

République Algérienne Démocratique et Populaire
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



*Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics*

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
d'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

**Etude d'un pont sur la pénétrante de RELIZANE
DU PK : 15+244.74 AU PK : 15+354.74**

Encadré par :

Mr. ABDELLI TAHAR

Présenté par :

**EBBAH ABDENNOUR
REDOUANE AZEDDINE**

Proposé par:

SAETI

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Gâdi. Kouba.

ملخص

هذا العمل المتواضع مندرج في إطار دراسة جسر بينى بالتتابع على مستوى مدخل ولاية غليزان في الطريق السيار شرق-غرب من ح ك: 244.74+15 إلى ح ك: 354.74+15 و هذا يتضمن تحديد الأبعاد المبدئية و الحمولة و الحمولة الزائدة و دراسة مسبقة للإجهاد و تحديد أبعاد البنى التحتية

Résumé

Ce modeste travail consiste à faire l'étude d'un pont construit en encorbellement successive au niveau de la pénétrante de RELIZANE sur l'autoroute Est-Ouest DU PK : 15+244.74 AU PK: 15+354.74

Cela comprend le pré dimensionnement du voussoir, l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte ainsi l'étude et le pré dimensionnement de l'infrastructure

Les mots clefs :

Encorbellement, voussoir, fléau, précontrainte, infrastructure

Remerciements :

Nous remercions, en premier lieu, ALLAH le très miséricordieux pour nous avoir donné la force et le courage d'effectuer le présent travail.

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens, encouragements et leurs patiences.

Nous tenons à remercier Mr ABDELLI TAHAR pour sa disponibilité.

Nous voudrions aussi remercier vivement nos collègues pour leur collaboration en ce projet.

Nos sincères gratitude vont vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à réaliser ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

▣ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant tout ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

▣ *A mes très chers frères et sœur.*

▣ *A toute ma famille.*

▣ *A tous mes amis.*

▣ *En fin, je remercie mon binôme DEBBAH ABDENNOUR qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

REDOUANE AZEDDINE

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

▣ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant tout ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

▣ *A mes très chers frère et sœurs.*

▣ *A toute ma famille.*

▣ *A tous mes amis.*

▣ *En fin, je remercie mon binôme **REDOUANE AZEDDINE** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

DEBBAH ABDENNOUR

Sommaire

Chapitre I : Introduction et présentation de l'ouvrage

I- Introduction	1
II- Présentation de l'ouvrage	1
II-1-Données géométriques	1
II-2-Données géologiques (géotechniques)	2
II-3-Données sismiques	2
II-4-Données climatiques	2
III- Pré dimensionnement du voussoir	3

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux

I-LE BETON	4
I-1-Caractéristiques mécaniques du béton	4
I-1-1-Résistance du béton	4
I-1-2-Contraintes admissibles	4
I-1-3-Contrainte admissible au cisaillement	5
I-2-Déformation longitudinale du béton	6
I-3-Déformation transversale du béton	6
II-L'acier	6
II-1-Acier actifs	6
II-1-1-La limite élastique	7
II-1-2-Module de Young	7
II-2-Aciers passifs	7
II-2-1-La limite élastique	7
II-2-2- Contrainte limite de traction	7
II-2-3-Module d'élasticité longitudinale de l'acier	8
II-3-Les caractéristiques du câble 12T15	8
II-4-Qualités attendues d'un béton précontraint pour ouvrages	8

Chapitre III : Charges et surcharges

I-Charges permanentes	9
I-1-Les charges permanentes (CP)	9
I-2-Les charges complémentaires permanentes(CCP)	9
I-2-1-Revêtement et étanchéité	9
I-2-2-Poids propre du trottoir+corniche	9
I-2-3-Poids propre du garde-corps	9
I-2-4- Poids propre de la glissière de sécurité	10
I-2-5-le poids total du tablier.....	10
II-Surcharges d'exploitation	10
II-1-Système de charge A(l)	11
II-2- Système B	12
II-2-1- Surcharge Bc	12

II-2-2- Surcharge Bt	16
II-2-3- Surcharge Br	18
II-3- La surcharge militaire (Mc120)	18
II-4- Surcharge D240	19
II-5- Surcharges sur trottoirs	20
II-6-Vent	20
II-7-Température	20
II-8-Forces de freinage	21
II-9-Le séisme	21
III-Combinaison de charges	21

Chapitre IV : Etude du fléau

I-Introduction	23
II- Charges appliquées à la console en cours de la construction	23
III-Efforts dus à l'exécution de fléau	23
III-1Effets du poids propre dans le fléau	23
III-2-Effets des surcharges réparties de chantier Qc	24
III-3- Effets des Surcharges concentrées et équipage mobile	25
III-4-Effets de Surcharge répartie du vent Qv	25
III-5-Effets de l'action accidentelle de la chute d'un voussoir	26
III-6-les combinaisons de charges	27
III-7-Détermination des moments et des efforts tranchants	29
IV-Etude de l'encastrement provisoire	32

Chapitre V : Etude de la précontrainte

I-Introduction	34
II- Etude de la précontrainte de fléau	34
II-1- Détermination des efforts de précontraintes et schémas de câblage	34
II-1-1- Détermination de la précontrainte de fléau	34
II-1-2- Détermination du nombre de câbles de fléau	35
II-1-3-Étude du tracé des câbles en élévation	37
II-1-4-Étude du tracé des câbles en plan	39
III- Etude de la précontrainte de continuité	40
III-1-Moment sous combinaison de charge	40
III-2- Effet du fluage	41
III-3- calcul des nombres de câbles pour chaque travée	42
IV- Calcul des pertes de tension de précontrainte	43
IV-1- Pertes instantanées	44
IV-1-1- Pertes de frottement	44
IV-1-2- Pertes dues au recul à l'ancrage	45
IV-1-3- Pertes par raccourcissement du béton	47
IV-2- Pertes de tension différées	47

IV-2-1- Pertes de tension dues au retrait du béton	47
IV-2-2- Pertes par fluage	47
IV-2-3- Perte par relaxation des câbles	48
IV-2-4- Pertes différées totales	49
V- Vérification des contraintes	50
V-1- Phase de construction	50
V-2- Phase d'exploitation	50

Chapitre VI : Etude transversal

I - Définition des charges	52
I-1-charges permanentes	52
I-1-1 poids propre du tablier.....	52
I-1-2-revêtement	52
I-1-3-étanchéité	52
I-1-4-garde-corps	52
I-1-5-Poids trottoirs	52
I-1-6-glissières de sécurité	52
I-2-les Surcharges	52
I-2-1-système de charge A (L)	52
I-2-2-Système de charge Bc	52
I-2-6-Surcharges de trottoirs	52
I-2-4-Charges militaires Mc120	52
I-2-5-Charges exceptionnelles D240	52
I-2-3-Système de charge Bt	52
II - position des charges et surcharges sur la section transversale	53
III-Détermination des efforts	57
III-1-Pour la table supérieure on a les valeurs suivantes	57
III-2-Pour la table inférieure on a les valeurs suivantes	57
III-3-Pour l'âme de droite on a les valeurs suivantes	58
III-4-Pour l'âme de gauche on a les valeurs suivantes	58
IV-Ferraillage du Voussoir	58
IV-1-Ferraillage de la table supérieure	58
IV-2-Ferraillage de la table inférieure	60
IV-3-Ferraillage de l'âme droite	61
IV-4-Ferraillage de l'âme gauche	62
V-Vérification vis-à-vis de la torsion	64
Chapitre VII : Résistance aux efforts de tangence	
I-Introduction	65
II -Détermination de l'effort tranchant dû au précontraint	65
II-1-Effet isostatique	65
II-2-Effet hyperstatique	65
III- Vérification de l'effort tranchant	65

