation des charges et surcharges :	46
4.3.1. Les charges permanentes (hors trafic) :	46
4.3.1.1 Caractéristiques géométriques des sections :	46
4.3.1.2 Poids propre de tablier.	47
4.3.1.3 Poids propre des corniches.	47
4.3.1.4 Valeurs dues aux éléments non résistants	48
4.3.2. Charges due au trafic.	48
4.3.2.1. Transmission des charges aux structures.	49
4.3.2.2. Effets dynamiques :	50
4.3.2.3. Coefficient dynamique Φ	50
4.3.2.3 Forces horizontales - Valeurs caractéristiques.	51
4.3.2.4 Actions dues au vent.	53
4.3.3. Température.	53
4.3.3.1. Variations Uniformes.	53
4.3.3.2. Gradient thermique.	54
4.4. Conclusion :	54
Chapitre 5 Etude de la précontrainte de poussage.....	55
5.1. Introduction.	56
5.2. Phase de poussage :	56
5.3. Description du tablier :	56
5.4. Description du Poussage.....	57
5.5. Processus constructif.	57
5.5.1. Poussage du premier tronçon du viaduc (travée 1 à travée 23).	58
5.5.2. Poussage du second tronçon de du viaduc (travée 28 à 35).	60
5.6. Efforts du tablier durant le poussage	60
5.7. Précontrainte de poussage.	63

5.7.2.	Détermination du tracé des câbles.....	63
5.7.3.	Calcul du nombre de câbles.	64
5.7.4.	Définition des câbles.....	68
5.7.5.	Vérifications des contraintes supérieures et inférieures sur appui et en travée, lors de construction.	68
5.8.	Conclusion.....	69
Chapitre 6 Étude de la précontrainte de service		70
6.1.	Introduction.	71
6.2.	Sollicitation en phase de service.....	71
6.3.	Etude du tracé.....	74
6.4.	Calcul du nombre de câbles.....	75
Conclusion.....		76
6.5.	Vérification des contraintes normales.	77
6.5.1	En phase de construction.....	77
6.5.1.1	Sur appuis.....	77
6.5.1.2	En travée.....	78
6.6.	Vérification a l'effort tranchant.....	80
6.6.1.	Calcul des contraintes de cisaillements aux états limites de service.....	81
6.6.2.	Calcul des contraintes de cisaillements aux états limite ultime.	81
6.6.3.	L'inclinaison des bielles est telle que :.....	81
6.6.4.	Détermination des armatures transversales.....	81
6.6.5.	Justification du béton.	82
6.7.	Vérification a la torsion.	82
6.7.1	Justification à l'état limite de service.....	82
6.7.2	Justification à l'état limite ultime.....	83
6.8.	Conclusion.....	83
Chapitre 7 Ferrailage de la section Transversale		84
7.1.	Introduction.	85
7.2.	Modélisation.....	85

7.3.	Calcul des Sollicitation.....	85
7.4	Calcul du ferrailage :	88
7.4.1	Ferrailage du voussoir.....	88
7.5	Résultats de l'analyse.....	88
7.5.1	Sollicitations en flexion simple.....	88
7.5.2	Sollicitations en flexion composée.....	89
7.6	Conclusion.....	91
	Conclusion générale	92
	Bibliographie.....	94
	Annexe	96

Liste des figures.

Figure I. 1 : Le pont Oued Tlelat (Tlemcen)	16
Figure I. 2 : ponts au PK7+717 (Tissemsilt)	16
Figure I. 3: Eiffel bridge (Tlemcen)	17
Figure I. 4 : Le pont de Québec.....	17
Figure I. 5: Le pont ferroviaire mobile de Sète	18
Figure I. 6 : Ponts en caisson.....	18
Figure II. 1 : Les extensions du metro d'alger	22
Figure II. 2 : Description du viaduc	23
Figure II. 3 : Le tracé en plan	24
Figure II. 4: Le profil en long.....	24
Figure II. 5:Les types des caissons.....	25
Figure II. 6 : Les sections du tablier.....	25
Figure II. 7 : Les Sections du tablier 02	26
Figure II. 8 : Les types des piles.....	26
Figure II. 9 :Les voussoirs.....	28
Figure II. 10 : Les culées	29
Figure II. 11 : Appareils d'appuis	29
Figure II. 12 : Les amortisseurs.....	30
Figure II. 13 : Amortisseurs Longitudinaux.....	30
Figure II. 14 :Butées Sismiques	30
Figure II. 15 : Joint de dilatation	31
Figure II. 16 : Le précontrainte	31
Figure II. 17 : Le dessin de PRECONTRAINTE.....	32
Figure III. 1 : Le mono-caissons simple.....	37
Figure III. 2 :Le mono-caissons simple.....	37
Figure III. 3 : La section courante	38
Figure III. 4 : La section sur Pile.....	39
Figure III. 5 : La section aux droit des déviatiaux	39
Figure III. 6 : La section courante 02	40
Figure III. 7 : La section sur Pile 02.....	41
Figure III. 8 :La section aux droit des déviatiaux	41
Figure III. 9 : Aménagement des tronçons	42
Figure IV. 1 :Section - 01.....	46
Figure IV. 2 : Section - 02.....	47

Figure IV. 3 : Corniches	47
Figure IV. 4 : Actions sur les structures Partie 1-1 : Actions générales — Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments	48
Figure IV. 5 : Modèle de charges LM71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales	49
Figure IV. 6 : Répartition de la charge longitudinalement.....	50
Figure IV. 7 : Répartition des charges transversalement	50
Figure IV. 8 : Longueurs déterminantes $L\Phi$	51
Figure IV. 9 : Actions dues au vent.....	53
Figure V. 1 : Première Phase de coulage du béton.....	58
Figure V. 2 : Phase finale coulage du béton.....	59
Figure V. 3 : Efforts dans l'étape 8 : poussage de voussoir 8	60
Figure V. 4 : Efforts dans l'étape 10 : poussage de voussoir 10	61
Figure V. 5 : Efforts dans l'étape 4 : poussage de voussoir 4	62
Figure V. 6 : Efforts dans l'étape 6 : poussage de voussoir 6	62
Figure V. 7 : enrobage des câbles	63
Figure V. 8 : Tracé des câbles 02	64
Figure V. 9 : Contraintes supérieures poussage 01	68
Figure V. 10 : Contraintes inférieures poussage 01	68
Figure V. 11 : Contraintes supérieures poussage 02	69
Figure V. 12 : Contraintes inférieures poussage 02	69
Figure VI 1 : Diagramme de G1+CS Moment due au poids propre de tablier	72
Figure VI 2 : Diagramme de G2 Moment due au poids des éléments non résistant.....	73
Figure VI 3 : Diagramme de T : Moment due à l'effet de température	73
Figure VI 4 : Diagramme de V : Moment due à l'effet de vent.....	73
Figure VI 5 : Diagramme de LM71 : Moment du chargement ferroviaire	74
Figure VI 6 : Diagramme des moments fléchissant phase de service	74
Figure VI 7 : les angles de déviations	75
Figure VII. 1 : Moment fléchissant sous la combinaison E.L.U	86
Figure VII. 2 : Moment fléchissant sous la combinaison E.L.S.....	86
Figure VII. 3 : Réaction à l'ELU.....	87
Figure VII. 4 : Réaction à l'ELS	87
Figure VII. 5 : Effort tranchant ELS	87
Figure VII. 6 : Effort tranchant ELU.....	88
Figure VII. 7 : Schéma de ferrailage Hourdis supérieur et Port à faux.....	90

Figure VII. 8 Schéma de ferrailage Hourdis inférieur	90
Figure VII. 9 : Schéma de ferrailage des âmes	90

Liste des tableaux.

Tableau III. 1 Le hourdis supérieur 01	37
Tableau III. 2 Le hourdis supérieur 02	38
Tableau III. 3 L'épaisseur des âmes	38
Tableau III. 4 Le hourdis inférieur	38
Tableau III. 5 La hauteur	38
Tableau III. 6 : Conception de la section transversale	40
Tableau III. 7 : Poussage de tablier	43
Tableau V. 5 : Caractéristique géométrique de la section	65
Tableau V. 6 : Calcul du nombre de câble précontrainte de Poussage 01 du tablier	66
Tableau V. 7 : Calcul du nombre de câble précontrainte de Poussage 02 du tablier	68
Tableau V. 1 : Le Premier Poussage du tablier	100
Tableau V. 3: Le Premier Poussage du tablier	121
Tableau VI. 1 : Combinaisons de charge	72
Tableau VI. 2 : les angles de déviations 02	75
Tableau VI. 3 : Vérification des contraintes normales sur appuis	78
Tableau VI. 4 : Vérification Des Contraintes Normales En Travée	80
Tableau VI. 5 : Vérification des contraintes en phase de service	80
Tableau VI. 6 : Calcul des contraintes de cisaillements ELS	81
Tableau VI. 7 : Calcul des contraintes de cisaillements ELU	81
Tableau VII. 1 : Combinaison de charge	86
Tableau VII. 2 : Sollicitations en flexion simple	89
Tableau VII. 3 : Ferrailage pour des Sollicitations en flexion simple	89
Tableau VII. 4 : Ferrailage pour des Sollicitations en flexion simple 02	89
Tableau VII. 5 : Sollicitations en flexion composée	89
Tableau VII. 6 : Ferrailage pour des Sollicitations en flexion composée	89
Tableau VII. 7 : Ferrailage pour des Sollicitations en flexion composée 02	89

Introduction générale

Comme toutes les grandes capitales du monde, Alger souffre d'embouteillages chroniques. Pour remédier à ce problème, l'une des solutions mises en œuvre est le projet du métro d'Alger. Mis en service en 2011, ce réseau ferroviaire urbain dessert efficacement la ville d'Alger. Actuellement, des extensions d'une longueur totale de 15 km sont en cours de construction, visant à relier l'aéroport et Baraki, et sont réalisées par l'entreprise Cosider.

Le sujet de cette thèse porte sur l'étude du tablier viaduc d'El Harrach, un pont ferroviaire en béton précontraint construit par poussage, faisant partie de l'extension C1 du métro d'Alger, lot n°2 : Ain Naadja - Baraki, réalisé par post tension. Ce tablier est en forme de S, constitué de deux courbes en plan avec une pente longitudinale constante de 4 % pour la deuxième courbe, d'une zone de transition par deux clothoïdes, et d'une section droite. La longueur totale du tablier est de 1464.00 m entre appuis et il passe au-dessus de la Ligne Ferroviaire SNTF, de la Route Nationale N38 et de l'Oued El Harrach, réparti sur 35 segments.

Dans un premier temps, nous présenterons les ponts ferroviaires en général, suivis d'une description détaillée du projet en cours de réalisation, de la méthode de construction utilisée et des matériaux employés. Ensuite, nous procéderons au prédimensionnement, déterminant la conception générale du tablier, les épaisseurs, ainsi que les charges et surcharges en phase de construction et en phase de service de l'ouvrage.

Ensuite, nous évaluerons les diverses sollicitations (diagrammes d'efforts internes) en phases de construction et en service, calculées à l'aide du logiciel spécialisé pour les ponts "Midas Civil". Une fois toutes les sollicitations obtenues, nous déterminerons le nombre de câbles de précontrainte nécessaires pour reprendre les efforts de poussage et de service, suivie d'une vérification des diverses contraintes induites.

Enfin, l'étude de la précontrainte sera complétée par une analyse de la section transversale, visant à définir la quantité de ferrailage transversal et longitudinal nécessaire pour reprendre ces efforts.

Ce travail contribuera à la réalisation d'une infrastructure clé pour la mobilité urbaine d'Alger, améliorant ainsi la qualité de vie des habitants en réduisant les embouteillages et en offrant une alternative de transport moderne et efficace.

Chapitre 1

Ponts ferroviaires

1.1. Introduction.

Dans le premier chapitre, nous explorons les ponts, des structures de construction imposantes et puissantes qui se déclinent en plusieurs types, chacun offrant ses propres avantages et caractéristiques distincts. Nous examinerons en détail les différents types de ponts ferroviaires, en mettant en lumière leurs avantages et leurs inconvénients spécifiques.

1.2. Les types des ponts ferroviaires.

Les ponts ferroviaires peuvent être classés en plusieurs types en fonction de leur structure et de leur conception. Voici quelques-uns des types les plus courants de ponts ferroviaires :

- **Ponts en treillis (ou ponts treillis) :** Ces ponts sont caractérisés par une structure en treillis composée de poutres triangulées. Ils sont souvent utilisés pour franchir de grandes portées et offrir une bonne résistance aux charges.



Figure I. 1 : Le pont Oued Tlelat (Tlemcen)

- **Ponts en poutre :** Ces ponts utilisent des poutres en acier ou en béton pour supporter les rails. Ils sont simples à construire et conviennent aux portées plus courtes.



Figure I. 2 : ponts au PK7+717 (Tissemsilt)

- **Ponts en arc** : Les ponts en arc utilisent une structure arquée pour supporter la voie ferrée. Ils offrent une grande résistance structurelle et sont souvent utilisés lorsque des esthétiques particulières sont nécessaires.



Figure I. 3: Eiffel bridge (Tlemcen)

- **Ponts à poutres en porte-à-faux** : Ces ponts utilisent des poutres en porte-à-faux pour supporter la voie ferrée. Ils sont souvent utilisés lorsque la construction rapide est nécessaire ou lorsque des contraintes d'espace limitent l'utilisation d'autres types de ponts.



Figure I. 4 : Le pont de Québec

- **Ponts basculants** : Ces ponts sont conçus pour pouvoir être relevés ou basculés pour permettre le passage des navires en dessous. Ils sont souvent utilisés dans les zones portuaires ou près des cours d'eau navigables.



Figure I. 5: Le pont ferroviaire mobile de Sète

- **Ponts en caisson :** Ces ponts utilisent des caissons en acier ou en béton comme éléments de support pour les rails. Ils sont utilisés pour des portées moyennes à longues et offrent une bonne résistance aux charges.
- **Avantages :**
 - Bonne résistance aux charges.
 - Adaptés pour des portées moyennes à longues.
 - Possibilité de préfabrication pour accélérer la construction.
- **Inconvénients :**
 - Construction complexe.
 - Coût potentiellement élevé.
 - Nécessite un entretien régulier



Figure I. 6 : Ponts en caisson

Ces sont quelques-uns des types de ponts ferroviaires les plus courants, mais il existe également d'autres types plus spécialisés en fonction des besoins spécifiques de chaque projet.

1.3. Définition d'un viaduc :

Un viaduc est une structure d'ingénierie constituée d'une série de travées ou d'arches qui soutiennent une voie de circulation, telle qu'une route, une voie ferrée ou un chemin de fer, au-dessus d'une dépression du terrain, d'un obstacle naturel ou d'une autre voie de circulation. En d'autres termes, c'est un pont long et généralement rectiligne, conçu pour franchir des vallées, des rivières, des routes ou d'autres éléments du paysage. Les viaducs peuvent être construits en divers matériaux, notamment le béton, l'acier et la pierre, en fonction des besoins de conception, de l'emplacement et des contraintes environnementales.

1.6 Conclusion.

Chaque type de pont présente ses propres avantages et inconvénients. De l'arc à la suspension, ces structures diverses offrent des solutions uniques pour franchir des obstacles naturels. Bien que certains soient plus coûteux à construire ou nécessitent une maintenance plus intensive, ils demeurent essentiels pour le développement de nos infrastructures et témoignent de l'ingéniosité humaine dans la création de passages sûrs et efficaces.

Chapitre 2

Présentation du projet

2.1 Introduction.

Dans cette section, nous nous pencherons en détail sur notre projet, à savoir le métro d'Alger. Ce projet s'érige comme une réponse efficace aux problèmes d'encombrement et de circulation qui affligent la capitale de l'Algérie. Nous examinerons en profondeur les plans, les itinéraires ainsi que plusieurs aspects de la conception de ce projet novateur, visant à garantir une liaison optimale entre les différentes zones de la capitale.

2.2. Métro d'Alger.

Le métro d'Alger est un réseau ferroviaire de transport urbain de type métro desservant la ville d'Alger en Algérie depuis 2011.

Le premier projet de métro d'Alger date de 1928 mais il ne voit finalement pas le jour. L'initiative du métro actuel est lancée à la fin des années 1970 afin de répondre à l'explosion démographique de la ville d'Alger et au besoin de transport collectif qui en résulte. Lancée dans les années 1980, sa construction est ralentie du fait de difficultés financières et de l'insécurité dans les années 1990. Le projet est relancé en 2003.

La première section de la ligne 1 Haï El Badr - Tafourah-Grande Poste, d'une longueur de 9,5 km et comportant dix stations a été inaugurée le 31 octobre 2011. Deux nouvelles extensions ont été mises en service, le 4 juillet 2015 une section de 4 km vers El Harrach-Centre et le 9 avril 2018 deux sections, une de 1,7 km vers la Place des Martyrs et une autre de 3,6 km vers Ain Naâdja.

Deux autres extensions d'une longueur totale de 15 km sont en cours de construction en direction de l'aéroport et de Baraki.

2.3. Extensions en cours de réalisation.

Deux extensions de près de 17 km de la ligne 1 sont en cours de construction

2.3.1. De place des martyrs vers Bab El Oued (extension A1 – Lot 2).

Le 6 juillet 2019, le ministre de travaux publics a annoncé que le gouvernement a attribué à la société nationale Cosider le marché de l'extension du métro d'Alger de la Place des Martyrs jusqu'à Bab El Oued sur (2 km) et trois nouvelles stations Taleb Abderrahmane, Trois horloges et Triolet, pour un montant de 22,85 milliards de DZD.

2.3.2. El Harrach - Bab Ezzouar - aéroport d'Alger.

Confiés à Cosider TP, les travaux de réalisation des gros œuvres de l'extension de la ligne 1 du Métro d'Alger reliant le Centre-ville d'El Harrach à l'Aéroport International Houari Boumediène sont entamés depuis Juin 2015.

Sur un linéaire de 9.5 km et 9 stations, cette ligne desservira des quartiers denses en population tel que : Beaulieu, Oued Smar, Cite 5 juillet, Bab Ezzouar, le Pôle Universitaire d'El Harrach, le Centre des

Affaires de Bab Ezzouar et l'Université Houari Boumediene. Elle relira le Tramway au carrefour de l'université Houari Boumediène et offrira une multimodalité au niveau de cette station.

2.3.3. De Aïn Naâdja vers Baraki (extension C1).

L'extension du métro d'Alger allant de Aïn Naâdja à Baraki s'étend sur une longueur de 6 km avec 6 stations et un viaduc reliant la station Mohamed Boudiaf à la station Mohamed Belarbi d'un linéaire 1464 m et qui traverse en hauteur la ligne ferroviaire de la SNTF, la Route Nationale N°38 et Oued El Harrach et comporte deux stations élevées : la station Aïn Naâdja Gare et la station Futur Parc Urbain. Cette extension permet l'accessibilité au centre de Baraki et permet aussi une connexion avec le train au niveau de la Gare Ferroviaire de Gué de Constantine et la future gare intermodale de cette commune.



Figure II. 1 : Les extensions du métro d'Alger

2.4. Extension c1 du métro d'Alger lot n°2 Ain Naadja Baraki viaduc.

2.4.1. Description du viaduc.

Le viaduc El Harrach est situé entre les PK 1+789.000 et 3+253.000, soit une longueur totale de 1464.00 m entre appuis et passe au-dessus de la Ligne Ferroviaire SNTF, la Route Nationale N38 et Oued El Harrach.

La longueur du viaduc est distribuée sur les 35 travées comme suit :

26.50+2x36.00+37.75+3x25.75+10x48.25+2x51.00+4x30.00+51.00+3x38.50+4x51.00+3x45.00+40.5

Sur le même tracé du viaduc, on envisage deux stations élevées :

Station Ain Naadja Gare située entre les PK 1+884.5 (Pile- 3) et PK 2+002.5 (Pile - 7)

-Station Future Parc Urbain située entre les pk 2+587,0 (Pile 19) et PK 2+707.7 (pile 23)

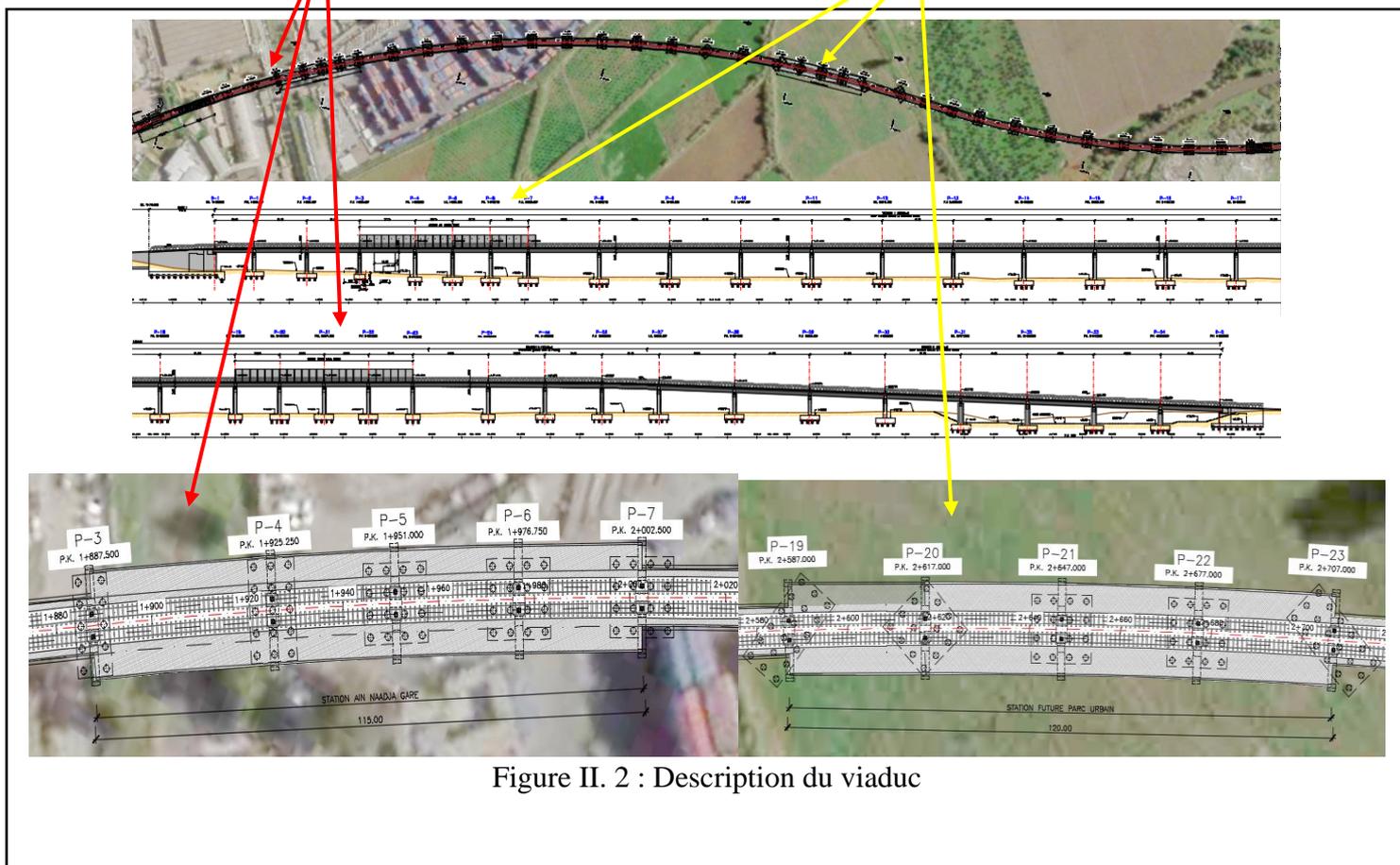


Figure II. 2 : Description du viaduc

2.4.2 Description du tracé en plan.

Le tracé en plan est composé par :

- Une courbe d'un rayon constant de 1500 m (de la Culée 1 jusqu'au PK 2+721.20 (travée 24)
- Une courbe d'un rayon constant de 1500 m (de la Culée 1 jusqu'au PK 2+721.20 (travée 24)
- Un tronçon de transition entre les PK 2+721.2 et 2+846.8 (de la travée 24 à la travée 27)
- Une courbe d'un rayon constant de 1195 m (du PK 2+846.8 jusqu'à la Culée 2)



Figure II. 3 : Le tracé en plan

2.4.3. Le profil en long.

Profil en long variable dans la première partie du viaduc jusqu'au PK 1+836.93

Profil en long horizontal avec une pente 0.00% entre les PK 1+836.93 et 2+728.37

Accord vertical allant de la pente nulle (0.00%) pour atteindre une pente de -4.00% entre les PK 2+728.37 et 2+870.64

Profil en long avec une pente constante de 40 mm du PK 2+870.64 jusqu'à la fin du viaduc.

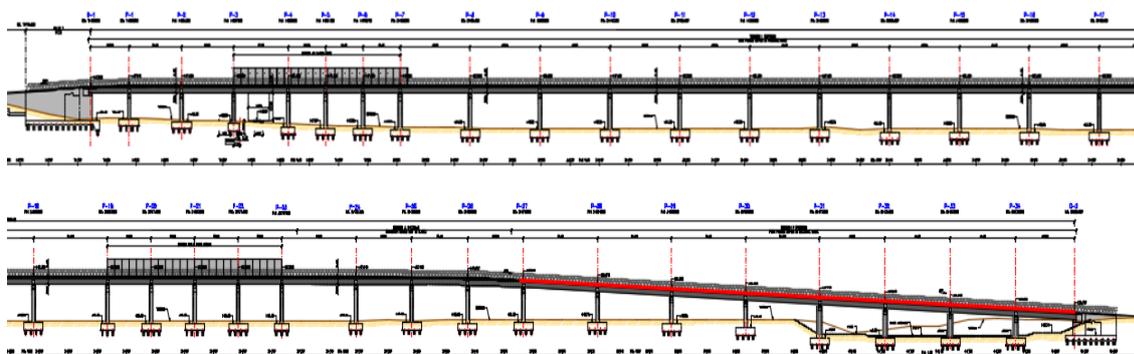


Figure II. 4: Le profil en long

2.5. Définition de la structure.

2.5.1. Monocaissons simples.

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine. Ce type de caisson autorise toutes les lois de variation de la hauteur du tablier (constante, parabolique, etc.).

2.5.2. Les âmes du caisson.

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées car cette disposition facilite le décoffrage et réduit la largeur des têtes de pile. Les parements extérieurs des âmes sont aussi souvent de meilleure qualité lorsqu'elles sont inclinées. L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30%

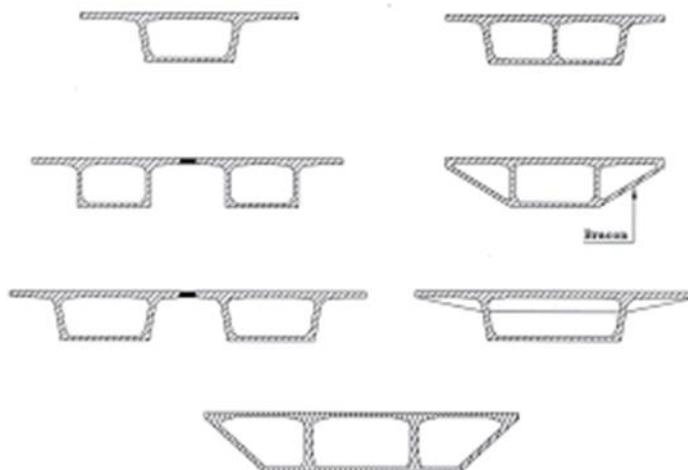


Figure II. 5: Les types des caissons

Le viaduc est formé par **tablier continu**, allant du PK 1+787,75 au PK 3+254,25, reposant sur 2 culées et 34 piles

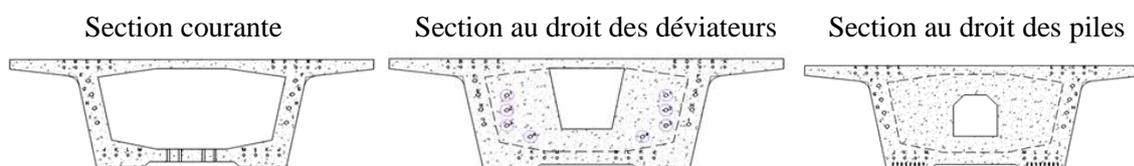


Figure II. 6 : Les sections du tablier

Dans les ponts-caissons en précontrainte construits par poussage, il est fréquent de constater que la section sur pile et la section au droit des déviateurs présentent une rigidité et une inertie plus grandes que la section courante. Ceci s'explique principalement par deux raisons :

Sollicitations structurelles différentes : Les sections sur pile et au droit des déviateurs sont généralement soumises à des charges plus importantes en raison de leur position dans la structure du pont. Par exemple, la section sur pile supporte le poids vertical de la structure du pont ainsi que les charges provenant du tablier, tandis que la section au droit des déviateurs est sujette aux contraintes de flexion et de torsion dues aux efforts de poussée lors de la construction et aux variations de charges lors de l'utilisation du pont. Pour résister à ces sollicitations plus importantes, ces sections doivent être conçues avec une plus grande rigidité et inertie.

Configuration structurelle spécifique : La géométrie et la disposition des éléments dans ces sections peuvent être différentes de la section courante pour répondre aux exigences structurelles spécifiques. Par exemple, la section sur pile est souvent plus massive et comporte des renforcements pour supporter les charges verticales et latérales, ce qui entraîne une augmentation de sa rigidité et de son inertie. De même, la section au droit des déviateurs peut être conçue avec une forme spécifique pour mieux résister aux contraintes de torsion et de flexion, augmentant ainsi sa capacité à supporter ces charges.

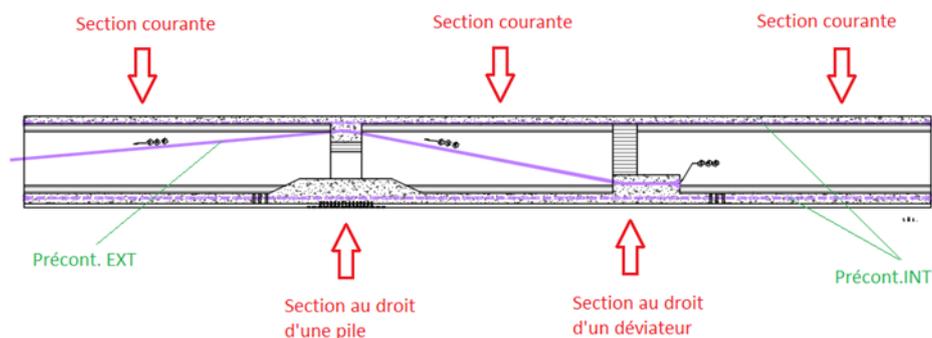


Figure II. 7 : Les Sections du tablier 02

Les piles, par forme on distingue 3 types des piles

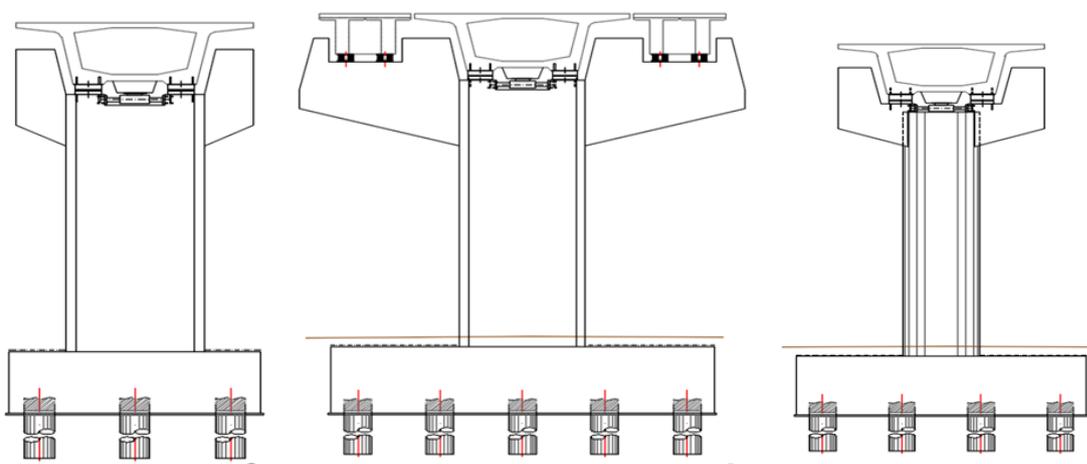


Figure II. 8 : Les types des piles

2.6. La méthode de construction d'un pont par poussage.

La méthode de construction d'un pont par poussage consiste à confectionner un tablier sur une ou sur les deux rives de la brèche à franchir, puis à le mettre en place sur ses appuis définitifs par déplacement longitudinal. Cette technique présente de nombreux avantages et permet, en général, de s'affranchir de toute installation entre les appuis, passerelle provisoire, cintre ou charpente. Cette particularité, que l'on trouve aussi dans les ponts construits en encorbellement à partir des piles, est intéressante dans le cas du franchissement d'un cours d'eau navigable ou d'une voie de communication existante.

On distingue principalement deux types de ponts poussés, correspondant à des conceptions relativement différentes :

- les ponts à trois travées construites par moitié sur chaque rive, les deux moitiés étant ensuite poussées sur leurs appuis définitifs et clavées entre elles pour rendre le tablier continu ;

Les ponts construits par tronçons successifs dans un atelier fixe sur l'une des rives et progressivement poussés sur leurs appuis définitifs.

2.6.1. Contraintes liées à l'emploi du procédé.

Quel que soit le type d'ouvrage, la méthode du poussage présente plusieurs avantages. La construction "au sol" du tablier permet à la fois une meilleure organisation du travail, une plus grande sécurité pour le personnel d'exécution et une meilleure qualité. Le transport du béton, en particulier, peut être notablement simplifié de même, les opérations de mise en tension des câbles de précontrainte sont beaucoup plus faciles et sûres que sur un échafaudage.

En revanche, l'application de la méthode du poussage exige qu'un certain nombre de conditions soient réunies.

En premier lieu, le tablier doit être de hauteur constante : on imagine mal, en effet, le glissement d'un tablier en béton de hauteur variable sur les appuis provisoires.

Le tracé de l'ouvrage ne peut être quelconque la forme de l'intrados du tablier doit être telle que ce dernier ne puisse subir de déformations imposées pendant son poussage. C'est pourquoi, pendant de nombreuses années, on a cru que l'on ne pouvait pousser que des tabliers dont l'intrados était parfaitement rectiligne, ou rectiligne en plan et inscrit sur un cercle en élévation, ou encore tracé suivant un cercle dans un plan quelconque. En fait, dans ce dernier cas, l'intrados subit une légère variation de dévers résultant des conditions de nivellement des appareils d'appui provisoires. Cette variation est parfaitement admissible si le rayon de courbure est

grand, mais elle nécessite des dispositions appropriées au niveau des appuis de glissement dans le cas contraire.

Des études géométriques précises ont montré que l'on peut pousser des ouvrages sans leur faire subir des moments parasites lorsque leur intrados est tracé suivant une hélice circulaire ou sur un tronc de cône. Dans ce cas, on peut obtenir un ouvrage présentant une courbure à la fois en plan et en élévation. Pour un tracé routier donné, il convient donc de rechercher la surface tronconique qui s'approche géométriquement le plus de la surface recherchée pour le tablier.

Lors de la construction, il faut pouvoir disposer, en arrière d'une (ou des) culée(s), d'une longueur suffisante pour aménager l'aire de fabrication du tablier la demi-longueur de l'ouvrage, s'il s'agit d'un pont à trois travées mis en place par poussage bilatéral, ou une longueur comprise entre une et deux travées courantes s'il s'agit d'un pont mis en place par poussage unilatéral.

Pour le dimensionnement des longueurs des voussoirs, on a procédé comme suit :

- homogénéiser la longueur de ces voussoirs pour faciliter la fabrication
- les débuts et fins de ces voussoirs coïncideront avec les déviateurs, on les situant dans des points où le moment de flexion est au plus bas (approximativement 1/5ème de la portée de la travée).
- Toujours et lorsque cela est possible, avoir l'avant-bec de poussage appuyé sur une pile lors de la fin de chaque phase de poussage.

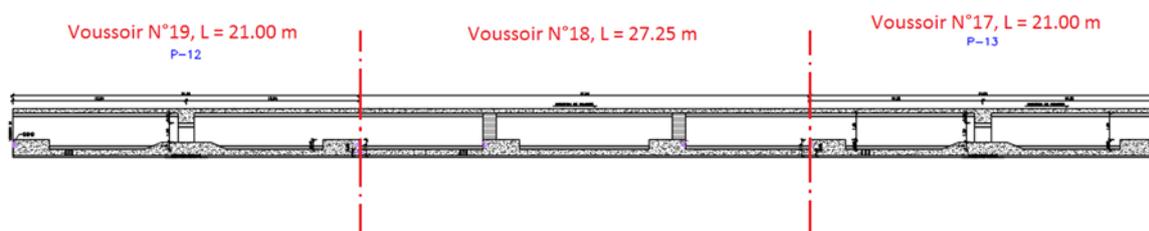


Figure II. 9 : les voussoirs

2.6.2. Résumé de l'exécution.

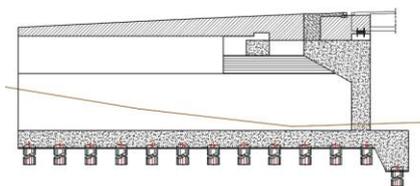
2.6.2.1. Poussage n°1.

929.95 m allant du PK 1+787.75 jusqu'au PK 2+717.70 (de l'about de la culée 1 jusqu'à approximativement 1/5 de la travée 24 (10.70 m), Pente constante de 0.00%, Rayon constant de 1500 m. Avant-bec de poussage considéré: L=36 m, poids approximatif 950 KN On aura besoin d'une pile auxiliaire au PK 2+717.70 pour permettre le démontage de l'avant-bec de poussage

2.6.2.2. Poussage n°2.

388,95 m allant du PK 3+254.25 au PK 2+865.30 (à partir de l'about de la culée N°2 jusqu'à approximativement 1/5 de la travée 27 (8.20 m de la pile 27) Pente constante de 4.00%. Rayon constant de 1195 m. Avant-bec de poussage considéré : L=44.31m, poids approximatif de 1500 KN On aura besoin d'une pile auxiliaire au PK 2+565.30 pour le démontage de l'avant-bec de poussage.

Les culées : C-1



Les culées : C-2

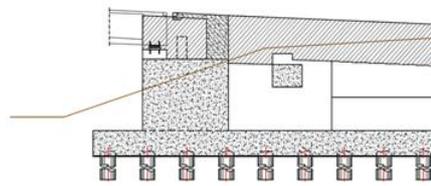


Figure II. 10 : Les culées

2.7. Equipement du viaduc.

2.7.1. Appareils d'appuis.

L'ensemble des piles et les deux culées sont munis d'appareil d'appuis pendulaires " Double Sliding Isolation Pendulum with Re-Centring (SIP-D)" :

- Transmission de très grandes charges verticales (16 000 kN en service)
- Permettre les mouvements lents
- Capacité de recentrement (faire revenir le tablier à sa position initial après un mouvement)
- Permet de grand déplacement (440 mm en situation sismique)



Figure II. 11 : Appareils d'appuis

2.7.2. Amortisseurs Transversaux.

L'ensemble des piles et les deux culées sont munis d'amortisseurs transversaux :

- Amortisseurs visqueux fluides
- Reprise des charges transversales
- Blocages des mouvements rapides



Figure II. 12 : Les amortisseurs

2.7.3. Amortisseurs Longitudinaux.

Les deux culées sont de 6 amortisseurs visqueux fluides dans le sens longitudinal :

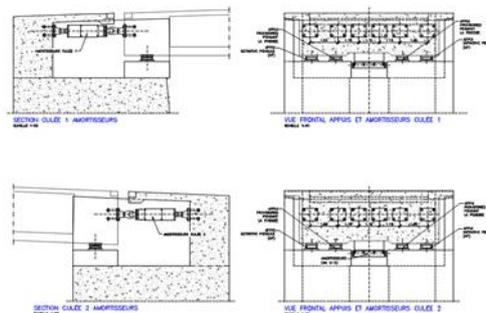


Figure II. 13 : Amortisseurs Longitudinaux

2.7.4. Butées Sismiques.

Disposées dans tous les chevêtres des piles

- Agissant comme un dispositif de sécurité dans le cas d'une rupture de l'un des appareils d'appuis ou de l'amortisseur transversal
- Formées par une succession de couches de néoprène et des frettes métalliques

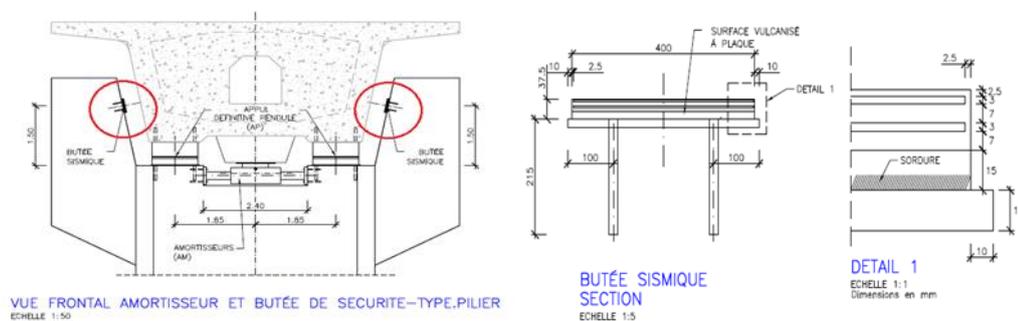


Figure II. 14 : Butées Sismiques

2.7.5. Joint de dilatation.

Disposés uniquement dans les culées C-1 et C-2

- Couvrir les rotations dans les extrémités et déplacements verticaux
- Donner une continuité à la voie non ballastée

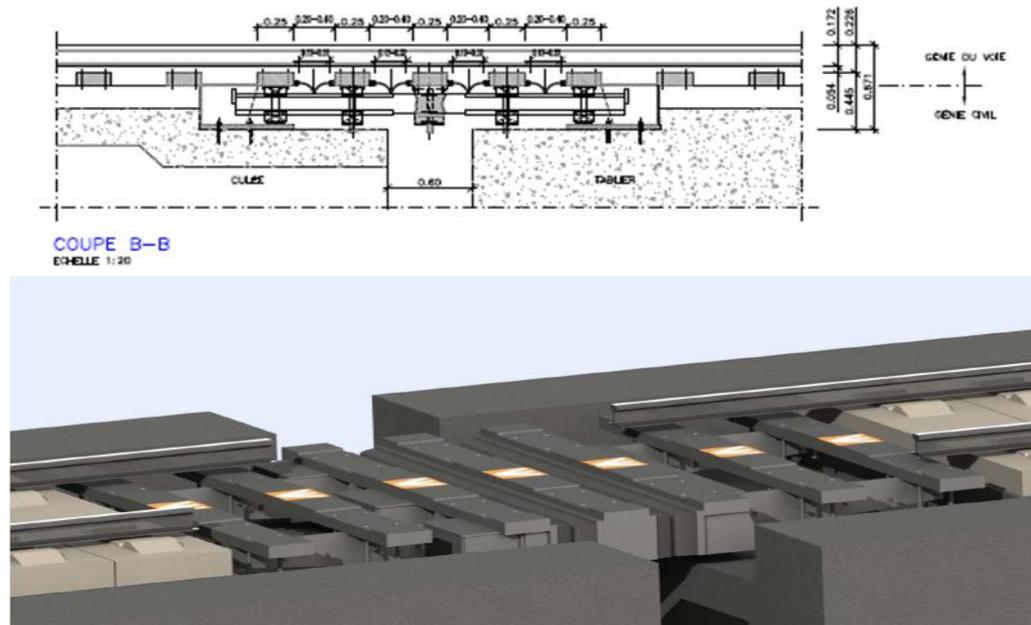


Figure II. 15 : Joint de dilatation

2.8. Précontrainte – tronçons poussés.

La précontrainte utilisée dans le tablier pour les tronçons poussés est divisée en deux types :

- Précontrainte de **POUSSAGE** (ou précontrainte intérieure) : Ensemble des câbles noyés dans la section du caisson
- Précontrainte de **SERVICE** (ou précontrainte extérieure) : Ensemble de câbles extérieurs hors section du béton

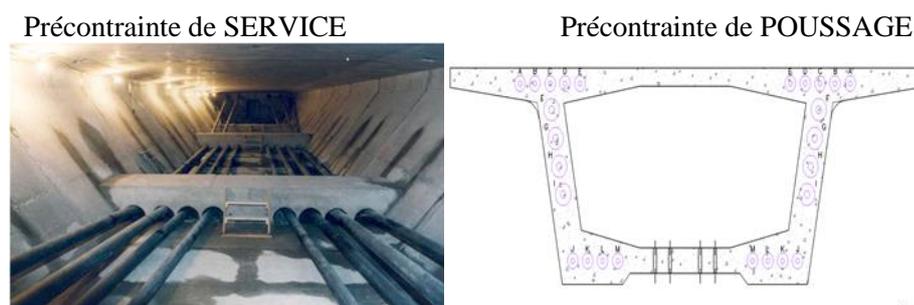


Figure II. 16 : Le précontrainte

Précontrainte ayant les caractéristiques suivantes :

- Profil de tracé parabolique
- Connectée aux bouts des tronçons poussés
- Noyée dans la masse du béton

Disposée uniquement dans le tronçon IN-SITU en 3 phases selon l'avancement du bétonnage du tronçon IN-SITU

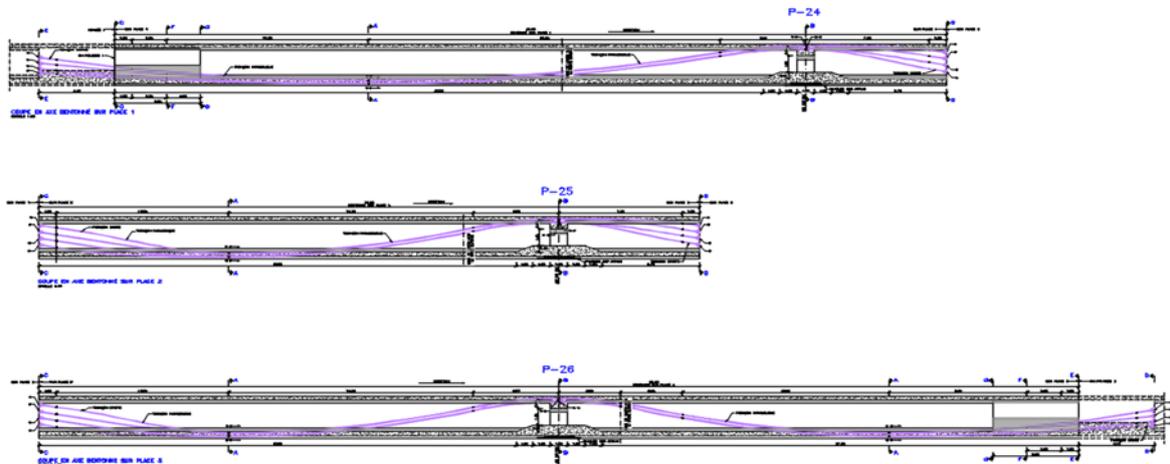


Figure II. 17 : Le dessin de Précontrainte

2.8. Matériaux.

Figurant ci-dessous les principaux matériaux :

Définition de Béton

- C40/50 Tablier

Définition de l'Acier

- Fe E 500 armatures passives de haute ductilité

Définition de la précontrainte

Données générales sur les câbles :

- Section nominale du toron : $\Omega = 150 \text{ mm}^2$
- Diamètre nominal du toron : $\Phi = 15.7 \text{ mm}$
- Masse de toron : $m = 1,180 \text{ kg/m}$
- Charge de rupture minimale garantie : $f_{max,k} = 1860 \text{ N/mm}^2$
- Charge minimale garantie pour la limite élastique conventionnelle :

$$f_{y,k} = 1674 \text{ N/mm}^2 \text{ (90\% } f_{max})$$
- Module d'élasticité de l'acier : $E' = 195000 \text{ N/mm}^2$
- Pénétration maximale estimée des Mors : $\varepsilon = 6,0 \text{ mm}$
- Coefficient de frottement en courbe du câble / gaine : $\mu = 0,19 \text{ rad}^{-1}$ para los cables 12T15 et pour précontrainte extérieur $\mu = 0,12 \text{ rad}^{-1}$.
- Quotient entre le coefficient de déviation parasite et le coefficient de frottement dans la courbe : $k = 0,005 \text{ rad/m}$ (précontrainte extérieur $k = 0,0 \text{ rad/m}$).

- Relaxation de l'acier à 1000 h à cause de la tension appliquée égale à 1302 N/mm^2 (70% $f_{max,k}$) à une température de 20°C : $P = 2,5\%$

2.9. Conclusion.

En conclusion, le projet de pont poussé en courbe pour le métro d'Alger représente une avancée significative pour l'infrastructure de transport de la ville. Ce type de pont, en raison de sa conception innovante et de sa capacité à répondre aux défis géométriques complexes, offre une solution robuste et efficace pour l'intégration des lignes de métro dans un environnement urbain dense. L'importance de ce projet réside non seulement dans l'amélioration de la mobilité et de l'accessibilité pour les résidents d'Alger, mais aussi dans le développement économique et social qu'il entraînera. En combinant des techniques de construction avancées et une planification stratégique, ce pont symbolise l'engagement de la ville à adopter des solutions durables et à long terme pour ses infrastructures de transport.

Chapitre 3

Le prédimensionnement

3.1. Introduction.

Lors de la phase de conception d'un projet, réussir le prédimensionnement est d'une importance capitale. Un projet de pont correctement conçu et pré-dimensionné ne nécessitera que des ajustements mineurs jusqu'à son achèvement, tandis qu'un pont mal pré-dimensionné demandera **un volume significatif de calculs et d'itérations.**

La méthode de construction des ponts par **poussage** est adaptée à divers types de tabliers : dalle, dalle nervurée, caisson uni ou multicellulaire. Le choix s'est naturellement porté sur les poutres caissons, en particulier le mono-caissons simple à hauteur constante.

3.2. La distribution des portées.

Les portées de l'ouvrage doivent remplir des conditions relativement restrictives :

Pour d'évidentes raisons d'économie (répétitivité de la géométrie et du câblage des tronçons) elles :

- Elles **ne doivent pas être très inégales**
- $L_{portées} \leq 60 \text{ m}$ **Dans les cas courants.**

Dans la pratique, on s'efforce de donner aux tabliers des travées intermédiaires de même portée. Les **travées de rive** doivent être, si possible, **plus courtes que les travées courantes**, car, pendant le poussage, elles sont le siège de **sollicitations importantes.**

Selon les conditions du site et du terrain traversé par :

- La ligne ferroviaire de la SNTF,
- La Route Nationale N38
- La zone industrielle,
- L'Oued El-Harrach,

La longueur du viaduc est distribuée sur les 35 travées comme suit :

$$26.50+2 \times 36.00+37.75+3 \times 25.75+10 \times 48.25+2 \times 51.00+4 \times 30.00+51.00+3 \times 38.50+4 \times 51.00+3 \times 45.00+40.5$$

3.3. Description de tablier.

En raison des approches constructives on a choisi la typologie correspondante à un pont poussé.

Contraintes liées à l'emploi du procédé :

- Les conditions : 1- $H_{\text{tablier}} = CTE$ on imagine mal, en effet, le glissement d'un tablier en béton de $H_{\text{tablier}} = Var$ sur les appuis provisoires.
- On ne pouvait pousser que des tabliers dont l'intrados était parfaitement **rectiligne**, ou rectiligne en plan et inscrit sur **un cercle en élévation**, ou encore tracé suivant **un cercle dans un plan quelconque**.
- On peut pousser des ouvrages sans leur faire subir des moments parasites lorsque leur intrados est tracé suivant **une hélice circulaire ou sur un tronc de cône**. Dans ce cas, on peut obtenir un ouvrage présentant une courbure à la fois en plan et en élévation.

Entre la culée C-1 et la pile P-23 le tracé du viaduc est constitué par **une courbe en plan avec 1500.00m de rayon**. La pente longitudinale du tronçon est **0.0%**.

Entre la pile P-23 et la pile P-27 il existe une zone de transition du tracé. En plan nous avons un **clothoïde+ une droite + un clothoïde**, alors qu'en long nous avons deux accords verticaux et un tronçon de pente constante. Du fait qu'il est impossible de pousser un tronçon de viaduc avec ces caractéristiques de tracé, il est nécessaire de l'exécuter sur place.

Le dernier tronçon est situé entre la pile P-27 et la coulée C-2. Il s'agit **d'une courbe en plan avec un rayon de 1195.00m**. La pente longitudinale est constante et égale à **4%**.

3.4. Conception de la section transversale selon Setra.

Les principes de conception de la section transversale **sont analogues** à ceux développés dans le cas des **ponts construits en encorbellement**. L'épaisseur du hourdis supérieur est essentiellement conditionnée par sa **résistance à la flexion transversale** et par la possibilité de placer des câbles de précontrainte longitudinaux (câbles de poussage) : sa valeur minimale peut aller de 22 à 26 cm selon la largeur totale du hourdis dans le cas de ponts-routes. Elle vaut **généralement 30 cm** dans le cas des ponts ferroviaires.

