République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة
فرنسـيس جانســون
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson

Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

ELARGISSEMENT PAR ESTACADE DE LA RN9 AU NIVEAU DES GORGES DE KHERRATA - BEJAIA

Présenté par :

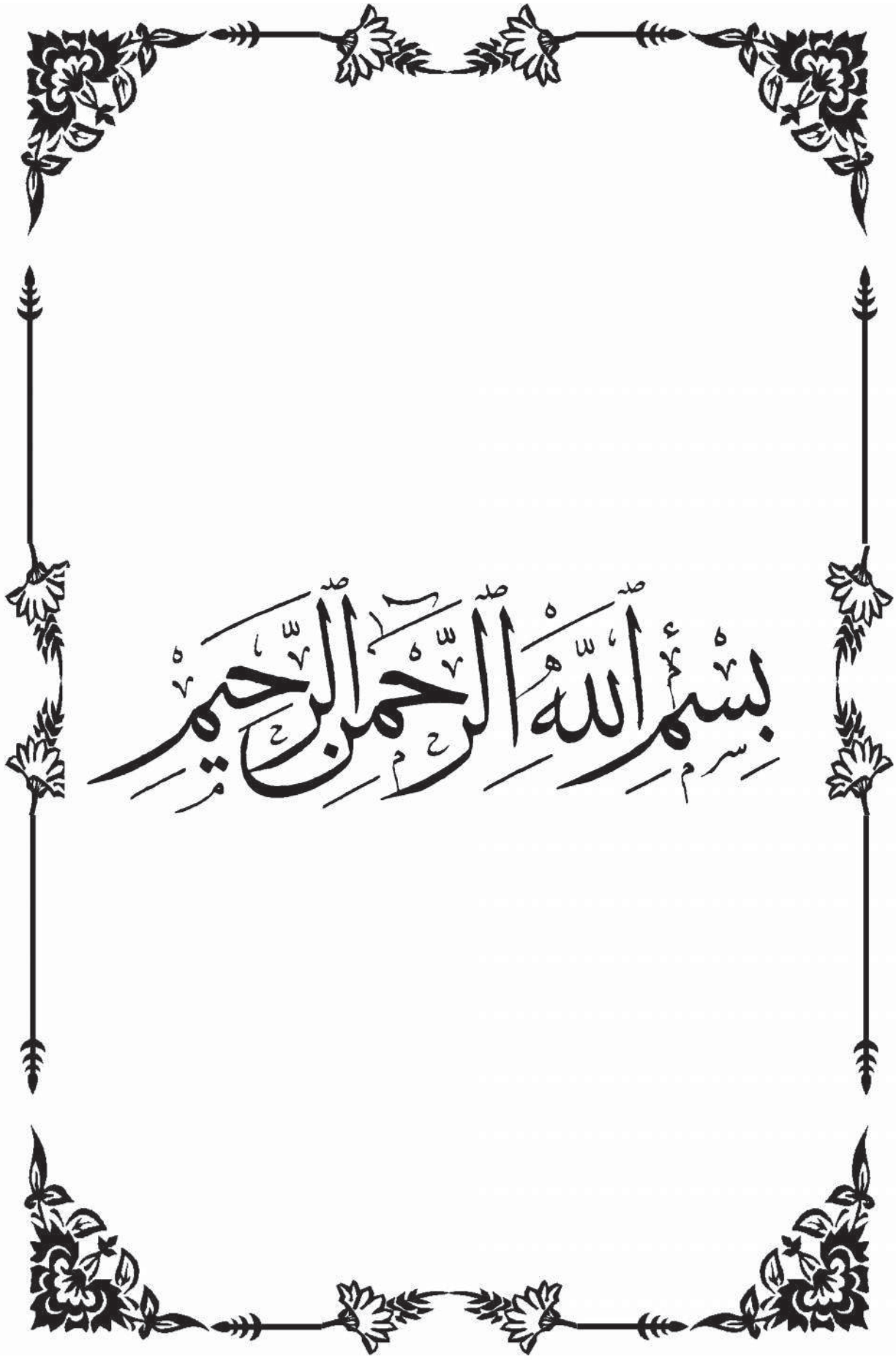
ADRAR Zoulikha
TALHI Randa

Encadré par :

Dr. TAKI Mohamed

Promotion 2018 /2019

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicace

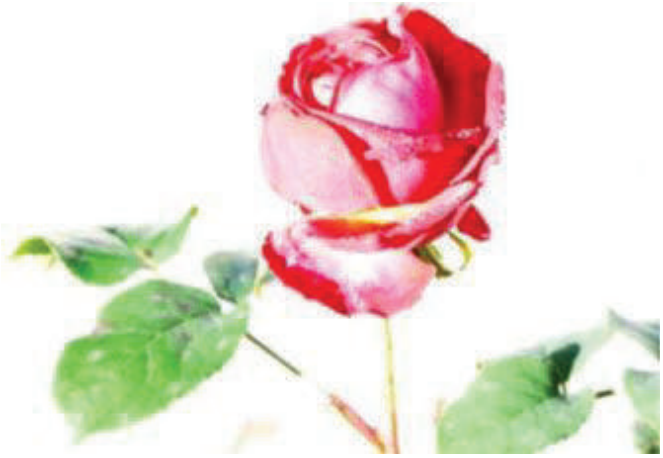
Malgré les obstacles qui s'opposent
En dépit des difficultés qui s'interposent

Les études sont avant tout
Notre unique et seul atout

Espérant des lendemains épiques
Un avenir glorieux et magique

Souhaitant que le fruit de nos efforts fournis
Jour et nuit, nous mènera vers le bonheur fleuri

Aujourd'hui, ici rassemblés auprès des jurys,
Nous prions dieu que cette soutenance
Fera signe de persévérance
Et que nous serions enchantés
Par notre travail honoré





Au nom d'Allah, le tout miséricordieux,

le très miséricordieux . . . ✍

J'ai l'immense plaisir de dédier ce modeste travail à l'intention de :

♥ … *Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie, qui ont contribué à mon bien être et mon succès.*

♥ … *Mes frères et ma sœur .d'avoir toujours été à mes côtés, pour le bonheur et la joie qu'ils m'ont donné.*

♥ … *Ma grande famille et tout particulièrement mes cousines.*

♥ … *Mes amis pour les conseils qu'ils m'ont donnés, les bons moments qu'on a passé ensemble et d'avoir été présent dans mes heures de joie et de tristesse.*

♥ … *Sans oublier mes amis et mes enseignants de l'ENSTP qui m'ont encouragé pour continuer avec succès mon travail.*

♥ Zoulikha ♥



En signe d'amour et de respect éternel je dédie mon modeste travail. . . ✍

♥ … *À mes très chers parents* **« Nabil »** *et* **« Razika »**, *en témoignage et en gratitude de leur dévouement et leur soutien permanent durant toutes mes années d'études, leurs sacrifices illimités, leur réconfort moral et tous les efforts qu'ils ont consentis pour mon éducation et mon instruction dans le but de me voir réussir un jour. Que Dieu me les garde inchallah ;*

♥ … *A mon petit frère* **« Haitem »** *pour l'encouragement moral qu'il m'a apporté tout au long de ces années.*

♥ … *À mon binôme* **« Zoulikha »** *pour sa patience, sa disponibilité et celle de sa famille.*

♥ … *Une dédicace très spéciale à mes proches, familles et amis pour leur soutien et leur présence.*

♥ … *À tous ceux que j'aime et qui m'aiment, à tous je dédie ce travail…*

♥ Randa ♥

Remercîment

Tout d'abord, nous remercions **DIEU**, notre créateur de nos avoir donné la force, la volonté, la patience et le courage afin d'accomplir ce modeste travail dans les meilleures conditions possibles, ainsi que **nos parents** à qui nous voulons une reconnaissance infinie pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et contribuer à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable Année Universitaire.

Nous tenons à remercier sincèrement notre Professeur **Mr TAKI Mohamed**, en tant qu'Encadreur qui nous a donné la chance de travailler sous sa direction. Il s'est toujours montré à notre écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire. Ce travail lui doit beaucoup…pour cela merci

Nous remercions tout particulièrement **Mr ZEMOURI Abdellah** d'avoir accepté d'effectuer notre stage de PFE au sein de son bureau d'étude, sans oublier aussi **Mme SAOUDIA** pour leur accueil chaleureux et leur aide.

Nos vifs remerciements vont également à **Mr BOUTAMMINE Amir, Mr BENREDOUANE** et **Mr FEDGHOUCHE** de nous avoir aidé, conseillé et fourni le maximum d'information.

Nous remercions également tous les membres du jury d'avoir accepté d'assister à la présentation de ce travail et de nous avoir bénéficié de leurs précieuses remarques.

Nos gratitudes vont à l'ensemble des enseignants et du personnel de l'**ENSTP** qui nous a transmit leurs savoirs et leurs connaissances tout au long de nos trois dernières années.

Nous n'oublions pas de remercier vivement **: Mlles Darine et Mr Oussama,** qui ont su nous soutenir, nous supporter, nous encourager pendant toute la durée de rédaction de notre mémoire.

Enfin, Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'accomplissement de notre travail.

ملخص:

تمت كتابة هذه المذكرة في إطار مشروع نهاية الدراسة، والغرض منها هو توسيع الطريق باستخدام نظام «estacade». يقع هذا المشروع بين « برج ميرة» و« خراطة » على مستوى الطريق الوطني رقم 9 الرابط بين بجاية وسطيف.

عموما، يتم تعريف نظام « estacade » كمجموعة من الروافد المتعامدة على محور الطريق التي تدعم بلاطة خرسانية مسلحه مما يدعم البنية الفوقية الكاملة للمسار.

لقد افتتحنا عملنا بعرض المشروع حيث اقترحنا فيه المتغيرات المحددة ثم انتقلنا إلى تبريرالتصميم العام واخترنا التصميم المناسب. بعد ذلك قمنا بفرض خصائص المواد المستخدمة في الحساب وتقييم الحمولة المطبقة على الهيكل. إضافة إلى ذلك أجريت دراسة على عناصر الهيكل بدءًا من السطح حيث تم تحديد التسليح الخامل مع التحقق من إجهاد الخرسانة والحديد. وأخيرا، تم تخصيص الفصل الأخير للتحقق من استقرار الهيكل.

تم إجراء تقييم الجهود باستخدام برنامج " روبوت ميلليونيوم " و الرسومات المقطعية ببرنامج "أوتوكاد"

الكلمات المفتاحية :توسيع، estacade ,رافدة، بلاطة، خرسانة ،الخوازيق الخرسانية.

RESUME :

Ce présent mémoire a été rédigé dans le cadre du projet de fin d'étude, il a pour objet l'élargissement d'une route par système d'estacades .cet ouvrage est situé sur la section comprise entre BRDJ MIRA et KHERRATA au niveau de la route nationale N° 9 reliant BEJAIA à SETIF.

De manière générale, le système d'estacades se définit par un ensemble de poutres perpendiculaires à l'axe du tracé qui soutiennent une dalle en béton armé, support de toute la superstructure de la voie.

Nous avons abordés notre travail par la présentation du projet dans laquelle on a proposé les variantes retenues, on est ensuite passé à la justification de la conception générale, et on a choisi le type d'ouvrage le plus adéquat. Puis on a imposé les caractéristiques des matériaux qui ont été employé dans le calcul, et on a évalué les différentes charges et surcharges qui sont appliquées sur l'ouvrage. En outre, on a effectué l'étude sur les éléments de l'ouvrage, commençant par le tablier où on définit les armatures passives tout en vérifiant les contraintes du béton et de l'acier. Enfin, le dernier chapitre a été consacré pour la vérification de la stabilité de l'ouvrage.

L'évaluation des efforts a été faite à l'aide du logiciel "ROBOT millennium" et les dessins des sections avec AUTOCAD.

Mots-clés : Elargissement, Estacades, Poutre, dalle, Béton, Micropieux.

ABSTRACT:

This thesis was written as part of the end-of-study project, which relates to the expansion of the road according to a cantilever system. This work is located in the section between BRDJ MIRA and KHERRATA at the national road number 9, which links Bejaia with Setif.

In general, the cantilever system is defined by a set of orthogonal beams on the axis of the track supporting a reinforced concrete slab, which supports the complete superstructure of the path.

We dealt with our work through project presentation, which we proposed the specific variables, then moved to justify the general design, and chose the most appropriate types of structures. The characteristics of the materials used in the calculation were then determined and the various loads and loads applied to the structure were evaluated. In addition, a study was conducted on the structural elements, starting from the surface where negative reinforcement is identified during the verification of concrete and steel constraints. Finally, the last chapter was devoted to the verification of the structure stability.

The evaluation of the efforts was assessed using the ROBOT Millennium Program and the section drawings with AutoCAD.

Key words: Expansion, cantilever, Beam, Slab, Concrete, Micropiles.

Notations et symboles

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression au j^{eme} jour.

f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction au j^{eme} jour.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

f_{bu} : Résistance du béton comprimé à l'ELU

σ_{bc} : Contrainte limite de compression du béton.

σ_{st} : Contrainte de traction de l'acier passif.

E_{ij} : Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.

E_{vj} : Module d'élasticité longitudinal différé du béton.

G : Module de cisaillement du béton.

ν : Coefficient de poisson.

f_e : Limite élastique des aciers passifs.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif.

h : hauteur de la poutre.

b_0 : largeur de la poutre.

B : Section de la poutre.

l_p : La largeur de la poutre.

L_p: La longueur de la poutre.

l_d : La largeur de la dalle.

L_d: La longueur de la dalle.

B_{nette} : Section nette.

B_{brute} : Section brute.

ν' : Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre inférieure.

ν: Distance entre le centre de gravité de la section et la fibre supérieure.

I : Moment d'inertie de la section

I_n : Moment d'inertie nette de la section.

I_{br} : Moment d'inertie brute de la section.

ρ : Coefficient de rendement géométrique de la section.

L: La longueur chargée du tablier.

ρ_b : Masse volumique du béton.

e_d : épaisseur de la dalle.

ρ_r : Masse volumique du revêtement.

e_r : épaisseur du revêtement.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

G_1 : charge permanant de la poutre.

G_2 : charge permanant de la dalle.

G_3 : complément de la charge permanant (revêtement).

G_4 : complément de la charge permanant (glissière de sécurité).

G_5 : complément de la charge permanant (garde corps).

G_6 : complément de la charge permanant (longrine de pose).

L_r : Largeur roulable.

L_c : Largeur chargeable.

N : Nombre de voies.

L_v : Largeur d'une voie.

a_1 : Coefficient dépendant de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

a_2 : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

b_c : Coefficient de pondération du convoi B_C.

b_t : Coefficient de pondération du convoi B_t.

δ : Coefficient de majoration dynamique.

n : Nombre de poutres.

M_u : Moment fléchissant limite.

N : effort normal.

Vu : Effort tranchant limite.

$V_{u,min}$: Effort tranchant minimum.

$V_{u,max}$: Effort tranchant maximum.

$\overline{\sigma_{st}}$: contrainte admissible des aciers tendus.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible de compression du béton.

S_t : Espacement des armatures transversales.

f_g : Flèche due aux charges permanente.

f_{sg} : flèche du au surcharges.

θ_g : Rotation due aux charges permanentes.

θ_{sg} : Rotation due à la surcharge.

S_2: coefficient de site.

η: Facteur de correction de l'amortissement.

ξ: Taux d'amortissement.

c : Enrobage.
h_{GC} : hauteur du garde corps.
f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours.
ε_s : déformation élastique des aciers.
ε_{es} : déformation élastique limite des aciers.
d: distance entre les armatures tendus et la fibre la plus comprimée.
X: distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.
Z: distance entre l'armature tendue et l'armature comprimée.
$\overline{M1}$: Moment limite de service.
A_{Ser}: Section des armatures longitudinale à l'état limite de service.
$A_{S,min}$: Section minimale des armatures longitudinale à l'état limite de service.
A_t : section des armatures transversales.
$A_{t,min}$: Section minimale des armatures transversales.
S_t : espacement des armatures transversales.
$S_{t,min}$: Espacement minimal des armatures transversales.
C_g : grosseur des granulats.
e_h : espacement horizontal des armatures.
e_v : espacement vertical des armatures.
l_s : longueur de scellement.
L_a : longueur d'ancrage.
L_c : longueur du coude.
$L_{a,min}$: longueur d'ancrage minimale.
A_{sp} : section des armatures de peau.
α : Inclinaison des armatures transversales.
ϕ_t: diamètre des armatures transversales.
ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales.
Cp: les charges permanentes.
Ccp: complément des charges permanentes.
B' : section de longrine de pose.
S_c : surface chargée
a_c : accélération sismique.
g : accélération de la pesanteur.
S : surcharge maximale.
M_{ser} : moment maximum à l'état limite de service.
$\tau_{u,max}$: contrainte de cisaillement maximale du à l'effort tranchant.
τ_{lim} : contrainte de cisaillement limite.
M_{xx} : le moment fléchissant longitudinal de la dalle.
M_{yy} : le moment fléchissant transversal de la dalle.
b : largeur unitaire de la dalle.
S_{ty} : espacement des armatures de la dalle dans le sens l_y.
S_{tx} : espacement des armatures de la dalle dans le sens l_x.
l_y: grand coté du paneau.
l_x: petit coté du paneau.
$A_{y,min}$: taux minimaux d'acier en travée dans le sens y.
$A_{x,min}$:taux minimaux d'acier en travée dans le sens x.
TSHA : treillis soudés à haute adhérence.
RN : route nationale.
SC : sondage carotté.
P_l : pression limite.
R_c : résistance à la compression.
RQD : indice de qualité de la roche.
ANRH : agence nationale des ressources hydriques.
PL : poids lourd.
Pk : point kilométrique.
BA : béton armé.
BP : béton précontraint.
ELU : état limite ultime.
ELS : état limite de service.
DTR : document technique et réglementaire.
CNF : condition de non fragilité.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Vue générale de l'ancien ouvrage [1].....3
Figure I.2. Vue dessus de l'ouvrage après sa reconstruction [1]. 3
Figure I.3. Coupe transversale montrant le renforcement de l'ouvrage [1]. 4
Figure I.4. Dés-enrobage, corrosion des armatures et éclatement de béton du tablier [2].....4
Figure I.5. Coupe transversale de l'ouvrage[2] 5
Figure I.6. Vue de face finale du mur en maçonnerie [2]. 5
Figure I.7. Schéma représentatif de l'ouvrage [3].....6
Figure I.8. Coupe transversale de l'ouvrage [3].....6
Figure I.9. Vue des murs de soutènement en maçonnerie et des contreforts massifs [3]. 7
Figure I.11. Vue générale du site de l'ouvrage estacade.....8
Figure I.10. Vue montrant la disposition transversale des poutres 8
Figure I.12. Schéma d'un micro-pieu. 9
Figure I.13. Schéma de stabilisation de pentes par micro-pieux [5]. 10
Figure I.14. Schéma de reprise en sous-œuvre de Bootham Bar, York (Angleterre) [5].....10
Figure I.15. Mobilisation du frottement latéral au cours du chargement en fonction de l'indice de densité et de la taille des grains [4]. 11
Figure I.16. Evolution du frottement latéral apparent avec la contrainte appliquée [4]. 12
Figure I.17. Ensemble des courbes de chargement pour deux conteneurs [4]. 13
Figure II. 1. Photo du site de l'ouvrage via Google Earth. 15
Figure II.2. Tracé représentant les différents ouvrages projetés. 16
Figure II.3. La sortie du tunnel T4. 16
Figure II.5. Exécution du semi pont. 17
Figure II.4. Vue en élévation du pont mixte 4.0. 17
Figure II.6. Vue en élévation de l'ouvrage estacade. 18
Figure II.7. Le tracé en plan de la voie portée. 19
Figure II.8. Le profil en long de l'ouvrage. 19
Figure II.9. Coupe transversale de l'ouvrage. 20
Figure II.10. Carte des sols de la wilaya de Bejaia 21
Figure II.11. Traversée de la RN9 par zone montagneuse. 21
Figure II.12. Implantation du point de sondage carotté N°04. 22
Figure II.13. Liste des caisses des carittes. 22
Figure II.14. Coupe de sondage carotté N°4 23
Figure II.16. La carte de zonage sismique de l'Algérie [6]. 25
Figure II.15. Carte des précipitations annuelles moyennes dans la wilaya de Bejaia. 25
Figure III.1. Vue 3D de la pré-dalle. 29
Figure III.2. Schéma reprisant les dimensions de l'longrine de pose 30
Figure III.3. Schéma de la glissière de sécurité. 30
Figure III.4. Schéma du garde-corps 31
Figure III. 5. Les dimensions de la section de la poutre avec l'hourdis. 32
Figure IV.1. diagramme parabole-rectangle [8]. 36
Figure IV.2. Diagramme σ-ε de l'acier aux ELU [8]. 37

Figure V.1. Coupe longitudinale de la poutre 40
Figure V.2. Système Bc [9]. 43
Figure V.3. Système Bt [9]. 44
Figure V.4. Système Br [9]. 45
Figure V.4. Système M_{c120} [9]. 46
Figure V.5. Système D_{240} [9]. 47
Figure V.6. Système D_{280} [9]. 47
Figure V.7. Spectre de calcul horizontal pour S2, a=0.20·g et ξ=2(RPOA-2008) 49
Figure V.8. Spectre de calcul vertical pour S2, a=0.20·g et ξ=2(RPOA-2008) 49
Figure VII.1. Modélisation des poutres transversales. 54
Figure VII.2. Modélisation de l'hourdis 54
Figure VII.3. Modélisation des appuis. 55
Figure VII.4. Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale. 56
Figure VII.5. Vue - MY; Cas : 76 (ELS Bt (01)) Composante 21/26 1 NAP SUP. 57
Figure VII.6. Vue - MY; Cas : 82 (ELS Bt(02)) Composante 1/26 1 NAP INF. 58
Figure VII.7. Vue - FZ; Cas : 85 (ELU Mc120 (01)) Composante 2/26. 59
Figure VIII .1. Cartographies pour les panneaux - MXX [kN.m/m] Direction automatique 67
Figure VIII .2. Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 73
(ELU Bt (01)) Composante 21/26 68
Figure VIII .3. Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique 68
Figure IX .1. Repérage des appuis. 75
Figure IX .2. Diagramme de contrainte d'une section entièrement comprimé. 77
Figure IX .3. Schéma de poinçonnement sous chargement localisé. 79
Figure IX .4. Ferraillage du socle d'appui amont. 80
Figure IX .5. Coupe transversale montrant la lithologie du site 81
Figure IX .6. Vue en plan du socle+poutre 82

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Les caractéristiques principales des poutres. 8
Tableau II.1. Caractéristiques de la roche marno-calcaire 23
Tableau II.2. Résultats des essais au laboratoire sur le sondage carotté N°4 24
Tableau II.3. Caractérisation des matériaux. 24
Tableau III.1. Caractéristiques géométrique de la section. 32
Tableau III.2. Caractéristiques géométrique de la section. 32
Tableau III.3. Caractéristiques géométrique de la section avec hourdis. 33
Tableau III.4. Caractéristiques géométrique de la section. 33
Tableau IV.1. Tableau de Coefficient θ [8]. 35
Tableau V.1. Classe de pont [9]. 39
Tableau V.2. Résultats de calcul des CP. 40
Tableau V.3. Résultats de calcul des CPP. 41
Tableau V.4. Coefficient al [9]. 41
Tableau V.5. Coefficients V_0 [9]. 42
Tableau V.6. Résultats de calcul de A (L) pour les différents cas possibles. 42
Tableau V.7. Coefficients b_c [9]. 43
Tableau V.8. Résultats de calcul de B_c. 44
Tableau V.9. Coefficients b_t [9]. 44
Tableau V.10. Résultats de calcul de B_t. 45
Tableau V.11. Résultats de calcul de B_r. 45
Tableau V.12. Résultats de calcul de M_{c120}. 46
Tableau V.13. Résultats de calcul de D_{280}. 47
Tableau V.14. Résultats de calcul de l'effort de freinage. 48
Tableau V.15. Gradient thermique [9] 48
Tableau V.16. Spectre de réponse [6]. 49
Tableau VII.1. Définition des charges et surcharges. 55
Tableau VII.2. Les coefficients des combinaisons [9]. 56
Tableau VII.3. Valeurs des moments. 57
Tableau VII.3. Valeurs de l'effort tranchant. 58
Tableau VIII.1. Les valeurs des moments fléchissant à l'ELU. 69
Tableau VIII.1. Les valeurs des moments fléchissant à l'ELS. 69
Tableau IX .1. Réactions Repère global - Cas: ELU Bt 01 Voie console: Extrêmes globaux: 19 Repère global - Cas: 124 125 76
Tableau IX .2.Réactions Repère global - Cas ELS Bt 01 Voie console: Extrêmes globaux: 20 Repère global - Cas: 128 129 76
Tableau IX .3.Réactions Repère global - Cas: ELU Bc 01 voie console: Extrêmes globaux: 39 Repère global - Cas: 132 133 76
Tableau IX .4.Réactions Repère global - Cas: ELS Bc 01 voie console Extrêmes globaux: 40 Repère global - Cas: 135 136 77
Tableau IX .5. Réactions Repère global – Cas ELS Mc120 (02) : Extrêmes globaux: 16 Repère global - Cas: 114 115. 78

Tableau IX .6. Réactions Repère global - Cas: ELU Mc120 (02) : Extrêmes globaux: 15 Repère global - Cas: 111 112 79
Tableau IX .7 . Description lithologique du sondage SC04 81

SOMMAIRE

INTRODUCTON GENERALE 1

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

PARTIE 01 : RECHERCHE SUR LES ESTACADES 2
I.1. INTRODUCTION 2
I.2. DEFINITION DES ESTACADES 2
I.3. LES DIFFERENTS TYPES D'ESTACADES DANS LE MONDE 2
I.4. EXEMPLES D'ESTACADES DANS LE MONDE 2
I.4.1. Reconstruction des estacades du Pissot (France) 2
I.4.2. Estacade d'Epesses (France) 4
I.4.3. Estacades du Flon et passage inférieur (France) 5
I.4.4. Estacades au niveau des gorges de Kherrata (Algérie) 7
PARTIE 02 : RECHERCHE SUR LE COMPORTEMENT ELEMENTAIRE DES MICRO-PIEUX 9
I.5. INTRODUCTION 9
I.6. DEFINITION DES MICRO-PIEUX 9
I.7. CHAMPS D'APPLICATION 10
I.8. ANALYSE DES RESULTATS DES ESSAIS STATIQUES ET RECOMMANDATIONS 10
I.8.1. Essais en cuve expérimentale 11
I.8.1. Essais en centrifugeuse 12
I.9. CONCLUSION 13

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

II.1. INTRODUCTION 14
II.2. DESCRIPTION GLOBALE DU PROJET 14
II.3. LE BUT DE PROJET 15
II. 4. LES DEFERENTS OUVRAGES RETENUS DANS LE PROJET 15
II .5. CHOIX DU TYPE DE L'OUVRAGE 18
II.6. RECUEILS DES DONNEES 18
II.6.1. Données fonctionnelles 18
II.6.1.1. Tracé en plan 19
II.6.1.2. Profil en long 19
II.6.1.3. Profil en travers 19
II. 6.2. Données naturelles 20
II.6.2.1. Les données géologiques : 20
II.6.2.2. Les données géographiques 21
II.6.2.3. Les données géotechniques 22
II.4.2.4. Données climatiques et contexte hydrologiques 24
II.4.2.5. Les données sismologiques 25
II.6. CONCLUSION 26

CHAPITRE III : JUSTIFICATION DE LA CONCEPTION

III .1. INTRODUCTION 27
III .2. JUSTIFICATION DU TYPE DE L'OUVRAGE 27
III. 3. STRUCTURE DE L'ESTACADE : 27
III.4. VERIFICATION DES ELEMENTS DU TABLIER 28
III.4.1. Pré dimensionnement de la poutre 28

III.4.1.1. Hauteur des poutres 28
III.4.1.2. Largeur des poutres 28
III.4.2. Pré dimensionnement de la dalle 28
III.4.2.1. Longueur de la dalle 28
III.4.2.2. Largeur de la dalle 29
III.4.2.3. Epaisseur de la dalle 29
III.4.3. Pré dimensionnement de la pré-dalle 29
III.4.4. Le socle 29
III.4.5. Les équipements 29
III.4.5.1. Longrine de pose 30
III.4.5.2. Glissière de sécurité 30
III.4.5.3. Garde corps 30
III.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER 31
III.5.1. Caractéristiques géométriques de la poutre 32
III.5.2. Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis 33
III .6. CONCLUSION 33

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.1.INTRODUCTION 34
IV .2. BETON 34
IV .2.1. Résistance à la compression 34
IV .2.2. Résistance à la traction 34
IV .2.3. Contraintes admissibles à la compression 35
IV .2.4. Déformation longitudinale du béton 36
IV .2.5. Déformation transversale du béton 36
IV .3.ACIER 37
IV .3.1. Aciers passifs 37
IV .3.1.1. Contrainte limite 37
IV .4. CONCLUSION 38

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1. INTRODUCTION 39
V.2. LES REGLEMENTS 39
V.3. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES 39
V.3.1. caractéristiques du pont 39
V.3.1.1. Largeur roulable (L_r) 39
V.3.1.2. Largeur chargeable (L_c) 39
V.3.1.3. Classe du pont 39
V.3.1.4. Nombre de voies (N) 40
V.3.1.5. Largeur d'une voie (L_v) 40
V.3.2. calcul des charges et surcharges 40
V.3.2.1. Evaluation des charges 40
V.3.2.2. Evaluation des surcharges 41
V.4. CONCLUSION 50

CHAPITRE VI : CALCUL DES DEFORMATIONS

VI.1. INTRODUCTION 51
VI.2. CALCUL DES FLECHES 51
VI.2.1. Flèche due au poids propre 51
VI.2.2. Flèche due à la surcharge 51

VI.3. CALCUL DES ROTATIONS 52
VI.3.1. Rotation due au poids propre 52
VI.3.2. Rotation due à la surcharge 52
VI.4. CONCLUSION 52

CHAPITRE VII : ETUDE DES POUTRES

VII.1. INTRODUCTION 53
VII .2. MODELISATION DE L'OUVRAGE 53
VII .2.1. Modèle structurel 53
VII .2.2. Les étapes de modélisation 53
VII .2.3. Modélisation des éléments de la structure 53
VII .2.4. Modélisation des charges et surcharges 55
VII .2.4. 1. Définition des charges 55
VII .2.4. 2. Affectation des charges 55
VII .3.CALCUL DES SOLLICITATIONS MAXIMALES 56
VII .3.1.Les moments fléchissant au niveau des poutres 56
VII .3.2.Effort tranchant par poutre 58
VII .4. CALCUL DE LA SECTION DE LA POUTRE EN FLEXION SIMPLE [7] 59
VII .4.1. Dimensionnement des sections à l'ELS vis-à-vis la durabilité 59
VII .4.2. Vérification des sections sous contraintes normales à l'ELS vis-à-vis de la durabilité 60
VII .5. CALCUL DE LA SECTION DE LA POUTRE A L'EFFORT TRANCHANT [7] 63
VII .6. ARMATURES DE PEAU [7] 65
VII .7. CONCLUSION 66

CHAPITRE VII: ETUDE DE L'HOURDIS

VIII .1. INTRODUCTION 67
VIII .2. EVALUATION DES SOLLICITATIONS 67
VIII .3. ANALYSE DES MOMENTS FLECHISSANTS 68
VIII .4. CALCUL DE FERRAILLAGE [7] 69
VIII .4.1. Etude de la flexion transversale 69
VIII .4.2. Etude de la flexion longitudinale 71
VIII .5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES [7] 72
VIII .5. 1. Nécessité de dispenser des armatures transversales 72
VIII .5. 2. Diamètre maximal des armatures 73
VIII .5. 3. Pourcentages minimaux 73
VIII .5. 4. Les espacements minimaux 73
VIII .6. EXECUTION DE LA DALLE 73
VIII .7. CONCLUSION 73

CHAPITRE IX: ETUDE DE LA STABILITE DE LA STRUTURE

IX.1. INTRODUCTION 74
IX.2. VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DU TERRAIN D'ASSISE 74
IX.2. 1.Calcul de la capacité portante du sol support 74
IX.2. 2.Calcul de la descente de charge 74
IX.2. 3. Interprétation 74
IX .3. VERIFICATION DE LA STABILITE DE L'OUVRAGE DU COTE AMONT 75
IX.3.1. Résultats des réaction d'appuis aux niveaux des nœuds (01-04-07-10-13-16-19) 75
IX .3.2. Interprétation des résultats 77
IX .3.3. Dimensionnement du socle d'appuis 77

IX .3.3. 1. Pré dimensionnement du socle 77
IX .3.3. 2. Ferraillage du socle 79
IX .4. VERIFICATION DE LA STABILITE DE L'OUVRAGE DU COTE AVAL 80
IX .4.1. Vérification de la stabilité de l'appui aval 80
IX .4.2. Fonctionnement du socle 82
IX.5. CONCLUSION 83

CONCLUSION GENERALE 84

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXE A

ANNEXE B

ANNEXE C

ANNEXE D

ANNEXE E

ANNEXE F

ANNEXE G

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Il est admis que la communication est une fonction horizontale qui affecte toutes les activités d'un pays parce qu'elle joue un rôle moteur dans le développement économique et social à l'échelle régionale et mondiale, sa performance est, de nos jours, devenue déterminante dans les échanges commerciaux. A cet effet l'homme cherche à enrichir son environnement au fil des siècles pour se déplacer.

Les contraintes qui se sont présentés à l'homme l'ont poussé à créer des infrastructures de franchissement pour l'aider dans son quotidien, parmi elles on trouve la grande famille des ouvrages d'art.

L'Algérie faisant partie des pays en voie de développement, elle a le potentiel nécessaire tel que les ressources naturelles pour devenir une force mondiale, mais cela ne sera possible sans un bon réseau routier.

C'est pourquoi des programmes de réalisation des ouvrages d'art ont été lancés durant ces dernières années. A cet effet nous avons cerné notre projet de fin d'étude dans une nouvelle technique d'élargissement de route par un système de porte à faux appelé « estacade », le projet se situe au niveau des gorges de KHERRATA dans la wilaya de BEJAIA.

Dans notre travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude de l'ouvrage « estacade » qui se définit par un ensemble de poutres perpendiculaires à l'axe du tracé en appliquant les connaissances requises dans le domaine des travaux publics conformément aux réglementations techniques utilisées en Algérie et en tirant profit des logiciels de calcul selon le besoin.

Le mémoire sera divisé en 9 chapitres suivant un cheminement logique des étapes de travail commençant par une présentation du projet suivie d'une justification de la conception, une définition des matériaux puis une évaluation des charges et surcharges ensuite une étude de la superstructure et enfin une étude de stabilisation de l'ouvrage.

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

PARTIE 01 : RECHERCHE SUR LES ESTACADES

I.1. INTRODUCTION

Lors de la réalisation d'infrastructures routières on peut rencontrer différents obstacles, pour franchir ces derniers, on est amené à projeter plusieurs types d'ouvrages (tunnels, ponts, murs de soutènements…) et cela selon les contraintes rencontrées sur site.

Dans ce chapitre on va définir un type d'ouvrage spécifique et ces différentes réalisations dans le monde.

I.2. DEFINITION DES ESTACADES

Les estacades sont des ouvrages projetés quand les espaces sont insuffisants pour réaliser un ouvrage traditionnel, le plus souvent utilisé pour l'élargissement des routes et dans les terrains rocheux quand l'élargissement doit se faire impérativement du coté ravin.

I.3. LES DIFFERENTS TYPES D'ESTACADES DANS LE MONDE

- Les estacades provisoires ;
- Les estacades sur murs de soutènement pour aménager des trottoirs ou des pistes cyclables.
- Les estacades constituées de poutres transversales.

I.4. EXEMPLES D'ESTACADES DANS LE MONDE

I.4.1. Reconstruction des estacades du Pissot (France)

Les estacades du Pissot sont situées sur la route cantonale RC 705a reliant Château-d'Oex à Bulle. Ces ouvrages, situés à proximité l'un de l'autre sur la commune de Château-d'Oex, ont été construits dans une zone particulièrement escarpée des gorges du Pissot dans les années 1940.

Ces estacades de construction similaire sont constituées de poutres en béton préfabriquées sur lesquelles une dalle en béton armé a été bétonnée. Les poutres reposent sur des contreforts massifs en béton appuyés sur le rocher. Entre les contreforts, des murs de soutènement en maçonnerie de pierres naturelles retiennent le terrain.



Figure I.1. Vue générale de l'ancien ouvrage [1].

Suite au relevé de l'état et à l'évaluation de la capacité portante des estacades, leur reconstruction s'imposait, car les structures existantes ne répondent plus aux exigences du trafic actuel. Dès lors, les nouvelles estacades sont légèrement élargies afin de garantir la largeur utile de la chaussée et de créer un marchepied sur la bordure.

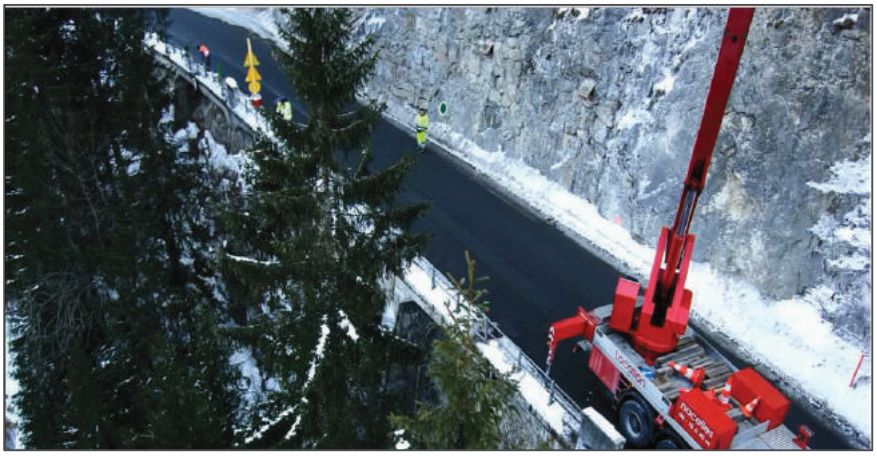


Figure I.2. Vue dessus de l'ouvrage après sa reconstruction [1].

Le nouveau tablier en béton armé est constitué d'une dalle d'épaisseur constante et d'une bordure coulée en place sur un cintre ancré dans le rocher. Les murs de soutènement en pierre sont renforcés avec du béton projeté et des ancrages passifs. La stabilité de l'estacade est renforcée au moyen d'ancrages passifs au sommet et au pied des contreforts. La fondation rocheuse de chaque contrefort est protégée de l'altération par une paroi gunitée et clouée. Finalement, afin de créer une superstructure de chaussée homogène sur toute la largeur de la route, une couche de grave est disposée sur le tablier avant l'application du revêtement bitumineux [1].

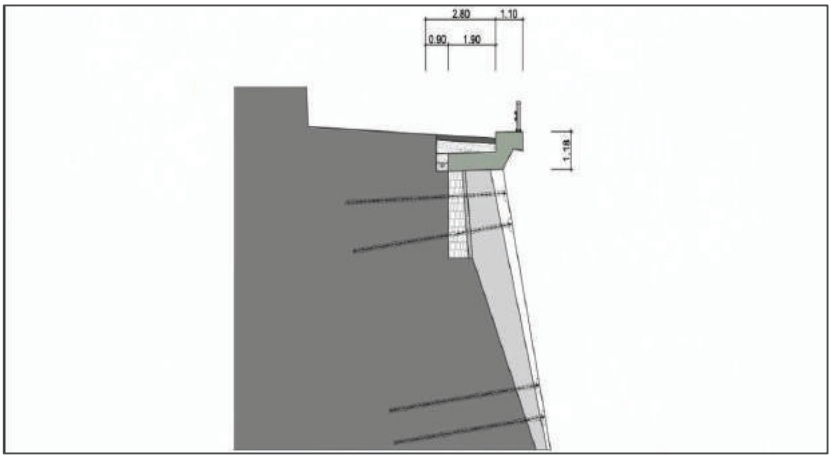


Figure I.3. Coupe transversale montrant le renforcement de l'ouvrage [1].

I.4.2. Estacade d'Epesses (France)

L'estacade d'Epesses sur la RC 763 se situe sur la route de la Corniche, à la sortie du village d'Epesses, en direction de Chexbres. Elle est située en Lavaux, inscrit au patrimoine mondial de l'Unesco. Par conséquent, l'intervention transformatrice pour les nouveaux besoins routiers a été faite en conservant l'image de l'existant. L'estacade assure le soutènement de la chaussée, y compris la sur-largeur pour les places de stationnement.

L'ouvrage existant se compose d'un mur de soutènement en maçonnerie de pierre contre lequel des contreforts en béton non armé étaient adossés. Une dalle en béton armé supportant le trottoir était posé sur le mur et les contreforts. Compte tenu du mauvais état général de l'ouvrage existant, le remplacement complet de la structure a été retenu. Sa démolition est donc réalisée en parallèle du terrassement et de la mise en œuvre d'une paroi clouée provisoire soutenant la chaussée en exploitation.



Figure I.4. Dés-enrobage, corrosion des armatures et éclatement de béton du tablier [2]

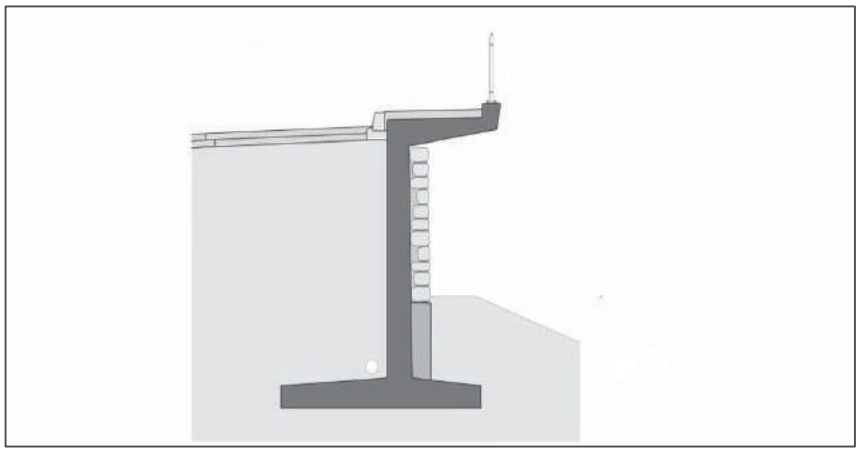


Figure I.5. Coupe transversale de l'ouvrage [2] .

La nouvelle estacade, qui suit la géométrie de la chaussée, est composée d'un mur de béton armé encastré dans une semelle de fondation. Au sommet du mur, la dalle en porte-à-faux supporte le trottoir. Pour conserver l'aspect du mur en maçonnerie de pierre existant et pour s'intégrer aux murs de vigne typiques de la région de Lavaux, le nouveau mur en béton armé est recouvert d'un parement en maçonnerie de pierre dans sa partie visible. Ce parement est réalisé avec les pierres de l'ancien mur en maçonnerie et le jointoiement est exécuté selon la méthode rasa-pietra, qui consiste à couvrir partiellement les pierres avec le mortier de jointoiement [2].



Figure I.6. Vue de face finale du mur en maçonnerie [2].

I.4.3. Estacades du Flon et passage inférieur (France)

Le projet comprend trois estacades et un passage inférieur (PI) situés sur la route RC 731 reliant Territet à Glion sur la commune de Montreux. Le projet s'inscrit dans la mise en conformité des ouvrages au trafic 40 t du réseau routier cantonal.

Le premier chantier se compose de l'estacade du Flon et du passage inférieur du funiculaire Territet – Mont-Fleuri. L'estacade, d'une longueur de 81 m, est constituée de voûtes en maçonnerie de pierres et d'un élargissement en béton armé. L'élargissement est composé de contreforts et de sommiers supportant le trottoir et une partie de la chaussée. Le PI est constitué d'une dalle mixte biaise de 5 m de portée reposant sur des murs de culée en maçonnerie.

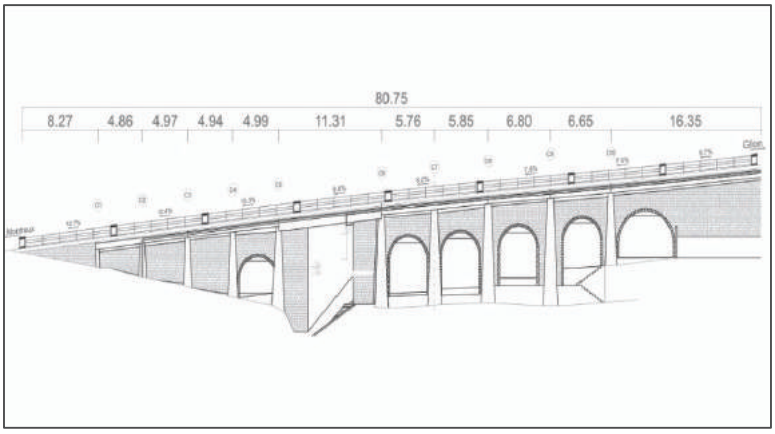


Figure I.7. Schéma représentatif de l'ouvrage [3].

Les deux ouvrages présentent de nombreuses dégradations au niveau du béton et de l'étanchéité. De plus, le calcul de la capacité portante montre que la dalle du PI et la dalle de trottoir sont insuffisantes.

Le projet d'intervention consiste à renforcer la structure existante de l'estacade. Par ailleurs, la dalle du PI est remplacée et la dalle du trottoir est renforcée au moyen d'une couche de BFUP armée. Une couche de BFUP sans armatures est appliquée sur toute la surface supérieure restante de l'estacade afin de parvenir à une étanchéité continue sur les éléments en béton. Les parties dégradées en maçonnerie et en béton armé sont localement assainies.

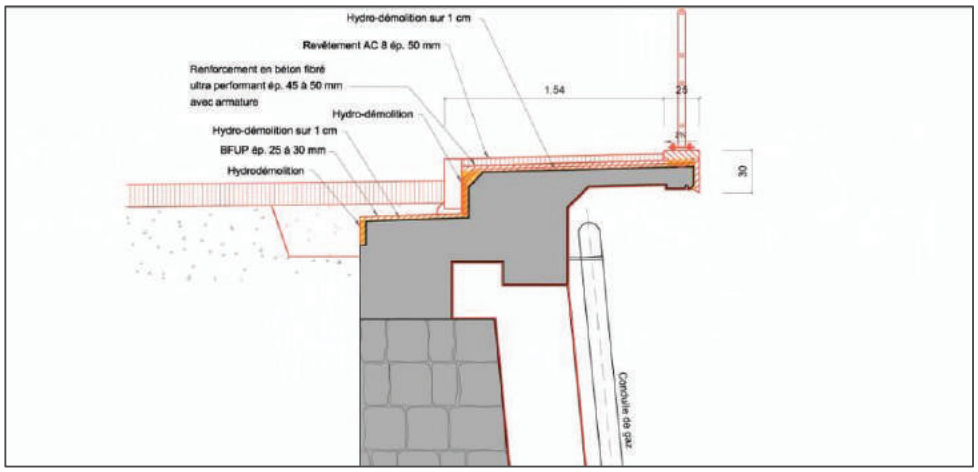


Figure I.8. Coupe transversale de l'ouvrage [3].

Au niveau du passage inférieur du funiculaire, la partie la plus ancienne est démolie. Une nouvelle dalle en béton armé est reconstruite, liée à la partie existante de l'élargissement. L'étanchéité de la dalle a permis de renforcer et d'augmenter efficacement la durabilité Les autres estacades sont renforcées de manière similaire [3].



Figure I.9. Vue des murs de soutènement en maçonnerie et des contreforts massifs [3].

I.4.4. Estacades au niveau des gorges de Kherrata (Algérie)

Le système d'estacades sur la RN9, reliant Bejaïa à Sétif au niveau des gorges de KHERRATA se définit par un ensemble de poutres perpendiculaires à l'axe du tracé et qui servent de support pour toute la superstructure de la voie. Ces poutres sont encrées dans le massif rocheux au moyen de micro-pieux.

Trois typologie de poutres ont été réalisées : les poutres type 1 et type 2 sont des poutres précontraintes par pré-tension ; et les poutres types 3 répondent à une solution mixte en béton et acier.

Les critères adoptés pour assigner une typologie ou une autre ont été les suivants :

- poutres type 1 : en BA pour les petites portes à faux ;
- poutres type 2 : en BA et BP pour les moyens portes à faux ;
- poutres type 3 : en BA et métallique pour les grands porte à faux.

Les critères adoptés pour assigner une typologie ou une autre ont été les suivants :

Tableau I.1. Les caractéristiques principales des poutres.

	Type 1	Type 2	Type 3
Séparation des poutres	S ≤ 4m	S ≤ 4m	S > 4m
Longueur de console	L ≤ 3m	3m < L ≤5m0	L ≤ 6.5m
Section poutre	0.9m × 0.4m	1.4m × 0.5m	2.5m × 1.5m

Pour les poutres types 3, elles sont liaisonnées par 2 types de poutres :

- poutres type 4 : c'est des poutres en béton (poutre d'appuis pré-dalles) servant de support pour les pré-dalles.
- Poutres type 5 : c'est des poutres de contreventement métalliques utilisé pour empêcher le mouvement transversal des poutres type 3 et résistent aussi aux efforts transmis par la dalle de compression.



Figure I.10. Vue générale du site de l'ouvrage estacade.



Figure I.11. Vue montrant la disposition transversale des poutres.

PARTIE 02 : RECHERCHE SUR LE COMPORTEMENT ELEMENTAIRE DES MICRO-PIEUX

I.5. INTRODUCTION

Le problème des terrains médiocres est un problème important et l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sites, afin d'augmenter la capacité portante ou limiter les déplacements, sont l'objet de nombreuses recherches en géotechnique. Cette idée de l'amélioration des sols a donné naissance à de nombreuses méthodes de renforcement des sols par inclusions.

Parmi les techniques de renforcement des sols, les micro-pieux ouvrent un vaste domaine d'application pour les fondations, la stabilité des pentes, les murs de soutènement, les radiers, etc.

Dans ce chapitre, on parlera brièvement des différents types de micro-pieux utilisés, leur mise en œuvre et enfin on présentera quelques travaux de recherches effectués par le projet national FOREVER.

I.6. DEFINITION DES MICRO-PIEUX

Les micro-pieux sont principalement définis comme des pieux forés de diamètre inférieur à 350mm, ils peuvent comporter des armatures centrales scellées dans un mortier ou un coulis de ciment. Ils sont utilisé en groupes ou en réseaux, en groupes lorsqu'ils sont verticaux, en réseaux lorsqu'ils sont orientés et souvent croisés dans des directions différentes.

Les micro-pieux se différencient des pieux par leur petit diamètre et un élancement bien plus grand, de l'ordre de 100. Il en résulte que, sous charge axiale et du fait de leur grand élancement, le comportement d'un micro-pieu est, sauf cas particulier, principalement régi par le frottement latéral qui se développe le long du fut. La résistance en pointe reste en général négligeable et, lorsqu'elle ne l'est pas, elle n'est mobilisé que tardivement, après le frottement latéral.

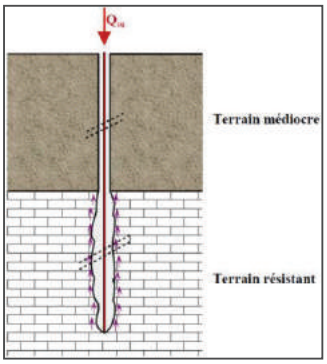


Figure I.12. Schéma d'un micro-pieu.

I.7. CHAMPS D'APPLICATION

Le champ d'application des micro-pieux est très vaste, ils ont d'abord été utilisés en reprise en sous-œuvre de monuments anciens et de bâtiments existant, puis comme des fondations d'ouvrages neufs dans des cas de terrains difficile ; non seulement, ils reprennent les efforts de la structure à laquelle ils sont liaisonnés, mais, associés au sol avec lequel ils forment un matériau composite, ils jouent un rôle de renforcement de celui-ci.

Ils peuvent également être utilisés pour les stabilisations des pentes ou talus, les soutènements, les tunnels et la protection de structures enterrées [5].