III-1- Calcul de l'effort tranchant	65
III-2-Calcul de la contrainte de cisaillement	65
III-3-Détermination du cisaillement admissible	66
IV- Conclusion	66

Chapitre VIII : Equipements du tablier

I- Appareil d'appui	67
I-1- Les appareils d'appuis en élastomère fretté	67
I-2- Dimensionnement de l'appareil d'appui	67
I-2-1- Sous réaction verticale R	68
I-2-2-Hauteur nette d'élastomère	68
I-2-3-Distorsion : déformation angulaire	68
I-2-4-Rotation : compression partielle	69
I-2-5-La limitation de la contrainte de cisaillement	69
I-2-6-La condition de non cheminement et non glissement	69
I-2-7-Condition de non flambement	69
I-2-8-Condition de non soulèvement	69
I-3-Dimensionnement des frettes	70
II- Les dés d'appuis	70
II-1- Les dimensions des dés d'appuis	70
II-2- Ferrailage des dés d'appuis	70
III-Joint de chaussée	71
III-1- Définition	71
III-2- Calcul du souffle des joints	71
III-2-1- Rotation d'extrémité sous chargement	71
III-2-2-Dilatation thermique	72
III-2-3-Retrait	72
III-2-4-Fluage	72
III-3-choix du type de joint	72

Chapitre IX : Etude de la pile

I- Définition	73
II- choix du type de pile	73
III- Etude et ferrailage de la pile	74
III-1- Evaluation des efforts agissant sur la pile	74
III-2- Combinaisons des charges	74
III-3- Dimensionnement des armatures de la pile	75
III-3-1-Armatures longitudinales	75
III-3-2-Armatures transversales	77

III-4-Vérification de la stabilité au flambement de la pile	78
IV- Les Fondations	78
IV-1- Choix du type de fondation	78
IV-2- Nombre de files de pieux	78
IV-2-1- La largeur de la semelle	79
IV-2-2-La longueur de la semelle	79
IV-2-3-La hauteur de la semelle	79
IV-3-étude des pieux	79
IV-3-1-Ferraillage des pieux	80
IV-4-Ferraillage de la semelle	81
IV-4-1-Ferraillage de la semelle en Flexion Simple	82
IV-4-2- Armatures transversales inférieures	83
IV-4-3- Armatures longitudinales inférieures dans la semelle	83
IV-4-4- Armatures de construction	83
Chapitre X : Etude de la culée	
I- Introduction	84
II- Choix de la morphologie	84
III- Pré-dimensionnement de la culée	84
III-1- Mur de garde grève	84
III-2-Mur frontal	85
III-3- Dalle de transition	85
III-4-Corbeau	85
III-5- Murs latéraux	85
III-6- Murs en retour	85
III-7- La semelle	85
IV- Ferraillage de la culée	86
IV-1-Le mur garde grève	86
IV-1-1-Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève	86
IV-1-2- Combinaison des charges	89
IV-1-3- Ferraillage du MGG	89
IV-1-4- Vérification des contraintes	89
IV-1-5- Ferraillage horizontal	90
IV-2- La dalle de transition	90
IV-2-1- Evaluation des charges	90
IV-2-2-Combinaisons de charges	91
IV-2-3- Ferraillage	91
IV-2-4- Vérification des contraintes	91
IV-2-5- Vérification à l'effort tranchant	92
IV-3- Corbeau d'appui de la dalle de transition	92

IV-3-1- Evaluation des efforts	92
IV-3-2- Combinaisons	92
IV-3-3- Ferrailage	93
IV-4- Le mur en retour	93
IV-4-1- Evaluation des charges	93
IV-4-2- Etude et ferrailage de l'oreille	94
IV-4-3- Etude de la deuxième partie du mur en retour	95
IV-4-4- ferrailage de la deuxième partie du mur en retour	95
IV-5- Le mur latéral	96
IV-5-1- Evaluation des charges	96
IV-5-2- Combinaison des charges	97
IV-5-3- Ferrailage du Mur latéral	97
IV-5-4- Vérification des contraintes	98
IV-5-5- Ferrailage horizontal	98
IV-6- Le mur frontal	98
IV-6-1- Evaluation des charges	98
IV-6-2- Ferrailage du Mur frontal	99
V- Les Fondations	100
V-1-Choix du type de fondation	101
V-2-Nombre de files de pieux	101
V-2-1-La largeur de la semelle	101
IV-2-2-La longueur de la semelle	101
IV-2-3-La hauteur de la semelle	101
V-3- évaluation des charges	102
V-4-Ferrailage de la semelle	103
V-4-1-Ferrailage de la semelle en Flexion Simple	104
V-4-2-Armatures transversales inférieures	105
V-4-3-Armatures longitudinales inférieures dans la semelle	105
V-4-4-Armatures de construction	106
V-5-étude des pieux	106
V-5-1-ferrailage du pieu sous culée	106
 Conclusion générale	
I- Conclusion générale	108

CHAPITRE I

Introduction et présentation de l'ouvrage

Introduction et présentation de l'ouvrage

I- Introduction

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Toutefois, cette définition est imprécise dans la mesure où elle ne fait apparaître aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Par convention, nous appellerons pont tout ouvrage quel que soit sa dimension, construit in situ ou avec des éléments préfabriqués.

Le souci de l'ingénieur est comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un coût optimal. Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de discipline, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations.

Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées. Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur, celles-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

II- Présentation de l'ouvrage

- Longueur : 110 m.
- Largeur du tablier : 15,6 m.
- La pente : 2 %.
- 2 travées de 30m et 1 travées de 50m.

II-1-Données géométriques

- Dans ce mémoire on a pour but de faire l'étude d'un OA au niveau de la pénétrante de RELIZANE autoroute est-ouest franchissant un oued du PK 15+244.74 au PK 15+354.74

a-Tracé en plan:

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ces points Caractéristiques.

b-Profil en long

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage (couche de roulement) définissant, en élévation, le tracé en plan. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchi ou aux contraintes naturelles et en fonction du type prévisible de l'ouvrage de franchissement.

Longitudinalement, le tracé de la voie routière unidirectionnelle présente une pente de 2%.

c-Profil en travers

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

Pour la chaussée, il est important de définir la largeur des trottoirs (s'ils existent) et la largeur roulable, avant l'établissement de l'avant-projet détaillé.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable $L_r = 13,5$ m.
- Largeur chargeable $L_c = 12,5$ m.
- Nombre de voies de circulations = 3 voies, et une bande d'urgence.
- Largeur de trottoir = 1,70 m.
- La pente du versant = 2,5%

II-2-Données géologiques (géotechniques)

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures conditions de stabilité et de rigidité.