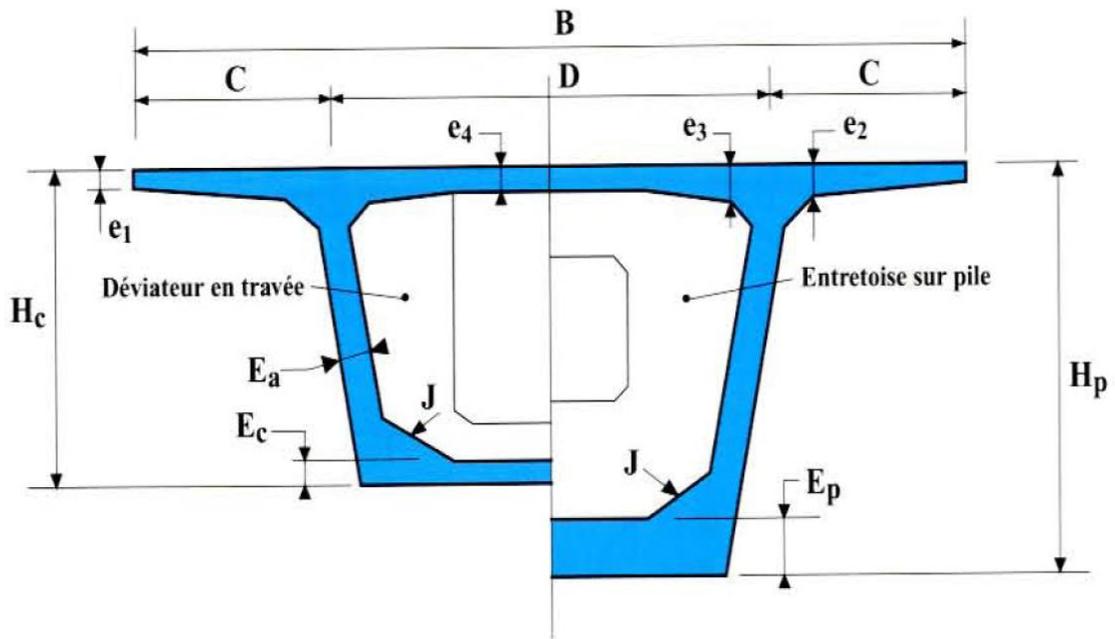


Figure III. 1 : Le mono-caissons simple
Source : Setra

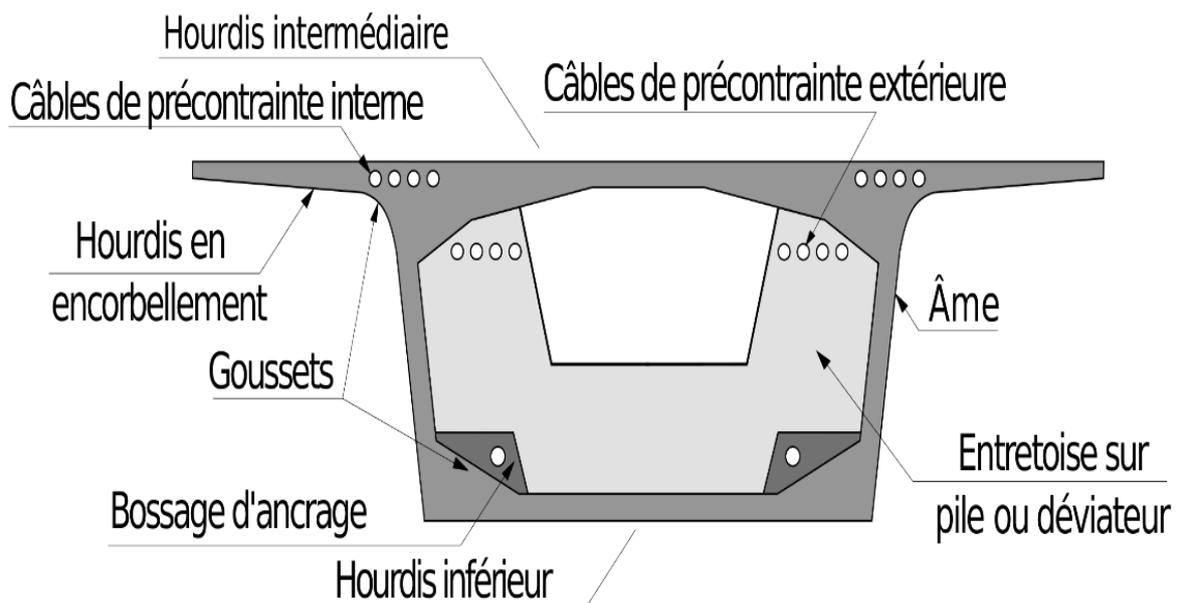


Figure III. 2 : Le mono-caissons simple
Source : <https://www.agencytnc.com>

3.4.1. Le hourdis supérieur.

Le hourdis supérieur	B(m)	$C = \frac{B}{4}$ (m)	$e_1 > 24\text{cm}$	C/8(m)	C/7(m)	$C/8 \leq e_2 \leq C/7$ (cm)
Les valeurs	9,4	2,35	30	0,294	0,336	0,335

Tableau III. 1 Le hourdis supérieur 01

Le hourdis supérieur	$D=B-2C$ (m)	$e_4=D/25$ (cm)	$e_2=0,1$ (m)	$1,5 * e_4$ (cm)	$e_3 > \begin{cases} e_2 - 0,1 \\ 1,5e_4 \end{cases}$ (cm)
Les valeurs	4,7	20	0,235	30	30

Tableau III. 2 Le hourdis supérieur 02

3.4.2. L'épaisseur des âmes.

Ames	L'inclinaison	$Ea=L/275 + 1,25B/L - 0,125$ (cm)	L portée max(m)
Les valeurs	10%	30	51

Tableau III. 3 L'épaisseur des âmes

3.4.3. Hourdis inférieur.

Hourdis inférieur :	$18 \leq E_{cmin} \leq 25$ (cm)	Goussets supérieurs $40 \leq \alpha \leq 45^\circ$	Goussets inférieurs $40 \leq \alpha \leq 45^\circ$
Les valeurs	25	45	30°

Tableau III. 4 Le hourdis inférieur

3.4.4. La Hauteur.

Hauteur de tablier	$1/25L \leq H_p \leq 1/20L$	$1/25L$	$1/20L$
Les valeurs	2,6	2,04	2,6

Tableau III. 5 La Hauteur

3.4.5. Caractéristiques géométriques La section courante.

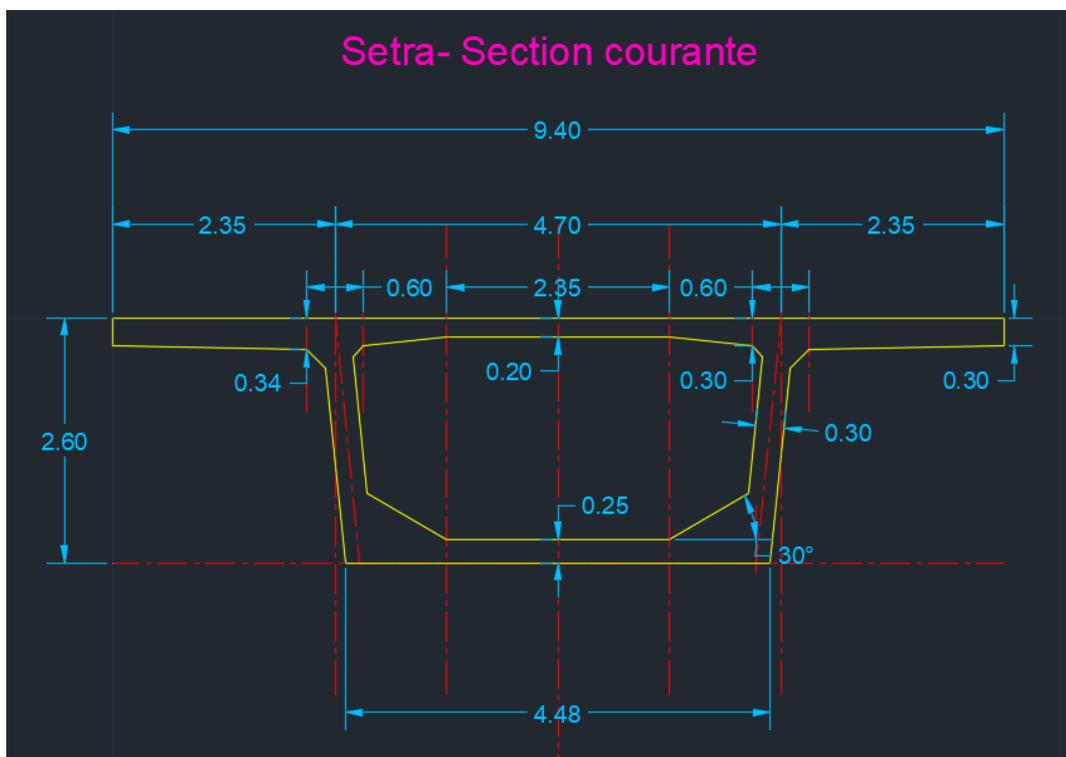


Figure III. 3 : La section courante

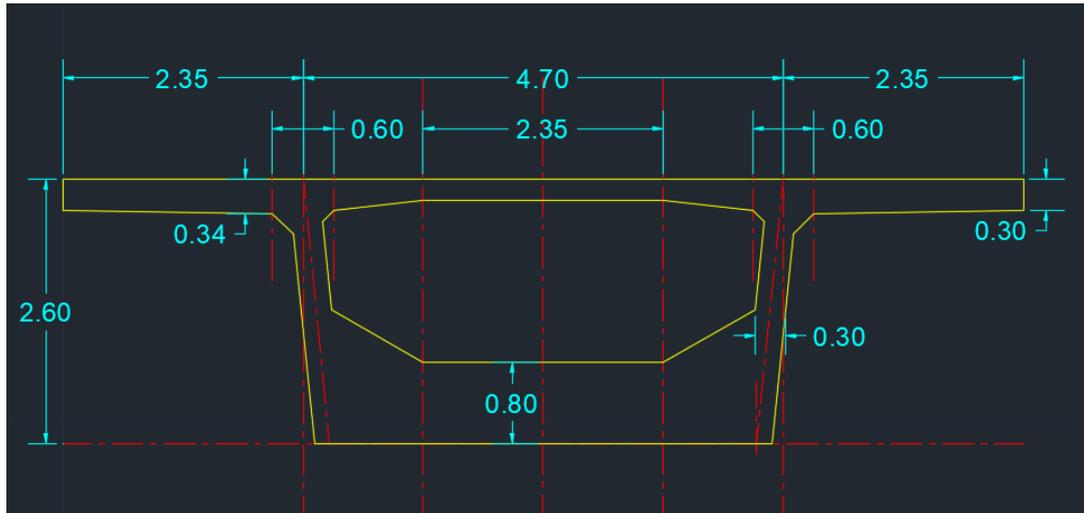


Figure III. 4 : La section sur Pile

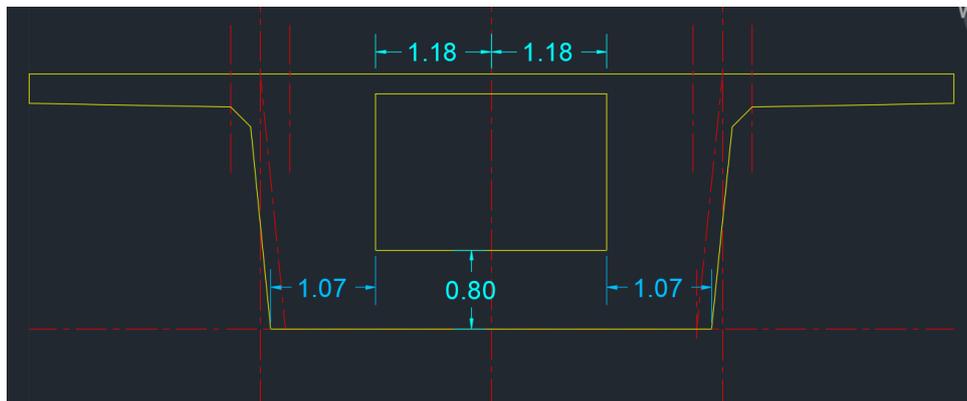


Figure III. 5 : La section aux droits des déviateurs

3.5. Conception de la section transversale selon livre conception des ponts.

3.5.1. Choix du type de tablier.

- $40 m \leq L_{portée}$: Poutres- caissons

3.5.2. Conception de la section transversale : Les épaisseurs.

- $E_{hourdis\ supérieur} = 30\ cm$ cas des ponts ferroviaires
- $E_{hourdis\ inférieur} \geq 30\ cm$ Jusqu'à 60 cm sur piles donc :
 $E_{hourdis\ inférieur} = 30\ cm$
 $E_{hourdis\ inférieur, piles} = 60\ cm$
- $E_{ames} = 50\ cm$ pour les ponts – rails : $40 \leq L_{portée} \leq 50m$
- Au voisinage des appuis, généralement : $90\ cm \leq E_{ames} \leq 100\ cm$ don :

$$E_{ames,appuis} = 90 \text{ cm}$$

	Ponts-routes	Ponts-rails
Elancement	L/H =12 à 17	L/H=12 à 14
Epaisseur équivalente	$0.25+0.0088L$ 5pour $20m \leq L \leq 55m$	$0.4 + \frac{L}{100}$
Pourcentage d'aciers passifs $\frac{A_{pass}}{B}$	140 à 150 kg/m^3	140 à 150 kg/m^3
Pourcentage d'aciers actifs $\frac{A_{act}}{B}$	40 à 45 kg/m^3	65 à 70 kg/m^3

Tableau III. 6 : Conception de la section transversale

Source : livre conception des ponts

Donc : Ponts-rails : $12 \leq \frac{L}{H} \leq 14 \rightarrow \frac{1}{12} \geq \frac{H}{L} \geq \frac{1}{14} \rightarrow \frac{L}{12} \geq H \geq \frac{L}{14}$

$L_{max} = 51 \text{ m} \quad 4.25 \geq H \geq 3.64 \quad H=3.7 \text{ m}$

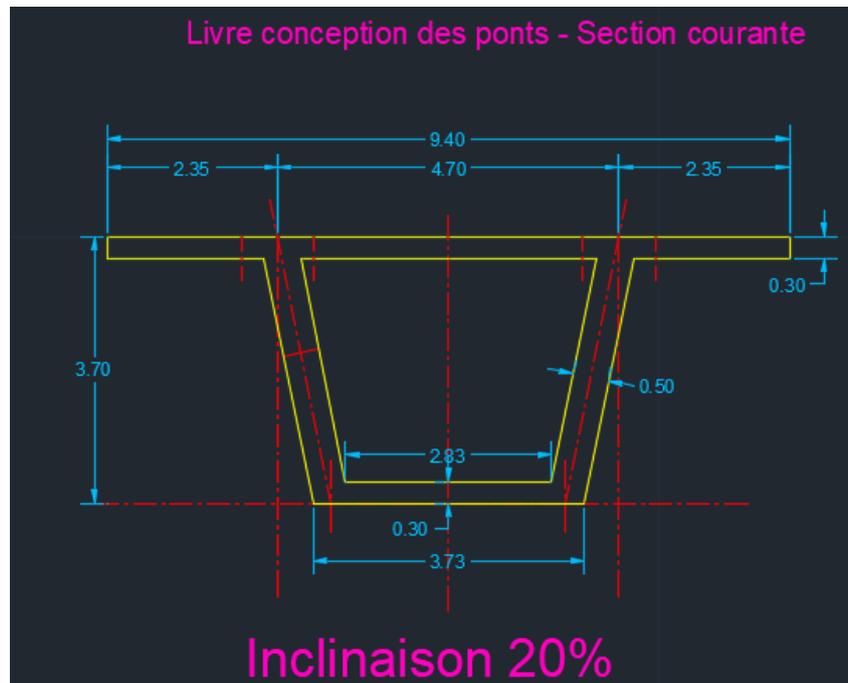


Figure III. 6 : La section courante 02

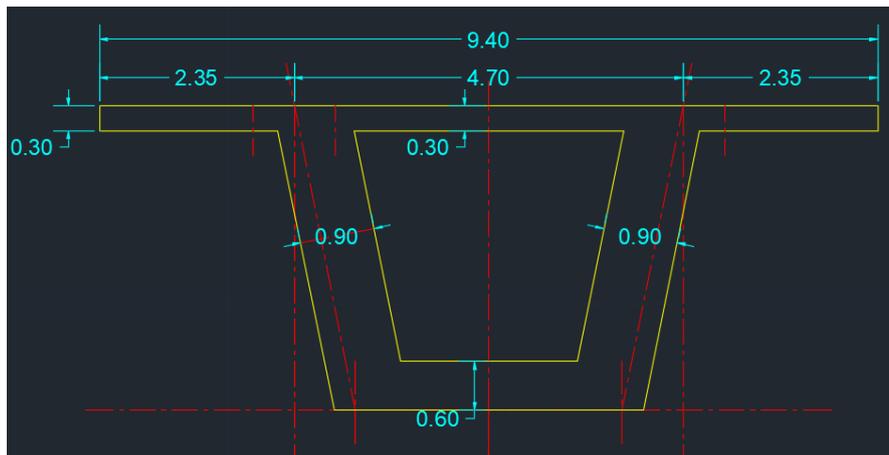


Figure III. 7 : La section sur Pile 02

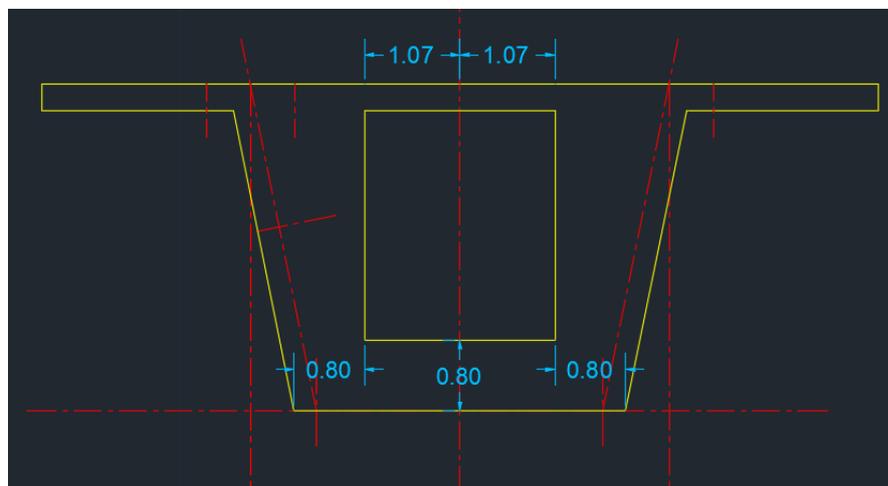


Figure III. 8 : La section aux droits des déviateurs 02

3.6. Aménagement des tronçons.

La longueur des tronçons constitue aussi l'un des principaux éléments du choix. Très fréquemment, le poussage se fait par travées entières, à la cadence d'une travée toutes les deux semaines. Chaque travée peut être confectionnée en trois ou quatre tronçons dont la

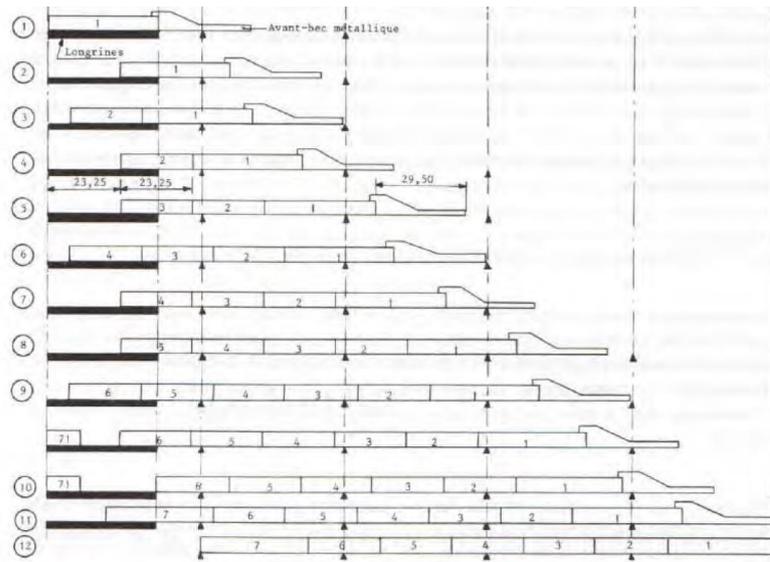


Figure III. 9 : Aménagement des tronçons

Longueur est de l'ordre d'une douzaine de mètres ou en deux tronçons longs chacun d'une demi-travée, et disposés de façon que les joints soient situés au quart et aux trois quarts de chaque travée en effet, les sections correspondantes sont ainsi proches des foyers de la poutre constituée par le tablier, c'est-à-dire de points où le moment est de faible intensité : le nombre de câbles à rabouter est également assez faible. De plus, chaque tronçon est souvent coulé en deux phases : le hourdis inférieur et les âmes en première phase, le hourdis supérieur en seconde phase. Ce découpage est plus pratique même s'il conduit à une légère surconsommation d'aciers passifs. Les dessins de la Figure III – 09 donnent un exemple de déroulement des opérations de poussage.

N°	Longueur	
	Bétonnage (m)	Poussage (m)
1	22	22
2	30	30
3	30	30
4	30	30
5	30	30
6	30	30
7	21	21
8	30	30
9	21	21
10	27	27
11	21	21
12	27	27
13	21	21
14	27	27
15	21	21
16	27	27

17	21	21
18	27	27
19	21	21
20	27	27
21	21	21
22	27	27
23	21	21
24	27	27
25	21	21
26	27	27
27	21	21
28	27	27
29	27	27
30	26	26
31	26	26
32	31	31
33	31	31
34	30	30
35	18	18
36	18	18
37	20	52
SOMME	930	962
38	19	19
39	30	30
40	21	21
41	30	30
42	21	21
43	30	30
44	21	21
45	30	30
46	20	20
47	26	26
48	19	19
49	26	26
50	19	19
51	26	26
52	21	21
53	30	74
SOMME	389	433

Tableau III. 7 : Poussage de tablier

3.7. Conclusion.

Le prédimensionnement de la section d'un pont caisson construit par poussage est essentiel pour garantir sa viabilité et sa durabilité. Cette étape permet de déterminer les dimensions et les matériaux, assurant une résistance adéquate aux charges prévues tout en respectant les contraintes de coûts et de délais. Une analyse rigoureuse et des techniques de modélisation avancées garantissent que le pont répondra aux exigences de performance et de sécurité, offrant ainsi une solution structurale efficace et durable.

Chapitre 4

Charges et surcharge

4.1. Introduction.

Pendant toute leur période de fonctionnement, les structures subissent des forces qui influent sur leur performance à long terme. Ce chapitre se concentre sur le calcul des charges permanentes et des surcharges, afin d'identifier les différentes combinaisons de forces agissant sur notre structure durant sa phase de service et de construction.

4.2. Présentation du trafic ferroviaire.

La circulation ferroviaire est généralement étudiée en considérant les caractéristiques des trains et des convois ferroviaires, telles que leurs charges verticales, les espacements entre les essieux et les vitesses des trains. Afin de représenter cette circulation et d'évaluer ses effets maximums, schémas de charge *UIC71* sont introduits.

4.3. Evaluation des charges et surcharges :

Les charges appliquées à un pont sont de trois types :

- Les charges permanentes (hors trafic).
- Les surcharges dues au trafic ferroviaire (d'exploitation).
- Les charges accidentelles et sismiques.

4.3.1. Les charges permanentes (hors trafic) :

4.3.1.1 Caractéristiques géométriques des sections :

01 - Aire :	7.12 m^2
Périmètre :	38.1976 m
Moments d'inertie : X :	12.8433 m^4
Y :	34.6895 m^4

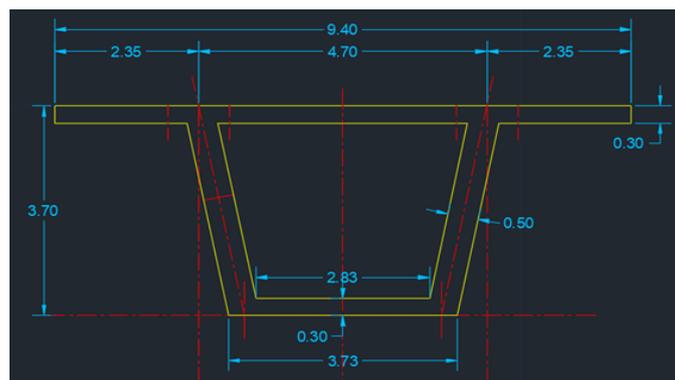


Figure IV. 1 :Section - 01

02- Aire : 5.38 m^2
 Périmètre : 34.9338 m
 Moments d'inertie : X : 5.4884 m^4
 Y : 30.7945 m^4

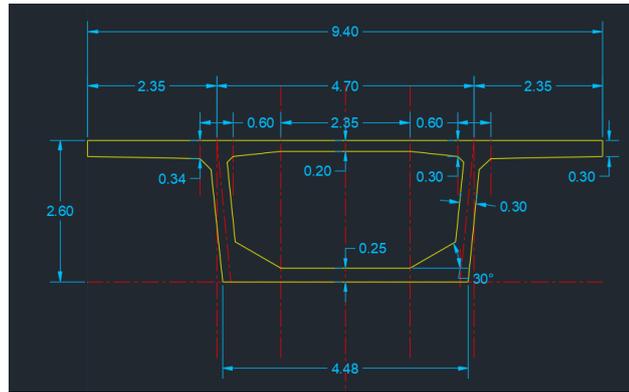


Figure IV. 2 : Section - 02

Dans la suite des calculs, nous travaillons avec la section 01, car elle offre le plus grand moment d'inertie.

4.3.1.2. Poids propre de tablier.

$$P_{\text{tablier}} = A_{\text{tablier}} \times \rho_{\text{béton}}$$

$$P_{\text{tablier}_1} = 7.12 \times 25 = 178 \text{ KN.m}^{-1}$$

Avec :

- $\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN.m}^{-3}$: la masse volumique du béton.
- P_{tablier} : le poids propre de tablier.
- A_{tablier} : l'aire de la section de la coupe considérée

4.3.1.3 Poids propre des corniches.

La section de la corniche est $A_{\text{corniches}}=0.778 \text{ m}^2$

$$P_{\text{corniches}} = A_{\text{corniches}} \times \rho_{\text{béton}} \times 2 = 0.778 \times 25 \times 2 = 39 \text{ KN.m}^{-1}$$

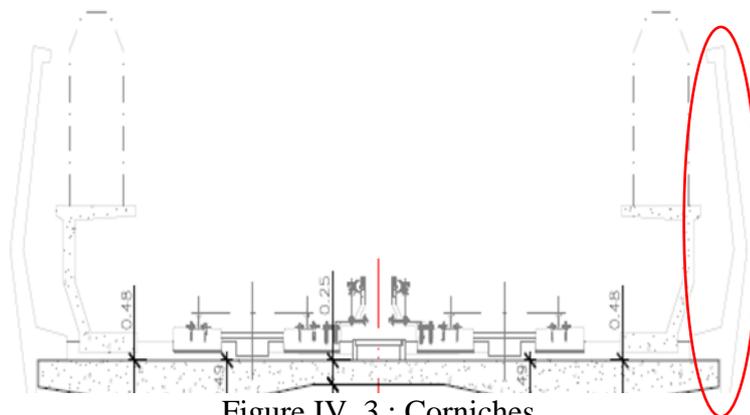


Figure IV. 3 : Corniches

4.3.1.4 Valeurs dues aux éléments non résistants

- Béton plateforme : épaisseurs = 20 cm Longueur = 5.91 m $25.00 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$

$$P_{\text{Béton plateforme}} = E \times L \times \rho_{\text{Béton plateforme}} = 0.2 \times 5.91 \times 25.00 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$$

- Rails de voie: $2 \times 2 \text{ rails UIC 60} = 2 \times 1.7 = 3.4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
- Traverses : $2 \times 4.2 = 8.4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
- Quais: $25.00 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$
- Electrifications : $g_k = 2.5 \times 2 = 5 \text{ KN} \cdot \text{m}^{-1}$
- Etanchéifications ($2 \times \text{carton bitumé}$) = $g_k = 0.10 \times 9.4 \times 2 = 1.9 \text{ KN} \cdot \text{m}^{-1}$

Tableau A.6 — Matériaux utilisés pour les ponts

Matériaux	Poids volumique 7 [kN/m ³]		Poids par unité de longueur du support ^{2) 3)} g_k [en kN/m]
Revêtements des ponts routiers			
asphalte coulé et béton bitumineux	24,0 à 25,0		
mastic d'asphalte	18,0 à 22,0		
asphalte roulé à chaud	23,0		
Remplissages pour ponts			
sable (sec)	15,0 à 16,0 ¹⁾		
ballast, graviers (non compacté)	15,0 à 16,0 ¹⁾		
pierres	18,5 à 19,5		
laitier concassé	13,5 à 14,5 ¹⁾		
gabions	20,5 à 21,5		
argile corroyée	18,5 à 19,5		
Revêtements des ponts-rails			
chape d'étanchéité à base de béton	25,0		
ballast normal (granite, gneiss etc.)	20,0		
ballast basaltique	26		
		Structures à pose de voie ballastée	
		2 rails UIC 60	1,2
		traverses en béton précontraint avec attaches	4,8
		traverses constituées de deux blochets en béton reliés par une entretoise métallique avec attaches	4,2
		traverses en bois avec attaches	1,9
		Structures à pose de voie non ballastée	
		2 rails UIC 60 avec attaches	1,7
		système avec poutres et contre-rails	4,9

Figure IV. 4 : Actions sur les structures Partie 1-1 : Actions générales — Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation des bâtiments

4.3.2. Charges due au trafic.

La conception des infrastructures à construire pour la circulation des **trams-trains** requiert la modélisation des différents cas de charges induits par ce type de trafic. Il s'agit alors d'étudier l'ensemble des cas de charges qui sont spécifiques au type de trafic étudié. L'Eurocode 1 Actions sur les structures – Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic (NF EN 1991-2) ne traite que les actions du trafic ferroviaire des grandes lignes du réseau européen et précise que le chargement et les valeurs caractéristiques des actions des trafics légers, comme le **tram-train**, sont définis pour le projet individuel.

Dans le cadre des ouvrages d'art non courants étudiés, les actions dues aux circulations de **tram-train** à considérer sont : - Les charges verticales - Les effets dynamiques - Les forces d'accélération et de freinage - L'effort de lacet - Les forces centrifuges

Les charges verticales **le modèle de charge UIC 71** représente l'effet statique dû à un trafic ferroviaire standard. Il ne décrit pas de charges réelles. Il a été sélectionné afin que ses effets, les majorations dynamiques étant prises en compte séparément, représentent ceux du trafic réel. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales doivent être les suivantes :

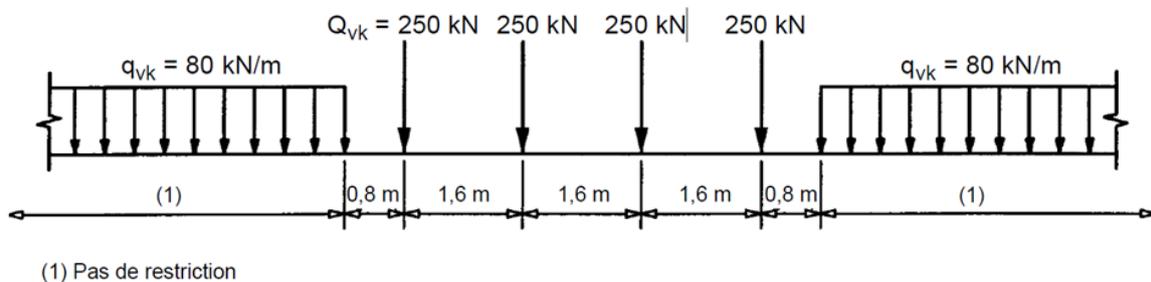


Figure IV. 5 : Modèle de charges LM71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

La charge uniformément répartie doit être appliquée selon les lignes d'influence. L'Eurocode propose de multiplier ces valeurs caractéristiques par un coefficient α sur les lignes où un trafic ferroviaire plus lourd ou plus léger que le trafic normal circule. Le coefficient α prend des valeurs comprises entre 0,75 et 1,46. Il doit également être appliqué aux forces centrifuges, l'effort de lacet si $\alpha > 1$ et les forces d'accélération et de freinage. Parmi l'ensemble de modèles présentés dans les Eurocodes, l'IN3128 propose d'utiliser exclusivement, pour les Tram-Train sur voies dédiées comme celui de la Réunion, le modèle de charge UIC 71 affecté d'un coefficient $\alpha \leq 1$.

Les valeurs typiques présentées dans la figure sont ajustées par multiplication avec un facteur α pour les lignes supportant un trafic plus dense ou plus léger que le trafic ferroviaire standard. Une fois multipliées par ce facteur, ces charges sont désignées sous le terme de "charges verticales classées". Le coefficient α peut prendre une des valeurs suivantes : **0,75, 0,83, 0,91, 1,00, 1,10, 1,21, 1,33, ou 1,46**. Dans notre exemple, concernant le métro qui est conçu pour supporter les charges liées aux passagers, un trafic considéré plus léger, le coefficient utilisé est de **0,91**.

En plus de prendre en compte les charges des trains, il est envisagé d'appliquer une surcharge uniforme de 5 kN/m² sur les trottoirs, couvrant soit l'ensemble, soit une partie de la surface, selon ce qui est le plus défavorable pour l'élément analysé.

4.3.2.1. Transmission des charges aux structures.

Pour le calcul des divers éléments supportant directement la voie ferrée, l'hourdis par exemple, les charges définies auparavant sont à appliquer conformément aux règles du **livret 2.01 article 1.3.1.7 de la SNCF**.

Le pont reçoit des charges ponctuelles de 250 KN, le béton de protection maintient la voie sur l'ouvrage et permet de diffuser les efforts. La répartition à appliquer dans ce cas est la suivante

La force d'essieu ponctuelle de 250 KN se répartit par moitié sur chacun des rails, longitudinalement, cette charge se répartit sur les supports du rail encadrant le support chargé, conformément aux dispositions de la figure ci-dessous :

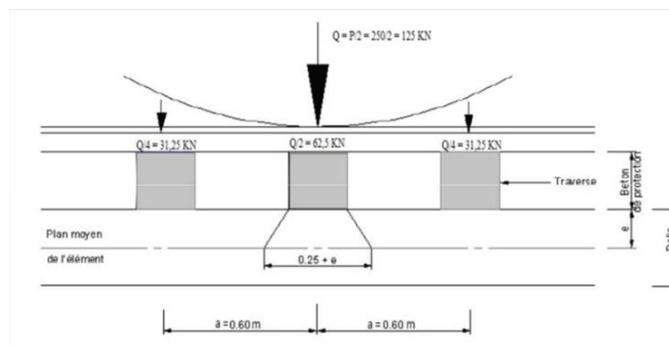


Figure IV. 6 : Répartition de la charge longitudinalement

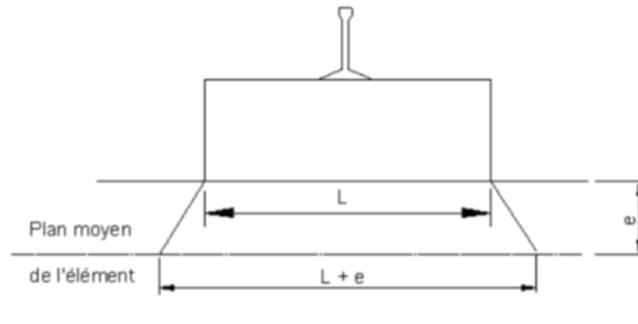


Figure IV. 7 : Répartition des charges transversalement

4.3.2.2. Effets dynamiques :

Une analyse statique sera effectuée avec les modèles de charges (LM71 et, si nécessaire, SW/0 et SW/2). Les résultats seront multipliés par le coefficient dynamique Φ (et, si nécessaire, multipliés par).

4.3.2.3. Coefficient dynamique Φ .

- Domaine d'application.

Le coefficient dynamique Φ tient compte de l'amplification dynamique des effets de contraintes et de vibrations dans la structure mais il ignore les effets de résonance.

La fréquence naturelle de la structure doit se situer dans la plage déterminée par les limites indiquées à la fiche **UIC n° 776-2**, Fig. 11. En cas de non-respect des critères spécifiés dans la fiche **UIC n° 776-2**, il existe un risque de résonance ou de vibrations excessives du pont (avec possibilité d'accélération excessive du tablier entraînant, notamment, une instabilité du ballast ainsi que des flèches et des contraintes trop importantes, etc.). Il faut, pour ces cas, effectuer une analyse dynamique afin de déterminer l'impact et les effets de résonance.

Les structures portant plus d'une voie doivent être étudiées sans aucune réduction du coefficient dynamique Φ .

- Définition du coefficient dynamique Φ .

Le coefficient dynamique Φ qui augmente les effets de la charge statique dans les modèles de charges LM71, SW/0 et SW/2 est défini en tant que Φ_2 et Φ_3 .

En général, le coefficient dynamique est défini comme en fonction de la qualité de la maintenance de la voie selon les modalités suivantes :

Pour une voie bénéficiant d'une maintenance soignée :

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi - 0.2}} + 0.82$$

Poutres principales										
5.1	Poutres et dalles isostatiques sur appui simple (y compris les poutrelles d'acier enrobées dans le béton)	Portée dans le sens de la poutre principale								
5.2	Poutres et dalles continues sur n portées avec : $L_m = 1/n(L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\Phi = k \times L_m$, mais au moins $\max L_i (i = 1, \dots, n)$ <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td>n = 2</td> <td>3</td> <td>4</td> <td>≥ 5</td> </tr> <tr> <td>k = 1,2</td> <td>1,3</td> <td>1,4</td> <td>1,5</td> </tr> </table>	n = 2	3	4	≥ 5	k = 1,2	1,3	1,4	1,5
n = 2	3	4	≥ 5							
k = 1,2	1,3	1,4	1,5							

Figure IV. 8 : Longueurs déterminantes L_Φ

Source : CODE UIC 776-1

$$L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + \dots + L_n) = \frac{1464}{35} = 41.828 \text{ m}$$

$$L_\Phi = 1.5 \times 41.828 = 62.74 \text{ m}$$

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{62.74 - 0.2}} + 0.82 = 1.002$$

4.3.2.3 Forces horizontales - Valeurs caractéristiques.

- Les actions imputables à la traction et au freinage.

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

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

$$\text{Force de traction : } Q_{lak} = \alpha \times 33 \left[\frac{kN}{m} \right] \times L_{a,b} [m] = 0.91 \times 33 \times 51 = 1531.53 \leq 1\,000 [kN] \text{ pour les schémas de charges 71,}$$

Force de freinage :

$$Q_{lbk} = \alpha \times 20 \left[\frac{kN}{m} \right] \times L_{a,b} [m] = 928.2 \leq 6\,000 [kN] \text{ pour les schémas de charges 71,}$$

- Forces centrifuges.

Les forces centrifuges et le dévers doivent être pris en compte lorsque la voie posée sur le pont est en courbe sur la totalité ou une partie de l'ouvrage.

Les forces centrifuges doivent être considérées comme agissant vers l'extérieur dans le sens horizontal à une hauteur de 1,80 m au-dessus du plan de roulement.

La valeur caractéristique de la force centrifuge est déterminée selon les équations suivantes :

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

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

Q_{tk} et q_{tk} Valeurs caractéristiques des forces centrifuges [250 kN, 80 kN/m], Q_{vk} et q_{vk} Valeurs caractéristiques des charges verticales spécifiées (hors toute adjonction d'effets dynamiques) pour les schémas de charges 71, SW/0, SW/2 et "train non chargé". Pour le modèle de charges HSLM, la valeur caractéristique de la force centrifuge doit être déterminée en utilisant le modèle de charges 71, f coefficient de réduction=1 pour $V \leq 120$ km/h avec V vitesse maximum [km/h], g accélération due à la gravité [9,81 m/s²], r rayon de courbure [m].

Pour les rayons présents sur le viaduc et, prenant en considération une vitesse maximal de conception de 70 km/h on obtient :

- q_{tk} (R=1500 m) = 2.06 kN/m pour chaque voie.
- q_{tk} (R=1195 m) = 2.58 kN/m pour chaque voie.
- Q_{tk} (R=1500 m) = 6.43 kN pour chaque voie.

- Q_{tk} (R=1195 m) = 8.07 kN pour chaque voie.

Effort de lacet.

L'effort de lacet est considéré comme un effort concentré agissant dans un plan horizontal, au sommet des rails, perpendiculairement à l'axe de la voie. Il s'applique aussi bien aux voies en alignement que dans celui des voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est fixée à $Q_{sk} = 100$ kN.

4.3.2.4 Actions dues au vent.

Pour l'action du vent on a utilisé la D.T.R. "Règles définissant les charges a appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes".

La charge de vent est de $q_{vent} = 2.00$ kN.m⁻², et est appliquée aux surfaces exposées. Cette charge est considérée dans le cas de charge du model (LC-W).

$$L_{vent} = L_{tablier} + L_{corniche} = 3 + 3.252 = 6.252 \text{ m}$$

$$Q_{vent} = q_{vent} \times L_{vent} = 2.00 \times 6.252 = 12.504 \text{ kN.m}^{-1}$$

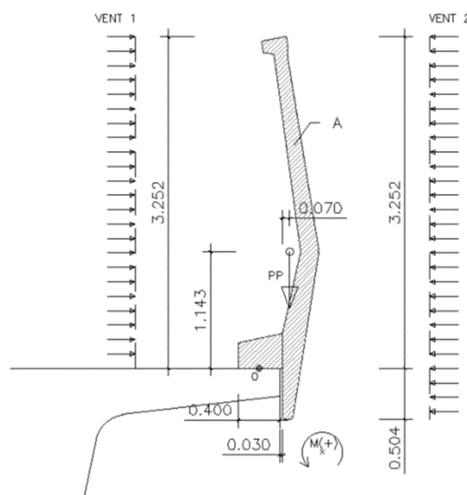


Figure IV. 9 : Actions dues au vent

4.3.3. Température.

Pour l'action de la température on a utilisé la D.T.R. "Règles définissant les charges a appliquer pour le Calcul et les épreuves des ponts routes".

4.3.3.1. Variations Uniformes.

En Algérie du Nord : +35°C et -15°C

La température moyenne peut être compris entre 10°C et 25°C. Pour être dans le côté de la Sécurité, on a considéré les valeurs extrêmes :

(LC-TG01) Incrément positive : $35^{\circ}-10^{\circ}=25^{\circ}\text{C}$

(LC-TG02) Incrément négative : $-15^{\circ}-25^{\circ}=-40^{\circ}\text{C}$

4.3.3.2. Gradient thermique.

Le viaduc est classifié comme de type 3 (tablier béton), et pour l'étape de service il aura un gradient de $+7^{\circ}\text{C}$. Le cas de charge (LC-TG03) est référé au gradient positive et (LC-TG04) au gradient négative

4.4. Conclusion :

Évaluer les charges et surcharges est une étape essentielle dans l'étude d'un pont. Ce chapitre fournit les données nécessaires pour modéliser la structure, tant pendant la phase de construction qu'en service.

Chapitre 5

Etude de la précontrainte de poussage

5.1. Introduction.

Ce chapitre se concentrera sur le calcul des sollicitations dans les différentes sections du tablier, en utilisant les combinaisons mentionnées dans le chapitre précédent, tant lors de la phase de poussage qu'en phase de service. Pour cela, nous utiliserons le logiciel Midas Civil.

5.2. Phase de poussage :

En cours de poussage, le tablier subit différents types de sollicitations, engendrées par :

- Son poids propre
- Retrait
- fluage
- L'effort de poussage

5.3. Description du tablier :

- Le viaduc El Harrach est situé entre les PK 1+789.000 et 3+253.000, avec une longueur totale de 1464.00 m et passe au-dessus de la Ligne Ferroviaire SNTF, la Route Nationale N38 et l'Oued El Harrach.
- En raison des approches constructives on a choisi la typologie correspondante à un pont poussé.
- La longueur du viaduc est distribuée sur les 35 travées suivantes :
 $26.50+2 \times 36.00+37.75+3 \times 25.75+10 \times 48.25+2 \times 51.00+4 \times 30.00+51.00+3 \times 38.50+4 \times 51.00+3 \times 45.00+40.5$
- Entre la culée C-1 et la pile P-23 le tracé du viaduc est constitué par une courbe en plan avec 1500.00m de rayon. La pente longitudinale du tronçon est 0.0% (sauf dans le premier tronçon qui coïncide avec un accord vertical).
- Entre la pile P-23 et la pile P-27 il existe une zone de transition du tracé. En plan nous avons **un clothoïde + une droite + un clothoïde**, alors qu'en long nous avons deux accords verticaux et un tronçon de pente constante. Du fait qu'il est impossible de pousser un tronçon de viaduc avec ces caractéristiques de tracé, il est nécessaire de l'exécuter sur place.
- Le dernier tronçon est situé entre la pile P-27 et la coulée C-2. Il s'agit d'une courbe en plan avec un rayon de 1195.00m. La pente longitudinale est constante et égale à 4%.

5.4. Description du Poussage.

Le poussage du tablier se fait en deux étapes :

- **Poussage 1** partant de la culée C-1 jusqu'à la pile P-23, ce poussage est réparti sur 37 voussoirs de longueurs différentes allant de 17.5 m jusqu'à 31 m la longueur totale de ce tronçon de tablier poussé est de 929.95 m.
- **Poussage 2** partant de la culée C-2 jusqu'à la pile P-27, ce poussage se fait avec 16 voussoirs de longueur variables allant de 18.7 à 30 m, la longueur totale de ce tronçon poussé du tablier est de 388.95 m.
- **Le poussage 01** été modélisé avec un avant bec de poussage de **36 m** et une zone de préfabrication et poussage avec appuis. Et Poussage 2 a été modélisé avec un avant bec de poussage de **44 m** et une zone de préfabrication et poussage avec appuis.

5.5. Processus constructif.

Le processus constructif consistera à pousser le tablier à partir de deux culées, étant donné qu'au vu de la configuration du tracé en plan et en long, il est impossible de pousser le tablier à partir d'une seule culée.

Pour autant, au niveau constructif, le viaduc sera formé de trois tronçons :

- Tronçon poussé à partir de l'culée C-1, de 929.95 m de longueur, formé par une courbe de rayon constante de 1500.00 m en plan, et un tracé en long horizontal avec pente 0.00% Le viaduc doit respecter un gabarit vertical de 13.00 m quand il croise la ligne de chemin de fer existante, sur le PK 1+905.00. Cela fait que le premier tronçon du viaduc poussé doit se situer, complet, à la cote +37.60 (cote de voie).
- Tronçon de transition coulé sur site de 147.60 m de longueur. Ce tronçon est composé de deux courbes de transition et une droite en plan, et de deux accords verticaux et un tronçon de pente constante en long.
- Par l'impossibilité de la poussée d'un tronçon de viaduc avec **ces caractéristiques géométriques**, cette zone sera faite coulée sur place. Il est composé par 4 travées de 51.00+3x38.50 mètres placés entre les piles P-23 et P-27. La construction sera faite avec l'utilisation d'un cintre complet des travées après avoir terminé la poussée des autres deux tronçons. Le viaduc aura continuité structurale avec précontraint. De cette façon, on peut avoir continuité de tout le viaduc.
- Tronçon poussé à partir de l'culée C-2, de 388.95 m de longueur, formé par une courbe de rayon constante de 1195.00m en plan, et un tracé en long avec une pente constante

de 40 millièmes. Comme indiqué précédemment, on n'utilisera pas des piles provisoires.

5.5.1. Poussage du premier tronçon du viaduc (travée 1 à travée 23).

On parle d'un tronçon totalement horizontal. Le processus de poussage se développe depuis la culée C

1. Les phases de poussage sont les suivantes :

- Montage de l'avant-bec de poussage sur le vérin de poussage. L'avant-bec est monté de forme que son extrémité d'union avec le tablier coïncide avec la fin de la zone de montage des voussoirs (atelier de fabrication)
- Montage des coffrages extérieurs de la section.
- Montage du ferrailage du voussoir N°1, des gaines de précontrainte et montage du coffrage extérieur, des gaines de précontrainte de poussage et montage du coffrage intérieur de la première phase.
- Bétonnage de la première phase (hourdis inférieur de la section)

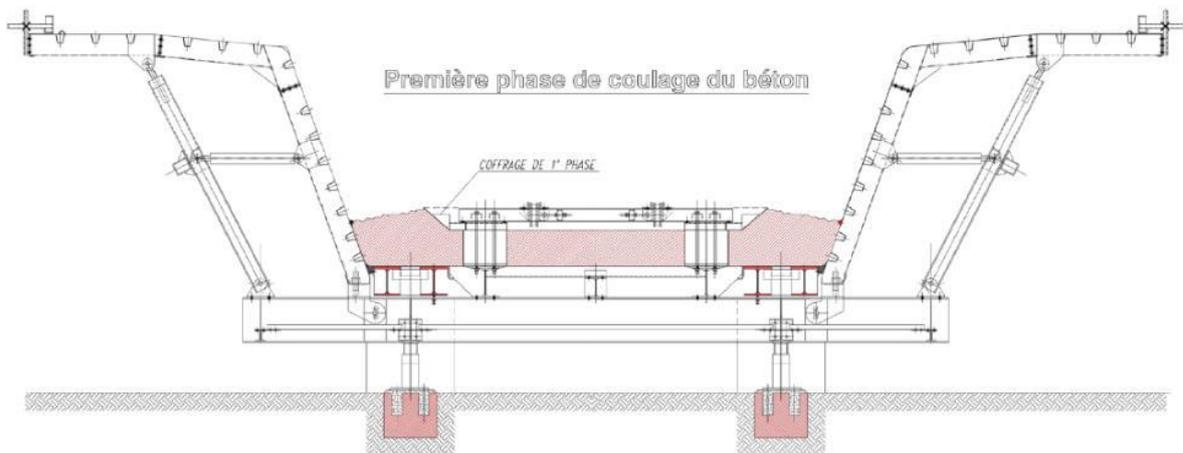


Figure V. 1 : Première Phase de coulage du béton

- Montage du coffrage intérieur et bétonnage de la deuxième phase

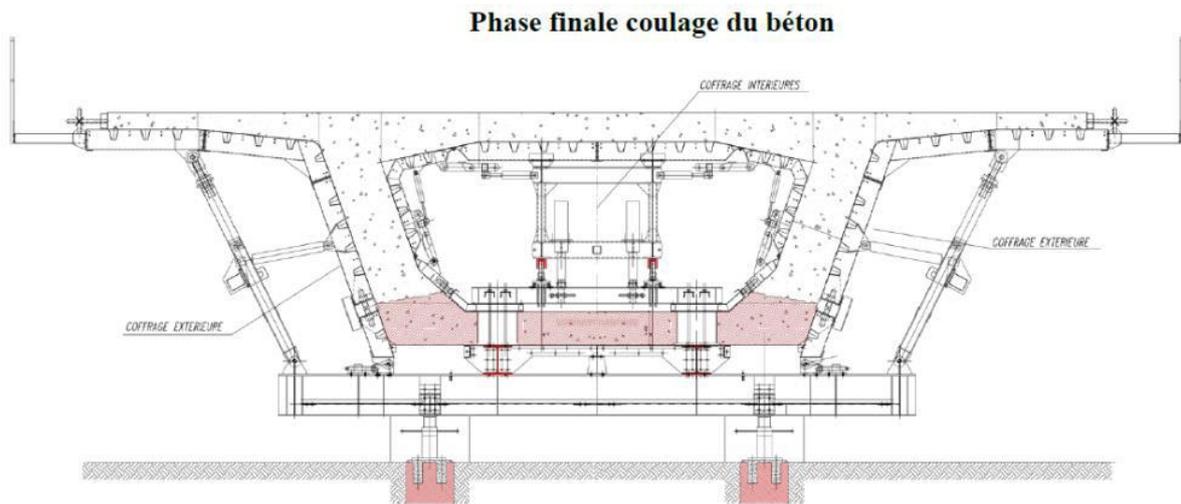


Figure V. 2 : Phase finale coulage du béton

- Durant 03 jours on laisse le béton du voussoir acquérir une résistance nécessaire pour pouvoir mettre en tension la précontrainte de poussage. Dans le cas où les résistances nécessaires à la précontrainte ne sont pas effectuées pendant cette période, des additifs à haute résistance initiale seront inclus.
- Connexion de l'avant-bec de poussage au voussoir N°1.
- Poussage de l'avant –bec qui tire le voussoir N°1 en dehors de l'atelier de fabrication (la description détaillée du processus de poussage se réalisera dans le chapitre “ Manoeuvre de poussage ”).
- Montage du ferrailage du voussoir N°2 et démontage du coffrage intérieur du voussoir N°1.
- Montage du coffrage intérieur du voussoir N°2 en phase N°1 et bétonnage de phase N°1.
- Montage du coffrage intérieur de la seconde phase et bétonnage de la seconde phase.
- Trois jours de maturation du béton du voussoir N°2.
- Mise en tension de la précontrainte de poussage du voussoir N°2.
- Poussage du voussoir N°1 qui tire le voussoir N°2 en dehors de l'atelier de fabrication (la description détaillée du processus de poussage se réalisera dans le chapitre “ Manoeuvre de poussage ”).
- Le processus antérieur est répété avec tous les voussoirs jusqu'à arriver à la travée N°23.
- Une fois le poussage du tronçon terminé on monte une tourelle provisoire à l'extrémité du tablier (depuis la pile P-23) et on démonte l'avant-bec de poussage. Le processus de démontage de l'avant-bec peut durer approximativement 02 mois du fait qu'il se réalisera en hauteur et il est nécessaire de monter des tours d'échafaudage auxiliaires.