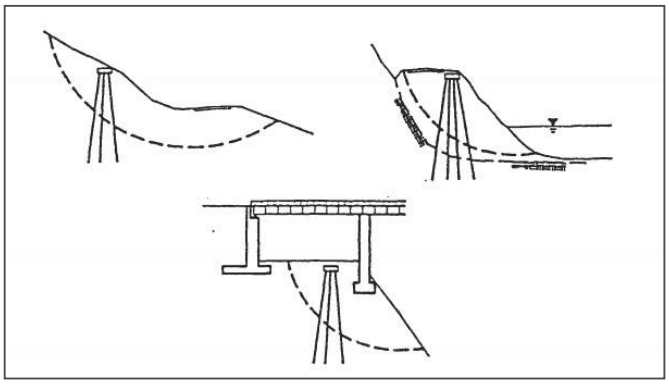


Figure I.13. Schéma de stabilisation de pentes par micro-pieux [5].

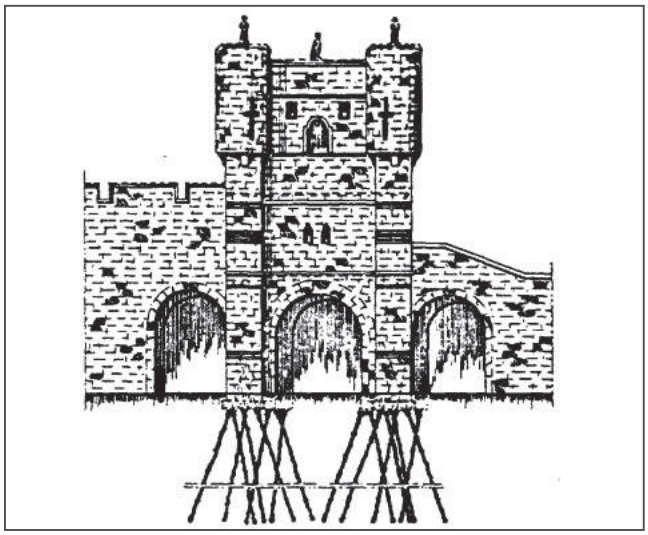


Figure I.14. Schéma de reprise en sous-œuvre de Bootham Bar, York (Angleterre) [5].

I.8. ANALYSE DES RESULTATS DES ESSAIS STATIQUES ET RECOMMANDATIONS

Parmi les essais sur modèles réduits réalisés dans le cadre du projet national FOREVER sur des micro-pieux élémentaires chargés axialement on a :

- En cuve expérimentale,
- En centrifugeuse.

I.8.1. Essais en cuve expérimentale

Foray et al. (1994, F0/93/07) du Laboratoire 3S de l'université de Grenoble présentent dans leur rapport des résultats d'essais de chargement axial de micro-pieux verticaux dans deux cuves expérimentales (H = 1.5m, D = 1.2m et H = 2m, D = 1.5m). le sol utilisé est le sable d'Hostun avec deux granulométrie différentes (sable grossier et sable fin). L'objectif fut d'étudier l'influence des facteurs suivants :

- Mode de mise en place du micro pieu : moulé et foncé ;
- indice de densité du sable ;
- Pression de confinement ;
- Taille des grains du sable par rapport au diamètre des micro-pieux ;
- Rugosité du micro pieu.

Les micro-pieux sont des tubes d'acier de 55mm et 35mm de diamètre, munis d'une pointe et instrumentés avec des jauges d'extensométrie placées à 5 niveaux le long du fut.

Les essais de chargement en compression ont montré que la résistance de pointe limite est fortement dépendante du mode de mise en place : on obtient 50% de plus avec un pieu foncé qu'avec un pieu moulé. Les coefficients k_c et k_p des méthodes de dimensionnement pénétrométrique et pressiométrique ont des valeurs plus fortes que celles habituellement recommandées.

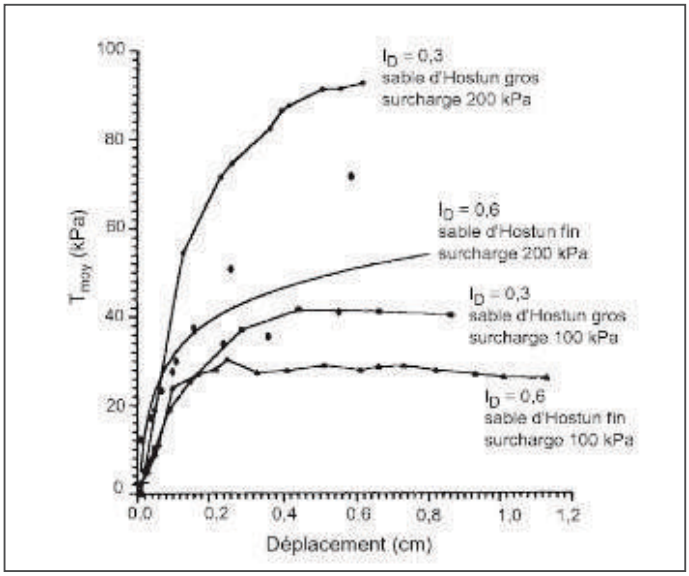


Figure I.15. Mobilisation du frottement latéral au cours du chargement en fonction de l'indice de densité et de la taille des grains [4].

Le frottement latéral moyen est très dépendant de la rugosité du micropieu et de la taille des grains. L'effet de la dilatance sur le frottement latéral est surtout sensible pour des profondeurs simulées comprises entre 0 et 10m ; au-delà, le frottement apparent q_s/σ_v apparait constant. Dans la pratique courante de dimensionnement, c'est cette valeur constante qui est utilisée par sécurité [4].

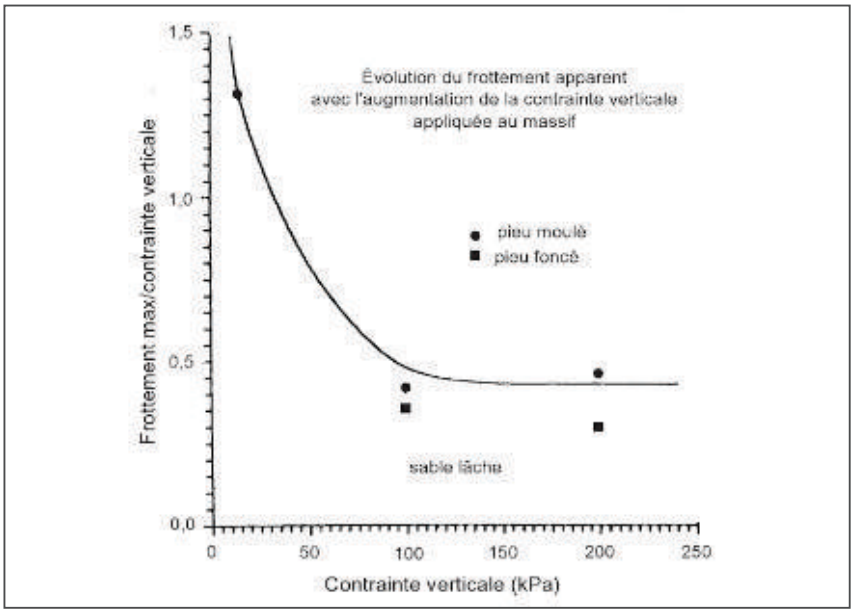


Figure I.16. Evolution du frottement latéral apparent avec la contrainte appliquée [4].

I.8.1. Essais en centrifugeuse

Les essais réalisés en centrifugeuse sur des micro-pieux isolés sont décrits dans le rapport de Dubreucq et al (1995, F0/94/06) : il s'agissait d'examiner divers aspects de l'effet de groupe sous charge axiale pour la préparation des essais sur le site de saint-rémy-lès-chevreuse.

Le sol est constitué de sable de fontaine bleu (I_D = 0.65), les micro-pieux sont constitués de tubes de 0.5m de long, de 1.2cm de diamètre et de 1mm d'épaisseur, modélisant des micro-pieux D = 5m, B = 0.12m, e = 0.01m. on étudie dans chaque conteneur une rugosité différente : micro-pieux lisses et frottants (sable collé sur les tubes). Ils sont mis en place par vérinage sous gravité normale.

Les essais sur micro-pieux isolés et en groupe ont plutôt été analysés de manière qualitative et relative. On peut toutefois observer sur les courbes de chargement des micro-pieux isolés (partie basse des graphes de la figure 2.12) un rapport de 1 à 3 entre les charges limites des micro-pieux lisses et frottants [4].

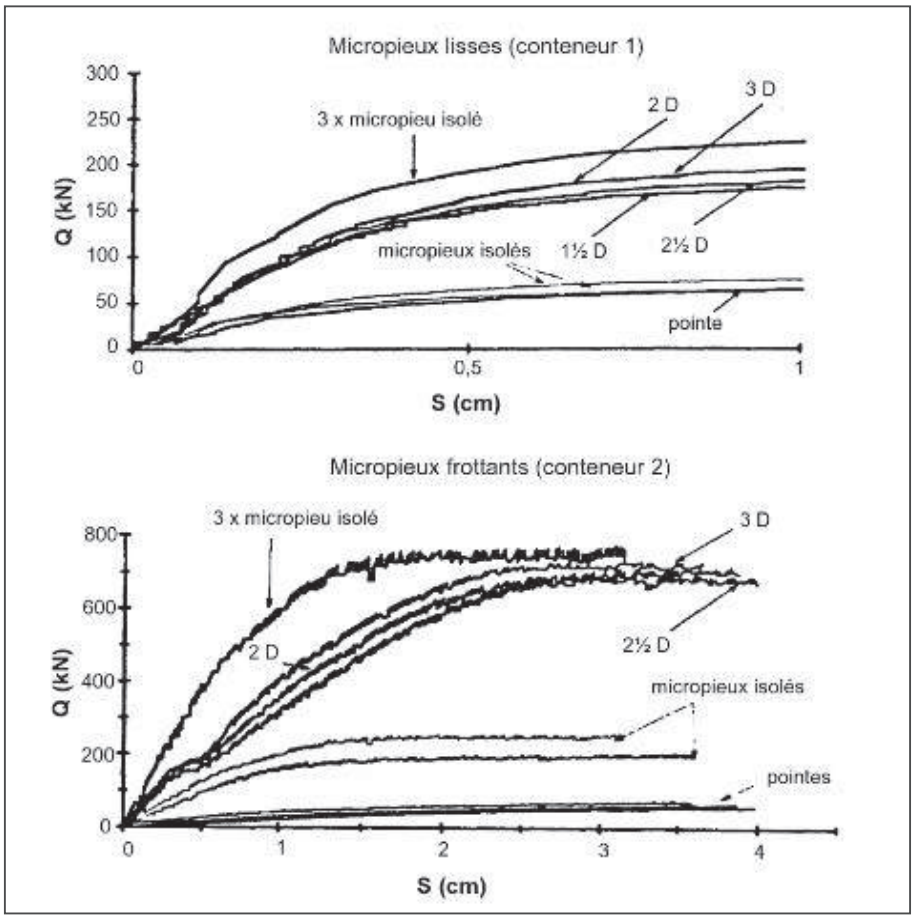


Figure I.17. Ensemble des courbes de chargement pour deux conteneurs [4].

I.9. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a d'abord cité les différents types d'estacades existantes, puis on a effectué une recherche sur les travaux et les essais réalisé par le projet nationale FOREVER sur le comportement élémentaire des micro-pieux.

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET

II.1. INTRODUCTION

Dans l'élaboration de projets routiers, en raison de leur linéarité, on est souvent confronté au franchissement de différents obstacles tels que les oueds, rivières, vallées, chemins de fer, routes et pistes et parfois des obstacles de taille tels que les gazoducs et oléoducs.

Pour franchir ces obstacles, on est souvent amené à construire des ouvrages artificiels, qui portent le nom : ouvrages d'art. Ce terme est composé de deux mots : « Ouvrages » fait référence à la construction/ structure et « Art » indiquant l'importance de l'aspect esthétique et architectural dans ces constructions.

Ce chapitre est destiné dans sa première partie, à la présentation du projet et ses données naturelles et fonctionnelles. Puis en deuxième partie qui sera consacré à la description de la variante retenue qui va être détaillé dans les prochains chapitres.

II.2. DESCRIPTION GLOBALE DU PROJET

La route nationale N° 9 reliant BEJAIA à SETIF est un axe important et stratégique, il permet les échanges NORD – SUD (le port de BEJAIA et les wilayas des hautes plateaux).

Entre BORDJ MIRA et KHERRATA, le tunnel de KHERRATA sur une longueur de d'environ 7km est quasiment saturé et n'arrive pas à supporter un trafic routier de 40000véh/jour. Son état s'est nettement détérioré. A l'intérieur, la circulation est difficile et dangereuse, en raison des infiltrations d'eau, des comportements des chauffards et du manque de visibilité en raison de l'accumulation des gaz d'échappement des véhicules conséquent de la mauvaise ventilation. Sa fermeture pour travaux est quasiment impossible, en raison de son importance stratégique. C'est le seul point de passage possible pour les automobilistes, qui empruntent la route nationale N 09 et se rendant vers KHERRATA ET SETIF.

La route des gorges de KHERRATA, qui a été réalisé à la fin du 19 ^{éme} siècle ou le gabarit de la route est environ de 5 m sans accotements ne permettait pas un croisement de deux véhicules en circulation dans des conditions sécuritaires (l'un des véhicules devra s'arrêter pour laisser passer l'autre).

En raison de l'exigüité du gabarit et du risque permanent de chute de pierre, la route des gorges a été fermée à la circulation.

Ce tunnel qui constitue un point noir a poussé les autorités à aménager en deux fois deux voies la RN°9 afin de répondre au trafic en constance augmentation et améliorer le niveau de service de la route afin de garantir la sécurité optimale des usagers .sur cette section comprise entre BRDJ MIRA et KHERRATA.

En ce sens il a été décidé a ce que le tunnel existant soit a sens unique SETIF - BEJAIA, le sens BEJAIA – SETIF emprunterai les gorges de KHERRATA sur environ 7 km.

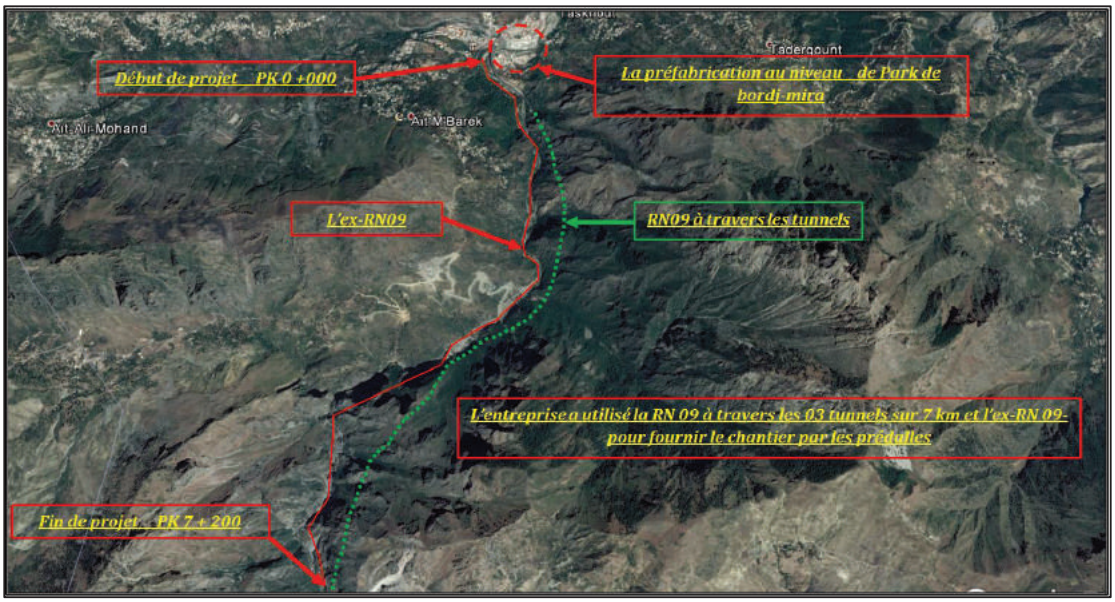


Figure II. 1. Photo du site de l'ouvrage via Google Earth.

II.3. LE BUT DE PROJET

L'objectif de cet aménagement est de résorber ce point noir qui est une source d'accident très grave en plus des longs bouchons quotidiens pendant la période estivale.

En effet le pourcentage de PL important et la déclivité forte dans le tunnel freine la circulation et réduit la capacité de la route ainsi que la fluidité.

La séparation des sens de circulation en élargissant l'ancien route est une solution pertinente qui en plus d'augmenter le niveau de service da la RN 9 réduirait beaucoup les accidents sur cette route.

II. 4. LES DEFERENTS OUVRAGES RETENUS DANS LE PROJET

La route existante présente un gabarit de 4a 5 m souvent sans accotements, Elle est incrustée dans des roches calcaires à marno- calcaires entre une falaise raide et un ravin de 20 m de profondeur ou s'écoule en contre bas l'oued d'AGRIOUN.

L'aménagement de la route interviendra suivant deux volets :

- Contournement du tunnel existant ;
- L'élargissement de la route pour porter son gabarit a 7+2*1 ;
- La rectification des virages de manière à assurer une vitesse de base 50km/h.

Du point de vue géologique et géotechnique le site traversé est dans sa grande majorité de formation mono calcaire donc propice et favorable pour les fondations d'ouvrages.

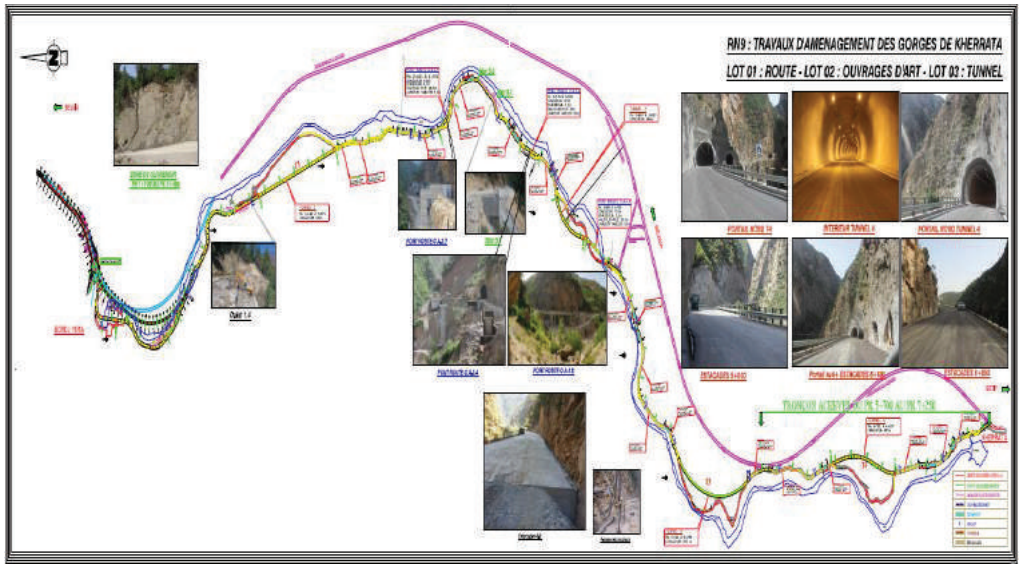


Figure II.2. Tracé représentant les différents ouvrages projetés.

Sur les 7km de route, 5 types d'ouvrages ont été projeté afin de répondre aux conditions décrites précédemment :

- 4 Tunnels : qui sont projeté sous les saillies du relief, ce qui permettra d'éviter les virages et d'améliorer ainsi la géométrie.



Figure II.3. La sortie du tunnel T4.

- 4 Ponts : les ponts sont projetés dans l'oued soit pour le traverser soit pour ce longer afin d'améliorer la géométrie de la route.



Figure II.4. Vue en élévation du pont mixte 4.0.

- 13 semi-ponts : c'est des ouvrages à une travée, permettant de couper un virage rentrant



Figure II.5. Exécution du semi pont.

- 11 Estacades : c'est des ouvrages linéaires qui permettent d'augmenter la largeur de la route par un dispositif construit en porte à faux.

  L'estacade est classée en plusieurs catégories en fonction de la longueur du porte à faux nécessaire pour obtenir le gabarit souhaité.



Figure II.6. Vue en élévation de l'ouvrage estacade.

II .5. CHOIX DU TYPE DE L'OUVRAGE

L'objectif est de déterminer du point de vue technique et économique le type d'ouvrage capable de répondre aux conditions du site en passant outre les contraintes imposées.

Dans n'importe quel projet, on doit tenir compte d'un certain nombre de paramètres :

- Les données fonctionnelles (tracé en plan, profil en long, profil en travers).
- La faisabilité.
- Le mode d'exécution et les contraintes d'accès à l'ouvrage.
- La nature du sol…

Le travail qui nous a été confié consiste à concevoir un ouvrage parmi l'ensemble, situé au pk 1+998.24.

Cet ouvrage est conçu pour le franchissement d'un point noir ou le passage par terrassement ordinaire n'est pas possible, ainsi nous avons opté pour notre tronçon un ouvrage de type estacade.

II.6. RECUEILS DES DONNEES

Chaque type d'estacade doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à répondre aux normes en vigueur, cela dépend de plusieurs contraintes imposées dont les principales sont de deux sortes.

II.6.1. Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles constituent l'ensemble des caractéristiques permettant à l'ouvrage d'assurer ses fonctions on cite :

II.6.1.1. Tracé en plan

Le tracé en plan est la géométrie de l'axe de la voie portée dessiné sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques.

L'ouvrage en plan est droit de longueur totale voisine de 44 m.

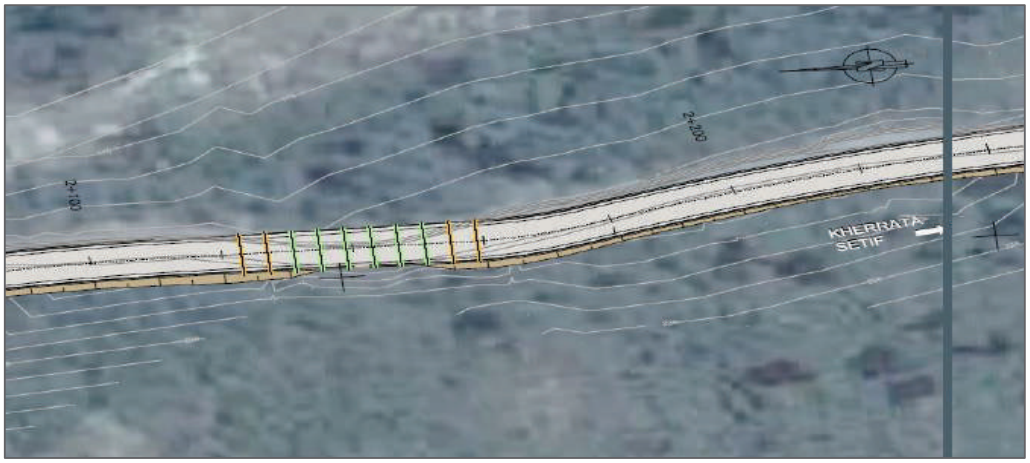


Figure II.7. Le tracé en plan de la voie portée.

II.6.1.2. Profil en long

Longitudinalement, le profil en long de l'ouvrage présente une pente d'une valeur de 2 %.

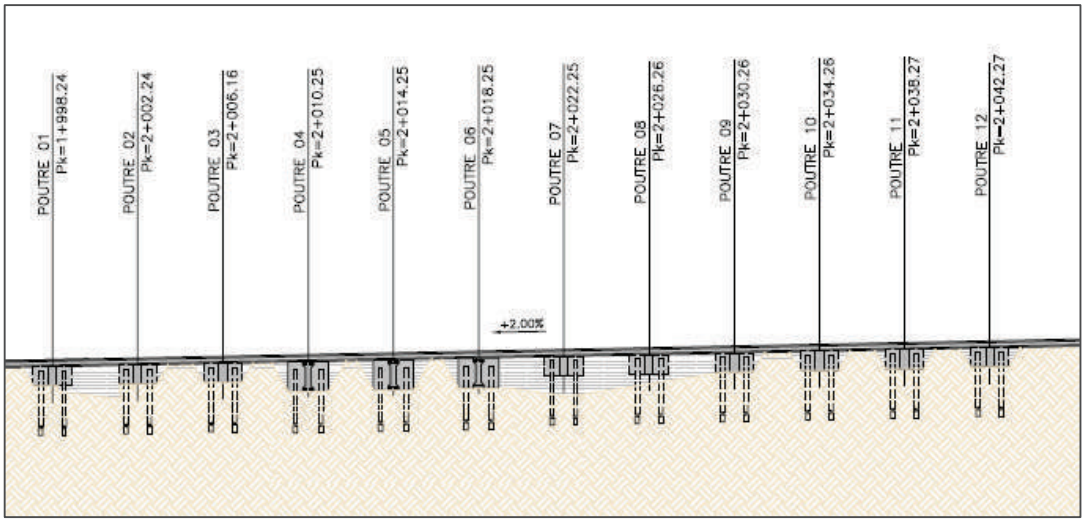


Figure II.8. Le profil en long de l'ouvrage.

II.6.1.3. Profil en travers

Le profil en travers sur notre ouvrage est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements dans le sens transversal .Il est défini par :

- Largeur totale de l'ouvrage : 10 m

- Largeur roulable : L_r = 7.00 m.
- Nombre de voies de circulations : N= 2 voies.
- Largeur de la bande d'arrêt d'urgence : L =2.50 m.
- Largeur de la barrière de retenue : L =0.50 m.
- Le devers : 2.5 %.

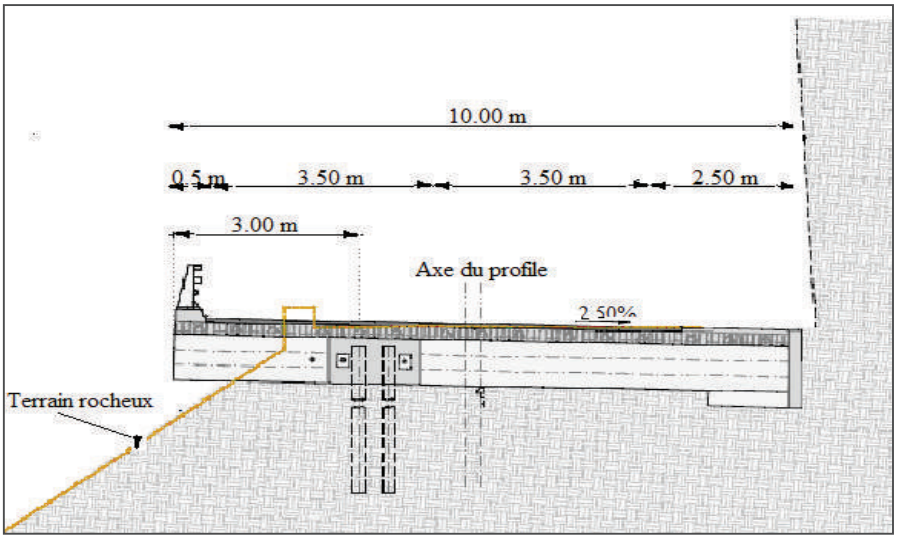


Figure II.9. Coupe transversale de l'ouvrage.

II. 6.2. Données naturelles

Les données naturelles définissent comme l'ensemble des facteurs de l'environnement qui influent directement sur la structure. On distingue :

II.6.2.1. Les données géologiques :

Sur le plan géologique, la wilaya de BEJAIA, appartenant au domaine tellien, présente une structure complexe et diversifiée à cause de chevauchements enregistrés entre les différentes formations.

Les caractéristiques géologiques de la région sont détaillées dans le rapport géologique et géotechnique de la présente étude. Un aperçu succinct est présenté ci après :

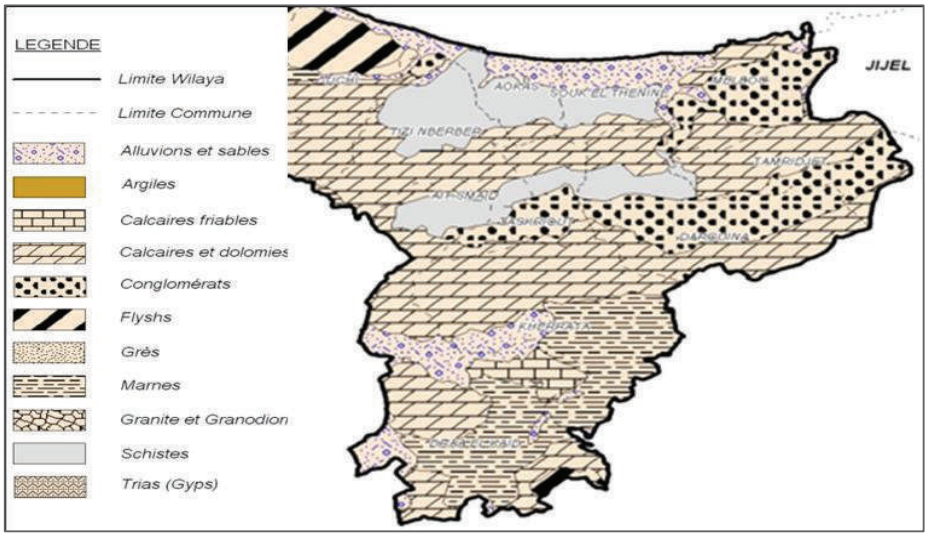


Figure II.10. Carte des sols de la wilaya de Bejaia

D'après la carte des sols de la région de BEJAIA, le site d'étude « les gorges de KHERRATA » est constitué de terrains calcaires à marno-calcaires.

II.6.2.2. Les données géographiques

La wilaya de Bejaia est l'une des villes les plus importantes du pays dans le domaine touristique et économique. La RN9 est un axe important et stratégique qui permet les échanges NORD – SUD entre le port de BEJAIA et les wilayas des hauts plateaux.

La RN 9 au niveau des gorges de KHERRATA traverse une section très difficile incrustée entre une falaise et un ravin ou circule en contrebas l'oued AGRIOUN, elle est à une altitude de 350 m.



Figure II.11. Traversée de la RN9 par zone montagneuse.

II.6.2.3. Les données géotechniques

Les données géotechniques qui concernent la nature du sol et du sous-sol, sans oublier la connaissance du niveau de la nappe phréatique, sont très importantes. Leur recueil constitue une étape décisive pour le choix du type de fondations.

II.6.2.3.A. Les essais in situ

La campagne d'investigation in-situ consiste à la réalisation de sondages carottés d'une profondeur de 10 m, dans le but de :

- Reconnaitre la nature du sol en profondeur.
- Fixer le niveau d'appui des fondations.
- Effectuer des essais des laboratoires sur les échantillons prélevés.



Figure II.12. Implantation du point de sondage carotté N°04.

Dans notre zone d'étude on a réalisé un sondage carotté SC04, la lithologie du sous sol révélée par le sondage carotté est constituée de :

- d'une couche superficielle de remblais anthropiques et matériaux de chutes de blocs de 1,20 mètre de profondeur,
- sous les remblais, la roche marno-calcaire plus ou moins fracturée.

L'encastrement dans la roche des micropieux a été réalisé tenant en compte, seulement, le frottement latéral des micropieux dans la roche, sans considérer l'effet des remblais et blocs superficiels.

La roche marno-calcaire plus au moins fragmentée présente une résistance à la compression simple de ~10 MPa, cette typologie de roche, selon le fascicule 62, montre une pression limite variable entre 2 et 4 MPa.

Tableau II.1. Caractéristiques de la roche marno-calcaire

Roche	Rc (MPa)	Pl (MPa)	$f_{fût}$ (MPa)
Marnes	50	>4	0,25 – 0,30

II.6.2.3. B. Les essais au laboratoire :

Les résultats des essais au laboratoire sur les échantillons de carotte à partir des caisses à carottes SC04 sont insérés dans le tableau suivant :



Figure II.13. Les caisses des carottes.

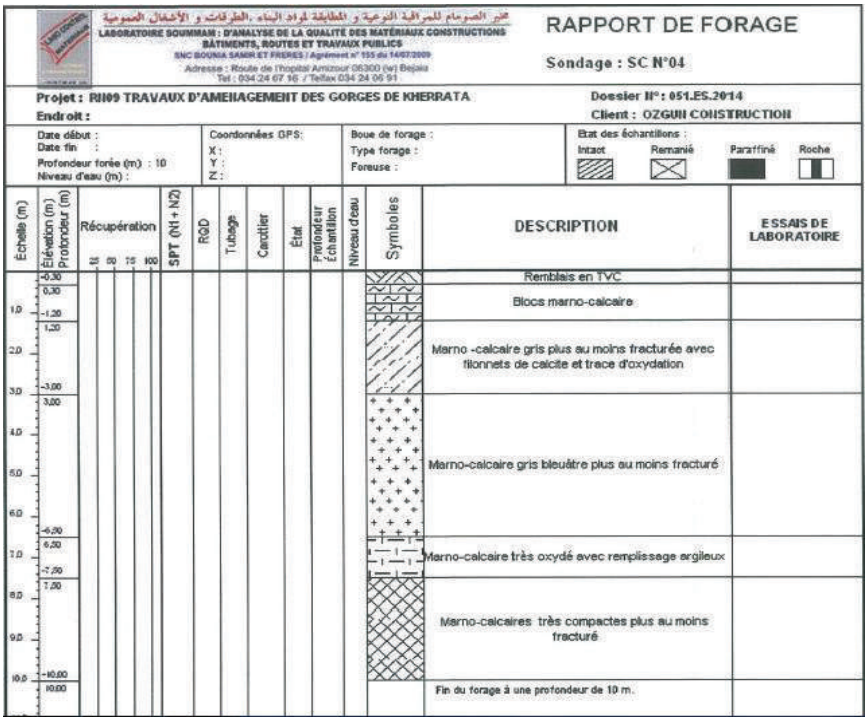


Figure II.14. Coupe de sondage carotté N°4

Tableau II.2. Résultats des essais au laboratoire sur le sondage carotté N°4

SC N°04	2m	4m	6m	8m	10m
Teneur en eau ω_n (%)	0.68	0.83	0.53	0.58	0.71
Densité sèche γ_d (T/m^3)	2.64	2.69	2.71	2.68	2.73
Densité humide γ_h(T/m^3)	2.66	2.71	2.72	2.70	2.75
Taux de carbonate (%)	36.46	38.46	40.53	45.60	39.07

Ainsi que les essais effectués sur la roche marno-calcaire intrinsèque ont donnés les résultats ci-dessous :

Tableau II.3. Caractérisation des matériaux.

Unité	SITE	RQD (%)	Rc (MPa)	$f_{fût}$ (MPa)
Marno-Calcaire	S2	60	10	0,30

- **Analyses chimiques**

Elles ont pour but de déterminer l'agressivité du sol vis-à-vis des fondations. Ces essais comportent :

- Teneur en carbonates.
- Teneur en chlorure.
- Le taux d'agressivité du sol vis-à-vis de sulfates.

II.4.2.4. Données climatiques et contexte hydrologiques

La pluviométrie et la température sont les deux paramètres les plus influents sur la végétation et le milieu en général.

Le climat joue aussi un rôle déterminant comme facteur de risque environnemental tel que les inondations, glissements de terrains, érosion…..

Le climat de la wilaya de BEJAIA est de type méditerranéen, elle fait partie des zones les plus arrosée de Algérie. La carte des précipitations dressée par l'ANRH en 1993 montre que d'une manière générale, le régime pluviométrique de la wilaya est entre 700 et 900 mm par an.

Ainsi que la moyenne des températures du mois le plus froid s'élève à 7,5°C et celle des températures maximales du mois le plus chaud est de 29,7° C.

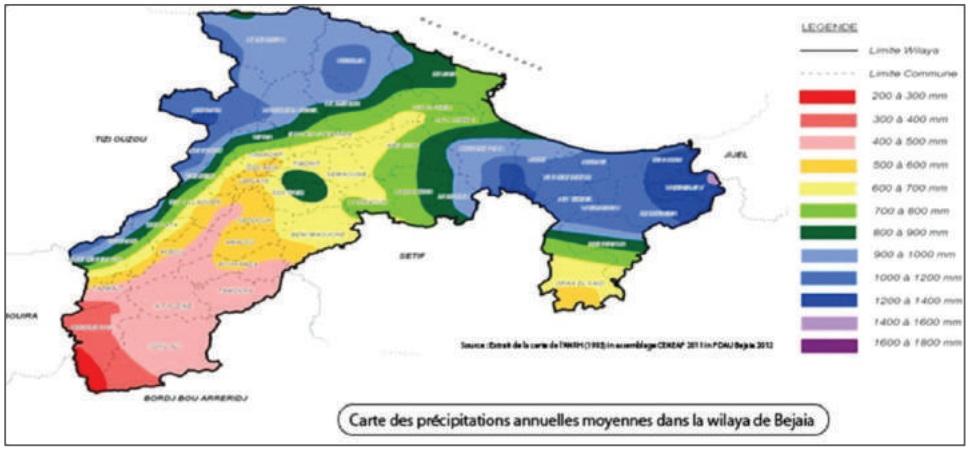


Figure II.15. Carte des précipitations annuelles moyennes dans la wilaya de Bejaia.

II.4.2.5. Les données sismologiques

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante de 0 à 3:

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

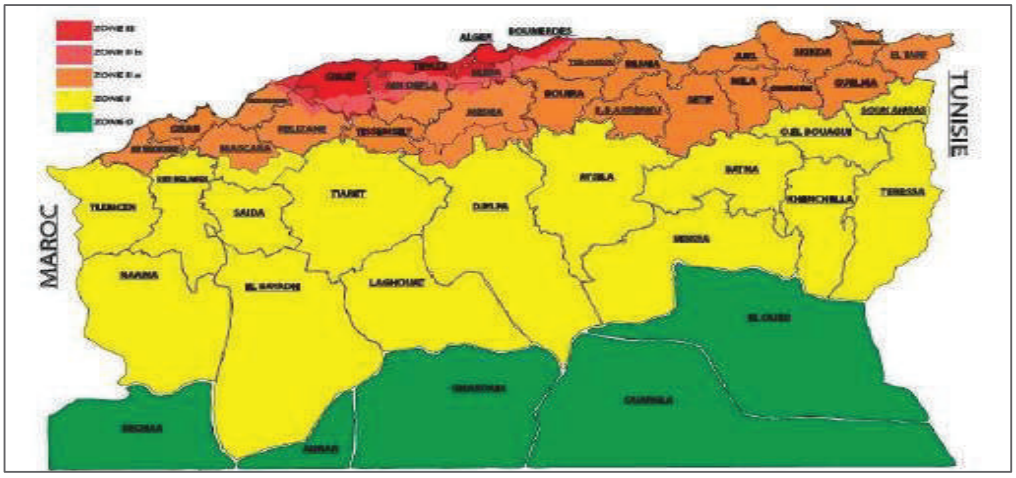


Figure II.16. La carte de zonage sismique de l'Algérie [6].

L'ouvrage est situé dans la wilaya de BEJAIA. Selon le règlement parasismique algérien (RPOA 2008), cet ouvrage est classée dans la zone de moyenne sismicité (zone IIa) [6].

II.6. CONCLUSION

Après avoir rassemblé toutes les données nécessaires qui vont nous permettre d'élaborer l'étude de l'ouvrage projeté .On peut passer à l'étape suivante de définition de la solution compatible au site et aux contraintes du projet.

CHAPITRE III

JUSTIFICATION DE LA CONCEPTION

III .1. INTRODUCTION

La conception d'un ouvrage doit répondre aux exigences économiques et techniques de contraintes naturelles et fonctionnelles.

Dans notre cas la conception est déjà faite, nous allons nous intéresser dans ce chapitre à la justification selon des critères bien précis.

III .2. JUSTIFICATION DU TYPE DE L'OUVRAGE

- Dans le cas de ce projet, le choix du type d'ouvrage est beaucoup plus lié à la faisabilité et à l'économie.
- Le choix du type d'ouvrage (tunnel, pont, semi pont et estacades) est fonction du site d'implantation.
- Bien entendu la solution tunnel quand elle est possible se trouve être la moins économique.
- L'estacade est un ouvrage linéaire en béton armé, précontraint ou métallique projeté pour élargir des routes incrustées dans des falaises rocheuses.
- On utilise ce type d'ouvrage quand il n'est pas possible de déblayer du coté falaise et impossible de réaliser des remblais du coté ravin.
- L'élargissement est ainsi réalisé en porte à faux du coté ravin.

Donc, l'avantage de cet ouvrage est le fait qu'il est plus économique que le tunnel ou le pont qui se trouve parfois impossible à réaliser dans des limites économiques acceptables.

Et l'inconvénient se trouve dans la limitation de la longueur de la porte à faux et la nature obligatoire rocheuse du terrain encaissant.

III. 3. STRUCTURE DE L'ESTACADE :

Une estacade est un ouvrage en porte à faux ou en balcon avec poteau, réalisé dans des terrains rocheux. Dans notre cas l'estacade est composée de poutres transversales, préfabriquées, surmonté par une dalle en béton armé.

Les poutres transversales sont appuyées sur un socle fondé sur des micropieux ancrés dans la roche en début du porte à faux et de l'autre coté (coté montagne) sur des socles en béton fondés sur des micropieux.

Le socle au début du porte à faux est surmonté par un dispositif en béton armé entourant la poutre transversale et solidarisé par des tiges de post contraintes WR Ø47 disposées horizontalement traversant le socle et la poutre à travers des trous prévus au préalable.

III.4. VERIFICATION DES ELEMENTS DU TABLIER

III.4.1. Pré dimensionnement de la poutre

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième, où d'une autre façon, une poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton armé ou en béton précontraint servant de support à un plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitation.

La poutre que nous allons étudier est une poutre rectangulaire. Le pré dimensionnement de cette poutre se fera comme suit [7] :

III.4.1.1. Hauteur des poutres

Pour une poutre-console simplement appuyé de 10m de longueur, la hauteur est :

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ (condition de déformabilité)

$0.67 \leq h \leq 1m$

On fixe la hauteur des poutres à h = 0.9m

III.4.1.2. Largeur des poutres

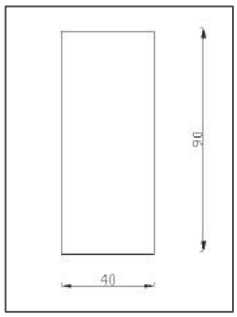
Pour la seconde inconnue du problème une règle de bonne construction consiste à prendre :

$0.3d \leq b_0 \leq 0.5d$

$0.243 \leq b_0 \leq 0.405m$

On fixe la largeur des poutres à b0 = 0.4m

Donc la section adoptée est (40*90) cm^2.



III.4.2. Pré dimensionnement de la dalle

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet elle est destinée à recevoir la couche de roulement et les surcharges (civil, militaires et exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus (prédalle), ces coffrages se présentent sous la forme de dalettes en béton armé.

III.4.2.1. Longueur de la dalle

La longueur de la dalle est prise égale a L_d= 25m

III.4.2.2. Largeur de la dalle

La largeur de la dalle est égale à la longueur de la poutre l_d= 10m

III.4.2.3. Epaisseur de la dalle

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grand pour répondre mieux aux efforts de flexion, l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0.18m et 0.25m, pour notre cas on va prévoir une épaisseur ed = 0.25m.

III.4.3. Pré dimensionnement de la prédalle

Elle est appelée prédalle, elle joue le rôle d'un coffrage perdu mais on admet qu'elle participe à la reprise des efforts de flexion longitudinale du tablier, en fait elles sont amenées à supporter les efforts due au poids du béton encore frais.

Dans notre cas on prend une prédalle avec une épaisseur de 5cm et qui va jouer aussi le rôle d'enrobage pour la dalle.



Figure III.1. Vue 3D de la pré-dalle.

III.4.4. Le socle

C'est une poutre de liaison en béton armé , entourant la poutre transversale et solidarisé par des barres de post contraintes disposées horizontalement traversant le socle et la poutre à travers des trous prévus au préalable.

III.4.5. Les équipements

Trop souvent considérés comme accessoires, les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie d'un ouvrage. Tout d' abord, ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. En second lieu, par le poids qu'ils représentent, ils sont un des éléments du dimensionnement et du calcul de la structure.

III.4.5.1. Longrine de pose

Se situe au niveau de la bordure avale du tablier, elle est disposées le long de la ligne de l'ouvrage, elle sert également comme support pour le garde-corps et la glissière de sécurité et les liaisonne avec la dalle, elle permet l'évacuation transversale des eaux à l'aide des tuyaux en PVC.

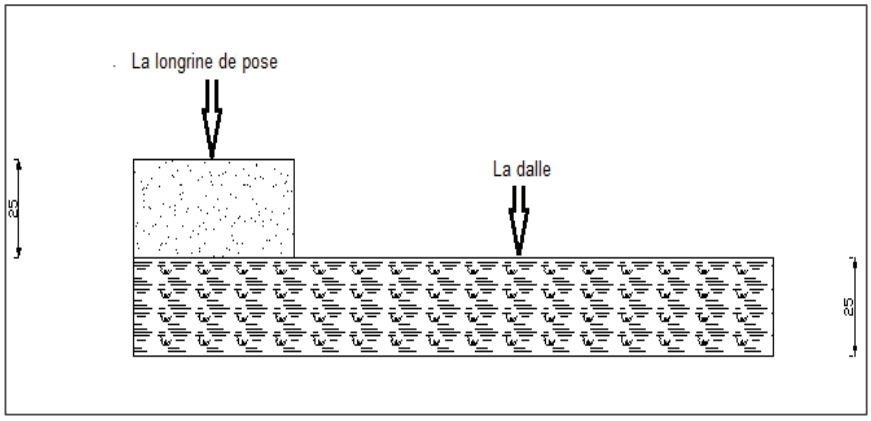


Figure III.2. Schéma reprisant les dimensions de l'longrine de pose

III.4.5.2. Glissière de sécurité

Le rôle des glissières est d'amortir le choc d'un véhicule les percutant en cas d'accidents.

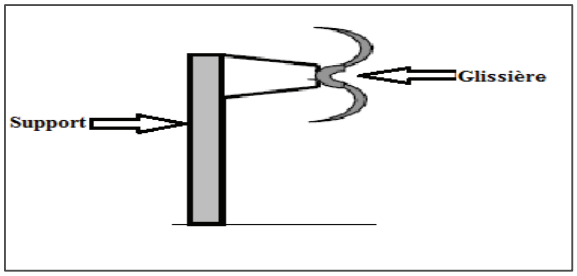


Figure III.3. Schéma de la glissière de sécurité.

III.4.5.3. Garde-corps

Le rôle des garde-corps est de sécuriser les véhicules qui roulent sur les voies de circulation, ils ont souvent une fonction esthétique mais aussi de retenue ; pour notre cas on a utilisé des garde-corps standard placé du coté ravin (coté du porte à faux).

Donc : h_{GC} = 1,1m

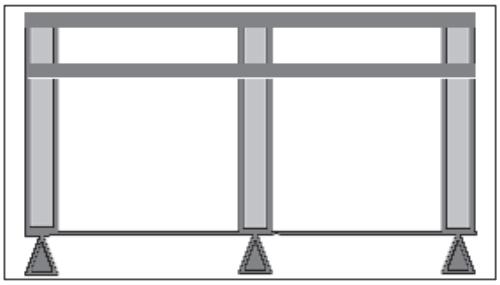


Figure III.4. Schéma du garde-corps

III.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU TABLIER

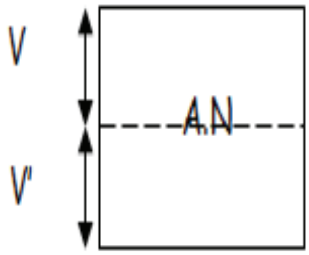
La géométrie des poutres est définie dans le pré-dimensionnement, ce qui permet d'obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques, elles sont déterminées à l'aide des étapes suivantes :

Z : Position du centre de gravité de la section (i) par rapport à l'axe **Δ** situé à la base de la poutre

(Δ) : L'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême ;

I_0 : moment d'inertie propre de la section considérée :

- Pour une section triangulaire $I_0=bh^3/36$
- Pour une section rectangulaire $I_0=bh^3/12$



S/Δ : moment statique ;

I/Δ : moment d'inertie par rapport a Δ ;

ν' : Distance du C.D.G à la fibre inférieure

ν : Distance du C.D.G à la fibre supérieure

B : Section de la poutre

- $B_{nette}=B_{brute}- 5\%B_{brute}$
- $S/\Delta_{nette}= S/\Delta_{brute} – 5\% S/\Delta_{brute}$
- $I/\Delta_{nette}= I/\Delta_{brute} – 10\% I/\Delta_{brute}$

I_G : moment d'inertie par rapport au CDG de la section totale :

$I_G= I/\Delta_{nette} -B_{nette}*\nu'^2$

ρ: coefficient de rendement géométrique

$\rho = I_G /\nu. \nu'. B_{nette}$

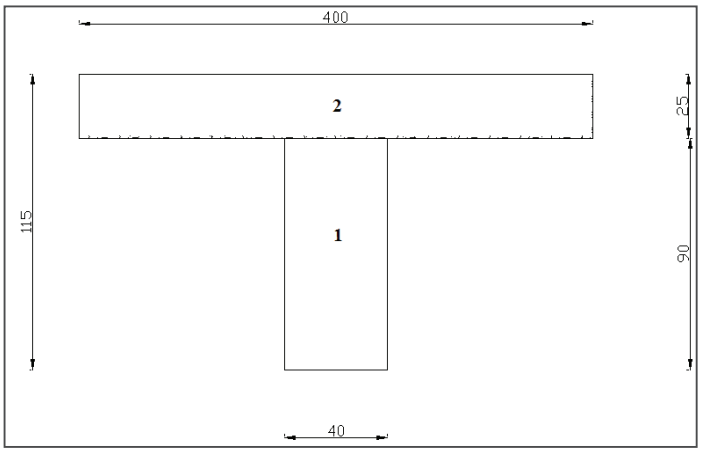


Figure III. 5. Les dimensions de la section de la poutre avec l'hourdis.

III.5.1. Caractéristiques géométriques de la poutre

Les résultats sont inscrits dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.1. Caractéristiques géométrique de la section.

Désignation	Dimension		B (cm^2)	Z (cm)	S/Δ=B.z (cm^4)	I_0 (cm^4)	I/Δ=I_0+B.Z^2 (cm^4)
	X	Y					
1x1	40	90	3600	45	162000	2430000	9720000
B brute			3600				
B nette			3420				
S/Δ brute					162000		
S/Δ nette					153900		
I/Δ brute							9720000
I/Δ nette							8748000

Tableau III.2. Caractéristiques géométrique de la section.

Tableau des caractéristiques de la section	
$\nu' = S/\Delta/B_{nette}$	45
$\nu = h-\nu'$	45
$I_G = I/\Delta_{nette} - B_{nette}.\nu'^2$	1822500
$\rho = I_G/\ \nu.\nu'.\ B_{nette}$	0.2632 (26.32%)

Donc elle correspond à une section légère.

III.5.2. Caractéristiques géométriques de la poutre + hourdis

Les résultats sont écrits dans les tableaux suivant :

Tableau III.3. Caractéristiques géométrique de la section avec hourdis.

Désignation	dimension		B(cm^2)	Z(cm)	S/Δ= B.z	I_0(cm^4)	I/Δ=I_0+B.Z^2
	x	Y					
Section poutre			3600		162000		9720000
Section dalle	400	25	10000	102.5	1025000	520833.33	105583333.3
B brute			13600				
B nette			12920				
S/Δ brute					1187000		
S/Δ nette					1127650		
I/Δ brute							115303333.3
I/Δ nette							103773000

Tableau III.4. Caractéristiques géométrique de la section.

Tableau des caractéristiques de la section	
$\nu' = S/\Delta/B_{nette}$	87.28
$\nu = h - \nu'$	27.72
$I_G = I/\Delta_{nette} - B_{nette}.\nu'^2$	5351044.672
$\rho = I_G/\nu.\nu'.B_{nette}$	0.1712 (17.12%)

Donc elle correspond à une section légère

III .6. CONCLUSION

La justification et la vérification des éléments du tablier montrent que cette conception répond mieux aux exigences techniques et fonctionnelles et elle est aussi avantageuse pour cela elle sera retenue pour une étude plus détaillée.

CHAPITRE IV

CARACTERISTIQUES DES MATÉRIAUX

IV.1.INTRODUCTION

L'étude d'un ouvrage d'art est généralement conditionnée par le choix et la qualité des matériaux de construction. Dans ce chapitre on notera les différents matériaux utilisés dans l'élaboration de ce projet (béton, aciers passifs) ainsi que leurs caractéristiques qui vont être utilisés dans le calcul.