Les caractéristiques géotechniques sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui nous donne des informations sur le terrain naturel à savoir les paramètres mécaniques de résistance, les paramètres rhéologiques pour les problèmes de tassement et enfin le fluage et la perméabilité pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles.

II-3-Données sismiques

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

La région de REZILANE est classée comme une zone de moyenne sismicité (IIa) selon le règlement parasismique algérien des ouvrages d'arts.

II-4-Données climatiques**a- La température**

Les effets de température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle intervient au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui. Le gradient thermique est de 7°C.

b- La neige

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des

ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction).

c- Le vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à 2 KN/m^2 (selon le fascicule 61-titre II).

- Remarque :**
- $P = 2,00 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en service
 - $P = 1,25 \text{ KN/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction

III- Pré dimensionnement du voussoir

Les trois travées de l'ouvrage se construisent totalement "in situ". La section du tablier consiste en un caisson de 2,5 m d'épaisseur constante. Le nucléon du caisson a une largeur variable entre 7,5 m à sa base et 8,2 m au niveau du début de l'encorbellement. La planche inférieure du caisson aura une épaisseur constante de 0,30m, et la supérieure du caisson, aura une épaisseur constante de 0,25m. La section contient à l'intérieur des goussets, tant dans la dalle supérieure qu'inférieure. La partie en encorbellement fait 3,65m de chaque côté. Les encorbellements ont une épaisseur variable allant de 1 m au début à 0,25 m à la fin.

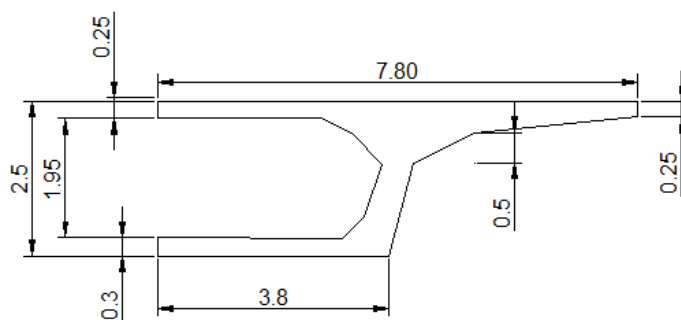


Fig.I.1 coupe transversale du demi voussoir

CHAPITRE II

Caractéristiques

des matériaux

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I-LE BETON

Le béton s'obtient en mélangeant dans des proportions convenables, et de façon homogène : le ciment, le sable le gravier, l'eau, et éventuellement des adjuvants (SIKA).

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, la section est soumise à une contrainte de compression qui équilibrera les contraintes de traction amenés par les charges.

Le module d'élasticité longitudinal est élevé, afin de réduire les déformations, et les pertes de tension des aciers.

Pour le béton précontraint, le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 Kg/m³, et ces valeurs peuvent atteindre 500 kg/m³ (c.-à-d. 500 Kg de Ciment pour 1 m³ de béton).

Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les ciments portland artificiels C.P.A 325.

Densité : la masse volumique du béton armé $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$.

I-1-Caractéristiques mécaniques du béton

I-1-1-Résistance du béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 j, dite valeur caractéristique requise celle-ci est notée " f_{c28} " elle est choisie a priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée " f_{tj} " est Conventionnellement définie par la relation suivante : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ (MPA).

I-1-2-Contraintes admissibles

On se fixe une valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette contrainte est appelée contrainte admissible.

a)-Contrainte admissible à la compression

- *Etat limite "ELU"*, $f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma_b$

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

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_b : 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_b : 1,15 situation accidentelle.

θ : le coefficient θ est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 H. à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 H et 24H .et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1H.

- *Etat limite de service : "E.L.S"*

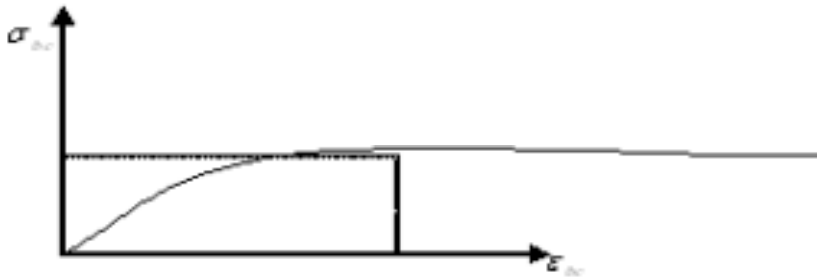


Fig. II.1 Diagrammes Contrainte Déformation pour le béton

- **Résistance caractéristique à la compression**

Pour un béton âgé de 28 jours, on a :

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa (béton superstructure)}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa (béton infrastructure)}$$

- **b)-Contrainte admissible à la traction**

On doit vérifier que les contraintes de traction du béton soit limitées aux Valeurs suivantes :

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons rares, aussi bien qu'en situation de construction elle vaut :

- f_{ij} dans la section d'enrobage,

- $1,5 f_{ij}$ ailleurs.

En situation d'exploitation, sous l'effet des combinaisons fréquentes ; elle vaut :
-0 dans la section d'enrobage.

- **La résistance caractéristique à la traction**

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (35) = 2,7 \text{ MPa (superstructure)}$$

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 0,6 + 0,06 (30) = 2,4 \text{ MPa (infrastructure)}$$

- **I-1-3-Contrainte admissible au cisaillement**

Les essais effectués sur des poutres précontraintes, soumises à des efforts de cisaillement ont mis en évidence l'existence de deux mode de rupture de béton :

- 1^{ère} : par fissuration pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\bar{\tau}_1^2 = \delta_x \cdot \delta_t + 0,4 f_{ij} (f_{ij} + \delta_t + \delta_x)$$

- 2^{ème} : par compression de cisaillement pour laquelle la contrainte de cisaillement admissible est donnée par :

$$\bar{\tau}_1^2 = \delta_x \cdot \delta_t + \frac{2 f_{ij}}{f_{ij}} + (0,6 f_{cj} - \delta_t - \delta_x) (f_{ij} + \delta_t + \delta_x)$$

La seconde formule est rarement prépondérante. elle n'est utilisée que dans le cas d'élément soumis a des fortes compressions longitudinales.

(si : $\delta_x + \delta_t > 0,4 f_{cj}$)

Avec : $\tau = \min(\bar{\tau}_1 + \bar{\tau}_2)$

En cas de traction dans le béton, on applique la 1^{ère} formule avec $\delta_x=0$,
et Comme il n'y a pas de précontrainte transversale $\delta_t=0$ d'où

$$\tau_1^2 = 0,4 f_{tj}(f_{tj}).$$

I-2-Déformation longitudinale du béton

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton "E_{ij}"
Défini par les règles BPEL 91 comme suit :

a)-Module de déformation instantanée du béton

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ pour une durée d'application } < 24\text{h.}$$

b)-Module de déformation sous chargement de longue durée

$$E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700(f_{cj})^{1/3}.$$

I-3-Déformation transversale du béton

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

● **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson est le rapport de la déformation relative
Longitudinale et transversale.

$$\nu = ((\Delta a) / a) / (\Delta L / L)$$

Avec :

a : cote de l'élément considéré.