- Un poussage complet se produira chaque **14 jours**

5.5.2. Poussage du second tronçon de du viaduc (travée 28 à 35).

Ce tronçon a une pente de 4% et sera poussé depuis la culée C-2. Les phases de poussage sont les mêmes que celles décrites dans le paragraphe antérieur. Il est important de savoir que pour la planification du chantier il faut compter une nouvelle fois 02 mois approximativement pour le démontage de l'avant-bec.

5.6. Efforts du tablier durant le poussage .

Pour calculer les efforts, nous utilisons la fonction ILM Bridge dans le logiciel Midas Civil pour modéliser 53 modèles et extraire les moments et les réactions maximales. Les figures suivantes présentent les valeurs maximales enregistrées lors du poussage des phases 01 et 02, sur appuis et à mi-travée. Les autres modèles sont détaillés dans l'annexe A.

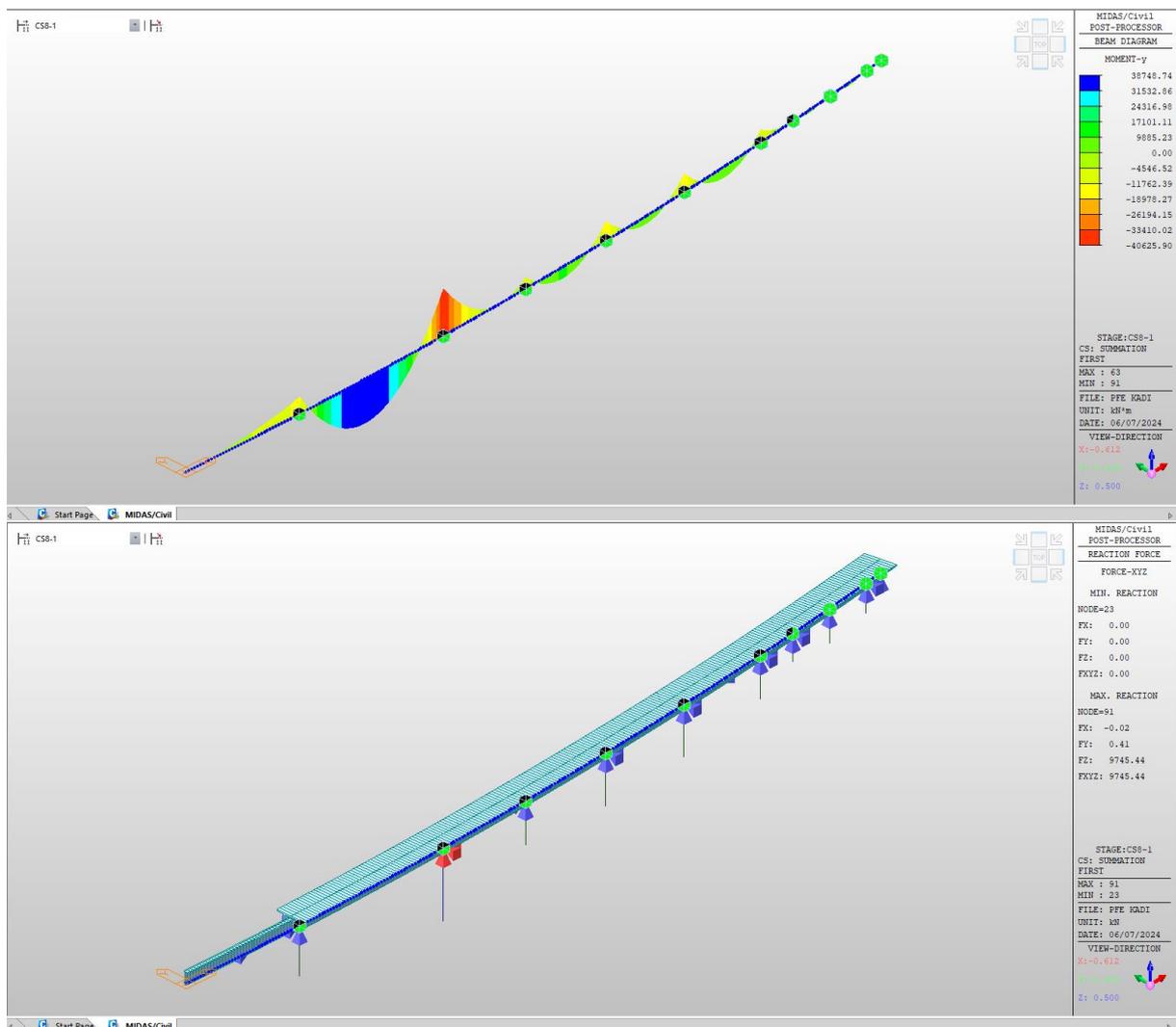


Figure V. 3 : Efforts dans l'étape 8 : poussage de voussoir 8

$$M_{max}=38748.74 \text{ KN.m} \quad M_{min}=-40625.90 \text{ KN.m} \quad R_{max}=9745.44 \text{ KN}$$

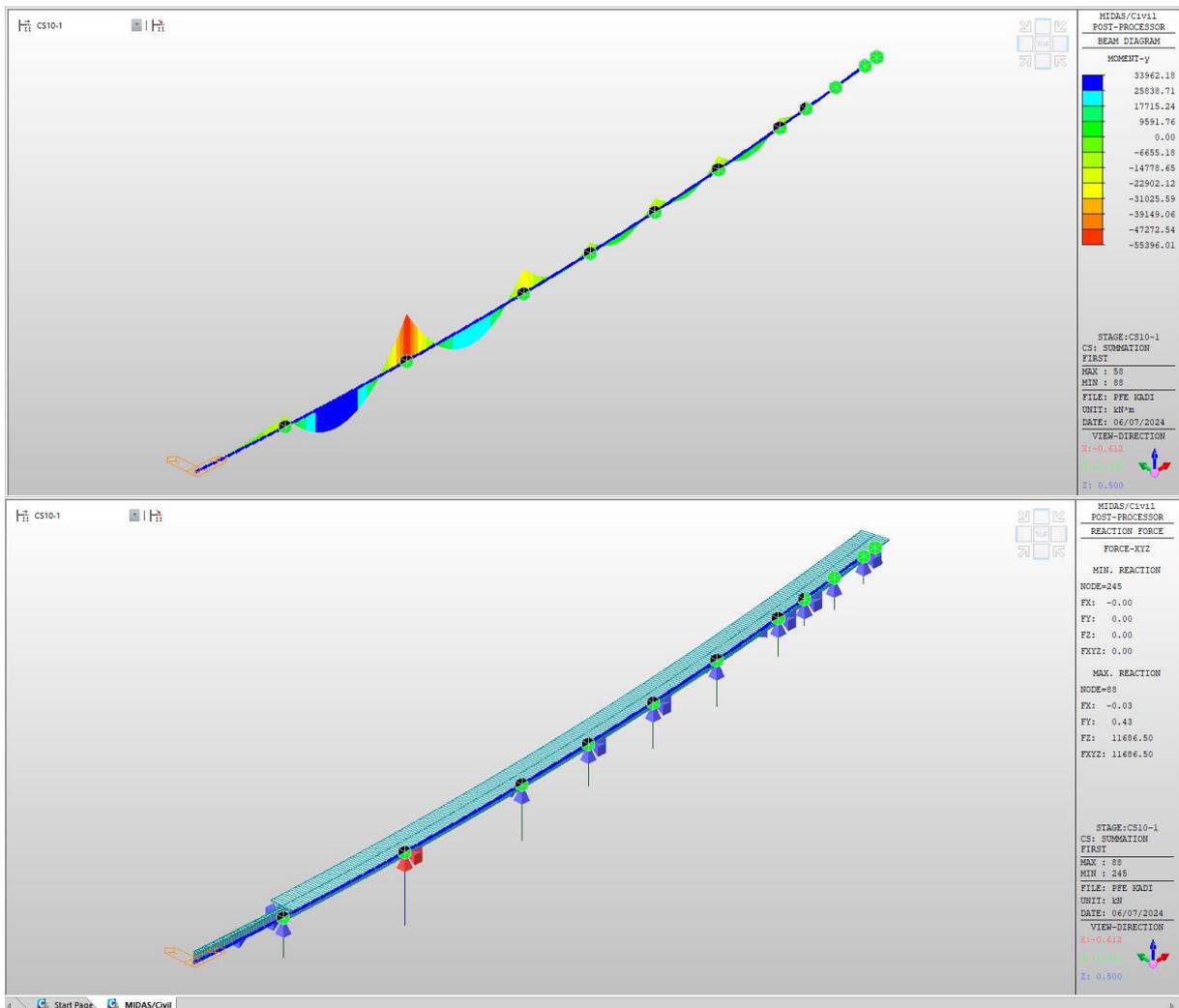
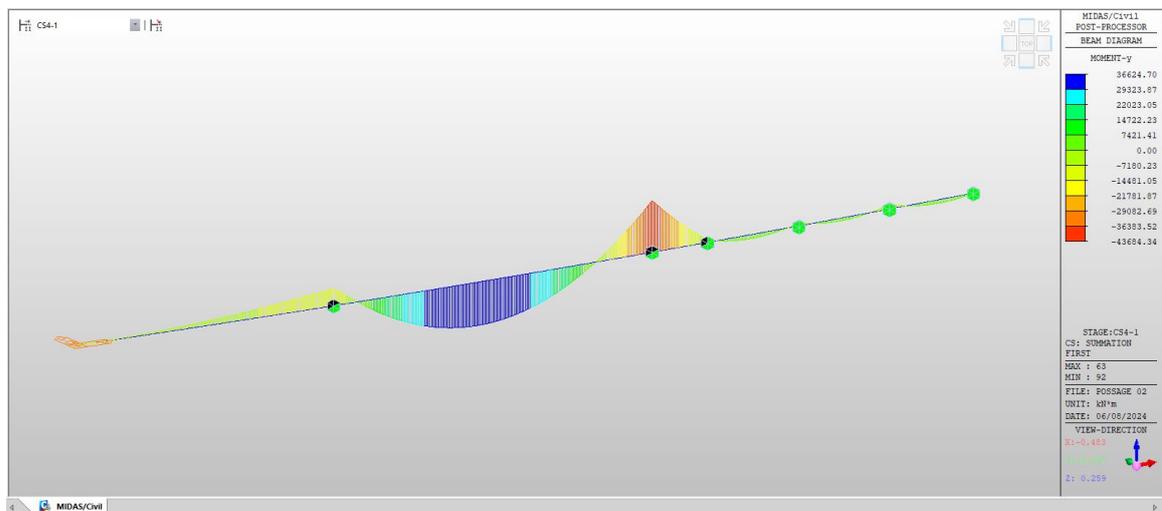


Figure V. 4 : Efforts dans l'étape 10 : poussage de voussoir 10

$$M_{max} = 33962.18 \text{ KN.m} \quad M_{min} = -55396.01 \text{ KN.m} \quad R_{max} = 11686.50 \text{ KN}$$

Poussage 02 :



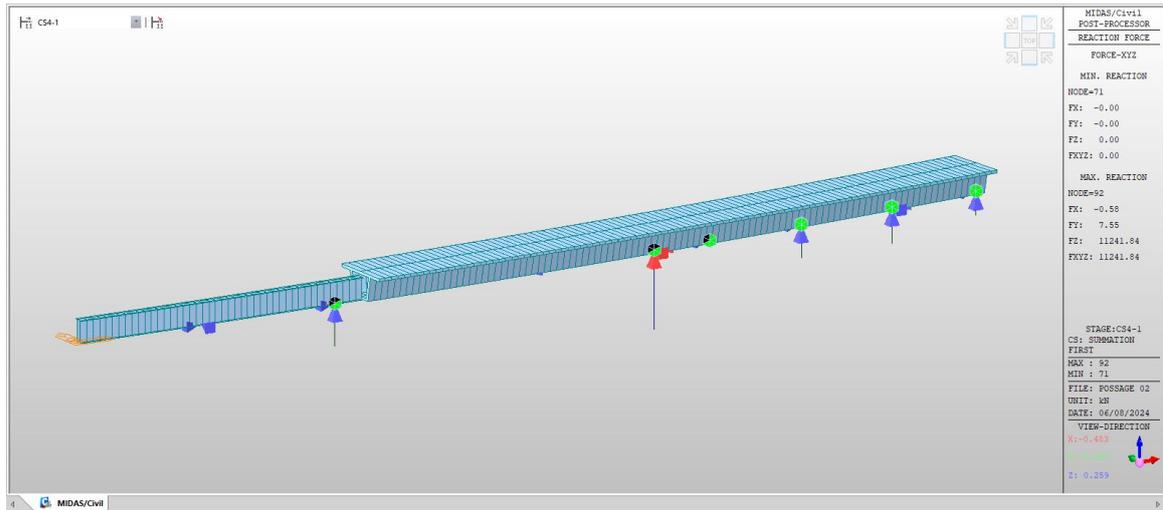


Figure V. 5 : Efforts dans l'étape 4 : poussage de voussoir 4

$M_{max} = 36624.70$ KN.m $M_{min} = -43684.34$ KN.m $R_{max} = 11241.84$ KN

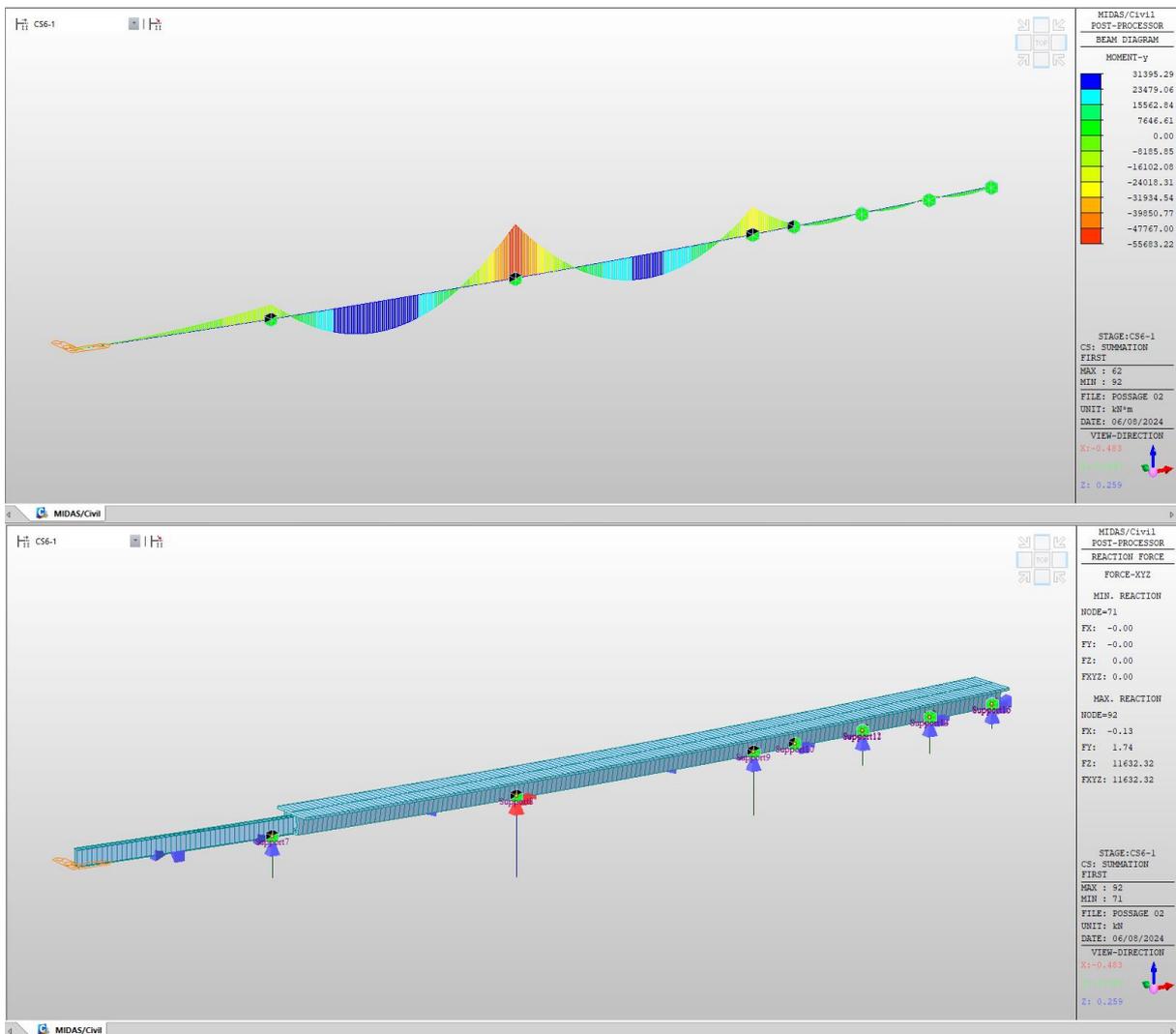


Figure V. 6 : Efforts dans l'étape 6 : poussage de voussoir 6

$M_{max} = 31395.29$ KN.m $M_{min} = -55683.22$ KN.m $R_{max} = 11632.32$ KN

5.7. Précontrainte de poussage.

La précontrainte de poussage est mise en œuvre au fur et à mesure de la construction des différents tronçons. Elle est dimensionnée pour reprendre les efforts dus :

Au poids propre du tablier : efforts alternés du fait que chaque section passe alternativement en travée et sur appui ; Chaque section étant soumise successivement à des efforts alternés, la précontrainte de poussage doit présenter une résultante aussi proche que possible de la fibre moyenne du tablier (précontrainte dite « centrée »).

L'obtention d'une précontrainte centrée peut se faire soit à l'aide d'un câblage rectilignes, soit à l'aide d'un câblage antagoniste. Dans notre cas, nous choisirons le câblage rectiligne.

5.7.2. Détermination du tracé des câbles.

Les câbles de précontrainte de poussage sont disposés dans le hourdis supérieur et inférieur suivant un tracé rectiligne en élévation, juste à la section d'ancrage (déviateur), le câble descend dans les bossages doubles pour l'ancrage suivant une légère courbure.

Pour cela, il faut fixer les distances d'enrobage minimales qu'il faut respecter pendant la construction, du point de flèche maximale et sur les appuis intermédiaires.

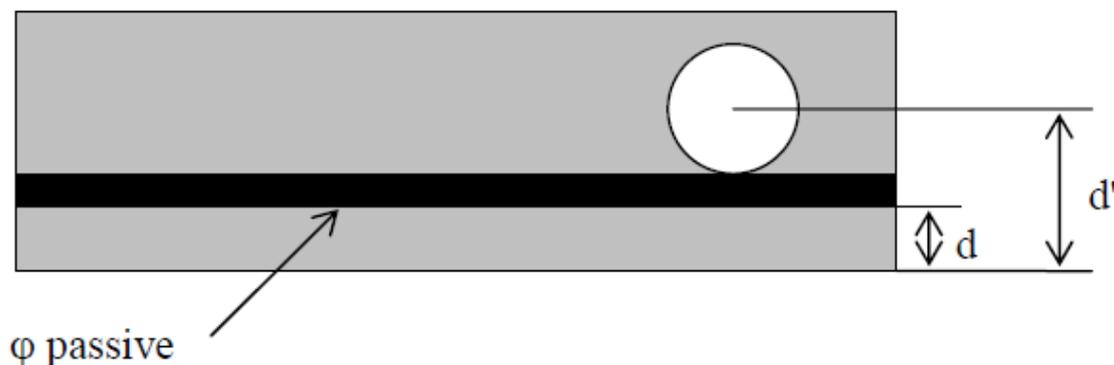


Figure V. 7 : enrobage des câbles

$$d' = \frac{1}{2} \varphi_{gaine} + d_{enrobage} + \varphi_{passive}$$

Avec $d_{enrobage} = \max[0.5\varphi_{gaine} ; 4 \text{ cm}]$

On a choisi des 12T15 soit $\varphi_{gaine} = 9.5 \text{ cm} \Rightarrow d = 4.75 \text{ cm}$

On prendra $d' = 12 \text{ cm}$

Tracé des câbles :

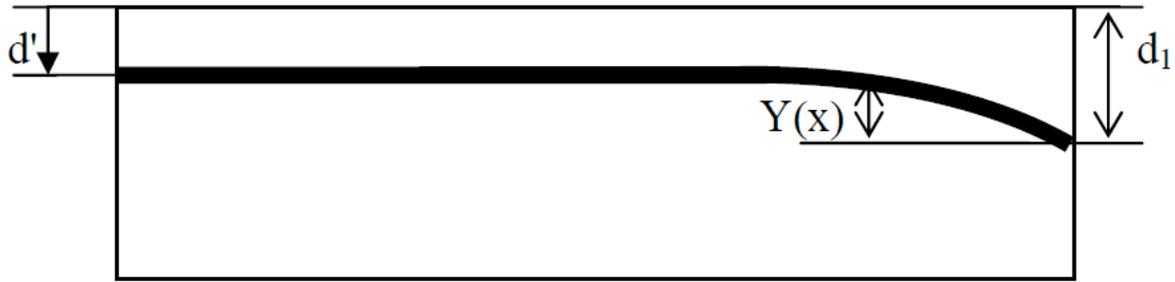


Figure V. 8 : Tracé des câbles 02

L'équation de la courbe est de la forme :

$$Y(x) = d' + (d_1 + d')\left(\frac{x}{l}\right)^2$$

L'équation du rayon de courbure a pour expression :

$$R(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d')} \geq 6 \text{ m } R_{\min} = 6 \text{ m rayon de courbure minimal d'un cable 12T15)}$$

La tangente au point d'ancrage est la suivante :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{d_y}{d_x} = \frac{2(d_1 - d')}{l^2} x \quad \alpha = \operatorname{Arctg} \left[\frac{2(d_1 - d')}{l^2} x \right]$$

$x \geq \sqrt{12(d_1 - d')} = 1.99$ on prendre $x=2\text{m}$

$$\alpha = 18.2^\circ$$

5.7.3. Calcul du nombre de câbles.

Le calcul du nombre de câbles de précontraintes de poussage nécessaire, se fait pour toutes les phases de poussage, puis le résultat issu du cas le plus défavorable sera retenu. D'autre part, comme les câbles seront destinés à reprendre les moments négatifs sur appuis et positifs en travées, ils se présenteront sous deux types : câbles supérieurs et câbles inférieurs successivement.

Aux appuis :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_s v}{I} - \frac{M_t v}{I} \geq 0 \quad \Rightarrow \quad P \geq \frac{\frac{M_t v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_s v}{I}}$$

En travée :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_s v'}{I} - \frac{M_t v'}{I} \geq 0 \quad \Rightarrow \quad P \geq \frac{\frac{M_t v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_s v'}{I}}$$

P : Effort de précontrainte.

v : la distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure $v = 1,45 \text{ m}$

v' : La distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure $v' = 2.25 m$

I : Le moment d'inertie longitudinal de la section.

S : Section droite du voussoir.

e_s : L'excentricité du câble supérieur par rapport au centre de gravité.

$$e_s = v - d' = 1.45 - 0.12 = 1.33m$$

e_i : L'excentricité du câble inférieur par rapport au centre de gravité

$$e_i = v' - d' = 2.25 - 0.12 = 2.13m$$

Mt : Moment fléchissant total agissant sur la section.

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_d}$$

Avec :

$P_d = \text{précontrainte de dimensionnement}$

$$f_{prg} = f_{max,k} \times A_p = 1860 N/mm^2 \times 1800 mm^2 = 3348 KN$$

$$f_{pe_g} = f_{y,k} \times A_p = 1674 N/mm^2 \times 1800 mm^2 = 3013 KN$$

$$P_0 = \min(0.8f_{prg}; 0.9f_{pe_g}) = \min(2678.4; 2711.7) = 2678.4 KN$$

$$P_d = P_0 - \Delta P = 0.75P_0 = 0.75 \times 2678.4 = 2008.8 KN$$

	P_d (KN)	e_s (m)	e_i (m)	v (m)	v' (m)	I (m^4)	S (m^2)
Inférieur	2008.8		2.13		2.25	12.84	7.12
Supérieur	2008.8	1.33		1.45		12.84	7.12

Tableau V. 1 : Caractéristique géométrique de la section

Mi-travée					
N°	Fibre	Mt - (KN/m)	P (KN)	P/Pd	N
Poussage 01					
Phase 01	Inférieur	3712.82	1266.43749	0.63044479	2
Phase 02	Inférieur	2569.95	876.606198	0.43638301	2
Phase 03	Inférieur	13583.91	4633.4519	2.30657701	4
Phase 04	Inférieur	11511.01	3926.38873	1.95459415	2
Phase 05	Inférieur	11979.13	4086.06378	2.03408193	4
Phase 06	Inférieur	9469.9	3230.16908	1.6080093	2
Phase 07	Inférieur	10625.7	3624.41078	1.80426662	2
Phase 08	Inférieur	38748.74	13217.1387	6.57961904	8
Phase 09	Inférieur	25242.53	8610.19018	4.28623565	6
Phase 10	Inférieur	33962.18	11584.4501	5.7668509	6
Phase 11	Inférieur	26886.43	9170.92207	4.56537339	6
Phase 12	Inférieur	30445.52	10384.9225	5.1697145	6
Phase 13	Inférieur	26102.94	8903.67478	4.43233511	6
Phase 14	Inférieur	31224.5	10650.6314	5.30198697	6
Phase 15	Inférieur	26404.84	9006.65243	4.48359838	6
Phase 16	Inférieur	30916.23	10545.481	5.24964206	6
Phase 17	Inférieur	26298.42	8970.35272	4.46552804	6
Phase 18	Inférieur	31034.5	10585.8227	5.26972456	6
Phase 19	Inférieur	26332.8	8982.07969	4.47136583	6

Phase 20	Inférieur	31009.13	10577.169	5.26541668	6
Phase 21	Inférieur	26322.69	8978.63118	4.46964913	6
Phase 22	Inférieur	31030.71	10584.5299	5.26908101	6
Phase 23	Inférieur	26325.5	8979.58967	4.47012628	6
Phase 24	Inférieur	31028.58	10583.8034	5.26871933	6
Phase 25	Inférieur	26324.64	8979.29632	4.46998025	6
Phase 26	Inférieur	31031.39	10584.7619	5.26919648	6
Phase 27	Inférieur	26324.98	8979.4123	4.47003798	6
Phase 28	Inférieur	31032.34	10585.0859	5.26935779	6
Phase 29	Inférieur	26282.16	8964.80646	4.46276705	6
Phase 30	Inférieur	31049.13	10590.813	5.27220877	6
Phase 31	Inférieur	26281.7	8964.64955	4.46268894	6
Phase 32	Inférieur	26175.72	8928.49993	4.44469331	6
Phase 33	Inférieur	26228.32	8946.44171	4.45362491	6
Phase 34	Inférieur	26251.74	8954.43024	4.45760167	6
Phase 35	Inférieur	26392.45	9002.42621	4.48149453	6
Phase 36	Inférieur	26447.25	9021.11841	4.49079969	6
Phase 37	Inférieur	26269.75	8960.57342	4.46065981	6
Poussage 02					
Phase 01	Inférieur	3586.82	1223.45907	0.60904972	2
Phase 02	Inférieur	3688.98	1258.3057	0.6263967	2
Phase 03	Inférieur	3939.7	1343.82593	0.6689695	2
Phase 04	Inférieur	36624.7	12492.6318	6.21895249	8
Phase 05	Inférieur	29632.08	10107.4593	5.03159064	6
Phase 06	Inférieur	31395.29	10708.8876	5.33098748	6
Phase 07	Inférieur	26519.1	9045.62635	4.50299997	6
Phase 08	Inférieur	33792.94	11526.7226	5.73811358	6
Phase 09	Inférieur	26594.93	9071.49185	4.51587607	6
Phase 10	Inférieur	30847.43	10522.0134	5.23795968	6
Phase 11	Inférieur	31373.08	10701.3118	5.32721617	6
Phase 12	Inférieur	26477	9031.2661	4.4958513	6
Phase 13	Inférieur	26336.99	8983.50889	4.4720773	6
Phase 14	Inférieur	26428.11	9014.58979	4.48754968	6
Phase 15	Inférieur	26483.29	9033.41161	4.49691936	6
Phase 16	Inférieur	26688.31	9103.34363	4.53173219	6

Tableau V. 2 : Calcul du nombre de câble précontrainte de Poussage 01 du tablier

Appuis					
N°	Fibre	Ma - (KN/m)	P (KN)	P/Pd	N
Poussage 01					
Phase 01	Supérieur	2874.06	1116.56317	0.55583591	2
Phase 02	Supérieur	3873.83	1504.97064	0.74918889	2
Phase 03	Supérieur	13935	5413.7032	2.69499363	2

Phase 04	Supérieur	18428.41	7159.3787	3.56400772	4
Phase 05	Supérieur	17211.9	6686.76843	3.32873777	4
Phase 06	Supérieur	16089.97	6250.90219	3.11175936	4
Phase 07	Supérieur	43697.56	16976.3631	8.45099719	10
Phase 08	Supérieur	40625.9	15783.033	7.85694594	8
Phase 09	Supérieur	54296.17	21093.8894	10.5007415	12
Phase 10	Supérieur	55396.01	21521.1738	10.7134477	12
Phase 11	Supérieur	46367.17	18013.4981	8.96729298	10
Phase 12	Supérieur	47192.69	18334.21	9.12694646	10
Phase 13	Supérieur	49441	19207.6713	9.5617639	10
Phase 14	Supérieur	48940.78	19013.3374	9.46502262	10
Phase 15	Supérieur	48247.87	18744.1441	9.33101559	10
Phase 16	Supérieur	48599.69	18880.8251	9.39905668	10
Phase 17	Supérieur	48643.41	18897.8101	9.40751202	10
Phase 18	Supérieur	48653.37	18901.6796	9.40943826	10
Phase 19	Supérieur	48522.77	18850.9419	9.38418055	10
Phase 20	Supérieur	48645	18898.4279	9.40781952	10
Phase 21	Supérieur	48558.3	18864.7452	9.39105196	10
Phase 22	Supérieur	48643.42	18897.814	9.40751395	10
Phase 23	Supérieur	48548.71	18861.0195	9.38919728	10
Phase 24	Supérieur	48644.67	18898.2997	9.4077557	10
Phase 25	Supérieur	48551.12	18861.9558	9.38966337	10
Phase 26	Supérieur	48643.96	18898.0238	9.40761839	10
Phase 27	Supérieur	48550.39	18861.6722	9.38952219	10
Phase 28	Supérieur	48645.43	18898.5949	9.40790268	10
Phase 29	Supérieur	50718.01	19703.7857	9.80873439	10
Phase 30	Supérieur	48588.59	18876.5128	9.39690997	10
Phase 31	Supérieur	48609.33	18884.5702	9.40092104	10
Phase 32	Supérieur	48423.15	18812.2398	9.3649143	10
Phase 33	Supérieur	48412.27	18808.013	9.36281013	10
Phase 34	Supérieur	48562.98	18866.5633	9.39195706	10
Phase 35	Supérieur	48523.93	18851.3925	9.38440489	10
Phase 36	Supérieur	48777.05	18949.7289	9.43335766	10
Phase 37	Supérieur	46466.98	18052.274	8.98659598	10
Poussage 02					
Phase 01	Supérieur	2954.07	1147.6468	0.57130964	2
Phase 02	Supérieur	14532.51	5645.83394	2.81055055	4
Phase 03	Supérieur	29723.54	11547.5008	5.74845719	6
Phase 04	Supérieur	43684.34	16971.2272	8.44844047	10
Phase 05	Supérieur	39018.34	15158.5011	7.54604791	8
Phase 06	Supérieur	55683.22	21632.754	10.7689934	12
Phase 07	Supérieur	47555.64	18475.215	9.19714006	10
Phase 08	Supérieur	50108.02	19466.8065	9.69076388	10
Phase 09	Supérieur	47724.76	18540.9175	9.22984744	10
Phase 10	Supérieur	53554.19	20805.6326	10.3572444	12
Phase 11	Supérieur	47428.61	18425.8642	9.17257278	10

Phase 12	Supérieur	47391.87	18411.5908	9.16546736	10
Phase 13	Supérieur	47420.84	18422.8456	9.17107009	10
Phase 14	Supérieur	47630.77	18504.4027	9.21167002	10
Phase 15	Supérieur	47437.19	18429.1975	9.17423213	10
Phase 16	Supérieur	44778.85	17396.4409	8.66011593	10

Tableau V. 3 : Calcul du nombre de câble précontrainte de Poussage 02 du tablier

5.7.4. Définition des câbles.

La répartition des câbles de précontrainte de poussage est la suivante :

- **Hourdis supérieurs** : 12 câbles de type 12T15, répartis de manière à avoir 6 câbles de chaque côté d'un tracé rectiligne.
- **Hourdis inférieurs** : 08 câbles de type 12T15, répartis de manière à avoir 4 câbles de chaque côté d'un tracé rectiligne.

5.7.5. Vérifications des contraintes supérieures et inférieures sur appui et en travée, lors de construction.



Figure V. 9 : Contraintes supérieures poussage 01

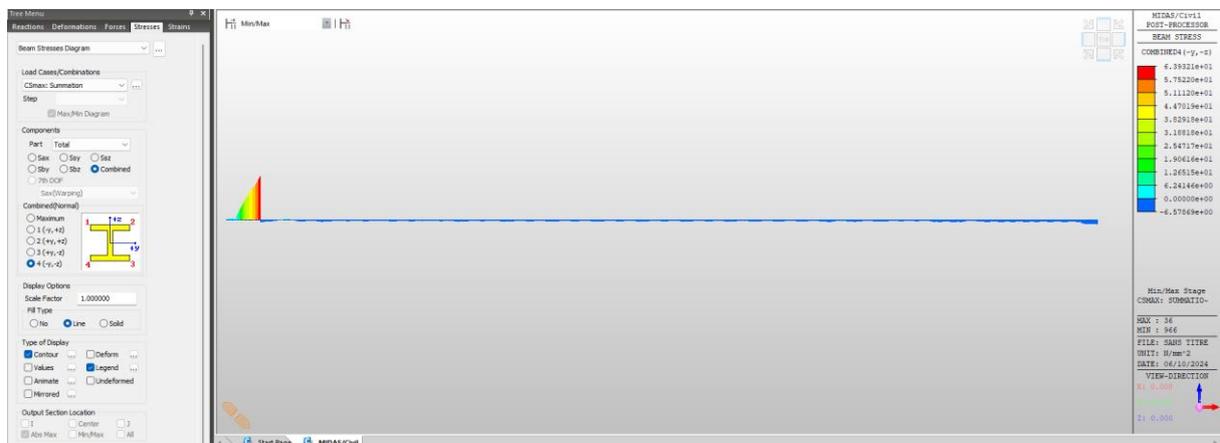


Figure V. 10 : Contraintes inférieures poussage 01

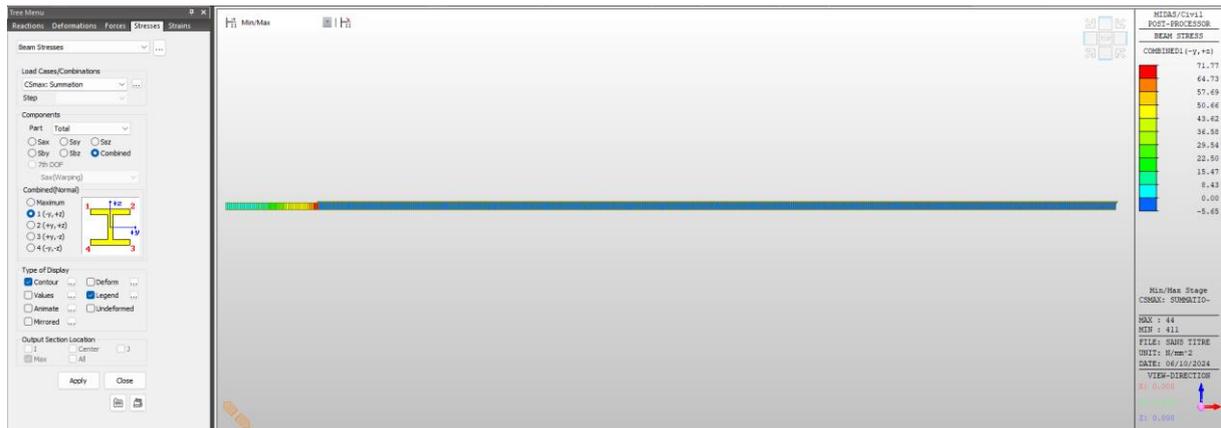


Figure V. 11 : Contraintes supérieures poussage 02

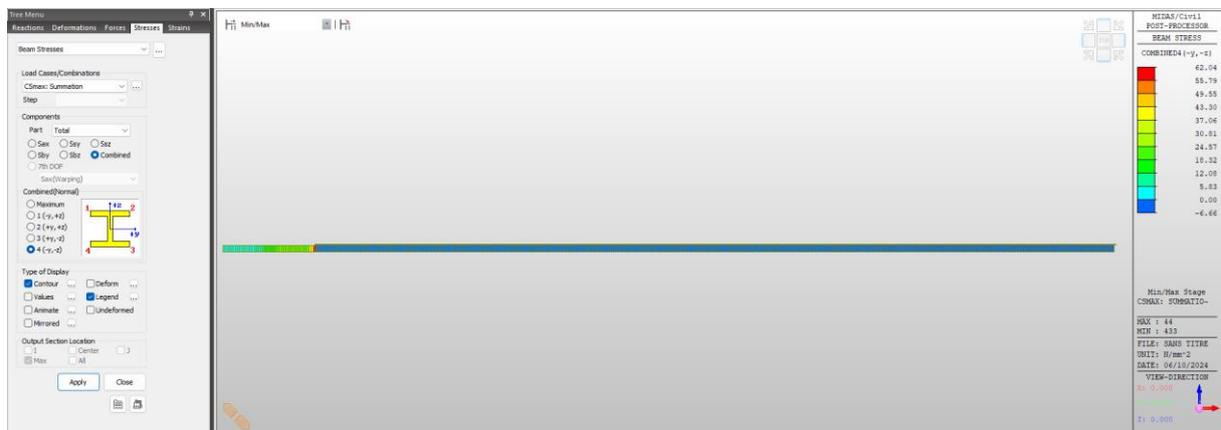


Figure V. 12 : Contraintes inférieures poussage 02

5.8. Conclusion.

Après l'analyse des diagrammes et la distribution des contraintes durant la phase de construction et le poussage de 53 voussoirs, nous avons vérifié notre calcul de précontrainte. Les conditions suivantes sont remplies :

-Les contraintes de traction sont nulles. $\sigma_{traction} = 0 \Rightarrow$ *Vérifié*

La section de notre pont reste constamment en compression avec une contrainte inférieure à 0,6

FC28, soit 24 MPa. $\sigma_{compression} \leq 24 \text{ Mpa} \Rightarrow$ *Vérifié*

Chapitre 6

Étude de la précontrainte de service

6.1. Introduction.

Fondamentalement, on peut concevoir le béton précontraint comme une manière de pallier aux faiblesses du béton lui-même.

Les qualités du matériau béton sont un faible coût, la possibilité de le produire à peu près n'importe où, son aptitude à être coulé dans des coffrages de formes diverses permettant une certaine expression architecturale, son esthétique (à condition d'y mettre le prix, ce qui n'est malheureusement pas toujours le cas). Mécaniquement, c'est un matériau qui ne vieillit pas trop mal et qui présente une bonne résistance à la compression.

Son défaut majeur est une faible résistance à la traction (de toute façon très aléatoire). D'ailleurs, la plupart des règlements négligent cette résistance.

Dans le béton armé, on se contente de remplacer l'effort de traction qui devrait passer par le béton fissuré par un effort repris en traction par des armatures métalliques ancrées par adhérence.

Dans le béton précontraint, on cherche à éviter que le béton soit tendu. L'idée fondamentale est donc d'introduire artificiellement dans les structures un système de contraintes préalables qui, ajoutées aux effets des charges extérieures, permettent au béton de rester dans le domaine des compressions.

La précontrainte de poussage est complétée par la précontrainte de continuité pour résister aux charges appliquées à l'ouvrage en phase de service. Elle peut se composer de câbles avec un tracé ondulé disposés dans les âmes (précontrainte intérieure) ou suivre un tracé trapézoïdal ancré dans les entretoises (précontrainte extérieure).

6.2. Sollicitation en phase de service.

Pour les situations de projets durables et transitoires, l'Eurocode EN 1990 (avec son Annexe 2) indique deux approches pour l'évaluation de l'effet total des actions sur le calcul : soit l'approche définie par l'équation 6.10 de l'EN 1990, soit une approche alternative figurant dans les équations 6.10a et 6.10b de l'EN 1990 :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad 6.10 \text{ de l'EN 1990}$$

ELU	
01	$1.35 G_1 + 1.35 G_2 + 1.35 CS + 1.45 LM71 + 1.5 V + 0.9 T$
02	$1.35 G_1 + 1.35 G_2 + 1.35 CS + 1.16 LM71 + 1.5 V + 1.5 T$
03	$1.35 G_1 + 1.35 G_2 + 1.35 CS + 1.16 LM71 + 1.5 V + 0.9 T$
ELS	
01	$G_1 + G_2 + CS + LM71 + 0.75 V + 0.6 T$
02	$G_1 + G_2 + CS + 0.8 LM71 + V + 0.6 T$
03	$G_1 + G_2 + CS + 0.8 LM71 + 0.75 V + T$

Tableau VI. 1 : Combinaisons de charge

G_1 : Poids propre de tablier

G_2 : Poids des éléments non résistant

C_S : Retrait et fluage

LM71 : Charge d'exploitation

V : Vent

T : Température

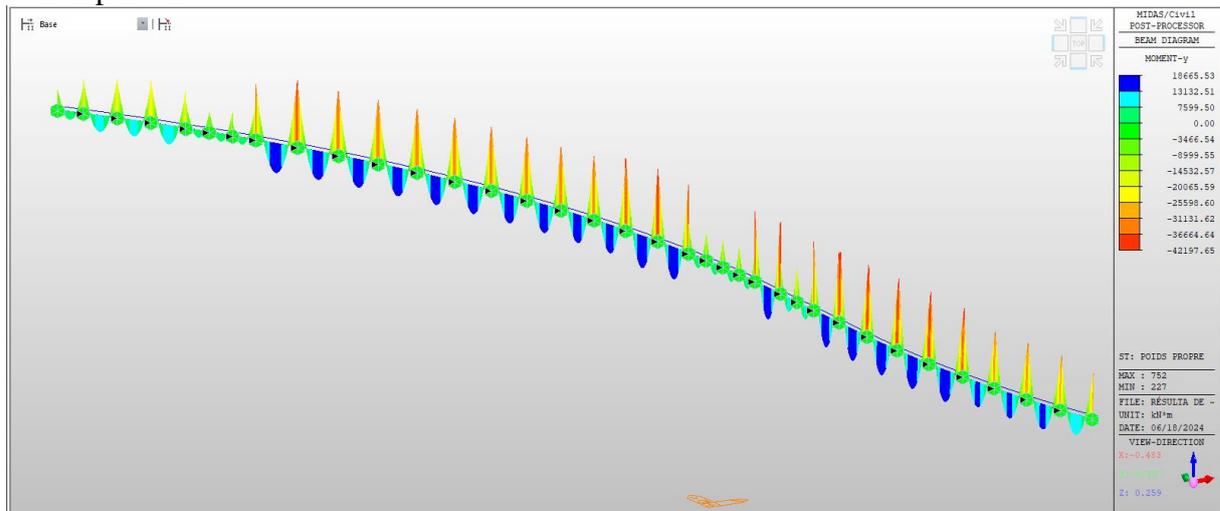


Figure VI 1 : Diagramme de G1+CS Moment due au poids propre de tablier .

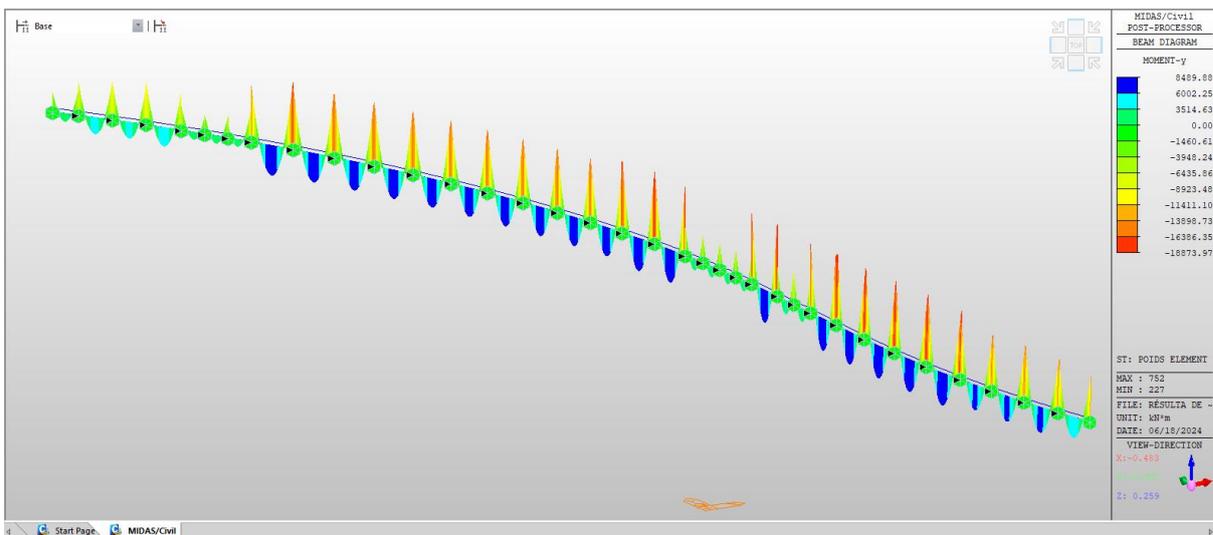


Figure VI 2 : Diagramme de G2 Moment due au poids des éléments non résistant

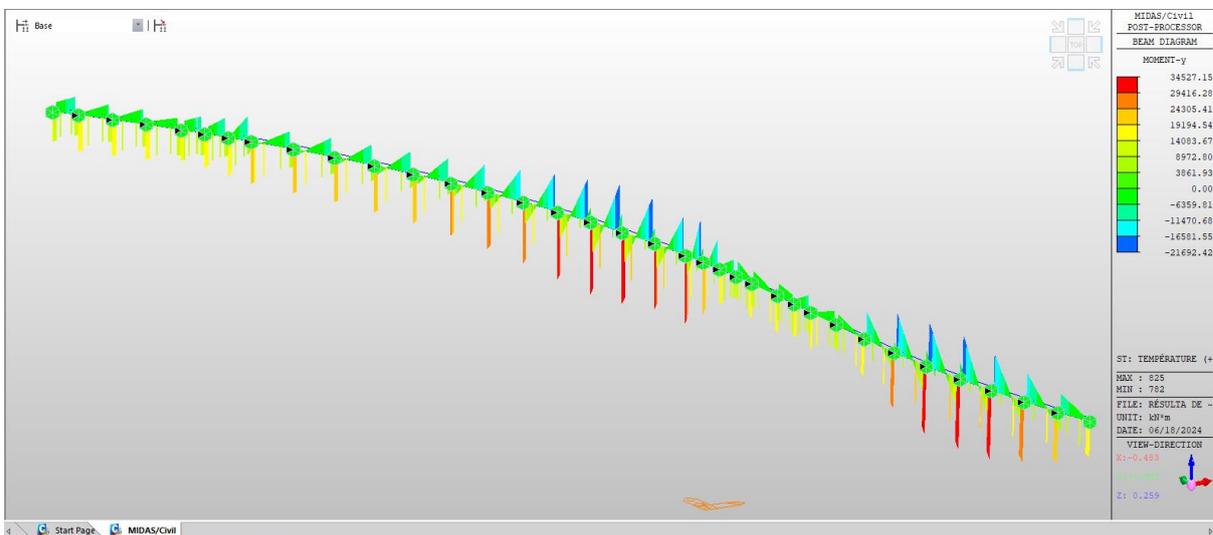


Figure VI 3 : Diagramme de T : Moment due à l'effet de température

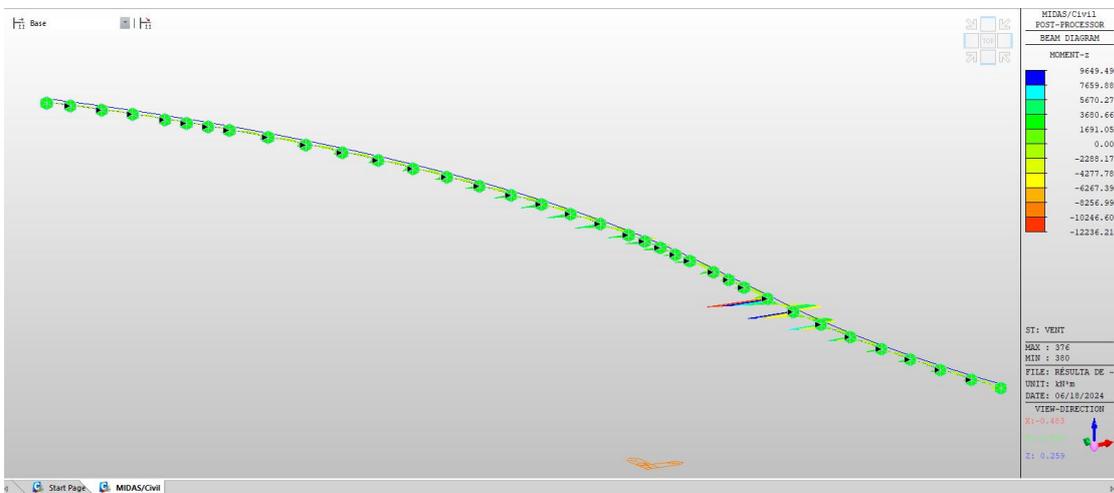


Figure VI 4 : Diagramme de V : Moment due à l'effet de vent

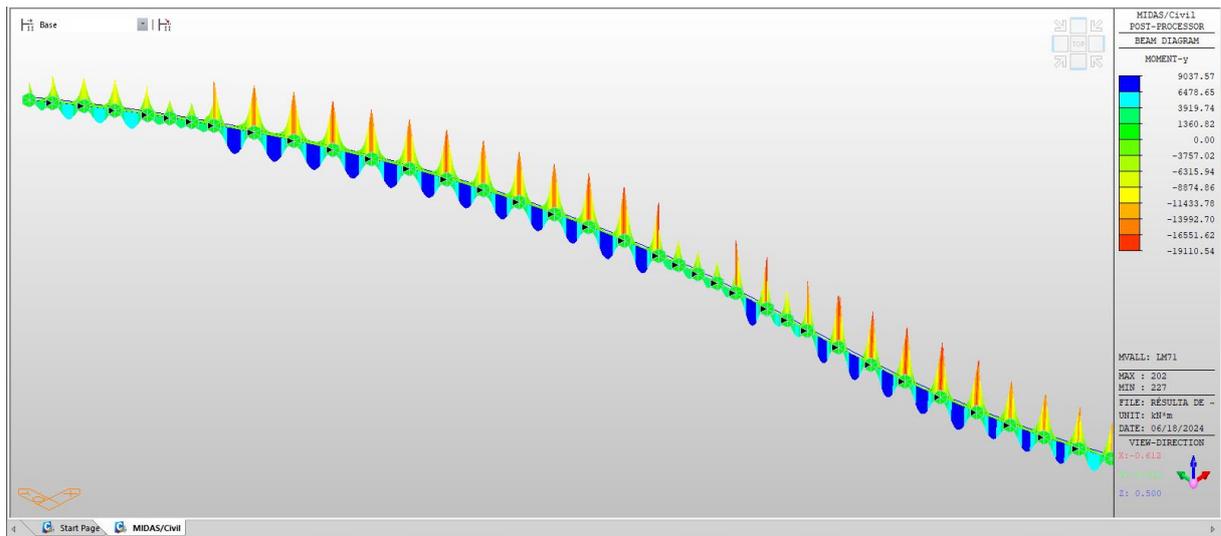


Figure VI 5 : Diagramme de LM71 : Moment du chargement ferroviaire

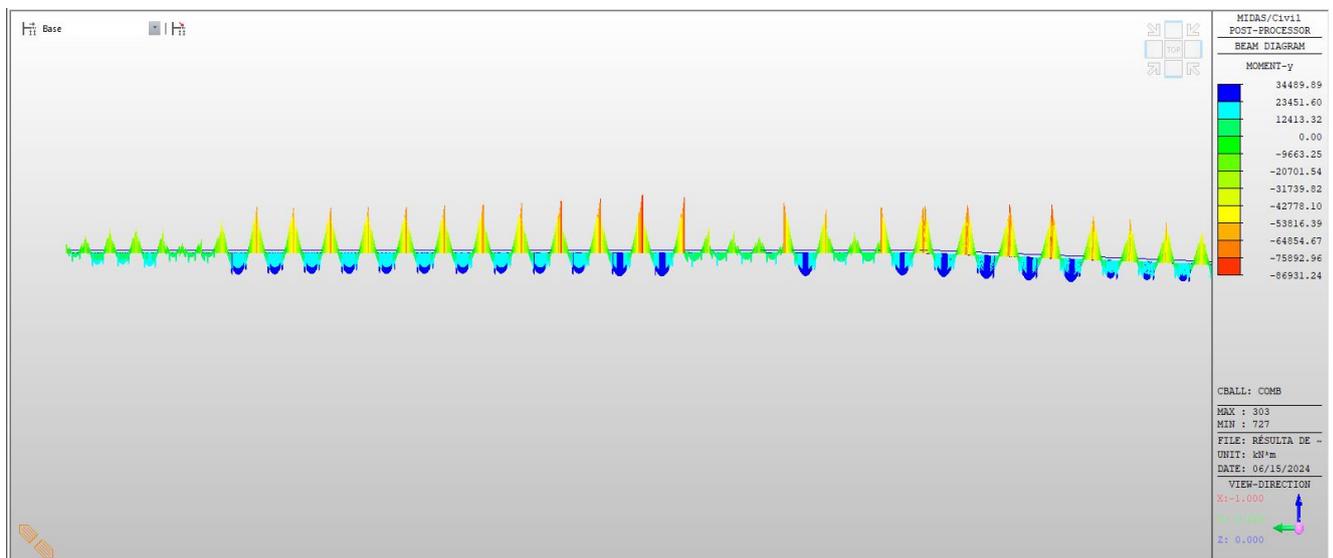


Figure VI 6 : Diagramme des moments fléchissant phase de service

6.3. Etude du tracé.

Position des déviateurs : nous adopterons une précontrainte extérieure suivant un tracé trapézoïdal en plaçant deux déviateurs au 1/4 et 3/4 de la travée.