IV .2. BETON

Le béton est un mélange de plusieurs composants : ciment, eau, granulats, et le plus souvent adjuvants qui constituent un ensemble homogène En faisant varier la nature et les proportions des composants, on obtient des bétons résistent beaucoup mieux à la compression qu'à la traction Il est défini par sa résistance à la compression à 28 jours notée $f_{c28,}$ et une masse volumique ρ_b = 2500 kg/ m^3

Pour le béton armé le dosage de ciment est de l'ordre de 400 à 450kg/cm^3 ;

IV .2.1. Résistance à la compression

Le béton utilisé dans l'élaboration des ouvrages et dans les cas courants est définit par une résistance caractéristique à la compression à 28 jours, notée f_{c28}.Elle est choisi en fonction des conditions de fabrication du béton.

$$f_{c28} = \begin{cases} 30\ \text{MPa pour la dalle} \\ 40\ \text{MPa pour les poutres} \\ 30\ \text{MPa pour les fondations} \end{cases}$$

Pour un béton âgé de j jours la résistance à la compression sera :

$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} fc28$ pour $fc28 \leq 40$ MPa

$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} fc28$ pour $fc28 > 40$ MPa

IV .2.2. Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction à j jours est liée à la résistance caractéristique à la compression et se déduit conventionnellement par la formule suivante :

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

Donc on obtient : $f_{t28} = \begin{cases} 2.4 \text{ MPa pour la dalle} \\ 3.0 \text{ MPa pour les poutres} \\ 2.4 \text{ MPa pour les fondations} \end{cases}$

IV .2.3. Contraintes admissibles à la compression

Contrainte admissible est la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage.

- **État limite ultime (ELU)**

On calcule la contrainte admissible de compression à l'état limite ultime selon les règles en vigueur du BAEL :

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

Le coefficient γ_b est un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs suivantes

$\gamma_b = 1.5$ en situations durables ou transitoires ;

$\gamma_b = 1.15$ en situations accidentelles.

Et le coefficient θ est dépend de la durée d'application des charges :

Tableau IV.1. Tableau de Coefficient θ [8].

θ	Durée d'application
1	> 24h
0.9	1⩽durée ⩽ 24h
0.85	si durée < 1h

On aura pour notre ouvrage :

$f_{bu} = \begin{cases} 17 \text{ MPa pour la dalle} \\ 22.67 \text{ MPa pour les poutres} \\ 17 \text{ MPa pour les fondations} \end{cases}$ pour les situations durables ou transitoires.

$f_{bu} = \begin{cases} 22.17 \text{ MPa pour la dalle} \\ 29.57 \text{ MPa pour les poutres} \\ 22.17 \text{ MPa pour les fondations} \end{cases}$ pour les situations accidentelles.

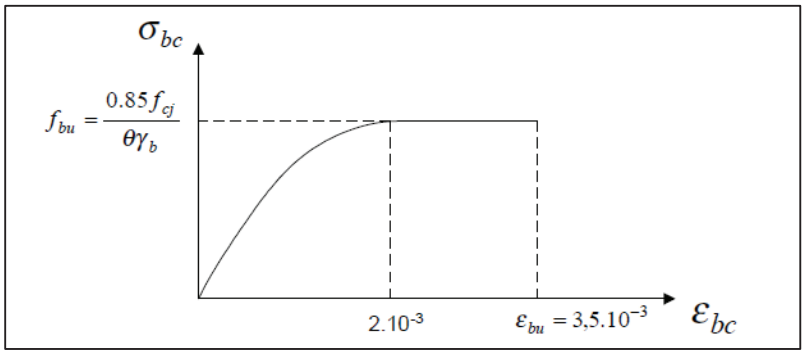


Figure IV.1. diagramme parabole-rectangle [8].

- **<u>État limite de service (ELS)</u>**

La contrainte de compression du béton σ_{bc} est limité à :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \begin{cases} 0.5 f_{cj}(\text{Mpa}) & \text{En service} \\ 0.6 f_{cj}(\text{Mpa}) & \text{En construction} \end{cases}$$

Or, les contraintes admissibles de compression de l'ouvrage sont comme suit :

$$\overline{\sigma_{bc}} = \begin{cases} 15 \text{ MPa pour la dalle} \\ 20 \text{ MPa pour les poutres} \quad \text{En service.} \\ 15 \text{ MPa pour les fondations} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = \begin{cases} 18 \text{ MPa pour la dalle} \\ 24 \text{ MPa pour les poutres} \quad \text{En construction.} \\ 18 \text{ MPa pour les fondations} \end{cases}$$

IV .2.4. Déformation longitudinale du béton

Les règles de BAEL définissent les valeurs des modules de déformation instantanée et différée, nécessaires dans certains calculs comme suit :

- ❖ module de déformation instantanée (courte durée ⇔< 24h)

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

- ❖ module de déformation différée (longue durée)

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

IV .2.5. Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante : G = E/2(1 +ν)

Tel que :ν est le coefficient de poisson, il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Il vaut : $\begin{cases} 0 \quad pour les sollicitations (ELU) \\ 0.2 \; pour les déformations \; (ELS) \end{cases}$

IV .3.ACIER

Quel que soit le type d'acier utilisé, celui-ci est supposé se comporter également en traction et compression. Il n'y a donc pas de distinction entre la résistance à la traction et à la compression.

Les ouvrages en béton armé nécessitent l'utilisation d'un seul type d'acier : ce sont les aciers passifs cela pour reprendre les efforts tranchants et limiter la fissuration.

IV .3.1. Aciers passifs

On utilise dans notre ouvrage des aciers passifs qui sont caractérisés par les propriétés suivantes :

- Des barres d'acier de haute adhérence type 1 de nuance Fe E500.
- Limite d'élasticité garantie de 500 MPa.
- Module d'élasticité Es = 200 000 MPa.
- La contrainte admissible de traction :

IV .3.1.1. Contrainte limite

- **A l'ELU :**

La contrainte admissible à la traction est donnée par les formules suivantes :

$$\sigma s = \begin{cases} \frac{fe}{\gamma s} \text{ si } \varepsilon s \leq \varepsilon es \\ Es\, \varepsilon s \quad \text{ si } \varepsilon s > \varepsilon es \end{cases}$$

Tel que : $\begin{cases} \gamma s = 1{,}15 \;\; \text{pour les situations durables ou transitoires.} \\ \gamma s = \quad \text{pour les Situations accidentelle.} \end{cases}$

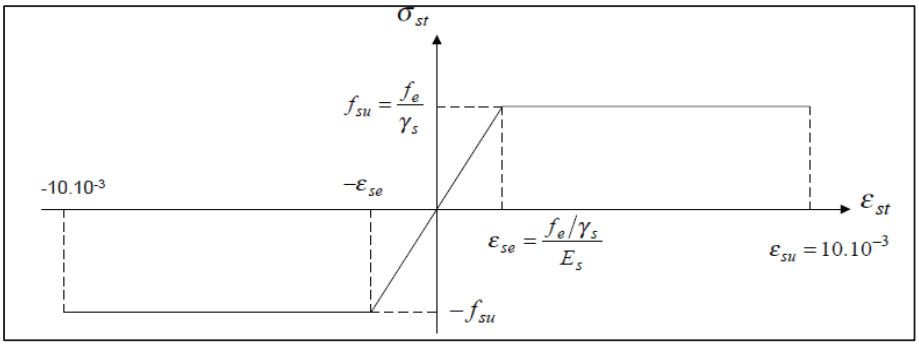


Figure IIV.2. Diagramme σ-ε de l'acier aux ELU [8].

Pour notre ouvrage : f_e=500MPa $\Rightarrow$ $\sigma s = \begin{cases} 435\ MPa & \text{si } \varepsilon_s \leq 2.17 \times 10^3 \\ E_s\, \varepsilon_s & \text{si } \varepsilon_s > 2.17 \times 10^3 \end{cases}$

- **A l'ELS :**
  - Cas de fissuration peu nuisible : il n'y'a pas de limitation des contraintes.
  - Cas de fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}}$ = min ($\frac{2}{3} f_e$; $110\sqrt{nf_{tj}}$).
  - Cas de fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}}$ = min ($0.4\ f_e$; $88\ \sqrt{nf_{tj}}$).

  Avec : n = 1 Treillis soudés et ronds lisses.

  n = 1,6 Aciers à haute adhérence.

Admettant que le cas de fissuration de notre ouvrage est préjudiciable donc la contrainte admissible correspondante est : $\overline{\sigma_{st}}$ = 250 MPa [8].

IV .4. CONCLUSION

Les caractéristiques des deux principaux matériaux composites de notre ouvrage qui vont nous permettre d'avoir une première approche pour l'évaluation de toutes les charges et les surcharges probables. Cela sera désigner dans le chapitre suivant.

CHAPITRE V

CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1. INTRODUCTION

Durant sa durée de vie, un ouvrage subit une multitude de charges qui influent sur son fonctionnement, pour minimiser les effets de ces charges et mieux dimensionner son ouvrage, il devient nécessaire de connaitre l'influence, la nature et l'importance de ces charges.

Ce chapitre sera consacré pour désigner les différents règlements qui vont être utilisés dans le calcul ainsi que l'évaluation des charges et surcharges (permanentes ou d'exploitation), que notre ouvrage doit supporter.

V.2. LES REGLEMENTS

Le calcul des structures des ouvrages d'art a été effectué en accord avec les instructions suivantes :

- **RCPR 2010 :** « Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes ».
- **RPOA 2008 :** « Règles parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art. Arrêté du 27 juin de 2009 ».
- **BAEL** 91 **révisé 99 :** « Béton armé aux états limites».

V.3. CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.3.1. caractéristiques du pont

V.3.1.1. Largeur roulable (L_r)

La largeur roulable est définit comme la largeur comprise entre les bordures, pour notre cas L_r= 7m (2*3.5).

V.3.1.2. Largeur chargeable (L_c)

Se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0.5m du côté d'un seul dispositif de retenu (glissière ou barrière), donc L_c= 6.5m.

V.3.1.3. Classe du pont

D'après le fascicule 61 titre II du DTR on distingue 3 types de ponts, en fonction de leur largeur roulable comme suit :

Tableau V.1. Classe de pont [9].

La classe	La largeur roulable
1	Lr ≥ 7 m
2	5,5m < Lr < 7m
3	Lr ≤5,5m

Pour notre ouvrage la largeur roulable est de 7m, donc il s'agit d'un pont de classe 1.

V.3.1.4. Nombre de voies (N)

Il est calculé comme suit : $N=\left[\frac{L_c}{3}\right]=\left[\frac{6.5}{3}\right]=2.16$ donc le nombre de voies est N=2 voies.

V.3.1.5. Largeur d'une voie (L_v)

Il est déduit de la formule suivante : $L_v=\left[\frac{L_c}{N}\right]=\left[\frac{6.5}{2}\right]=3.25$m

V.3.2. calcul des charges et surcharges

V.3.2.1. Evaluation des charges

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes.

V.3.2.1.1. Les charges permanentes Cp

Il s'agit de déterminer le poids propre des éléments porteurs (poutres et dalle).

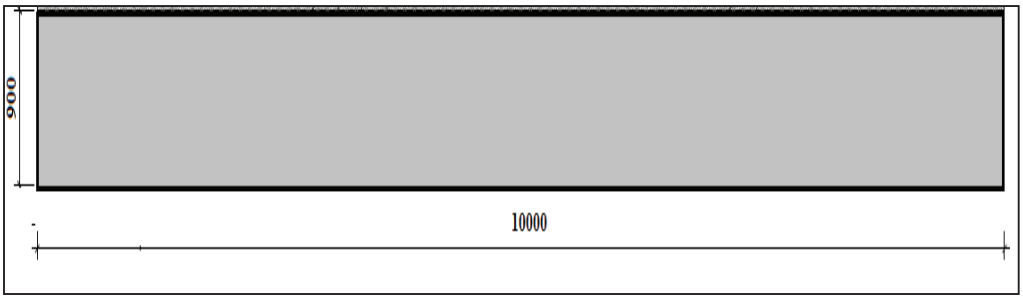


Figure V.1. Coupe longitudinale de la poutre

Tableau V.2. Résultats de calcul des CP.

Eléments	Données	Formules	Résultats
Poutre	ρ_b =25KN/m^3 B=0.36m^2 n=1	n. B. ρ_b	G_1= 9KN/ml
Dalle	ρ_b =25KN/m^3 e_d=0.25m L_d= 4m	e_d. ρ_b..L_d	G_2= 25KN/ml

V.3.2.1.2. Les compléments des charges permanentes CPP

Il s'agit des charges de glissière, revêtement et trottoir.

Tableau V.3. Résultats de calcul des CPP.

Eléments	Données	Formules	Résultats
Revêtement	ρ_r=23KN/m^3 e_r=0.08m L_d=4m	$e_r . \rho_r . L_d$	G_3=7.36KN/ml
Glissière	P_g=0.6 KN/ml		G_4=0.6 KN/ml
Garde-corps	P_{gc}=1 KN/ml		G_5=1 KN/ml
Longrine de pose	γ_b=25KN/m^3 B'=0.125m^2	ρ_b.B'	G_6=3.125KN/ml

Total: **CP+CCP**= 46.09 KN/ml

Pour une poutre de 10m nous aurons un poids total qui lui revient de 46.09*10=460.9KN

V.3.2.2. Evaluation des surcharges

D'après le fascicule 61 titres II du DTR, les surcharges utilisées pour le calcul du tablier sont :

- Charge routière type A.
- Charge routière type B (B_c ; B_t ; B_r),
- Charges militairesM_c120.
- Charges exceptionnelles D280, D240.
- Autres charges (vents, freinage…).

V.3.2.2.1. Système A(L)

$$\mathbf{A(L) = 2.3 + \frac{360}{L+12}}$$

L : la longueur chargée du t ablier.

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(L) est multipliée par les coefficients a_1 du tableau ci-dessous :

Tableau V.4. Coefficient al [9].

	Nombre de voies				
Classe de pont	**1**	**2**	**3**	**4**	**≥ 5**
1	1	1	0.90	0.75	0.70
2	1	0.90	-	-	-
3	0.90	0.80	-	-	-

Dans notre cas :

- Pont de 1^{ére} classe + une voie chargée ⇨ a_1=1.
- Pont de 1^{ére} classe + deux voies chargées ⇨ a_1=1.

La charge A_1**(L)** est obtenue par : $\mathbf{A_1(L) = max}\begin{cases} \mathbf{a_1 A(L)} \\ \mathbf{4 - 0,002L} \end{cases}$

La charge A_1 obtenue est multipliée par un coefficient $a_2 = \frac{V_0}{V}$

V : étant la largeur d'une voie

V_0 ayant les valeurs données par le tableau ci-dessous :

Tableau V.5. Coefficients V_0 [9].

Classe du pont	V_0
Première classe	3.5m
deuxième classe	3m
troisième classe	2.75m

Dans notre cas :

- Pont de 1ére classe ⇨ V0=3.5m.

Donc : $a_2 = \frac{3.5}{3.25} = 1.08$.

La charge $A_2(L) = a_2 A_1$ ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Tableau V.6. Résultats de calcul de A (L) pour les différents cas possibles.

Longueur du tablier (m)	Situation de la charge	l chargée (m)	A (L) (KN/m²)	a_1	A_1(L) (KN/m²)	a_2	A_2(L) (KN/m²)	A(L) (KN/ml)
4	Partie consol	3	24.8	1	24.8	1.08	26.78	80.34
	travée intérieure	7	24.8	1	24.8	1.08	26.78	187.46
	sur tout l'ensemble	10	24.8	1	24.8	1.08	26.78	267.8

V.3.2.2.2. Système de charge B

Le système de charges B comprend 3 types de systèmes distincts :

- Le système B_c qui se compose de camions types (300kn) ;
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dits (essieux tandems) ;
- Le système B_r se compose d'une roue isolée (100kn) ;

Les coefficients de majoration :

Les charges des systèmes B sont multipliées par un coefficient de majoration donné par la formule suivante : $\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}}$

Avec :

- L : longueur de la travée
- G= CP+CCP : charge permanente sur la travée considérée
- S : surcharge maximale.

La valeur de S à introduire dans les formules est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c le chargement B_c et par le coefficient b_t le chargement B_t.

a) <u>Système B_c :</u>

Disposition de B_c :

- Longitudinalement : 2camions par file ;
- Transversalement : le nombre de files égale au nombre de voies.

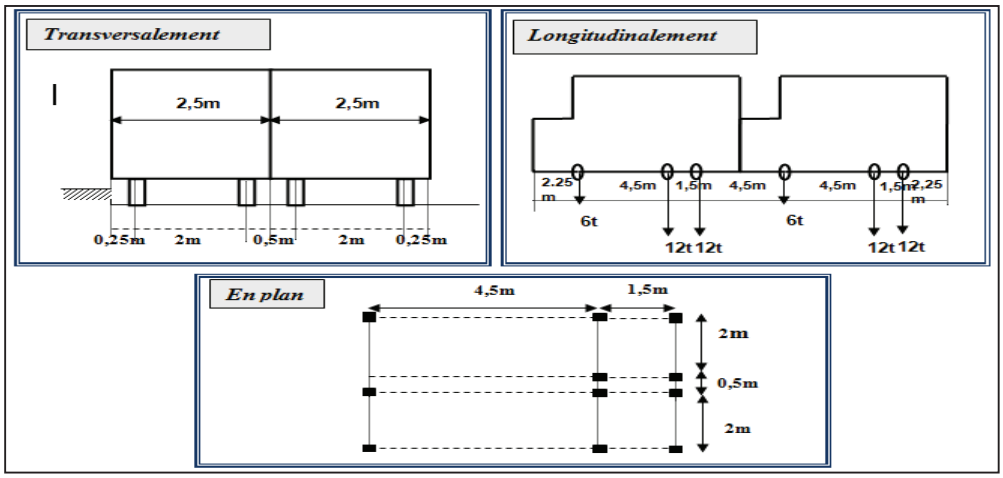


Figure V.2. Système Bc [9].

Détermination du coefficient b_c à partir du tableau ci-dessous :

Tableau V.7. Coefficients b_c [9].

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont	Première	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	Deuxième	1	1	0.95	0.8	0.7
	Troisième	1	0.8	0.95	0.8	0.7

Dans notre cas :

- Pont de 1ére classe+ 1 voie chargée : b_c=1.2
- Pont de 1ére classe + 2 voies chargée : b_c=1.1

On va convertir la charge B_c sur les 4m donc $B_c=\frac{300}{6}*4$

- B_c = 2*(200*N), avec N : nombre de voies

- $S = B_c * b_c$, avec $B_{c,finale} = S.\delta$
- L=4m

Tableau V.8. Résultats de calcul de B_c.

Désignation	G_{type1} (KN)	b_c	B_c (KN)	S (KN)	δtype 1	δ_{max}	$B_{c,finale}$ (KN)
File1	460.9	1.2	400	480	1.3462	1.4162	679.78
File2	460.9	1.1	800	880	1.4162		1246.26

b) <u>Système B_t</u> :

Un tandem de ce système comporte 2 essieux, 160kn par essieu.

Disposition de B_t :

- Longitudinalement : maximum 1 tandem ;
- Transversalement : maximum 2 tandems.

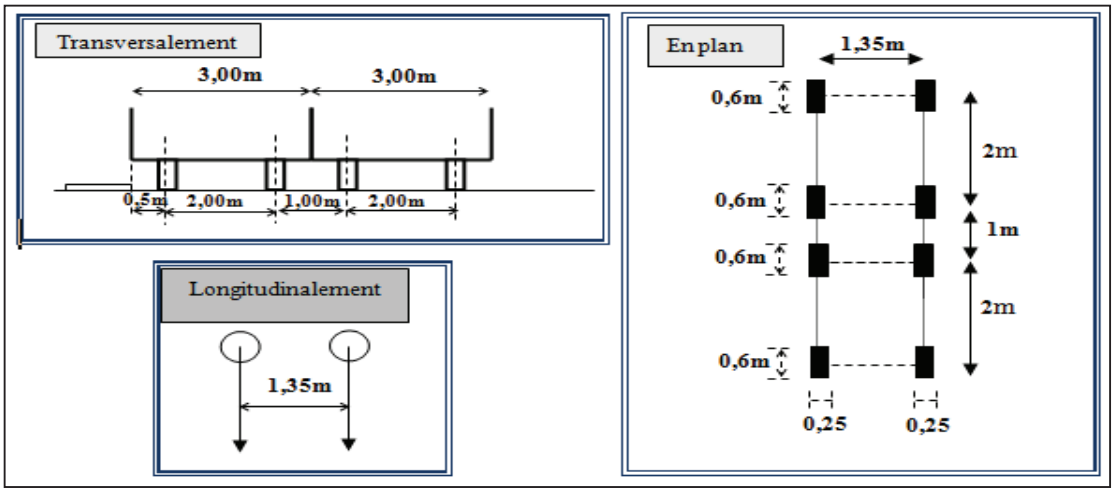


Figure V.3. Système Bt [9].

Détermination du coefficient b_t, à partir du tableau ci-dessous :

Tableau V.9. Coefficients b_t [9].

Classe du pont	b_t
Première	1.2
Deuxième	1

Dans notre cas :

- Pont de 1ére classe bt= 1.2
- B_t= (320*N) ; N : nombre de voies
- $S = B_t * b_t$

- $B_{t,finale}$= S.δ
- L=4m

Tableau V.10. Résultats de calcul de B_t.

Désignation	G_{type1} (KN)	b_t	B_t (KN)	S (KN)	δtype 1	δ_{max}	$B_{t,finale}$ (KN)
File1	460.9	1.2	320	384	1.3257	1.3987	537.10
File2	460.9	1.2	640	768	1.3987		1074.20

c) <u>Système B_r</u> :

La roue isolée peut être posé n' importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

Disposition de B_r :

- Longitudinalement : maximum une charge de 100KN ;
- Transversalement : maximum une charge de 100KN.

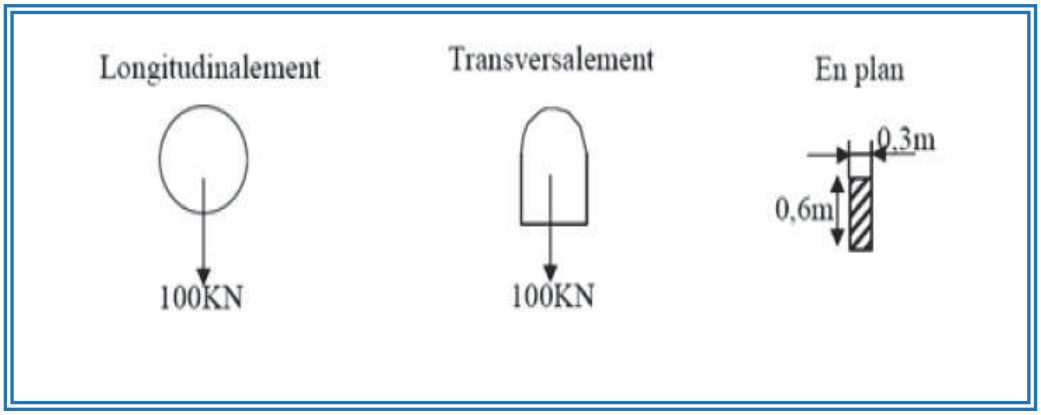


Figure V.4. Système Br [9].

Dans notre cas :

- S= 100KN
- $B_{t,finale}$=S.δ
- L=4m

Tableau V.11. Résultats de calcul de B_r.

Désignation	G_{type1} (KN)	S (KN)	δ type 1	$B_{r,finale}$ (KN)
File1	460.9	100	1.2531	125.31

V.3.2.2.3. Surcharge militaire Mc120

Le véhicules type du système M_{c120} comportent 2 chenille de charge de 550kN chacune, la surface d'impact est un rectangle 6.1*1m^2.

Disposition M_{c120} :

- Longitudinalement : la distance libre entre les points de contact avec la chaussée de 2 véhicule successifs doit être au moins égale à 30.5m ;
- Transversalement : un seul convoi.

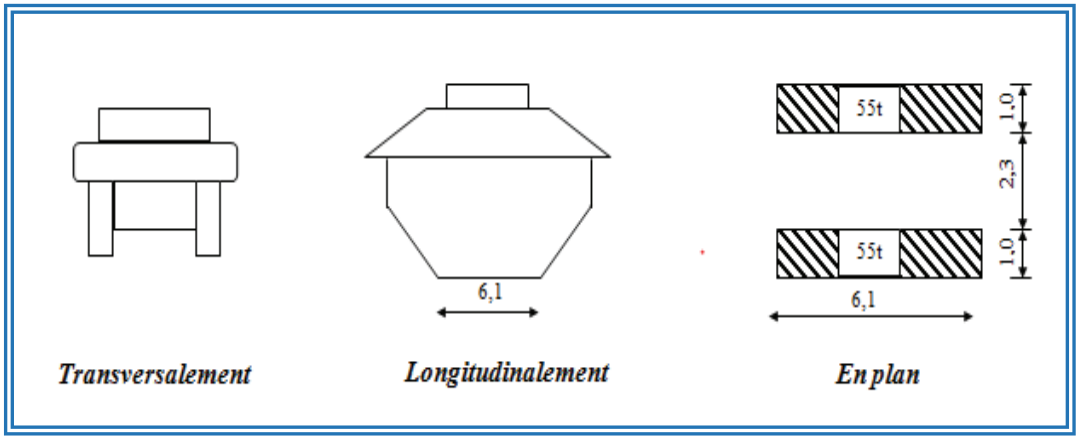


Figure V.4. Système M_{c120} [9].

Dans notre cas, il s'agit d'apporter à la poutre une charge répartie sur 4m, donc on va convertir la charge d'une chenille sur cette longueur donc Q= $\frac{550}{6.1}$*4=360.66KN, ainsi, la surface d'impact est un rectangle (4*1) m^2.

On aura S= 2*360.66=721.32KN

Tableau V.12. Résultats de calcul de M_{c120}.

Désignation	G_{type1} (KN)	S (KN)	δ type 1	$M_{c120,finale}$ (KN)
File1	460.9	721.32	1.3910	1003.36

V.3.2.2.4. Surcharge exceptionnelles

a) <u>Système D_{240} :</u>

C'est une charge de 2400kn répartie uniformément sur un rectangle (18.6*3.2) m^2, cette surcharge n'est pas multiplié par un coefficient de majoration dynamique et on suppose qu'il ne développe aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

D_{240}=2400KN.

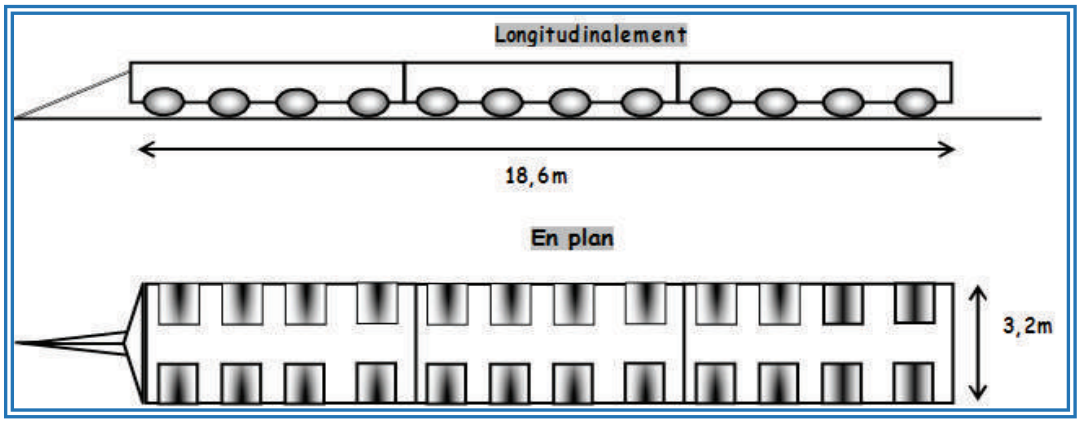


Figure V.5. Système D_{240} [9].

Pour ce qui est de notre cas, on va convertir la surface d'impact à un rectangle de (4*3.2) m^2, avec une charge Q=$\frac{2400}{18.6}$*4=516.13KN.

b) <u>Système D_{280} :</u>

Ce convoi comporte 2 remorques supportant chacune 1400KN, dont le poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé (3.3*11) m^2.

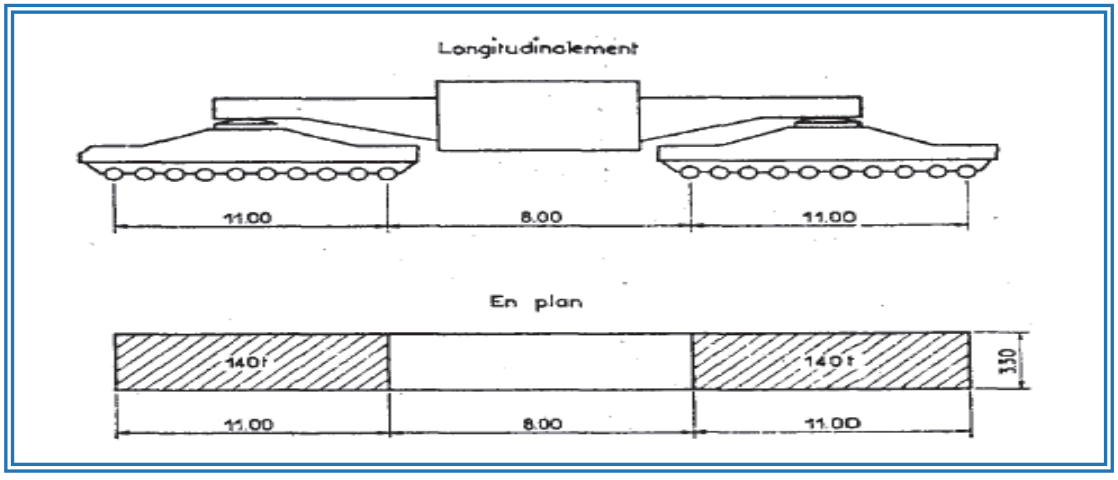


Figure V.6. Système D_{280} [9].

Dans notre cas, on supposera pour chaque remorque, une surface d'impact, un rectangle (4*3.3) m^2, d'une charge Q = $\frac{1400}{11}$*4 = 509.09KN, S=509.09KN, $D_{280\ finale}$=S.δ et L=4m

Tableau V.13. Résultats de calcul de D_{280}.

Désignation	G_{type1} (KN)	S (KN)	δtype 1	$D_{280\ finale}$ (KN)
File1	460.9	509.09	1.3521	688.34

V.3.2.2.4. Autres surcharges

a) Efforts de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et B_C sont susceptibles de développer des réactions de freinage.

→ L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à : $F = \frac{A(L)\times S_c}{20+0{\cdot}0035\times S_c}$

Pour notre cas :

- A(L) : charge routière.
- S_c : surface chargée :(S_c=10*4 m^2).
- L=4 m.

Tableau V.14. Résultats de calcul de l'effort de freinage.

Désignation	S_c (m^2)	A(L) (KN/ml)	F (KN)
File1	40	267.8	531.88

→ Effort de freinage correspondant à la charge B_c :

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le l'ouvrage. Un seul est supposé freiner. Donc F_{Bc} = 300 KN **[9].**

b) actions thermiques :

→ Variations uniformes :

Étant donnée le site d'étude est localisé au nord on prend des variations de température uniformes comme suit : +35° C et -15° C ;

Les déformations linéaires sont à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (généralement comprise entre +10° et +25°) et les températures extrêmes ci-dessus.

→ Gradient thermique :

Tableau V.15. Gradient thermique [9].

	En phase de construction	En service
	Gradient (°c)	Gradient (°c)
Type 3 (tablier béton)	±12	±7

c) Actions sismiques :

La réponse dynamique de la structure sous l'action des charges dues au séisme est évaluée en accord avec les règles parasismiques algériennes RPOA 2008.

Notre ouvrage se situe dans une zone de moyenne sismicité (IIa) et de groupe 2.

Tableau V.16. Spectre de réponse [6].

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

Les caractéristiques du spectre de réponse sont comme suit :

- L'accélération sismique : $a_c = 0{,}20g$.
- Le sol a été catégorisé comme S2.

Finalement, et tenant compte que la structure est formée de poutres précontraintes, on a appliqué un amortissement de $\xi=2$.

Sur la base de ces hypothèses, les spectres horizontaux et verticaux utilisés ont été :

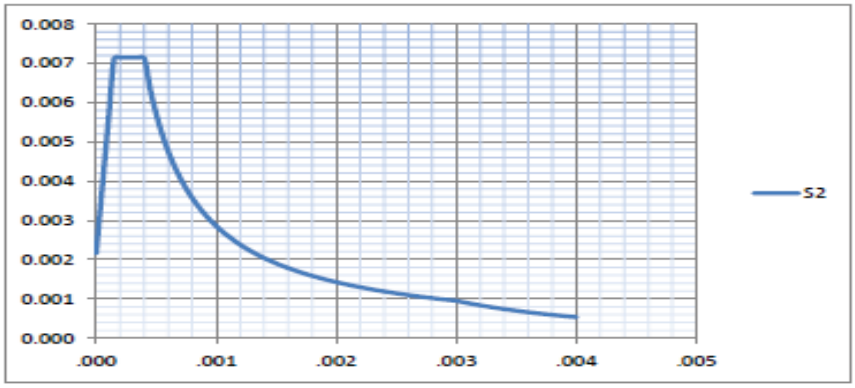


Figure V.7. Spectre de calcul horizontal pour S2, a=0.20·g et ξ=2(RPOA-2008)

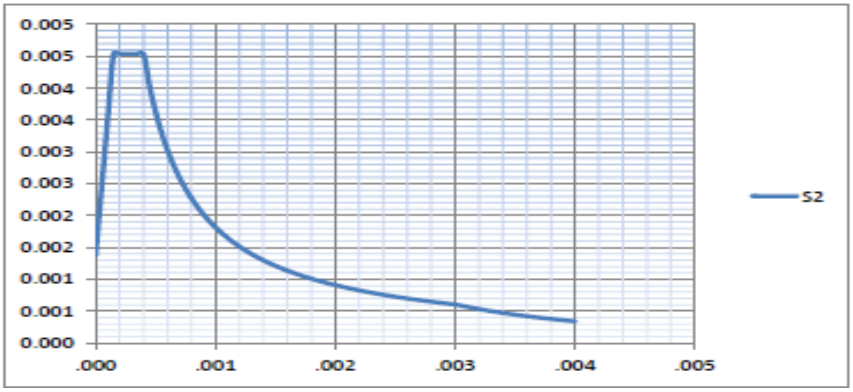


Figure V.8. Spectre de calcul vertical pour S2, a=0.20·g et ξ=2(RPOA-2008)

V.4. CONCLUSION

Ainsi, après avoir définir les caractéristiques des matériaux et mentionner les règlements applicables sur notre ouvrage, et évaluer toutes les charges et surcharges probables, on va évaluer dans les prochains chapitres toutes les sollicitations qui vont être prises en considération pour le calcul du ferraillage.

CHAPITRE VI

CALCUL DES DEFORMATIONS

VI.1. INTRODUCTION

Une poutre-console isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre et des déformations sous l'effet de surcharges .Ces déformations seront vérifiées dans le présent chapitre.

VI.2. CALCUL DES FLECHES

VI.2.1. Flèche due au poids propre

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_G = \frac{5ql^4}{384E_VI}$

l = 7 m

q = 46.09 KN/ml

I : inertie de la poutre + hourdis = 5351044.672cm^4

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{40} = 12653\ .82\ MPa$$

$$f_G = \frac{5 \times 46\ .09 \times (7)^4}{384\ \times 12653\ \ .82 \times 10^{3} \times 5351044.67\ \ \ \ 2 \times 10^{-8}} = 0\ .0021\ \ m$$

Donc : $f_G = 0\ .21\ cm$

VI.2.2. Flèche due à la surcharge

q=160 KN/ml

$$E_i = 11000\ \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000\ \sqrt[3]{40} = 37619\ \ .47\ MPa$$

$$f_{sg} = \frac{5\,ql^{\,2}}{384\ E_i I} = \frac{5 \times 160\ \times (7)^4}{384\ \times 37619\ \ .47\ \times 10^{3} \times 5351044.67\ \ \ \ 2 \times 10^{-8}} = 0\ .0025\ \ m$$

Donc : $f_{sg} = 0.25\ cm$

Enfin on aura :

En service à vide : $f = f_G = 0\ .21\ cm$

En service en charge : $f = f_G + f_{sg} = 0\ .21 + 0\ .25 = 0\ .45\ cm$

Interprétation :

La flèche calculée due au poids propre et aux surcharges : $f = 0\ .45$ cm

La flèche admissible : (L/500 = 2cm) doit être supérieur à la flèche calculée (0.45cm)

Donc : la condition est vérifiée.

VI.3. CALCUL DES ROTATIONS

VI.3.1. Rotation due au poids propre

La rotation est donnée par la formule suivante : $\theta_G = \dfrac{qL^3}{24 \times E_v . I}$

D'où $\theta_G = \dfrac{46.09 \times (7)^3}{24 \times 12653.82 \times 10^3 \times 5351044.67 \quad 2 \times 10^{-8}} = 0.973 \times 10^{-3} rd$

VI.3.2. Rotation due à la surcharge

La rotation due à la surcharge est donnée par : $\theta_{sg} = \dfrac{p \alpha a}{24 E_i IL}(4L^2 - 4a^2 - \alpha^2)$

$a = \dfrac{L}{2} = 3.5m$

α : Longueur de la surcharge b_t= 1.35m.

P : surcharge repartie/ml =160 KN/ml

$\theta_{sg} = \dfrac{p \alpha (3L^2 - \alpha^2)}{48 E_i I}$

D'où : $\theta_{sg} = \dfrac{160 \times (3 \times (7)^2 - (1.35)^2)}{48 \times 37619.47 \times 10^3 \times 5351044.67 \quad 2 \times 10^{-8}} = 0.24 \times 10^{-3} rd$

Enfin on aura :

En service à vide : $\theta = \theta_G = 0.973 \times 10^{-3} rd$

En service en charge : $\theta = \theta_G + \theta_{sg} = (0.973 + 0.24) \times 10^{-3} = 1.213 \times 10^{-3} rd$

Interprétation :

Comme la flèche que nous avons trouvée est négligeable ceci implique que la rotation au niveau des appuis est aussi négligeable.

VI.4. CONCLUSION

Les vérifications effectuées répondent favorablement aux fonctionnements de l'ouvrage en période d'exploitation ce qui garantit la sécurité de la structure à court et à long terme.

CHAPITRE VII

ETUDE DES POUTRES

VII.1. INTRODUCTION

Le calcul et la vérification des estacades des Gorges de KHERRATA seront réalisés à l'aide du logiciel de calcul ROBOT Millennium.

Ce logiciel va permettre de modéliser les structures, déterminer les sollicitations et dimensionner les éléments spécifiques de la structure.

VII .2. MODELISATION DE L'OUVRAGE

VII .2.1. Modèle structurel

Le tablier est modélisé d'une dalle de 25m de longueur ,10m de largeur et 0.25m d'épaisseur rigidifié 7 poutres-console disposées dans le sens transversal du hourdis de 10m reposant sur un appui simple du côté amont et d'un appui double du côté aval .ce tablier est défini par les propriétés mécaniques correspondantes à chaque section. Les poutres sont modélisée par des éléments barre et la dalle en élément panneau à 4 nœuds.

Les surcharges sont disposées conformément aux dispositions énoncées dans le Fascicule 61s confer pour pouvoir déterminer les sollicitations maximales.

Ci-dessous on montre la géométrie des modèles numériques élaborés.

VII .2.2. Les étapes de modélisation

La modélisation de notre ouvrage passe par les étapes suivantes :

1. Définition des lignes de construction ;
2. Définition des nœuds ;
3. Définition des appuis,
4. Définition des différentes caractéristiques des matériaux,
5. Définition et affectation des sections ;
6. Relier les nœuds par des éléments rectilignes (barres) ;
7. Définition et affectation des différentes charges et surcharges ;
8. Définition des différentes combinaisons de charges ;
9. Analyse sous les différentes combinaisons de charges ;
10. Exploitation des résultats obtenus.

VII .2.3. Modélisation des éléments de la structure

Pour l'analyse globale de la structure, on réalise un modèle qui représente un tronçon de 25m, c'est-à-dire qu'on va modéliser les éléments de l'estacade (poutres, dalle).

→ Les poutres

La partie de l'ouvrage pris en considération est constitué de 7 poutres de 10m ayant une section rectangulaire (90*40) cm^2.

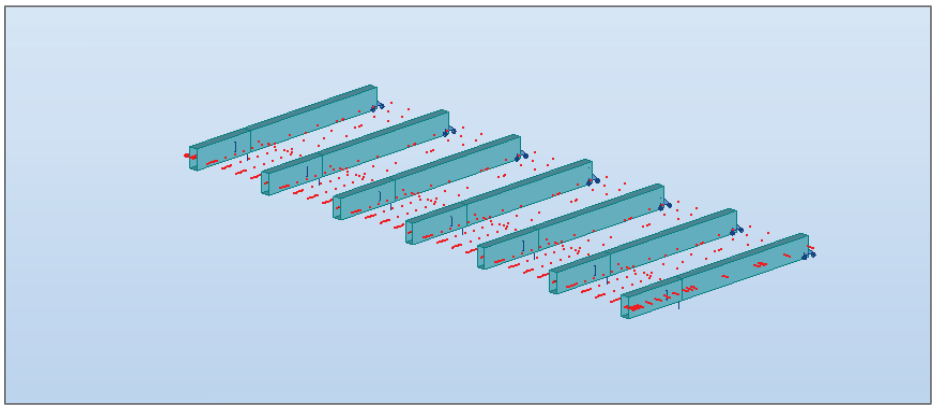


Figure VII.1. Modélisation des poutres transversales.

→ L'hourdis

La dalle est modélisée en utilisant l'élément « panneau ».

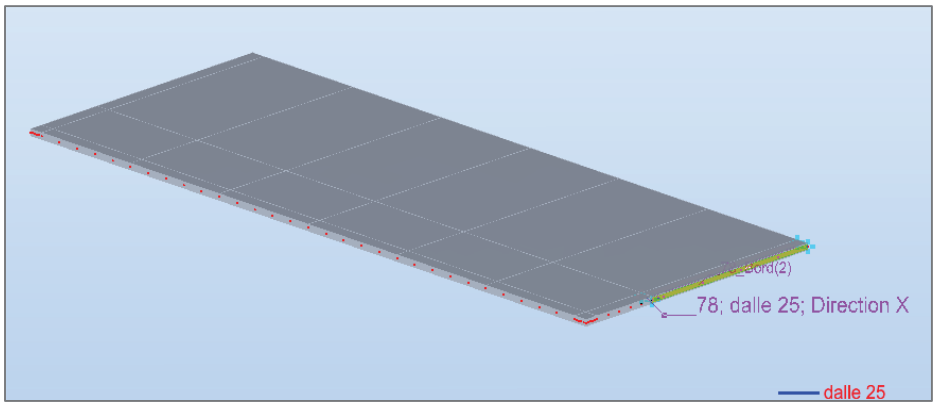


Figure VII.2. Modélisation de l'hourdis

→ Les appuis

Le système d'appuis est modélisé selon la disposition suivante :

En utilisant 2 types d'appuis :

- Appuis simples ;
- Appuis doubles.

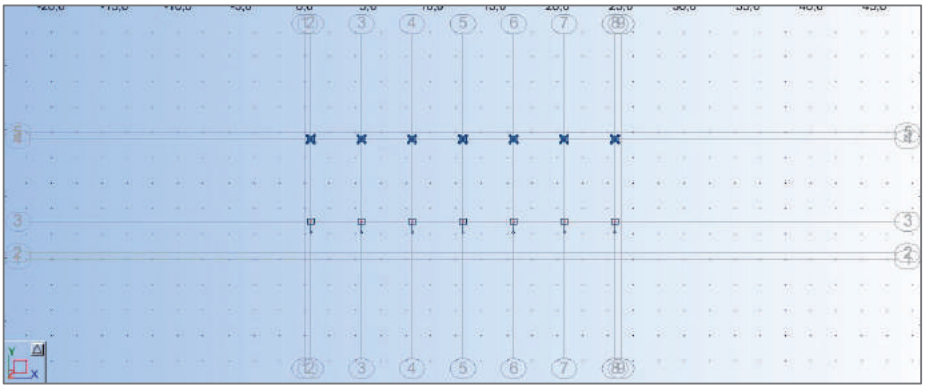


Figure VII.3. Modélisation des appuis.

VII .2.4. Modélisation des charges et surcharges

VII .2.4. 1. Définition des charges

Les charges appliquées sur le modèle global de la structure sont :

- Les charges permanentes ;
- Les surcharges dictées par RCPR.

On définit ces charges dans le tableau suivant :

Tableau VII.1. Définition des charges et surcharges.

Nom		Type	Description
G	Pp	Charges permanentes	Poids propre de poutre
	Hourdis		Poids propre de la dalle
	Revêtement		Poids du revêtement
	Longrine de pose		Poids propre de la longrine de pose
	Glissières+ garde-corps		Pois de la glissière et du garde-corps
A(l)		Charges d'exploitations	Charge du trafic
B_c			Charge de camion
B_t			Charge de camion
M_{c120}			Charge militaire
D_{240}			Charge exceptionnelle

VII .2.4. 2. Affectation des charges

→ **Les charges permanentes**

Les charges de poids propre des éléments en béton armé (poutres et dalle) sont calculées automatiquement par le logiciel.

Les compléments des charges permanentes sont à appliquées.

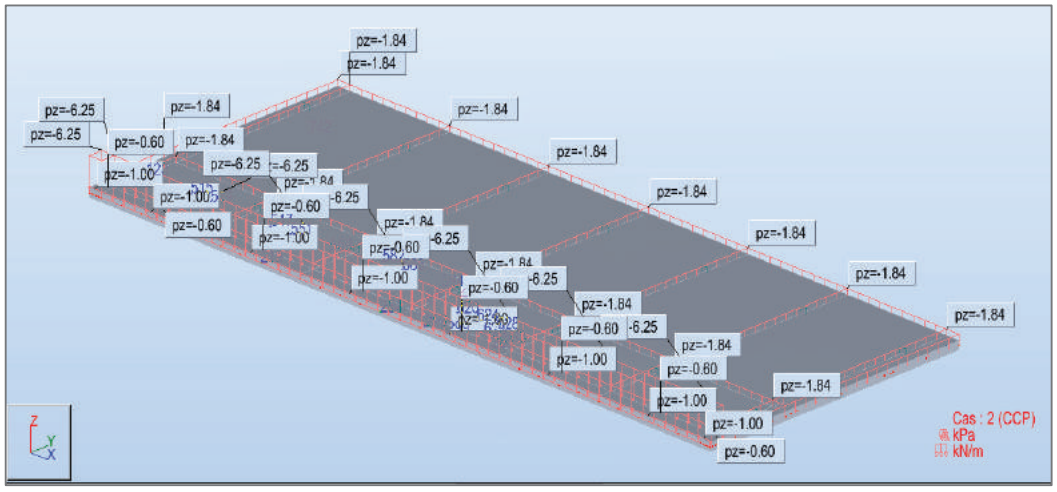


Figure VII.4. Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale.

→ **Les surcharges**

Les différentes positions des charges mobiles sont représentées dans l'ANNEXE.

VII .3.CALCUL DES SOLLICITATIONS MAXIMALES

Pour la détermination des sollicitations maximales (M, N, T), on prend en considération les combinaisons d'actions citées dans le RCPR.

Tableau VII.2. Les coefficients des combinaisons [9].

Actions	ELU	ELS
Poids propre (Cp+Ccp)	1.35	1
Surcharge A(l)	1.6	1.2
Système B_c , B_t	1.6	1.2
M_{c120}	1.35	1
D_{240}	1.35	1

VII .3.1.Les moments fléchissant au niveau des poutres

Tableau VII.3. Valeurs des moments.

chargement	n° /P	Nap	position du convoi	moment ELU (KN.m)	moment ELS (KN.m)
A(L)	2	Inf		480.91	359.07
	2	sup		503.17	374.86
Bc1	2	Inf	5	239.34	177.90
	6	sup	21	565.48	421.60
Bc2	1	Inf	1	724.07	541.92
	6	sup	21	367.73	273.28
Bt1	6	Inf	21	333.89	248.81
	6	SUP	21	**675.26**	**503.93**
Bt2	1	INF	1	**851.90**	**637.79**
	6	SUP	21	398.57	296.41
Mc120 (01)	2	Inf	2	768.75	569.45
	6	Sup	18	404.45	299.59
Mc120 (02)	2	Inf	2	780.02	577.79
	6	Sup	18	380.96	282.19
D240	3	Inf	1	740.85	548.78
	6	Sup	19	353.41	261.79

Les moments maximums ont été obtenus par les combinaisons suivantes :

- ELU : 1.35 (Cp+Ccp) + 1.6B_t
- ELS : (Cp+Ccp) + 1.2B_t

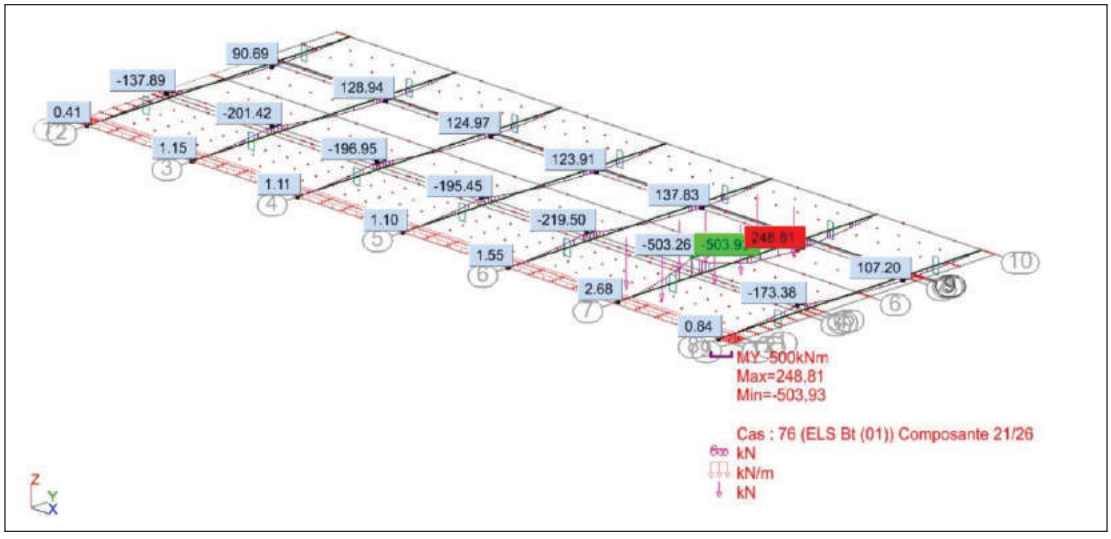


Figure VII.5. Vue - MY; Cas : 76 (ELS Bt (01)) Composante 21/26 1 NAP SUP.

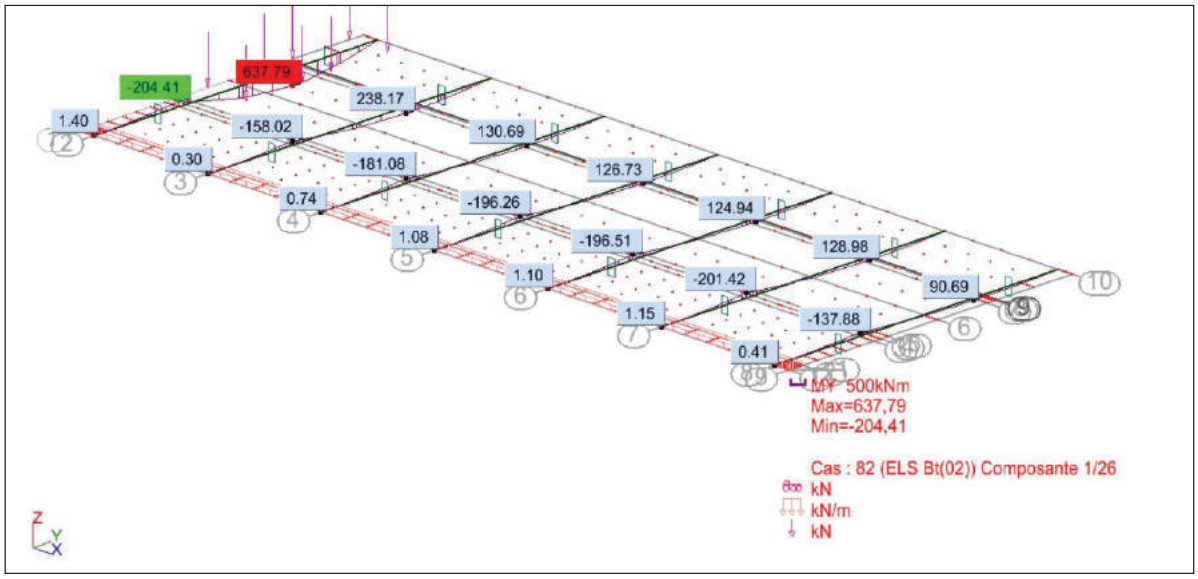


Figure VII.6. Vue - MY; Cas : 82 (ELS Bt(02)) Composante 1/26 1 NAP INF.