L : longueur de l'élément considéré.

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν , prend
les valeurs suivantes :

- $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré. (E.L.S).
- $\nu = 0$ pour un béton fissuré. (E.L.U).

II-L'acier

Les aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint sont de deux
natures différentes :

- Les aciers actifs, qui créent, et maintiennent la précontrainte dans le béton.
- Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour
limiter la fissuration.

II-1-Acier actifs

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour
les constructions en béton précontraint par pré tension, ou post tension.

- Les armatures actives de précontrainte sont sous tension même sans aucune
solicitation extérieure.

- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la
formule suivante :

$$P_0 = \min(0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg}).$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

II-1-1-La limite élastique

Comme ces aciers n'ont pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique

Conventionnelle des aciers représentent 89% de la résistance garantie à la rupture.

II-1-2-Module de Young

Le module d'élasticité longitudinal "E_p" des aciers de précontrainte est

Pris égal à :

- 200 000 MPa pour les barres.
- 190 000 MPa pour les torons.

II-2-Aciers passifs

Les armatures passives sont celles utilisées dans le béton armé.

(les armatures passives sont tendues sous l'effet des sollicitations extérieures).

II-2-1-La limite élastique

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence pour les classes F_e E 400 et F_e E 500, la limite élastique est respectivement 400 MPa et 500 MPa.

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on introduit un coefficient γ_s tel que :

- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

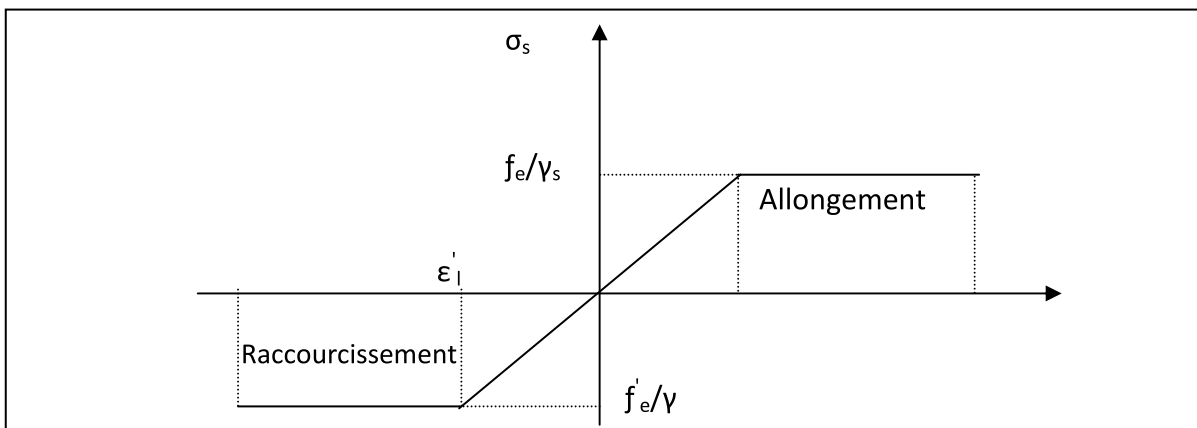


Fig. II.2 diagramme contrainte déformation pour des aciers actifs

II-2-2- Contrainte limite de traction

- En fissuration peu nuisible :

$$\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$$

- En fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e, \max (0,5 f_e ; 110 (n f_{tj})^{1/2}))$$

- En fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n f_{tj})^{1/2})$$

Avec $n = 1$ treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$ aciers à haute adhérence.

II-2-3-Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Les aciers utilisés sont des aciers courant à haute adhérence de classe FeE40 type 1

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

II-3-Les caractéristiques du câble 12T15

Contrainte de rupture garantie $f_{prg} = 1860 \text{ N/mm}^2$.

Contrainte élastique $f_{peg} = 1660 \text{ N/mm}^2$.

Module d'élasticité $E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ Mpa}$.

Section du câble $A_p = 1800 \times 10^{-6} \text{ m}^2$.

Diamètre de la gaine $\varnothing = 8,8 \text{ cm}$.

Coefficient de frottement gaine câble en ligne droite : $j = 0,002 \text{ m}^{-1}$.

Coefficient de frottement gaine câble en courbe : $f = 0,18 \text{ rd}^{-1}$.

Recul d'ancrage : $g = 3 \text{ mm}$.

Relaxation à 1000h : $\rho_{1000} = 2,5 \%$.

II-4-Qualités attendues d'un béton précontraint pour ouvrages

Ces qualités sont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à la long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries; à l'eau de mer ; éventuellement aux eaux séléniteuses.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour la mise en œuvre.

CHAPITRE III

Charges et surcharges

CHARGES ET SURCHARGES

L'ouvrage doit tenir en phase de service sous l'effet des différentes actions (surcharge routière, superstructures, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre en phase finale.

I-Charges permanentes

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et des installations fixes. (charges des trottoirs, Revêtement ; dispositif de sécurité).

Pour le calcul du poids propre des éléments en béton armé et précontraint, on considère que le matériel a un poids spécifique de 2.5 t/m^3 .

I-1-Les charges permanentes (CP)

Poids total des voussoirs :

Puisque le voussoir a une hauteur constante, le calcul du poids dépendra d'une seule section S.

$$[(10,72 \times 104) + (21,4 \times 6) + (23,65 \times 1,6)] \times 2,5 / 111,6 = 28,7 \text{ t/ml.}$$

$$p_{\text{vou}} = 28,7 \text{ t/ml}$$

I-2-Les charges complémentaires permanentes (CCP)

I-2-1-Revêtement et étanchéité :

a/-poids de l'étanchéité: $15,6 \times 0,03 \times 2,2 = 1,03 \text{ t/ml.}$

$$p_{\text{eta}} = 1,03 \text{ t/ml}$$

b/-poids du revêtement: Une couche de revêtement en béton bitumineux de **8** cm d'épaisseur placée sur le tablier : ($l = 13,5 \text{ m}$, $\gamma_{\text{BB}} = 2,4 \text{ t/m}^3$).

$$p_{\text{rev}} = 2,6 \text{ t/ml}$$

I-2-2-Poids propre du trottoir + corniche

$$P_{\text{(tr+corniche)}} = 2,5 \times (0,505 + 0,29) = 1,99 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{tr+cor}} = 1,99 \text{ t/m}$$