Calcul des excentricités : les excentricités e_1 , e_2 et e_3 sont calculées entre le CDG de la section et les zones d'ancrages. On donne leurs valeurs à partir des relations suivantes :

$$e_1 \leq \rho v = \frac{I}{Sv'} = 1.244 \text{ m}$$

$$e_2 = v' - h_0 - \varphi_p - \frac{\varphi_g}{2} = 1.71 \text{ m}$$

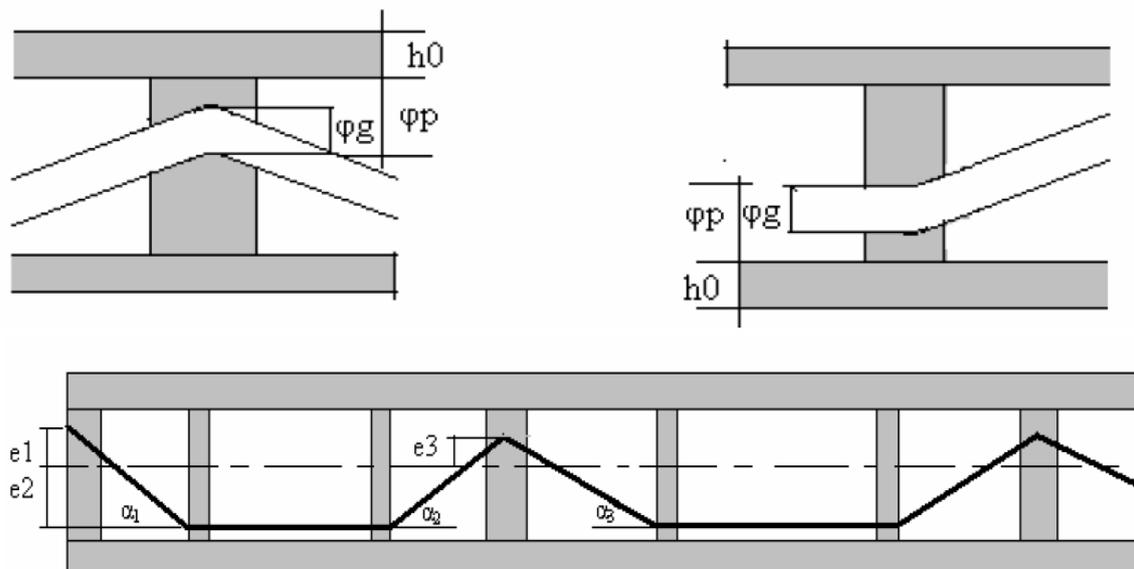


Figure VI 7 : les angles de déviations

Calcul des angles de déviations : au niveau des déviateurs, les câbles subissent des déviations décrites par des angles. Leurs valeurs sont données comme suit :

$$\tan(\alpha_1) = \frac{e_1 + e_2}{\frac{l}{4}}$$

Travée (m)	26.5	36	37.7	25.7	48.25	51	30	38.5	45	40.5
L/4	6.625	9	9.43	6.43	12.06	12.7	7.5	9.62	11.2	10.1
tan(α1)	0.4455	0.328	0.31	0.46	0.244	0.23	0.39	0.31	0.26	0.29
α1=α2	24.013	18.15	17.4	24.7	13.74	13	21.4	17	14.7	16.2

Tableau VI. 2 : les angles de déviations 02

6.4. Calcul du nombre de câbles.

Le calcul du nombre de câbles de précontraintes de poussage nécessaire, se fait pour toutes les phases de poussage, puis le résultat issu du cas le plus défavorable sera retenu. D'autre part, comme les câbles seront destinés à reprendre les moments négatifs sur appuis et positifs en travées, ils se présenteront sous deux types : câbles supérieurs et câbles inférieurs successivement.

Aux appuis :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_s v}{I} - \frac{M_t v}{I} \geq 0 \Rightarrow P \geq \frac{\frac{M_t v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_s v}{I}}$$

En travée :

$$\frac{P}{S} + \frac{Pe_s v'}{I} - \frac{M_t v'}{I} \geq 0 \Rightarrow P \geq \frac{\frac{M_t v'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e_s v'}{I}}$$

P : Effort de précontrainte.

v : la distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure $v = 1,45 \text{ m}$

v' : La distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure $v' = 2.25 \text{ m}$

I : Le moment d'inertie longitudinal de la section.

S : Section droite du voussoir.

e_s : L'excentricité du câble supérieur par rapport au centre de gravité.

$$e_s = v - d' = 1.45 - 0.12 = 1.33 \text{ m}$$

e_i : L'excentricité du câble inférieur par rapport au centre de gravité

$$e_i = v' - d' = 2.25 - 0.12 = 2.13 \text{ m}$$

M_t : Moment fléchissant total agissant sur la section.

$$M_t = M_{max} - M_{tp}$$

M_{max} : Moment max en phase de service.

M_{tp} : Moment max en phase de poussage.

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_d}$$

Avec :

$P_d = \text{précontrainte de dimensionnement}$.

$$f_{prg} = f_{max,k} \times A_p = 1860 \text{ N/mm}^2 \times 1800 \text{ mm}^2 = 3348 \text{ KN}$$

$$f_{peg} = f_{y,k} \times A_p = 1674 \text{ N/mm}^2 \times 1800 \text{ mm}^2 = 3013 \text{ KN}$$

$$P_0 = \min(0.8f_{prg} ; 0.9f_{peg}) = \min(2678.4 ; 2711.7) = 2678.4 \text{ KN}$$

$$P_d = P_0 - \Delta P = 0.75P_0 = 0.75 \times 2678.4 = 2008.8 \text{ KN}$$

Pour le deux tronçons poussés :

Phase de service			
Mt	p	P/pd	N
31535.23	12251.33662	6.09883344	8

Conclusion.

La répartition des câbles de précontrainte de continuité est la suivante :

- **Câbles extérieurs** : 8 câbles de type 12T15, disposés selon un tracé trapézoïdal avec 4 câbles de chaque côté.

6.5. Vérification des contraintes normales.

La vérification des contraintes se fera au niveau des appuis et en travée (sections dangereuses), et elle se fera lorsque l'ouvrage n'est pas chargé (à vide) et lors de l'application de la surcharge (en charge).

Les valeurs des contraintes dans les fibres supérieures σ_{sup} et inférieures σ_{inf} sont données par les formules suivantes :

En travée :

$$\sigma_{sup} = \frac{P_i + P_s}{S} - \frac{P_i e_i v}{I} + \frac{M_T v}{I} + \frac{P_s e_s v}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P_i + P_s}{S} + \frac{P_i e_i v'}{I} - \frac{M_T v'}{I} - \frac{P_s e_s v'}{I}$$

Sur appui :

$$\sigma_{sup} = \frac{P_i + P_s}{S} - \frac{P_i e_i v}{I} - \frac{M_T v}{I} + \frac{P_s e_s v}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P_i + P_s}{S} + \frac{P_i e_i v'}{I} + \frac{M_T v'}{I} - \frac{P_s e_s v'}{I}$$

La condition a vérifié :

$$\sigma_{traction} \geq 0.7 f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{compression} \leq 0.6 f_{c28} = 24 \text{ MPa}$$

6.5.1 En phase de construction.

6.5.1.1 Sur appuis.

N°	Ma - (MN/m)	P_s (MN)	P_i (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	État
Phase 01	2.87406	40.176	16.07	9.74346907	5.03872777	Vérifié
Phase 02	3.87383	40.176	16.07	9.63059571	5.21387609	Vérifié
Phase 03	13.935	40.176	16.07	8.49469633	6.97647858	Vérifié
Phase 04	18.42841	40.176	16.07	7.98739334	7.76367287	Vérifié
Phase 05	17.2119	40.176	16.07	8.1247365	7.55055417	Vérifié
Phase 06	16.08997	40.176	16.07	8.25140165	7.3540048	Vérifié
Phase 07	43.69756	40.176	16.07	5.13452316	12.1905404	Vérifié
Phase 08	40.6259	40.176	16.07	5.48131153	11.6524205	Vérifié
Phase 09	54.29617	40.176	16.07	3.93794717	14.0472962	Vérifié
Phase 10	55.39601	40.176	16.07	3.81377596	14.2399757	Vérifié
Phase 11	46.36717	40.176	16.07	4.83312597	12.6582257	Vérifié
Phase 12	47.19269	40.176	16.07	4.73992532	12.8028474	Vérifié
Phase 13	49.441	40.176	16.07	4.48609262	13.1967257	Vérifié
Phase 14	48.94078	40.176	16.07	4.54256712	13.1090929	Vérifié
Phase 15	48.24787	40.176	16.07	4.6207962	12.9877029	Vérifié

Phase 16	48.59969	40.176	16.07	4.58107596	13.0493378	Vérifié
Phase 17	48.64341	40.176	16.07	4.57614	13.056997	Vérifié
Phase 18	48.65337	40.176	16.07	4.57501552	13.0587419	Vérifié
Phase 19	48.52277	40.176	16.07	4.58976017	13.0358623	Vérifié
Phase 20	48.645	40.176	16.07	4.57596049	13.0572756	Vérifié
Phase 21	48.5583	40.176	16.07	4.58574886	13.0420867	Vérifié
Phase 22	48.64342	40.176	16.07	4.57613887	13.0569988	Vérifié
Phase 23	48.54871	40.176	16.07	4.58683156	13.0404067	Vérifié
Phase 24	48.64467	40.176	16.07	4.57599774	13.0572178	Vérifié
Phase 25	48.55112	40.176	16.07	4.58655948	13.0408289	Vérifié
Phase 26	48.64396	40.176	16.07	4.5760779	13.0570934	Vérifié
Phase 27	48.55039	40.176	16.07	4.58664189	13.040701	Vérifié
Phase 28	48.64543	40.176	16.07	4.57591194	13.0573509	Vérifié
Phase 29	50.71801	40.176	16.07	4.34191904	13.4204433	Vérifié
Phase 30	48.58859	40.176	16.07	4.58232914	13.0473932	Vérifié
Phase 31	48.60933	40.176	16.07	4.57998761	13.0510266	Vérifié
Phase 32	48.42315	40.176	16.07	4.6010072	13.01841	Vérifié
Phase 33	48.41227	40.176	16.07	4.60223555	13.0165039	Vérifié
Phase 34	48.56298	40.176	16.07	4.58522049	13.0429066	Vérifié
Phase 35	48.52393	40.176	16.07	4.58962921	13.0360655	Vérifié
Phase 36	48.77705	40.176	16.07	4.56105213	13.0804092	Vérifié
Phase 37	46.46698	40.176	16.07	4.82185749	12.6757113	Vérifié
Phase 01	2.95407	40.176	16.07	9.734436	5.05274461	Vérifié
Phase 02	14.53251	40.176	16.07	8.42723785	7.08115553	Vérifié
Phase 03	29.72354	40.176	16.07	6.7121807	9.74245111	Vérifié
Phase 04	43.68434	40.176	16.07	5.13601569	12.1882244	Vérifié
Phase 05	39.01834	40.176	16.07	5.66280398	11.3707943	Vérifié
Phase 06	55.68322	40.176	16.07	3.78135015	14.2902916	Vérifié
Phase 07	47.55564	40.176	16.07	4.6989485	12.8664321	Vérifié
Phase 08	50.10802	40.176	16.07	4.41078651	13.31358	Vérifié
Phase 09	47.72476	40.176	16.07	4.67985497	12.89606	Vérifié
Phase 10	53.55419	40.176	16.07	4.02171621	13.9173098	Vérifié
Phase 11	47.42861	40.176	16.07	4.71329011	12.8441779	Vérifié
Phase 12	47.39187	40.176	16.07	4.71743803	12.8377415	Vérifié
Phase 13	47.42084	40.176	16.07	4.71416733	12.8428167	Vérifié
Phase 14	47.63077	40.176	16.07	4.69046638	12.879594	Vérifié
Phase 15	47.43719	40.176	16.07	4.71232143	12.845681	Vérifié
Phase 16	44.77885	40.176	16.07	5.01244624	12.3799701	Vérifié

Tableau VI. 3 : Vérification des contraintes normales sur appuis

6.5.1.2 En travée.

N°	Ma - (MN/m)	P_s (MN)	P_i (MN)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	État
Phase 01	3.71282	24.1	32.14	4.20792852	13.6262093	Vérifié
Phase 02	2.56995	24.1	32.14	4.07889926	13.8264272	Vérifié
Phase 03	13.58391	24.1	32.14	5.32236799	11.8969067	Vérifié

Phase 04	11.51101	24.1	32.14	5.08833896	12.2600552	Vérifié
Phase 05	11.97913	24.1	32.14	5.1411894	12.1780459	Vérifié
Phase 06	9.4699	24.1	32.14	4.85789901	12.6176344	Vérifié
Phase 07	10.6257	24.1	32.14	4.98838806	12.4151514	Vérifié
Phase 08	38.74874	24.1	32.14	8.16346051	7.48831487	Vérifié
Phase 09	25.24253	24.1	32.14	6.63861841	9.85444915	Vérifié
Phase 10	33.96218	24.1	32.14	7.62306108	8.32686571	Vérifié
Phase 11	26.88643	24.1	32.14	6.82421362	9.56645658	Vérifié
Phase 12	30.44552	24.1	32.14	7.22603251	8.94294452	Vérifié
Phase 13	26.10294	24.1	32.14	6.73575812	9.70371511	Vérifié
Phase 14	31.2245	24.1	32.14	7.31397883	8.80647609	Vérifié
Phase 15	26.40484	24.1	32.14	6.76984243	9.65082567	Vérifié
Phase 16	30.91623	24.1	32.14	7.27917535	8.86048148	Vérifié
Phase 17	26.29842	24.1	32.14	6.75782769	9.66946924	Vérifié
Phase 18	31.0345	24.1	32.14	7.29252796	8.83976192	Vérifié
Phase 19	26.3328	24.1	32.14	6.76170917	9.66344626	Vérifié
Phase 20	31.00913	24.1	32.14	7.2896637	8.84420646	Vérifié
Phase 21	26.32269	24.1	32.14	6.76056775	9.66521741	Vérifié
Phase 22	31.03071	24.1	32.14	7.29210007	8.84042589	Vérifié
Phase 23	26.3255	24.1	32.14	6.760885	9.66472513	Vérifié
Phase 24	31.02858	24.1	32.14	7.29185959	8.84079904	Vérifié
Phase 25	26.32464	24.1	32.14	6.76078791	9.6648758	Vérifié
Phase 26	31.03139	24.1	32.14	7.29217684	8.84030676	Vérifié
Phase 27	26.32498	24.1	32.14	6.76082629	9.66481623	Vérifié
Phase 28	31.03234	24.1	32.14	7.2922841	8.84014033	Vérifié
Phase 29	26.28216	24.1	32.14	6.75599194	9.67231781	Vérifié
Phase 30	31.04913	24.1	32.14	7.29417968	8.83719892	Vérifié
Phase 31	26.2817	24.1	32.14	6.75594001	9.6723984	Vérifié
Phase 32	26.17572	24.1	32.14	6.74397494	9.69096489	Vérifié
Phase 33	26.22832	24.1	32.14	6.74991344	9.68174997	Vérifié
Phase 34	26.25174	24.1	32.14	6.75255755	9.67764705	Vérifié
Phase 35	26.39245	24.1	32.14	6.76844361	9.65299626	Vérifié
Phase 36	26.44725	24.1	32.14	6.77463049	9.64339592	Vérifié
Phase 37	26.26975	24.1	32.14	6.75459086	9.6744919	Vérifié
Phase 01	3.58682	24.1	32.14	4.1937032	13.6482831	Vérifié
Phase 02	3.68898	24.1	32.14	4.205237	13.6303858	Vérifié
Phase 03	3.9397	24.1	32.14	4.23354312	13.5864625	Vérifié
Phase 04	36.6247	24.1	32.14	7.92365781	7.8604225	Vérifié
Phase 05	29.63208	24.1	32.14	7.13419568	9.08544995	Vérifié
Phase 06	31.39529	24.1	32.14	7.33326091	8.77655562	Vérifié
Phase 07	26.5191	24.1	32.14	6.78274231	9.63080862	Vérifié
Phase 08	33.79294	24.1	32.14	7.60395399	8.35651463	Vérifié
Phase 09	26.59493	24.1	32.14	6.79130347	9.61752407	Vérifié
Phase 10	30.84743	24.1	32.14	7.27140788	8.87253446	Vérifié
Phase 11	31.37308	24.1	32.14	7.33075341	8.78044656	Vérifié
Phase 12	26.477	24.1	32.14	6.77798925	9.63818406	Vérifié

Phase 13	26.33699	24.1	32.14	6.76218221	9.66271222	Vérifié
Phase 14	26.42811	24.1	32.14	6.7724696	9.64674903	Vérifié
Phase 15	26.48329	24.1	32.14	6.77869939	9.63708212	Vérifié
Phase 16	26.68831	24.1	32.14	6.80184601	9.60116495	Vérifié

Tableau VI. 4 : Vérification Des Contraintes Normales En Travée

En phase de service :

	Appuis		Travée	
	A vide	En charge	A Vide	En charge
V (m)	1.45	1.45	1.45	1.45
V' (m)	2.25	2.25	2.25	2.25
S (m ²)	7.12	7.12	7.12	7.12
I (m ⁴)	12.8433	12.8433	12.8433	12.8433
P _s (KN)	40.176	40.176	24.1	24.1
P _i (KN)	16.07	16.07	32.14	32.14
e _s (m)	1.33	1.33	1.33	1.33
e _i (m)	2.13	2.13	2.13	2.13
M _t (MN.m)	68.152	86.93	28.21	34.5
σ _{sup} (MPa)	2.373633204	0.253609534	6.973643793	7.683780596
σ _{inf} (MPa)	16.47467998	19.76437188	9.334582181	8.232645763
Etat	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau VI. 5 : Vérification des contraintes en phase de service

6.6. Vérification a l'effort tranchant.

La vérification des contraintes tangentielles s'effectue pour les phases à vide et en charge, la contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante.

$$\tau = \frac{V.S}{b_n I}$$

V : effort tranchant réduit.

S : moment statique par rapport à l'axe passant par le centre de gravité.

b_n = largeur nette .

I : Le moment d'inertie de la section considérée

Pour la vérification : $\tau = \min \{\tau_1; \tau_2\}$

Avec :

$$\tau_1^2 \leq 0.4 f_{tj} \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

$$\tau_2^2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right)$$

f_{tj} : la résistance de la traction du béton a l'age j

f_{cj} : la résistance a la compression du béton à l'age j

σ_x : la contrainte de la précontrainte appliquée .

$$\sigma_x = \frac{P}{S} = 7.9 \text{ MPa}$$

$$\tau_1^2 = 0.4 \times 3 \times \left(3 + \frac{2}{3} \times 7.9\right) = 9.92 \text{ MPa} \rightarrow \tau_1 = 3.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_2^2 = 2 \times \frac{3}{40} (0.6 \times 40 - 7.9) \left(3 + \frac{2}{3} \times 7.9\right) = 19.964 \rightarrow \tau_2 = 4.468 \text{ MPa}$$

$$\tau_{min} = \{\tau_1 ; \tau_2\} = 3.14 \text{ MPa}$$

6.6.1. Calcul des contraintes de cisaillements aux états limites de service.

	V(KN)	τ (MPa)	Etat
A vide	535.6	0.38	Vérifie
En charge	3220	2.3	Vérifie

Tableau VI. 6 : Calcul des contraintes de cisaillements ELS

6.6.2. Calcul des contraintes de cisaillements aux états limite ultime.

	V (KN)	τ (MPa)	Etat
A vide	556.8	0.394	Vérifie
En charge	2955	2.09	Vérifie

Tableau VI. 7 : Calcul des contraintes de cisaillements ELU

6.6.3. L'inclinaison des bielles est telle que :

En désignant par β_u l'angle de ces fissures avec la fibre moyenne de la dalle on a :

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2 \tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}}$$

σ_{xu} : la contrainte de la précontrainte appliquée longitudinale.

$\sigma_{yu} = 0$: la contrainte de la précontrainte appliquée transversale .

$$\text{tg } 2\beta_u = \frac{2 \tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{yu}} = \frac{2 \times 2.09}{7.9} = 0.53 \rightarrow \beta_u = 13.94^\circ$$

Si $\beta_u < 30^\circ \Rightarrow \beta_u = 30^\circ \rightarrow \text{tg } \beta_u = 0,5774$

Si $\beta_u > 30^\circ \Rightarrow$ on prend la valeur calculée

On aura :

$$\beta_u = 30^\circ \rightarrow \text{tg } \beta_u = 0,5774$$

6.6.4. Détermination des armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \left[\tau_{redU} - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \text{tg}(\beta_u)$$

A_t : somme des aires des action droite des aciers d'un cours d'armatures transversales,

S_t : espacement de ces armatures

f_e : limite d'élasticité de l'acier

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{1 \times 1.15}{500} \times \left[2.09 - \frac{3}{3} \right] \times 0.5774 = 14.5 \text{ cm}$$

Pourcentage minimum.

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left[\frac{0.4 \times b_n \times \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \left[\frac{0.4 \times 1 \times 1.15}{500} \right] = 11 \text{ cm.}$$

Nous retiendrons donc 5cadre de HA12 avec un espacement de 0,20 m

6.6.5. Justification du béton.

$$\tau_{redU} \leq \frac{0.85 f_{cj}}{3\gamma_b} \sin 2\beta_u$$

$$\tau_{redU} = 2.09$$

$$\tau_{redU} \leq 4.3 \text{ vérifié}$$

6.7. Vérification a la torsion.

Dans le cas des ponts courbes, les efforts de torsion sont très importants, et ils doivent être justifiés pour éviter tous désagréments dans la structure. Les contraintes tangentiels sont uniformes et égales :

$$\text{ELS: } \tau_{xy} = \frac{M_{xu}}{2 \times \Omega \times b_n} = \frac{8.065}{2 \times 13.464 \times 1} = 0.299 \text{ MPa}$$

$$\text{ELU : } \tau_{xy} = 0.449 \text{ MPa}$$

6.7.1 Justification à l'état limite de service.

D'après la réglementation en vigueur, la contrainte de cisaillement admissible est définie pour une section pleine comme suit

$$\tau_v^2 + \tau_T^2 \leq \tau_{lim}^2$$

τ_v : contrainte tangentielle due au moment de torsion.

τ_T : contrainte tangentielle due à l'effort tranchant.

τ_{lim} : contrainte admissible de cisaillement.

$$\tau_v^2 + \tau_T^2 = 5.37 \text{ MPa} \leq \tau_{lim}^2 = 9.859 \text{ MPa}$$

6.7.2 Justification à l'état limite ultime.

On doit vérifier :

$$\tau_{TU}^2 + \tau_{VU}^2 \leq \left(\frac{f_{c28}}{4\gamma_b}\right)^2$$

$$\tau_{TU}^2 + \tau_{VU}^2 = 4.569 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{f_{c28}}{4\gamma_b}\right)^2 = 44.44 \text{ Condition Vérifiée}$$

6.8. Conclusion.

La précontrainte repose sur deux principes : le premier est celui de la précontrainte totale, qui ne permet aucune traction. Ce principe est aujourd'hui complété par celui de la précontrainte partielle, qui autorise certains efforts de traction dans le béton. Au final, notre dimensionnement ne montre aucune traction, ce qui correspond à une précontrainte totale, le principe idéal.

Chapitre 7

Ferraillage de la section Transversale

7.1. Introduction.

L'armature passive est un élément crucial dans la construction des ponts, jouant un rôle fondamental dans la résistance et la durabilité de ces structures. Contrairement à l'armature active, qui est soumise à des tensions avant d'être incorporée dans le béton (technique de précontrainte), l'armature passive est placée sans pré-tension et fonctionne principalement en compression et en traction une fois que le béton est mis en place.

Les ponts, en tant qu'infrastructures essentielles pour le transport et la communication, nécessitent une conception et une construction méticuleuses pour garantir leur sécurité et leur longévité. L'armature passive, constituée de barres d'acier, est intégrée dans le béton pour augmenter sa résistance à divers types de sollicitations mécaniques. Cette armature contribue à la rigidité et à la capacité portante du pont, permettant de supporter les charges dynamiques et statiques imposées par le trafic, les conditions météorologiques, et d'autres facteurs environnementaux.

7.2. Modélisation.

La modélisation est effectuée par le logiciel Midas Civil. Le caisson est modélisé au niveau des appuis par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis doubles à l'extrémité de chaque âme.

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

7.3. Calcul des Sollicitation.

Le calcul des sollicitations est effectué par le logiciel Midas Civil, les charges et surcharges LM71 sont disposées dans le sens transversal suivant les règlements en vigueur, de façon à obtenir les sollicitations maximales.

Les calculs sont faits à l'ELU et à l'ELS, les résultats sont exprimés dans les diagrammes pour les combinaisons les plus défavorable

Pour les situations de projets durables et transitoires, l'*Eurocode EN 1990* (avec son Annexe 2) indique deux approches pour l'évaluation de l'effet total des actions sur le calcul : soit l'approche définie par l'équation 6.10 de l'*EN 1990*, soit une approche alternative figurant dans les équations 6.10a et 6.10b de l'*EN 1990* :

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{6.10 de l'EN 1990}$$

01	$1.35 G_1 + 1.35 G_2 + 1.45 LM71 + 1.5 V + 0.9 T$
02	$1.35 G_1 + 1.35 G_2 + 1.16 LM71 + 1.5 V + 1.5 T$
03	$1.35 G_1 + 1.35 G_2 + 1.16 LM71 + 1.5 V + 0.9 T$
ELS	
01	$G_1 + G_2 + LM71 + 0.75 V + 0.6 T$
02	$G_1 + G_2 + 0.8 LM71 + V + 0.6 T$
03	$G_1 + G_2 + 0.8 LM71 + 0.75 V + T$

Tableau VII. 1 : combinaison de charge

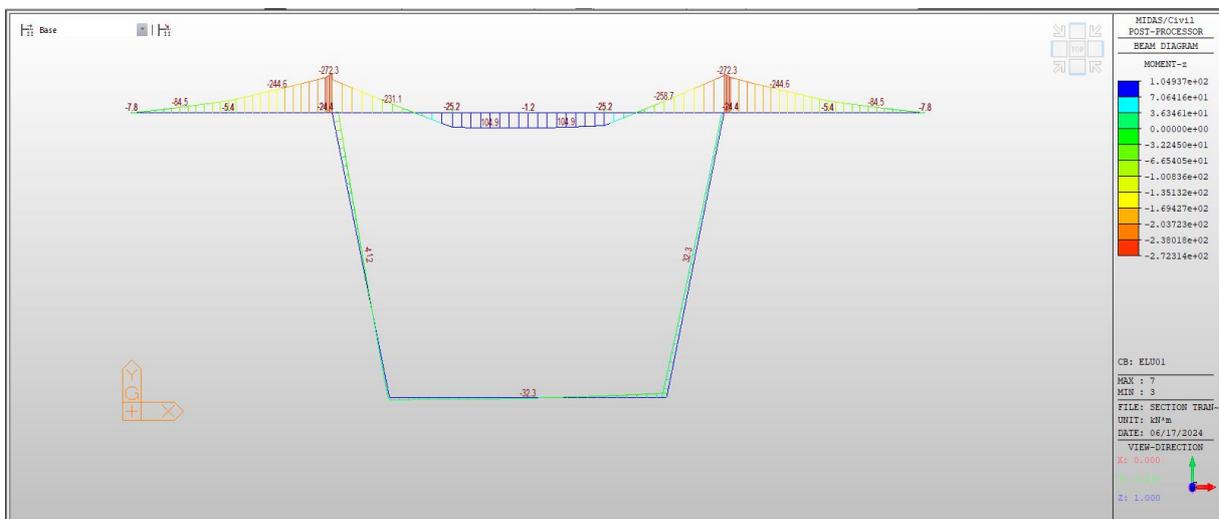


Figure VII. 1 : Moment fléchissant sous la combinaison E.L.U

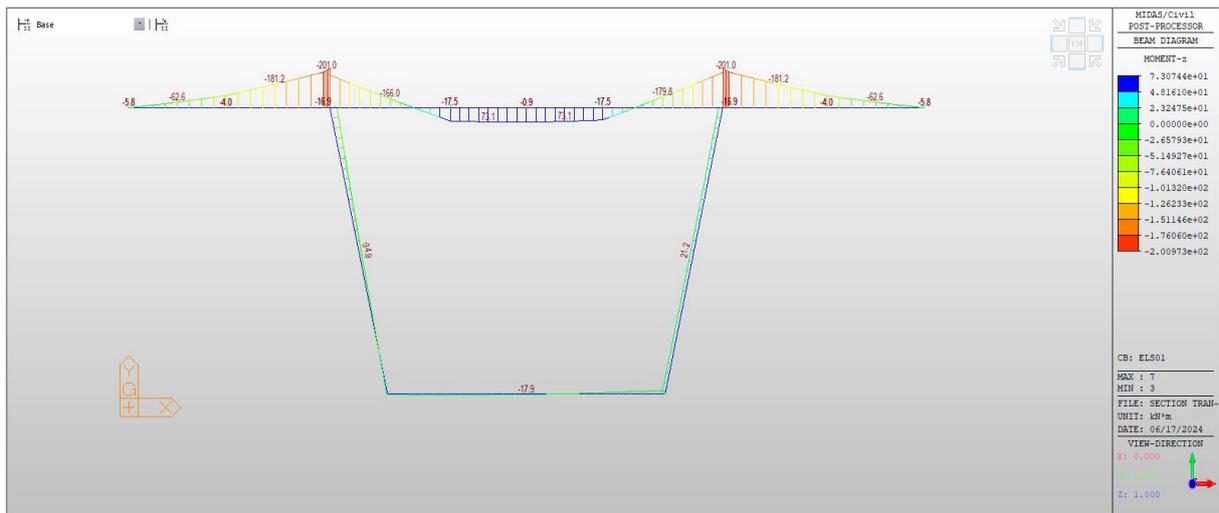


Figure VII. 2 : Moment fléchissant sous la combinaison E.L.S

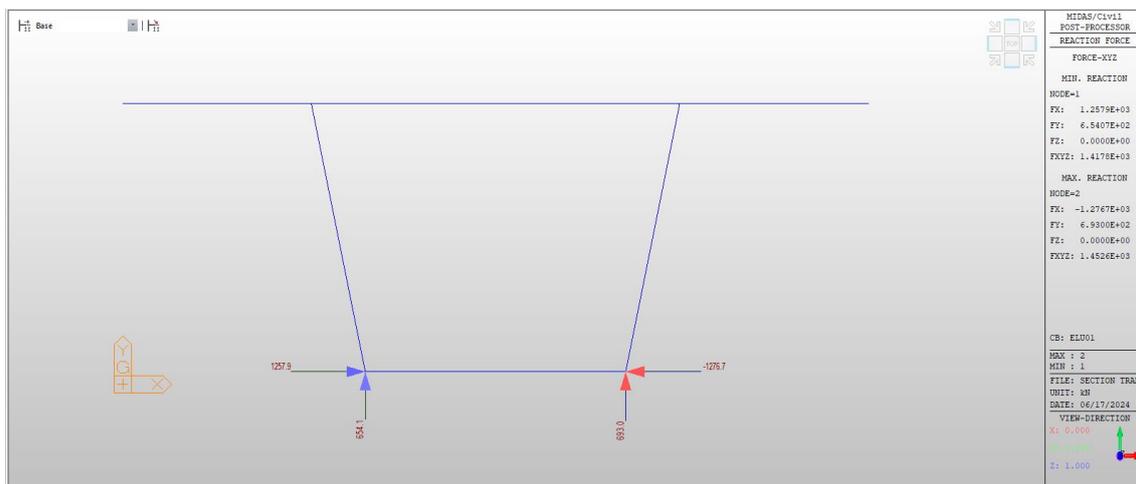


Figure VII. 3 : Réaction à l'ELU

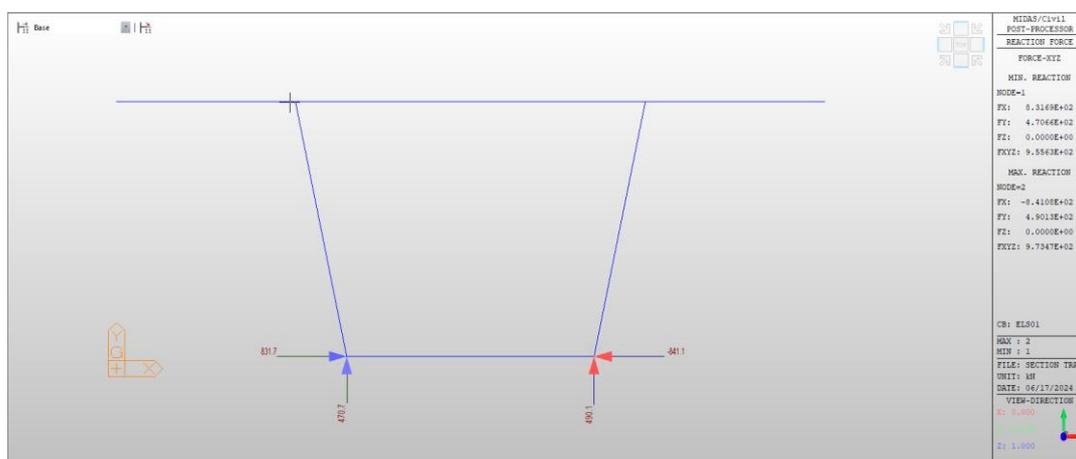


Figure VII. 4 : Réaction à l'ELS

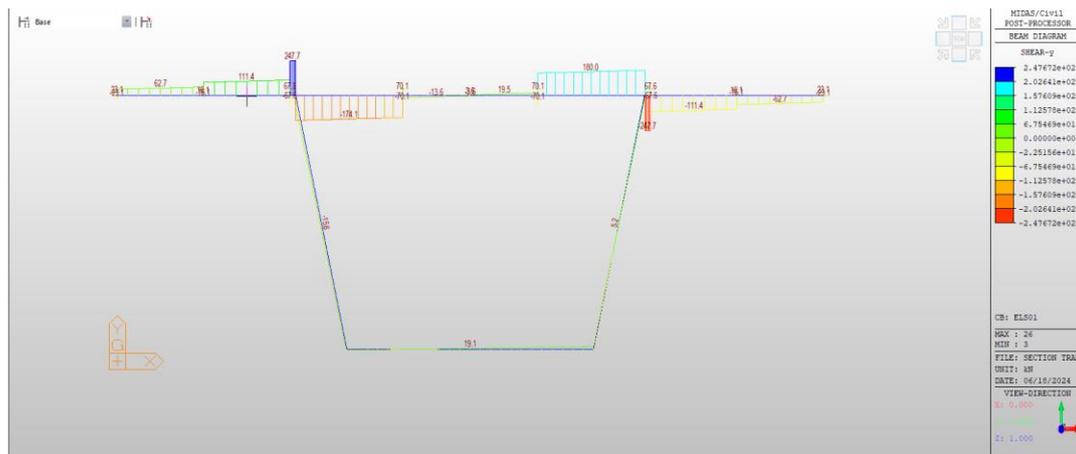


Figure VII. 5 : Effort tranchant ELS

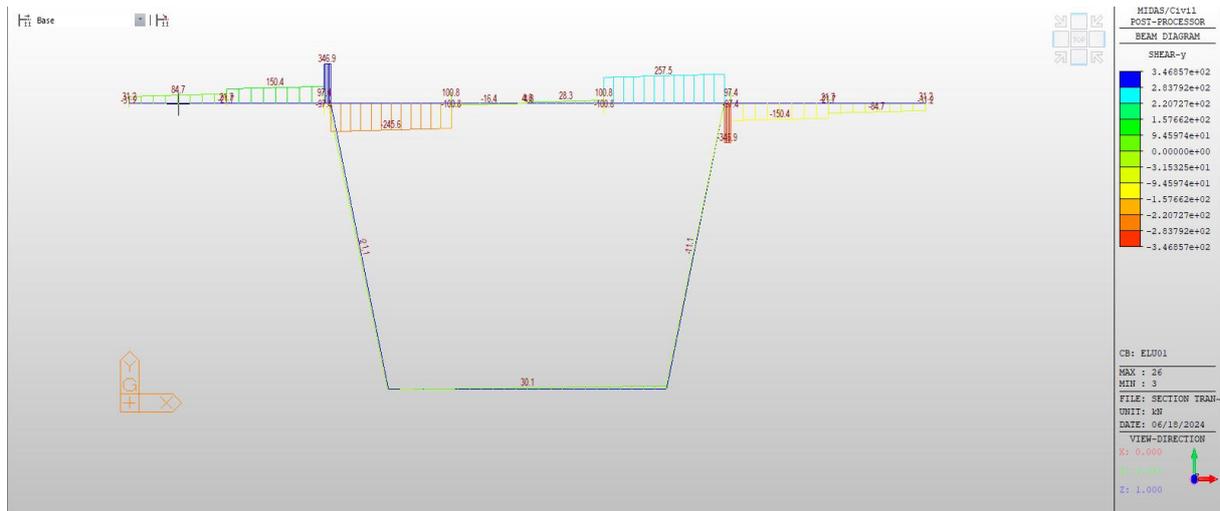


Figure VII. 6 : Effort tranchant ELU

7.4 Calcul du ferrailage :

7.4.1 Ferrailage du voussoir.

En l'absence de précontrainte transversale, la justification des pièces et la détermination du ferrailage s'effectuent selon les indications du BAEL 91 révisé 99 en considérant généralement la fissuration comme préjudiciable.

Le ferrailage est calculé par le logiciel EXPERT (béton armé), On subdivise le voussoir en plusieurs éléments :

- L'hourdis inférieur et l'hourdis supérieur travaillent **en flexion simple** ;
- Les deux porte-à-faux travaillent **en flexion simple** ;
- Les deux âmes travaillent **en flexion composée**.

On considère L'enrobage $d'=5\text{cm}$

La condition de non fragilité est donnée par la formule suivante :

$$A_{min} \geq 0.23 \times \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

7.5 Résultats de l'analyse.

Les valeurs des efforts maximums sous les combinaisons les plus défavorables sont illustrées dans les tableaux suivants :

7.5.1 Sollicitations en flexion simple.

Les sollicitations en flexion simple des éléments de la poutre caisson sont données dans le tableau suivant :

Section	ELU		ELS	
	$M_{max}(\text{KN.m})$	$M_{min}(\text{KN.m})$	$M_{max}(\text{KN.m})$	$M_{min}(\text{KN.m})$
Hourdis supérieur	104.94	-272.31	73.07	-200.97
Porte à faux	0	-272.31	0	-200.97
Hourdis inférieure	12	-32.3	6.3	-17.9

Tableau VII. 2 : Sollicitations en flexion simple

Section	ELU		ELS	
	$A_{s1}(\text{cm})$	$A_{s2}(\text{cm})$	$A_{s1}(\text{cm})$	$A_{s2}(\text{cm})$
Hourdis supérieur	10.2	30.5	8.9	34.4
Porte à faux	0	30.5	0	34.4
Hourdis inférieure	2.8	2.8	2.8	2.8

Tableau VII. 3 : Ferrailage pour des Sollicitations en flexion simple

Sections	Nappe Supérieure	Nappe inférieure
Hourdis supérieur	8 HA 25	6 HA 16
Port à faux	8 HA 25	6 HA 16
Hourdis inférieur	6 HA 12	6 HA 12

Tableau VII. 4 : Ferrailage pour des Sollicitations en flexion simple 02

7.5.2 Sollicitations en flexion composée.

Le tableau suivant donne les efforts auxquelles les âmes de la poutre sont soumises :

AME	ELU			ELS		
	665	41.2	-24	475.5	-34.5	21.4

Tableau VII. 5 : Sollicitations en flexion composée

Section	ELU		ELS	
	$A_{s1}(\text{cm}^2)$	$A_{s2}(\text{cm}^2)$	$A_{s1}(\text{cm}^2)$	$A_{s2}(\text{cm}^2)$
Ame	6	6	6	6

Tableau VII. 6 : Ferrailage pour des Sollicitations en flexion composée

Section	Nappe Supérieure	Nappe inférieure
AME	6 HA 14	6 HA 14

Tableau VII. 7 : Ferrailage pour des Sollicitations en flexion composée 02

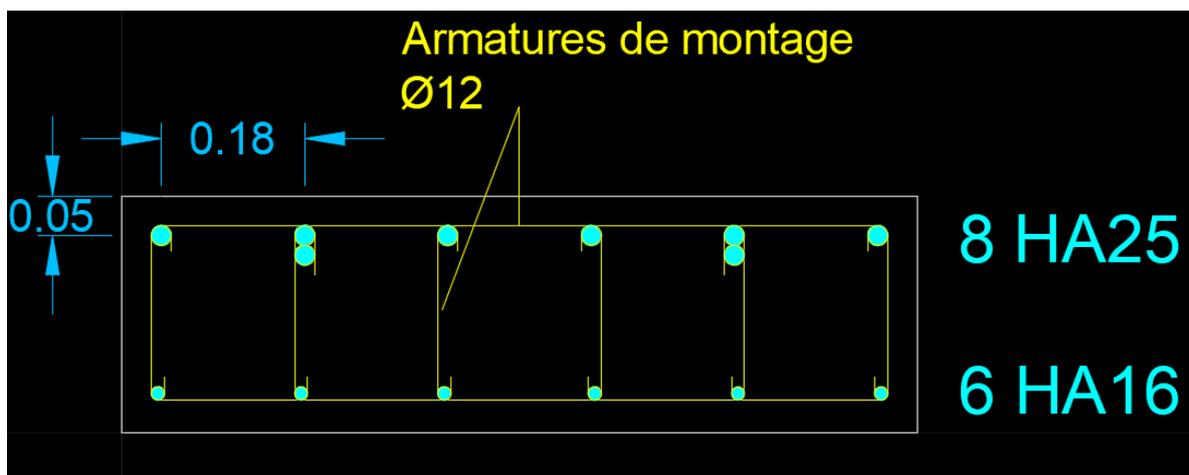


Figure VII. 7 : Schéma de ferrailage Hourdis supérieur et Port à faux

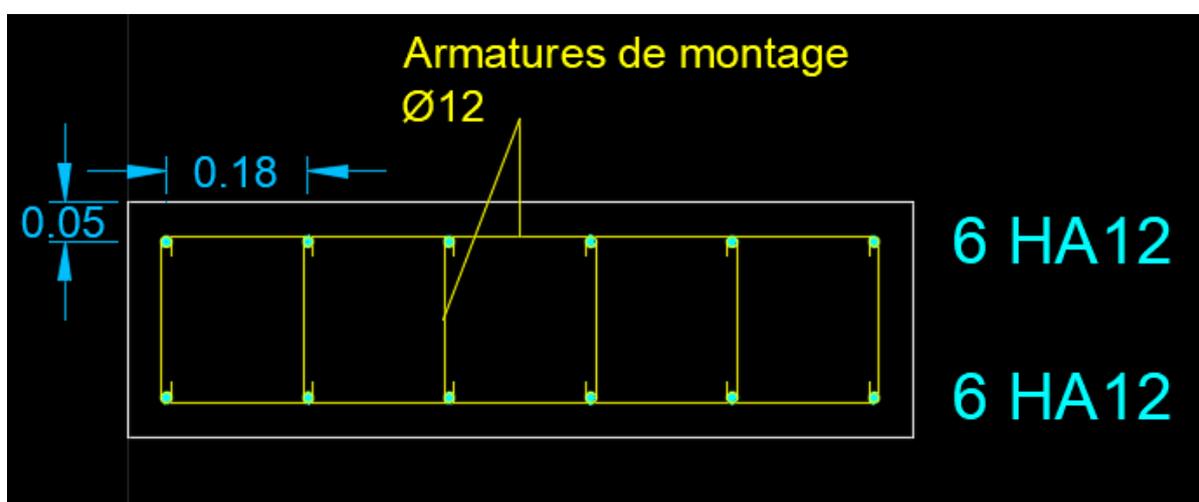


Figure VII. 8 Schéma de ferrailage Hourdis inférieur

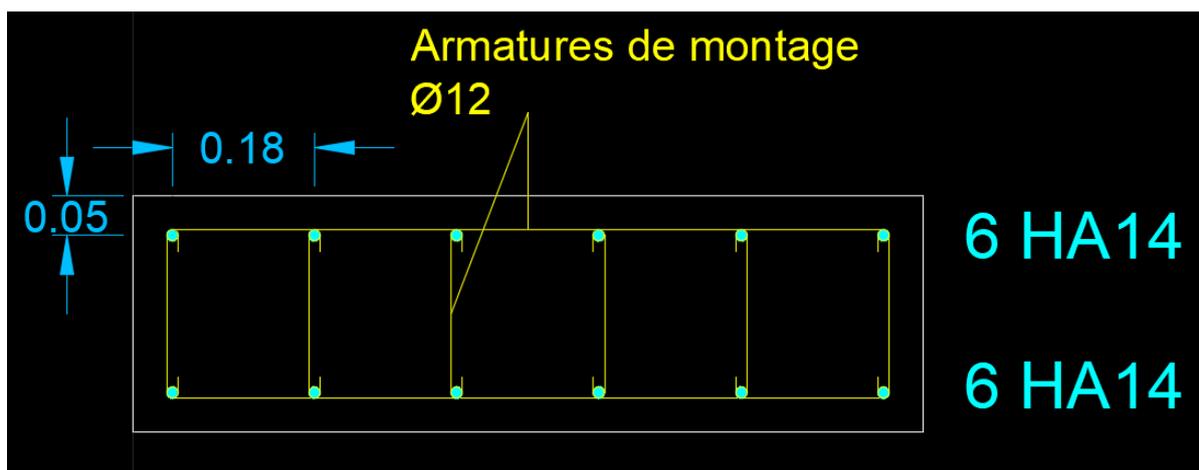


Figure VII. 9 : Schéma de ferrailage des âmes

7.6 Conclusion.

Pour conclure, le calcul des armatures passives d'un pont constitue une étape cruciale dans la conception et la construction de cet ouvrage. Ce processus permet de garantir la résistance et la durabilité de la structure face aux charges permanentes et exploitations, ainsi qu'aux diverses sollicitations environnementales. En combinant les principes théoriques et les exigences normatives, les ingénieurs s'assurent que les armatures sont correctement dimensionnées pour prévenir les déformations excessives et les défaillances potentielles. La précision dans le calcul et l'installation des armatures passives est essentielle pour la sécurité et la longévité du pont, témoignant de l'importance d'une approche rigoureuse et méthodique dans chaque phase de la conception et de la réalisation du projet.

Conclusion générale

Les analyses de tous les ponts détruits montrent que les contraintes de traction sont la cause principale des défaillances. Mes calculs et dimensionnements démontrent que les contraintes de traction sont nulles pour mon projet, ce qui confirme que je suis dans le domaine de sécurité. Ce projet m'a offert plusieurs opportunités :

Premièrement, il m'a permis d'avoir une vision claire des différentes étapes d'étude d'un pont en béton précontraint construit par poussage. J'ai pu comprendre en profondeur le processus complexe et les défis associés à cette méthode de construction.

Deuxièmement, la réalisation du projet de fin d'études constitue une étape cruciale dans le parcours de formation d'un élève ingénieur. Cette phase m'a permis de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de ma formation, d'approfondir et de compléter mes savoirs théoriques, tout en bénéficiant de l'expertise et de l'expérience des professionnels du secteur.

Troisièmement, j'ai maîtrisé la transition vers l'utilisation de logiciels à partir d'une modélisation précise. Cette compétence est essentielle pour un ingénieur moderne, car elle permet de réaliser des calculs complexes et des simulations précises, garantissant ainsi la sécurité et l'efficacité des projets.

Quatrièmement, j'ai appris à appliquer les réglementations régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art. La connaissance et l'application correcte de ces réglementations sont cruciales pour assurer la conformité et la sécurité des projets d'ingénierie.

Cinquièmement, j'ai évalué les avantages et les inconvénients de la méthode de poussage. Cette méthode, bien que rapide et économique, requiert une maîtrise parfaite tant au niveau des études que de l'exécution pour garantir la qualité de l'ouvrage. J'ai pu identifier les points forts et les défis associés à cette méthode, ce qui me permettra de mieux l'appréhender dans mes futurs projets.

En conclusion, ce projet marque la fin de ma formation à l'École Nationale Polytechnique et j'espère qu'il ouvrira les portes vers une carrière professionnelle réussie. Cette expérience m'a permis de consolider mes compétences en génie civil et de renforcer ma confiance en ma capacité à mener des projets complexes à bien. Je suis convaincu que les compétences et les connaissances acquises lors de ce projet seront des atouts précieux dans ma future carrière d'ingénieur. Je me sens prêt à relever les défis professionnels à venir et à contribuer de manière significative au domaine du génie civil.

Bibliographie.

- [1] Béton précontraint aux Eurocodes Patrick Le Delliou - Collection Entpe
- [2] CODE UIC 7 7 6 – 1 Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts-rails
- [3] Cours de pont ENP, Mme CHERID.
- [4] Cours de béton armé et béton précontraint ENP.
- [5] Document Cosider
- [6] Eurocode 1 Actions sur les structures
- NF EN 1991-2 Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic
- NF EN 1991 1-5 : 2004-05 Actions générales. Actions thermiques
- NF EN 1991-1-4 : 2005-11 Actions générales. Actions du vent.
- NF EN 1991 1-1 : 2003-03 Actions générales. Poids volumiques, poids propres et charges d'exploitation des bâtiments.
- [7] Guide des ponts poussés, Association française de génie civil, Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1999
- [8] NECHAK, Ali. KIRAM, Farid. Etude d'un pont poussé au plateau des Annasers.159P. Thèse de projet de fin d'études : Génie civil : Alger, Ecole Nationale Polytechnique : 2007
- [9] Projet et construction des ponts, J. A CALGARO, M. VIRLOGEUX.
- [10] Règles B.P.E.L 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en bétons armés, suivant la méthode des états limites.
- [11] SETRA (Service d'Etude Techniques des Routes et Autoroutes), Juin 2003. Ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs - Guide de conception.

Annexe

Efforts du tablier durant le poussage 1.