VII .3.2.Effort tranchant par poutre

Tableau VII.3. Valeurs de l'effort tranchant.

chargement	n° /P	position du convoi	T ELU(KN)
A(L)	6	/	514.59
BC 1	2	5	547.97
Bc2	2	5	439.67
Bt 1	6	21	657.42
Bt2	6	21	549.03
Mc120 (01)	2	2	**707.17**
Mc120 (02)	2	2	543.92
D240	6	16	650.38

L'effort tranchant maximum est obtenu par la combinaison suivante :

$1.35\ (Cp + Ccp) + 1.35M_{c120}$

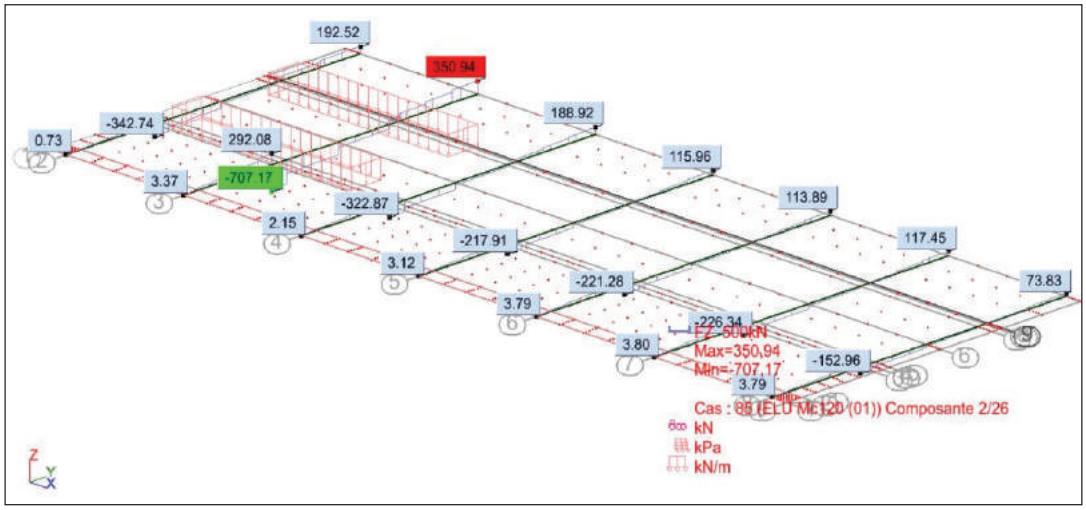


Figure VII.7. Vue - FZ; Cas : 85 (ELU Mc120 (01)) Composante 2/26.

VII .4. CALCUL DE LA SECTION DE LA POUTRE EN FLEXION SIMPLE [7]

On a pris comme hypothèse un cas de fissuration préjudiciable donc on va effectuer nos calculs et nos vérifications des contrainte à l'ELS vis-à-vis la durabilité.

VII .4.1. Dimensionnement des sections à l'ELS vis-à-vis la durabilité

a) <u>Armatures inferieure</u> :

En centre de travée se produit le moment limite de service positif maximum qui détermine l'armature inférieure : M_{ser}=637.79 KN.m

b_0 = 0.40m ; h = 0.90m ; d = 0.9h = 0.81m

$\overline{\sigma_{bc}} = 24$ MPa

$f_{t28} = 3$ MPa

$\overline{\sigma_{st}} = 250$ MPa

$$X = \frac{15 \cdot \overline{\sigma_{bc}}}{15\,\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} d = \frac{(15)(24)}{(15)(24) + 250} \times 0.81 = 0.48m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.81 - \frac{0.48}{3} = 0.65m$$

$$\overline{M1} = \frac{b0 \cdot X \cdot \overline{\sigma_{bc}} \cdot Z}{2} = \frac{(0.40)(0.48)(0.65)(24)}{2} 10^3 = 1497.6 \text{KN.m}$$

$M_{ser} < \overline{M1}$ ⇨ on n'a pas besoin d'armatures comprimées (SSAC)

$$\mathbf{A_{Ser}} = \frac{\mathbf{Mser}}{\boldsymbol{Z}.\overline{\boldsymbol{\sigma_{st}}}} = \frac{\mathbf{637.79}}{(\mathbf{0.65})(\mathbf{250})} \mathbf{10^1} = \mathbf{39.25}\boldsymbol{cm^2}$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

$A_{Smin} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd = 0.23 \frac{3}{500}(0.40)(0.81) = 4.47cm^2$

$A_{Ser} \geq A_{Smin}(C.N.F)$ Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b) <u>Armatures supérieures</u> :

En partie consol de la poutre se produit le moment limite de service négatif maximum qui détermine l'armature supérieure : M_{ser}=503.93 KN.m

$\overline{\sigma_{bc}} = 24$ MPa

$f_{t28} = 3$ MPa

$\overline{\sigma_{st}} = 250$ MPa

$$X = \frac{15 . \overline{\sigma_{bc}}}{15\,\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} d = \frac{(15)(24)}{(15)(24) + 250} \times 0.81 = 0.48m$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.81 - \frac{0.48}{3} = 0.65m$$

$$\overline{M1} = \frac{b0 . X . \overline{\sigma_{bc}} . Z}{2} = \frac{(0.40)(0.48)(0.65)(24)}{2} 10^3 = 1497.6 KN.m$$

$M_{ser} < \overline{M1}$ ⇨ on n'a pas besoin d'armatures comprimées(SSAC)

$$\mathbf{A_{Ser} = \frac{Mser}{Z.\overline{\sigma_{st}}} = \frac{503.93}{(0.65)(250)} 10^1 = 31.01 cm^2}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$A_{Smin} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd = 0.23 \frac{3}{500}(0.40)(0.81) = 4.47cm^2$

$A_{Ser} \geq A_{Smin}(C.N.F)$ Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

c) <u>Le choix des armatures</u> :

$$A_{Sinf}: 4barres\ \phi_{32} + 4barres\ \phi_{20} = 44.74cm^2$$

$$A_{Ssup}: 4barres\ \phi_{25} + 4barres\ \phi_{20} = 32.2cm^2$$

VII .4.2. Vérification des sections sous contraintes normales à l'ELS vis-à-vis de la durabilité

a) <u>Armatures inférieures</u> :

Les contraintes normales σ sont induites par N ou M, elles sont classiquement présentes dans les tirants, poteaux et poutres.

Les conditions imposées par l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression dans le béton est limitée à $0.6f_{cj}$.

$\sigma_{bc} \leq 0.6f_{cj}$.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

Dans le cas de fissuration préjudiciable on vérifie que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

Soit c = 5cm

$d = h-(c+ \phi_t + \frac{\phi_l}{2}) = 0.90-(0.05+0.012+\frac{0.032}{2}) = 0.82m$

Pour le calcul des contraintes il faut chercher la position de l'axe neutre de la section de la poutre, d'ou X est calculée à partir de l'équation suivante :

$\frac{bX^2}{2} + nA_{sc}(X-c') - nA_{st}(d-X) = 0$

Dans notre cas $A_{sc} = 0$ alors : $\frac{bX^2}{2} - nA_{st}(d-X) = 0$; $A_{st}=44.74cm^2$, n=15

$\frac{0.40X^2}{2} - (15)(44.74)(0.82-X)\,10^{-4} = 0$

$0.20\,X^2+(67.11\times 10^{-3})\,X-(55.03\times 10^{-3}) = 0$ donc X=0.38m

$I=\frac{bX^3}{3} + nA_{sc}(X-c')^2 + nA_{st}(d-X)^2 = 0$

$I=\frac{bX^3}{3} + nA_{st}(d-X)^2 = 0$

$I=\frac{(0.40)(0.38)^3}{3} + (15)(44.74)(0.82-0.38)^2 10^{-4}$, $I= 0.02030876m^4$

$\sigma_{bc}=\frac{M_{ser}X}{I_1}=\frac{(637.79)(0.38)}{0.02030876}10^{-3}= 11.82MPa$

$\sigma_{bc} = 11.82MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 24$ MPa **donc c'est vérifiée**

$\sigma_{st}= n\frac{M_{ser}(d-X)}{I_1} = (15)\frac{(637.79)(0.82-0.38)}{0.02030876}10^{-3}= 205.32MPa$

$\sigma_{st}= 205.32$ MPa $\leq \overline{\sigma_{st}} = 250$ MPa **donc c'est vérifiée.**

b) <u>Armatures supérieures</u> :

Les contraintes normales σ sont induites par N ou M, elles sont classiquement présentes dans les tirants, poteaux et poutres.

Les conditions imposées par l'ELS :

1. Etat limite de compression du béton

La contrainte de compression dans le béton est limitée à $0.6f_{cj}$.

$\sigma_{bc} \leq 0.6f_{cj}$.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

Dans le cas de fissuration préjudiciable on vérifie que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

Soit c = 5cm

$d= h-(c+ \phi_t + \frac{\phi_l}{2}) = 0.90-(0.05+0.012+ \frac{0.025}{2}) = 0.82m$

Pour le calcul des contraintes il faut chercher la position de l'axe neutre de la section de la poutre, d'où X est calculée à partir de l'équation suivante :

$\frac{bX^2}{2} + n A_{sc} (X-c') – nA_{st} (d-X) = 0$

Dans notre cas $A_{sc} = 0$ alors : $\frac{bX^2}{2} – nA_{st} (d-X) = 0$; $A_{st}=32.2cm^2$, n=15

$\frac{0.40X^2}{2} – (15) (32.2) (0.82-X) 10^{-4} = 0$

$0.20 X^2+(48.3\times 10^{-3}) X- (39.61\times 10^{-3}) = 0$ donc X=0.34m

$I= \frac{bX^3}{3} + nA_{sc} (X-c')^2 + nA_{st} (d-X)^2 = 0$

$I= \frac{bX^3}{3} + nA_{st} (d-X)^2 = 0$

$I= \frac{(0.40)(0.34)^3}{3} + (15)(32.2)(0.82-0.34)^2 10^{-4}$, $I= 0.01636885m^4$

$\sigma_{bc}= \frac{M_{ser}X}{I_1} = \frac{(503.93)(0.34)}{0.01636885} 10^{-3}= 10.47$ MPa

$\sigma_{bc} = 10.47$ MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}} = 24$ MPa **donc c'est vérifiée**

$\sigma_{st}= n\frac{M_{ser}(d-X)}{I_1} = (15) \frac{(503.93)(0.82-0.34)}{0.01636885} 10^{-3}= 221.66$ MPa

$\sigma_{st}= 221.66$ MPa $\leq \overline{\sigma_{st}} = 250$ MPa **donc c'est vérifiée.**

VII .5. CALCUL DE LA SECTION DE LA POUTRE A L'EFFORT TRANCHANT [7]

a) Effort tranchant :

$V_{u,max}$ = 707.17 KN

b) Vérification du béton :

Contrainte tangente conventionnelle est:

$\tau_{u,max} = \frac{Vu,max}{b_0 d} = \frac{707.17}{(0.4)(0.81)} 10^{-3}$ = 2.18 MPa

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \tau_{lim} = \min\left\{0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa\right\} = \min\left\{0.2\frac{40}{1.5}, 4Mpa\right\}$ = 4 MPa

$\tau_{u,max}$ = 2.18 MPa < τ_{lim} = 4 MPa donc c'est vérifiée.

c) Armatures d'âme :

Armatures calculées

$\frac{A_t}{b_0 s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_{u,max} - 0.3.K.f_{tj}}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$ Avec :

- α= inclinaison des A_t
- A_t droites $\Rightarrow \alpha = 90° \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$
- FeE 500 $\Rightarrow f_e$ = 500 Mpa, γ_s = 1.15
- K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- F_{t28} = 3 MPa
- $\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{(1.15)(0.40)(2.18-(0.3)(3))}{0.9 \times 500} 10^2$=0.13cm.

Pourcentage minimal

$\frac{A_{tmin}}{b_0 s_{tmin}} f_e \geq 0.4$ Mpa

$\frac{A_{tmin}}{s_{tmin}} \geq$ 0.032 cm

$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{A_{tmin}}{s_{tmin}}$ est vérifie.

Diamètre des armatures d'âme

$\phi_t \leq \min\left\{\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right\} = \min\left\{32; \frac{900}{35}; \frac{400}{10}\right\}$ = 32 mm

Prenons 1 cadre ϕ12 + 1 cadre ϕ10

A_t = 2.26 + 1.57= 3.83 cm^2

Donc : $S_{t0} \leq 29.46$ cm

Retenons 1 cadre $\phi 12$ + 1 cadre $\phi 10$ $S_{t0}=20$ cm

- **Espacement maximal**

$$S_t \leq \min\begin{cases} 0.9d \\ 40\text{ cm} \\ 15\,\phi'_{lim} \text{ si } A' \neq 0 \end{cases} \qquad S_t \leq \min\begin{cases} (0.9)(81) = 72\text{ cm} \\ 40\text{ cm} \\ A' = 0 \end{cases} = 40\text{cm}$$

$S_{t0}=20$ cm < 40cm est vérifié.

- **Répartition des armatures d'âme**

La Poutre de 10 m de portée (une travée bi- appuyé de 7m de longueur ; nappe supérieure console de 3m de longueur), de section constante sous des charges roulantes.

En utilisant la méthode générale ou : $V_{u,max} \leq \frac{0.9\, f_e\, d\, A_t}{\gamma_s\, s_t} + 0.3\, K f_{tj} b_0$

$$\leq \left(\frac{0.9(500)(0.81)(3.83)}{(1.15)(0.2)}\, 10^{-4} + 0.3\,(3)(0.40)\right)10^3 = 966.97\text{KN}$$

$K_1=0.8\ d\ f_e\ A_t=0.8\ (0.81)(500)(3.83)\ 10^{-1}=124.09$KN.m

$K_2=0.3\ d\ b_0\ f_{tj}\ K=0.3\ (0.81)(0.40)(1)=291.6$KN

Les cadres sont répartis comme suit : $5\times20+\ 5\times30+\ 5\times40\ \ldots.$

d) Association acier – béton

- **Enrobage minimaux et distances entre barres**

a = 3cm pour les ouvrages à la mer ou exposés à des atmosphères humides (Oued AGRIOUN).

- L'enrobage : $c \geq$ Max $[a; \phi]$ = Max $[3; 2.5] = 3$cm ; on prend c=5cm
- Espacement horizontale : $e_h \geq$ Max $\left[\phi; 1.5c_g\right]$ = Max $[2.5; 1.5 \times 2.5] = 3.75$cm

$$(2)(5) + (4)(3.2) + 3X + (2)(1.2) + 2 = 40cm \Rightarrow x = 4.30\text{cm}$$

$$\text{on prend } e_h = 4\ cm\ \geq 3.75\ cm$$

- Espacement verticale : $e_v \geq$ Max $\left[\phi; c_g\right]$ = Max $[2.5; 2.5] = 2.5$cm $\Rightarrow$ on prend $e_v =$ 2.5cm

- **Détermination de la longueur d'ancrage**

Pour des barres HAFeE500 et béton f_{c28} = 40 MPa

- Pour les barres de ϕ_{32}

La longueur de scellement est : $l_s = 31\ \phi_{1.6}$= (31)(2) =99.2cm > 21 cm $\Rightarrow$ le scellement droit est impossible on doit passer à l'ancrage courbe.

Soit un crochet de 90° pour cela le rayon de courbure est r = 5.5 ϕ_{32}

La longueur d'ancrage : $L_a = l_s - 24.69\ \phi_{32} = 99.2 - (24.69)(3.2) = 20.19\ cm$ < 21 cm

La longueur d'ancrage minimale : $L_{a,min} = 6\ \phi_{32}$=(6)(3.2) =19.2 cm $\Rightarrow$ $L_a \geq L_{a,min}$

La longueur de coude : L_c=10 $\phi_{32} = (10)(3.2) = 32$cm < 90 cm

- Les barres de ϕ_{25}:

La longueur de scellement est : $l_s = 31\ \phi_{25}$= (31)(2.5) =77.5cm > 21 cm $\Rightarrow$ le scellement droit est impossible on doit passer à l'ancrage courbe

Soit un crochet de 90° pour cela le rayon de courbure est r = 5.5 ϕ_{25}

La longueur d'ancrage : $L_a = l_s - 24.69\ \phi_{25} = 77.5 - (24.69)(2.5) = 15.75cm$ < 21 cm

La longueur d'ancrage minimale : $L_{a,min} = 6\ \phi_{25}$=(6) (2.5) =15 cm $\Rightarrow$ $L_a \geq L_{a,min}$

La longueur de coude : L_c=10 $\phi_{25} = (10).(2.5) = 25$cm < 90 cm

- Pour les barres de ϕ_{20}

La longueur de scellement est : $l_s = 31\ \phi_{20}$= (31)(2) =62cm > 21 cm $\Rightarrow$ le scellement droit est impossible on doit passer à l'ancrage courbe

Soit un crochet de 90° pour cela le rayon de courbure est r = 5.5 ϕ_{20}

La longueur d'ancrage : $L_a = l_s - 24.69\ \phi_{20} = 62 - (24.69)(2) = 12.62\ cm$ < 21 cm

La longueur d'ancrage minimale : $L_{a,min} = 6\ \phi_{20}$=(6)(2) =12 cm $\Rightarrow$ $L_a \geq L_{a,min}$

La longueur de coude : L_c=10 $\phi_{20} = (10)(2) = 20$cm < 90 cm

VII .6. ARMATURES DE PEAU [7]

Dans le cas où h > 80 à 100 cm (poutre de grande hauteur), il faut prévoir des «armatures de peau» réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne ; leur section est au moins :

$A_{sp} \geq 3cm^2$ par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$A_{sp} = (3)(0.9)(2) = 5.4cm^2$

On opte pour les armatures suivantes : **6HA12 (**A_s=6.79 cm^2)

VII .7. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a déterminé le ferraillage nécessaire des poutres pour résister aux efforts appliqués et limiter la flèche.

Ces poutres sont ensuite surmontées par un hourdis qui permet l'emplacement des équipements sur le tablier. Ce dernier nécessite aussi une étude qui sera traitée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'HOURDIS

VIII .1. INTRODUCTION

Le système d'estacades est défini par la dalle de compression qui s'appui sur les poutres transversales,et qui sont le support de toute la superstructure de la route ainsi que les charges variables de trafic. L'hourdis assure la répartition longitudinale des efforts.

VIII .2. EVALUATION DES SOLLICITATIONS

L'hourdis est constitué d'une dalle en béton armé de 25 cm d'épaisseur, recouverte d'une couche de revêtement de 8 cm de béton bitumineux, reposant sur des poutres en béton armé.

- Les moments fléchissant longitudinaux M_{xx} max et min sont obtenus par la combinaison : **(1,35 (Cp+Ccp) +1,35M_{c120}(01))** à l'aide de logiciel Robot Millennium[(1)]

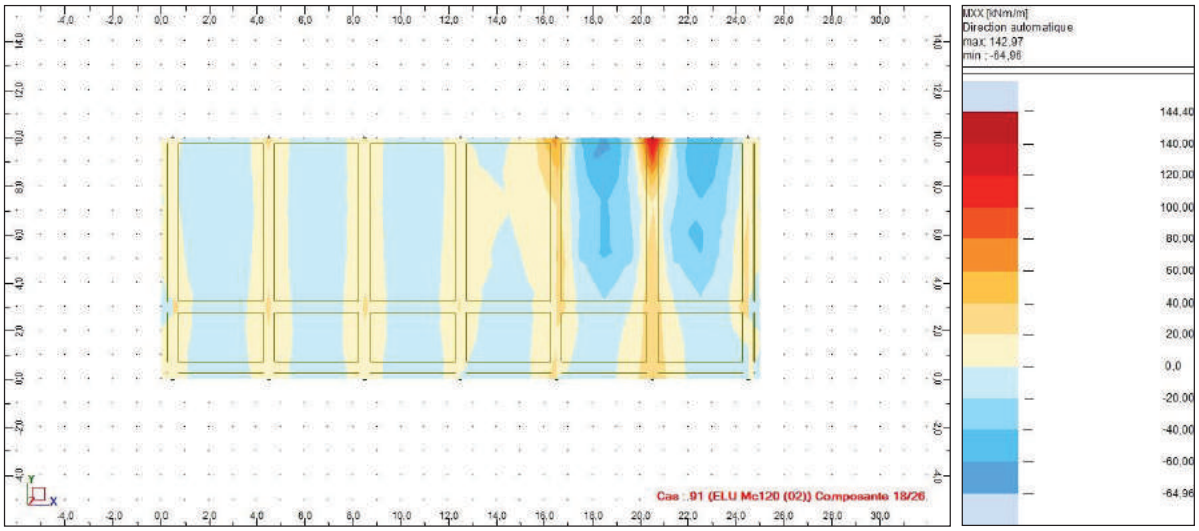


Figure VIII .1. Cartographies pour les panneaux - MXX [kN.m/m] Direction automatique Cas : 91 (ELU Mc120 (02)) Composante 18/26

- Les moments fléchissant transversaux M_{yy} max et min sont obtenus par les combinaisons : **(1,35 (Cp+Ccp) +1,6B_t(01)) et (1,35 (Cp+Ccp) +1,35M_{c120}(01))**

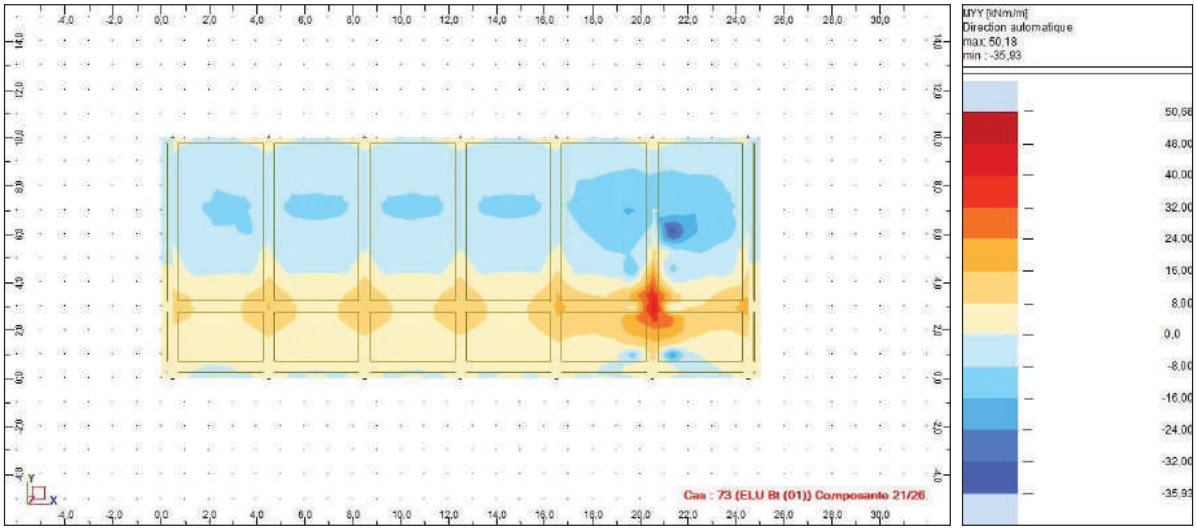


Figure VIII .2. Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 73 (ELU Bt (01)) Composante 21/26

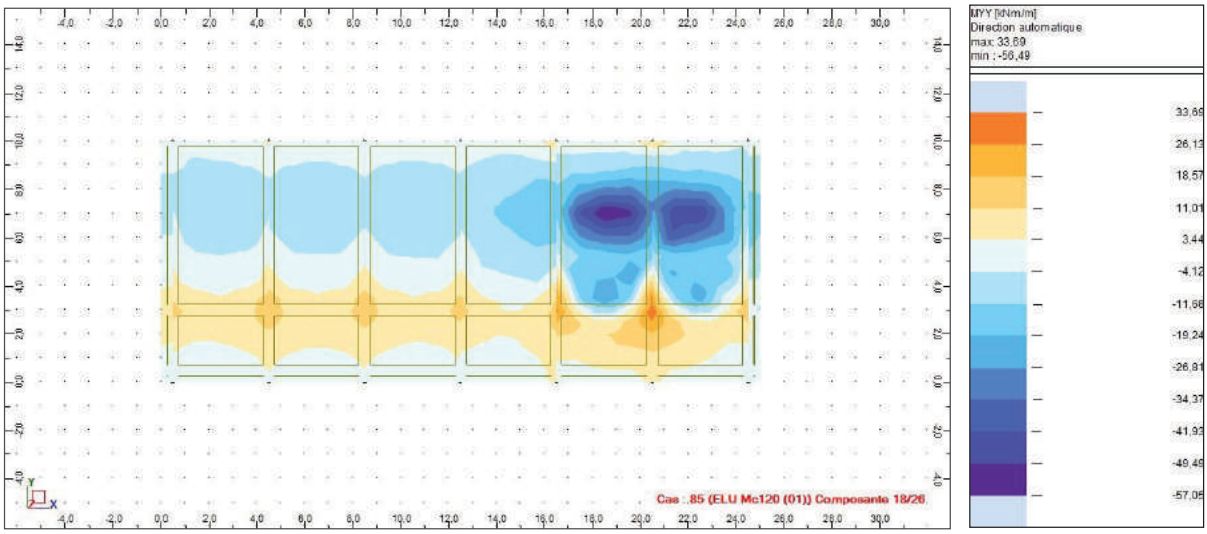


Figure VIII .3. Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 85 (ELU Mc120 (01)) Composante 18/26.

VIII .3. ANALYSE DES MOMENTS FLECHISSANTS

Après avoir étudier chaque cas de chargement en flexion, et avoir appliqué toutes les combinaisons, les résultats des moments sont donné dans les tableaux suivant :

a) ELU de résistance (KN.m/m)

Tableau VIII.1. Les valeurs des moments fléchissant à l'ELU.

	M_{xx}		M_{yy}	
	En appuis	En travée	En appuis	En travée
A(l)	36.98	73.94	26.13	34.75
B_c (01)	57.84	129.52	18.77	44.69
B_c (02)	57.51	93.65	51.84	23.87
B_t (01)	30.34	102.94	35.93	50.18
B_t (02)	56.73	113.59	50.43	26.52
M_{c120} (01)	50.80	82.77	56.49	33.69
M_{c120} (02)	64.96	142.97	51.73	24.51
D_{240}	46.9	64.06	49.56	25.2

b) ELS vis-à-vis la durabilité (KN.m/m)

Tableau VIII.1. Les valeurs des moments fléchissant à l'ELS.

	M_{xx}		M_{yy}	
	En appuis	En travée	En appuis	En travée
A(l)	27.61	55.21	19.51	25.91
B_c (01)	42.86	95.91	14	33.39
B_c (02)	43.09	69.99	38.8	17.75
B_t (01)	22.73	76.97	26.87	37.47
B_t (02)	42.50	84.95	37.74	19.73
M_{c120} (01)	37.63	61.31	41.84	24.96
M_{c120} (02)	48.12	105.91	38.32	18.16
D_{240}	34.74	47.45	/	/

VIII .4. CALCUL DE FERRAILLAGE [7]

VIII .4.1. Etude de la flexion transversale

La nappe supérieure

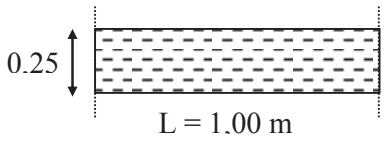
Le moment maximale négatif M =-56.49 KN.m/m

Donc on étudiera une section rectangulaire (100× 25) cm^2 en flexion simple (les calculs se feront selon les règles de B.A.E.L 91 rev 99).

- Dimensionnement a l'ELUR :

f_{bu} = 17 MPa

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$ Avec :



M_u = 56.49 KN.m/m

d = 0.9.h = (0.9)(0.25) = 0.225 m , b = 1m

D'où, $\mu = \frac{M_U}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{56.49*10^{-3}}{(1)(0.225^2)(17)} = 0.066$

μ_c ? ⇨ FeE500, $f_{c28} = 30MPa$, $\gamma = \frac{M_U}{M_{Ser}} = \frac{56.49}{41.84} = 1.35$ ⇨ $\mu_c = 0.2784 <$ donc $\mu < \mu_c$

⇨ SSAC (Section sans armatures comprimées)

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-(2*0.066)}}{0.8} = 0.085$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = (0.225)(1 - (0.40)(0.085)) = 0.217m$

$\mu = 0.066 < 0.186$ ⇨ $\varepsilon_s = 10$ ‰

$\sigma_s = 434.8MPa$

La section des aciers tendus :

$$\mathbf{A_S = \frac{M_U}{Z.\sigma_s} = \frac{56.49}{(0.217)(434.8)}10 = 5.99\ cm^2}$$

$f_{tj} = 0.6+0.06f_{c28} = 2.4$ MPa

Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{Smin} \geq 0.23\frac{f_{tj}}{f_e}bd = 0.23\frac{2.4}{500}(1)(0.225) = 2.48\ cm^2$

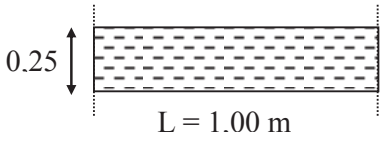
On choisit 4HA14 = **6.16 cm^2/m**

- **La nappe inférieure**

Le moment maximale positif M =50.18 KN.m/m, de la même manière que la nappe supérieure on calcul A_S la flexion simple :

$f_{bu} = 17$ MPa

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$ Avec :



$M_u = 50.18$ KN.m/m

d = 0.9.h = (0.9)(0.25) = 0.225 m , b = 1m

D'où, $\mu = \frac{M_U}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{50.18*10^{-3}}{(1)(0.225^2)(17)} = 0.058$

μ_c ? ⇨ FeE500, $f_{c28} = 30MPa$, $\gamma = \frac{M_U}{M_{Ser}} = \frac{50.18}{37.47} = 1.35$ ⇨ $\mu_c = 0.2784 <$ donc $\mu < \mu_c$

⇨SSAC (Section sans armatures comprimées)

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-(2*0.058)}}{0.8} = 0.075$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = (0.225)(1 - (0.40)(0.075)) = 0.218\text{m}$

$\mu = 0.058 < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\ ‰$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.8MPa$

La section des aciers tendus : $\mathbf{A_S = \frac{M_U}{Z.\sigma_s} = \frac{50.18}{(0.218)(434.8)} 10 = 5.29\ cm^2}$

$f_{tj} = 0.6+0.06f_{c28} = 2.4$ MPa

Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{Smin} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd = 0.23 \frac{2.4}{500} (1)(0.225) = 2.48\ cm^2$

On prend **4HA14 = 6.16 cm^2/m**

VIII .4.2. Etude de la flexion longitudinale

- **La nappe supérieure**

Le moment maximal M =-64.96KN.m/m

$f_{bu} = 17$ MPa

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$ Avec :

$M_u = 64.96$ KN.m/m

d = 0.9.h = (0.9)(0.25) = 0.225 m , b = 1m

D'où, $\mu = \frac{M_U}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{64.96*10^{-3}}{(1)(0.225^2)(17)} = 0.075$

μ_c ? ⇨ FeE500, $f_{c28} = 30$MPa, $\gamma = \frac{M_U}{M_{Ser}} = \frac{64.96}{48.12} = 1.35$ ⇨ $\mu_c = 0.2784 <$ donc $\mu < \mu_c$

⇨ SSAC (Section sans armatures comprimées)

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-(2*0.075)}}{0.8} = 0.098$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = (0.225)(1 - (0.40)(0.098)) = 0.216$ m

$\mu = 0.075 < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\ ‰$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.8MPa$

La section des aciers tendus : $\mathbf{A_S = \frac{M_U}{Z.\sigma_s} = \frac{64.96}{(0.216)(434.8)} 10 = 6.92\ cm^2}$

$f_{tj} = 0.6+0.06f_{c28} = 2.4$ MPa

Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{Smin} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd = 0.23 \frac{2.4}{500}(1)(0.225) = 2.48\ cm^2$

On prend **6HA14 = 9.24 cm^2/m**

- **La nappe inférieure**

Le moment maximal positif M =142.97 KN.m/m. de la même manière que la nappe supérieur on calcul A_S la flexion simple

$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$, Avec :

M_u = 142.97 KN.m/m (sous l'effet de la combinaison maximale)

d = 0.9.h = (0.9)(0.25) = 0.225 m , b = 1m

D'où, $\mu = \frac{M_U}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{142.97*10^{-3}}{(1)(0.225^2)(17)} = 0.166$

μ_c ? ⇨ FeE500, $f_{c28} = 30MPa$, $\gamma = \frac{M_U}{M_{Ser}} = \frac{142.97}{105.91} = 1.35$ ⇨ $\mu_c = 0.2784 <$ donc $\mu < \mu_c$

⇨ SSAC (Section sans armatures comprimées)

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = \frac{1-\sqrt{1-(2*0.166)}}{0.8} = 0.183$

$Z = d(1 - 0.4\alpha) = (0.225)(1 - (0.40)(0.183)) = 0.209$ m

$\mu = 0.166 < 0.186$ ⇨ $\varepsilon_s = 10$ ‰

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.8MPa$

La section des aciers tendus : $\mathbf{A_S = \frac{M_U}{Z.\sigma_s} = \frac{142.97}{(0.209)(434.8)} 10 = 15.73\ cm^2}$

$f_{tj} = 0.6+0.06f_{c28} = 2.4$ MPa

Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{Smin} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} bd = 0.23 \frac{2.4}{500}(1)(0.225) = 2.48\ cm^2$

On prend **6HA20 = 18.85cm²/m**

VIII .5. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES [7]

VIII .5. 1. Nécessité de dispenser des armatures transversales

V_u = 74.29 KN

$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{74.29}{(1)(0.225)} 10^{-3} = 0.33$ MPa $\leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{30}{1.5} = 1.4$ MPa

La condition est vérifié donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales.

VIII .5. 2. Diamètre maximal des armatures

Pour que la liaison des armatures et le béton de la dalle soit correct, les armatures doivent avoir un diamètre $\phi < \frac{h}{10}$

A.N : $\phi < \frac{250}{10} = 25mm$

VIII .5. 3. Pourcentages minimaux

Sens' l_y' : en exprimant h_0 en mètres : Ay,min = 6h = (6)(0.25) = 1.5 cm^2/m.

Sens 'l_x' : $A_{x,min} \geq \frac{3-\alpha}{2} A_{y,min}$; $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{10} = 0.4$

$A_{x,min} \geq 1.95$ cm^2/m

VIII .5. 4. Les espacements minimaux

Dans le cas des charges réparties et de fissurations peu préjudiciable on a :

$S_{tx} \leq$ Min (2h ; 25 cm) armatures dans le sens L_x

$S_{ty} \leq$ Min (3h ; 33 cm) armatures dans le sens L_y

$S_{tx} \leq 25$ cm ; (2)(5)+(6)(2)+5X=100 ⇨ X=15.6 cm

Soit $S_{tx} = 16$ cm ; $S_{tx} \leq 25$ cm donc c'est vérifiée

$S_{ty} \leq 33$ cm ; (2)(5)+(4)(1.4)+3X=100 ⇨ X=15.6 cm

Soit $S_{ty} = 28$ cm ; $S_{tx} \leq 33$ cm donc c'est vérifiée

VIII .6. EXECUTION DE LA DALLE

Tenant compte la difficulté du procès constructif, et plus particulièrement, la difficulté d'installer les mécanismes de coffrage de la dalle, il est prévu que celle-ci soit formée de pré-dalles préfabriquées d'épaisseur égale à 5cm, d'une longueur de 3.8m et une largeur de 0.5m. Sur les pré-dalles adéquatement posées, on coulera 20cm de béton afin d'obtenir une dalle de compression résultante de 25cm d'épaisseur.

Pour ce qui est du ferraillage des prédalles, on va opter pour un treillis soudé à haute adhérence (TSHA) de 10mm et des épingles.

VIII .7. CONCLUSION

Un bon dimensionnement et vérification de la dalle est nécessaire pour le fonctionnement d'un ouvrage, et c'est ce qui a été traité dans ce chapitre.

CHAPITRE IX

ETUDE DE LA STABILITE DE LA STRUCTUE

IX.1. INTRODUCTION

L'étude de l'infrastructure d'un ouvrage est l'une des options fondamentales d'un projet. Cette étude est indissociable de l'ouvrage dans son ensemble que ça soit pour en former une assise ou assurer sa stabilité.

IX.2. VERIFICATION DE LA CAPACITE PORTANTE DU TERRAIN D'ASSISE

Dans le but de décider si une structure est fondée sur une fondation superficielle ou profonde on doit connaitre la capacité portante du sol support.

Les essais de compression simple effectués au laboratoire sur les échantillons du sol support indiquent une résistance à la compression R_c = 10 MPa

Et les essais in situ indique une résistance à la compression R_c=50MPa et une pression limite

P_l>4MPa

IX.2. 1.Calcul de la capacité portante du sol support

Le sol support possède une capacité portante de Q_l = 3.33MPa

IX.2. 2.Calcul de la descente de charge

La descente de charge est constitué de la réaction maximale au niveau de l'appui double obtenue par la combinaison 1.35 (CP+CPP) +1.6Bt(01) et le poids propre du socle

On a:

R_{max}=1274.35 KN

$G_{socle}=\gamma_r V$=2(25×0.7×0.9×1.3) =40.95 KN

$R_{tot}= R_{max}+ G_{socle}$=1274.35+40.95=1315.3 KN

$Q_c=\frac{R_{tot}}{S}=\frac{1315.3}{1.80\times1.3}\times10^{-3}=562.09\times10^{-3}$MPa

IX.2. 3. Interprétation

On a trouvé que la descente de charge Q_c est strictement inferieur a la capacité portante du sol Q_l , on dit alors que le terrain d'assise est apte de supporter toutes les charges qui lui ont été appliqué.

De ce fait, les fondations des deux appuis ne peuvent être que superficielles ancrées entre 0.30 à 1 m.

IX .3. VERIFICATION DE LA STABILITE DE L'OUVRAGE DU COTE AMONT

Etant donné que l'ouvrage est constitué d'une partie console, on se trouve dans l'obligation de vérifier si le mécanisme est stable (est ce que la stabilité globale de l'ouvrage est vérifié).

En chargeant la partie console on va déterminer les réactions d'appuis pour vérifier la stabilité de la structure et le non soulèvement des poutres du côté amont.

Là où on trouve une réaction descendante il faut ancrer la poutre au sol en utilisant un système d'ancrage constitué de micropieux, ce dernier travaillant aux frottements.

IX.3.1. Résultats des réaction d'appuis aux niveaux des nœuds (01-04-07-10-13-16-19)

A l'aide du logiciel ROBOT Millennium, on obtient les réactions d'appuis.

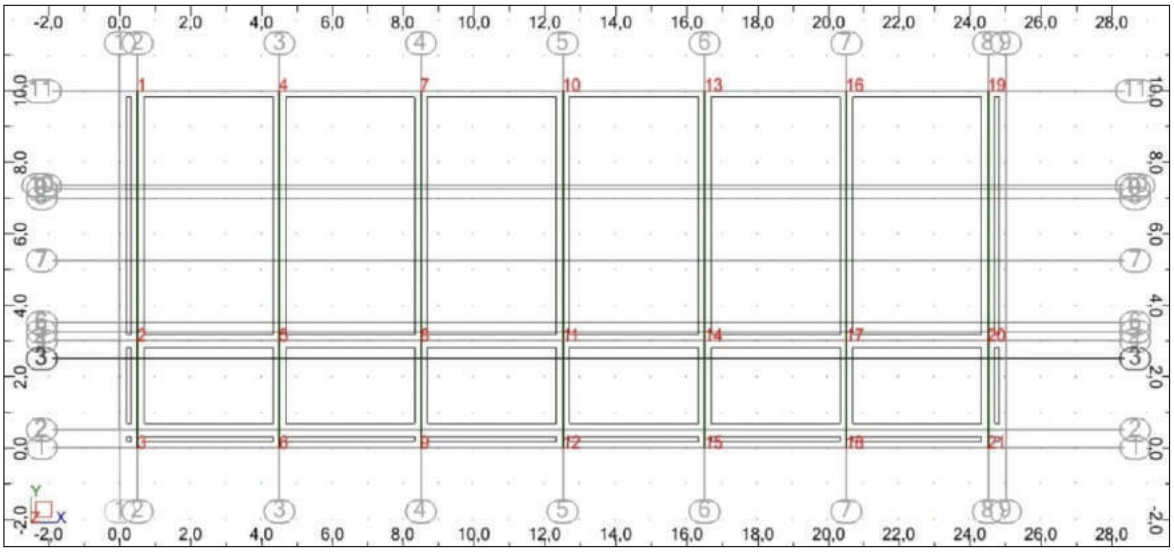


Figure IX .1. Repérage des appuis.

Les résultats des récrions d'appuis sont indiqués dans les tableaux suivant :

Tableau IX .1. Réactions Repère global - Cas: ELU Bt 01 Voie console: Extrêmes globaux: 19 Repère global - Cas: 124 125

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	0,0	0,0	158,12	0,00	0,00	0,0
Noeud	1	1	4	13	19	1
Cas	ELU BT1 V/1	ELU BT1 V/1	ELU BT1 V/15	ELU BT1 V/11	ELU BT1 V/24	ELU BT1 V/1
MIN	0,0	0,0	69,56	-0,00	-0,00	0,0
Noeud	1	1	1	7	1	1
Cas	ELU BT1 V/1	ELU BT1 V/1	ELU BT1 V/1	ELU BT1 V/12	ELU BT1 V/8	ELU BT1 V/1

Tableau IX .2.Réactions Repère global - Cas ELS Bt 01 Voie console: Extrêmes globaux: 20 Repère global - Cas: 128 129

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	0,0	0,0	117,13	0,00	0,00	0,0
Noeud	1	1	4	13	19	1
Cas	ELS BT 1V/1	ELS BT 1V/1	ELS BT 1V/15	ELS BT 1V/11	ELS BT 1V/24	ELS BT 1V/1
MIN	0,0	0,0	51,26	-0,00	-0,00	0,0
Noeud	1	1	1	7	1	1
Cas	ELS BT 1V/1	ELS BT 1V/1	ELS BT 1V/1	ELS BT 1V/12	ELS BT 1V/8	ELS BT 1V/1

Tableau IX .3.Réactions Repère global - Cas: ELU Bc 01 voie console: Extrêmes globaux: 39 Repère global - Cas: 132 133

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	0,0	0,0	157,71	0,00	0,00	0,0
Noeud	1	1	4	1	4	1
Cas	ELU Bc01 CONS/1	ELU Bc01 CONS/1	ELU Bc01 CONS/15	ELU Bc01 CONS/2	ELU Bc01 CONS/11	ELU Bc01 CONS/1
MIN	0,0	0,0	93,81	-0,00	-0,00	0,0
Noeud	1	1	1	16	10	1
Cas	ELU Bc01 CONS/1	ELU Bc01 CONS/1	ELU Bc01 CONS/1	ELU Bc01 CONS/20	ELU Bc01 CONS/17	ELU Bc01 CONS/1

Tableau IX .4.Réactions Repère global - Cas: ELS Bc 01 voie console Extrêmes globaux: 40 Repère global - Cas: 135 136

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	0,0	0,0	116,82	0,00	0,00	0,0
Noeud	1	1	4	1	4	1
Cas	ELS Bc01 console/1	ELS Bc01 console/1	ELS Bc01 console/15	ELS Bc01 console/2	ELS Bc01 console/11	ELS Bc01 console/1
MIN	0,0	0,0	69,45	-0,00	-0,00	0,0
Noeud	1	1	1	16	10	1
Cas	ELS Bc01 console/1	ELS Bc01 console/1	ELS Bc01 console/1	ELS Bc01 console/20	ELS Bc01 console/17	ELS Bc01 console/1

IX .3.2. Interprétation des résultats

Dans notre cas les résultats de chargements ont montré que toutes les réactions d'appuis du côté amont sont positif, ce qui indique qu'il y'a pas de risque de soulèvement donc pas de nécessitée d'ancrer les poutres dans le terrain.

IX .3.3. Dimensionnement du socle d'appuis

Le socle au niveau d'appui amont permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers le sol support. Les seuls charges qui s'appliquent sur ce socle sont le poids propre (poutres, dalles …...) et les surcharges.

Nous considérons que la sollicitation à laquelle est soumis le socle est une compression simple.

IX .3.3. 1. Pré dimensionnement du socle

Les dimensions en plan du socle d'appui sont déterminées en prenant un débordement de 15 cm de part et d'autre par rapport à la largeur de la poutre, on choisit une forme carrée pour avoir les dimensions en plan de (70×70) cm² par la suite on vérifie la condition de non écrasement du béton.

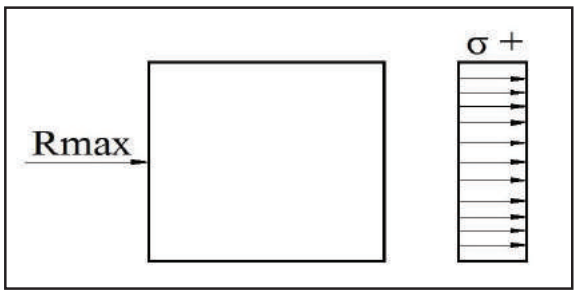


Figure IX .2. Diagramme de contrainte d'une section entièrement comprimé.

$\sigma_m = \frac{R_{max}}{ab} \leq f_{c28}$.

Avec :

a : Coté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage.

b : Coté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage

R_{max} : Réaction d'appuis maximale à L'ELS

R_{max} =0.555 MN, obtenue par la combinaison montré dans le tableau suivant :

Tableau IX .5. Réactions Repère global – Cas ELS Mc120 (02) : Extrêmes globaux: 16 Repère global - Cas: 114 115.

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	0,0	0,0	555,44	0,00	0,00	0,0
Noeud	1	1	4	13	19	1
Cas	ELS Mc120 (02)/1	ELS Mc120 (02)/1	ELS Mc120 (02)/2	ELS Mc120 (02)/10	ELS Mc120 (02)/20	ELS Mc120 (02)/1
MIN	0,0	0,0	63,50	-0,00	-0,00	0,0
Noeud	1	1	1	7	16	1
Cas	ELS Mc120 (02)/1	ELS Mc120 (02)/1	ELS Mc120 (02)/6	ELS Mc120 (02)/8	ELS Mc120 (02)/16	ELS Mc120 (02)/1

σ_m : Contrainte de compression sous la réaction R_{max}.

On aura : $\sigma_m = 1.133$ MPa < fc28= 30 MPa

La hauteur du socle d'appuis est déterminée en vérifiant la condition de non poinçonnement sous la réaction maximale.

On prend : h = 50 cm

$R_{max} \leq 0.045\ U_c.\ h\ .\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

R_{max} : Réaction d'appuis maximale à L'ELU

R_{max} = 0.75 MN , obtenue par la combinaison montré dans le tableau suivant :

Tableau IX .6. Réactions Repère global - Cas: ELU Mc120 (02) : Extrêmes globaux: 15 Repère global - Cas: 111 112

	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
MAX	0,0	0,0	749,85	0,00	0,00	0,0
Noeud	1	1	4	13	19	1
Cas	ELU Mc120 (02)/1	ELU Mc120 (02)/1	ELU Mc120 (02)/2	ELU Mc120 (02)/10	ELU Mc120 (02)/20	ELU Mc120 (02)/1
MIN	0,0	0,0	85,73	-0,00	-0,00	0,0
Noeud	1	1	1	7	16	1
Cas	ELU Mc120 (02)/1	ELU Mc120 (02)/1	ELU Mc120 (02)/6	ELU Mc120 (02)/8	ELU Mc120 (02)/16	ELU Mc120 (02)/1

U_c : périmètre d'impact au niveau du feuillet moyen du socle d'appuis

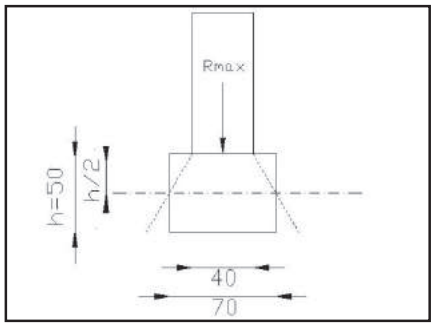


Figure IX .3. Schéma de poinçonnement sous chargement localisé.

$U_c = 4(0.40 + 0.30) = 2.80$ m

$R_{max} = 0.75$ MN $\leq 0.045\ (2.80)(0.50)(30/1.5) = 1.26$ MN

Donc, la condition de non poinçonnement est vérifiée.

IX .3.3. 2. Ferraillage du socle

- **Armatures longitudinales**

Comme la section est entièrement comprimée, on n'a pas besoin d'armature. Mais en point de vue technologique on doit prévoir une section minimale d'aciers comprimés égale :

As_{min} (cm^2) $\geq 4\ U$ (m)

U : périmètre de la section en plan du socle d'appuis

$As_{min} = 4\ (2.8) = 11.2$ cm^2

Soit : **8HA14 = 12.32 cm²**

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66\ mm$$

Soit : **2 cadre HA10** avec **St=10 cm.**

- **Vérification du pourcentage d'armatures**

0.2 % ≤ 100 As_{min} /B ≤ 5 %

U : la section du béton seul.

On aura : 100 As_{min} /B = 0.23 % ⇨ la condition est vérifiée.

- **Disposition des aciers**

$$\mathbf{e} = \frac{\mathbf{70} - ((\mathbf{2}\times\mathbf{5}) + (\mathbf{4}\times\mathbf{1.4}) + (\mathbf{4}\times\mathbf{1}))}{\mathbf{3}} = 16.8\ \text{cm}$$

On prend un écartement égale : e e=16 cm ≤ $\begin{cases} 40\text{cm} \\ 80\ \text{cm} \end{cases}$

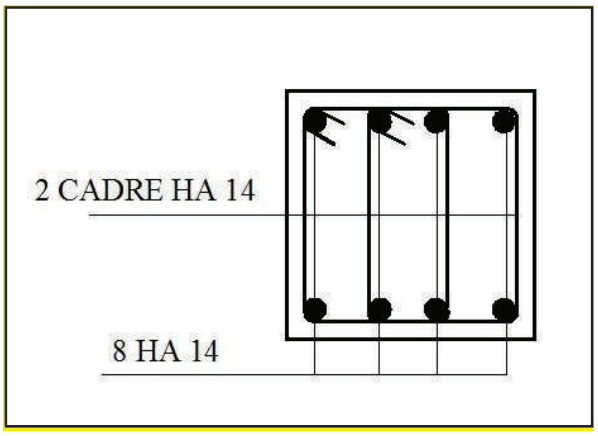


Figure IX .4. Ferraillage du socle d'appui amont.

IX .4. VERIFICATION DE LA STABILITE DE L'OUVRAGE DU COTE AVAL

IX .4.1. Vérification de la stabilité de l'appui aval

La configuration du site notamment et particulièrement la zone ou l'appui aval est implanté mérite une attention spécifique. Car cet appui se trouve au sommet d'une falaise et par conséquent sa stabilité pourrait être menacée surtout que les sondages carottés font apparaitre des fissures accentuées au niveau de la masse rocheuse.