I-2-3-Poids propre du garde corps

$$p_{\text{gc}} = 0,1 \text{ t/m}$$

I-2-4- Poids propre du glissière de sécurité

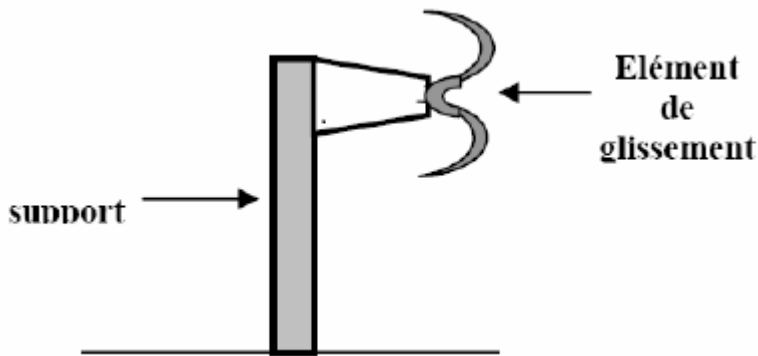


Fig III.1. Glissière de sécurité

La glissière de sécurité est en acier, son poids est de : 0,06 t/ml
Donc : $P_{gli} = 0,12$ t/ml

$$p_{gl} = 0,12 \text{ t/m}$$

donc :

$$CCP = P_{rev} + P_{tr} + P_{gc} + P_{gl}$$

$$CCP = 5,84 \text{ t/m}$$

I-2-5-le poids total du tablier

$$P_{tot} = CCP + CP$$

$$P_{tot} = 34,54 \text{ t/m}$$

II-Surcharges d'exploitation

D'après le fascicule 61 titre II, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système B_c, B_t, B_r .
- La surcharge militaire M_{c120} .
- La surcharge exceptionnelle convoi D_{240} .
- Les surcharges sur trottoirs.

• La classe du pont

Pont de première classe (largeur roulable ≥ 7 m)

Nombre de voies: $N_v = 3$ voies et une bande d'arrêt d'urgence

Largeur d'une voie: $L_v = 3,5$ m

Largeur de la bande d'urgence = 2 m

II-1-Système de charge A(l)

D'après le fascicule 61 titre II:

A (l): est une masse donnée en fonction de la longueur chargée L. elle est donnée par la formule suivante:

$$A(l) = 230 + 36000 / (l + 12)$$

• A (l) pour une travée chargée (L=30m) :

L: longueur chargeable (longueur de portée).

$$A(l) = 230 + (36000 / (30 + 12)).$$

$$A(l) = 1087 \text{ kg/m}^2.$$

$$A(l) = 1,087 \text{ t/m}^2.$$

a₁ : est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre de voies chargées.

Nbr de voies		1	2	3	4
Classe du pont	1 ^{er}	1	1	0,9	0,75
	2 ^{eme}	1	0,9	-	-
	3 ^{eme}	0,9	0,8	-	-

$$A(l)_i = a_i \times a_j \times A(l) \times L_c$$

Avec: L_c est la largeur chargée.

Alors:

• pour une voie chargée :

$$L_c = 3,5 \text{ m.}$$

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = v_0 / L_v$$

Avec : v₀=3,5 pour un pont de 1^{ière} classe.

$$\Rightarrow a_2 = 3,5 / 3,5 = 1$$

$$A(l)_{1v} = 1 \times 1 \times 1,087 \times 3,5$$

$$A(l)_{1v} = 3,80 \text{ t/m}$$

• pour 2 voies chargées :

$$L_c = 7 \text{ m.}$$

$$a_1 = 1$$

$$a_2 = v_0 / L_v$$

Avec : v₀=3,5 pour un pont de 1^{ière} classe.

$$\Rightarrow a_2 = 3,5 / 3,5 = 1$$

$$A(l)_{2v} = 1 \times 1 \times 1,087 \times 7$$

$$A(l)_{2v} = 7,60 \text{ t/m}$$

• pour 3 voies chargées :

$$L_c = 10,5 \text{ m.}$$

$$a_1 = 0,9$$

$$a_2 = v_0 / L_v$$

Avec : $v_0=3,5$ pour un pont de 1^{ière} classe.

$$\Rightarrow a_2=3,5/3,5= 1$$

$$A(l)_{3v} = 0,9 \times 1 \times 1,087 \times 10,5$$

$$A(l)_{3v} = 10,27 \text{ t/m}$$

• pour 4 voies chargées :

$$L_c = 12,5 \text{ m.}$$

$$a_1 = 0,75$$

$$a_2 = v_0 / L_v$$

Avec : $v_0=3,5$ pour un pont de 1^{ière} classe.

$$\Rightarrow a_2 = 3,5/2 = 1,75$$

$$A(l)_{4v} = 0,75 \times 1,75 \times 1,087 \times 12,5$$

$$A(l)_{4v} = 17,83 \text{ t/m}$$

L(m)	A (l)(t/m ²)	une voie chargée		Deux voies chargées		Trois voies chargées		Quatre voies chargées	
		l _c	A (l) _{1v}	l _c	A (l) _{2v}	l _c	A (l) _{3v}	l _c	A (l) _{4v}
30	1,087	3,5	3,80	7	7,6	10,5	10,27	12,5	17,83
50	0,810	3,5	2,83	7	5,66	10,5	7,65	12,5	13,29
80	0,621	3,5	2,17	7	4,35	10,5	5,87	12,5	10,18
110	0,525	3,5	1,84	7	3,68	10,5	4,96	12,5	8,61

Tableau (III -01): valeurs de A(l)

II-2- Système B

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

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

II-2-1- Surcharge Bc

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse portée par chacun des essieux arrière..... 12 t.
- Masse portée par l'essieu avant.....6 t.
- Longueur d'encombrement10, 5 m.
- Largeur d'encombrement 2,5 m.
- Distance des essieux arrière 1,5 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière.....4,5 m.
- Distance d'axe en axe des deux roues d' un essieu 2 m.

On dispose sur la chaussée autant de files ou convois de camions que la chaussée le permet, et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Disposition dans le sens transversal : nombre maximum de files que l'on peut disposer égal au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible, les files peuvent être accolées ou non.

Disposition dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens.

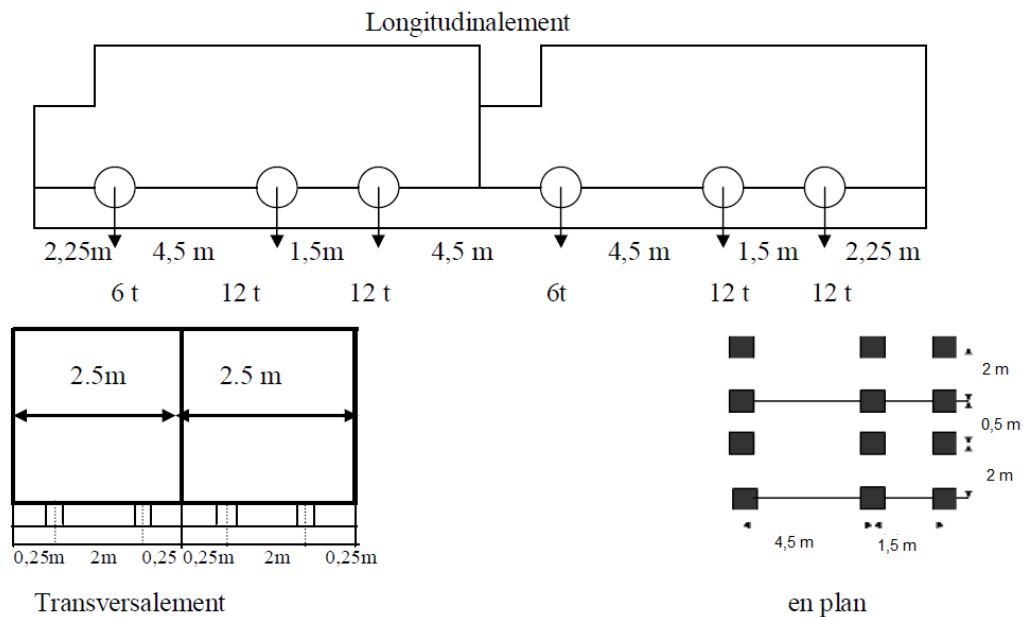


Fig. III.2. Les dimensions du système B_c

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

Classe du pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	>5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	//	//	//
3	1,00	0,80	//	//	//

Calcul des coefficients dynamiques :

Les surcharges du système B_c sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique.