Les moments en KN.m et les réactions en KN

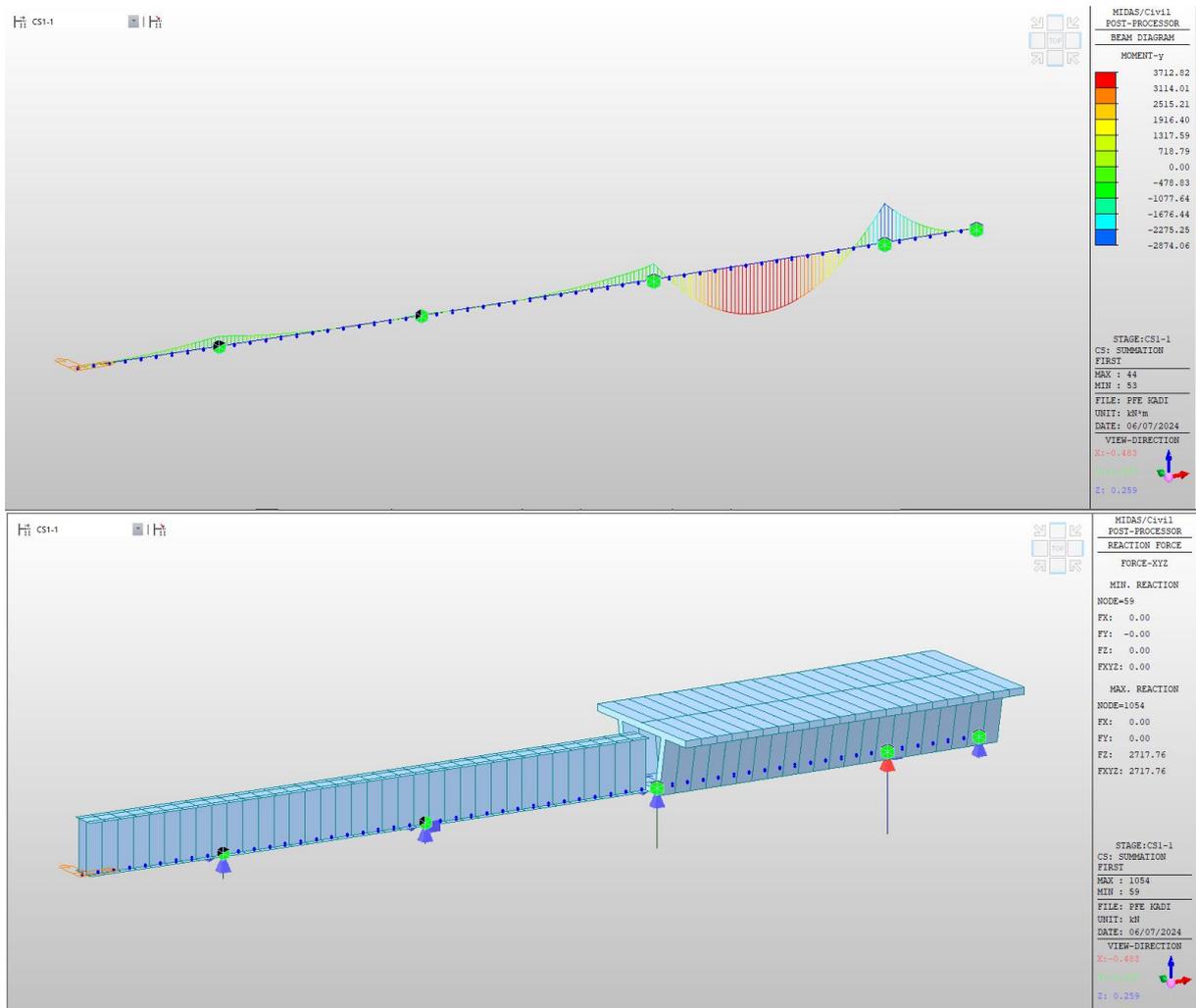
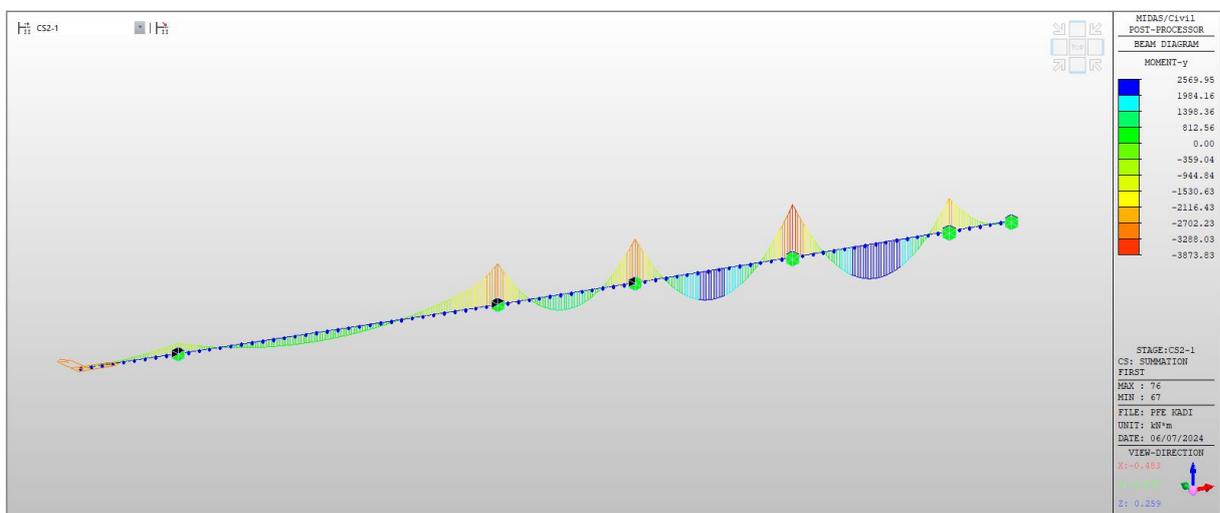


Figure 1 : Efforts dans l'étape 1 : poussage de premier voussoir 1

$$M_{max} = 3712.82 \quad M_{min} = -2874.06 \quad R_{max} = 2717.76$$



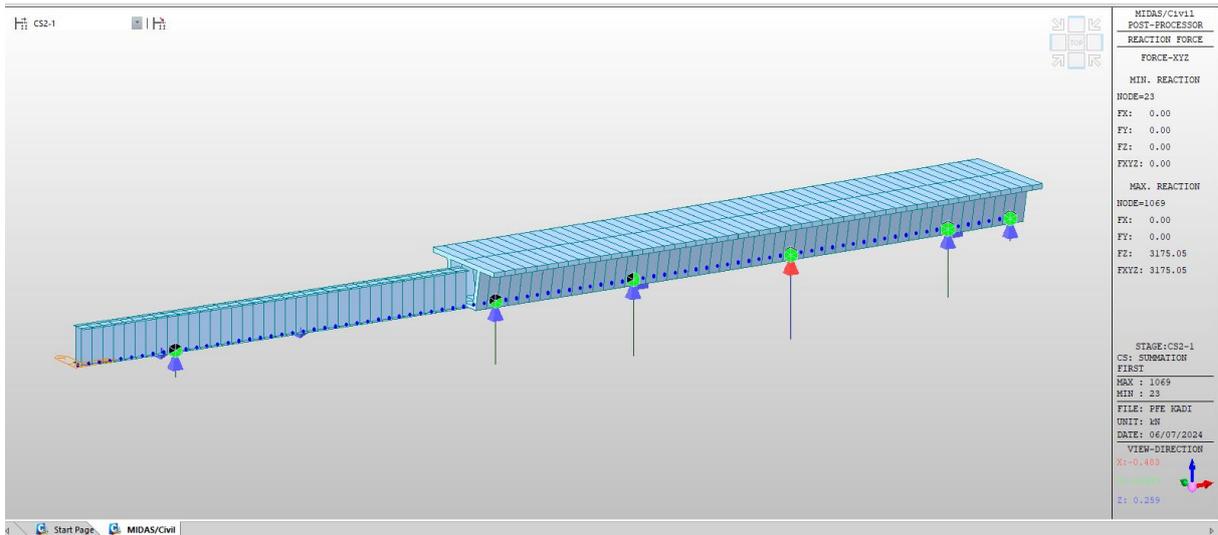


Figure 2 : Efforts dans l'étape 2 : poussage de voussoir 2

$$M_{max} = 2569.95 \quad M_{min} = -3873.83 \quad R_{max} = 3175.05$$

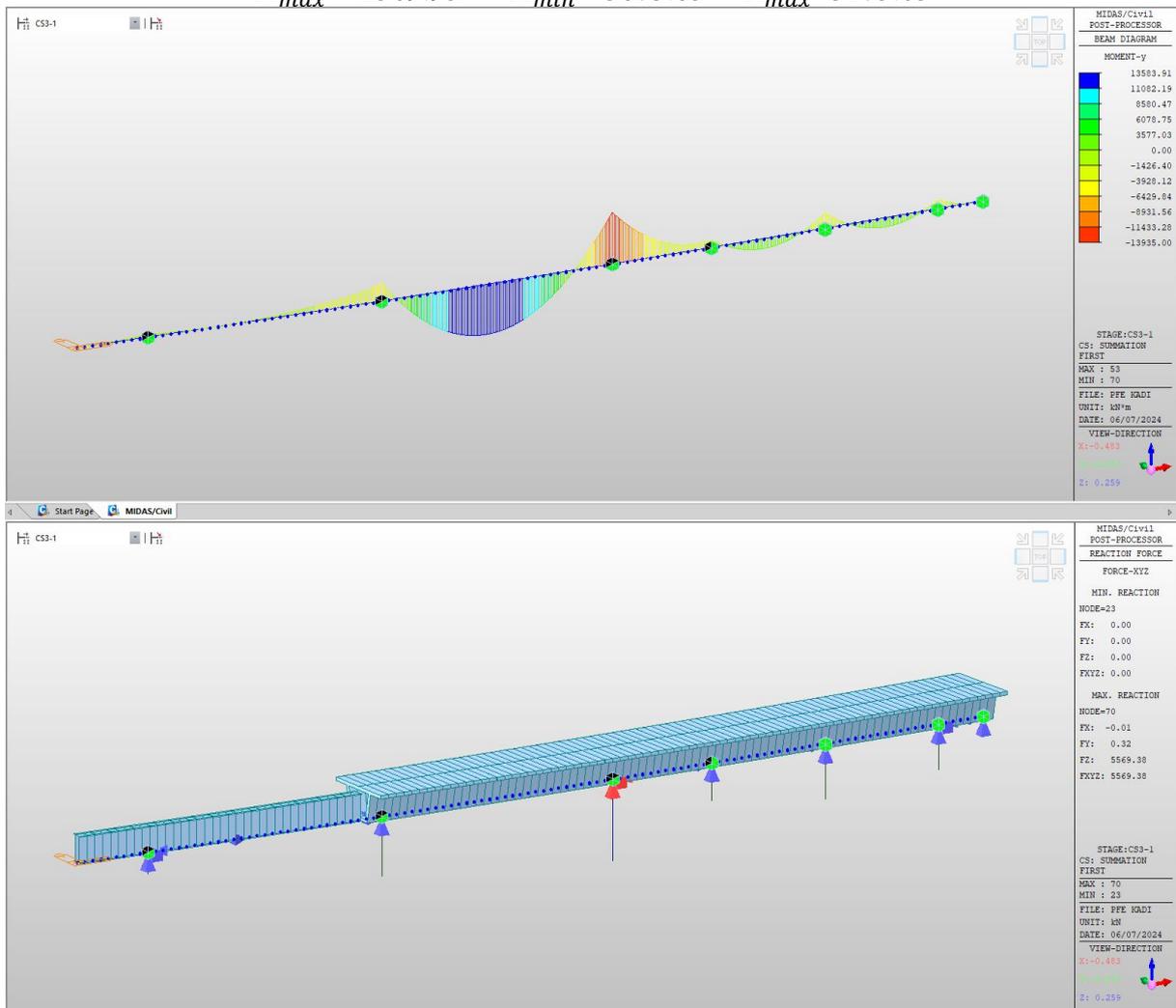


Figure 3 : Efforts dans l'étape 3 : poussage de voussoir 3

$$M_{max} = 13583.91 \quad M_{min} = -13935 \quad R_{max} = 5569.38$$

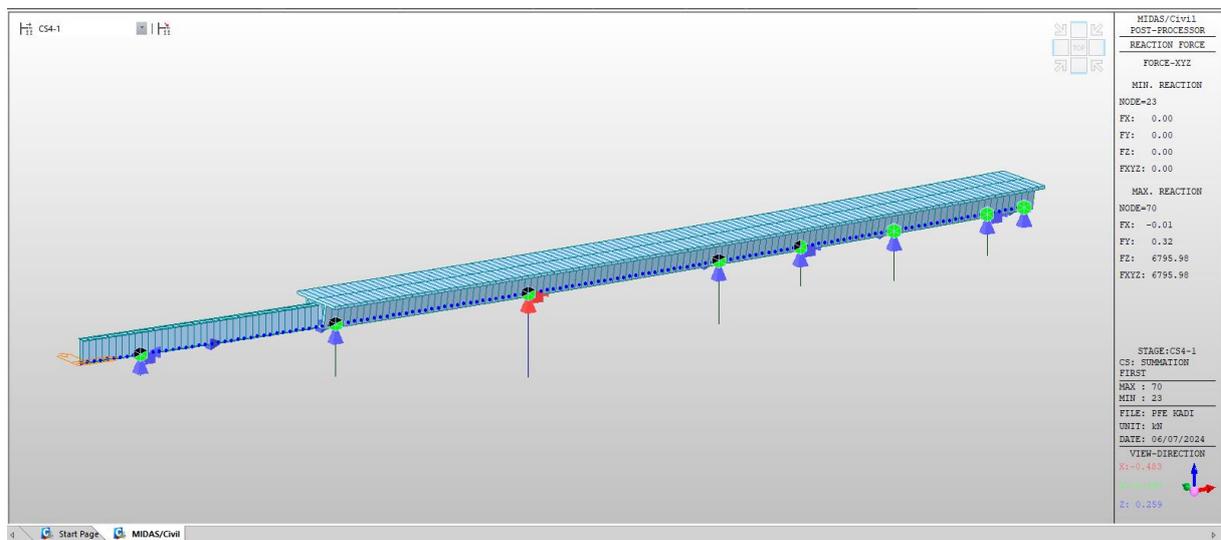
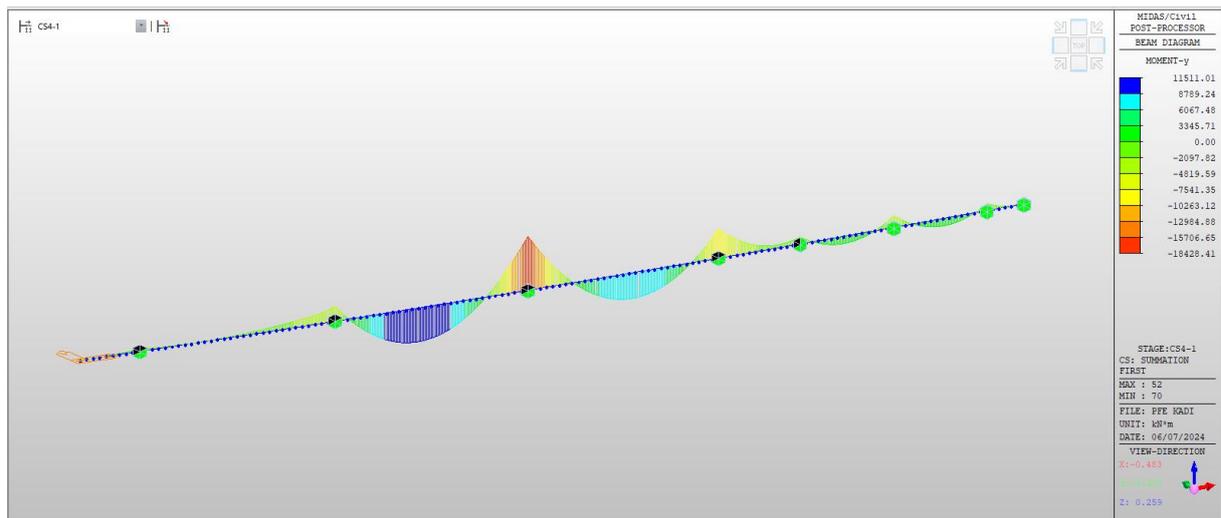
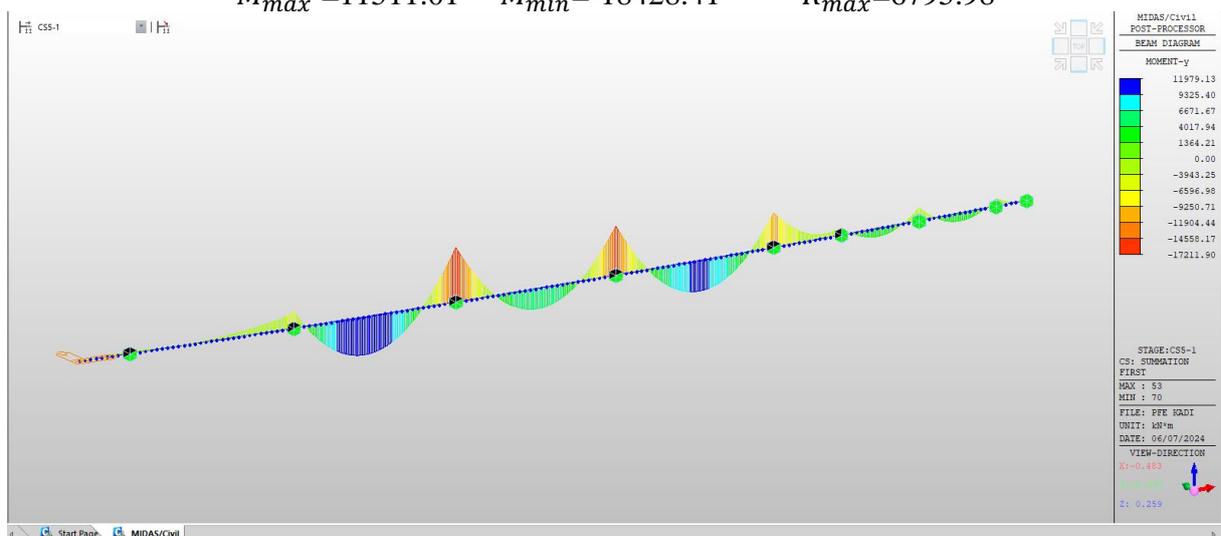


Figure 4 : Efforts dans l'étape 4 : poussage de voussoir 4

$$M_{max} = 11511.01 \quad M_{min} = -18428.41 \quad R_{max} = 6795.98$$



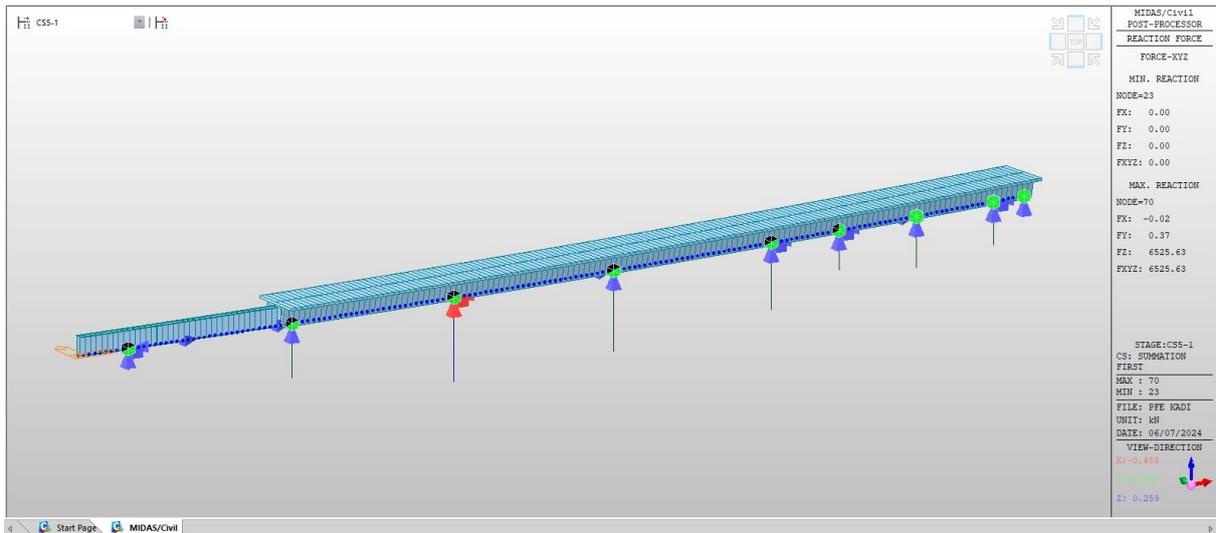


Figure 5 : Efforts dans l'étape 5 : poussage de voussoir 5

$$M_{max}=11979.13 \quad M_{min}=-17211.90 \quad R_{max}=6525.63$$

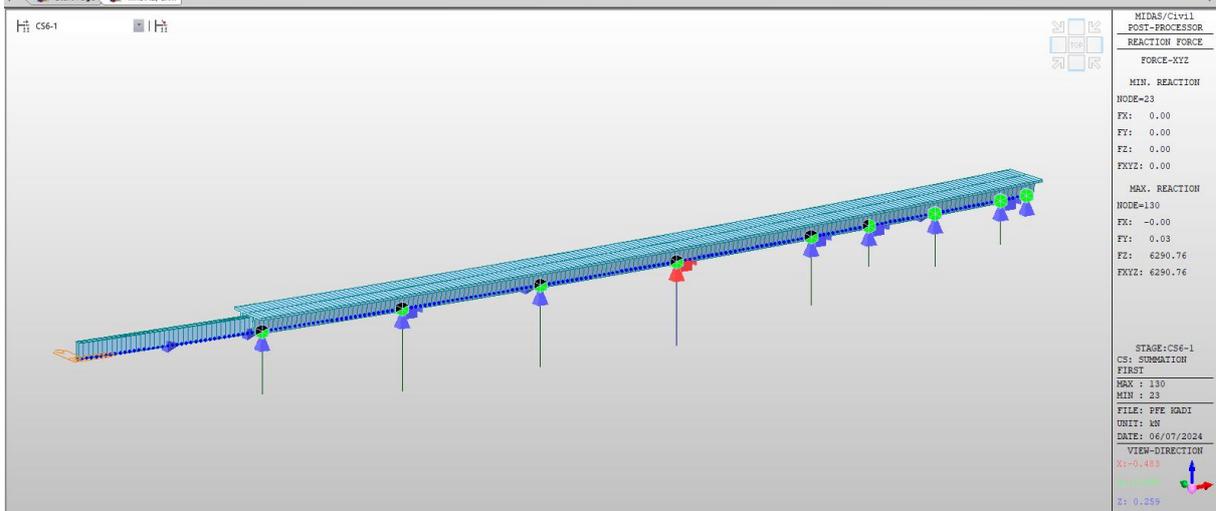
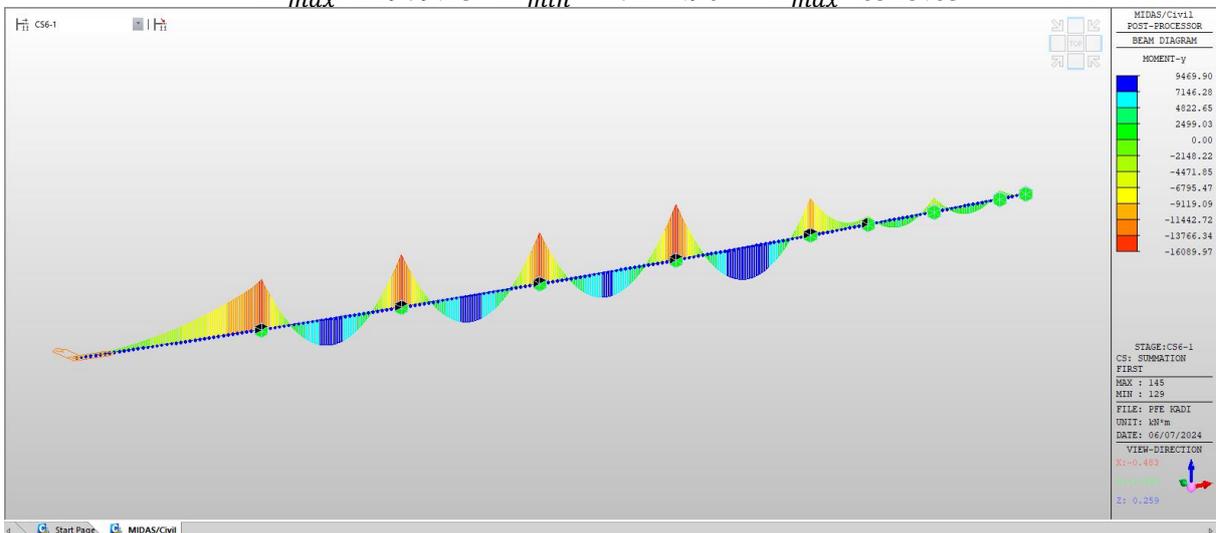


Figure 6 : Efforts dans l'étape 6 : poussage de voussoir 6

$$M_{max}=9469.90 \quad M_{min}=-16089.97 \quad R_{max}=6290.76$$

Tableau V. 4 : Le Premier Poussage du tablier

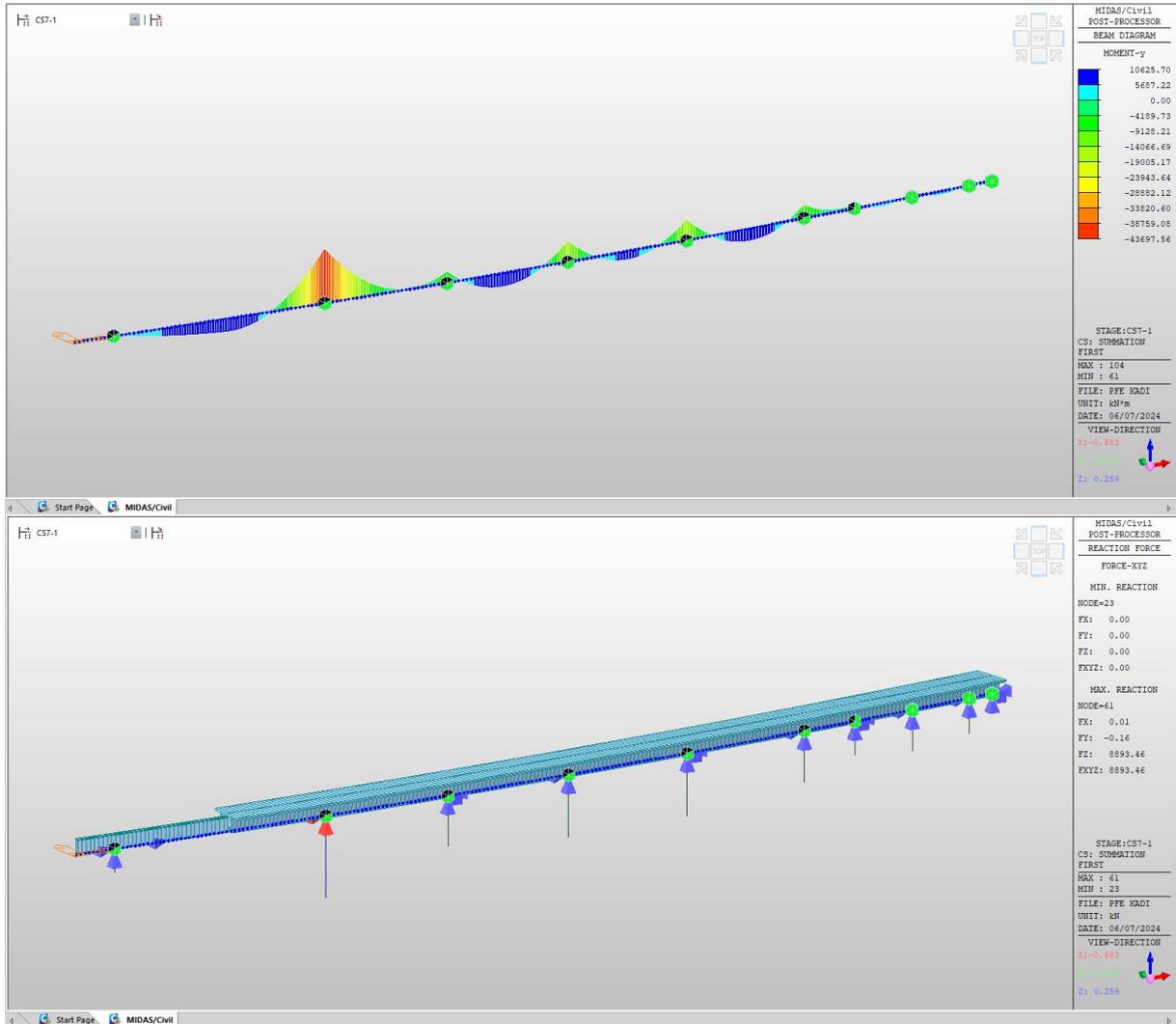
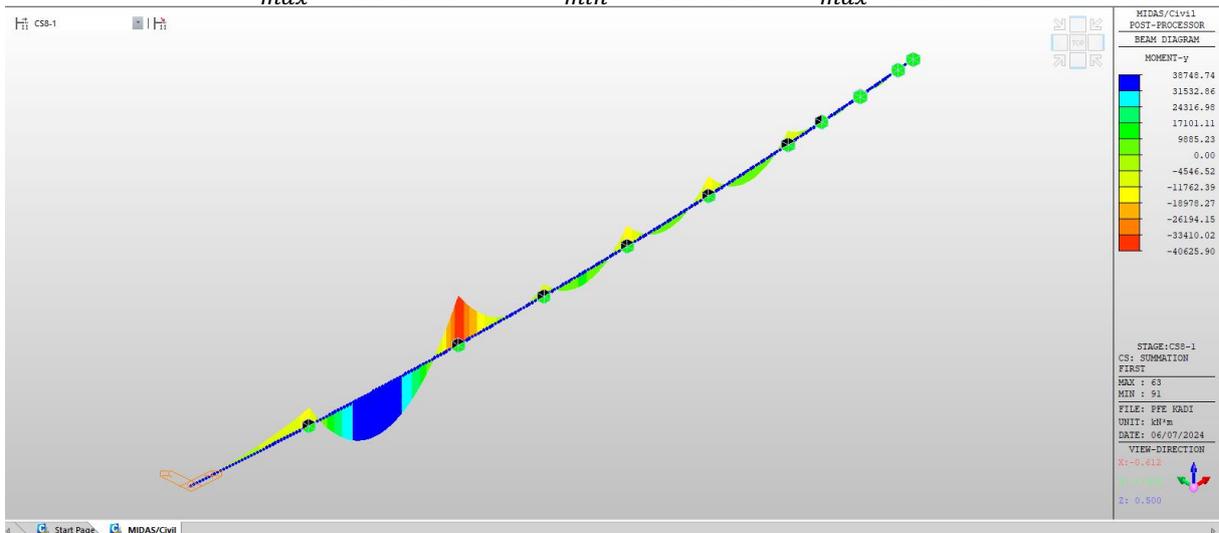


Figure 7 : Efforts dans l'étape 7 : poussage de voussoir 7

$$M_{max} = 10625.70 \quad M_{min} = -43697.56 \quad R_{max} = 8893.46$$



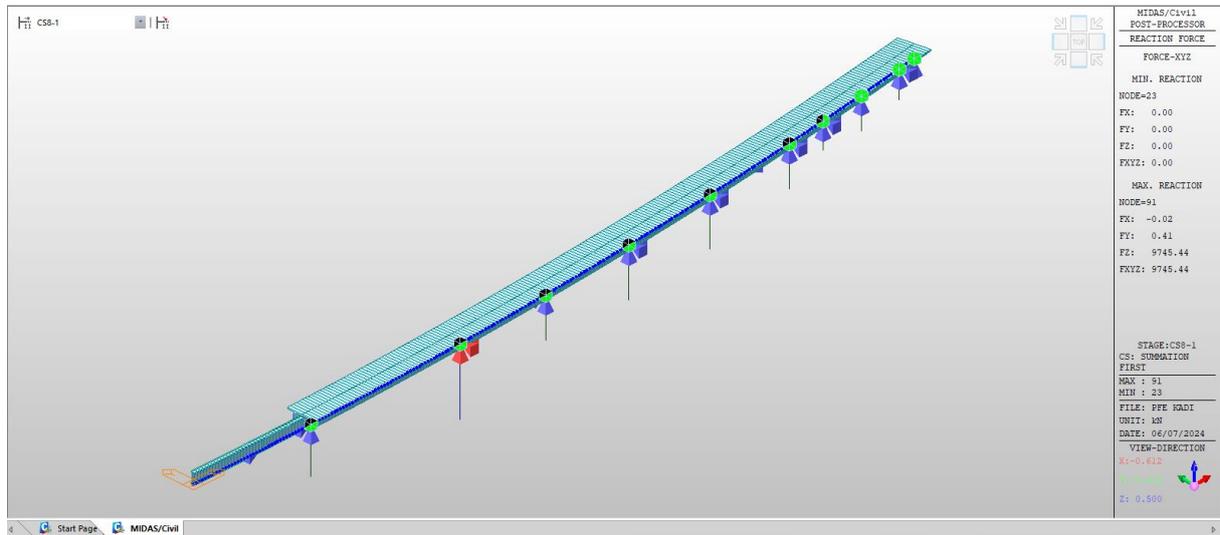


Figure 8 : Efforts dans l'étape 8 : poussage de voussoir 8

$$M_{max}=38748.74 \quad M_{min}=-40625.90 \quad R_{max}=9745.44$$

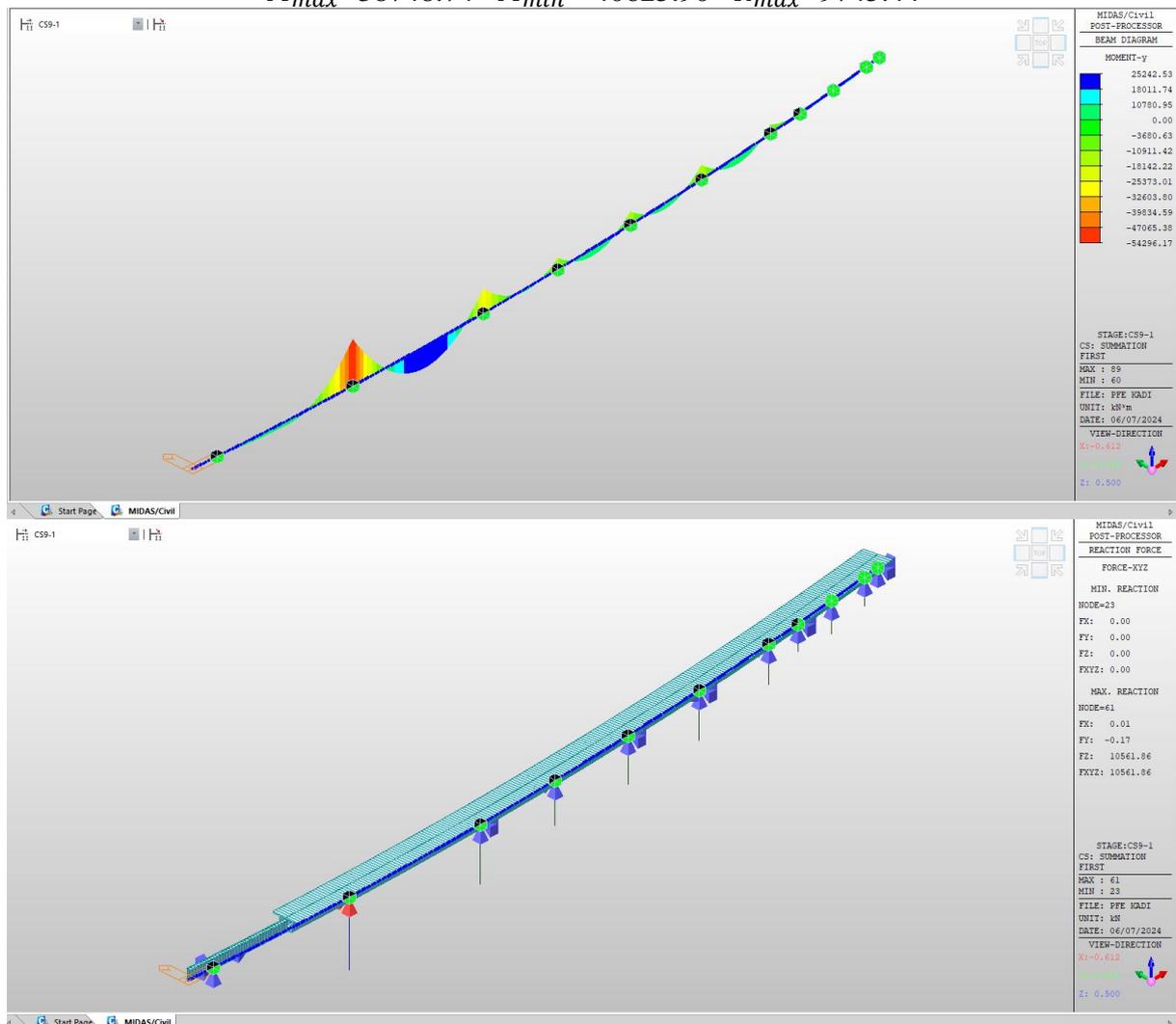


Figure 9 : Efforts dans l'étape 9 : poussage de voussoir 9

$$M_{max}=25242.53 \quad M_{min}=-54296.17 \quad R_{max}=10561.86$$

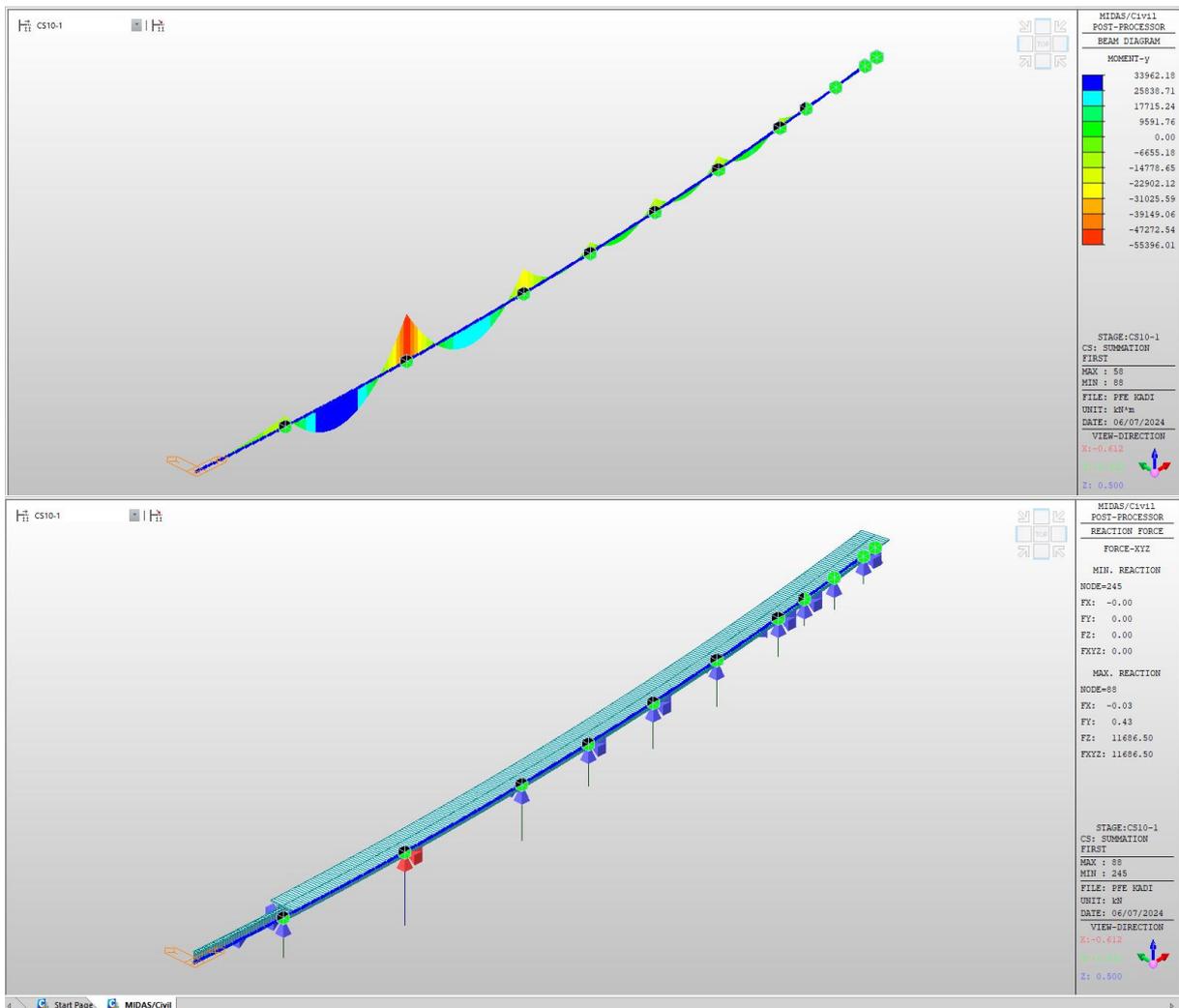
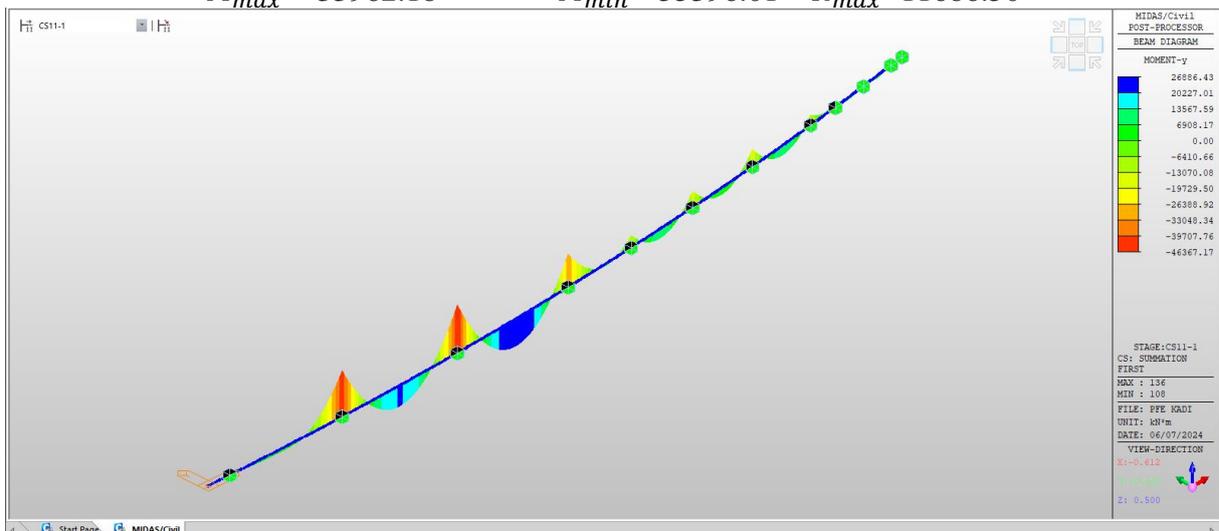


Figure 10 : Efforts dans l'étape 10 : poussage de voussoir 10

$$M_{max} = 33962.18 \quad M_{min} = -55396.01 \quad R_{max} = 11686.50$$



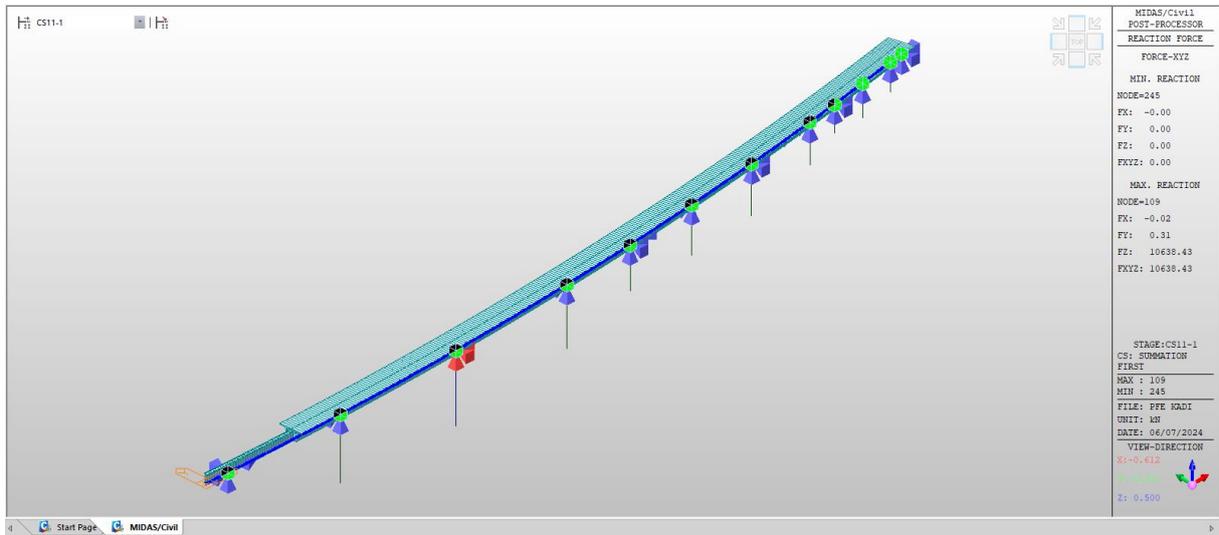


Figure 11 : Efforts dans l'étape 11 : poussage de voussoir 11

$$M_{max}=26886.43 \quad M_{min}=-46367.17 \quad R_{max}=10638.43$$

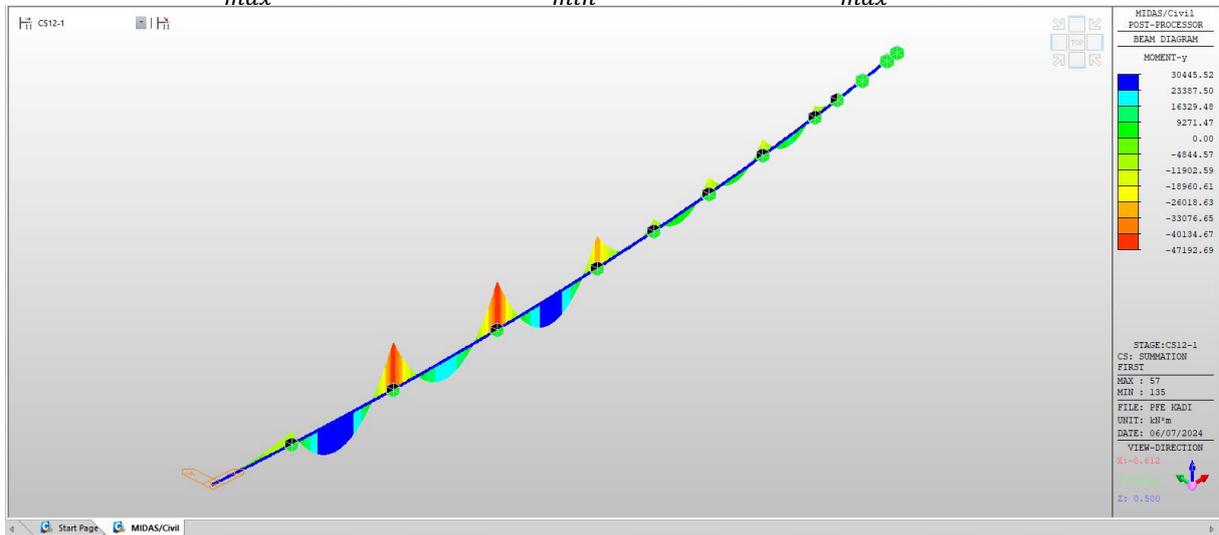


Figure 12 : Efforts dans l'étape 12 : poussage de voussoir 12

$$M_{max}=30445.52 \quad M_{min}=-47192.69 \quad R_{max}=10713.10$$

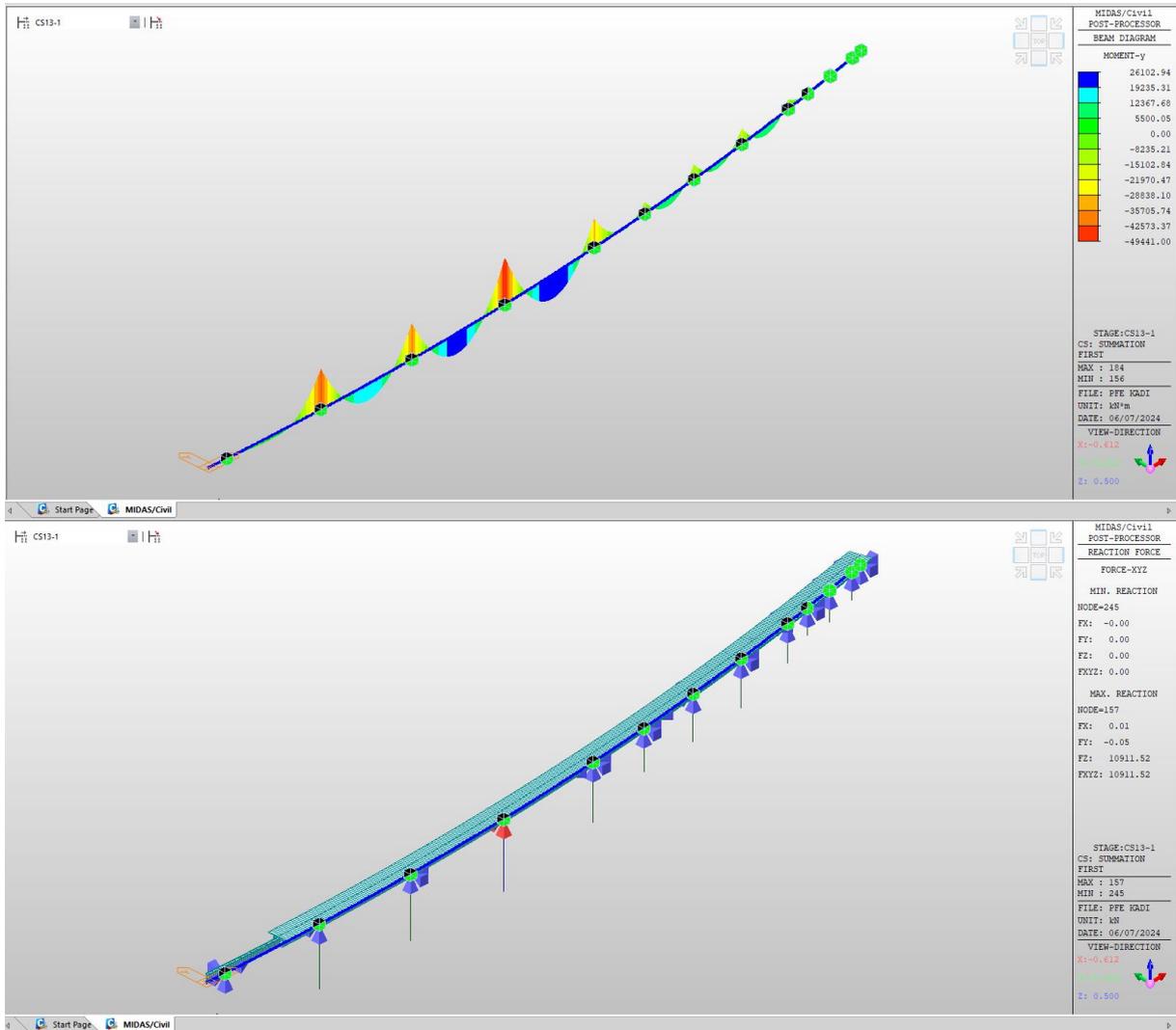
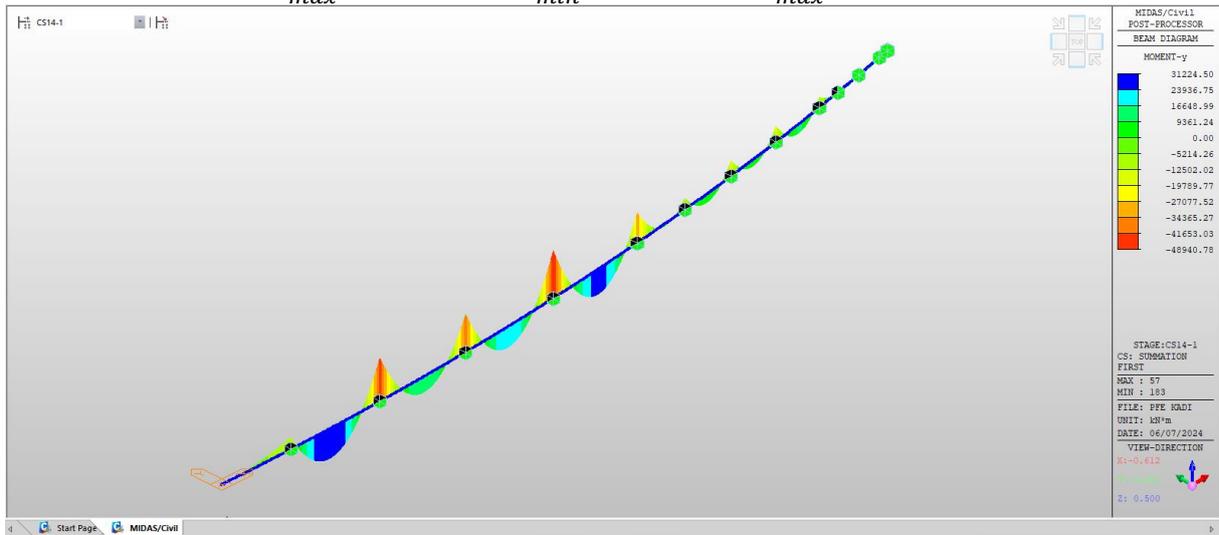