Se basant sur la structure du sol support dont la lithologie est la suivante :

Tableau IX .7 . Description lithologique du sondage SC04

SC-04	Lithologie
0,00 – 0,30	Remblais en TVC
0,30 – 1,20	Blocs marno-calcaire
1,20 – 3,00	Marno-calcaire plus o moins fracturée avec filonnets de calcite et traces d'oxydation
3,00 – 6,50	Marno-calcaire gris bleuâtre plus ou moins fracturé 7,50 – 10,00 Marno-calcaires très compactes plus ou moins fracturé
6,50 – 7,50	Marno-calcaires très compactes plus ou moins fracturé
7,50 – 10,00	Marno-calcaires très compactes plus ou moins fracturé

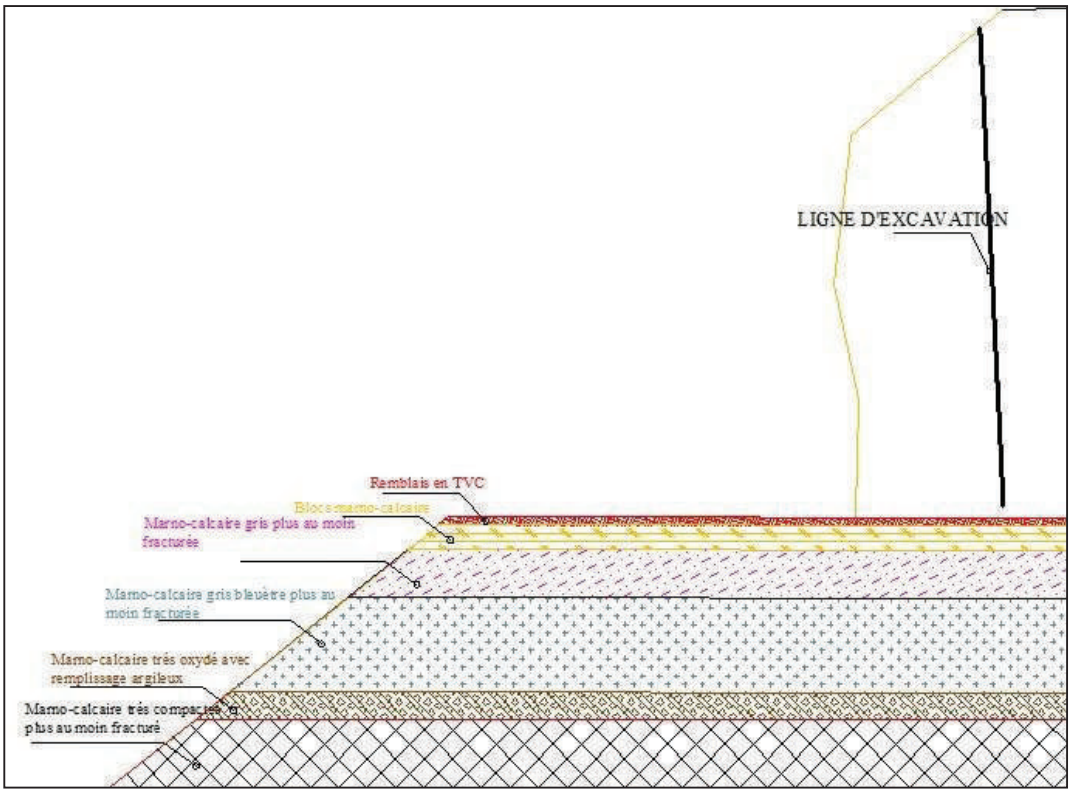


Figure IX .5. Coupe transversale montrant la lithologie du site

Etant donné que la roche exposée est altérée et donc présence de risque d'éboulement ; nous avons jugé utile d'éviter tout risque de basculement de cet appui en l'ancrant en profondeur dans la partie seine à partir de 7.5m. Cet ancrage sera réalisé par des micropieux dont les caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- Diamètre de perforation : D_{perf}= 200 mm
- Diamètre extérieur du tube d'acier du micropieu : D_{ext} = 127 mm
- Epaisseur du tubage en acier : e_{tube} = 9 mm
- Résistance caractéristique de l'acier : f_{yk} = 550 MPa
- Matériaux de scellement : béton C30/37

Ces micropieux seront ancrés dans la roche en estimant la hauteur de la fiche à $\frac{1}{3}$h, h : étant la hauteur du micropieu.

D'après la lithologie et l'étude géotechnique du terrain, la couche la plus stable se situe en moyenne aux environs d'une profondeur de 7.5m (roche compacte), les micropieux seront ainsi ancrés au-delà de 7.5m.

IX .4.2. Fonctionnement du socle

La poutre est solidarisée avec les micropieux par l'intermédiaire d'un socle sous forme de deux voiles (appui aval), ces derniers sont liaisonné à la poutre par des barres de post contrainte dans des gaines réservés, injectées avec du coulis de ciment et tirer avec un effort de confinement P0 = 1457KN.

Ce socle permet de bloquer le mouvement transversal de la poutre.

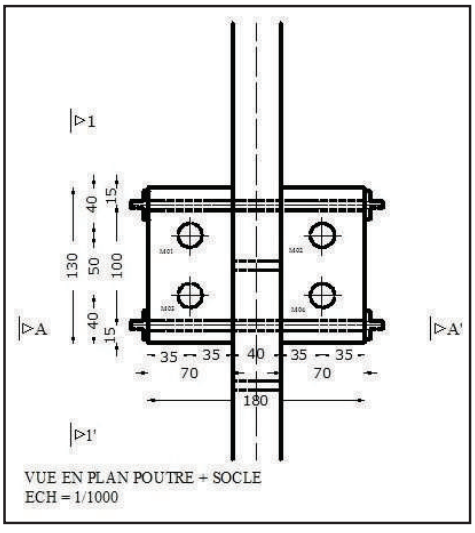


Figure IX .6. Vue en plan du socle+poutre

IX.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a pu vérifier deux mécanismes d'instabilité, le soulèvement de la poutre coté amont et le basculement de l'appui aval, ensuite on a proposé des techniques de stabilisation.

En raison du temps alloué à l'étude de ce projet, du manque de données et d'informations nécessaires, il ne nous a pas été possible de poursuivre l'étude du socle d'appui aval.

CONCLUSION

GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Durant la période de stage consacré au projet de fin d'étude, on a choisi un thème nouveau et un peu particulier intitulé « estacades », sous avons appris énormément de choses qui nous ont permis de voir de près les différentes étapes essentielles pour l'étude et la conception d'un ouvrage d'art.

Ce projet nous a aussi permis de mettre en pratique les notions théoriques, d'améliorer nos compétences et d'enrichir nos connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur au sein de l'école nationale supérieure des travaux publics.

Ainsi, c'est grâce à la complexité de cet ouvrage qu'on a pu utiliser des logiciels d'ingénierie tel que Robot et Autocad pour effectuer la modélisation.

Enfin, ce stage nous a permis de mettre un grand pas dans le domaine professionnel, en étant en contact avec des ingénieurs qui nous ont transmis leurs expériences.

BIBLIOGRAPHIE

[1] Reconstruction des estacades du pissot, l'adresse du site URL : https://www.ingphi.ch/projets/reconstruction-des-estacades-du-pissot, consulté en ligne le 26/02/2019.

[2] Estacade d'Epesses, l'adresse du site URL : https://www.ingphi.ch/projets/estacade-epesses-ingphi/, consulté en ligne le 26/02/2019.

[3]Estacade du Flon et passage inférieur, l'adresse du site URL : https://www.ingphi.ch/projets/estacades-flon-passage-inferieur/, consulté en ligne le 26/02/2019.

[4] Forever synthèse des résultats et recommandations du projet national sur les micropieux, l'adresse du site URL : https://books.google.dz/books?id=8nWvFGS_nCYC&pg=PA295&lpg=PA295&dq=projet+national+forever+pour+micropieux&source=bl&ots=MjRNmCUznK&sig=ACfU3U3DjBC1WDJ9uxgawVxA6sDaF3iCA&hl=fr&sa=X&ved=2ahUKEwjsvZnvhuviAhUQnOAKHaH_Dk4Q6AEwCnoECAkQAQ#v=onepage&q=projet%20national%20forever%20pour%20micropieux&f=false, consulté en ligne le 27/05/2019.

[5] KAMRAN maleki, contribution à l'étude du comportement des micropieux isolés et en groupe, thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, 1995.

[6] RPOA, règles parasismiques applicable au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008.

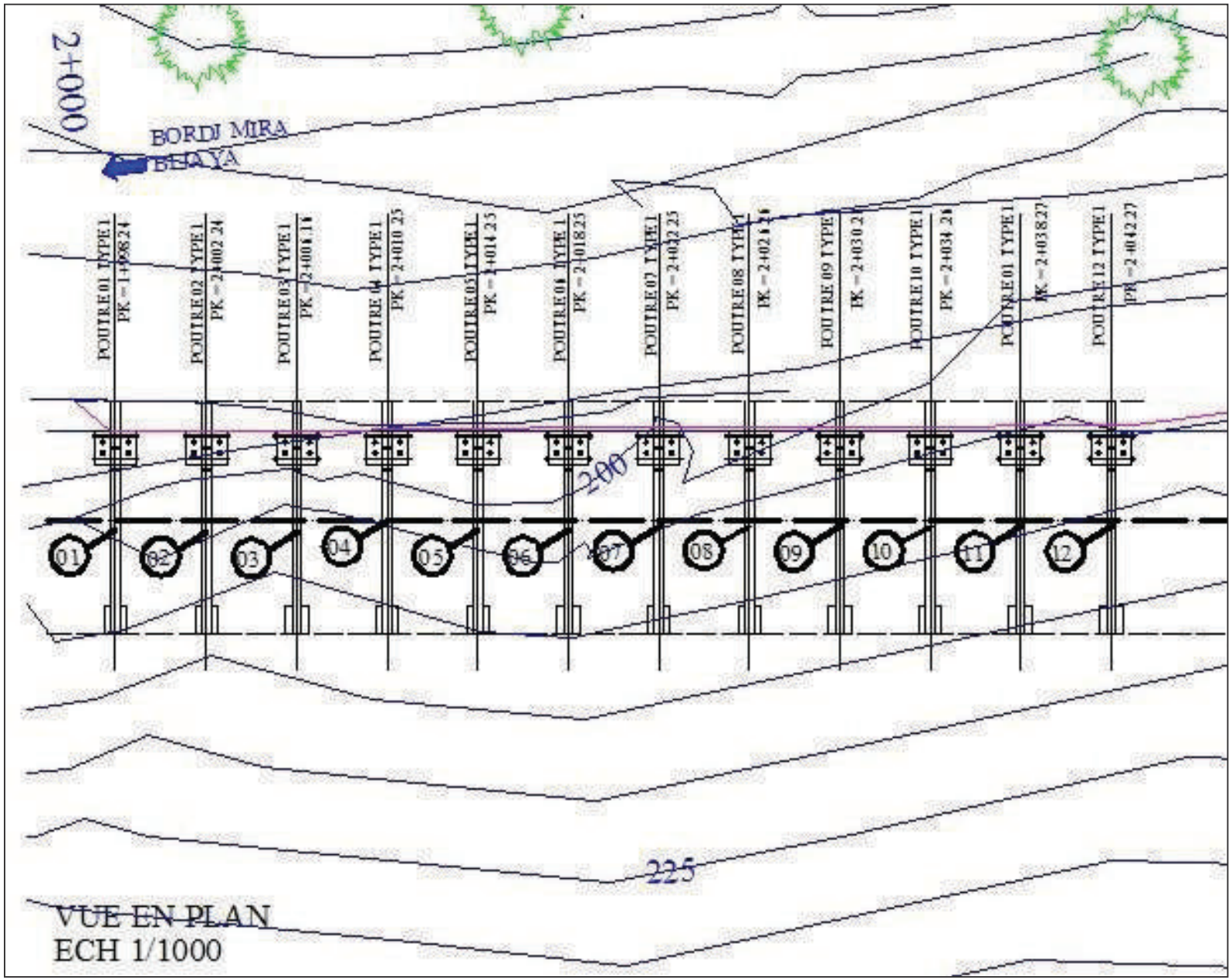
[7] cours béton armé, ENSTP, Mr BENREDOUANE.

[8] BAEL, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-BAEL 91 révisé 99, BAEL 91 révisé 99.

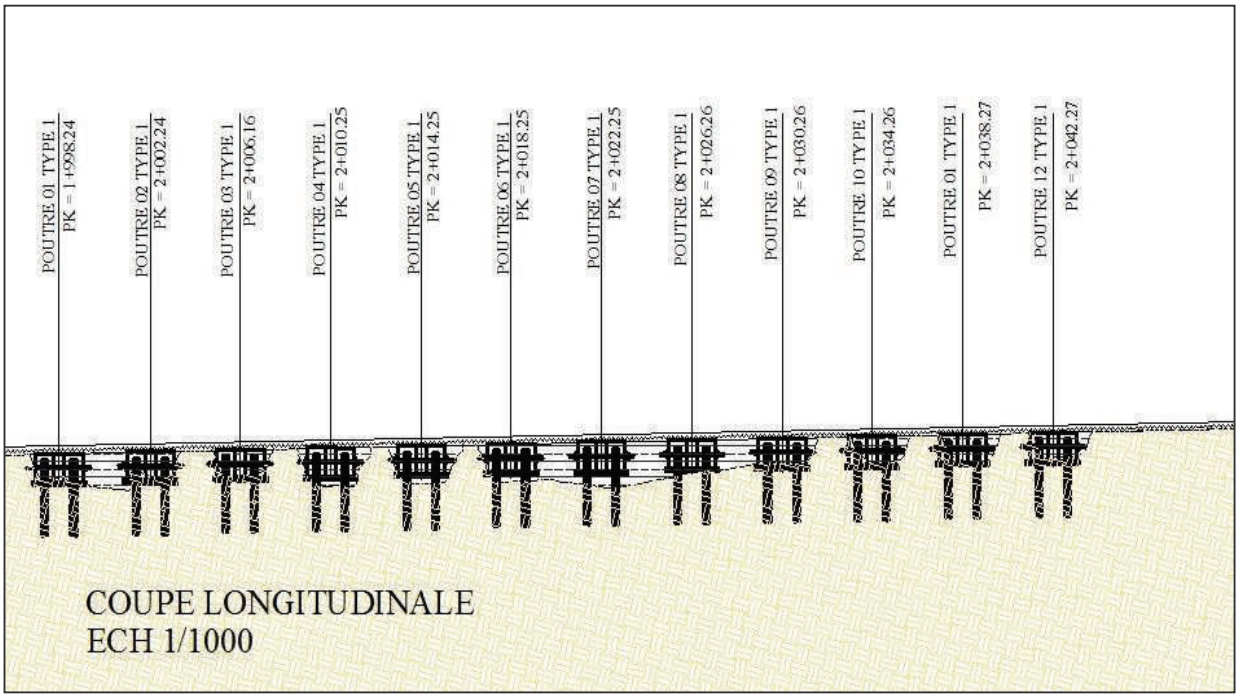
[9] RCPR, définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes, 2010.

ANNEXE A :

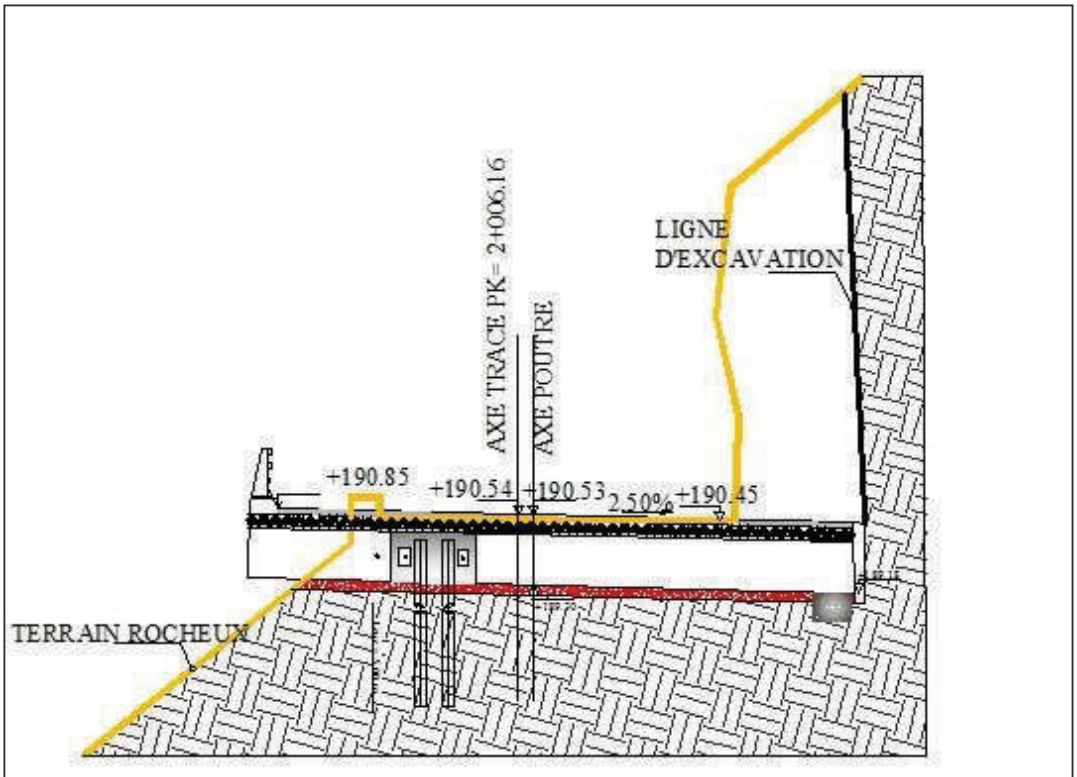
LES DONNEES FONCTIONNELLES



VUE EN PLAN
ECH 1/1000



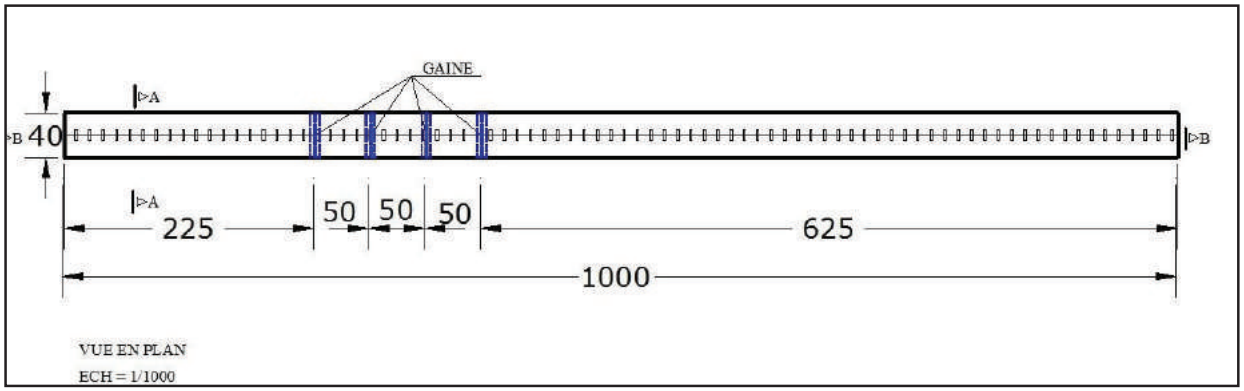
COUPE LONGITUDINALE
ECH 1/1000



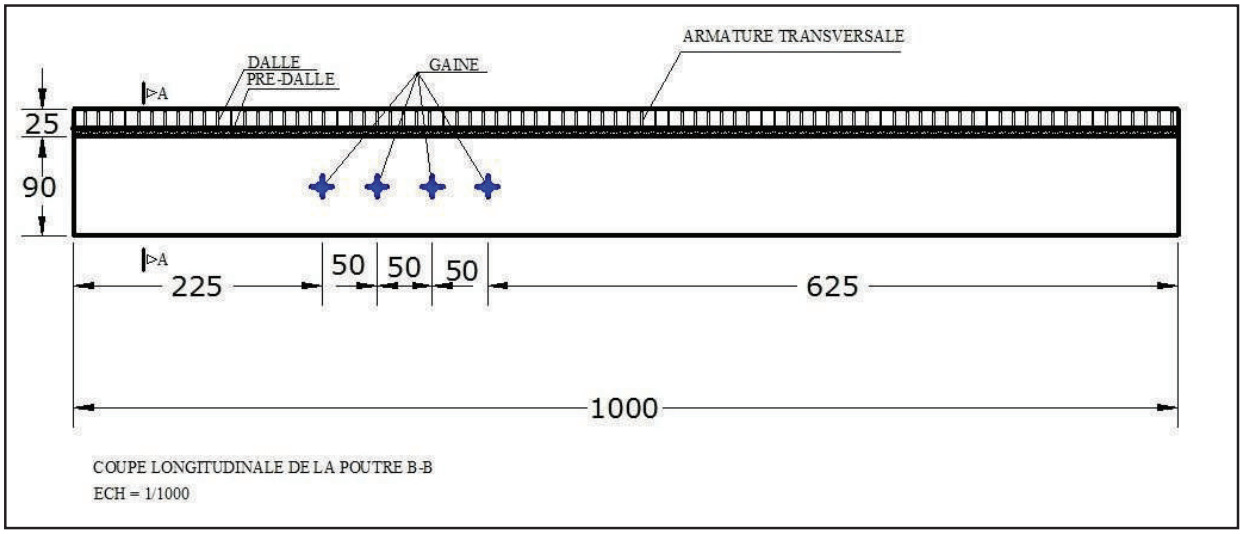
COUPE TRANSVERSALE
ECH 1/1000

ANNEXE B :

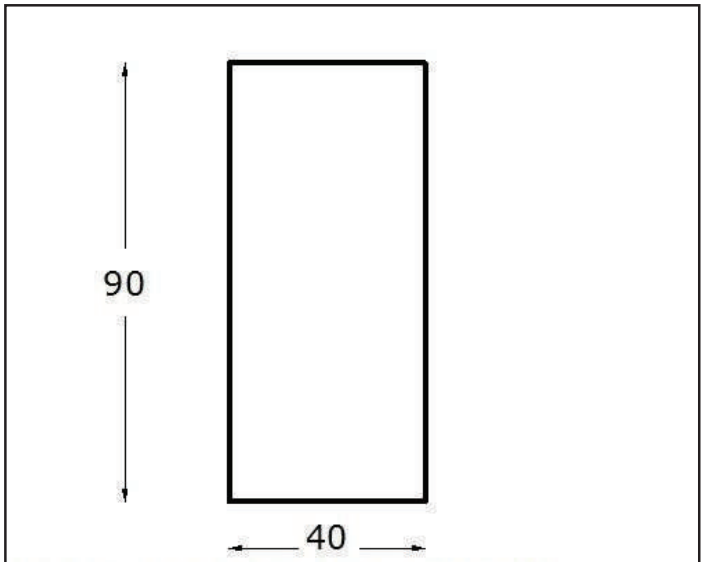
GEOMETRIE DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE



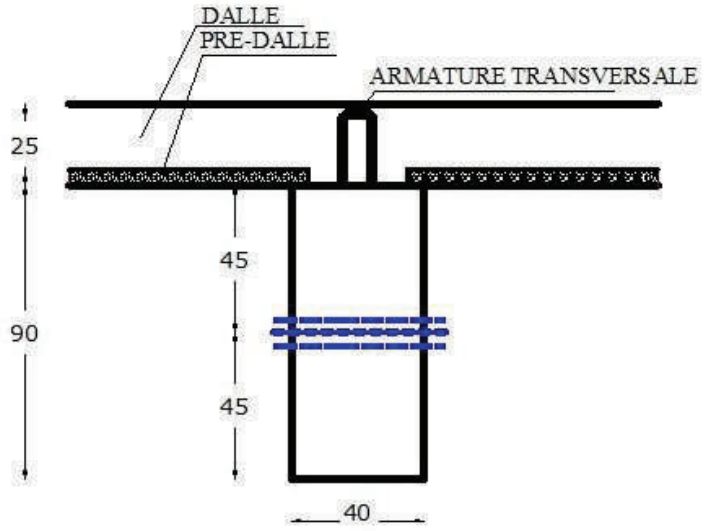
VUE EN PLAN
ECH = 1/1000



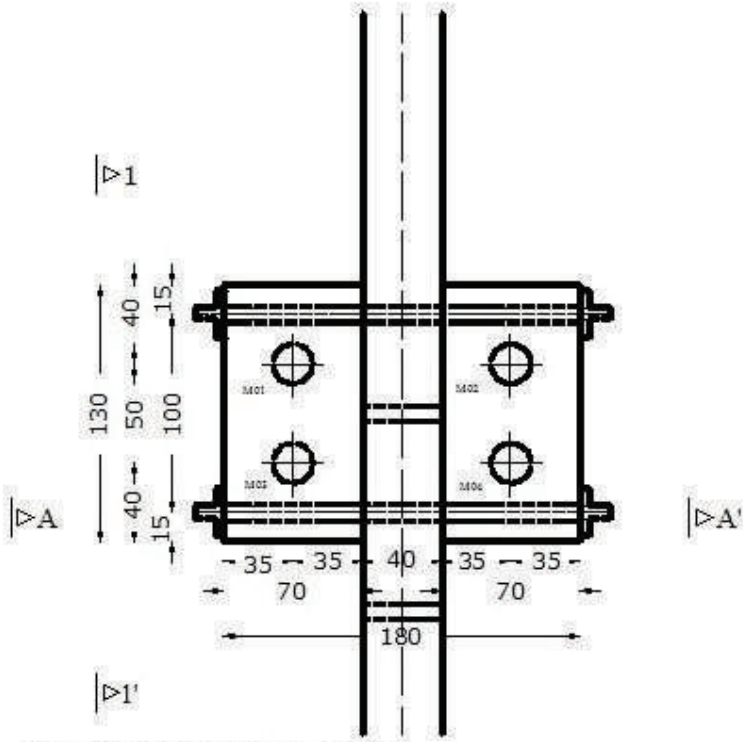
COUPE LONGITUDINALE DE LA POUTRE B-B
ECH = 1/1000



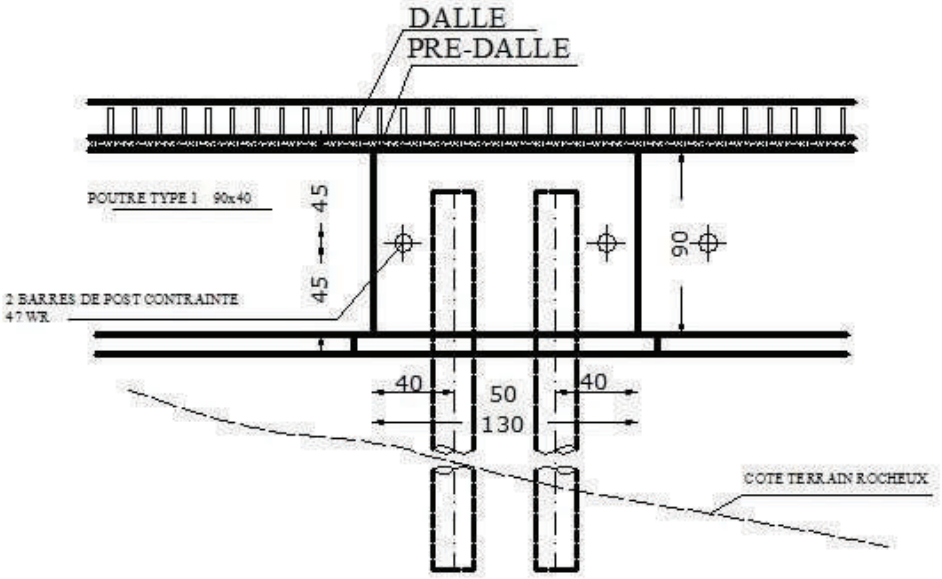
COUPE TRANSVERSALE POUTRE
ECH = 1/500



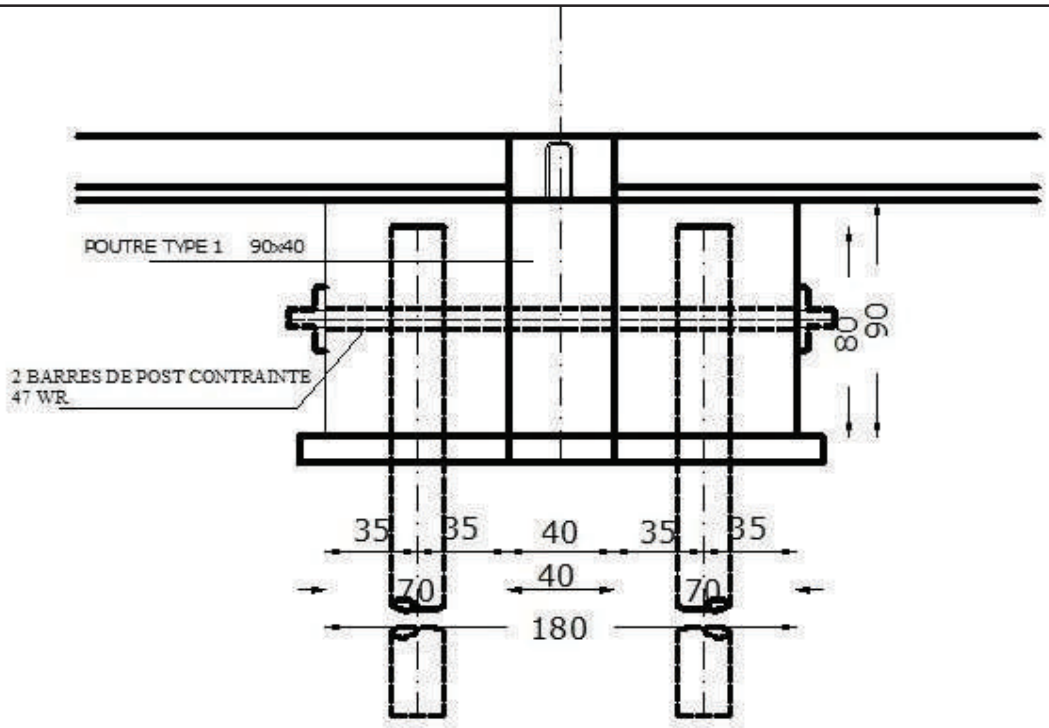
SECTION TRANSVERSALE POUTRE+HOURDIS A-A
ECH = 1/500



VUE EN PLAN POUTRE + SOCLE
ECH = 1/1000



ELEVATION 1-1'
ECH = 1/1000

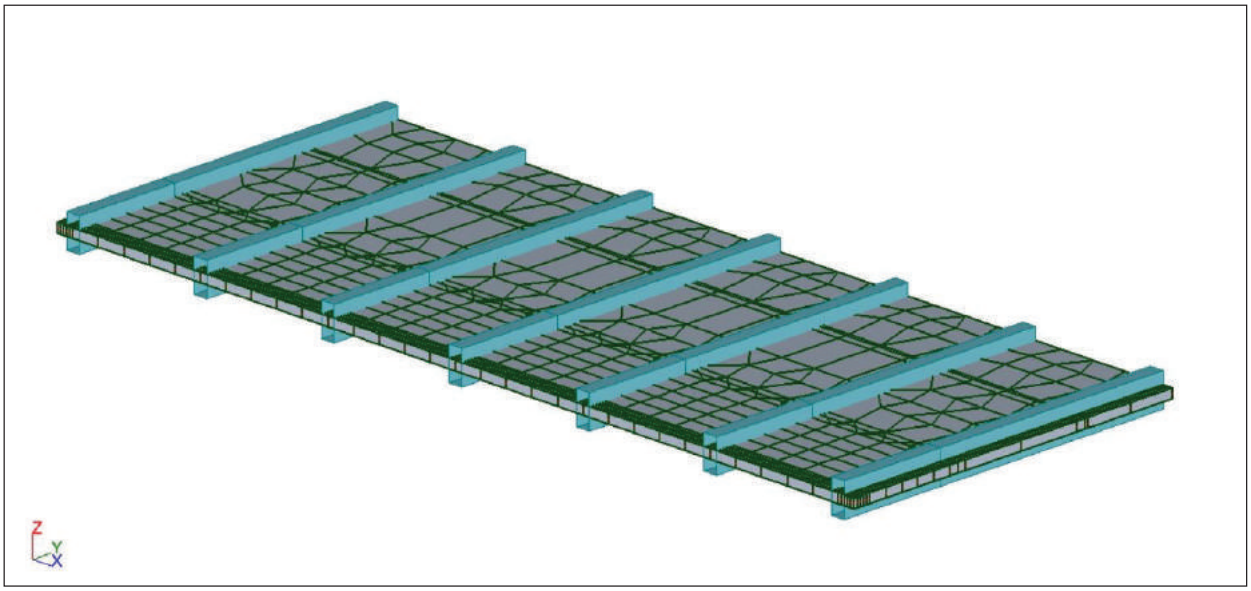


COUPE TRANSVERSALE POUTRE+SOCLE A-A'
ECH = 1/1000

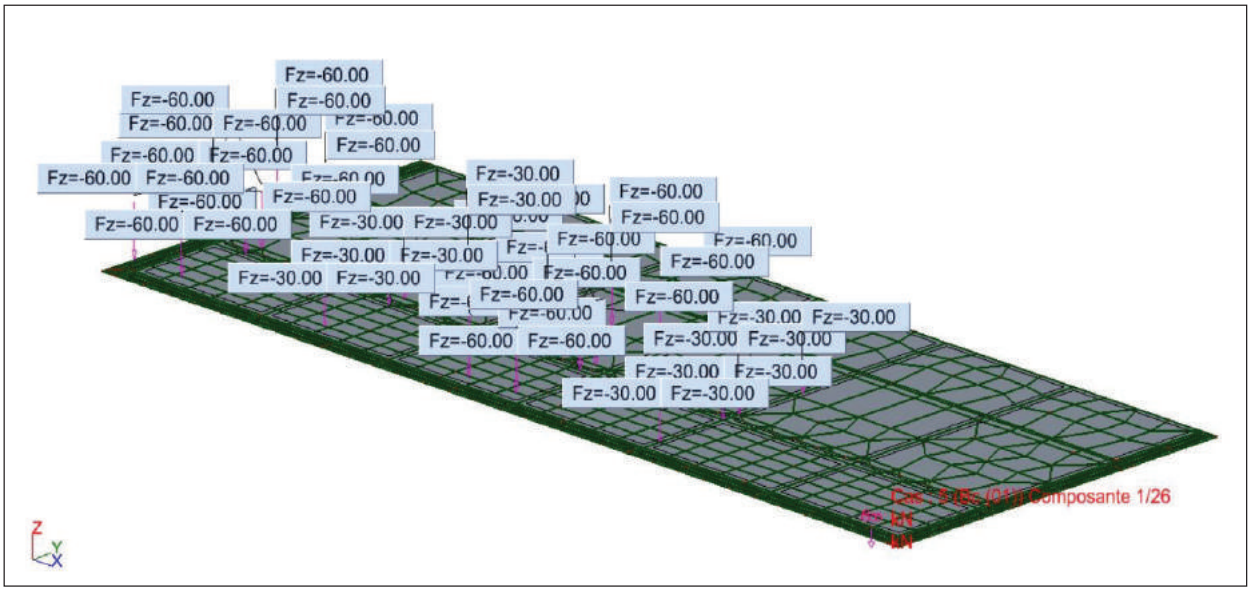
ANNEXE C :

VUE DES CAS DE CHARGES

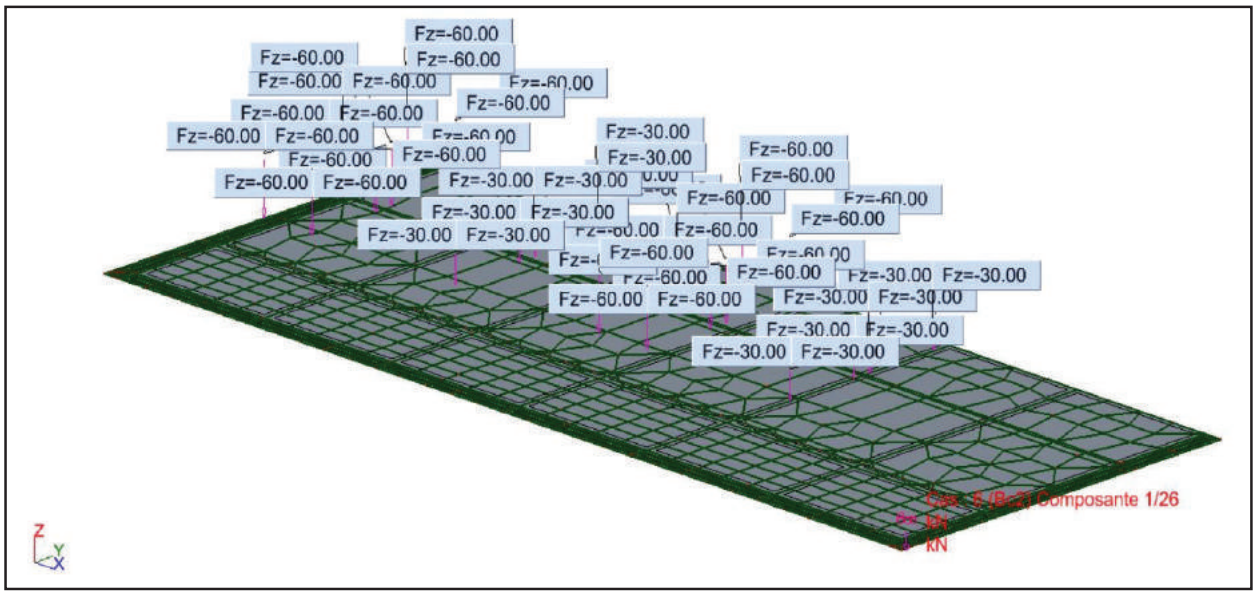
Vue structure



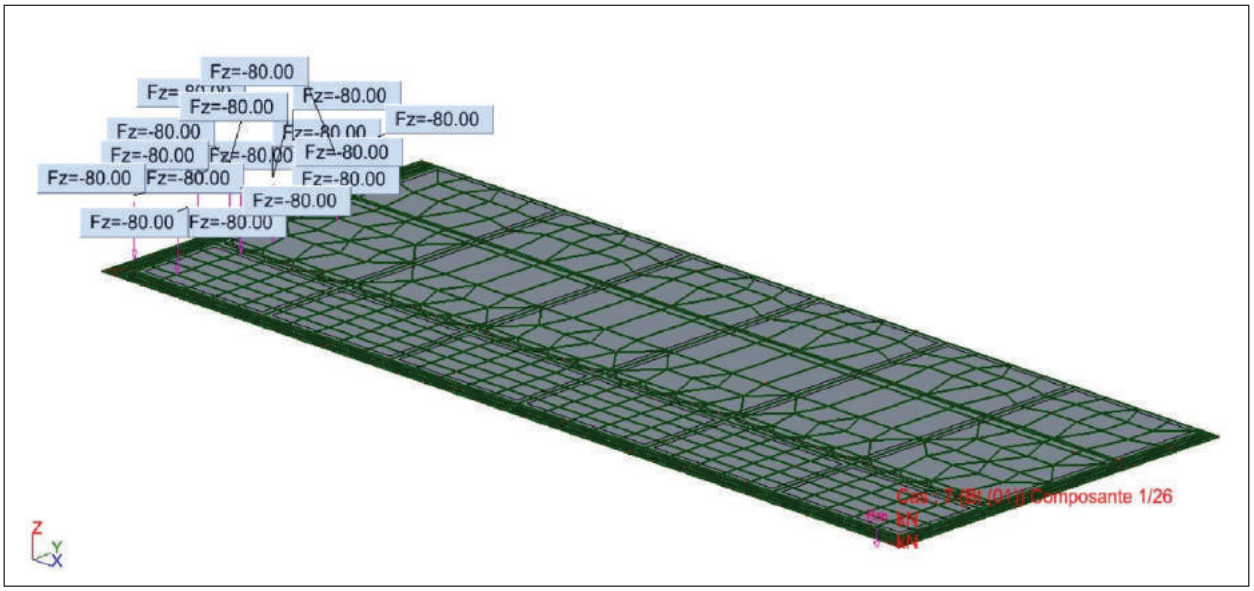
Vue - Cas : 5 (Bc (01)) Composante 1/26



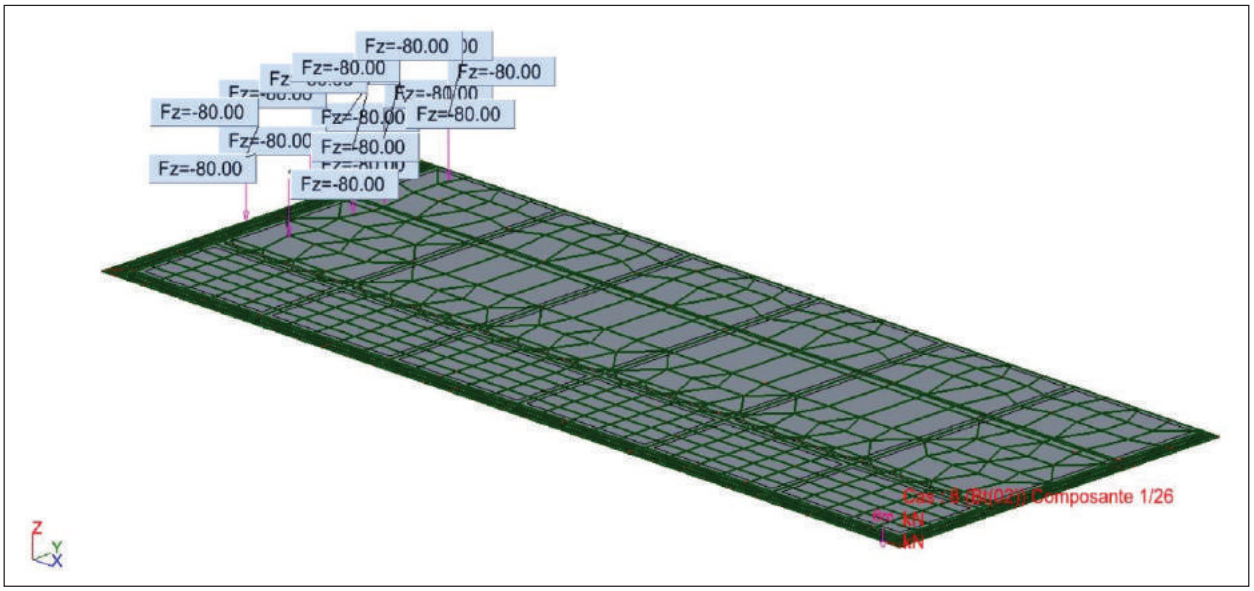
Vue - Cas : 6 (Bc2) Composante 1/26



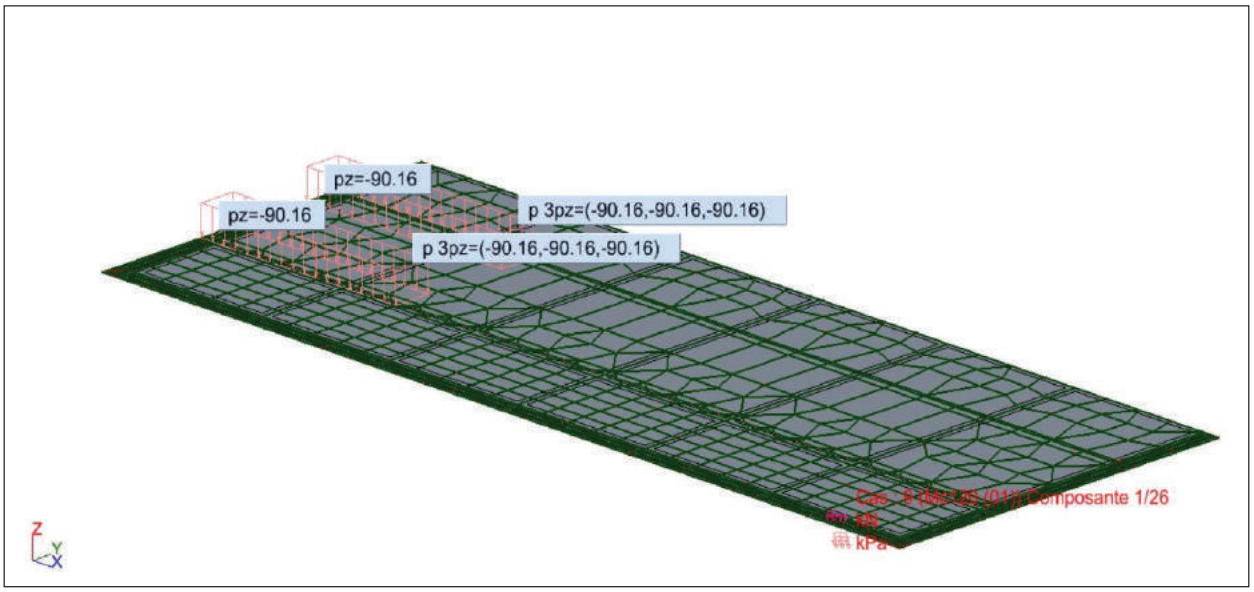
Vue - Cas : 7 (Bt (01)) Composante 1/26



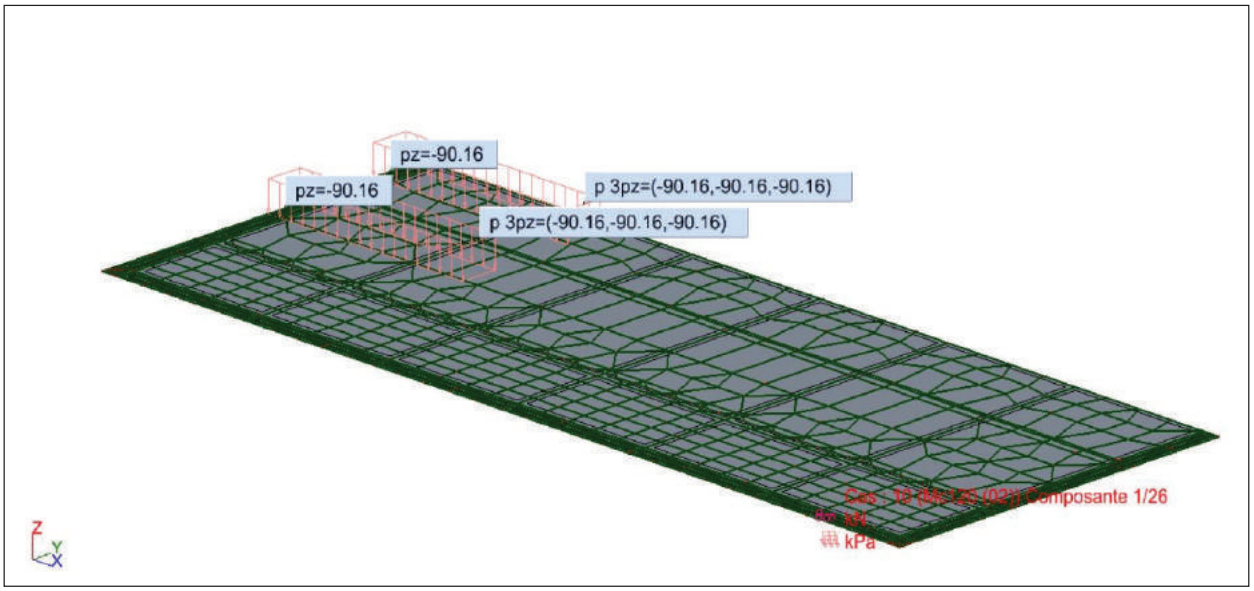
Vue - Cas : 8 (Bt(02)) Composante 1/26



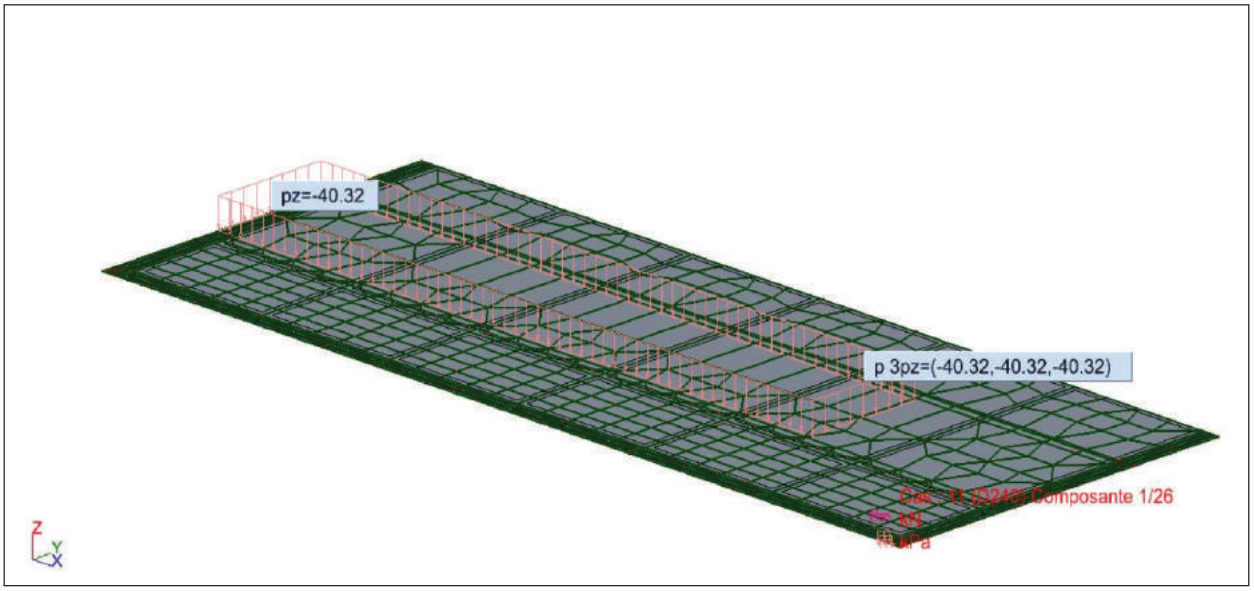
Vue - Cas : 9 (Mc120 (01)) Composante 1/26



Vue - Cas : 10 (Mc120 (02)) Composante 1/26



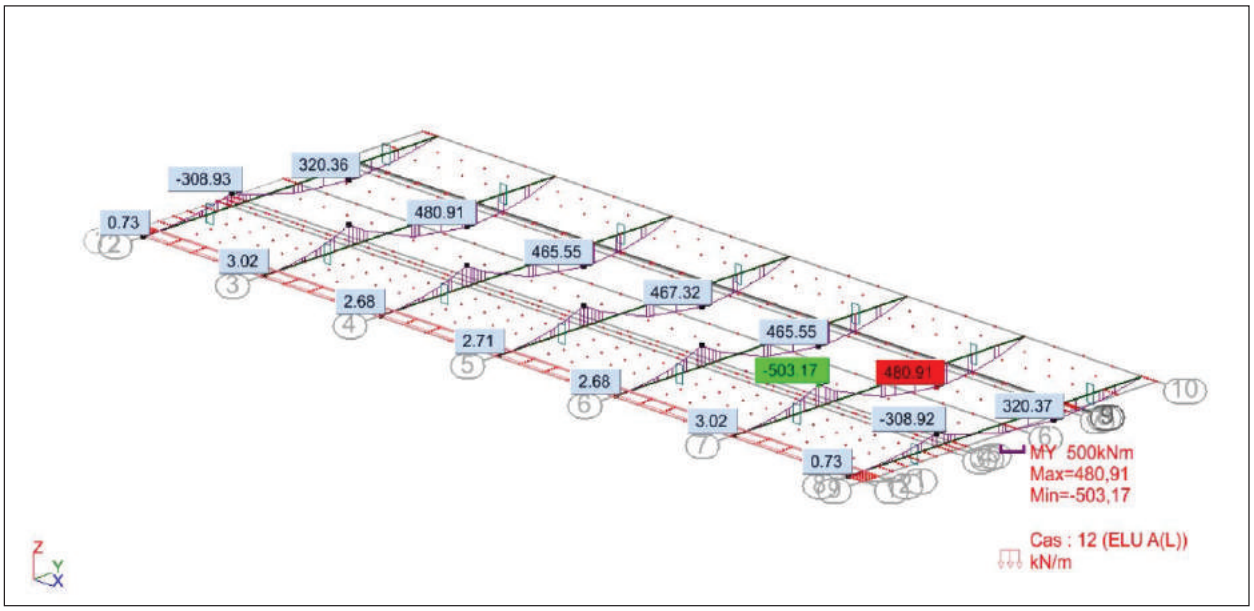
Vue - Cas : 11 (D240) Composante 1/26



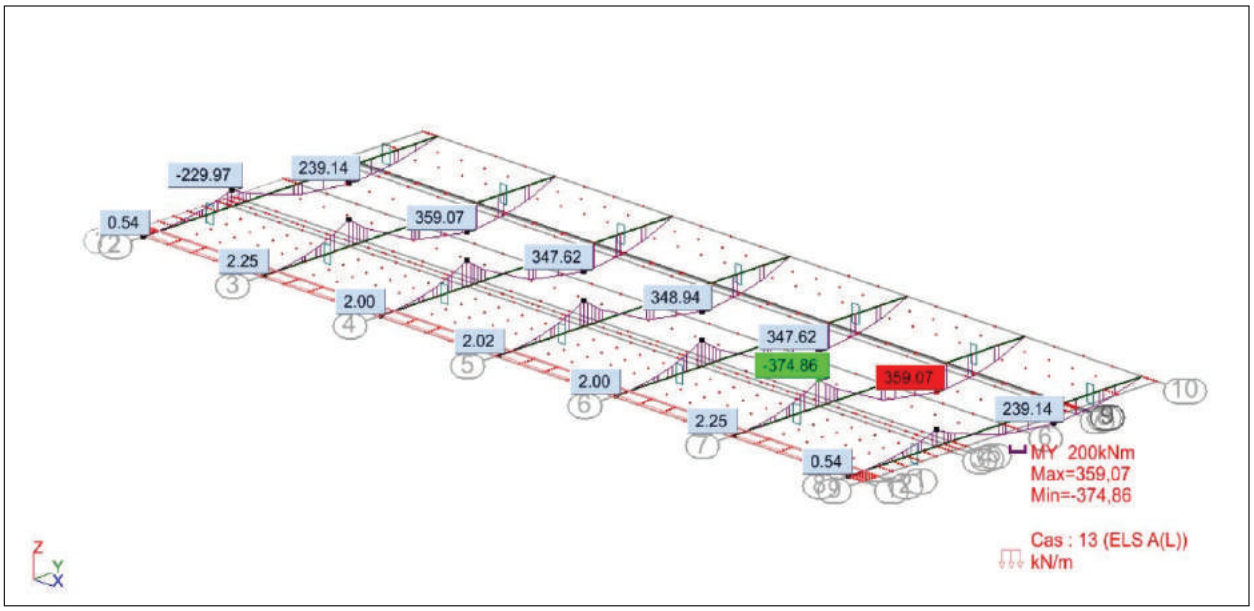
ANNEXE D :