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

• Pour la travée de $L=30m$:

$L = 30$ m : portée de travée.

G : La charge permanente.

$G = 1036,2$ t.

S : Surcharge B_c maximale multipliée au préalable par b_c .

Pour une voie chargée:

$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_c$

$b_c = 1,2$

$S = 2 \times 30 \times 1,2 = 72$ t.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(30)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1036,2}{72}} = 1,067$$

Pour deux voies chargées:

$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_c$

$b_c = 1,1$

$S = 4 \times 30 \times 1,1 = 132$ t.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(30)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1036,2}{132}} = 1,075$$

Pour trois voies chargées:

$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_c$

$b_c = 0,95$

$S = 6 \times 30 \times 0,95 = 171$ t.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(30)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1036,2}{171}} = 1,08$$

Pour quatre voies chargées:

$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_c$

$b_c = 0,8$

$S = 8 \times 30 \times 0,8 = 192$ t.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(30)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1036,2}{192}} = 1,083$$

• Pour la travée de $L=50m$:

$L = 50$ m : portée de travée.

G : La charge permanente.

$G = 1727$ t.

S : Surcharge B_c maximale multipliée au préalable par b_c .

Pour une voie chargée:

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_c$$

$$b_c = 1,2$$

$$S = 2 \times 30 \times 1,2 = 72 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(50)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1727}{72}} = 1,042$$

Pour deux voies chargées:

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_c$$

$$b_c = 1,1$$

$$S = 4 \times 30 \times 1,1 = 132 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(50)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1727}{132}} = 1,047$$

Pour trois voies chargées:

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_c$$

$$b_c = 0,95$$

$$S = 6 \times 30 \times 0,95 = 171 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(50)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1727}{171}} = 1,051$$

Pour une voie chargée:

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_c$$

$$b_c = 0,8$$

$$S = 8 \times 30 \times 0,8 = 192 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(50)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1727}{192}} = 1,053$$

Nota : Les surcharge du système B_c sont multipliées par le coefficient $\delta = 1,083$

II-2-2- Surcharge B_t

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1^{ère} et 2^{ème} classe.

Un tandem du système B_t comporte deux essieux (2×16 t), à roues simples munies de pneumatiques.

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé circuler sur la chaussée; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés sur le front de la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'elles occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré. Chaque tandem est supposé circuler dans l'axe d'une bande longitudinale.

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t qui est présenté dans le tableau suivant :

Classe de pont	1	2
b_t	1	0,9

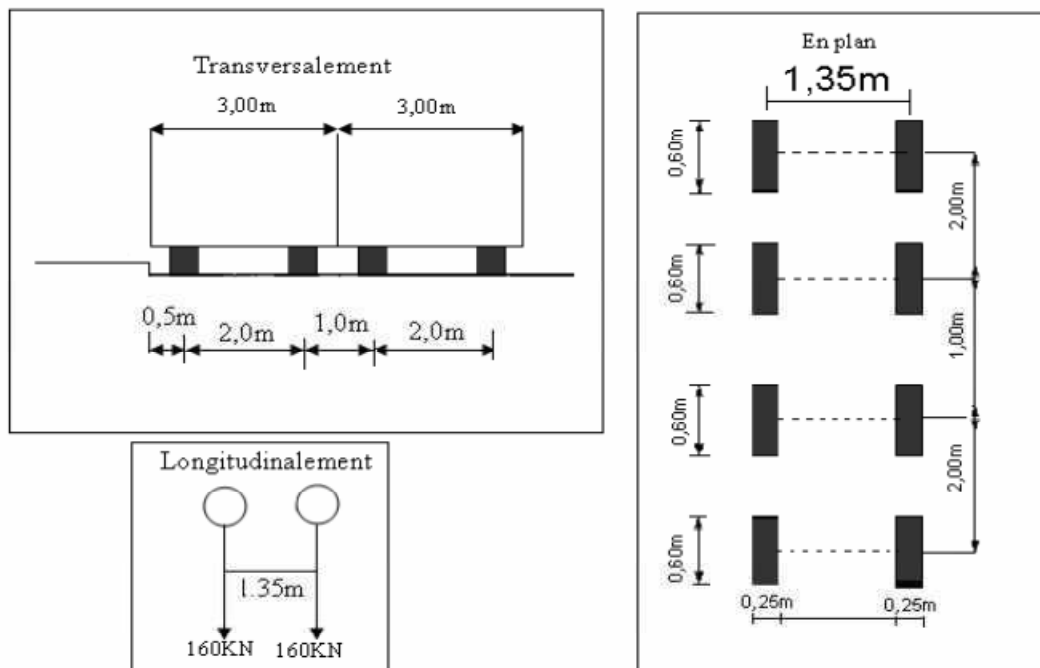


Fig.III.3. Les dimensions du système B_t

Les surcharges du système B_t sont multipliées par le coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{G}{S}}$$

• Pour la travée de $L=30m$:

$L = 30$ m : portée de travée.

G : La charge permanente.

$G = 1036,2$ t.

S : Surcharge B_t maximale multipliée au préalable par b_t .

Pour une voie chargée:

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_t$$

$$b_t = 1$$

$$S = 1 \times 32 \times 1 = 32t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(30)} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{1036,2}{32}} = 1,061$$

Pour deux voies chargées:

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_t$$

$$b_t = 1$$

$$S = 2 \times 32 \times 1 = 64t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(30)} + \frac{0,6}{1 + 4\frac{1036,2}{64}} = 1,066$$

• Pour la travée de $L=50m$:

$L = 50$ m : portée de travée.

G : La charge permanente.

$G = 1727$ t.

S : Surcharge B_t maximale multipliée au préalable par b_t .