Figure 13 : Efforts dans l'étape 13 : poussage de voussoir 13

$$M_{max}=26102.94 \quad M_{min}=-49441.00 \quad R_{max}=10911.52$$



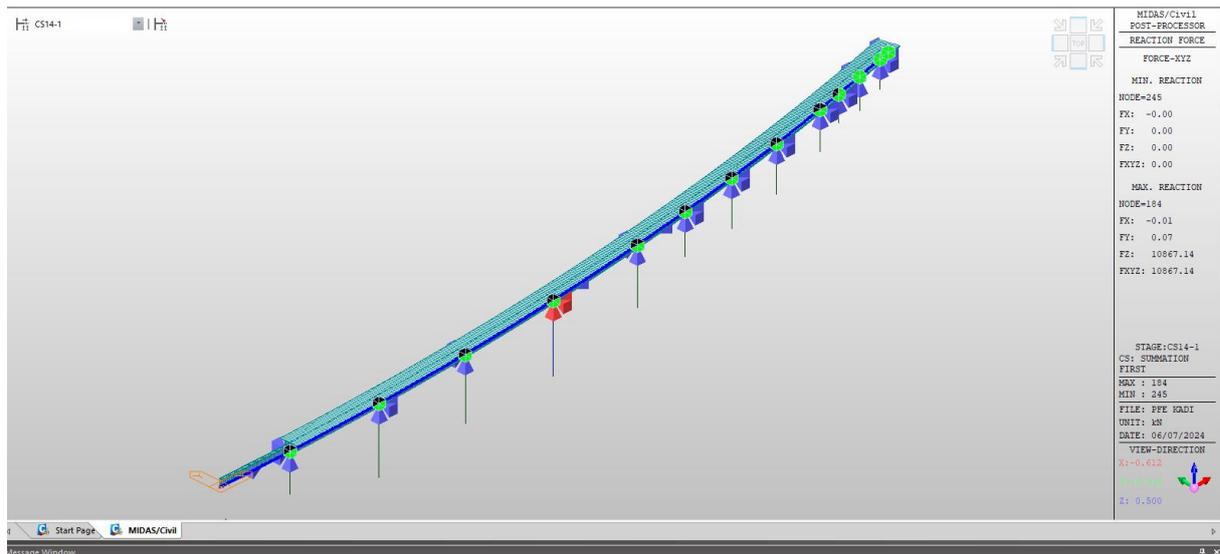


Figure 14 : Efforts dans l'étape 14 : poussage de voussor 14

$$M_{max}=31224.50 \quad M_{min}=-48940.78 \quad R_{max}=10867.14$$

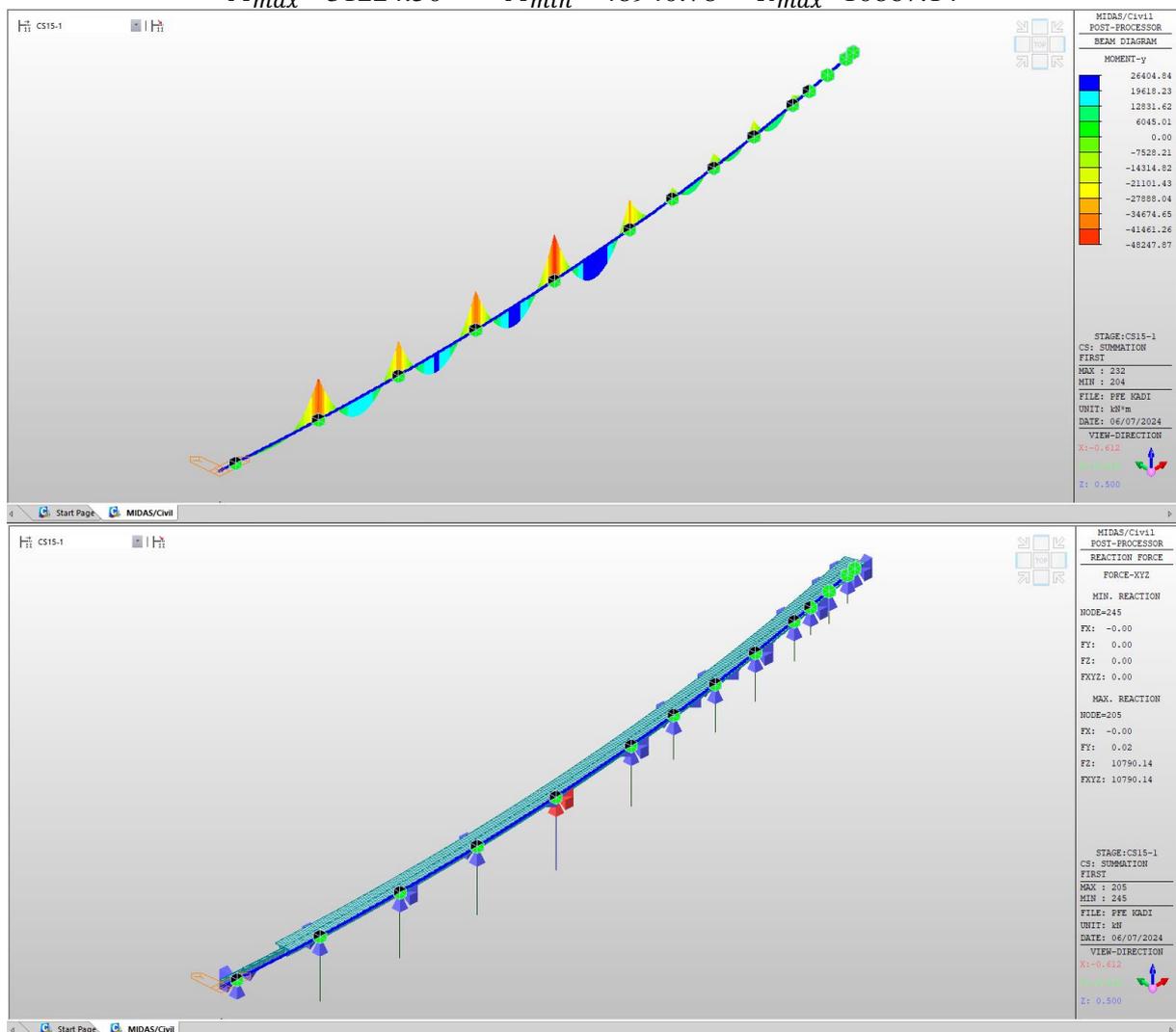


Figure 15 : Efforts dans l'étape 15 : poussage de voussor 15

$$M_{max}=26404.84 \quad M_{min}=-48247.87 \quad R_{max}=10790.14$$

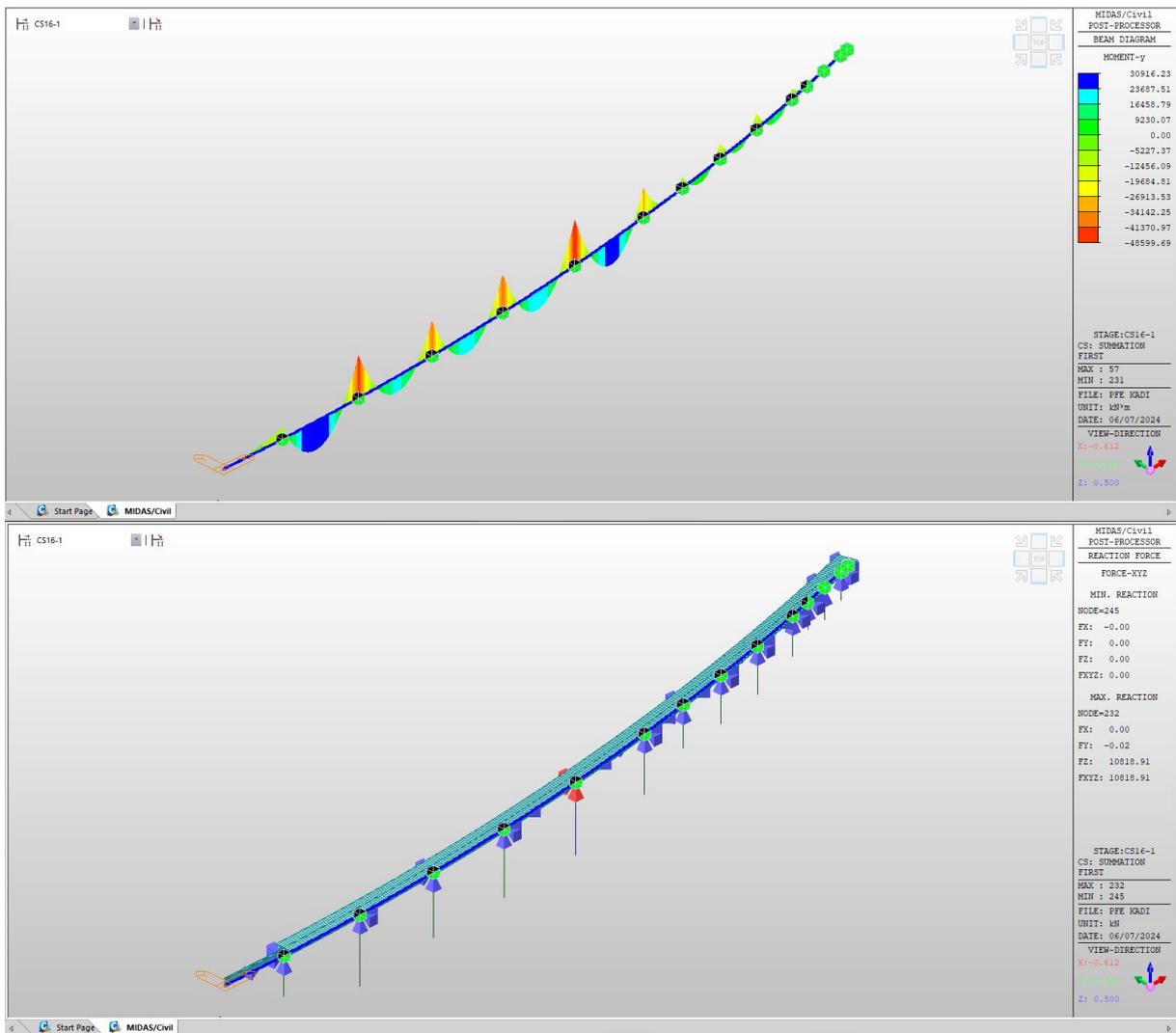
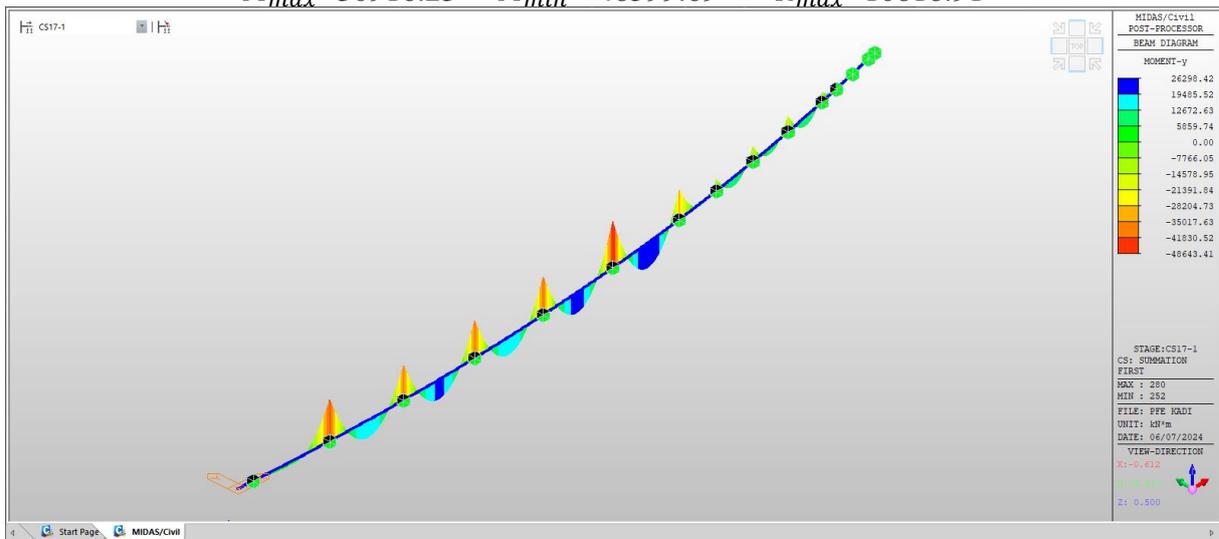


Figure 16 : Efforts dans l'étape 16 : poussage de voussoir 16

$$M_{max}=30916.23 \quad M_{min}=-48599.69 \quad R_{max}=10818.91$$



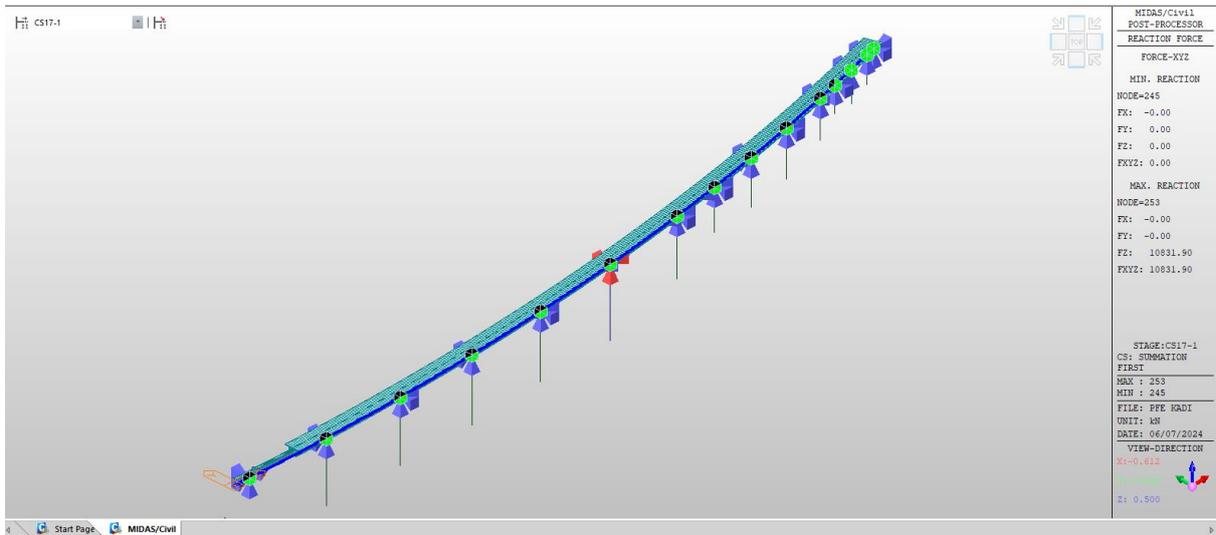


Figure 17 : Efforts dans l'étape 17 : poussage de voussoir 17

$$M_{max}=26298.42$$

$$M_{min}=-48643.41$$

$$R_{max}=10831.90$$

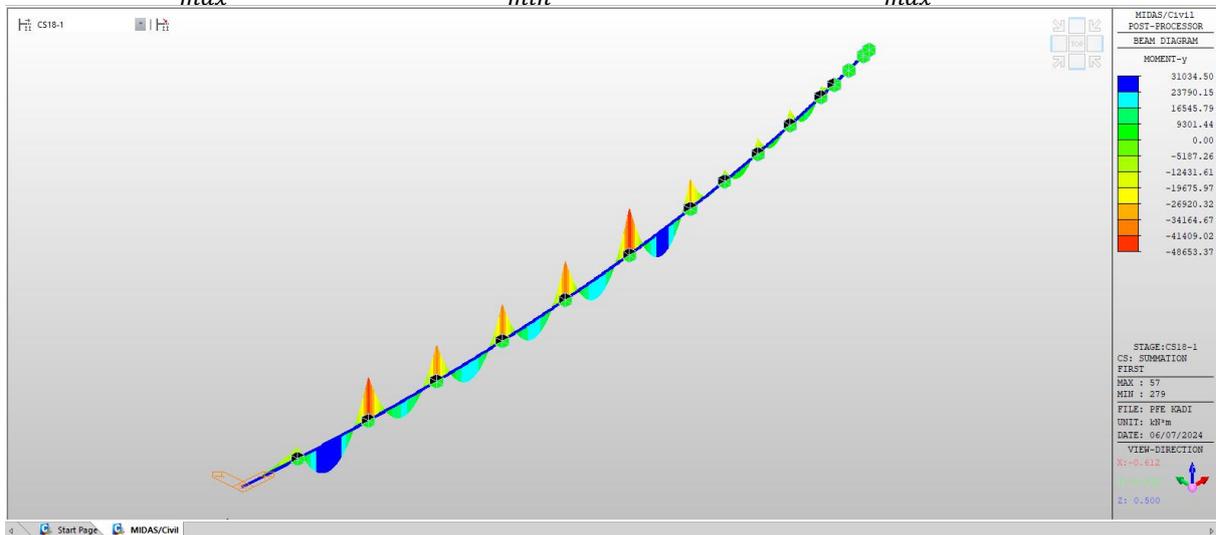
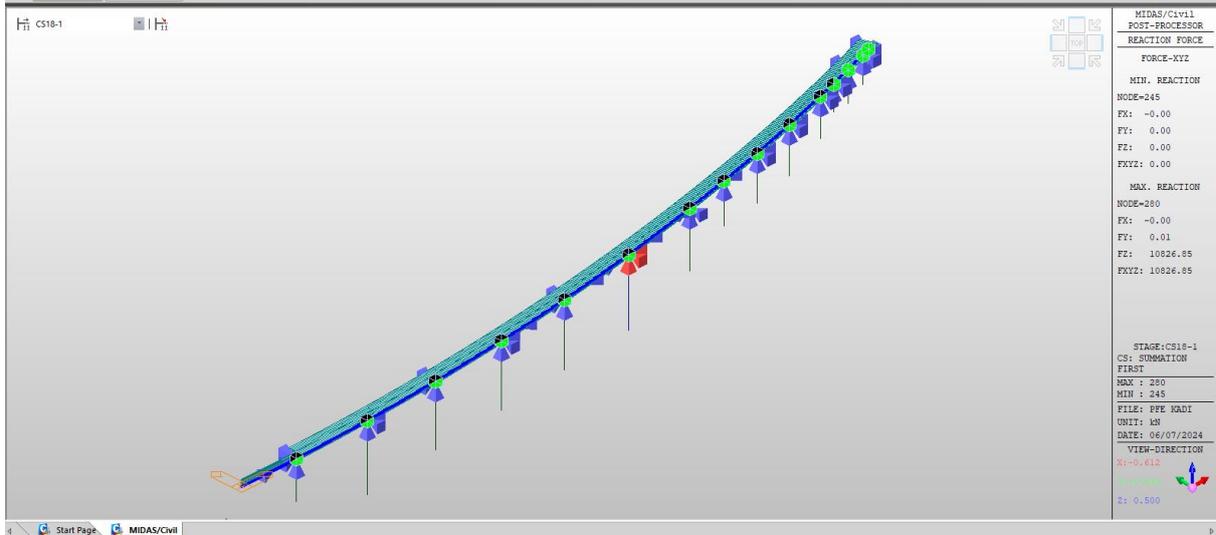


Figure 18 : Efforts dans l'étape 18 : poussage de voussoir 18

$$M_{max}=31034.50$$

$$M_{min}=-48653.37$$

$$R_{max}=10826.85$$



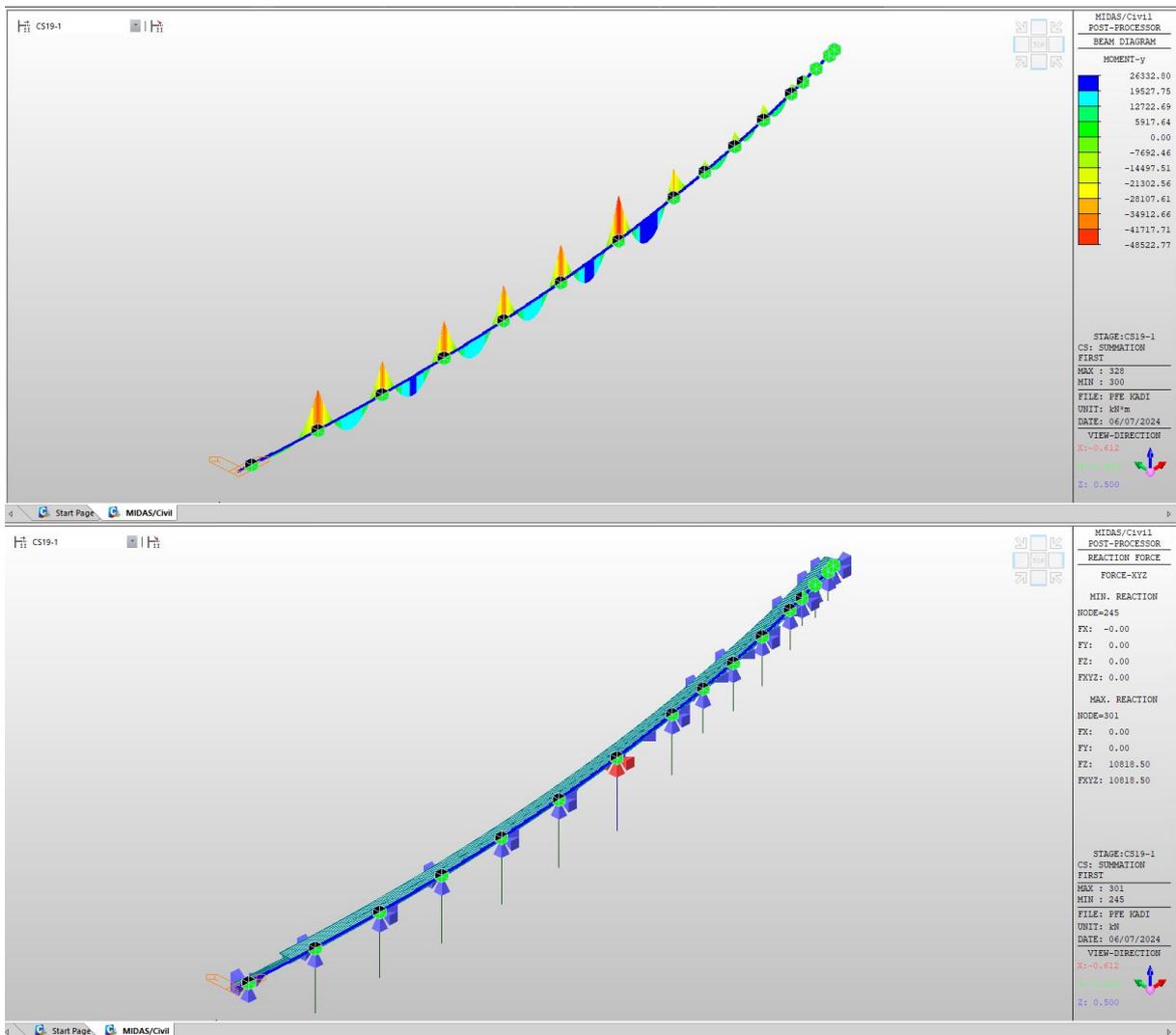
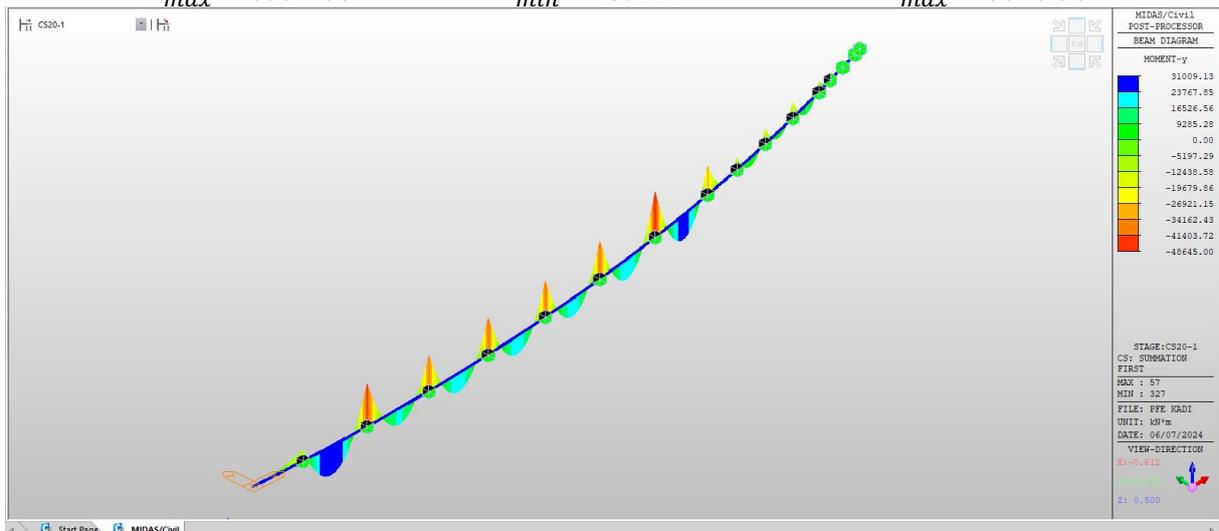


Figure 19 : Efforts dans l'étape 19 : poussage de voussoir 19

$$M_{max}=26332.80$$

$$M_{min}=-48522.77$$

$$R_{max}=10818.50$$



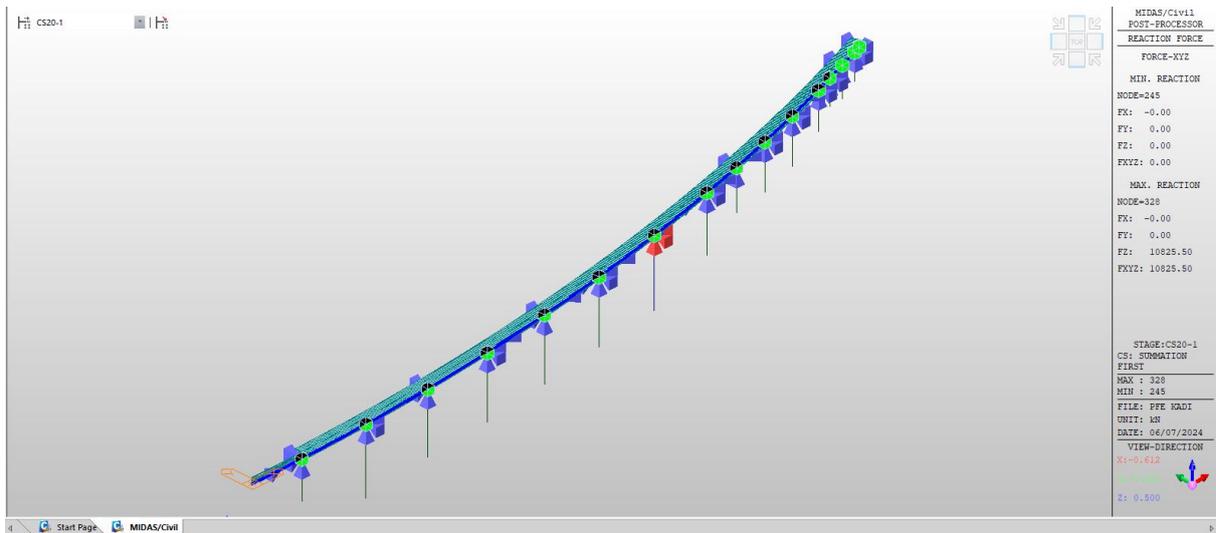


Figure 20 : Efforts dans l'étape 20 : poussage de voussoir 20

$$M_{max}=31009.13 \quad M_{min}=-48645.00 \quad R_{max}=10825.50$$

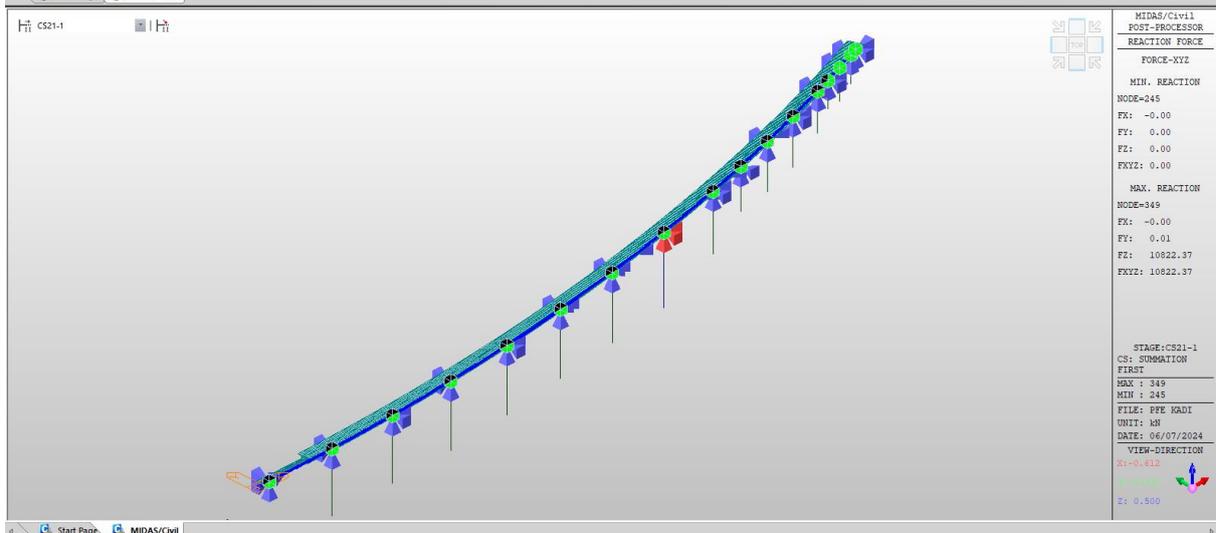
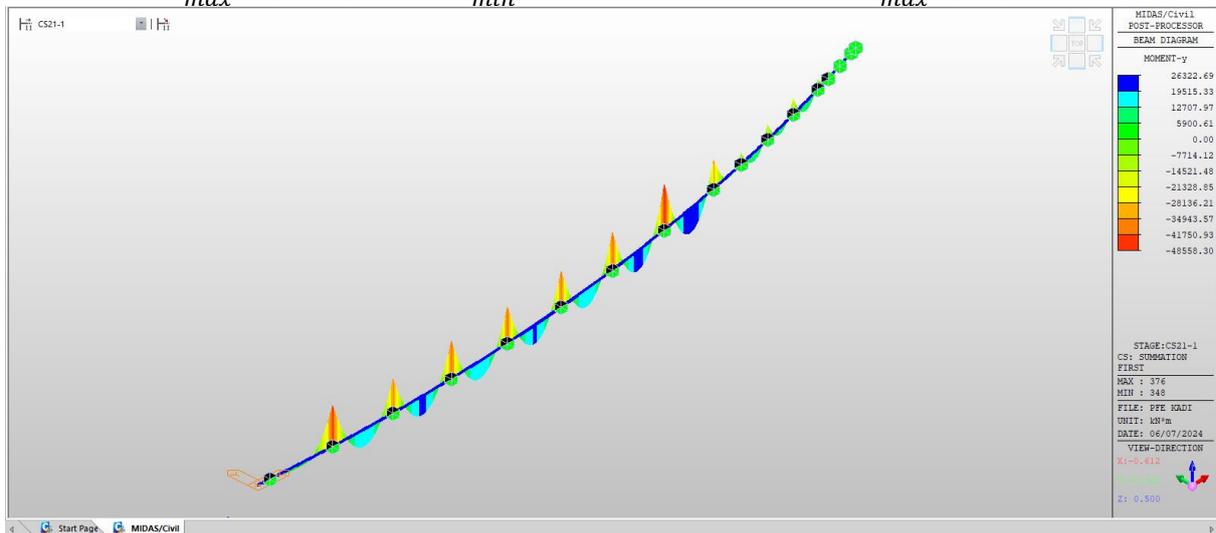


Figure 21 : Efforts dans l'étape 21 : poussage de voussoir 21

$$M_{max}=26322.69 \quad M_{min}=-48558.30 \quad R_{max}=10822.37$$

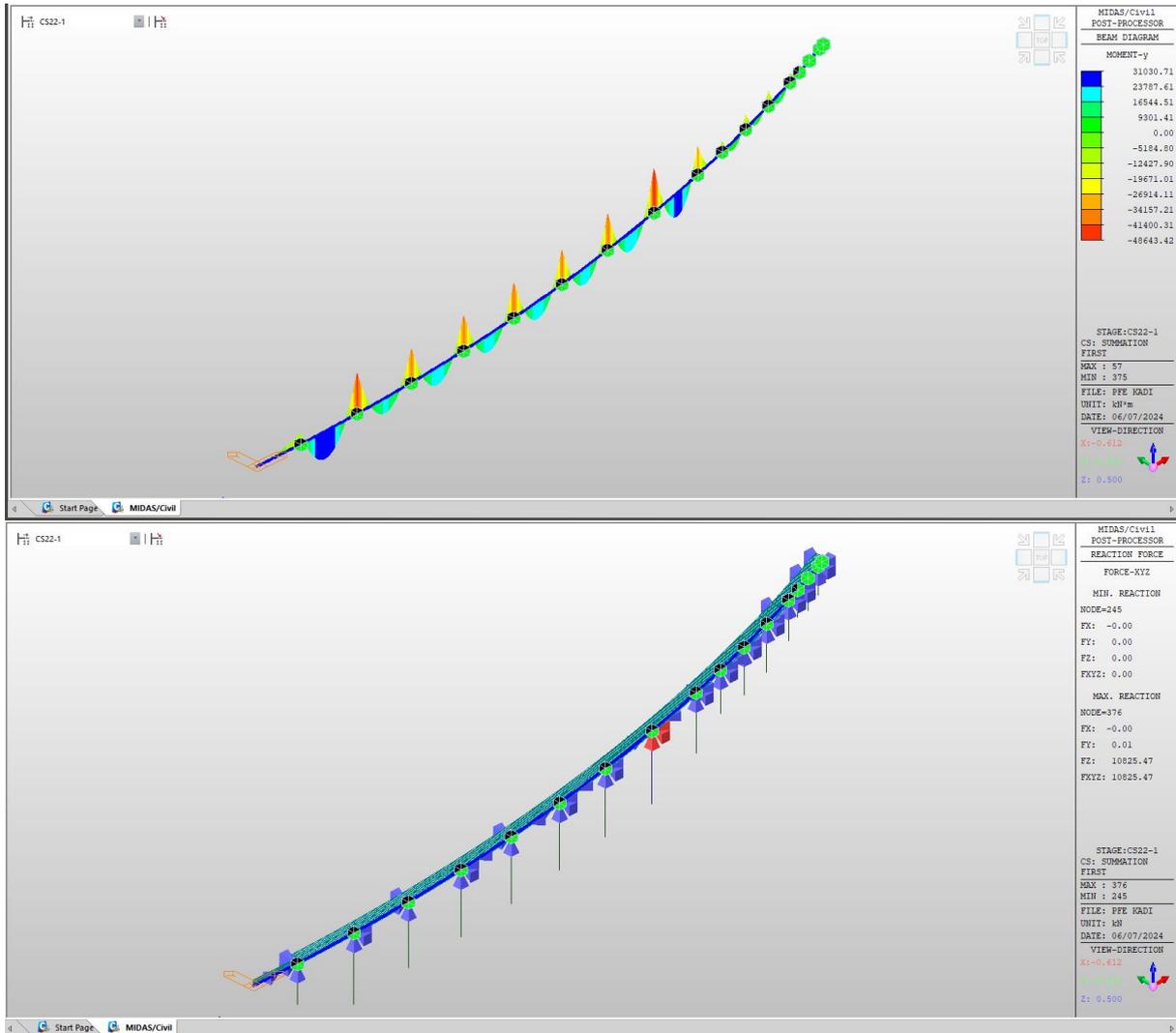
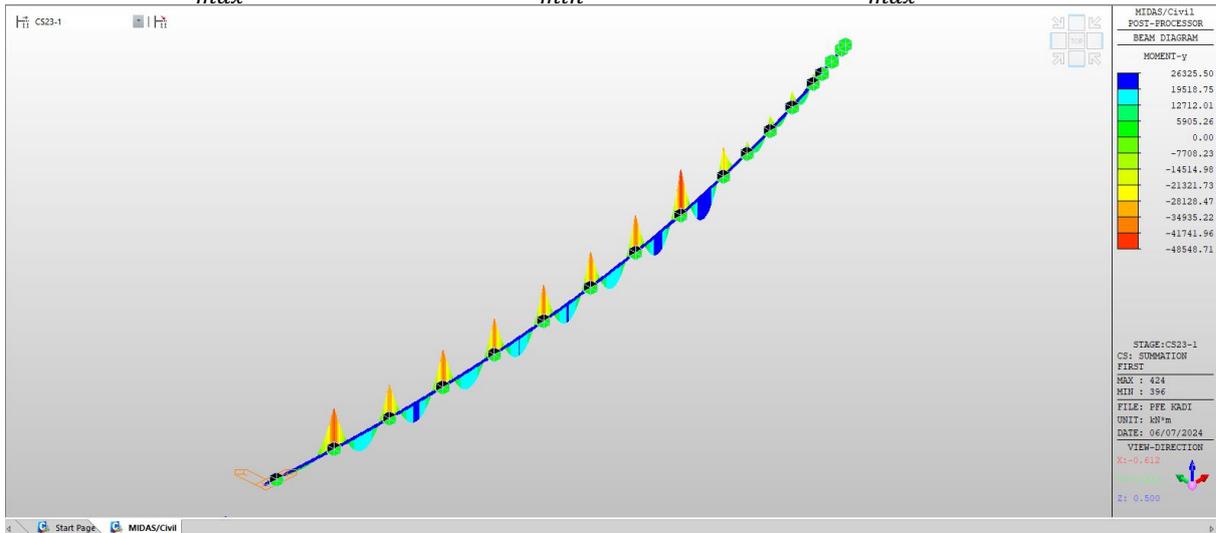


Figure 22 : Efforts dans l'étape 22 : poussage de voussier 22

$$M_{max}=31030.71$$

$$M_{min}=-48643.42$$

$$R_{max}=10825.47$$



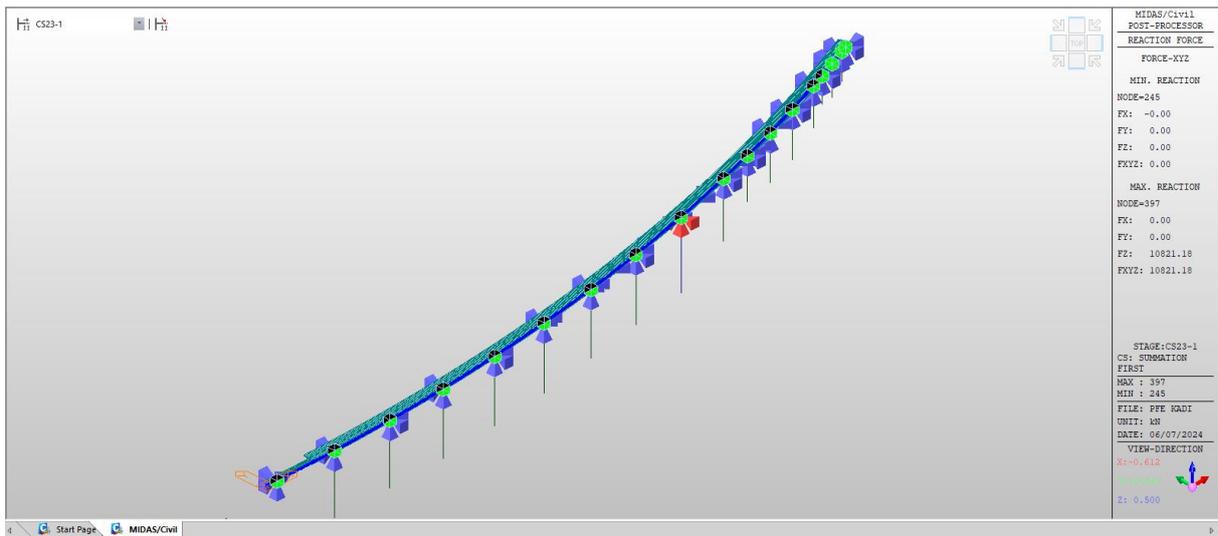


Figure 23 : Efforts dans l'étape 23 : poussage de voussoir 23

$$M_{max}=26325.50$$

$$M_{min}=-48548.71$$

$$R_{max}=10821.18$$

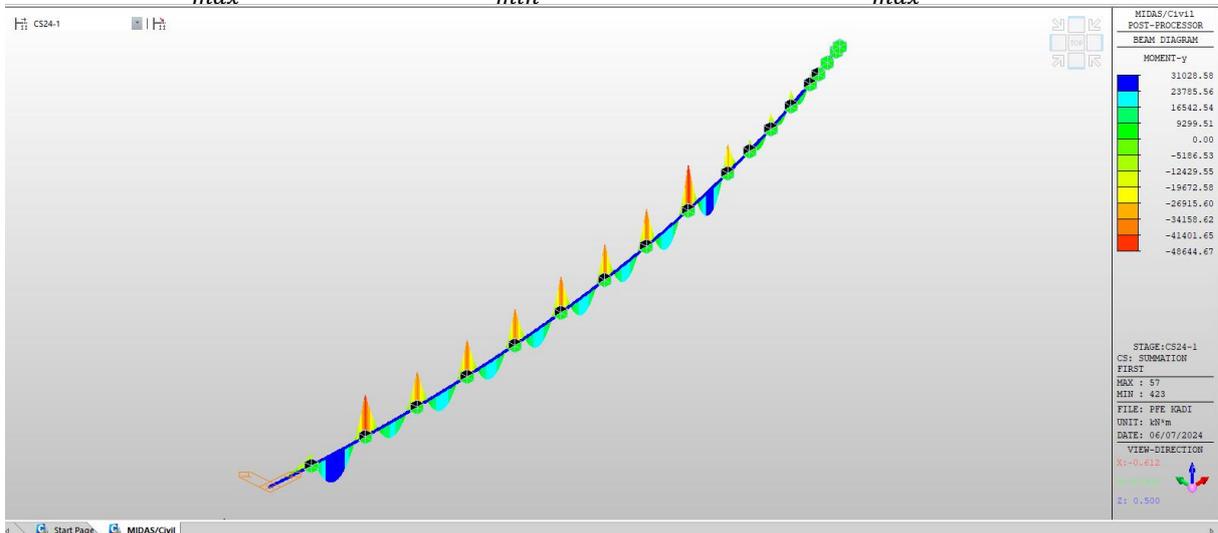
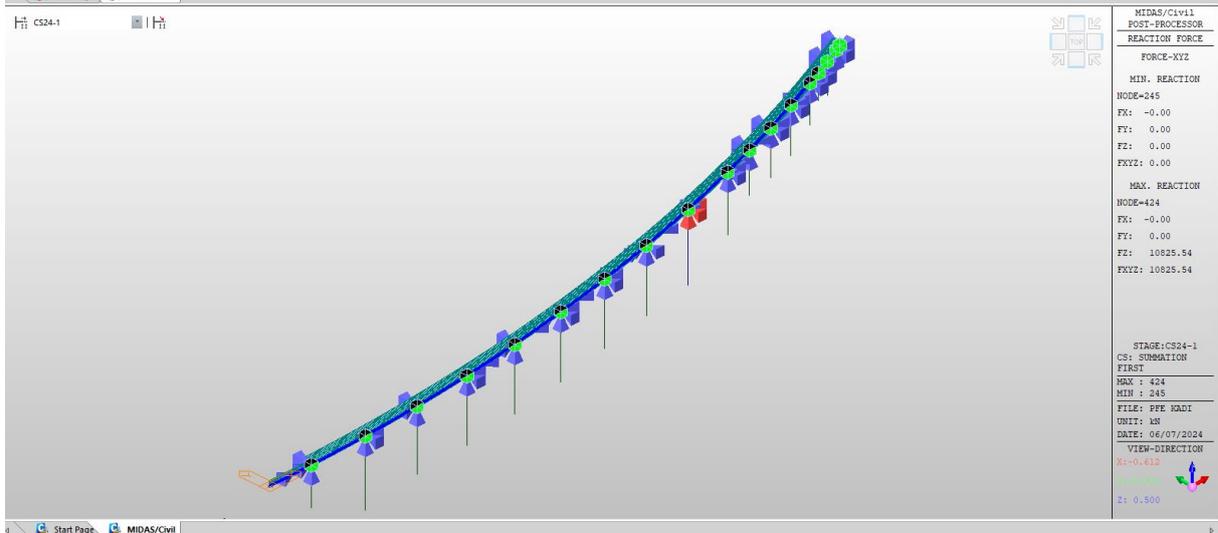


Figure 24 : Efforts dans l'étape 24 : poussage de voussoir 24

$$M_{max}=31028.58$$

$$M_{min}=-48644.67$$

$$R_{max}=10825.54$$



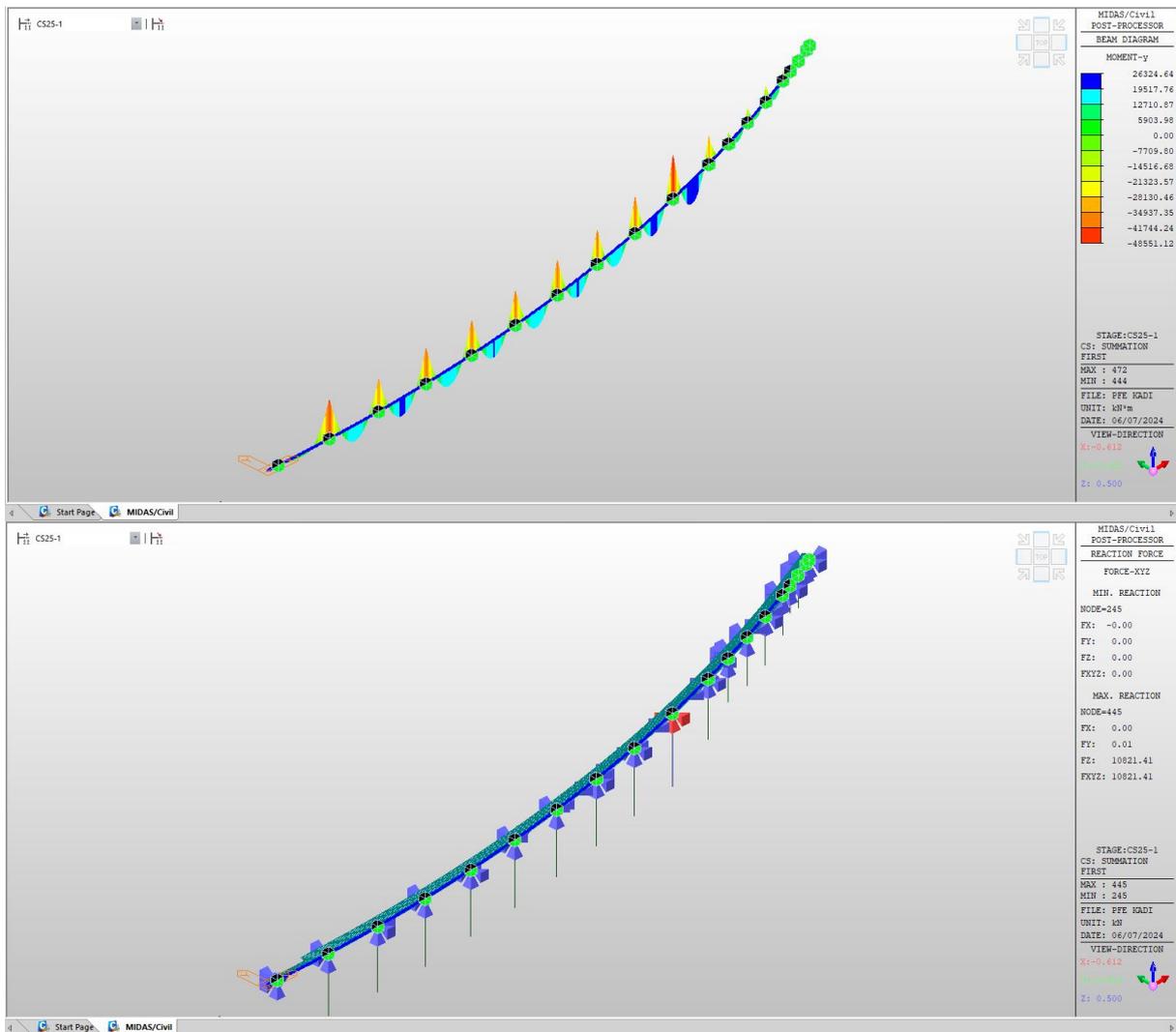
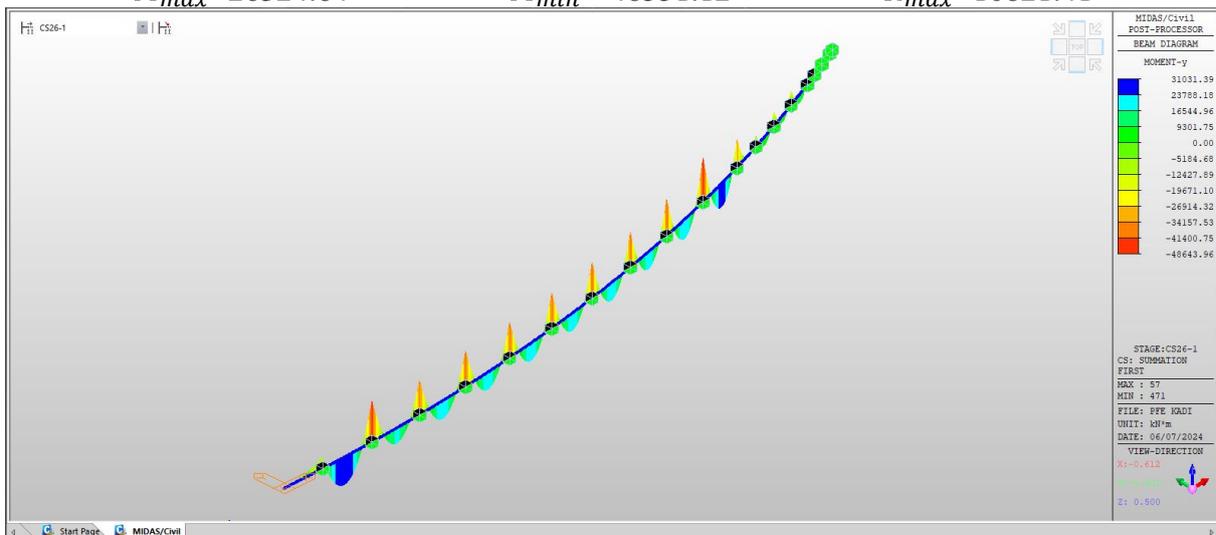