DIAGRAMME DES MOMENTS AU NIVEAU DES POUTRES

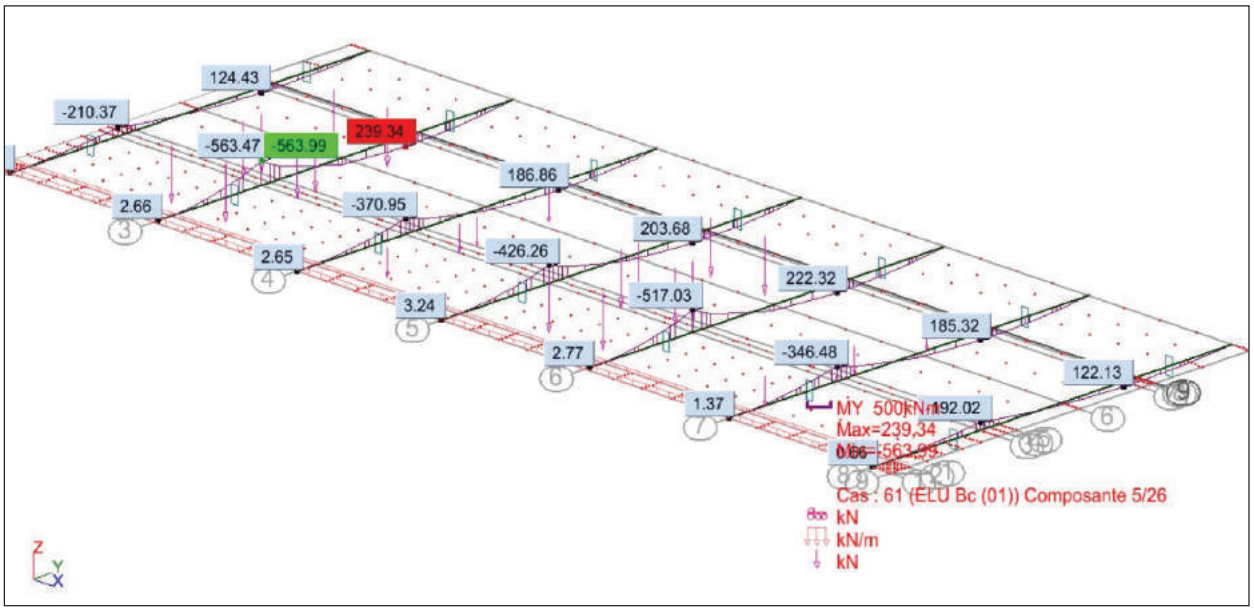
Vue - MY; Cas : 12 (ELU A(L)) 1



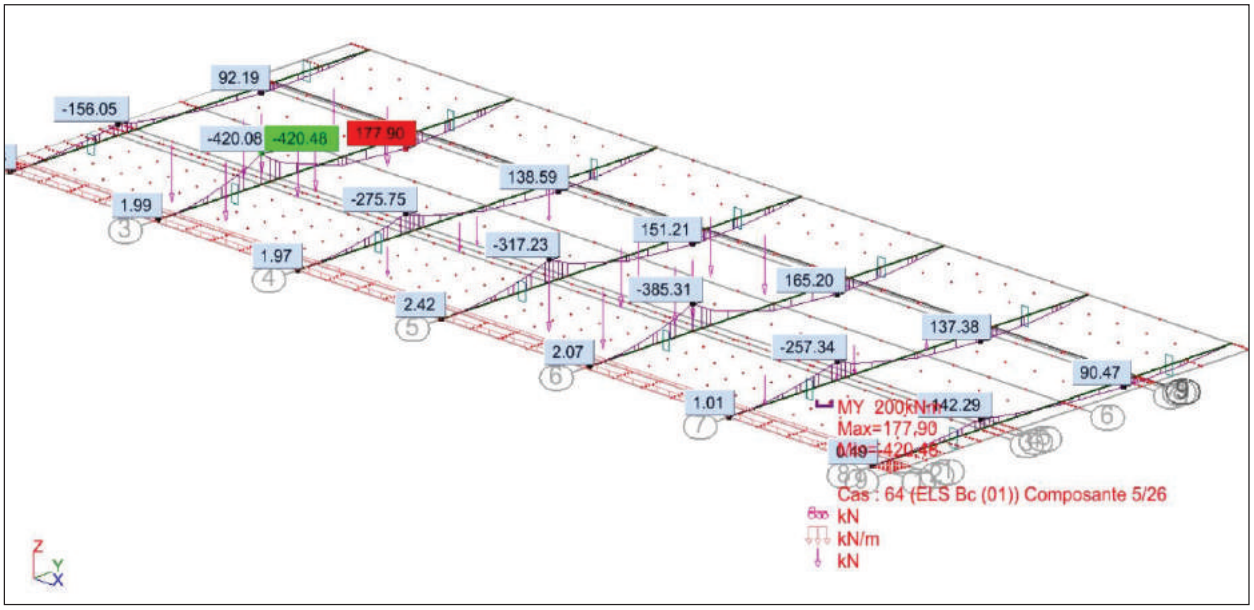
Vue - MY; Cas : 13 (ELS A(L)) 1



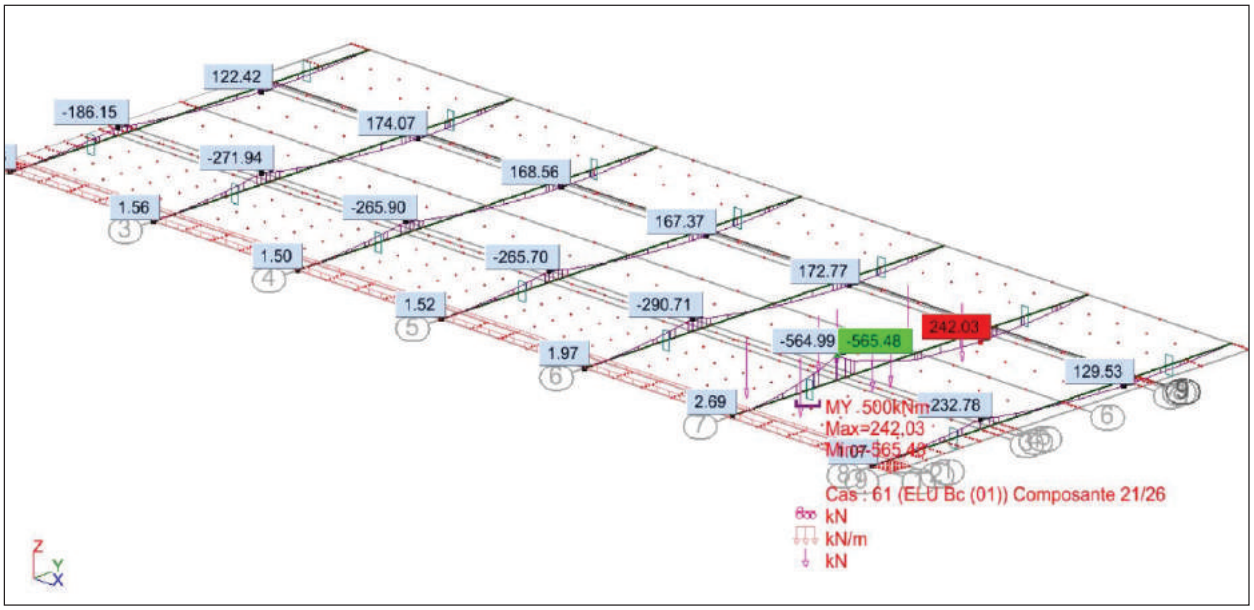
Vue - MY; Cas : 61 (ELU Bc (01)) Composante 5/26 nap inf



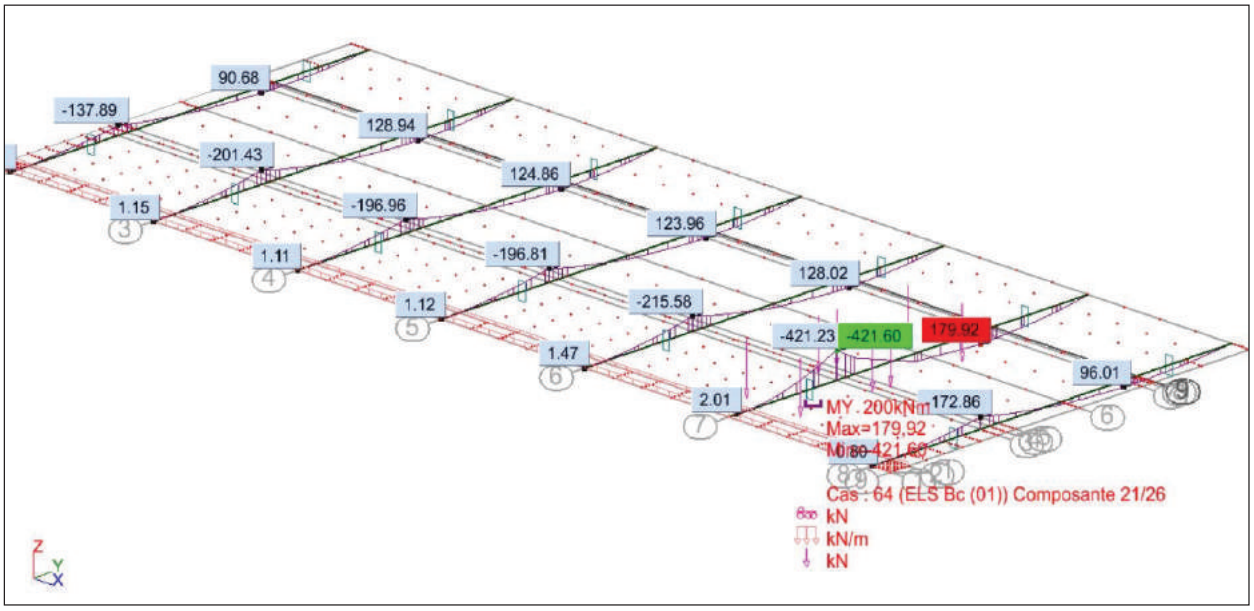
Vue - MY; Cas : 64 (ELS Bc (01)) Composante 5/26nap inf



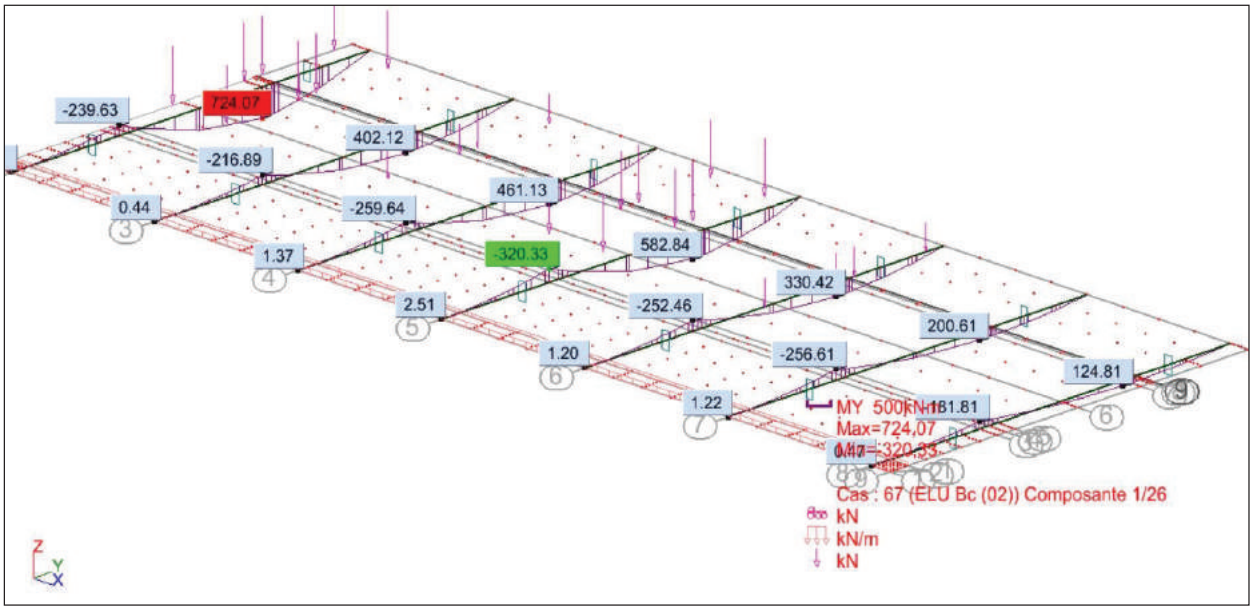
Vue - MY; Cas : 61 (ELU Bc (01)) Composante 21/26 nap sup



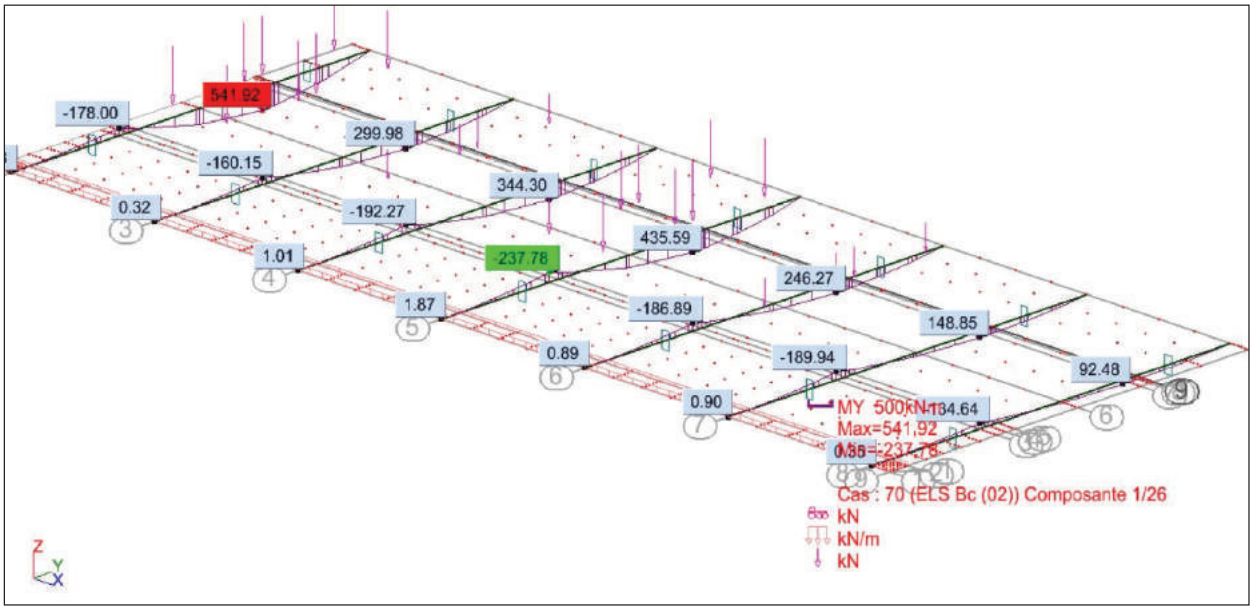
Vue - MY; Cas : 64 (ELS Bc (01)) Composante 21/26 nap sup



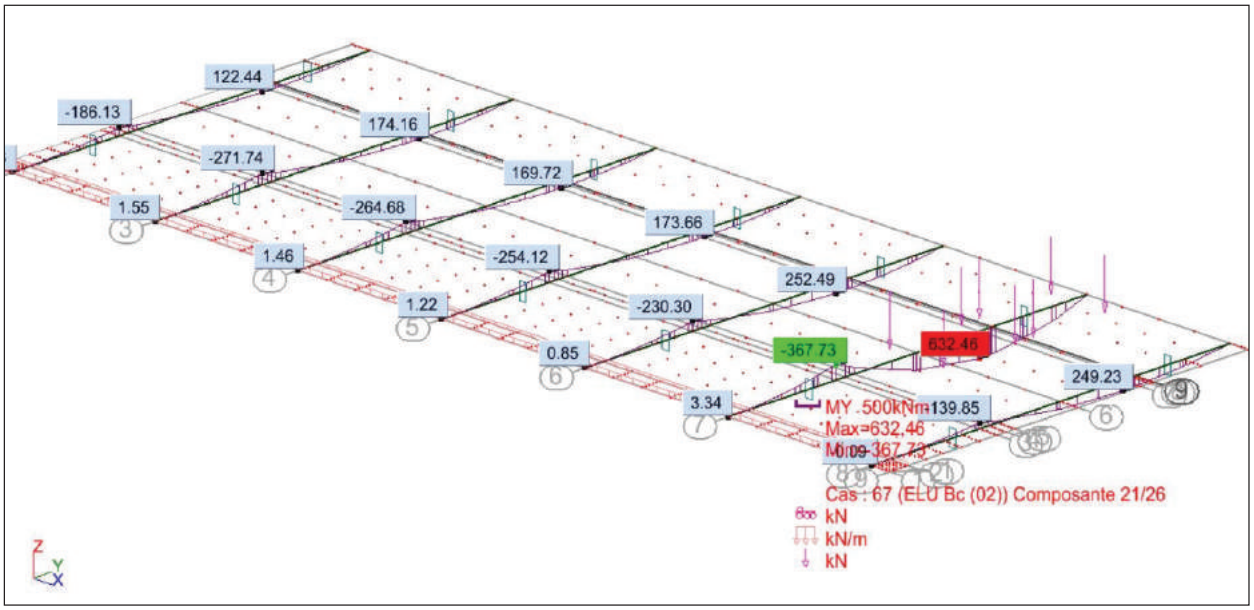
Vue - MY; Cas : 67 (ELU Bc (02)) Composante 1/26 nap inf



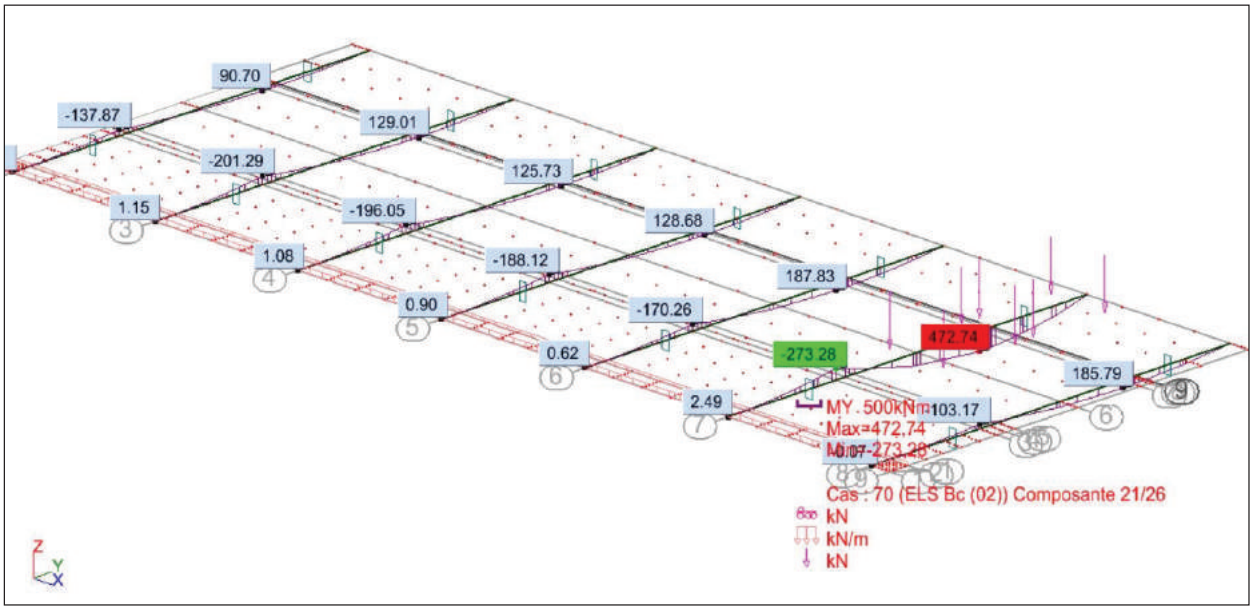
Vue - MY; Cas : 70 (ELS Bc (02)) Composante 1/26 nap inf



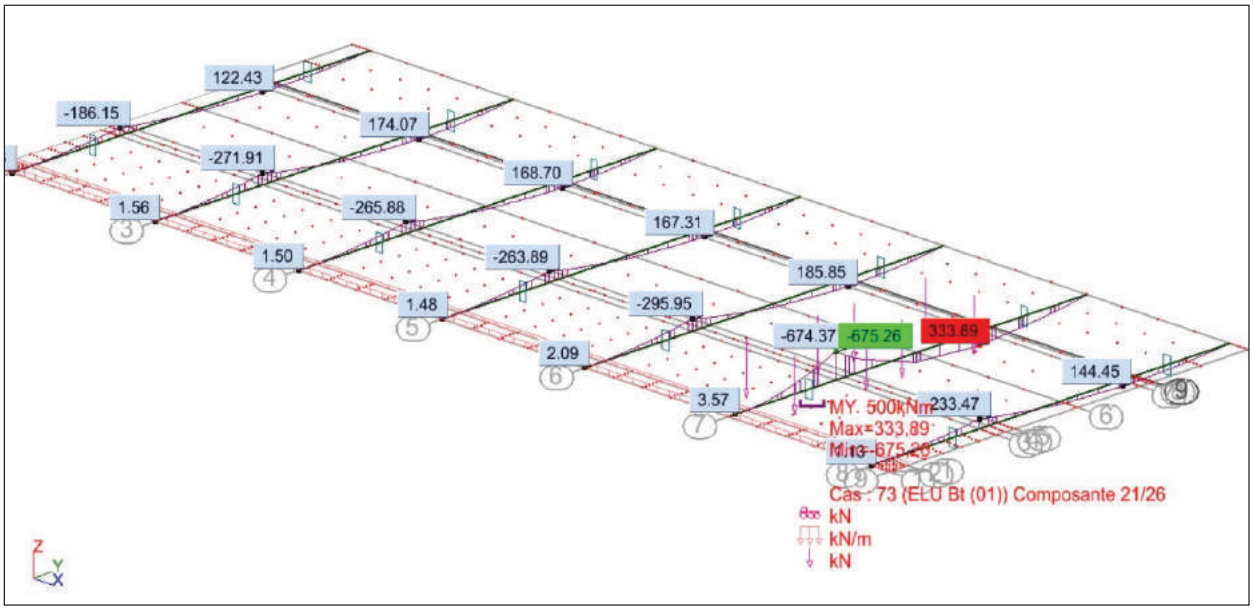
Vue - MY; Cas : 67 (ELU Bc (02)) Composante 21/26 nap sup



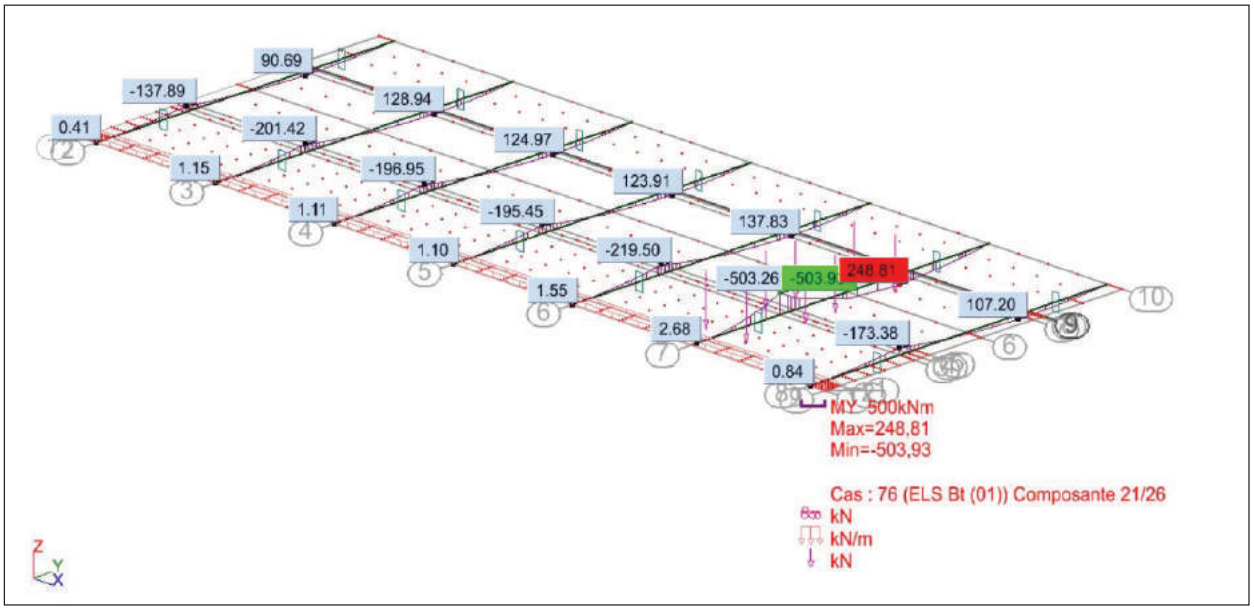
Vue - MY; Cas : 70 (ELS Bc (02)) Composante 21/26 nap sup



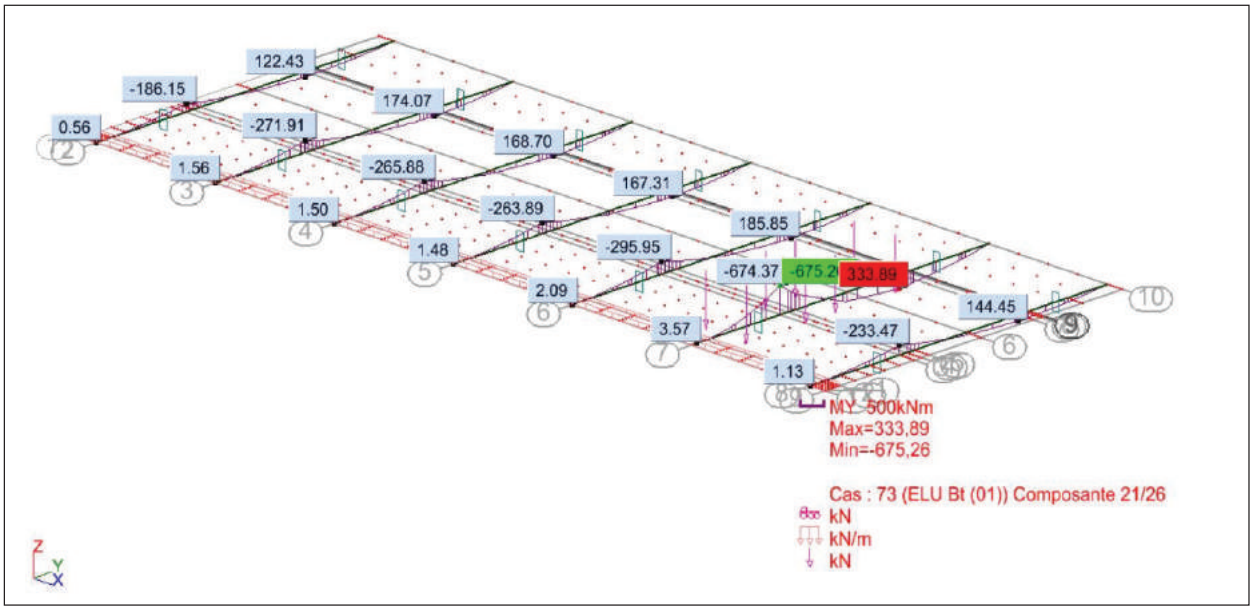
Vue - MY; Cas : 73 (ELU Bt (01)) Composante 21/26 NAP INF



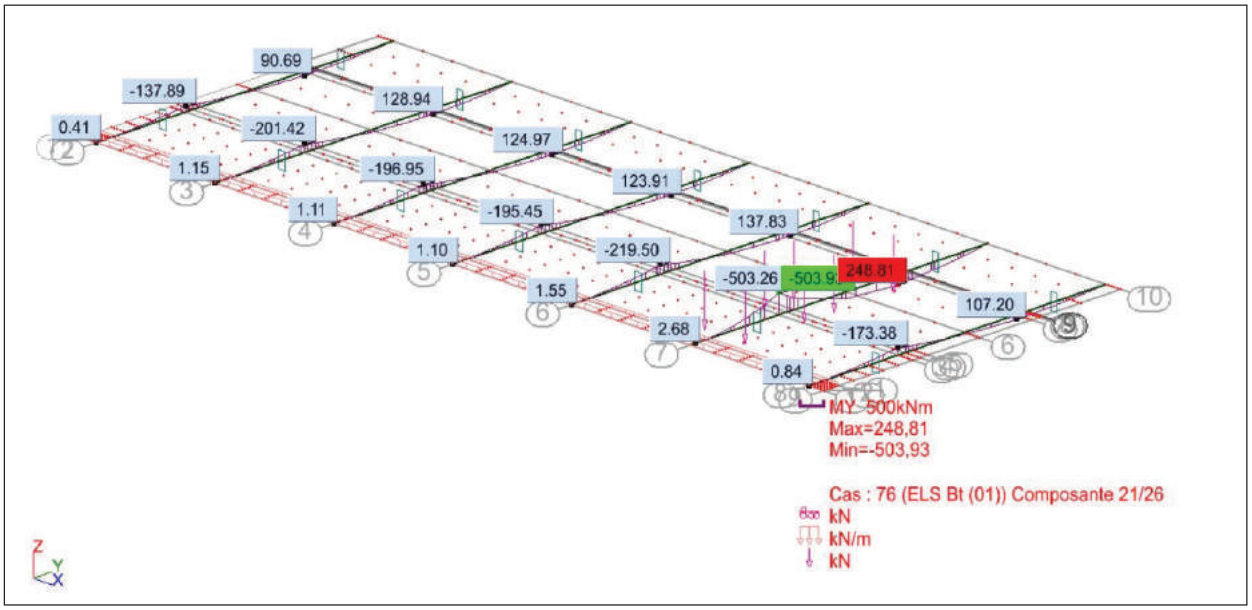
Vue - MY; Cas : 76 (ELS Bt (01)) Composante 21/26NAP INF



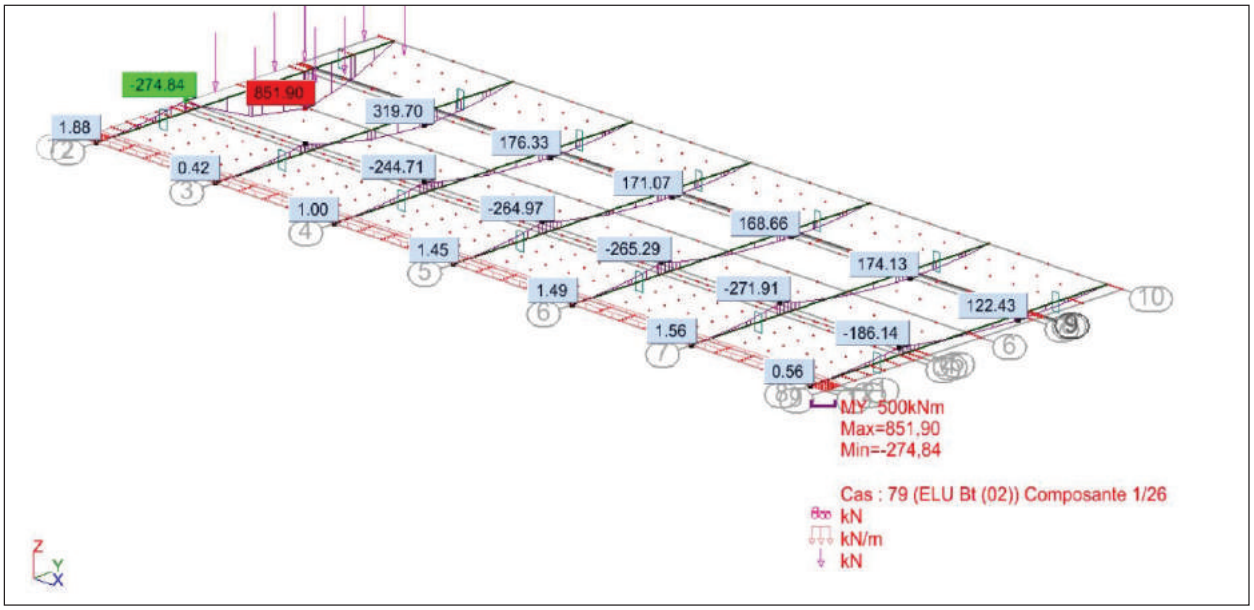
Vue - MY; Cas : 73 (ELU Bt (01)) Composante 21/26 1 NAP SUP



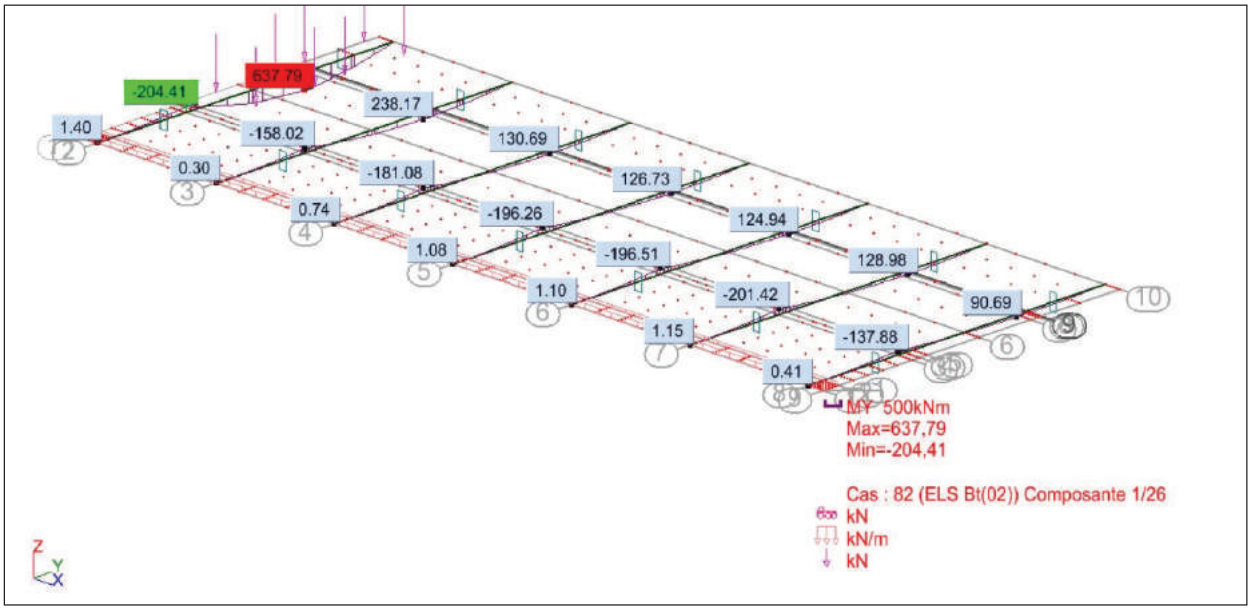
Vue - MY; Cas : 76 (ELS Bt (01)) Composante 21/26 1 NAP SUP



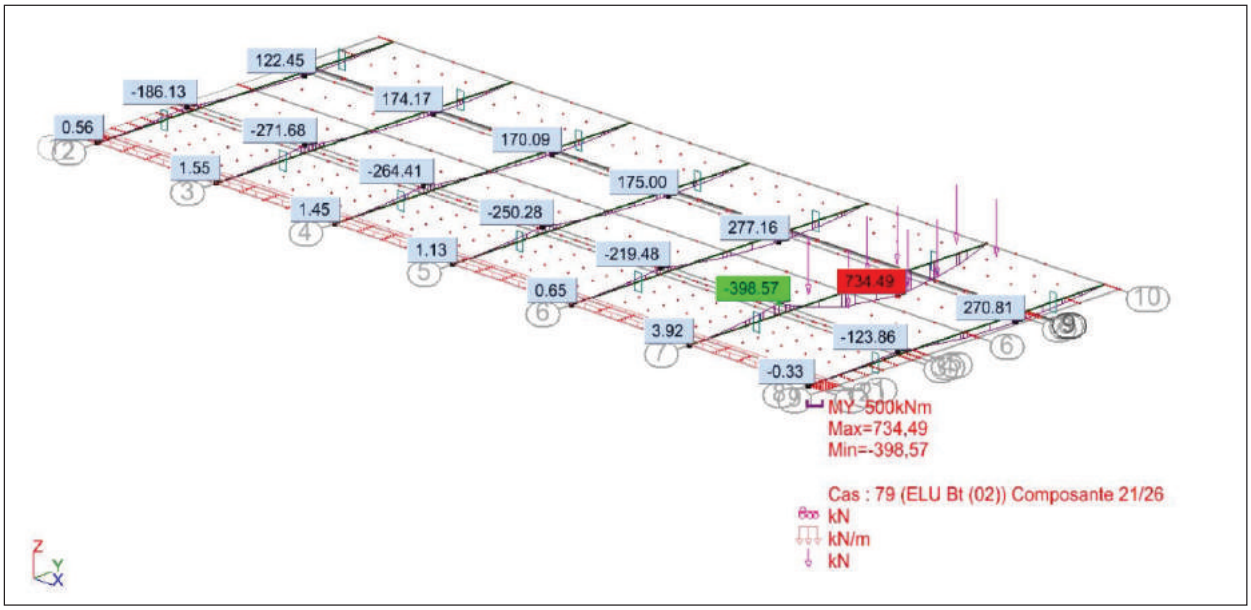
Vue - MY; Cas : 79 (ELU Bt (02)) Composante 1/26 NAP INF



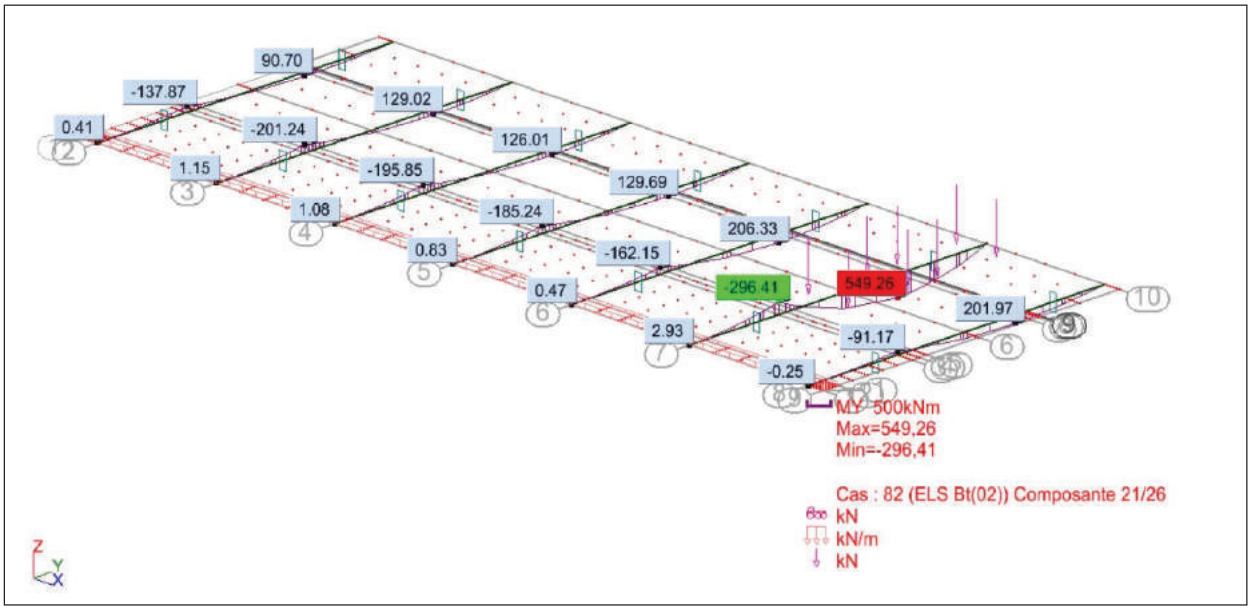
Vue - MY; Cas : 82 (ELS Bt(02)) Composante 1/26 1 NAP INF



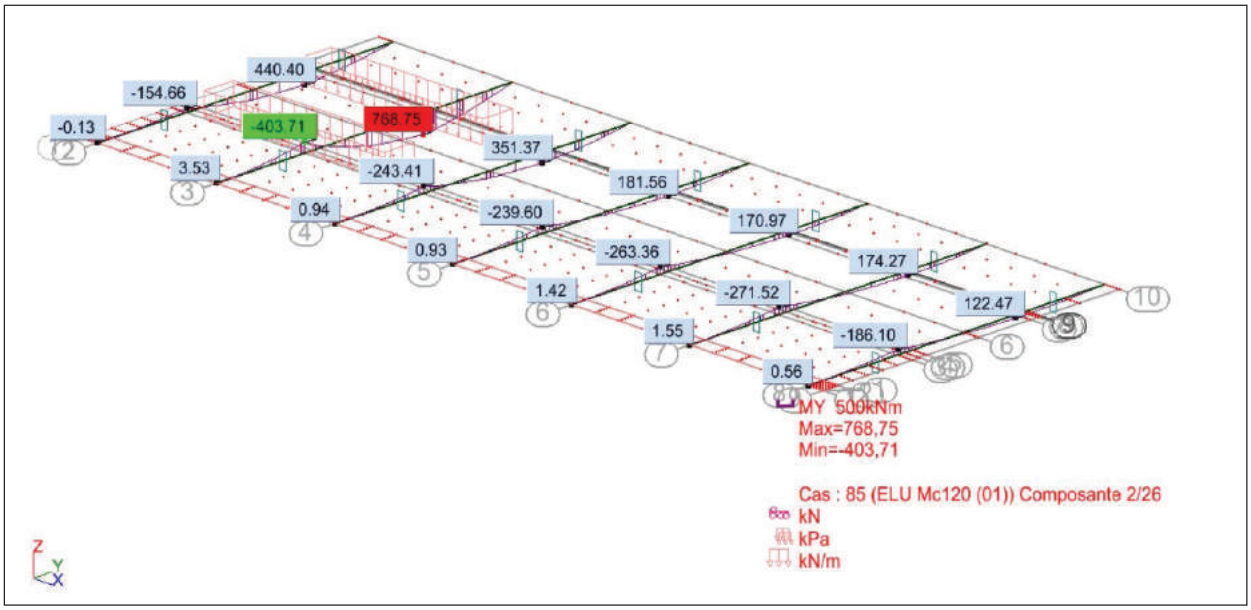
Vue - MY; Cas : 79 (ELU Bt (02)) Composante 21/26 1 NAP SUP



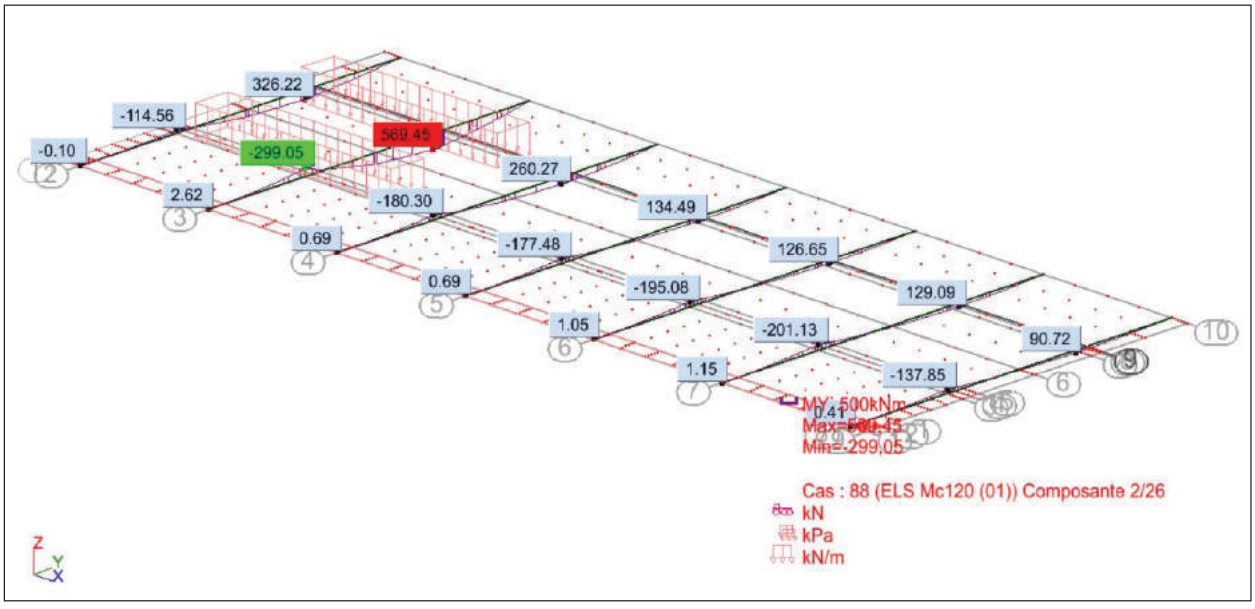
Vue - MY; Cas : 82 (ELS Bt(02)) Composante 21/26 NAP SUP



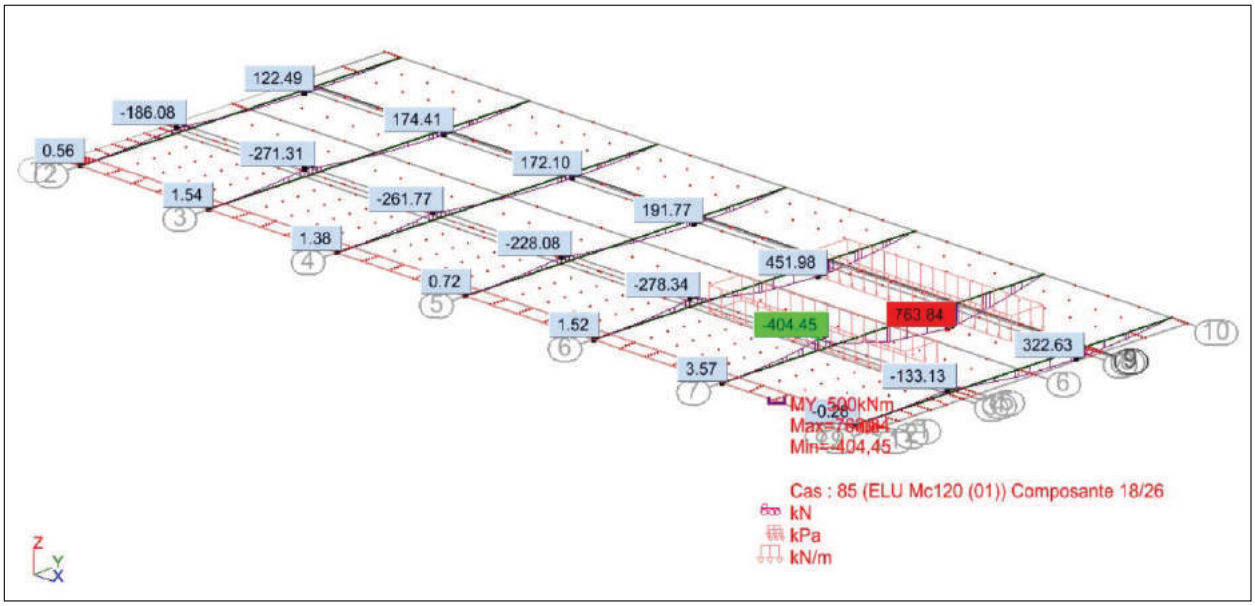
Vue - MY; Cas : 85 (ELU Mc120 (01)) Composante 2/26 nap inf



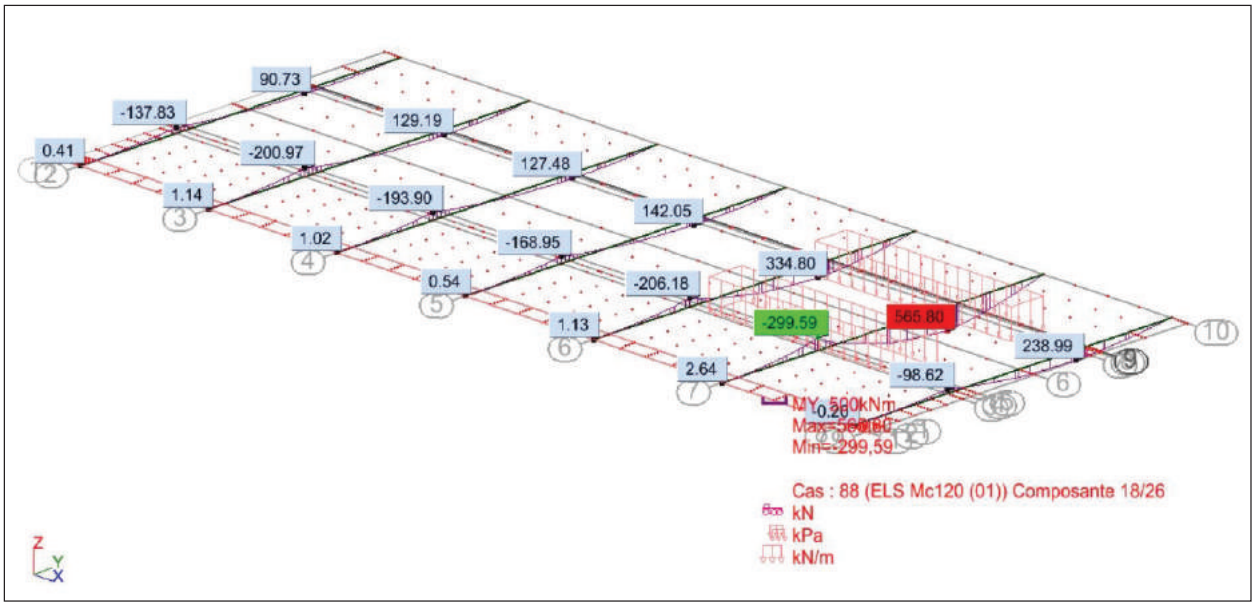
Vue - MY; Cas : 88 (ELS Mc120 (01)) Composante 2/26 nap inf



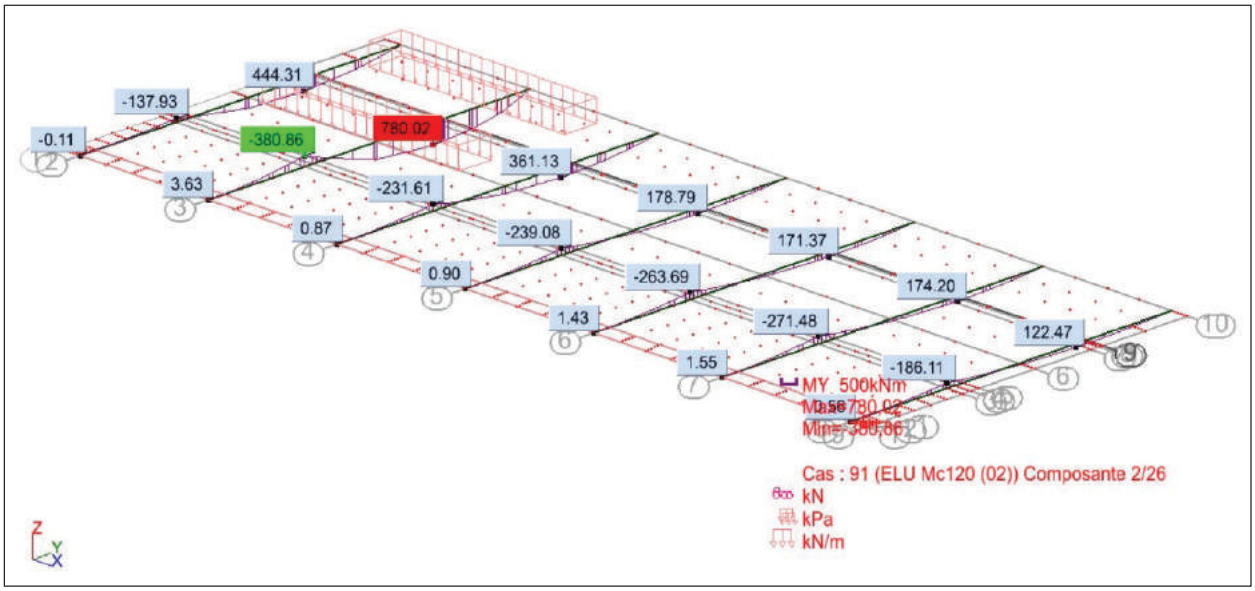
Vue - MY; Cas : 85 (ELU Mc120 (01)) Composante 18/26 nap sup.