Pour une voie chargée:

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_t$$

$$b_t = 1$$

$$S = 1 \times 32 \times 1 = 32t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(50)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1727}{32}} = 1,039$$

Pour deux voies chargées:

$$S = N_{\text{camion}} \times P \times b_t$$

$$b_t = 1$$

$$S = 2 \times 32 \times 1 = 64t.$$

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(50)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1727}{64}} = 1,043$$

Nota : Les surcharge du système B_t sont multipliées par le coefficient $\delta = 1,066$

II-2-3- Surcharge B

Ce système de charge est composé d'une roue isolée de 10t qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

II-3- La surcharge militaire (Mc120)

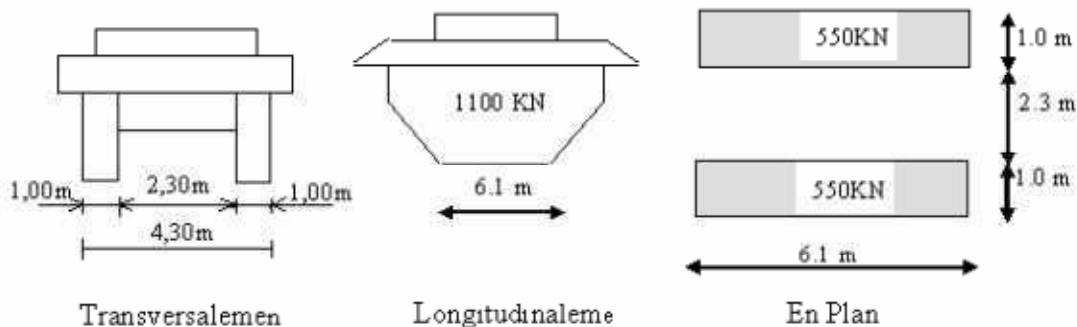
Les ponts doivent être calculés d'une manière à supporter les véhicules militaires du type Mc120 susceptibles dans certains cas d'être plus défavorables que les charges A et B. Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois.

Dans le sens transversal : un seul convoi quel que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal : le nombre de véhicule est limité. Longueur d'une chenille : 6,10m

Poids totale : 110t

Largeur d'une chenille : 1,00m



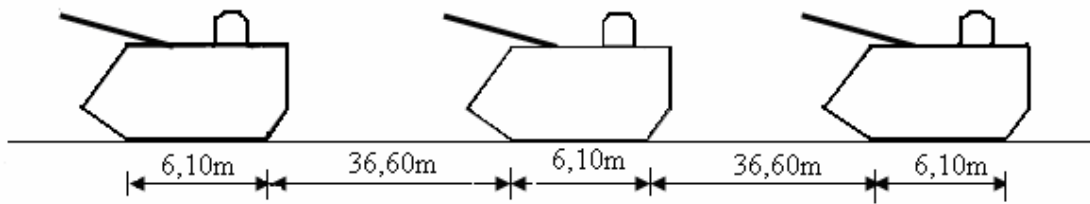


Fig.III.4. Les dimensions du système Mc120

- Pour la travée de $L=30m$:
 $L = 30 m$: portée de travée.
 G : La charge permanente.
 $G = 1036,2 t$.
 $S = n \times p = 1 \times 110 = 110 t$.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(30)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1036,2}{110}} = 1,072$$

- Pour la travée de $L=50m$:
 $L = 50 m$: portée de travée.
 G : La charge permanente.
 $G = 1727 t$.
 $S = n \times p = 1 \times 110 = 110 t$.

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2(50)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1727}{110}} = 1,045$$

Nota : Les surcharge du système Mc_{120} sont multipliées par le coefficient $\delta = 1,072$

II-4- Surcharge D240

Le convoi de type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes a deux essieux de 240 tonnes de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m de largeur et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire égale à 12,9 t/ml.

Ce type de convoi est à prendre seul.

Cette surcharge n'est pas majorée par un coefficient dynamique.

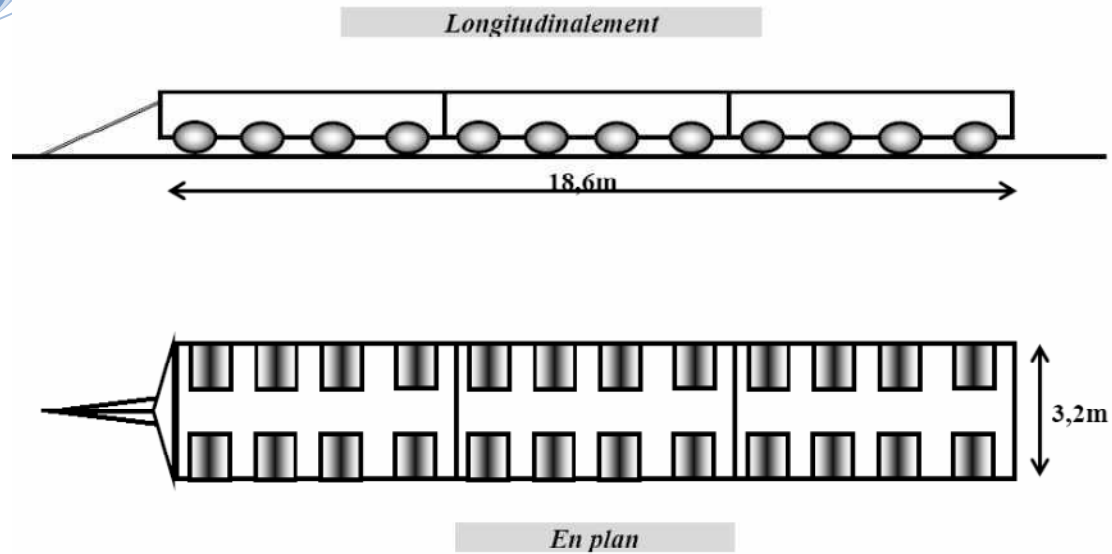


Fig.III.5. Les dimensions du système D240

II-5- Surcharges sur trottoirs

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m² réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé.

trottoir chargé : $P1 = 0,15 \times 1,70 = 0,255$ t/ml.

$P2 = 0,15 \times 0,8 = 0,12$ t/ml

II-6- Vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent; dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général; la valeur représentative de la pression dynamique du vent est égale à 2 KN/m² (selon le fascicule 61-titre II).

- $P = 2$ KN/ m² pour les ouvrages en service.

- $P = 1,25$ KN/ m² pour les ouvrages en cours de construction.

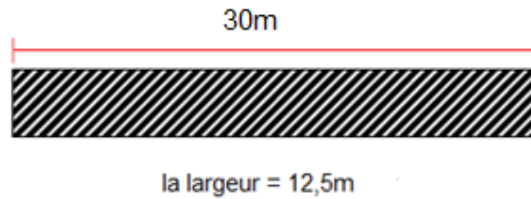
II-7- Température

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. La variation uniforme de la température se réfère à la température moyenne du lieu, soit : Pour la région de RELIZANE $\Delta T = 7^{\circ}\text{C}$.

II-8-Forces de freinage

- Effort de freinage correspondant à la charge A :

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.0035 \times S} \cdot A(L)$$



A (L) : chargement (A(L))_{4v} = 17,83 t/ml

S : surface chargé par m (S = 30,00 × 12,50 = 375m²)

$$F_A = [1/(20+(0,0035 \times 375))] \times 17,83 \times 30$$

$$F_A = 25,2 \text{ t}$$

- Effort de freinage correspondant à la charge B_c :

F_{Bc} = 30t par tablier un seul camion est supposé freiner

Pour la vérification de l'aptitude en service, la valeur à courte durée de la résultante totale de force de freinage vaut 30t.