Figure 25 : Efforts dans l'étape 25 : poussage de voussoir 25

$$M_{max}=26324.64$$

$$M_{min}=-48551.12$$

$$R_{max}=10821.41$$



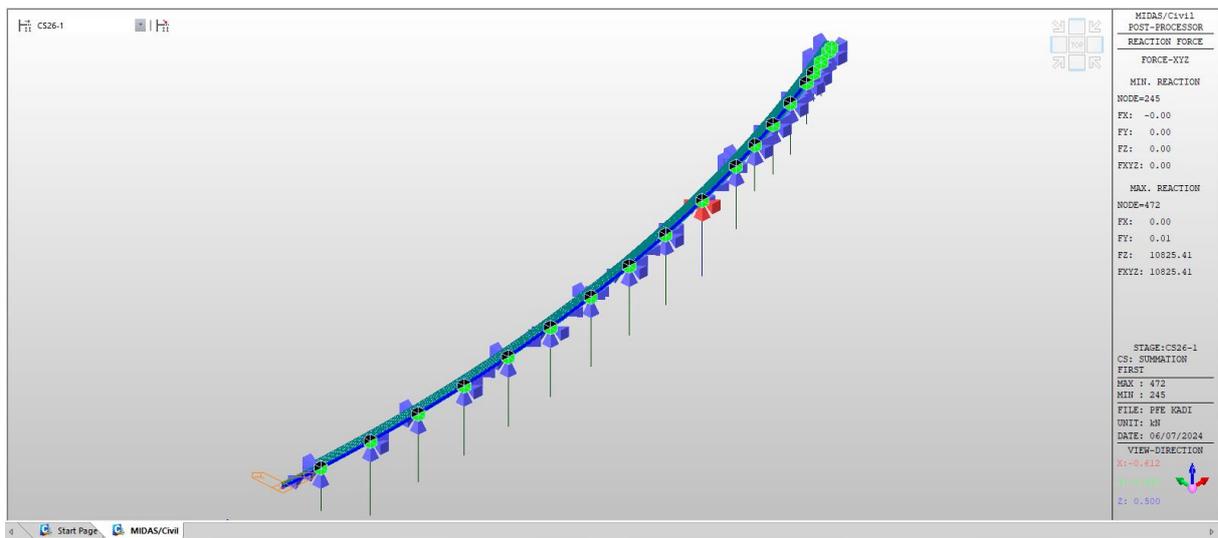


Figure 26 : Efforts dans l'étape 26 : poussage de voussoir 26

$$M_{max}=31031.39$$

$$M_{min}=-48643.96$$

$$R_{max}=10825.41$$

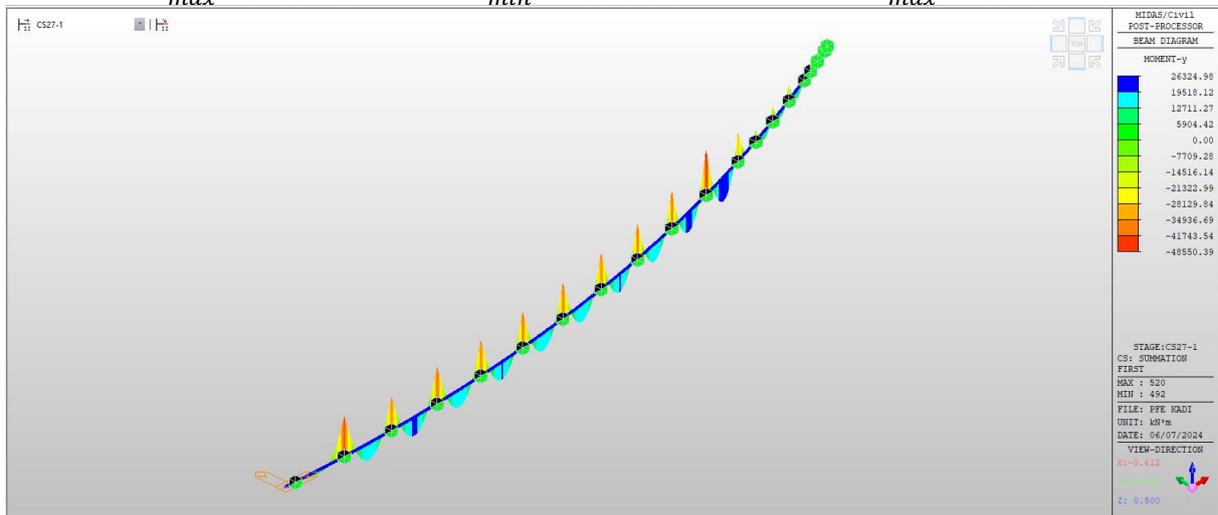


Figure 27 : Efforts dans l'étape 27 : poussage de voussoir 27

$$M_{max}=26324.98$$

$$M_{min}=-48550.39$$

$$R_{max}=10821.60$$

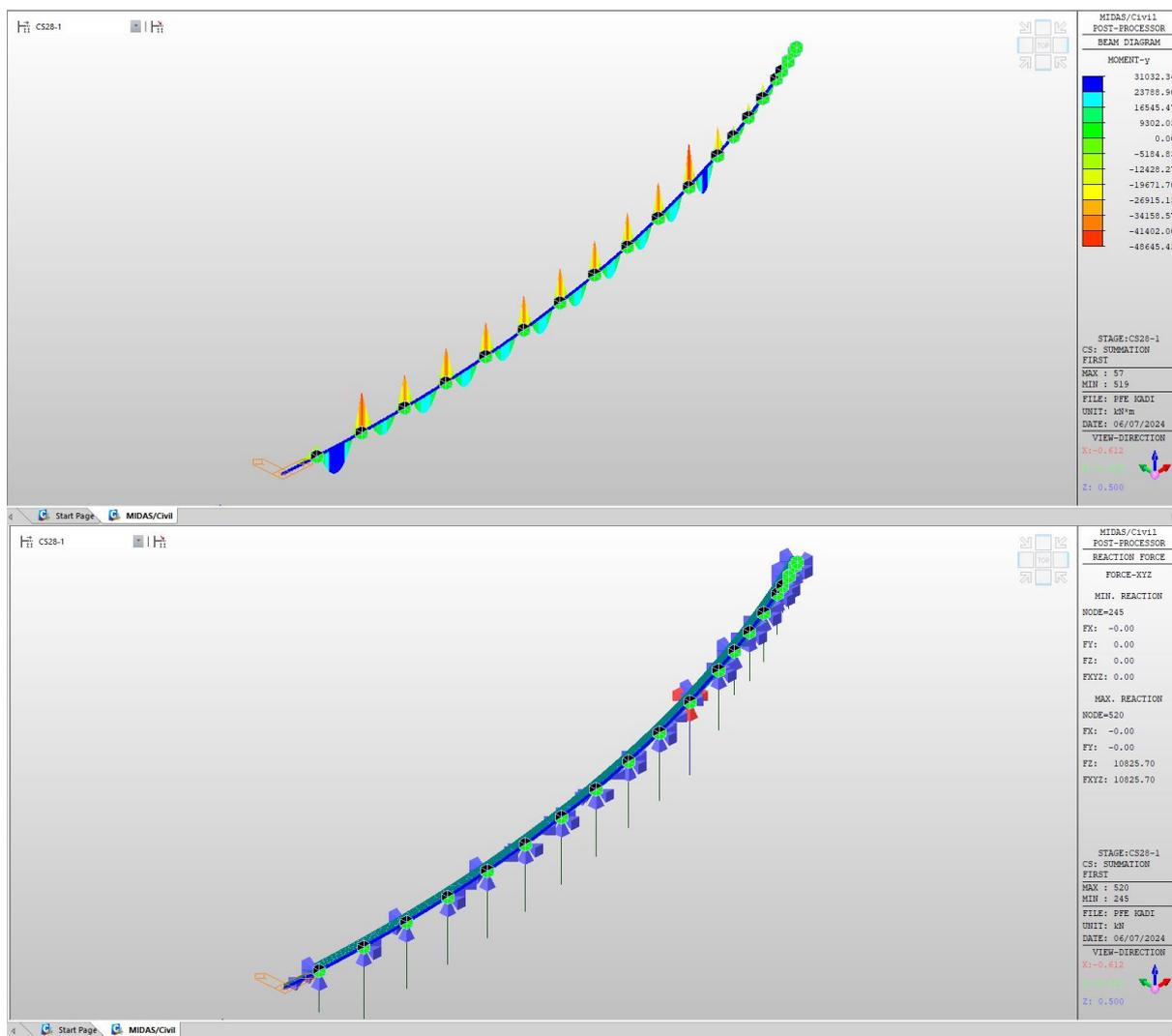
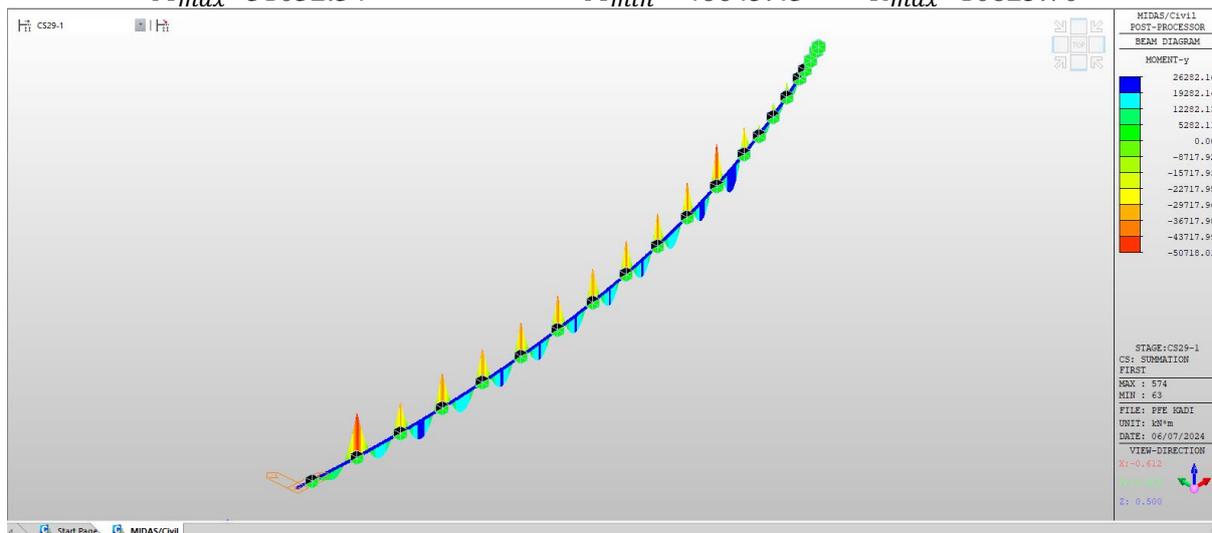


Figure 28 : Efforts dans l'étape 28 : poussage de voussoir 28

$$M_{max}=31032.34$$

$$M_{min}=-48645.43$$

$$R_{max}=10825.70$$



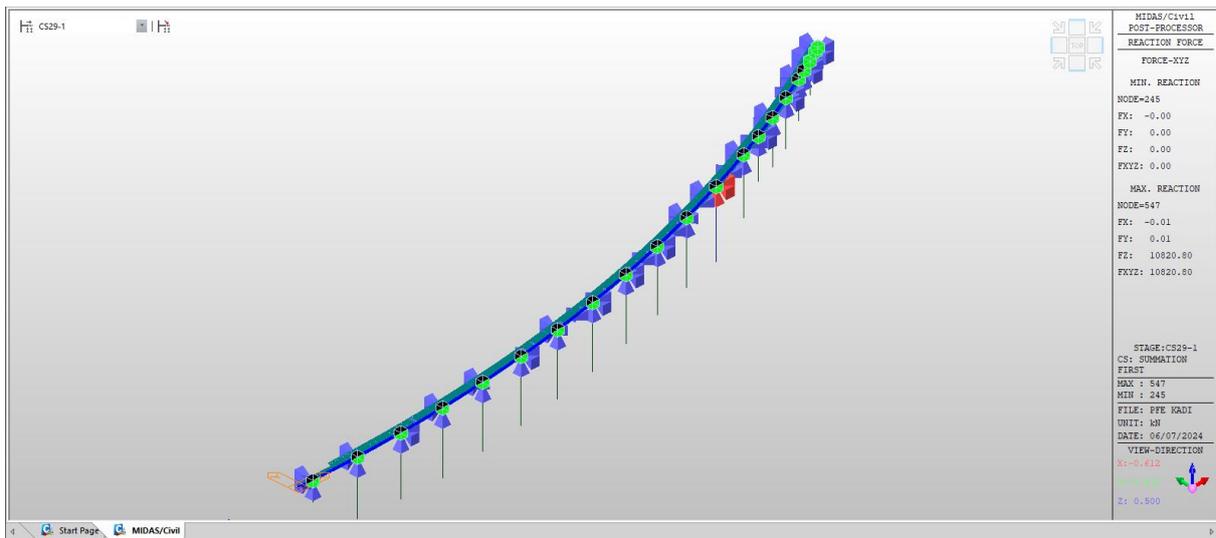


Figure 29 :Efforts dans l'étape 29 : poussage de voussoir 29

$$M_{max}=26282.16$$

$$M_{min}=-50718.01$$

$$R_{max}=10820.80$$

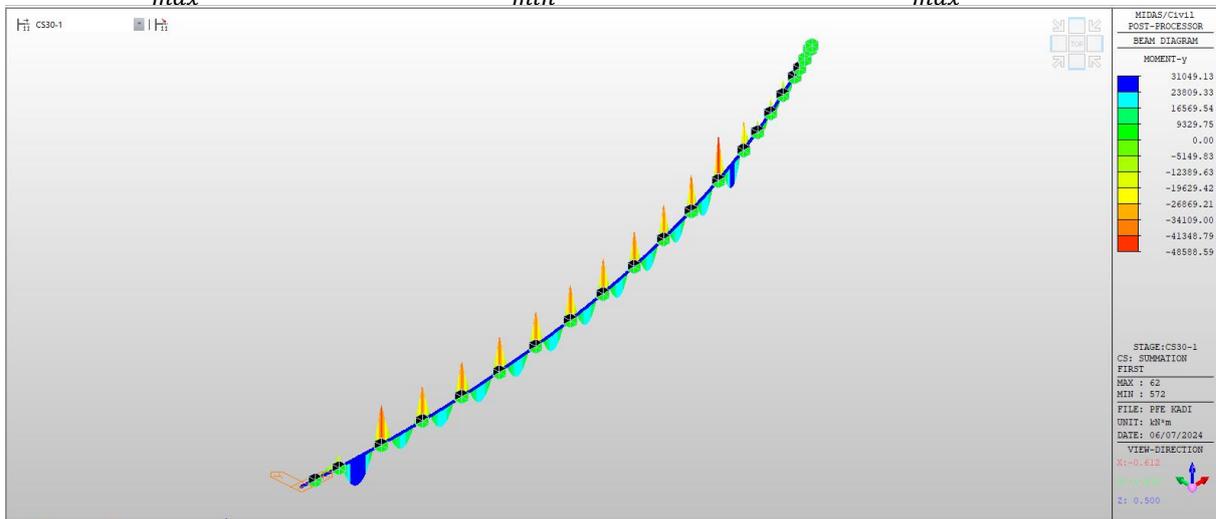


Figure 30 :Efforts dans l'étape 30 : poussage de voussoir 30

$$M_{max}=31049.13$$

$$M_{min}=-48588.59$$

$$R_{max}=10823.01$$

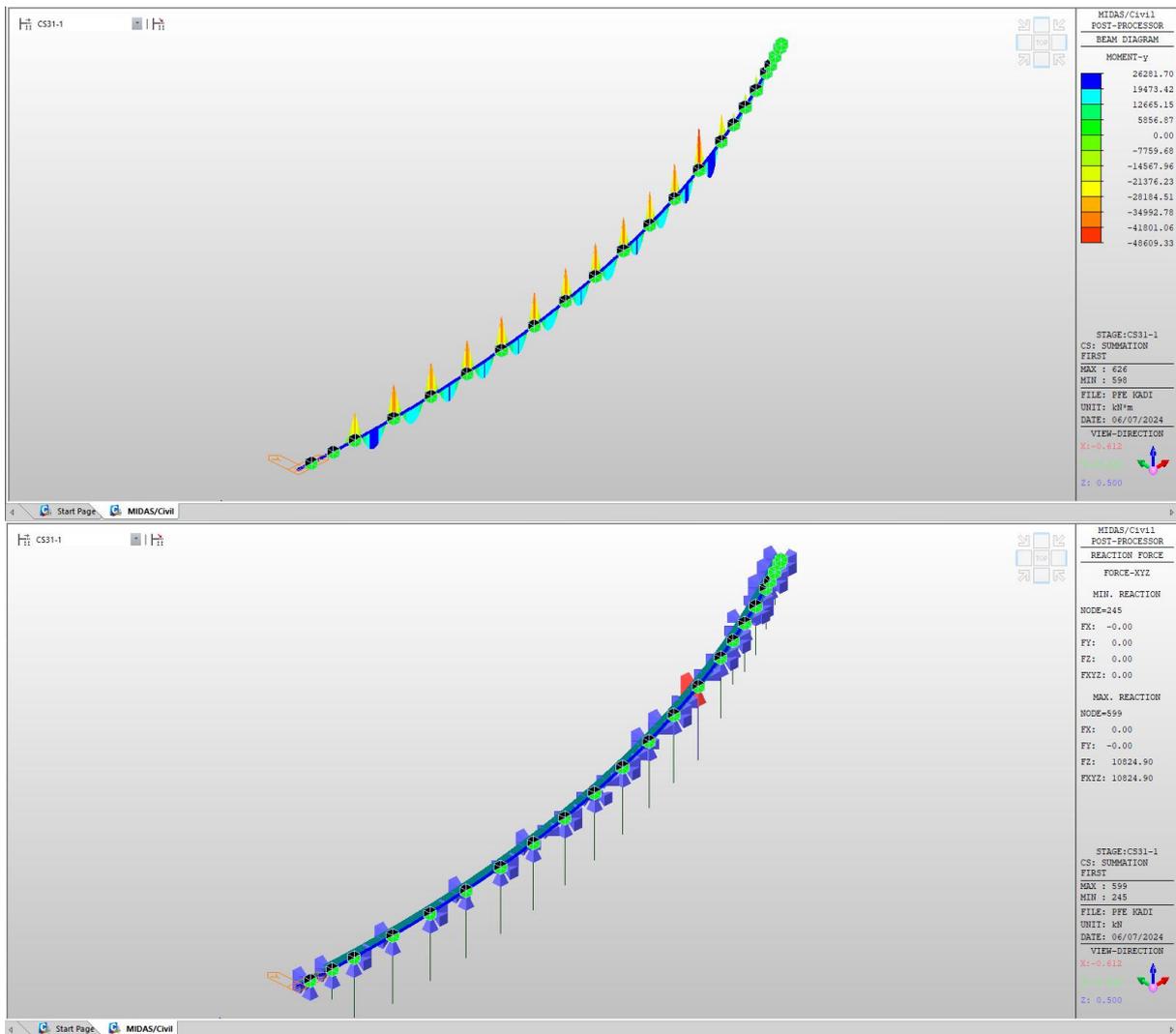
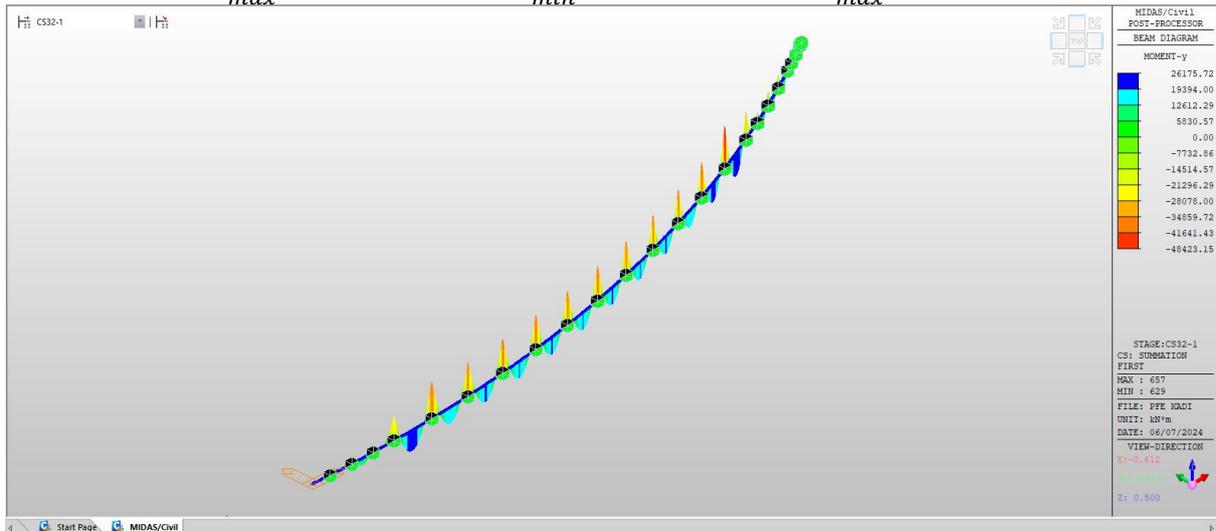


Figure 31 : Efforts dans l'étape 31 : poussage de voussoir 31

$$M_{max}=26281.70 \quad M_{min}=-48609.33 \quad R_{max}=10824.90$$



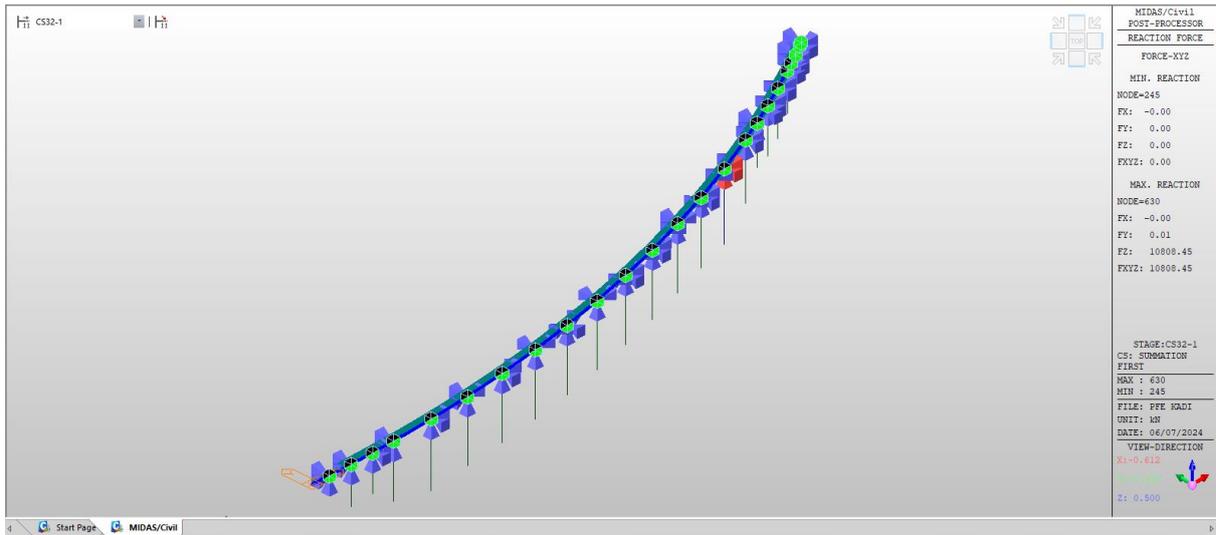


Figure 32 : Efforts dans l'étape 32 : poussage de voussoir 32

$$M_{max}=26175.72$$

$$M_{min}=-48423.15$$

$$R_{max}=10808.45$$

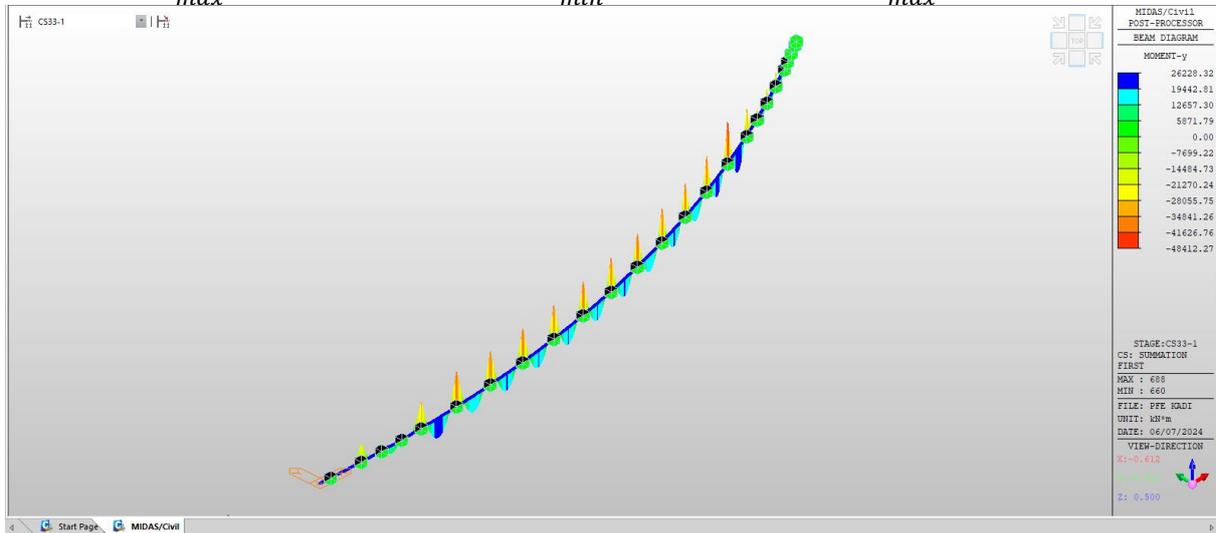


Figure 33 : Efforts dans l'étape 33 : poussage de voussoir 33

$$M_{max}=26228.32$$

$$M_{min}=-48412.27$$

$$R_{max}=10808.10$$

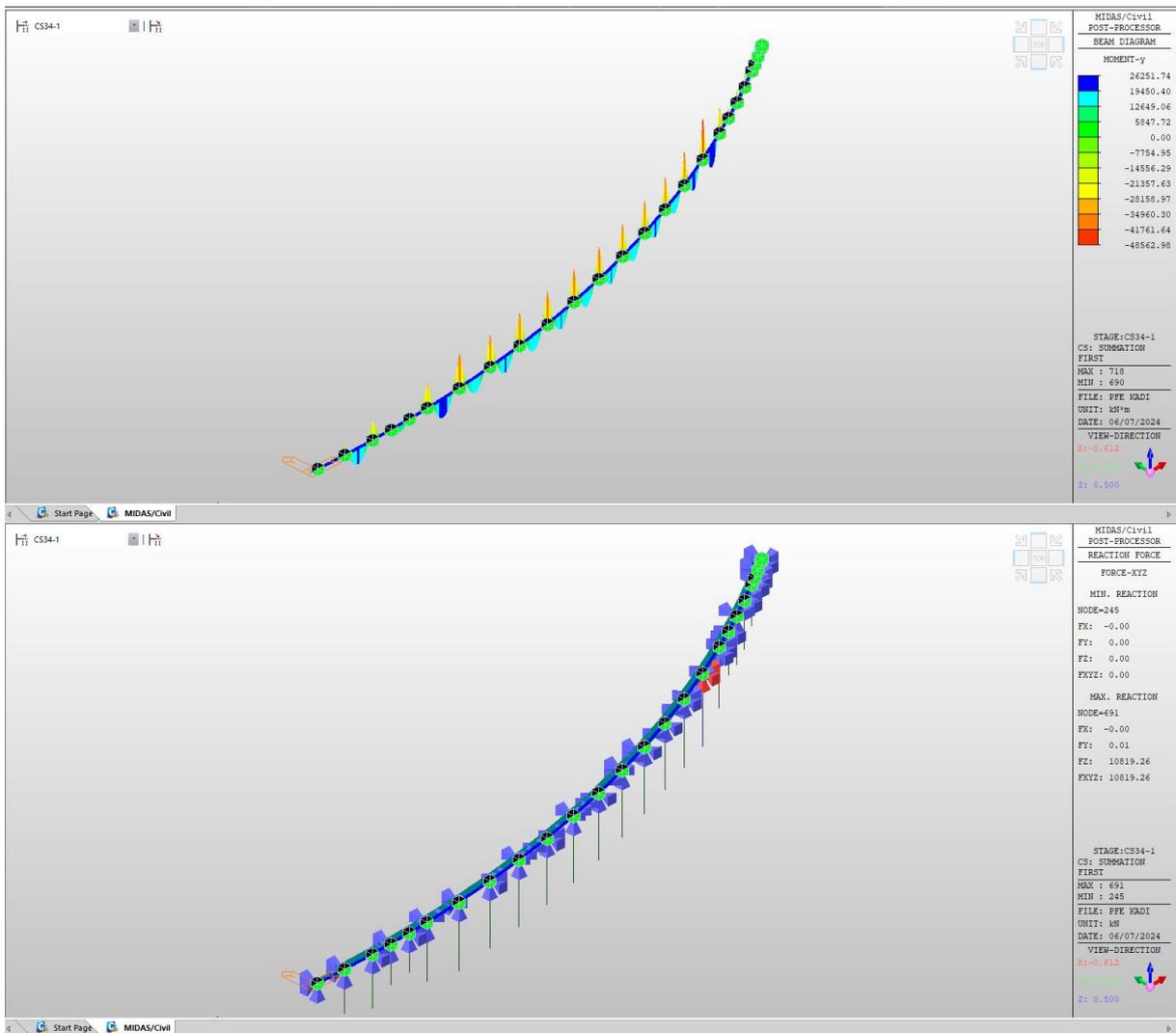
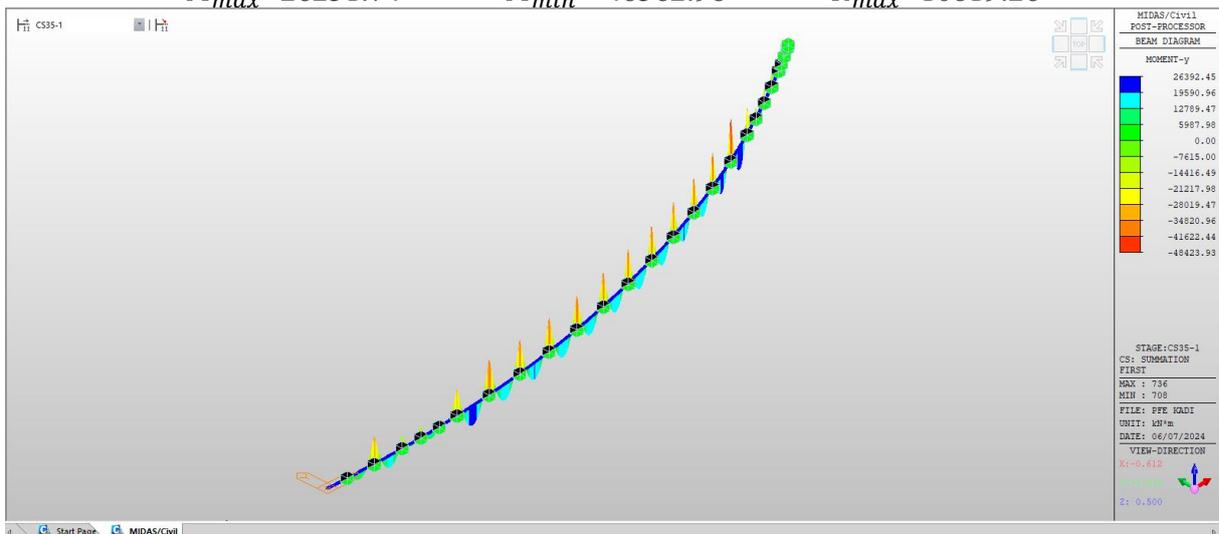


Figure 34 : Efforts dans l'étape 34 : poussage de voussoir 34

$$M_{max}=26251.74 \quad M_{min}=-48562.98 \quad R_{max}=10819.26$$



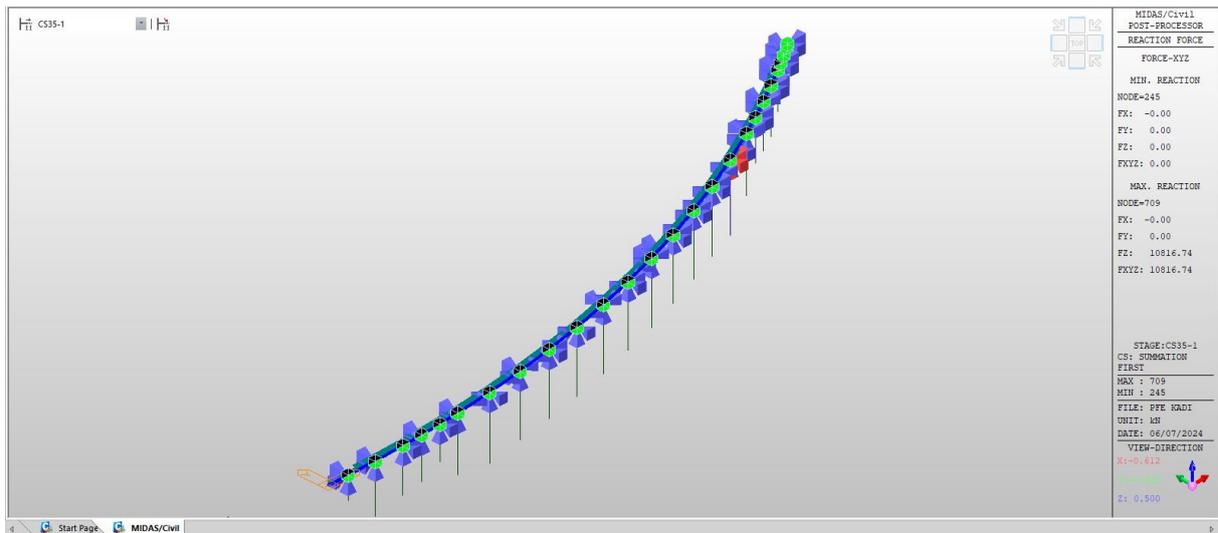


Figure 35 : Efforts dans l'étape 35 : poussage de voussoir 35

$$M_{max}=26392.45$$

$$M_{min}=-48523.93$$

$$R_{max}=10816.74$$

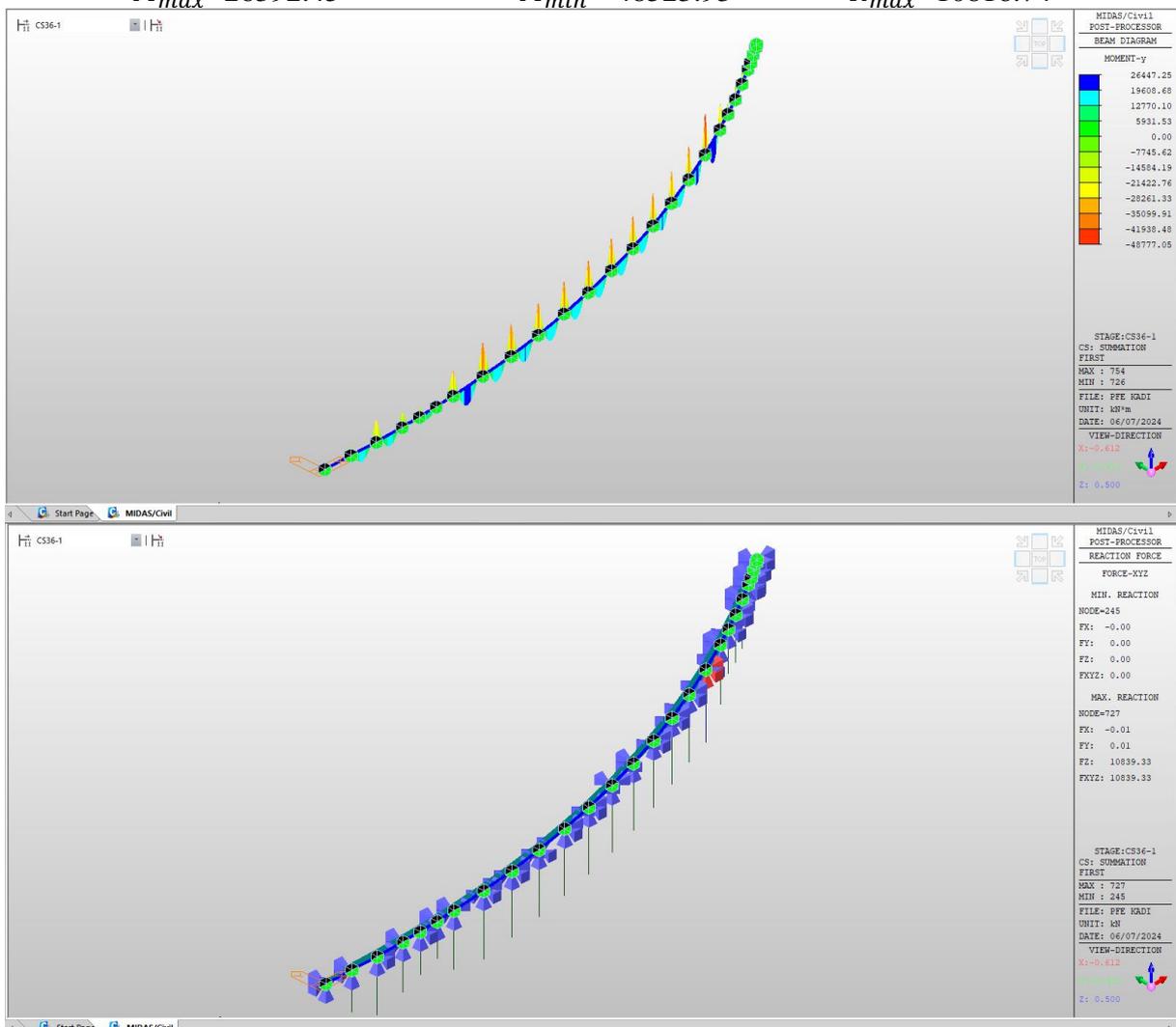


Figure 36 : Efforts dans l'étape 36 : poussage de voussoir 36

$$M_{max}=26447.25$$

$$M_{min}=-48777.05$$

$$R_{max}=10839.33$$

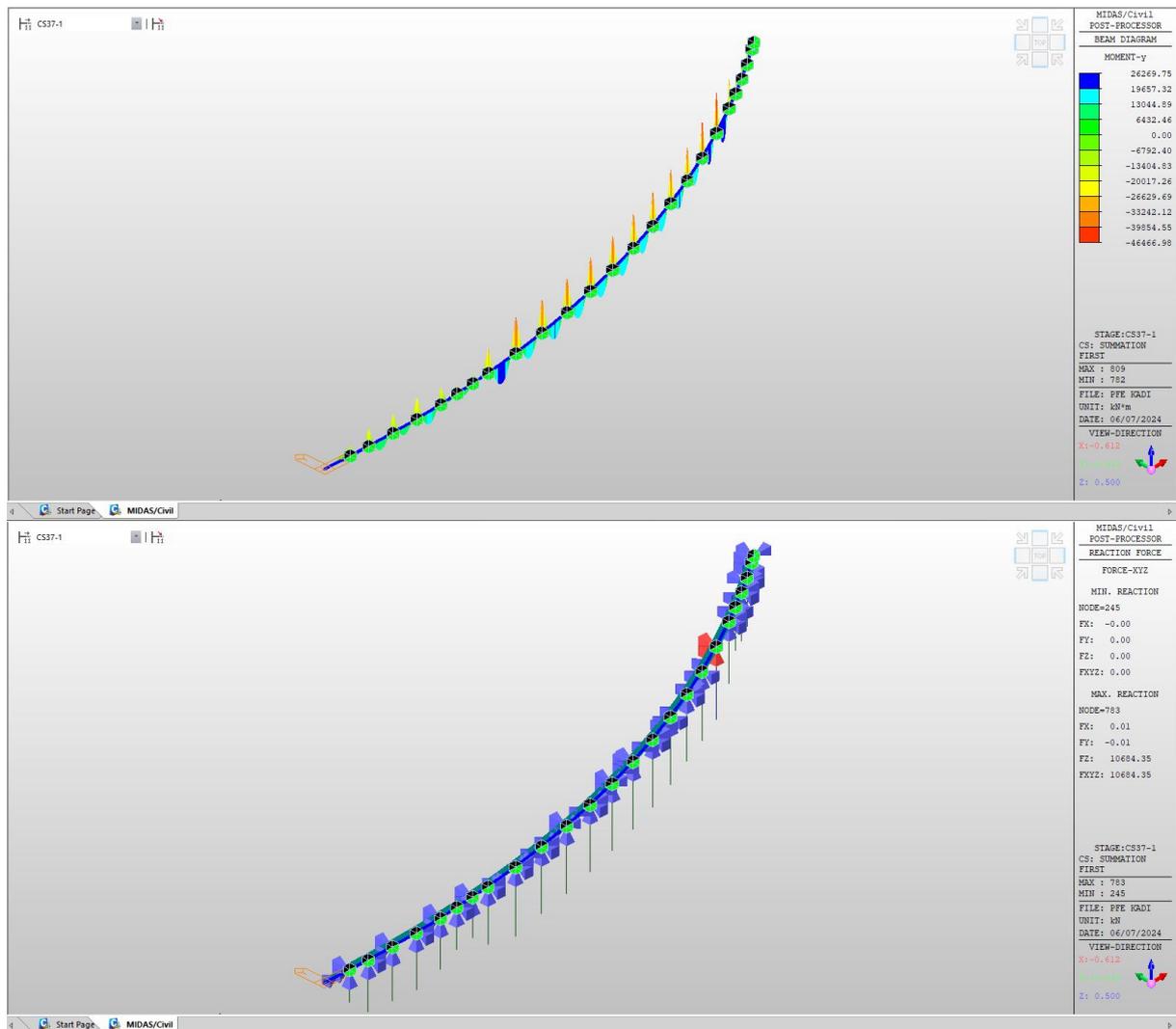


Figure 37 :Efforts dans l'étape 37 : poussage de voussoir 37

$$M_{max}=26269.75 \quad M_{min}=-46466.98 \quad R_{max}=10684.35$$

Tableau V. 5: Le Premier Poussage du tablier

Poussage 02 :

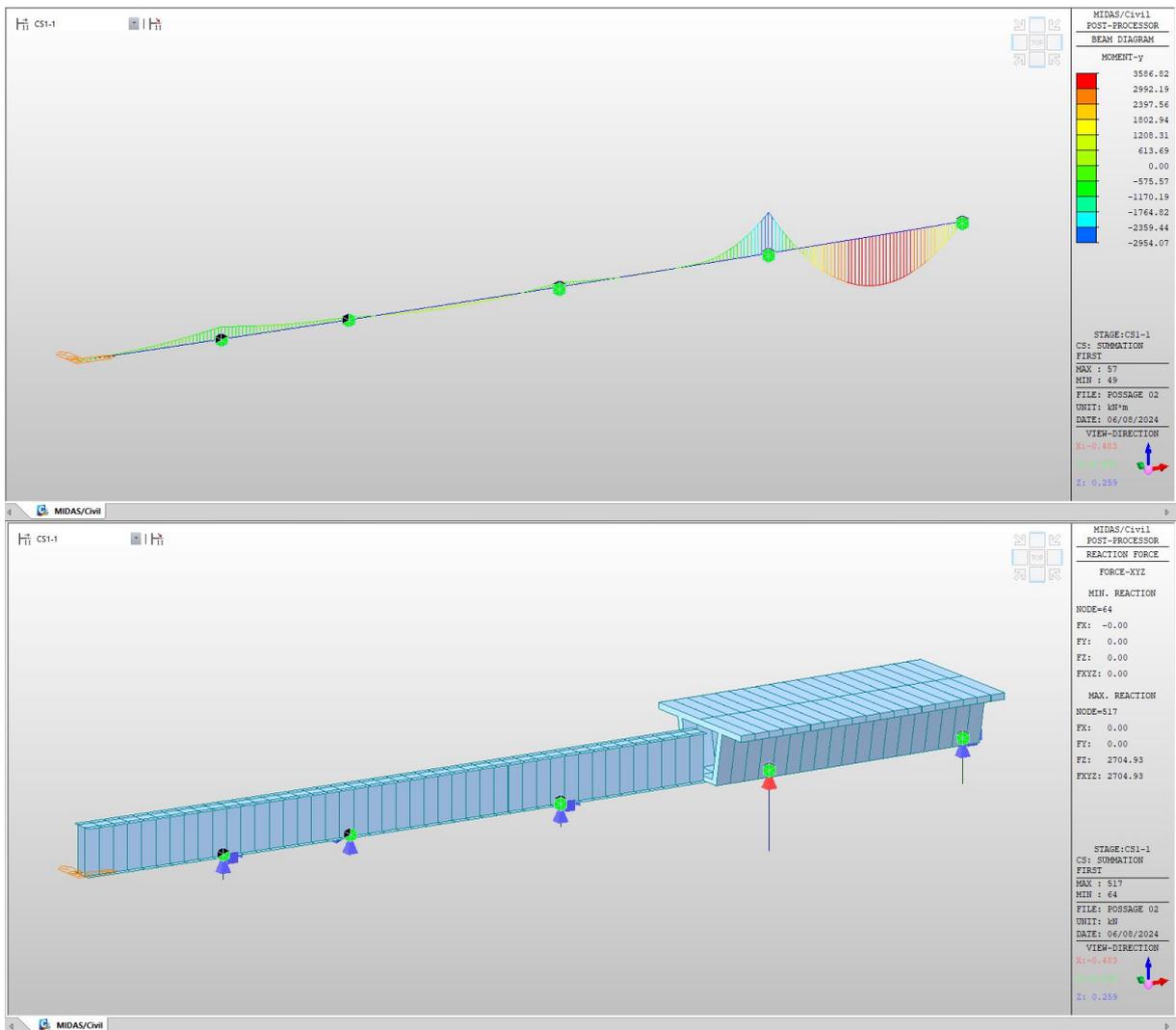
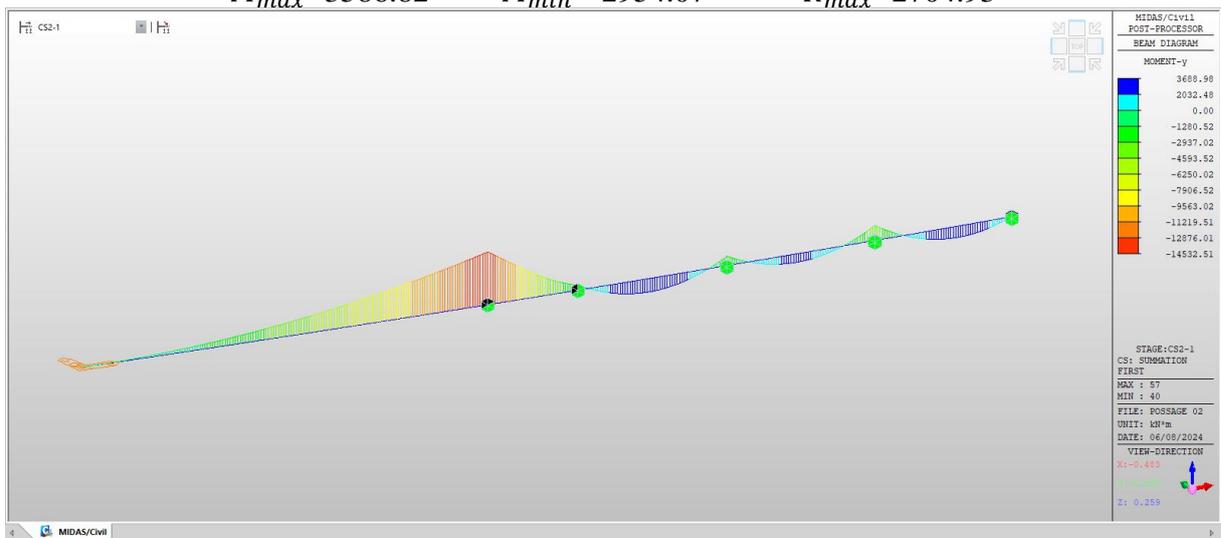


Figure 38 :Efforts dans l'étape 1 : poussage de vousoir 1

$$M_{max}=3586.82 \quad M_{min}=-2954.07 \quad R_{max}=2704.93$$



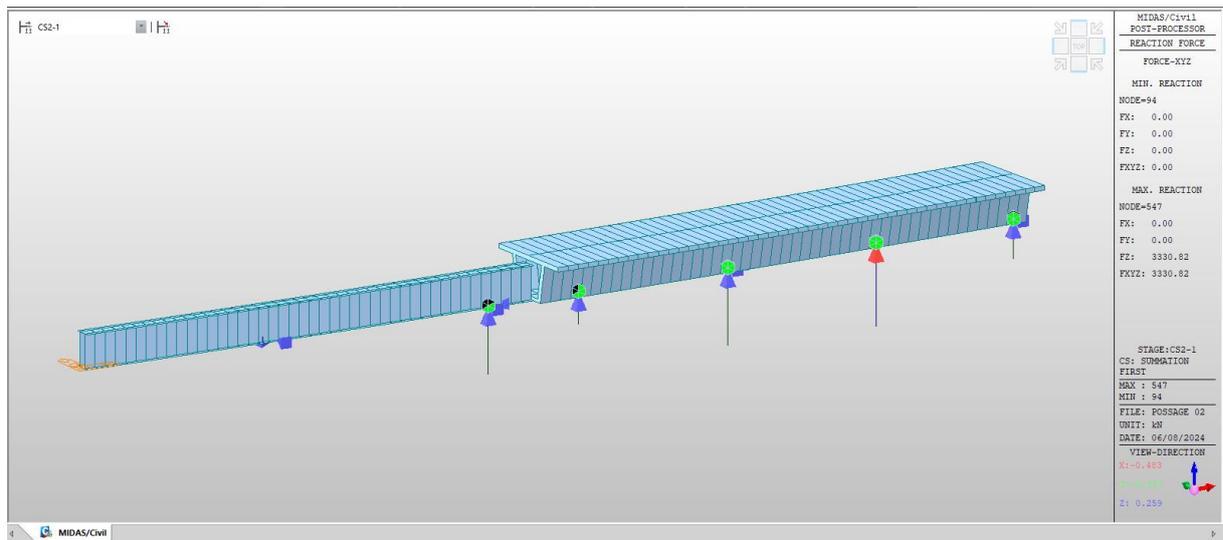


Figure 39 : Efforts dans l'étape 2 : poussage de voussoir 2

$$M_{max} = 3688.98 \quad M_{min} = -14532.51 \quad R_{max} = 3330.82$$

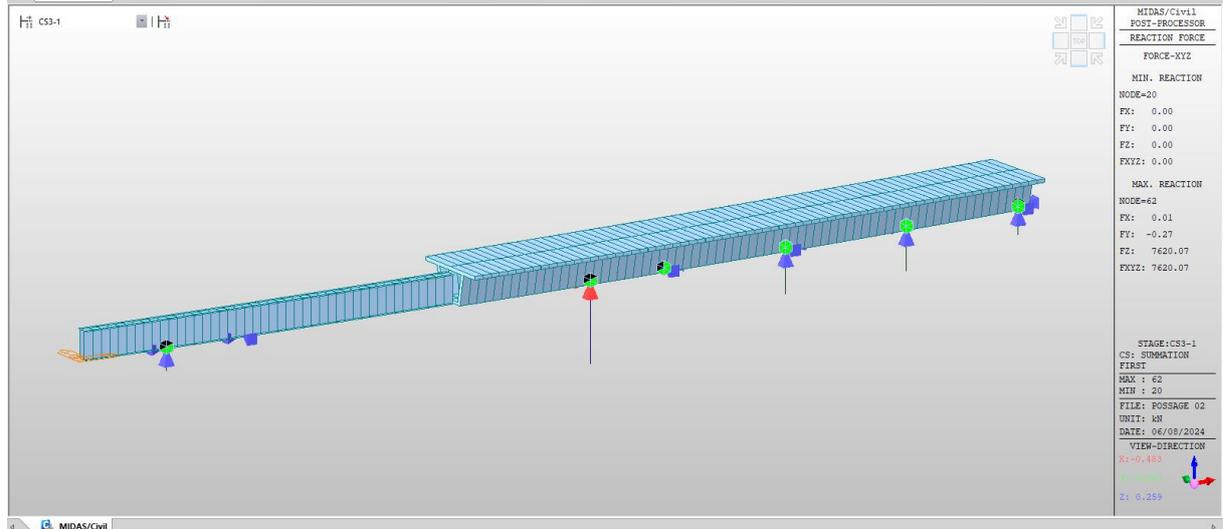
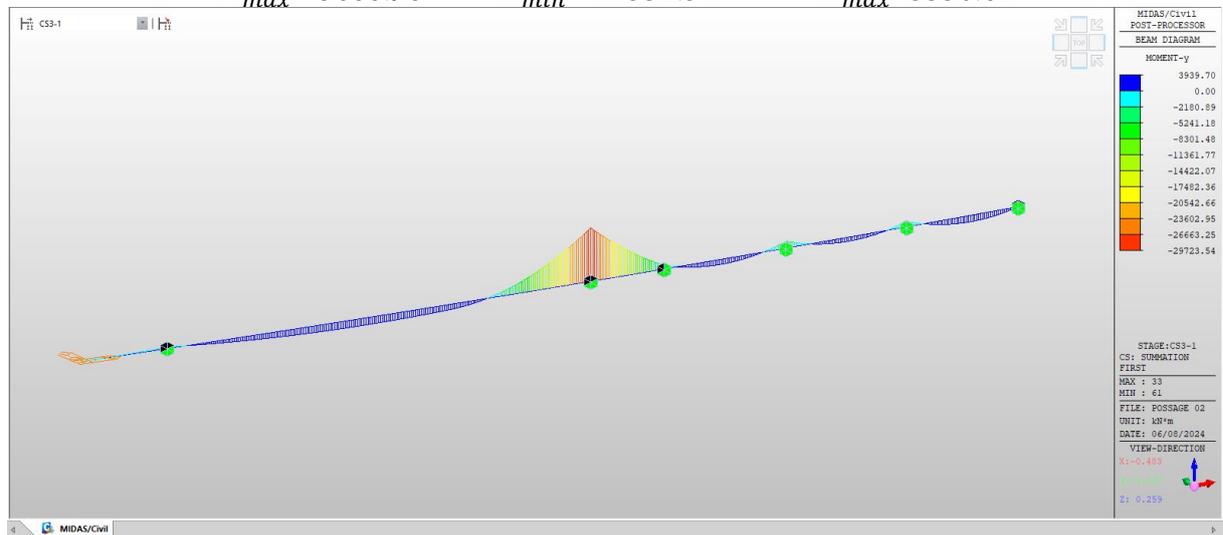