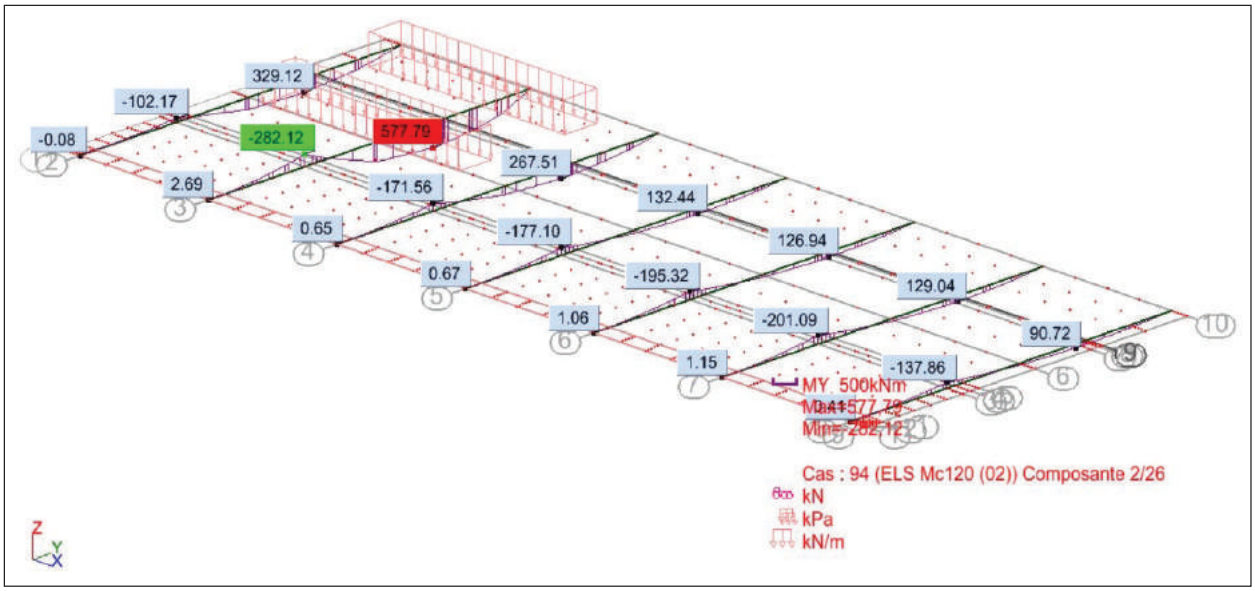
Vue - MY; Cas : 88 (ELS Mc120 (01)) Composante 18/26 nap sup



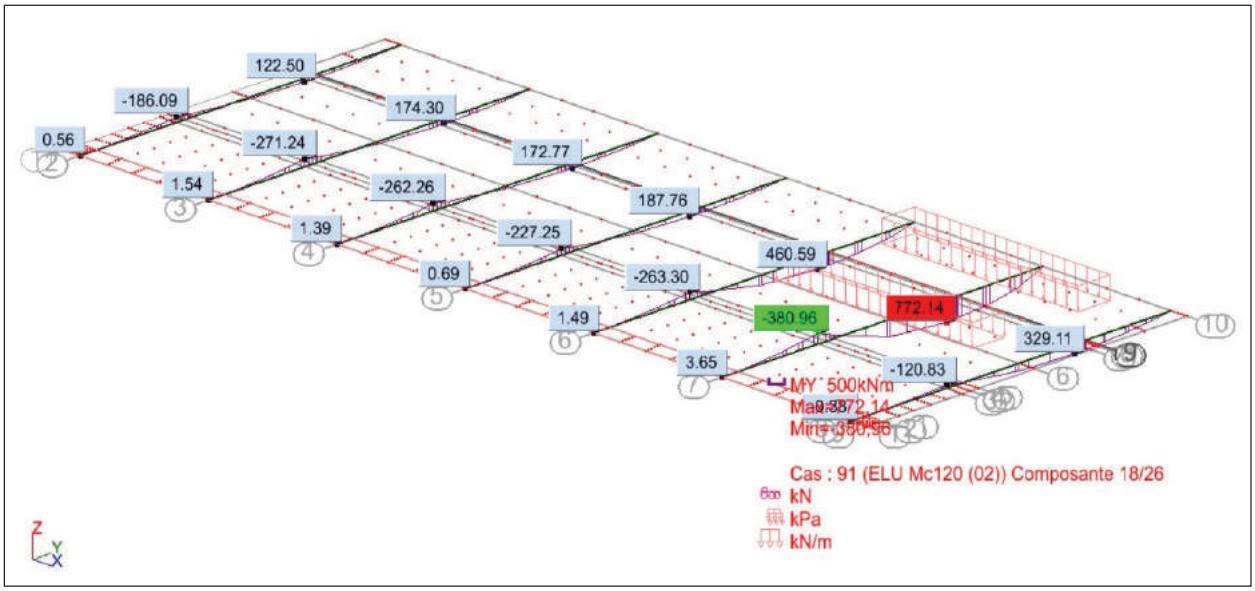
Vue - MY; Cas : 91 (ELU Mc120 (02)) Composante 2/26 nap inf



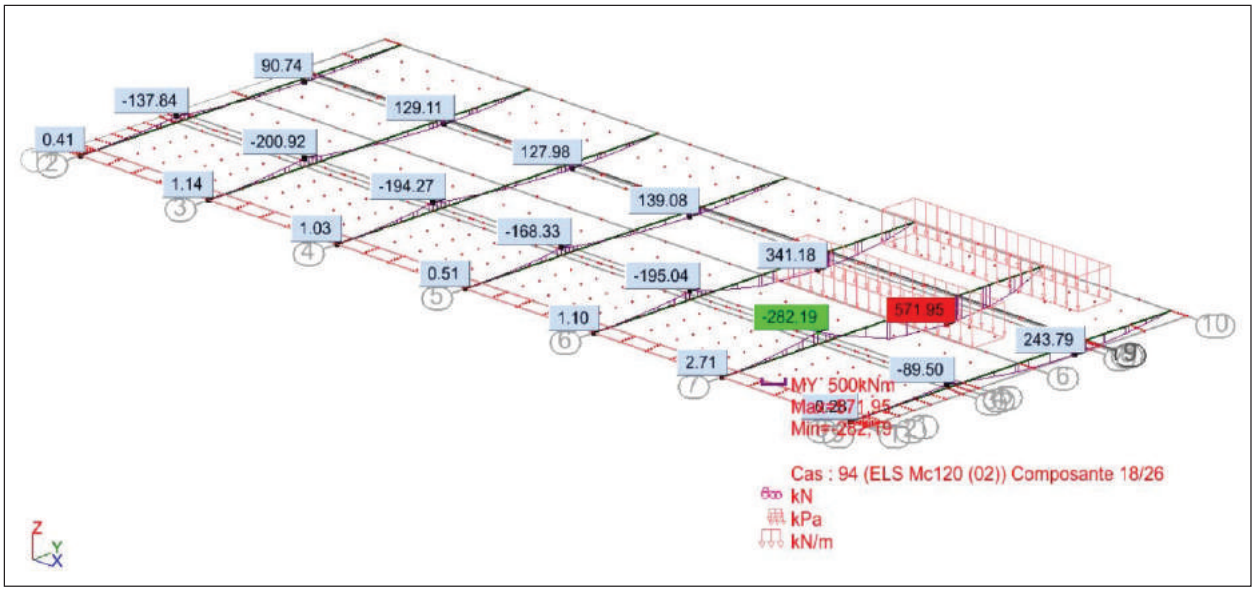
Vue - MY; Cas : 94 (ELS Mc120 (02)) Composante 2/26 nap inf



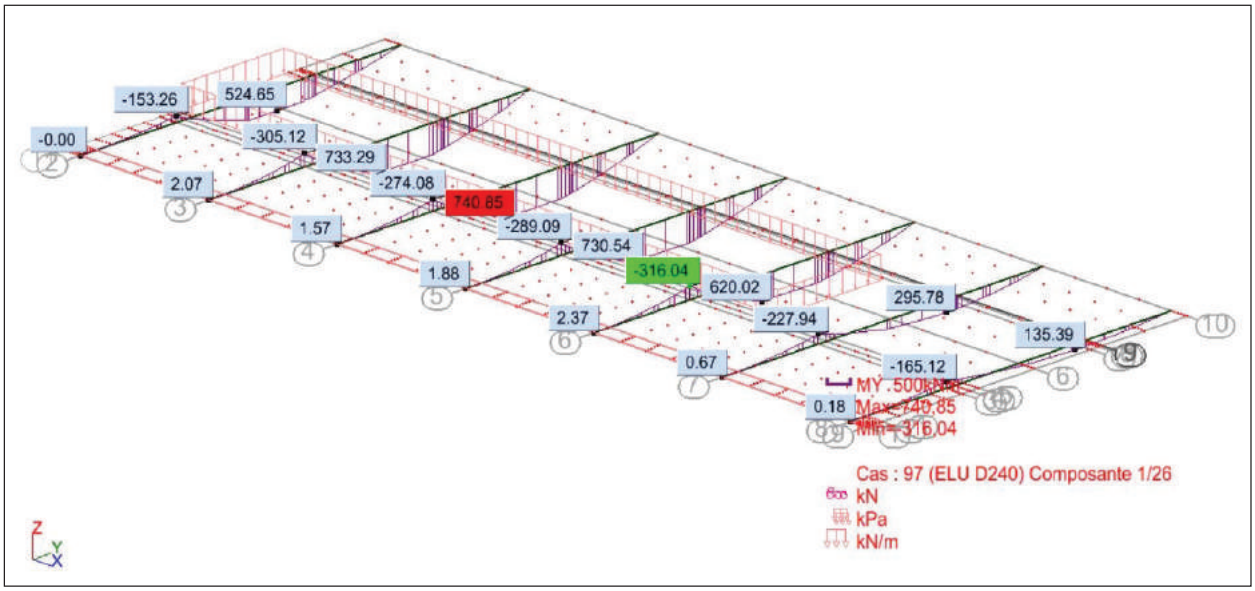
Vue - MY; Cas : 91 (ELU Mc120 (02)) Composante 18/26 sup



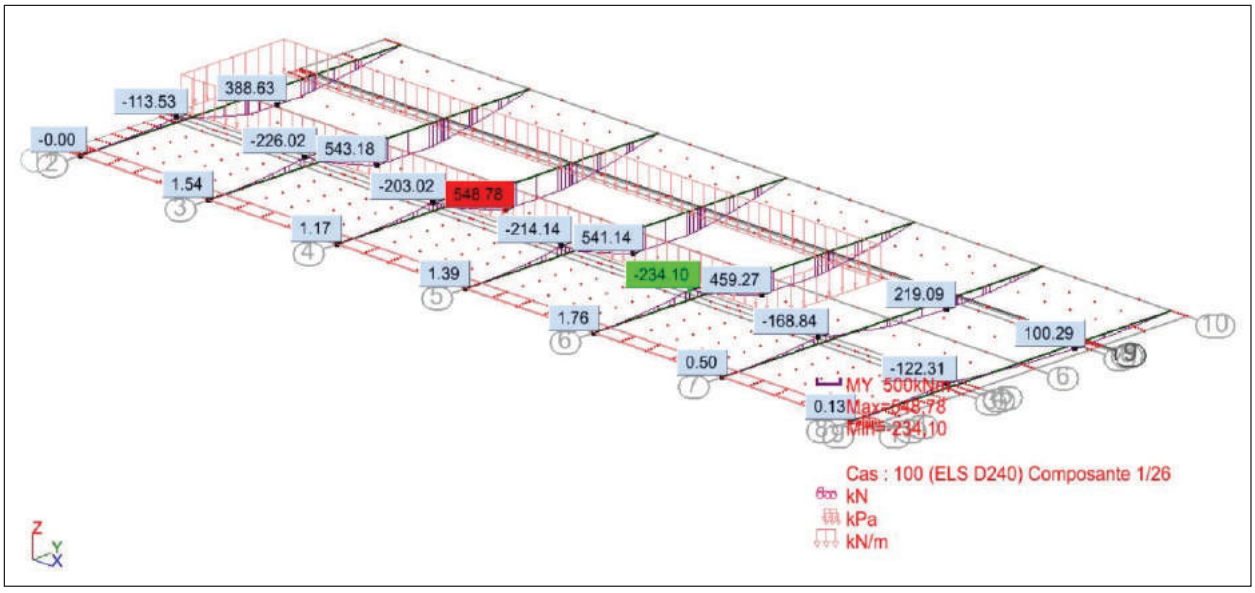
Vue - MY; Cas : 94 (ELS Mc120 (02)) Composante 18/26 nap sup



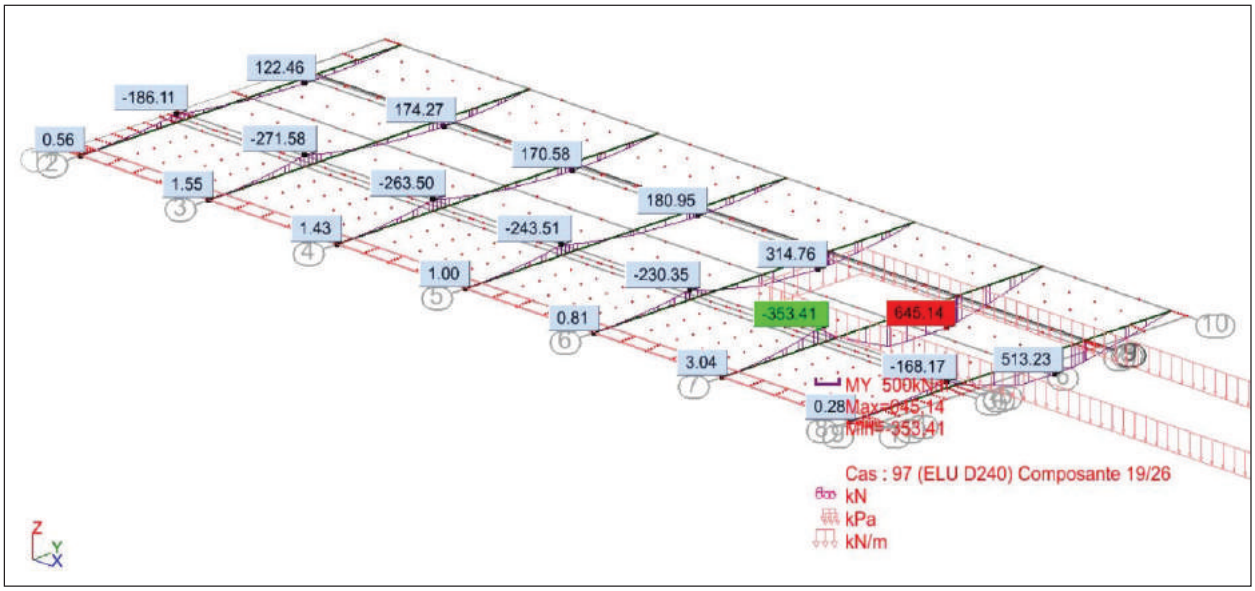
Vue - MY; Cas : 97 (ELU D240) Composante 1/26 nap inf



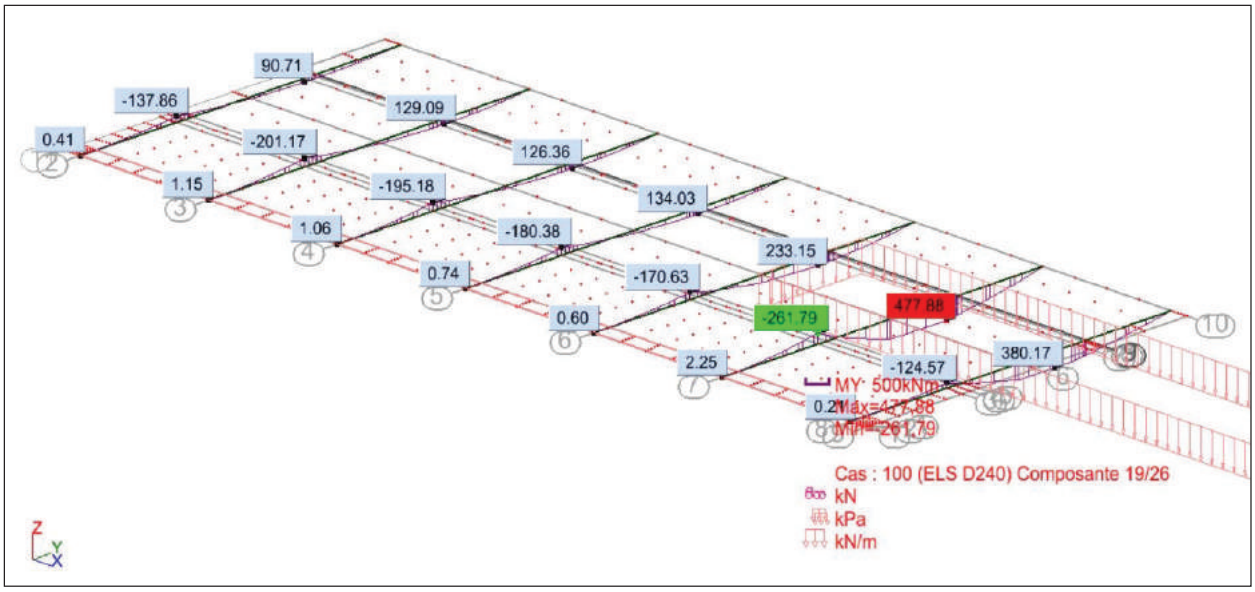
Vue - MY; Cas : 100 (ELS D240) Composante 1/26 nap inf



Vue - MY; Cas : 97 (ELU D240) Composante 19/26 nap Sup



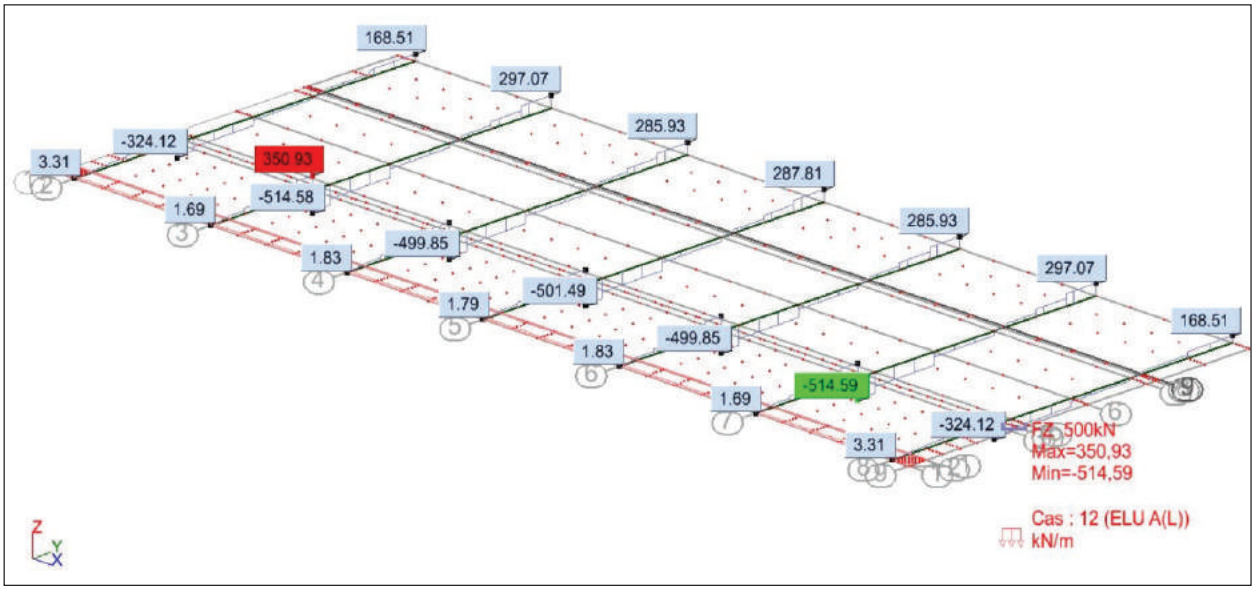
Vue - MY; Cas : 100 (ELS D240) Composante 19/26 nap sup



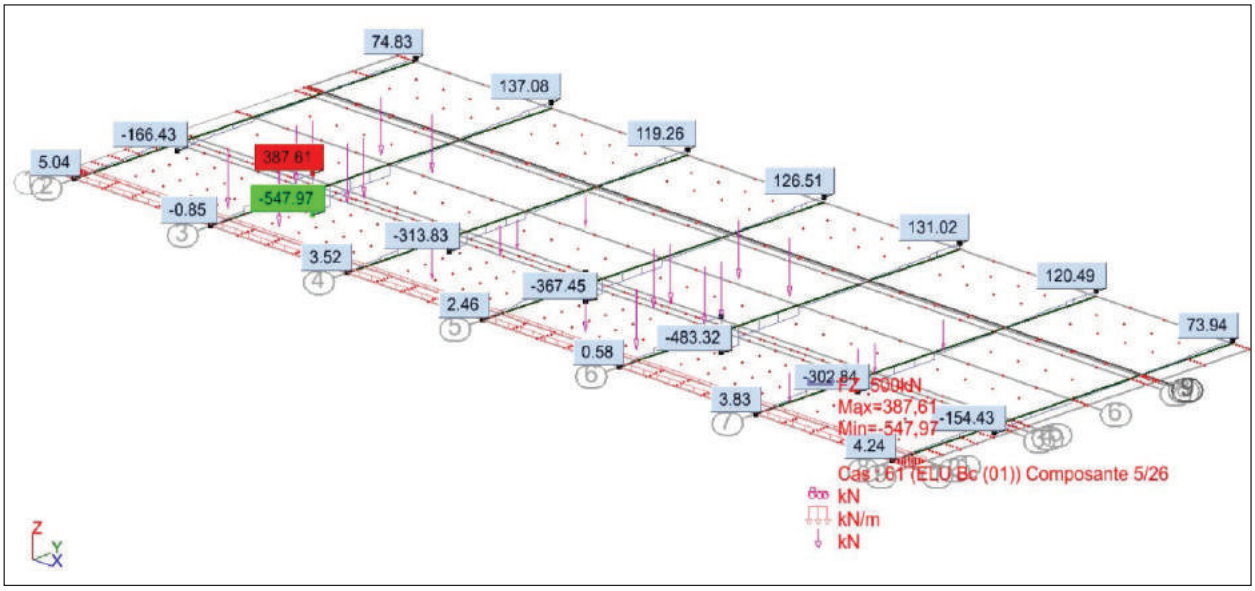
ANNEXE E :

DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS AU NIVEAU DES POUTRES

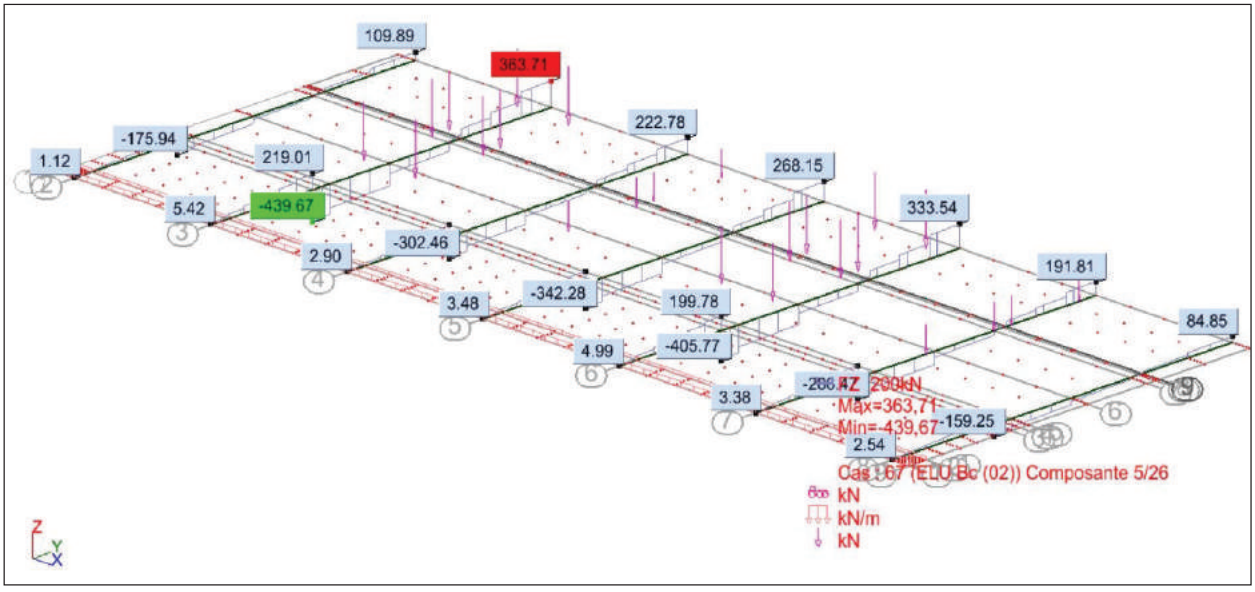
Vue - FZ; Cas : 12 (ELU A(L))



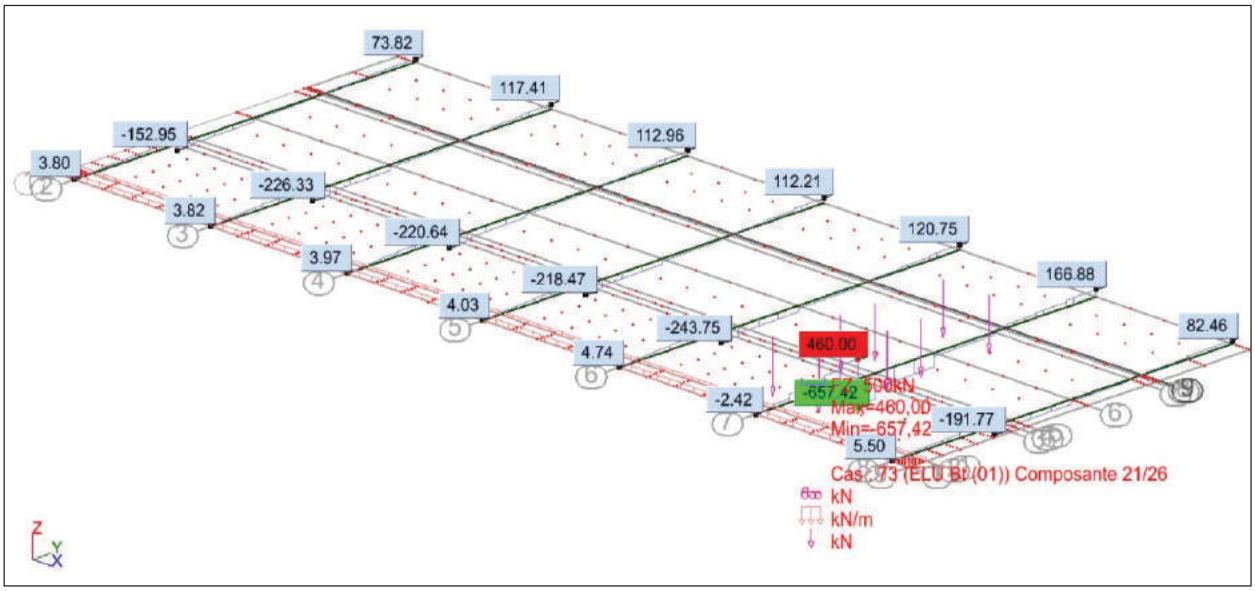
Vue - FZ; Cas : 61 (ELU Bc (01)) Composante 5/26



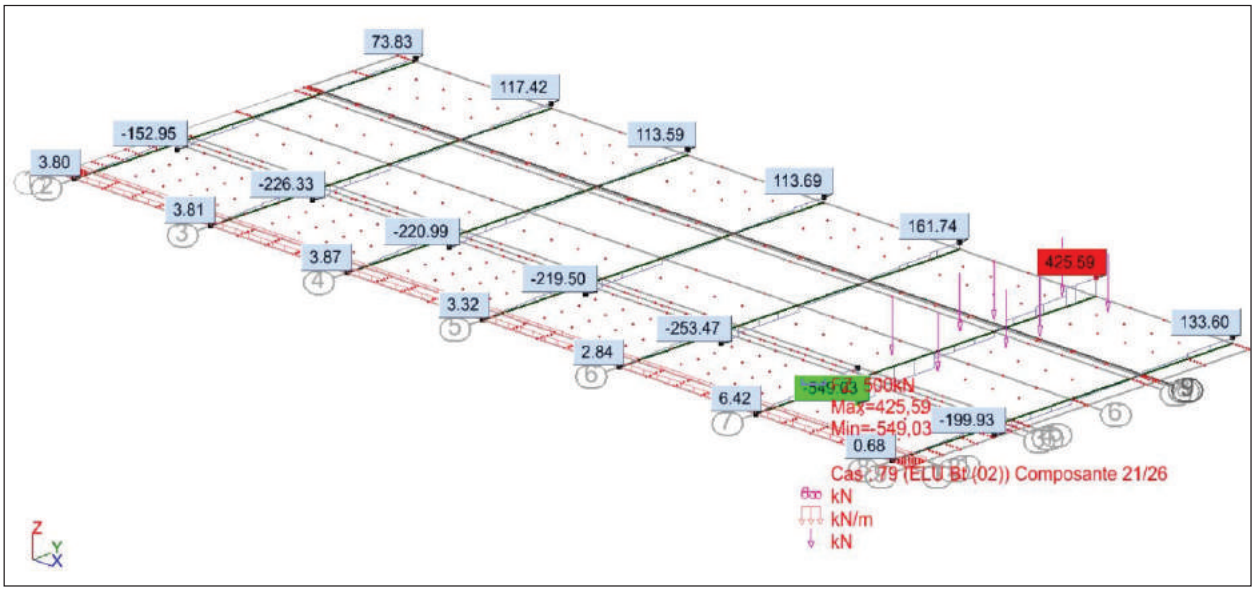
Vue - FZ; Cas : 67 (ELU Bc (02)) Composante 5/26



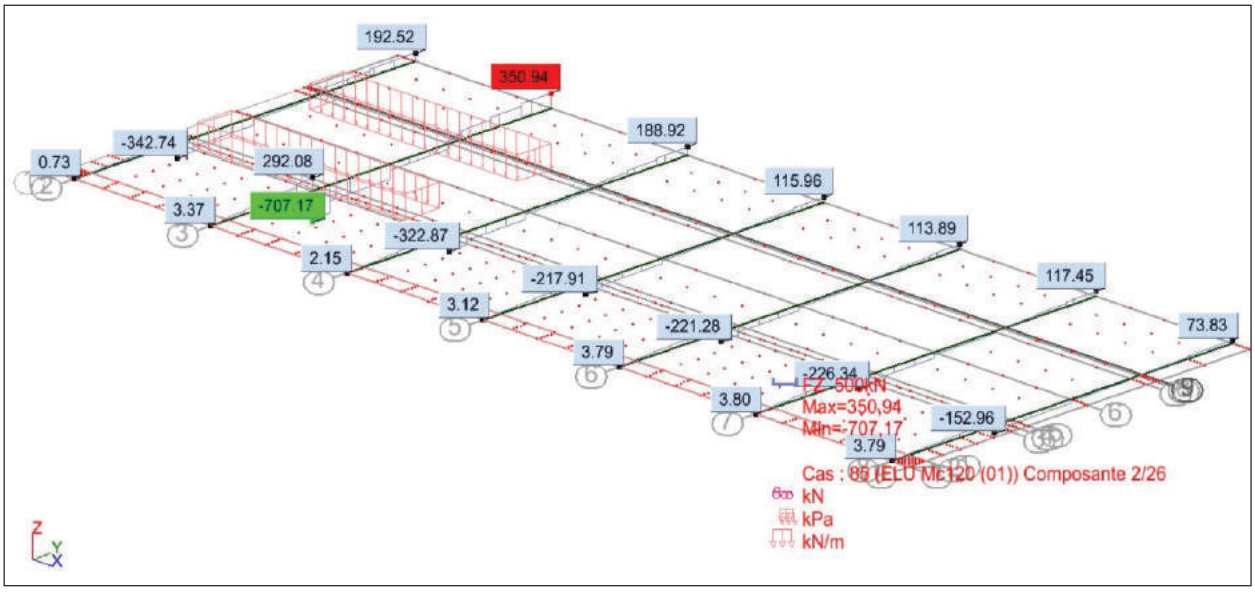
Vue - FZ; Cas : 73 (ELU Bt (01)) Composante 21/26



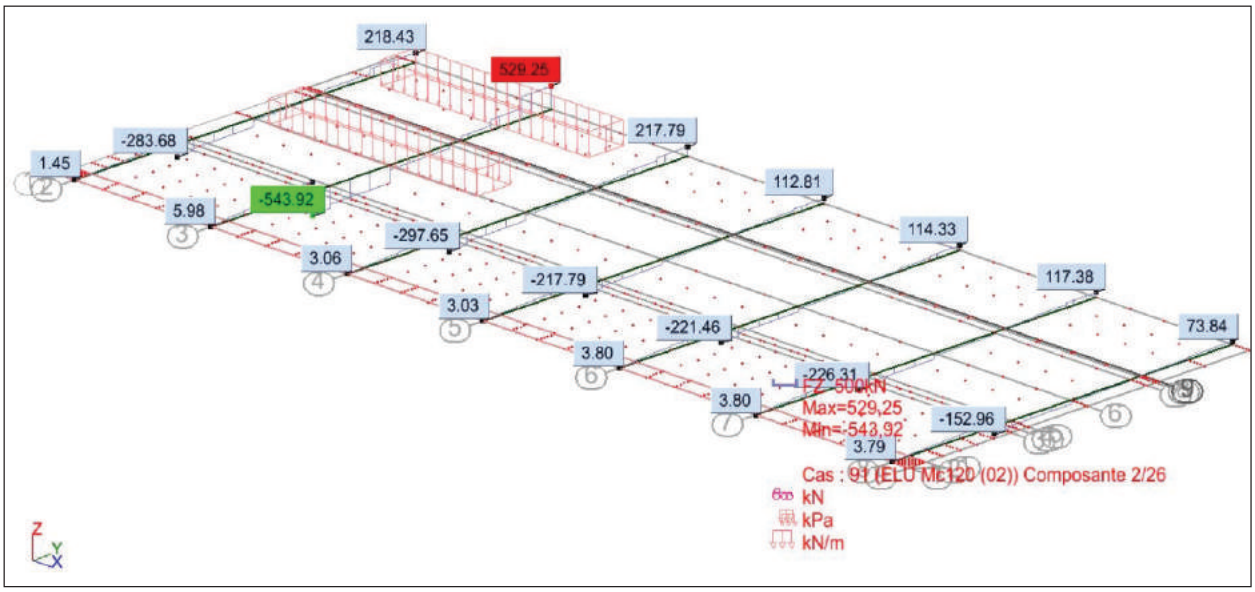
Vue - FZ; Cas : 79 (ELU Bt (02)) Composante 21/26



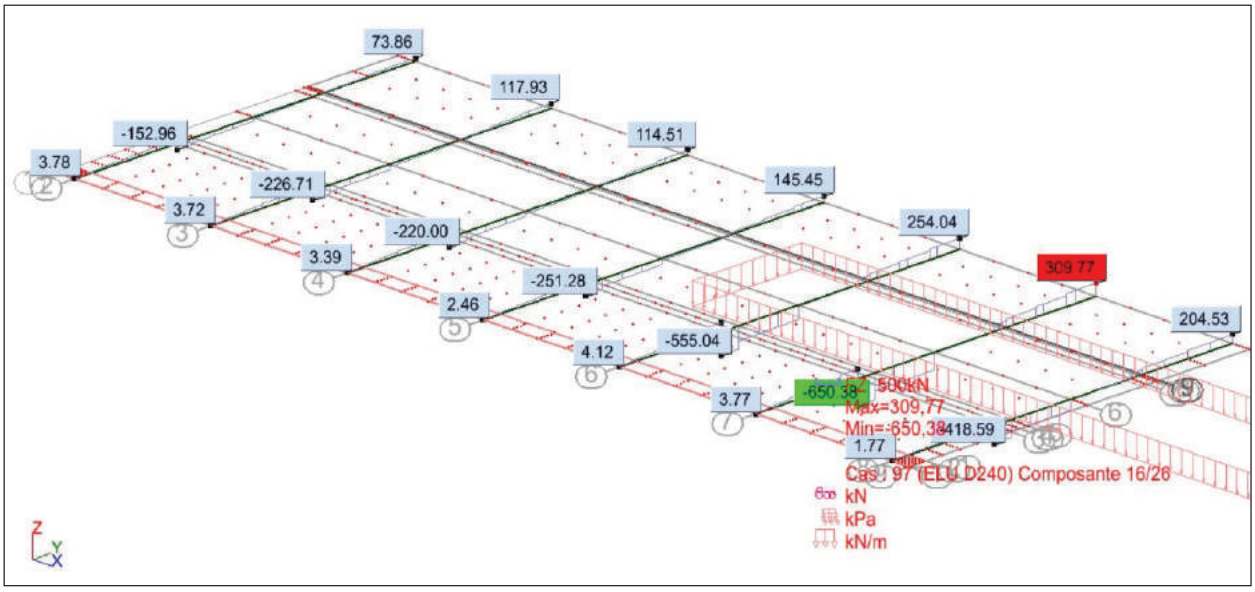
Vue - FZ; Cas : 85 (ELU Mc120 (01)) Composante 2/26



Vue - FZ; Cas : 91 (ELU Mc120 (02)) Composante 2/26



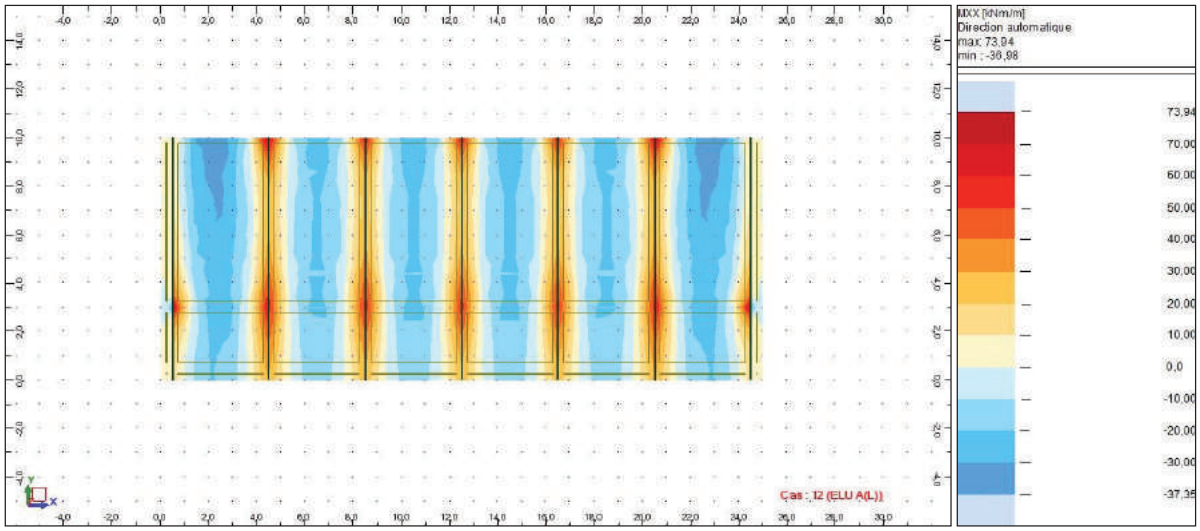
Vue - FZ; Cas : 97 (ELU D240) Composante 16/26



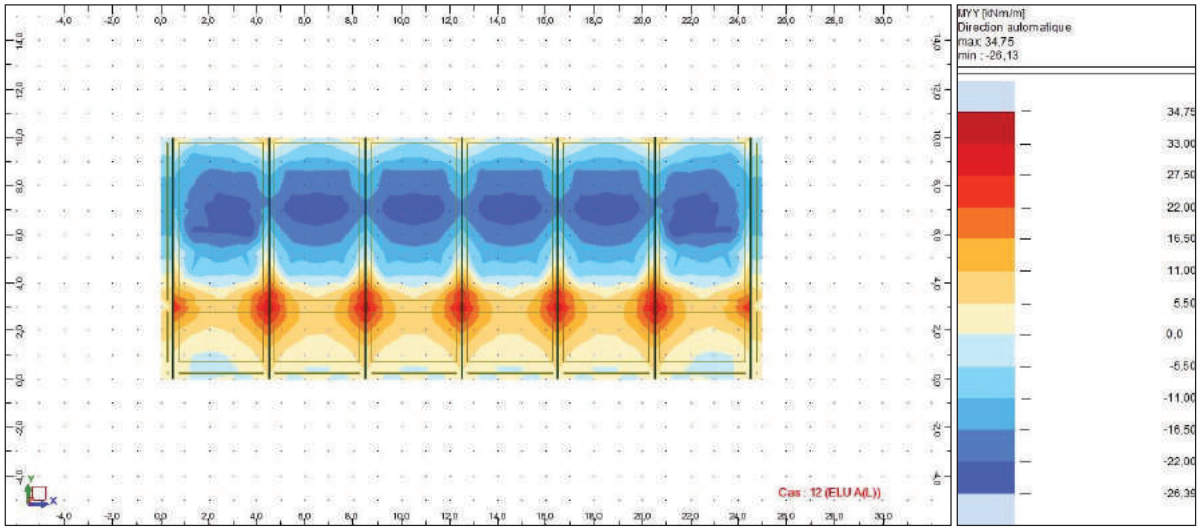
ANNEXE F :

CARTOGRAPHIE DES DALLES

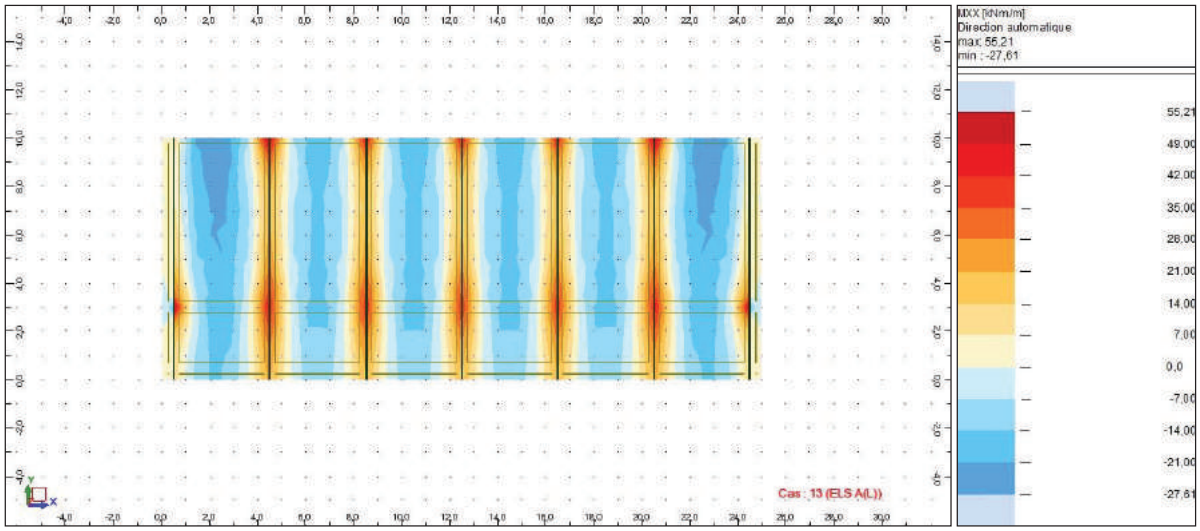
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 12 (ELU A(L))



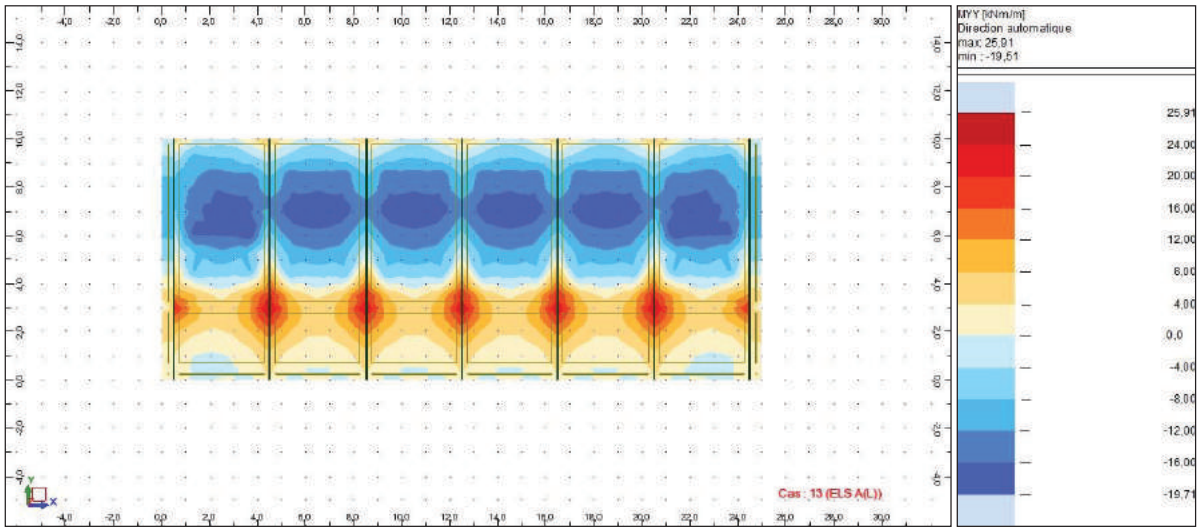
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 12 (ELU A(L))



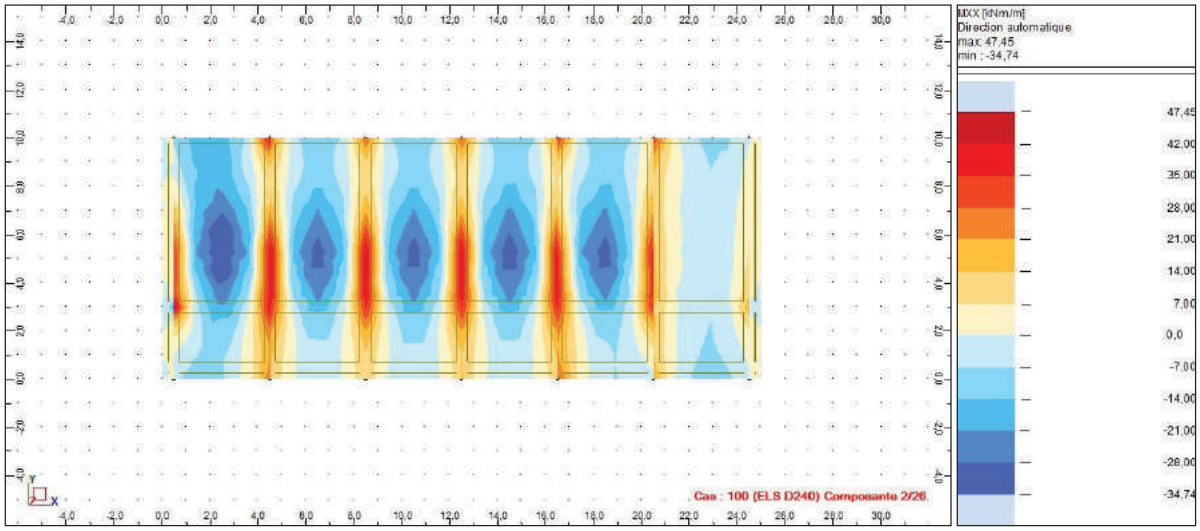
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 13 (ELS A(L))



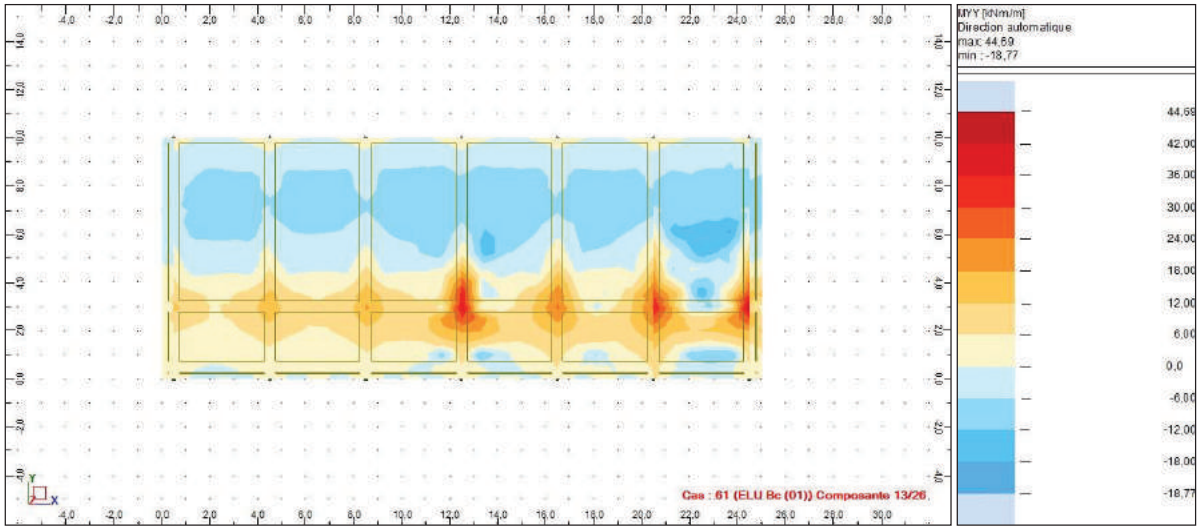
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 13 (ELS A(L))



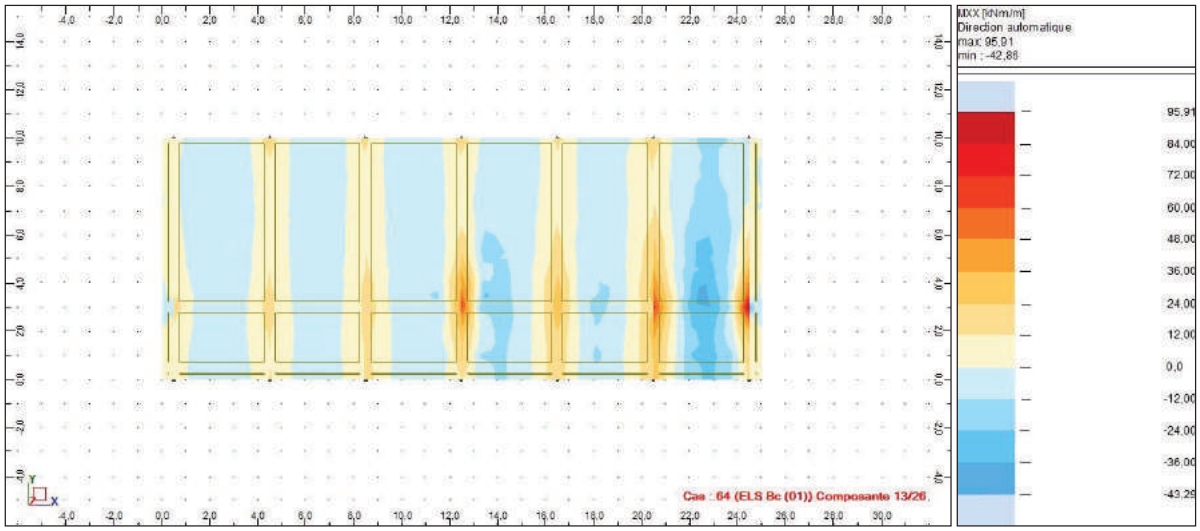
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 100 (ELS D240) Composante 2/26



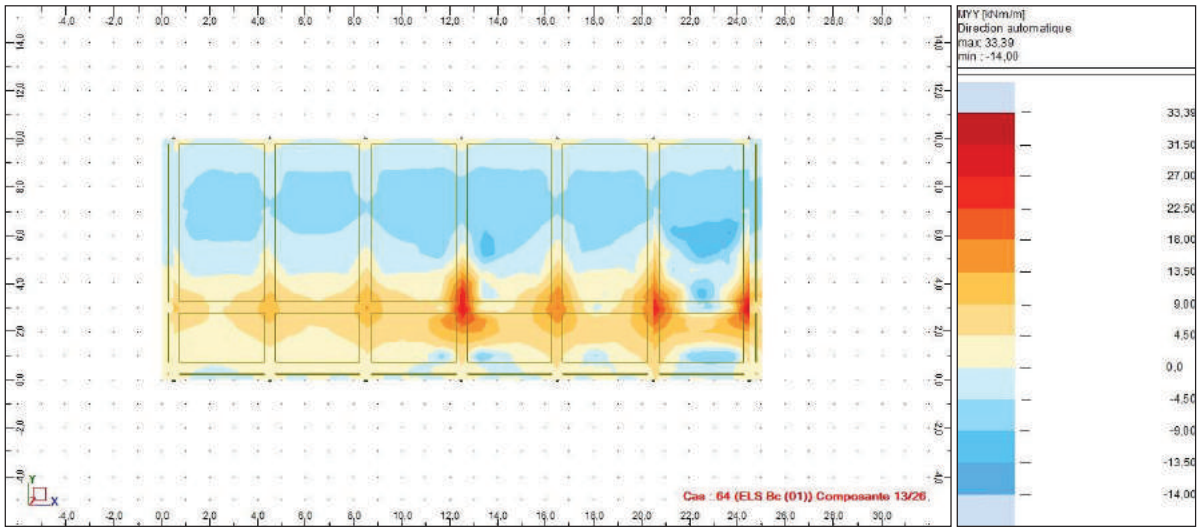
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 61 (ELU Bc (01)) Composante 13/26



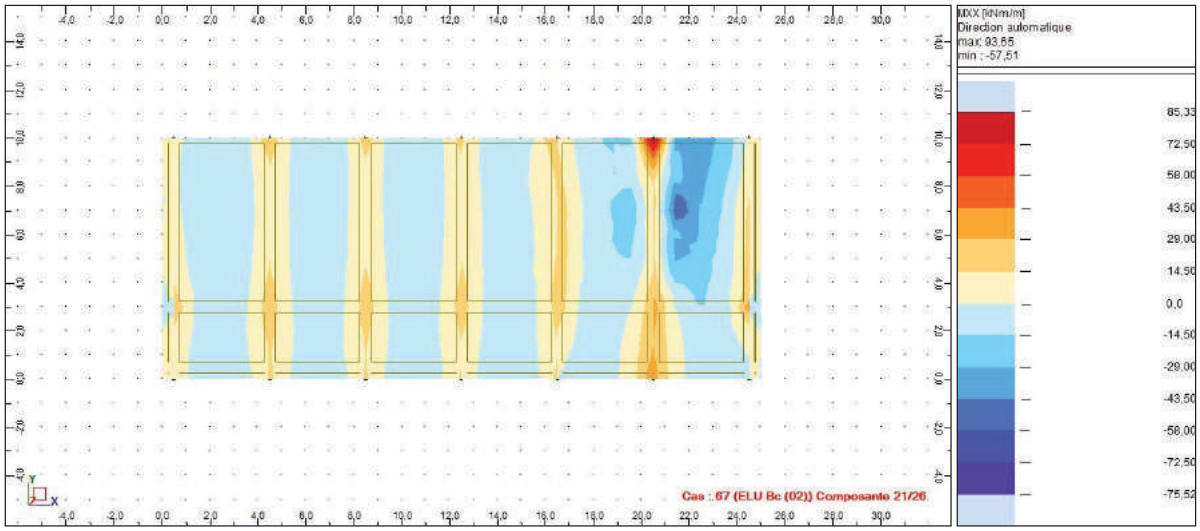
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 64 (ELS Bc (01)) Composante 13/26



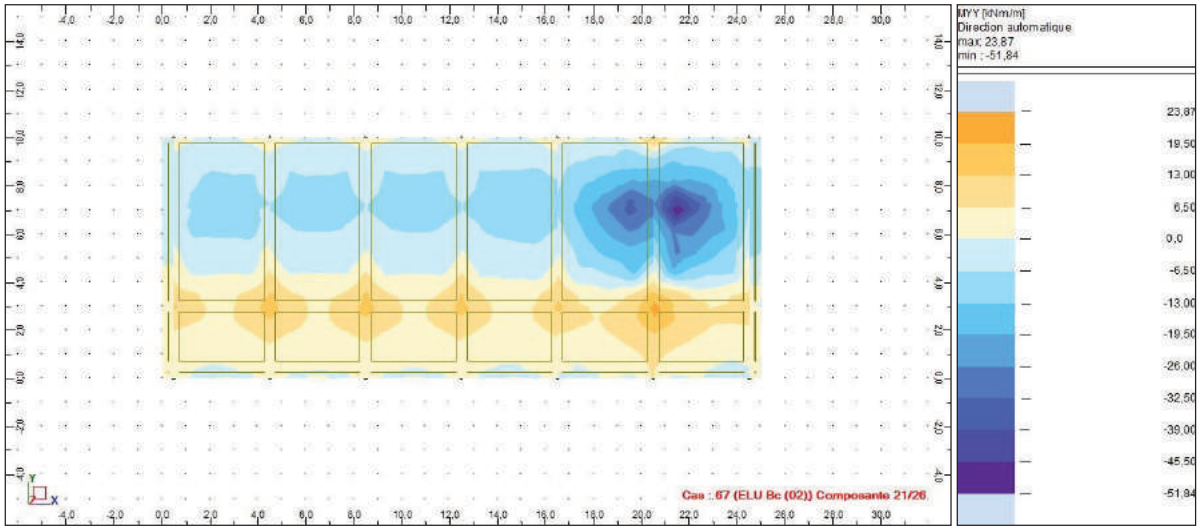
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 64 (ELS Bc (01)) Composante 13/26



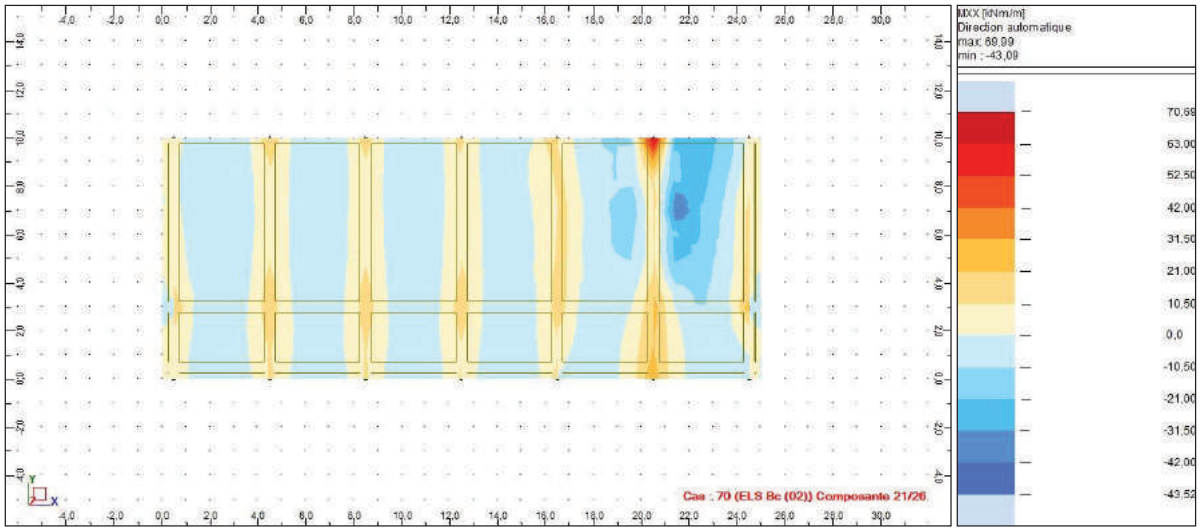
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 67 (ELU Bc (02)) Composante 21/26



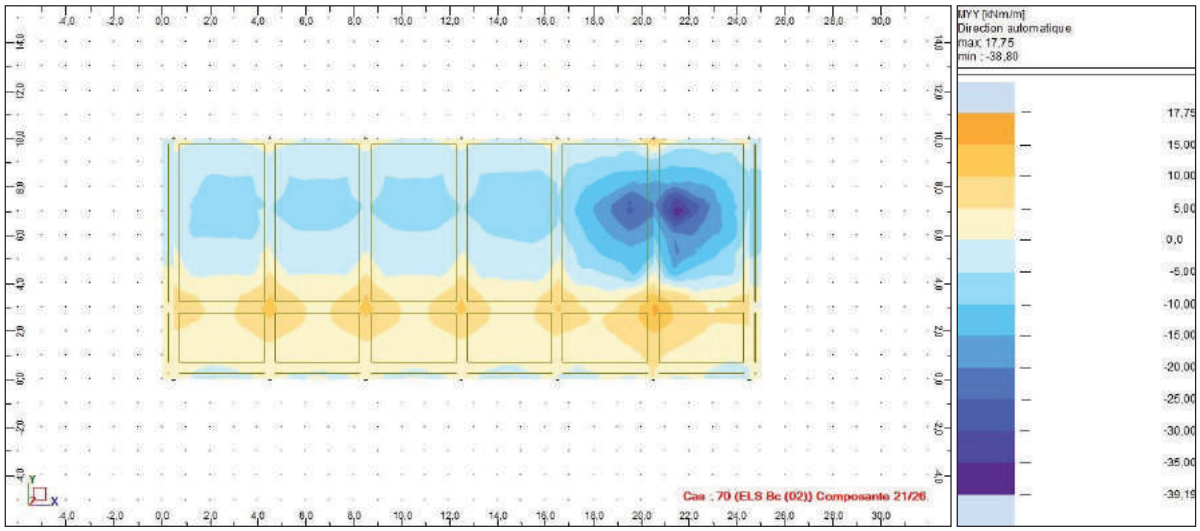
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 67 (ELU Bc (02)) Composante 21/26



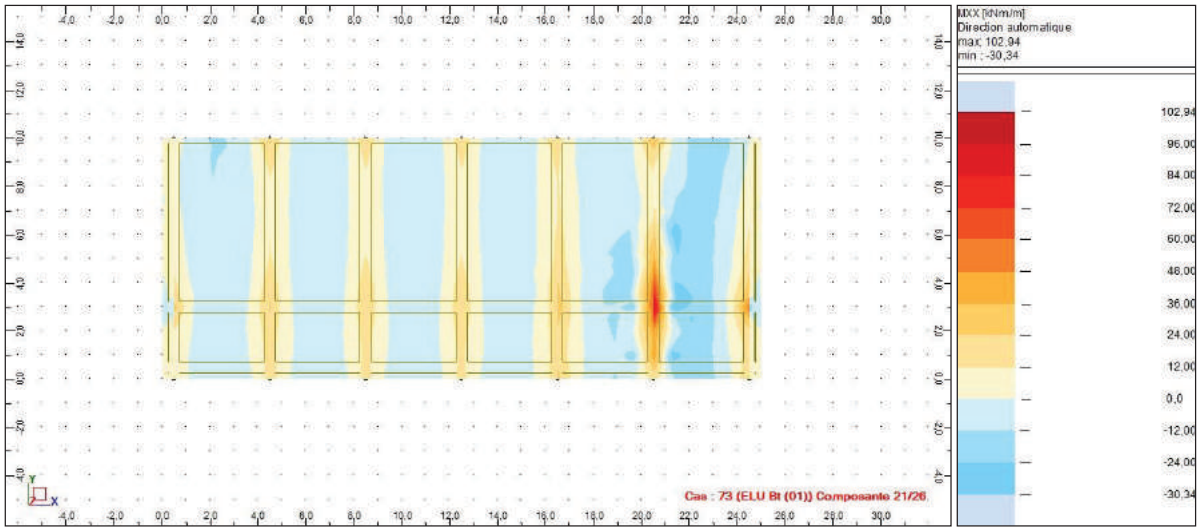
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 70 (ELS Bc (02)) Composante 21/26



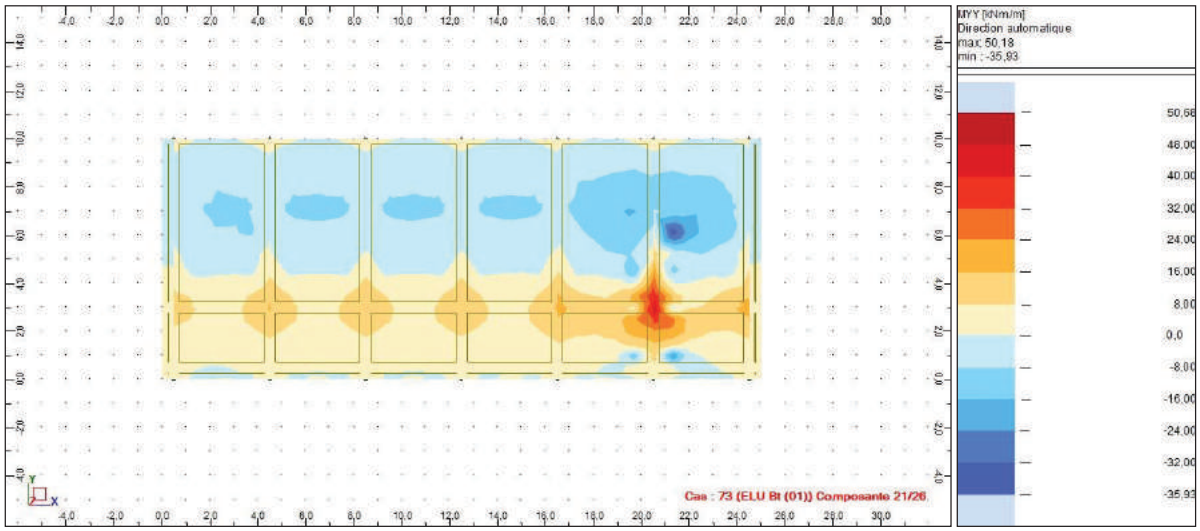
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 70 (ELS Bc (02)) Composante 21/26



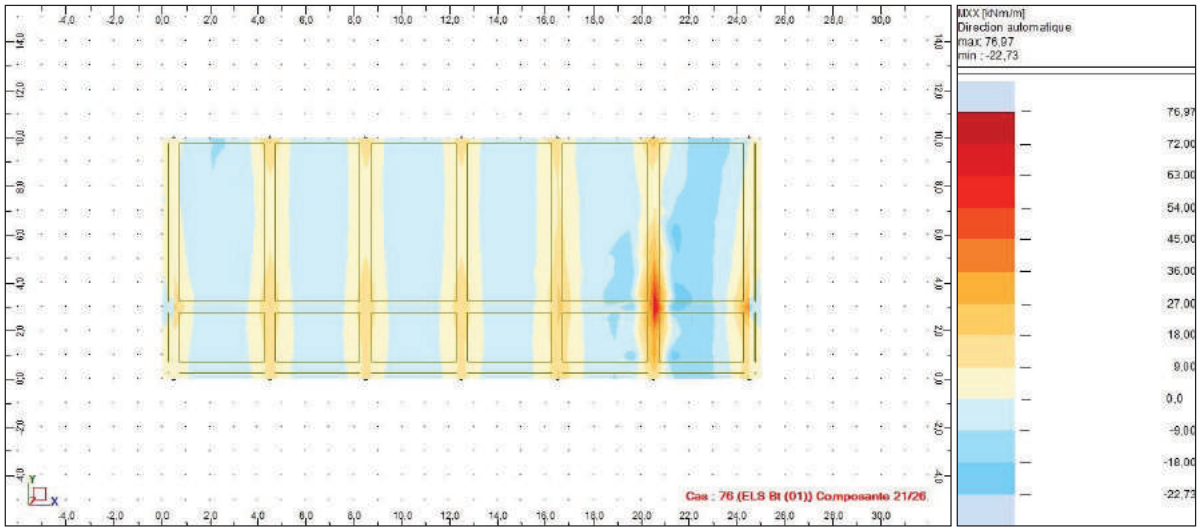
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 73 (ELU Bt (01)) Composante 21/26



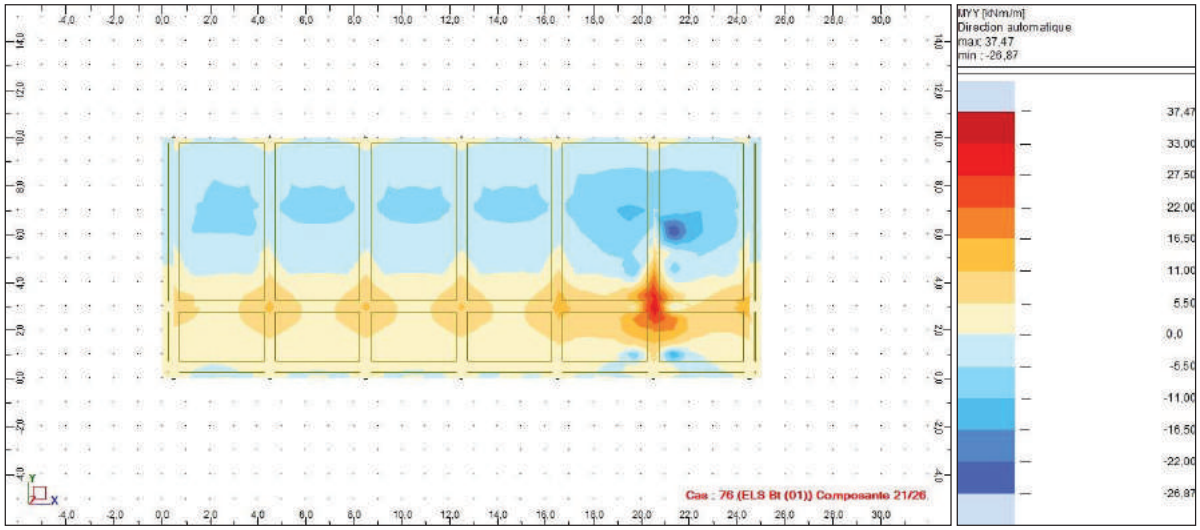
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 73 (ELU Bt (01)) Composante 21/26



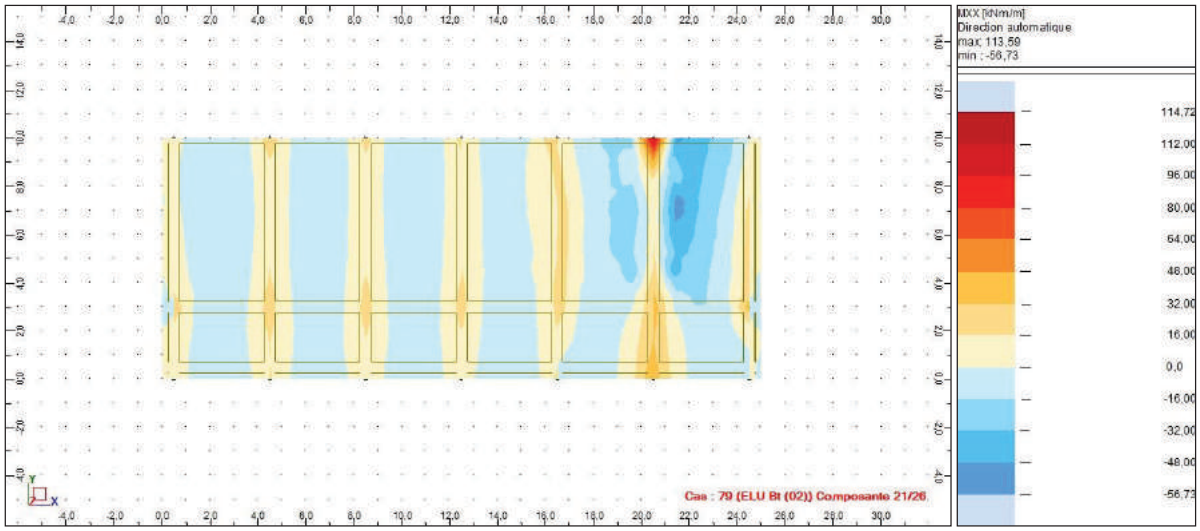
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 76 (ELS Bt (01)) Composante 21/26



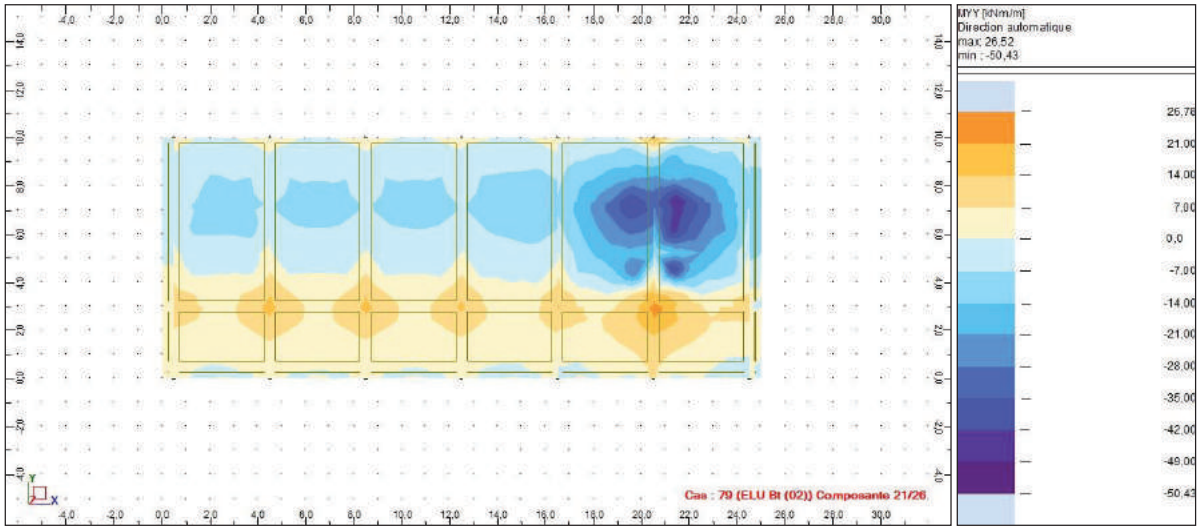
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 76 (ELS Bt (01)) Composante 21/26



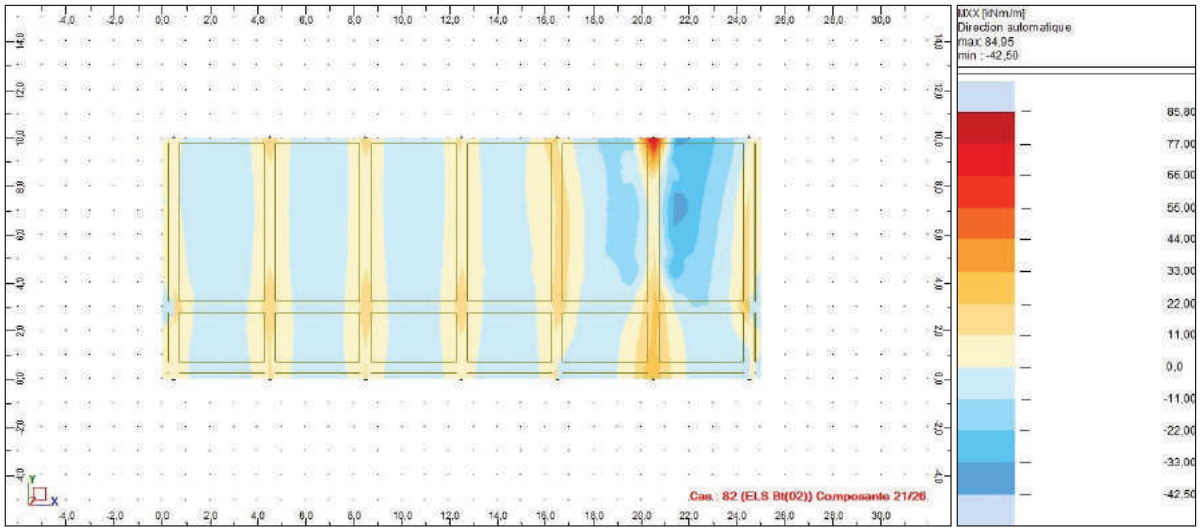
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 79 (ELU Bt (02)) Composante 21/26



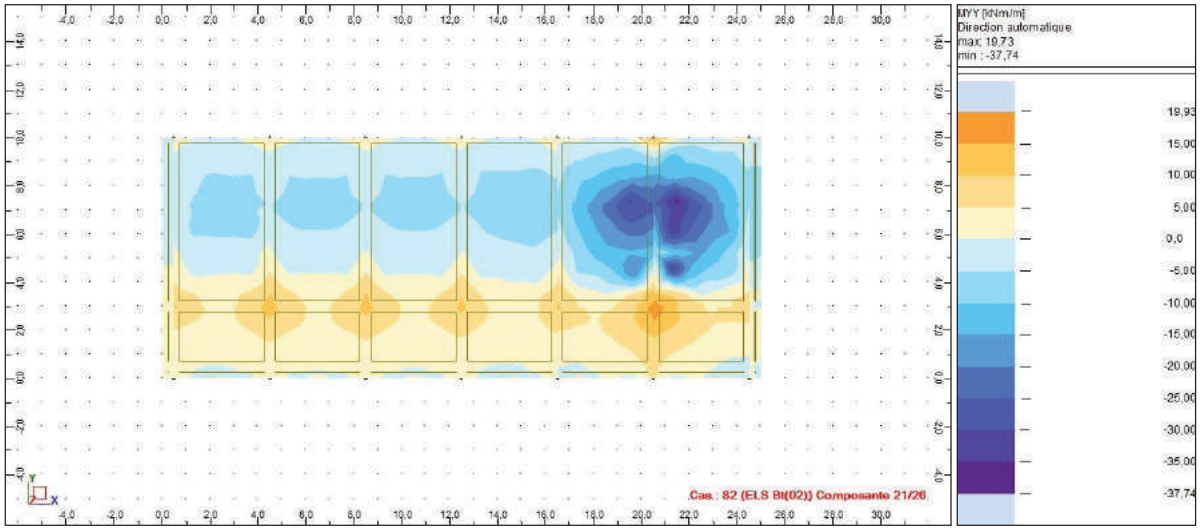
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 79 (ELU Bt (02)) Composante 21/26



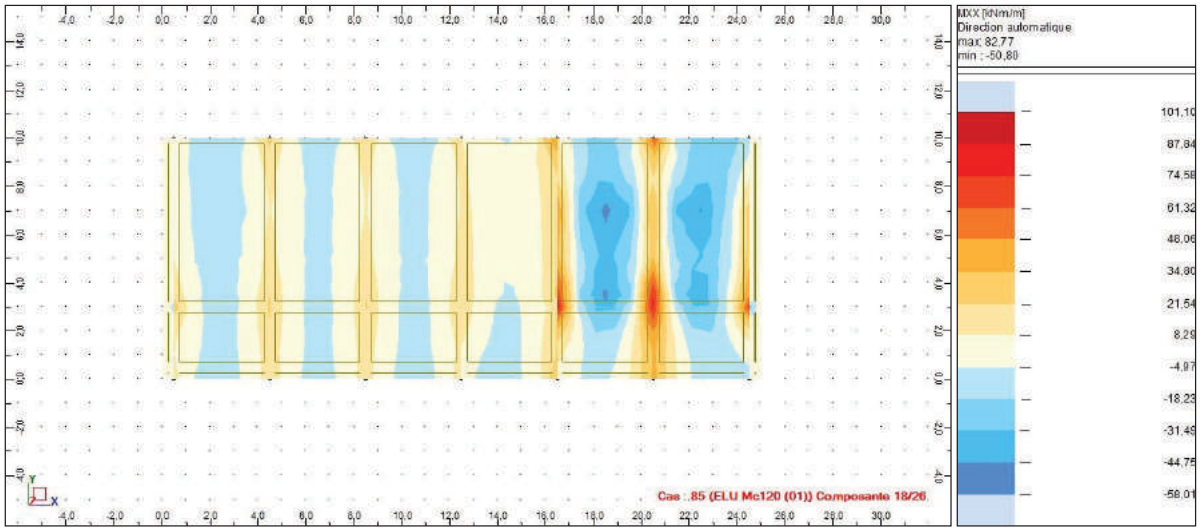
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 82 (ELS Bt(02)) Composante 21/26



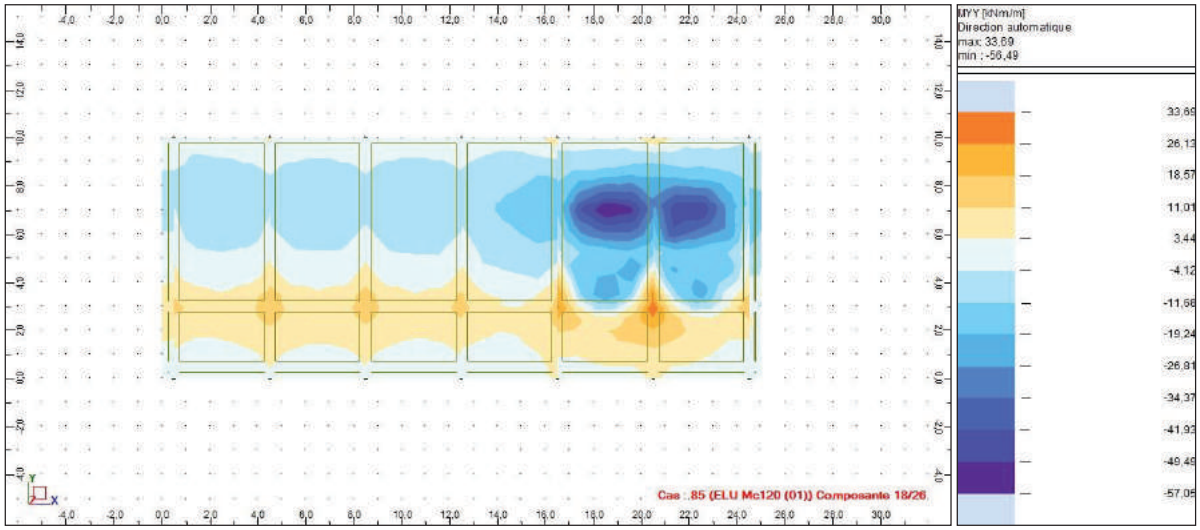
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 82 (ELS Bt(02)) Composante 21/26



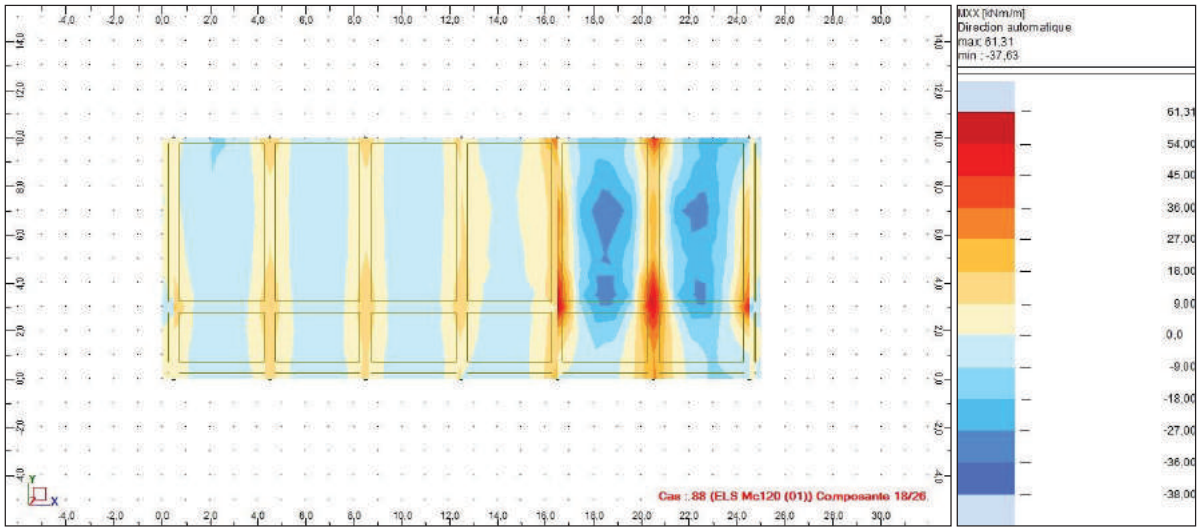
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 85 (ELU Mc120 (01)) Composante 18/26



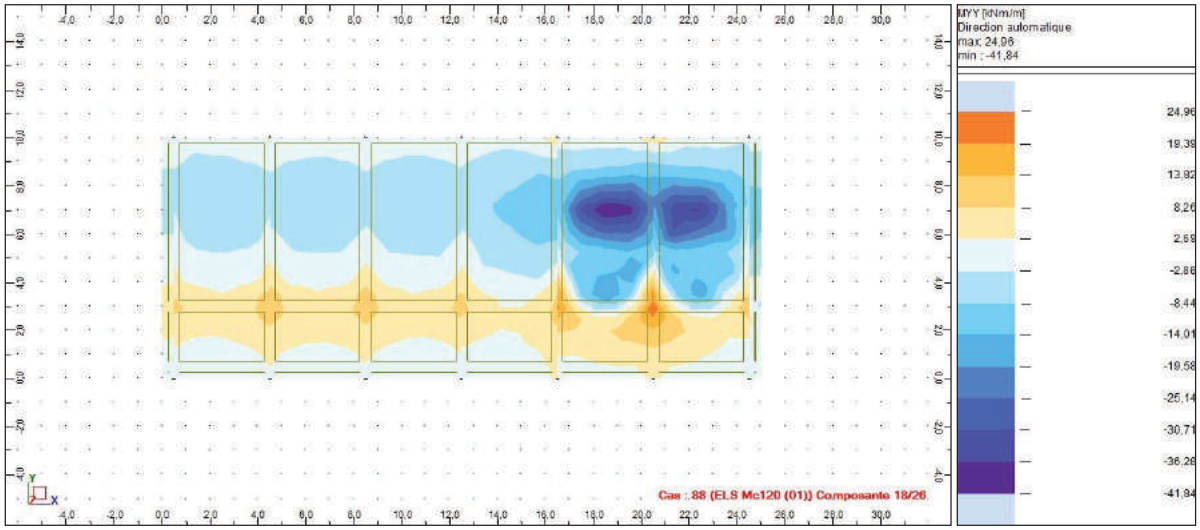
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 85 (ELU Mc120 (01)) Composante 18/26



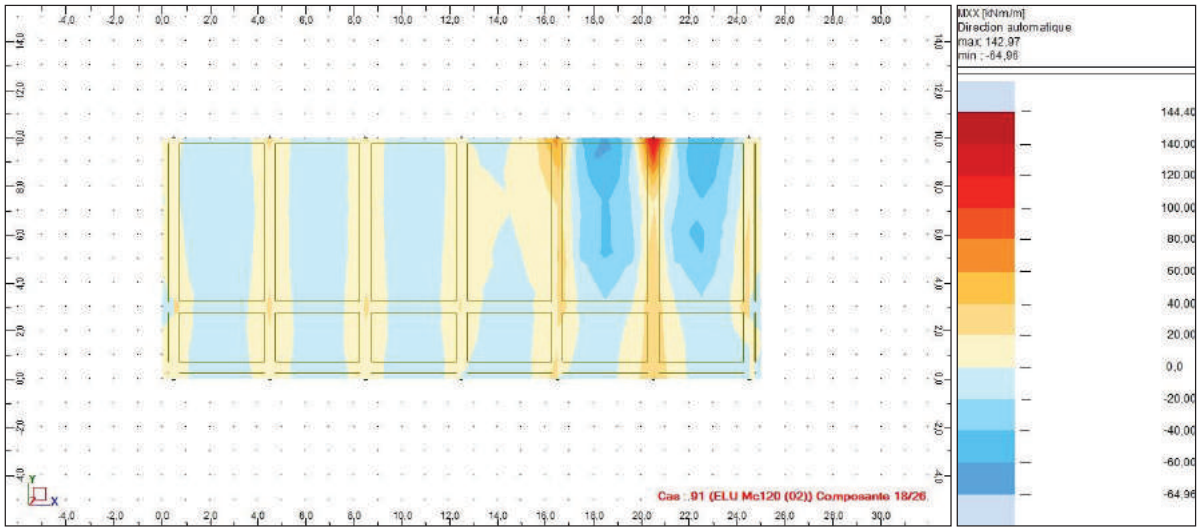
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 88 (ELS Mc120 (01)) Composante 18/26



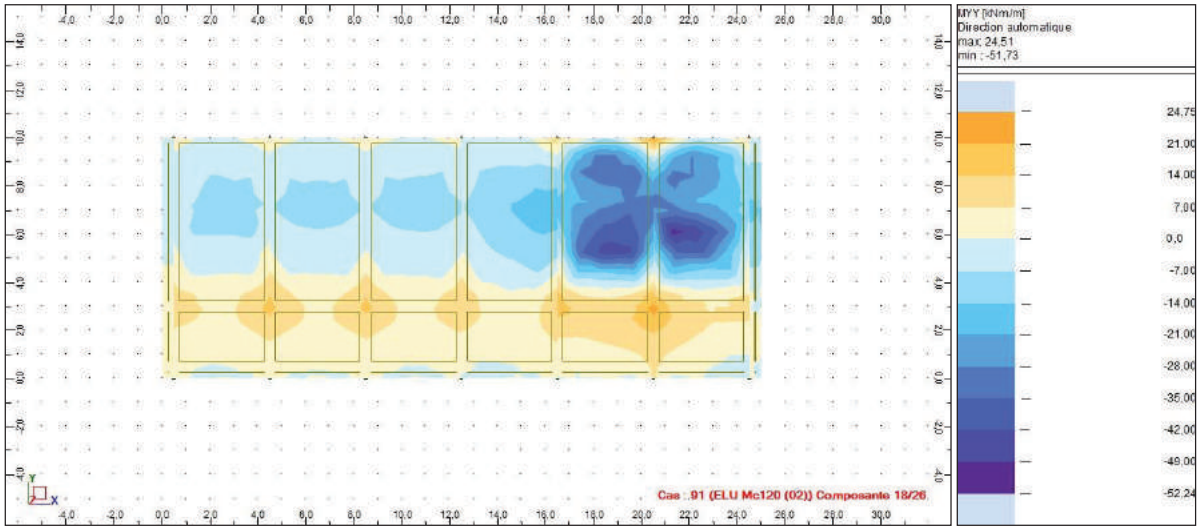
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 88 (ELS Mc120 (01)) Composante 18/26



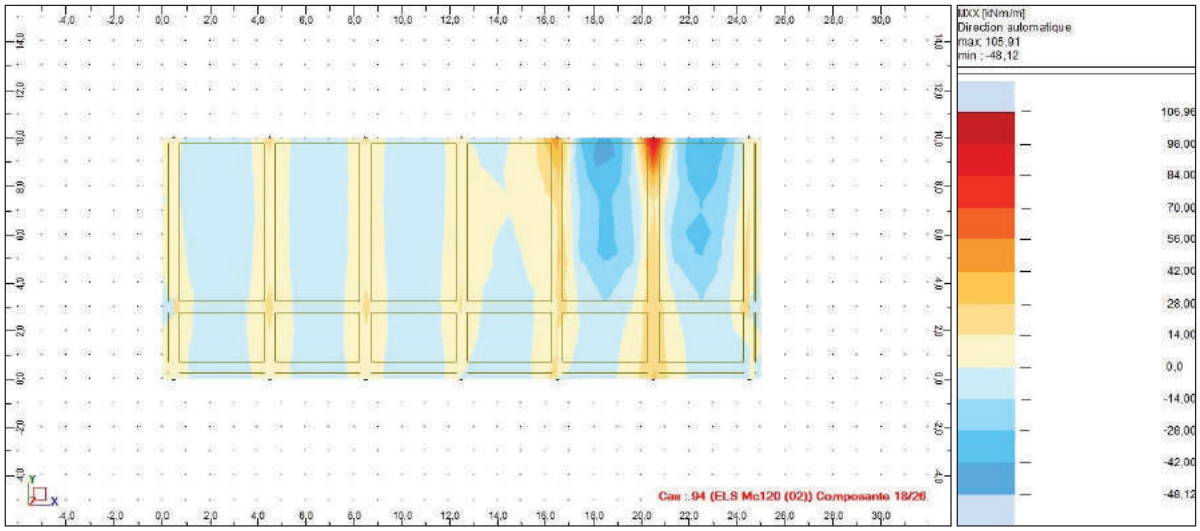
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 91 (ELU Mc120 (02)) Composante 18/26



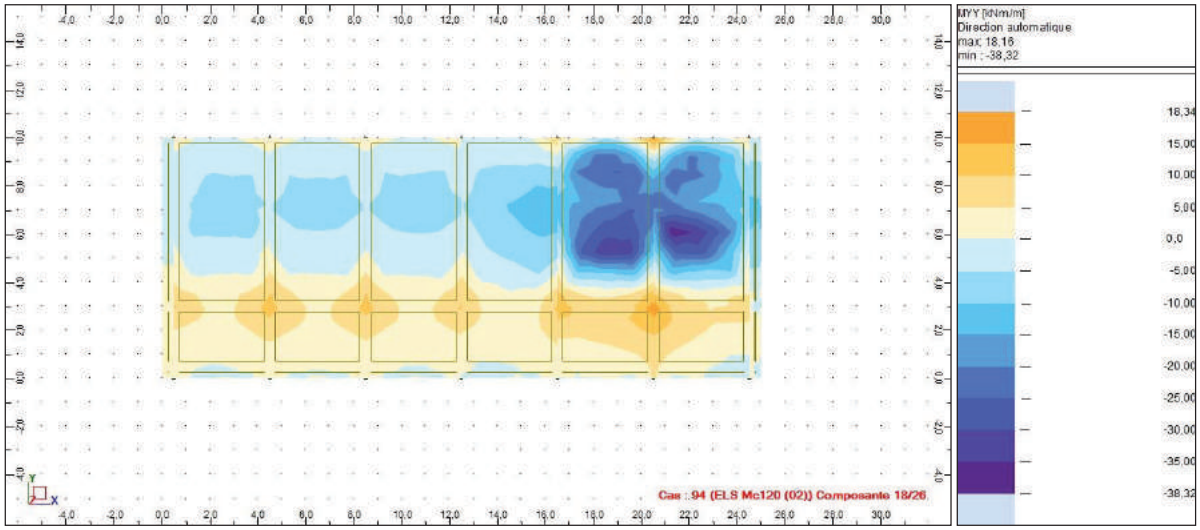
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 91 (ELU Mc120 (02)) Composante 18/26



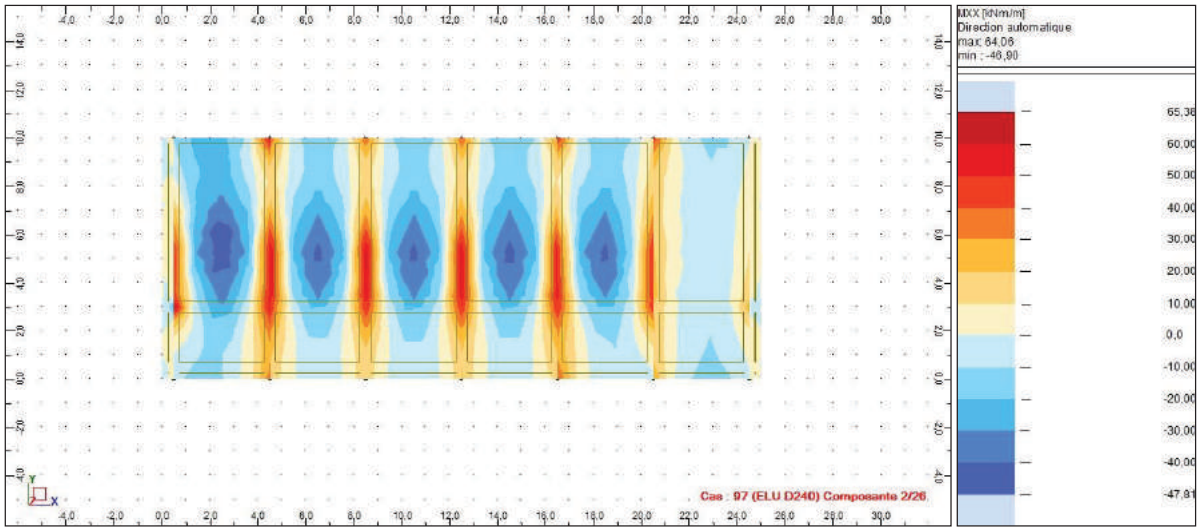
Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 94 (ELS Mc120 (02)) Composante 18/26



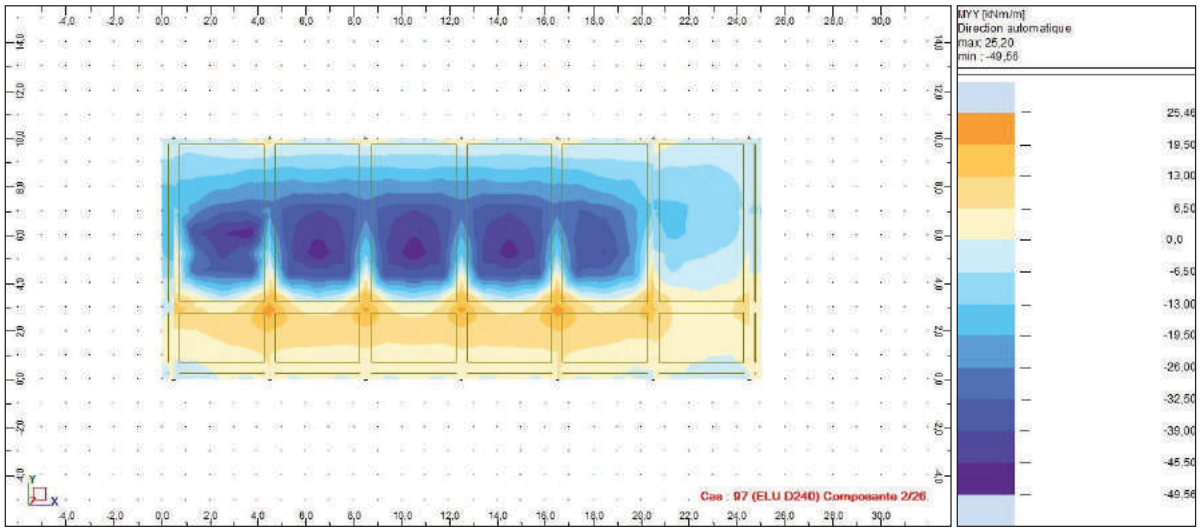
Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 94 (ELS Mc120 (02)) Composante 18/26



Cartographies pour les panneaux - MXX [kNm/m] Direction automatique Cas : 97 (ELU D240) Composante 2/26

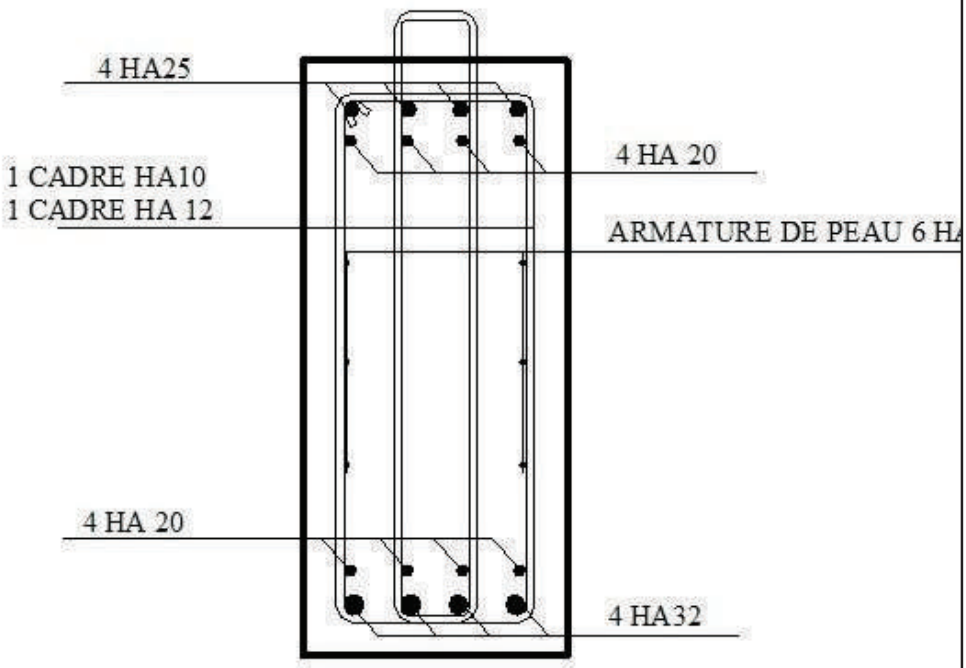


Cartographies pour les panneaux - MYY [kNm/m] Direction automatique Cas : 97 (ELU D240) Composante 2/26

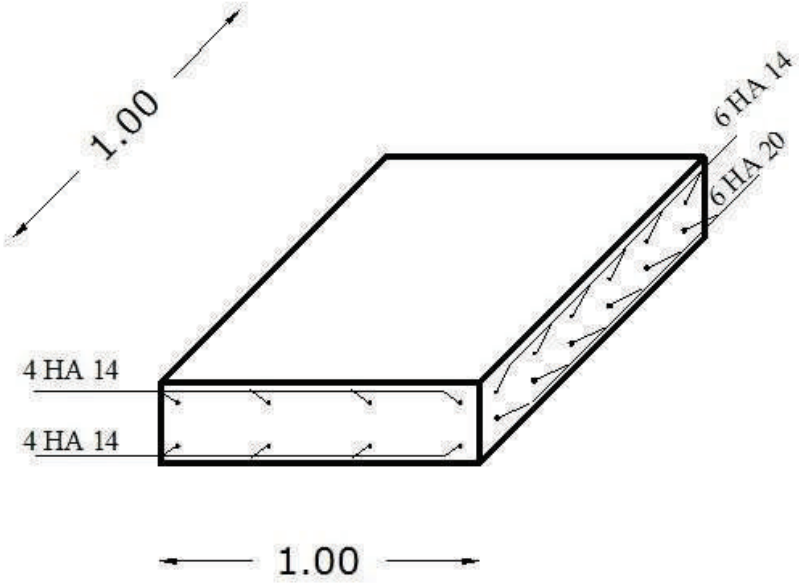


ANNEXE G :

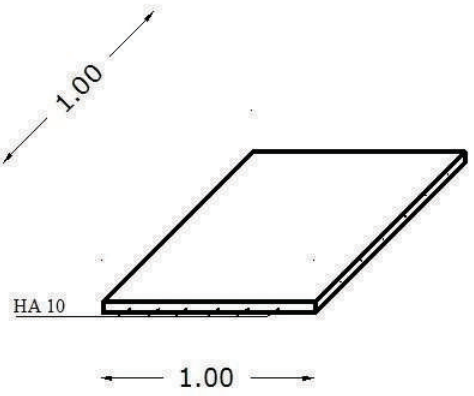
FERRAILLAGE



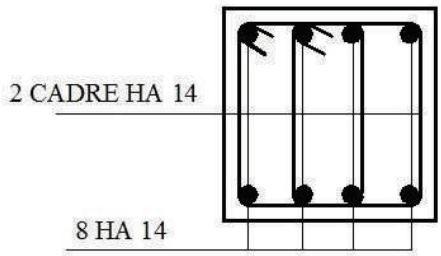
FERRAILLAGE DE LA POUTRE



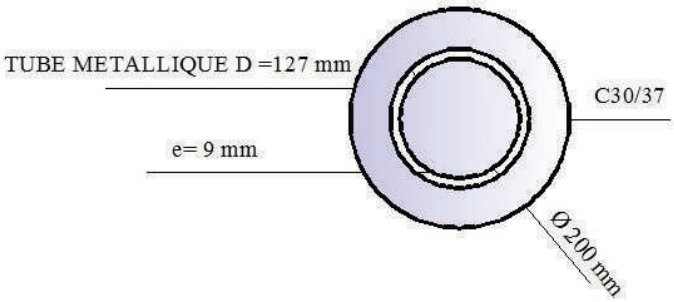
FERRAILLAGE DE LA DALLE



FERRAILLAGE DE LA PRE-DALLE



FERRAILLAGE DU SOCLE D'APPUIS
COTE AMONT



COUPE TRANSVERSALE DU MICROPIEUX
ECH = 1/250