Figure 40 : Efforts dans l'étape 3 : poussage de voussoir 3

$$M_{max} = 3939.70 \quad M_{min} = -29723.54 \quad R_{max} = 7620.07$$

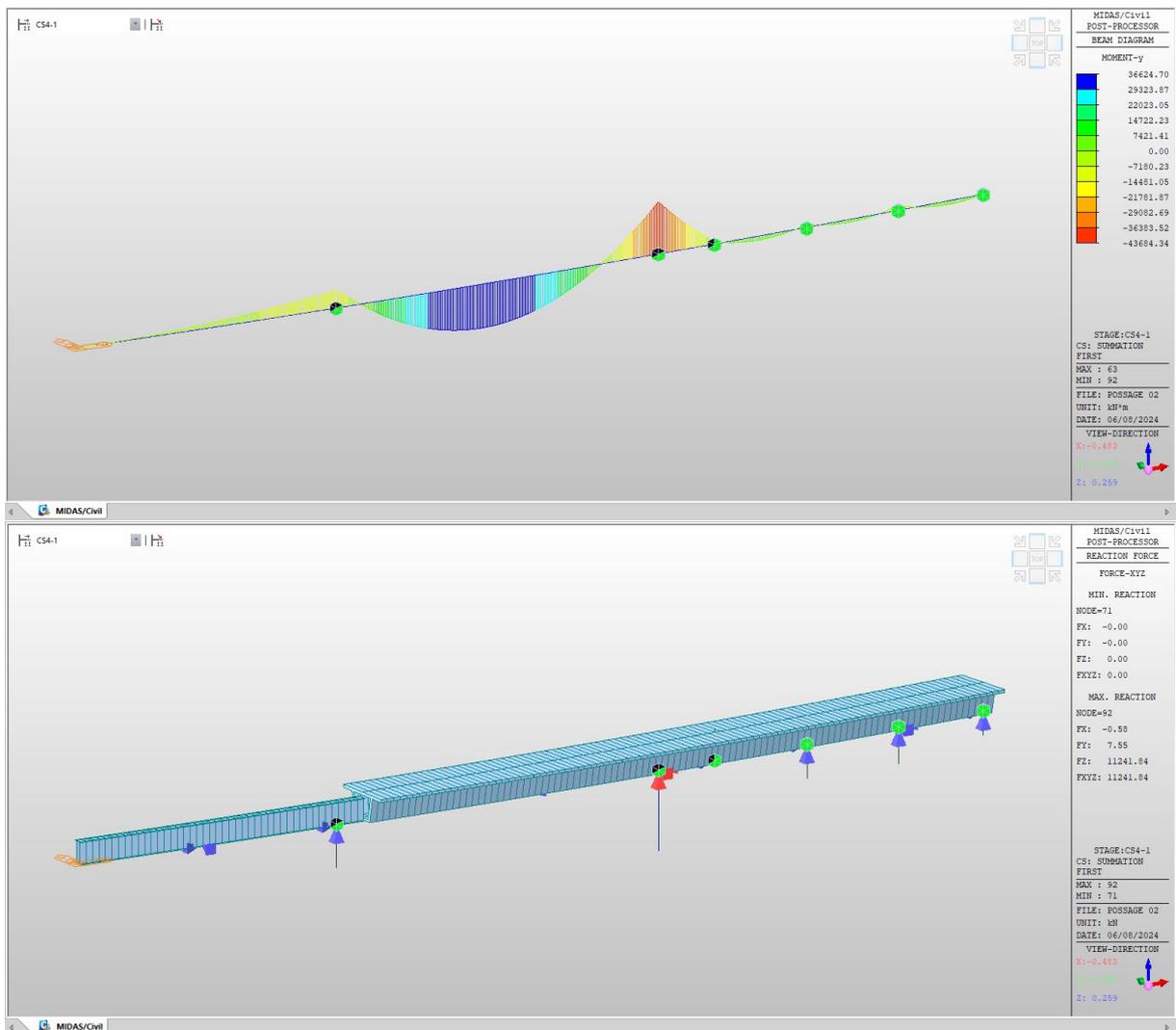
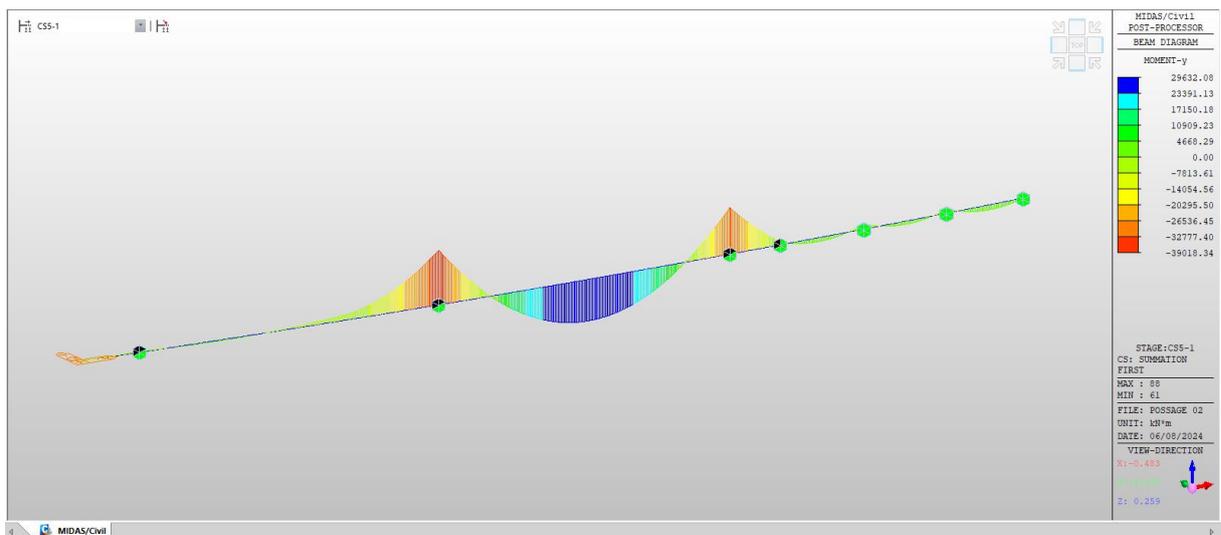


Figure 41 : Efforts dans l'étape 4 : poussage de voussoir 4

$$M_{max} = 36624.70$$

$$M_{min} = -43684.34$$

$$R_{max} = 11241.84$$



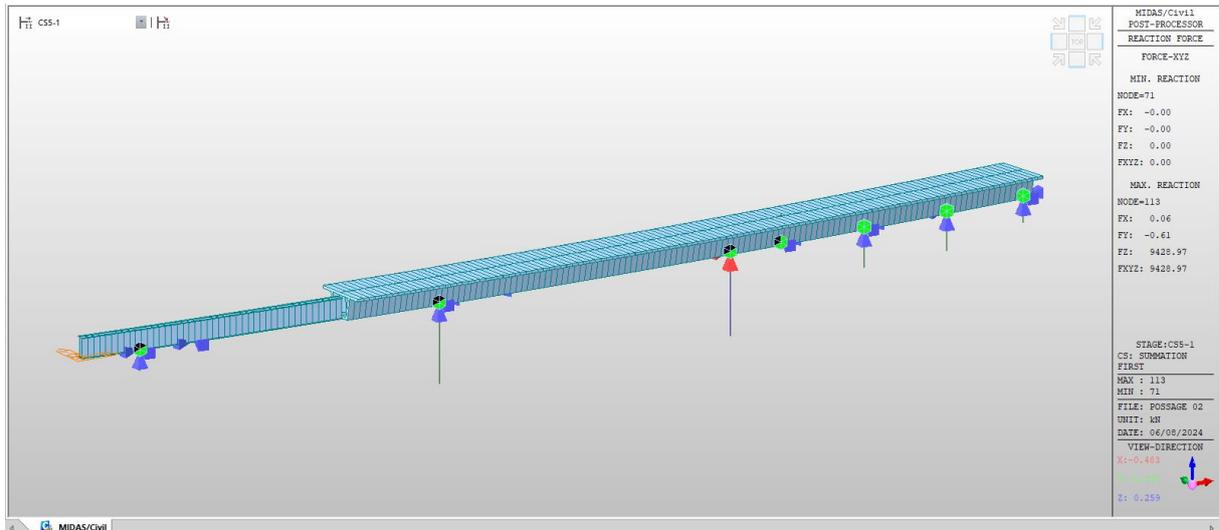


Figure 42 : Efforts dans l'étape 5 : poussage de voussoir 5

$$M_{max}=29632.08 \quad M_{min}=-39018.34 \quad R_{max}=9428.97$$

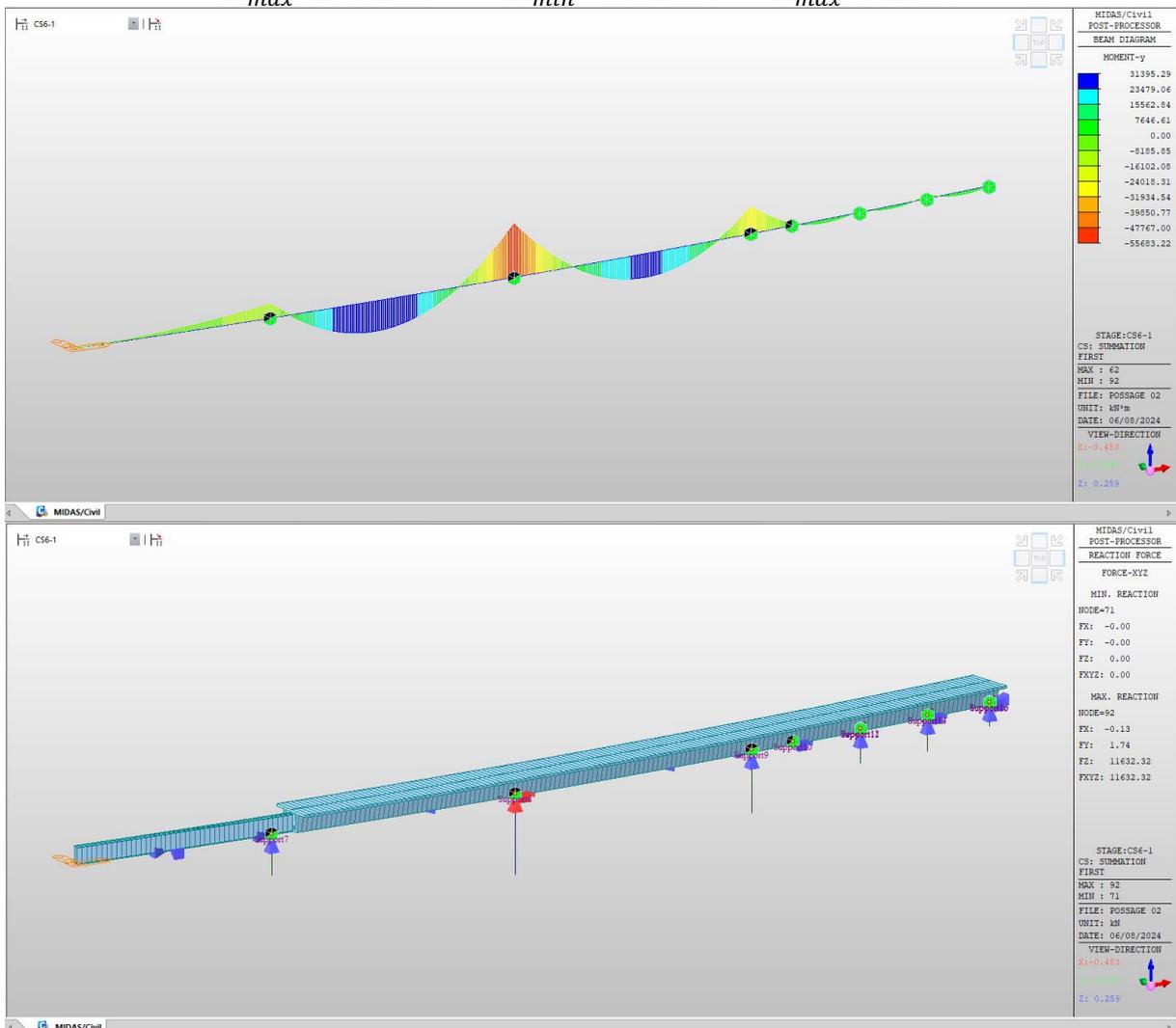


Figure 43 : Efforts dans l'étape 6 : poussage de voussoir 6

$$M_{max}=31395.29 \quad M_{min}=-55683.22 \quad R_{max}=11632.32$$

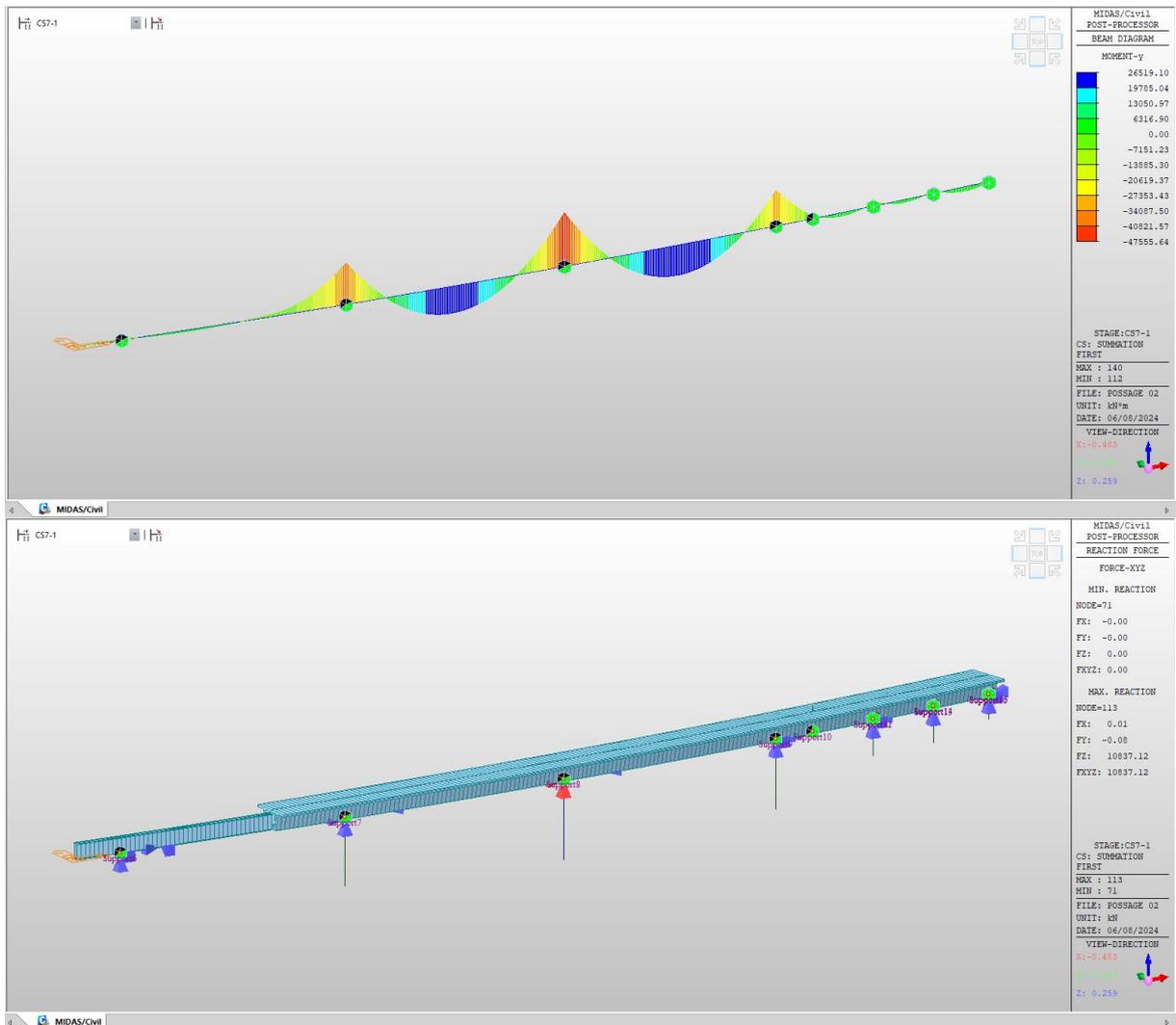
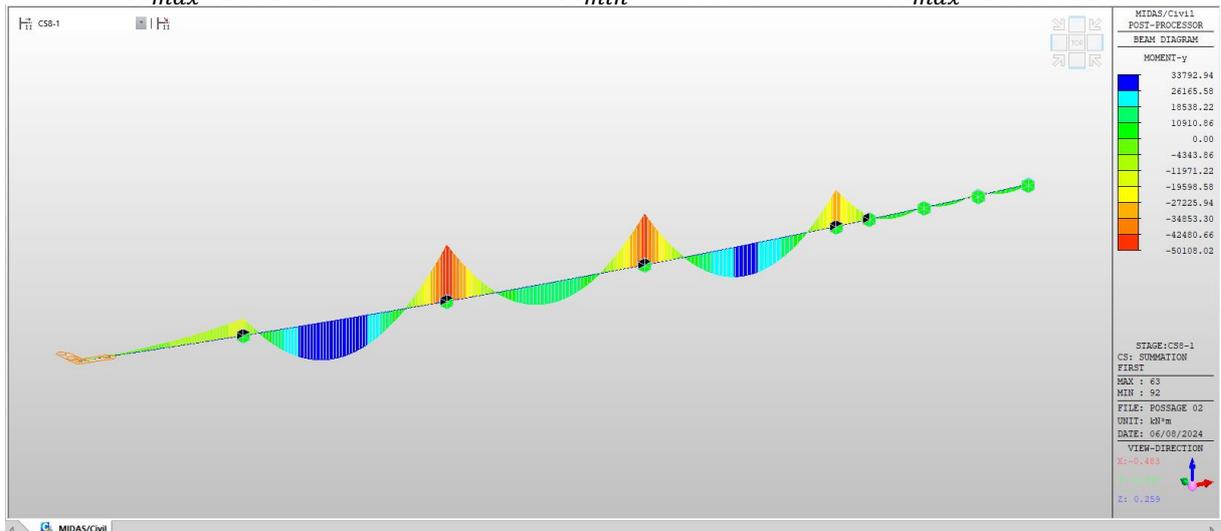


Figure 44 : Efforts dans l'étape 7 : poussage de voussoir 7

$$M_{max}=26519.10$$

$$M_{min}=-47555.64$$

$$R_{max}=10837.12$$



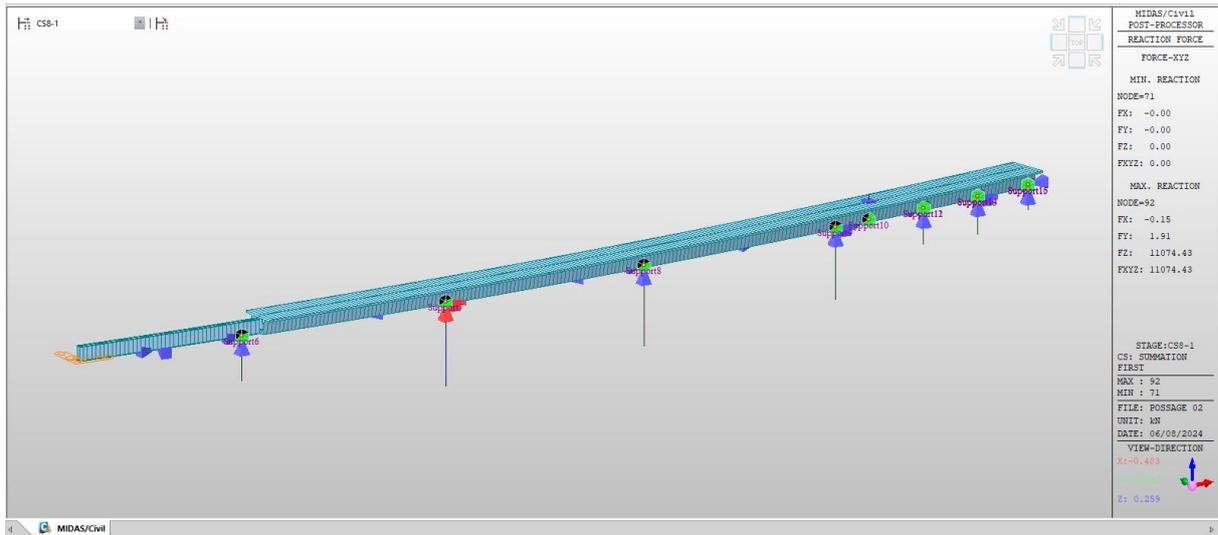


Figure 45 : Efforts dans l'étape 8 : poussage de voussoir 8

$$M_{max}=33792.94$$

$$M_{min}=-50108.02$$

$$R_{max}=11074.83$$

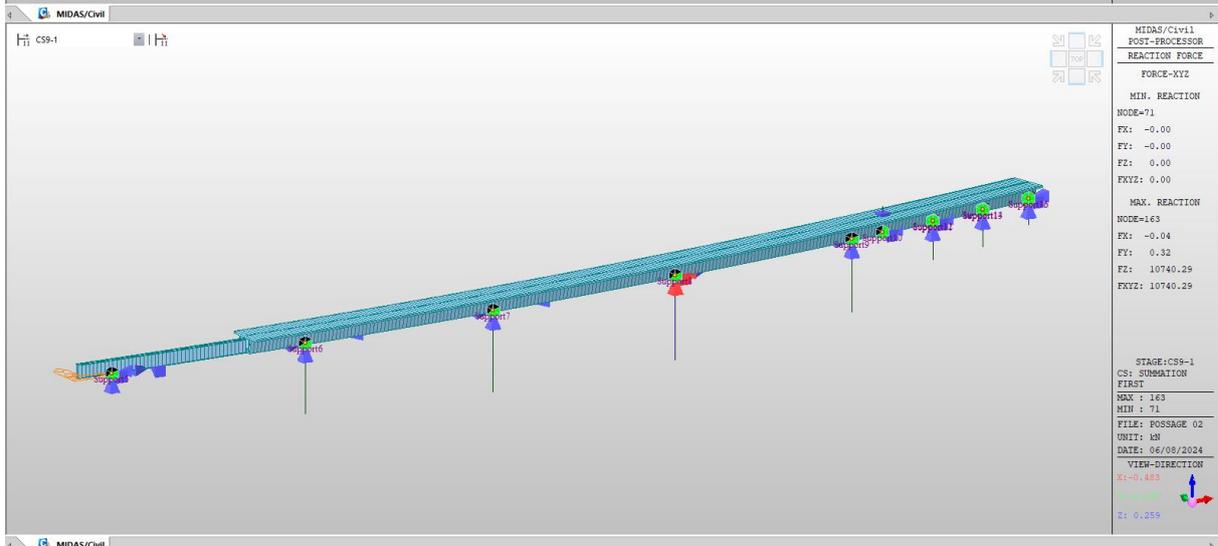
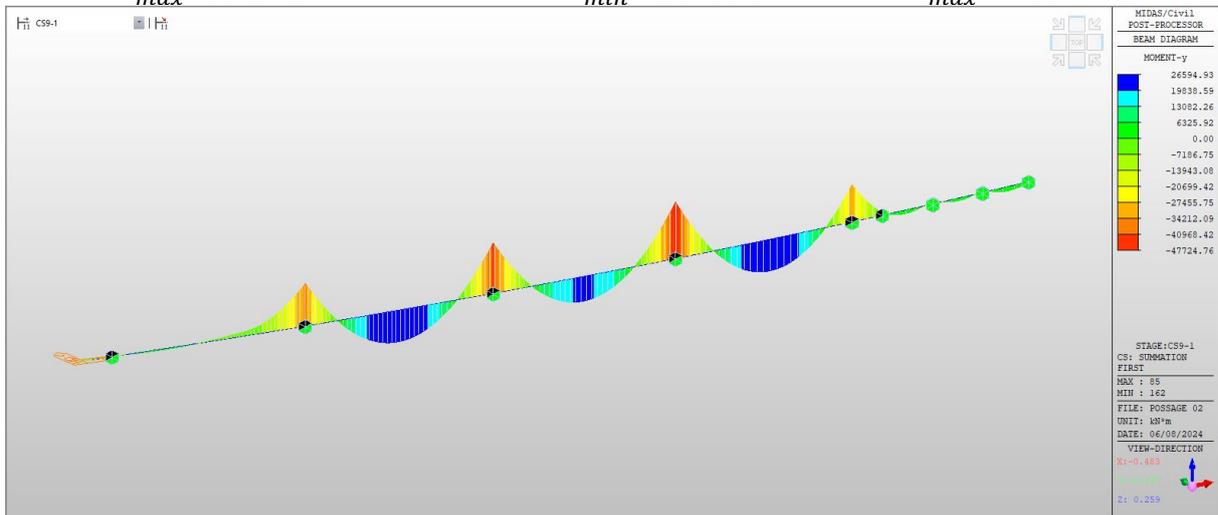


Figure 46 : Efforts dans l'étape 9 : poussage de voussoir 9

$$M_{max}=26594.93$$

$$M_{min}=-47724.76$$

$$R_{max}=10740.29$$

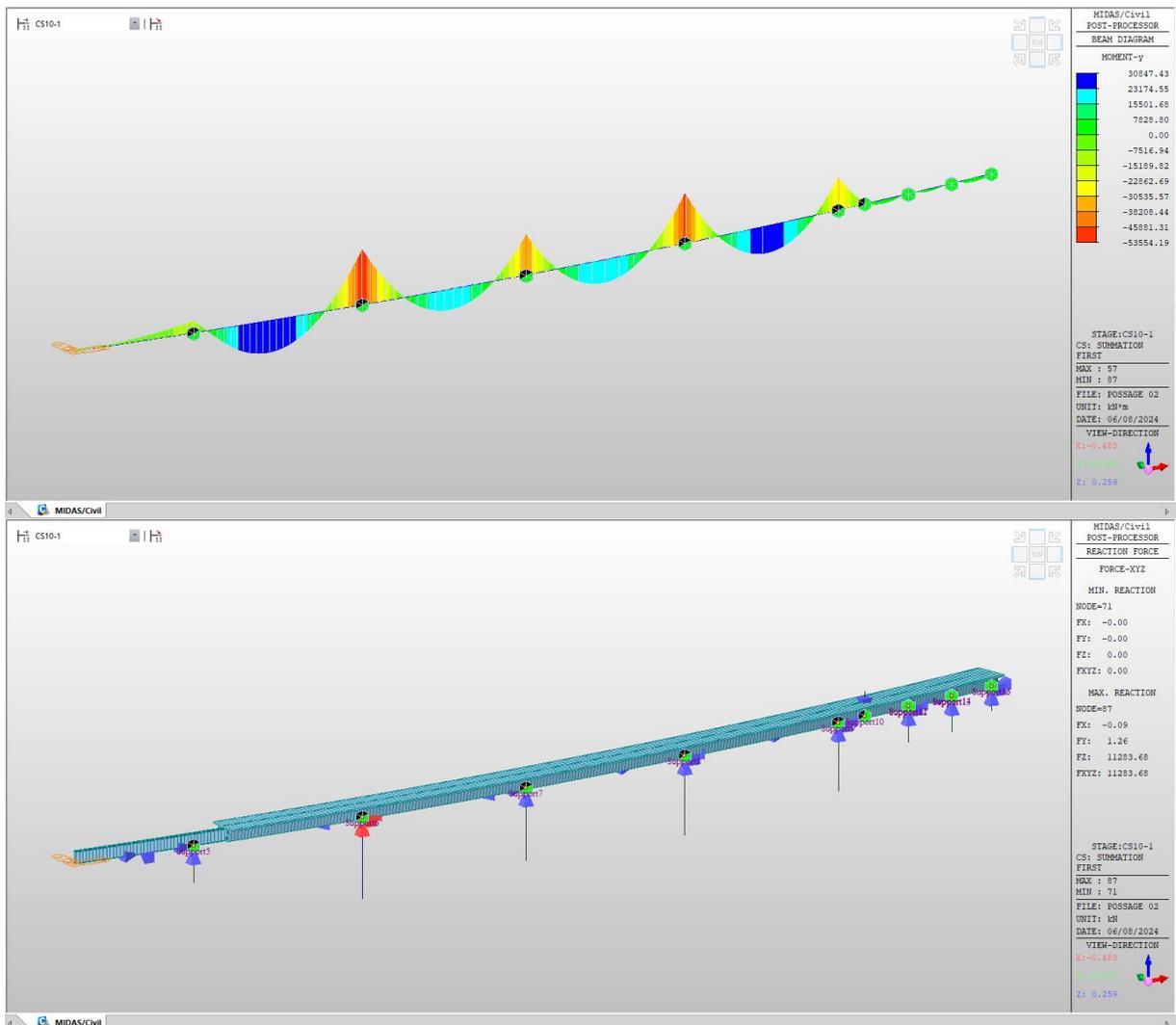
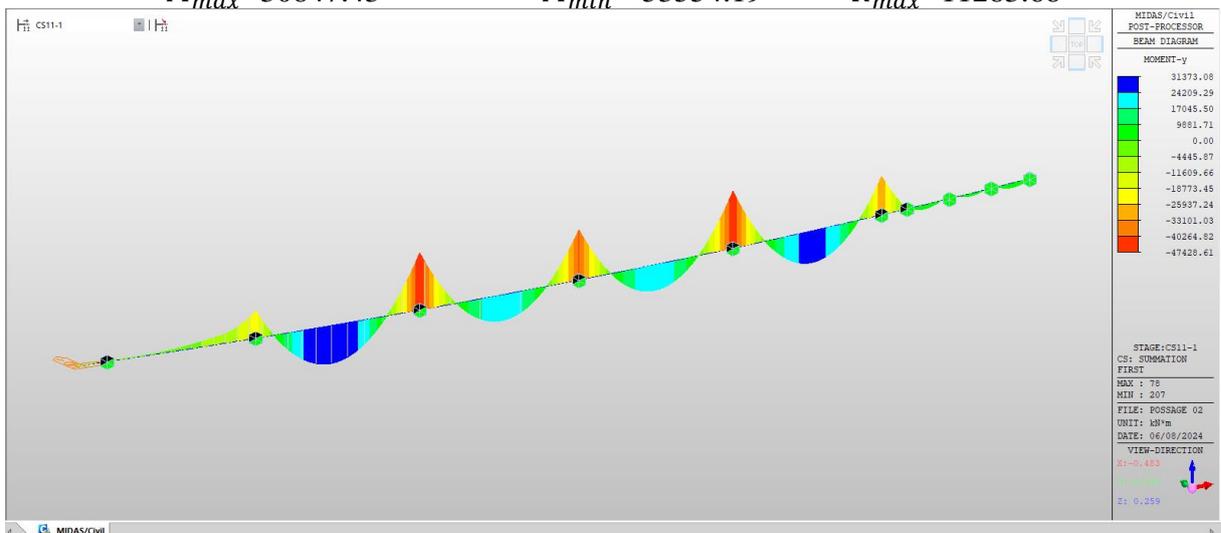


Figure 47 : Efforts dans l'étape 10 : poussage de voussoir 10

$$M_{max}=30847.43$$

$$M_{min}=-53554.19$$

$$R_{max}=11283.68$$



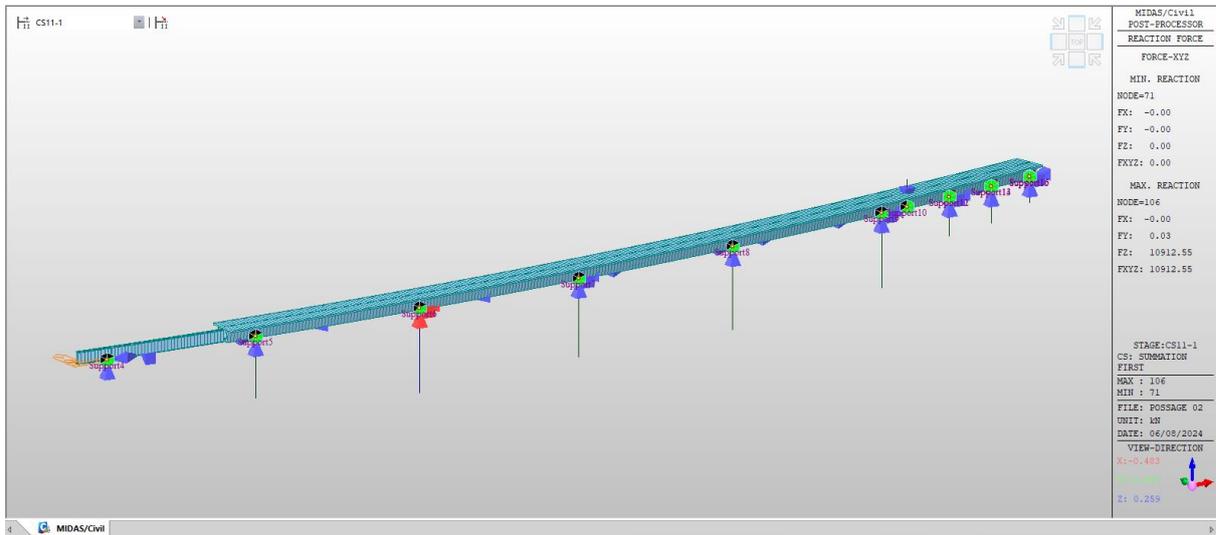


Figure 48 : Efforts dans l'étape 11: poussage de voussoir 11

$$M_{max}=31373.08$$

$$M_{min}=-47428.61$$

$$R_{max}=10912.55$$

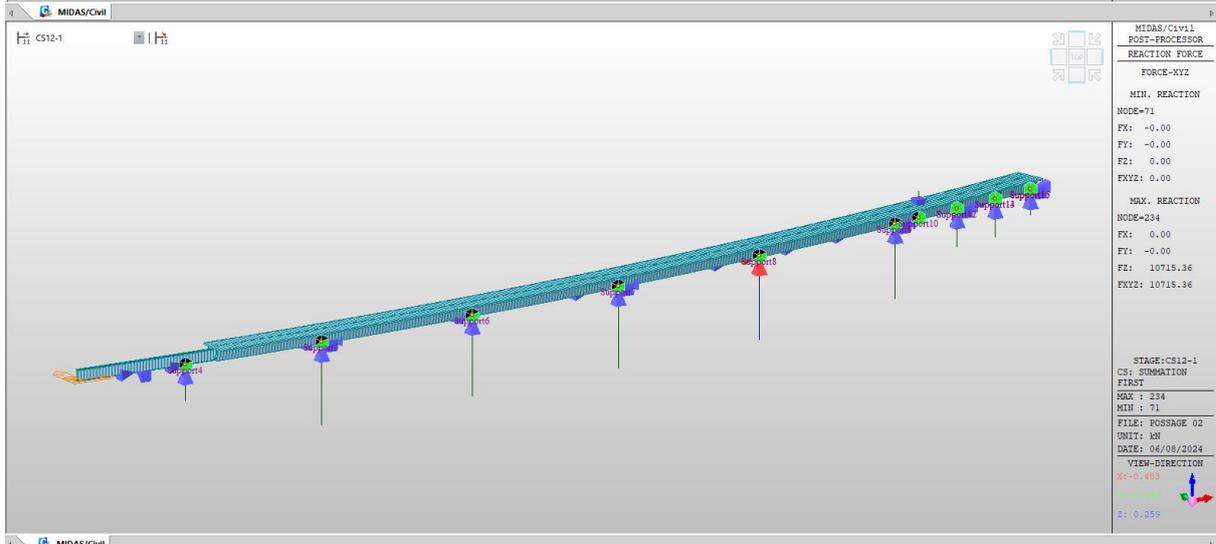
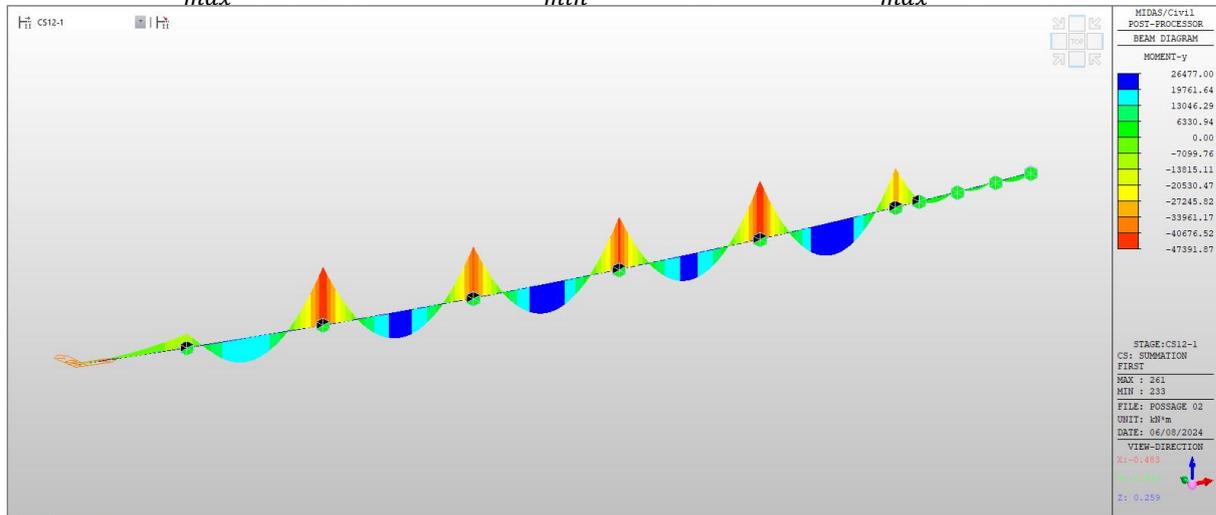


Figure 49 : Efforts dans l'étape 12 : poussage de voussoir 12

$$M_{max}=26477.00$$

$$M_{min}=-47391.87$$

$$R_{max}= 10715.36$$

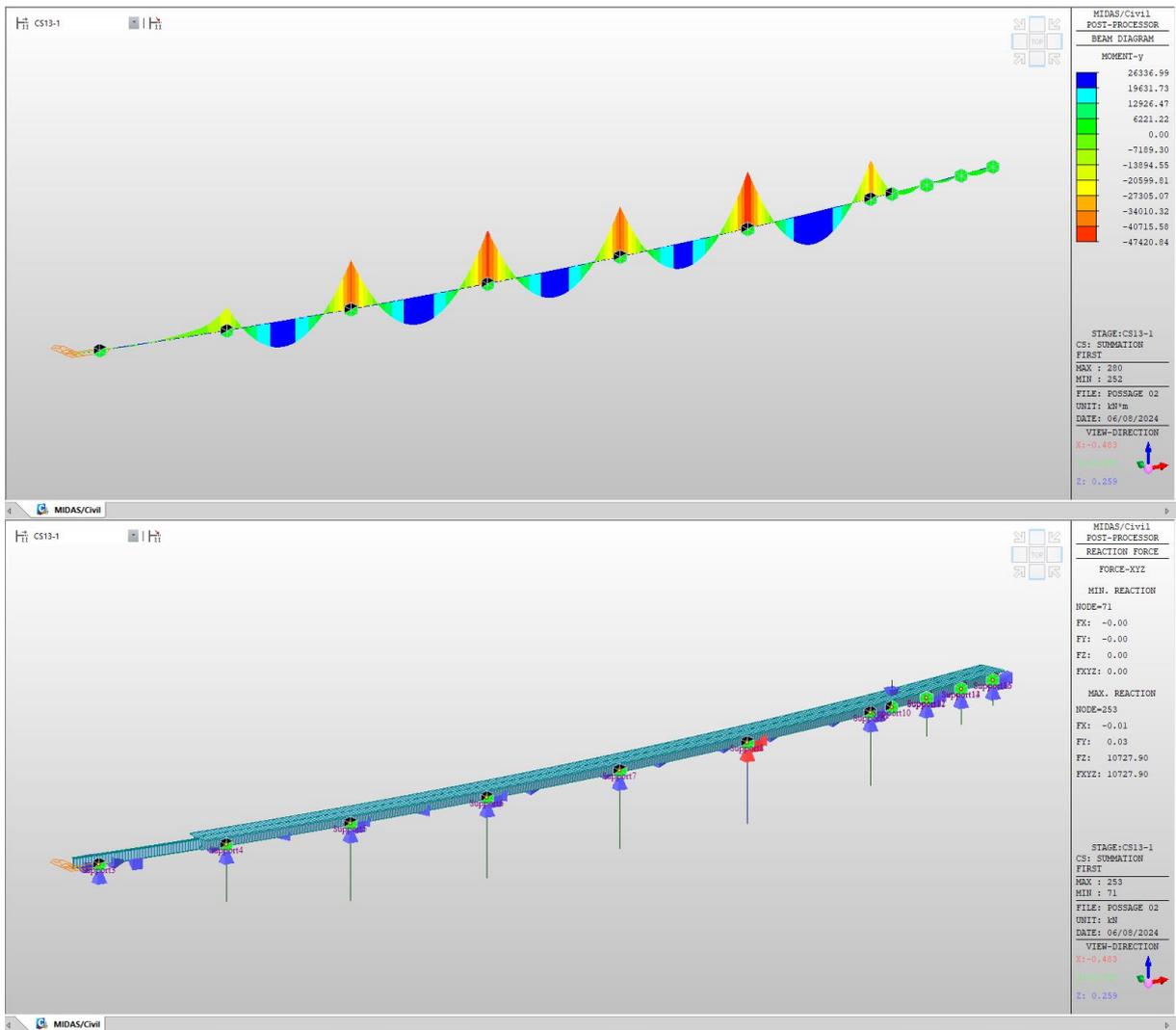
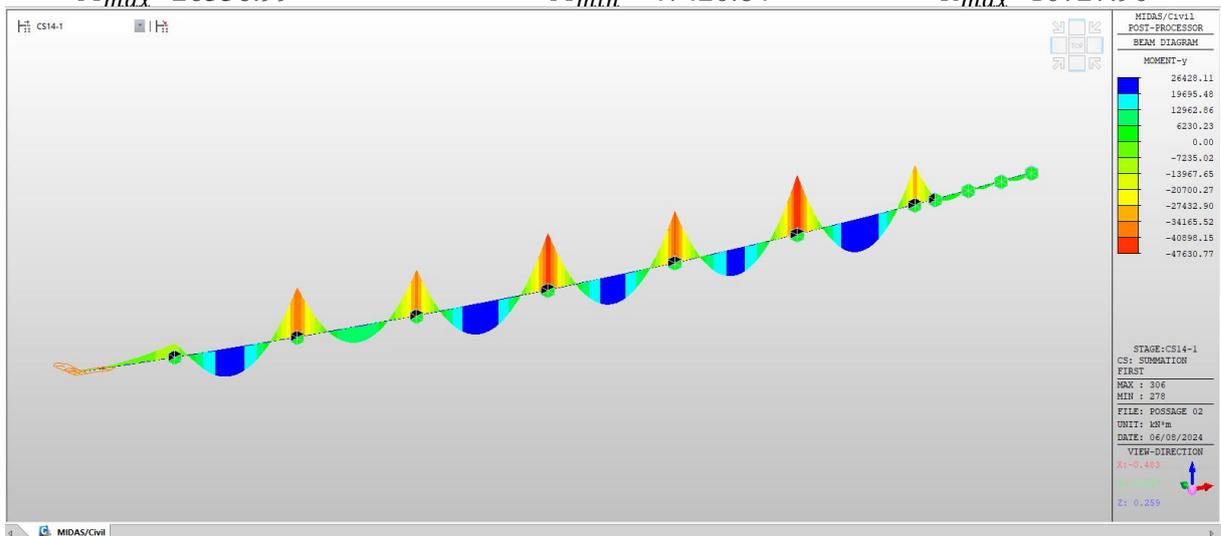


Figure 50 : Efforts dans l'étape 13 : poussage de voussoir 13

$$M_{max}=26336.99$$

$$M_{min}=-47420.84$$

$$R_{max}=10727.90$$



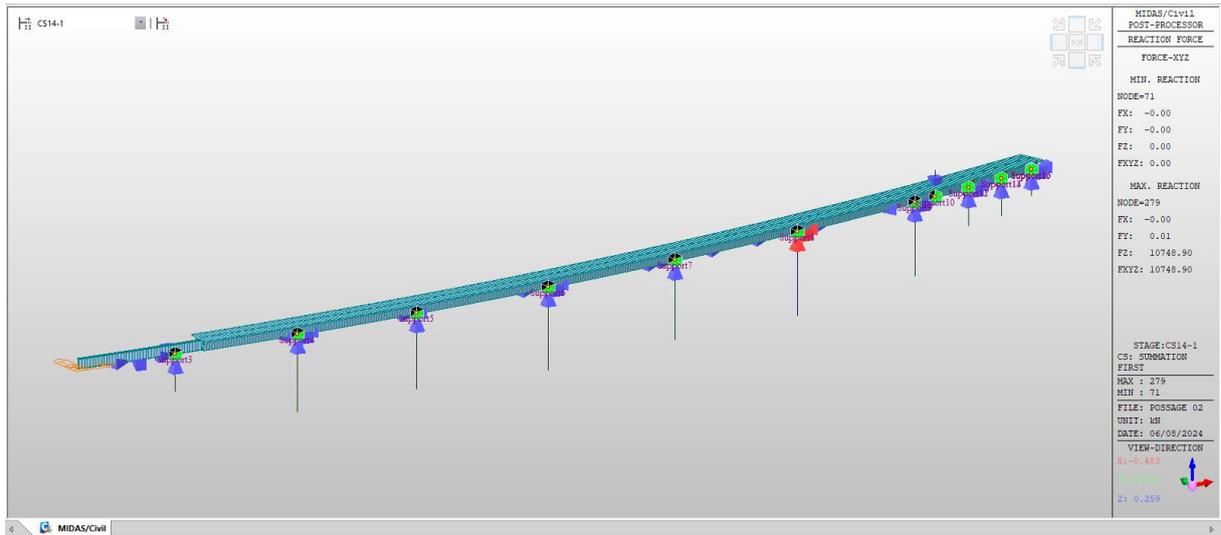


Figure 51 : Efforts dans l'étape 14 : poussage de voussoir 14

$$M_{max}=26428.11$$

$$M_{min}=-47630.77$$

$$R_{max}=10748.90$$

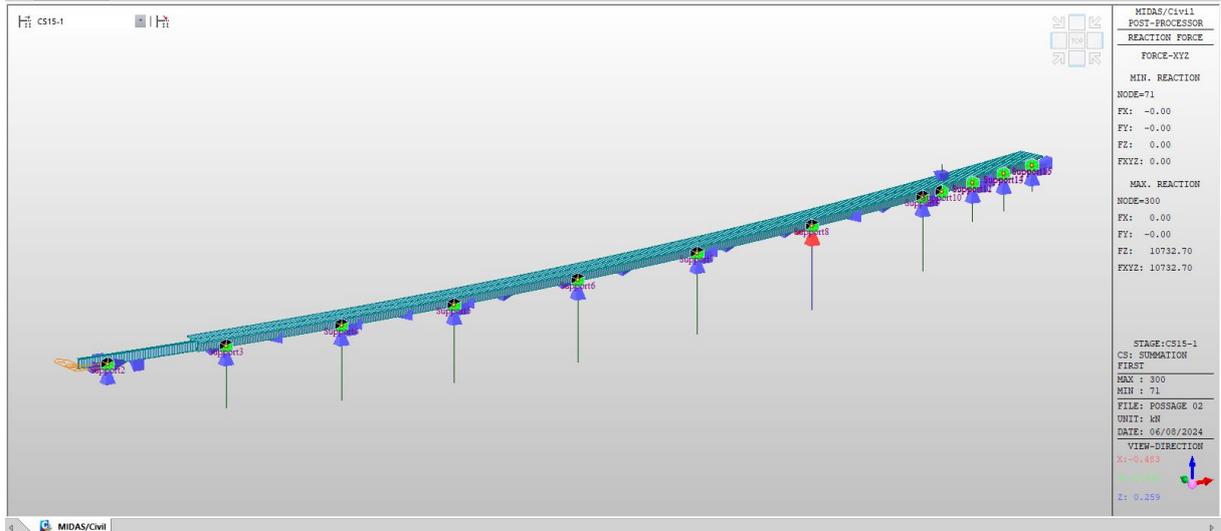
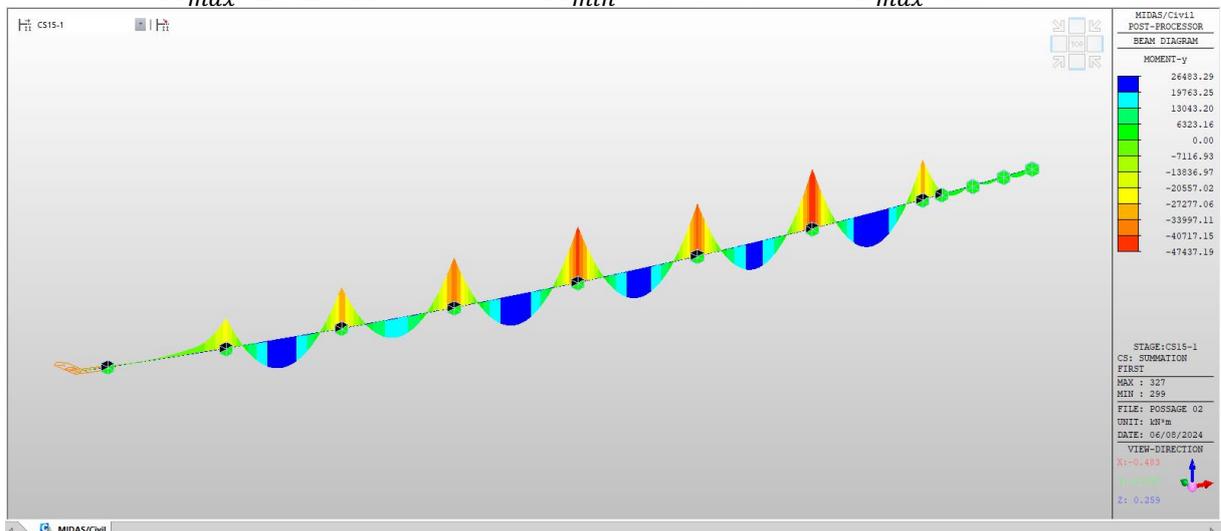


Figure 52 : Efforts dans l'étape 15 : poussage de voussoir 15

$$M_{max}=26483.29$$

$$M_{min}=-47437.19$$

$$R_{max}=10732.70$$

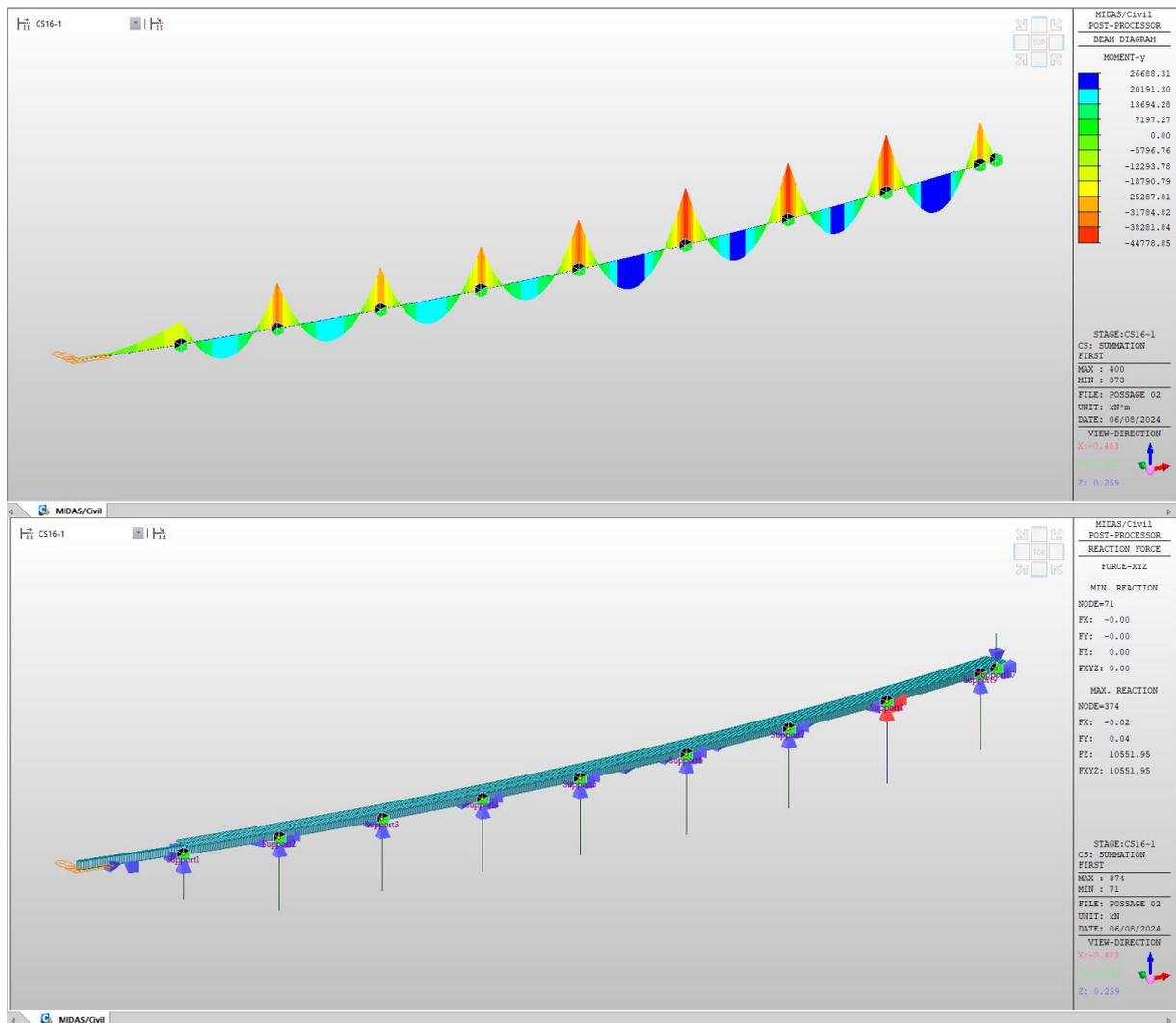


Figure 53 : Efforts dans l'étape 16 : poussage de voussoir 16

$$M_{max}=26688.31$$

$$M_{min}=-44778.85$$

$$R_{max}= 10551.95$$