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

II-9-Le séisme

Selon le RPOA notre territoire national est divisé en 5 zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable

Zone I : faible

Zone IIa : moyenne

Zone IIb : élevée

Zone III : très élevée

Le pont est du groupe 2, pont important.

Zone sismique IIa.

Coefficient d'accélération de zone A = 0,2

Site : Catégorie S3 : (site meuble). Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec VS ≥ 200 m/s à partir de 20 m de profondeur. S=1,20

Amortissement : ξ = 5%

Facteur de correction de l'amortissement : η = √[7/(2+ξ)]

III-Combinaison de charges

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes. Un coefficient de majoration est affecté à chaque action en fonction de sa nature prépondérante ou concomitante.

Les coefficients de majoration sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A(l)	1,6	1,2
Système (Bc)	1,6	1,2
Mc 120	1,35	1
D240	1,35	1
Gradient thermique (ΔT)	0	0,5
Vent (W)	1,5	1
Surcharge sur trottoir (St)	1,6	1,2
Freinage	1,6	1,2

Tableau (III-02): coefficients de pondération des charges et surcharges

Les combinaisons :

Action prépondérante	Combinaisons	Numéro de la combinaison
A L'E.L.U	$1,35G + 1,6(AI+St)$	1
	$1,35G + 1,6(Bc+St)$	2
	$1,35G + 1,35Mc_{120}$	3
	$1,35G + 1,35D_{240}$	4
	$1,35G + 1,5W$	5
A L'E.L.S	$G + 1,2(AI+St)$	6
	$G + 1,2(Bc+St)$	7
	$G + Mc_{120}$	8
	$G + D_{240}$	9
	$G + 1,2(AI+St)+0,5 \Delta T$	10
	$G + 1,2(Bc+St)+0,5 \Delta T$	11
	$G + Mc_{120}+0,5 \Delta T$	12
	$G + D_{240}+0,5 \Delta T$	13
$G + W$	14	

Tableau (III-03): combinaisons des charges

CHAPITRE IV

Etude du fléau

ETUDE DU FLEAU**I-Introduction**

Pour l'évaluation des efforts agissants sur chaque voussoir, on considère seulement le demi-fléau en raison de la symétrie par rapport à l'axe de la pile, en supposant que le demi-fléau est encastré au niveau de la pile

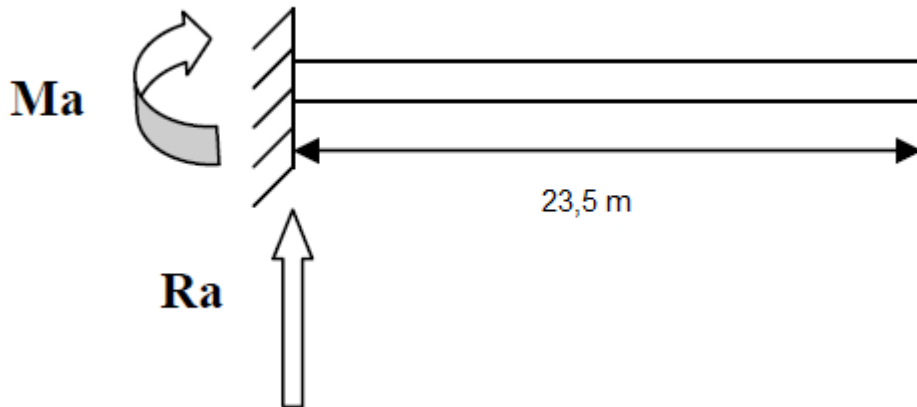


Fig. IV.1. Schéma statique du demi-fléau.

II- Charges appliquées à la console en cours de la construction

Les charges à prendre en compte dans ces phases sont :

II-1 Le poids propre du tablier

On prendra par sécurité un voussoir complet de déséquilibre (voussoir de droite déjà posé, voussoir de gauche non posé). le poids du demi fleau droit sera multiplier par 1,03 (majoration de 3%), et le demi fleau gauche sera multiplier par 0,98 (minoration de 2%) pour tenir le déséquilibre.

II-2 Les surcharges de chantier

On tient également compte de divers matériels de chantier que l'on assimile à une surcharge uniformément répartie de 50 kg/m² et une surcharge concentrée de 12.8 tonnes (donnée par la relation 50+5b en KN et étant b= 15,6m la largeur du voussoir) appliquée au bout de la console.

II-3-Equipage mobile : On prend le poids de l'équipage mobile égale à 50 tonnes concentrée au bout de l'avant dernier voussoir qui déjà mis en tension, donc pour le dernier voussoir et le clavage on n'a pas besoins de l'équipage mobile.

II-4-Le vent : D'après le fascicule 61 Titre II on prend une surcharge du vent égale à 100kg/m² si la phase de construction n'excède pas un mois, et 125kg/ m² sinon. Donc pour notre cas on prendre 125 kg/ m² soit 0,125 t/m².

II-5-Surcharges accidentelles : Des incidents pouvant survenir en cours d'exécution, tels que la chute d'un équipage mobile, et doivent être pris en compte.

III-Efforts dus à l'exécution de fléau**III-1 Effets du poids propre dans le fléau**

Sp= 21,4/ St= 10,72

Sp sur une longueur Lp= 1,5m et St sur une longueur Lt=22 m,

$$P=S \times L \times \gamma b$$

γb désigne le poids volumique du béton ($\gamma b=2,5t/m^3$).

S:la section du voussoir.

L:longueur de répartition des voussoirs.

$P_p=21,4 \times 1,5 \times 2,5 = 80,25$ t donc : la charge répartie est $q_1=80,25/1,5=53,5$ t/ml.

$P_t=10,72 \times 22 \times 2,5=589,6$ t donc :la charge répartie est $q_2=589,6/22=26,8$ t/ml.

Les équations des sollicitations dans la première partie : $x(0, 1,5)$.

Effort tranchant :

$$V(x) = -q_1 x + 669,85$$

$$\checkmark V(0) = 669,85 \text{ t.}$$

$$\checkmark V(1,5) = -53,5 (1,5) + 669,85 = 589,6 \text{ t.}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -q_1 x^2 / 2 + 669,85 x - 7430,19$$

$$\checkmark M(0) = -7430,19 \text{ t.}$$

$$\checkmark M(1,5) = -53,5(1,5)^2 / 2 + 669,85 (1,5) - 7430,19 = -6485,6 \text{ t.}$$

Les équations des sollicitations dans la partie : $x (1,5, 23,5)$.

Effort tranchant :

$$V(x) = -q_2(x-1,5) - q_1 \cdot 1,5 + 669,85$$

$$\checkmark V(1,5) = -26,8(1,5-1,5) - 53,5 \times 1,5 + 669,85 = 589,6 \text{ t.}$$

$$\checkmark V(23,5) = -26,8(23,5-1,5) - 53,5 \times 1,5 + 669,85 = 0 \text{ t.}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -q_2(x-1,5)^2 / 2 - q_1 \times 1,5(x-1,5/2) + 669,85x - 7430,19$$

$$\checkmark M(1,5) = -26,8(1,5-1,5)^2 / 2 - 53,5 \times 1,5(1,5-1,5/2) + 669,85(1,5) - 7430,19 = -6485,6 \text{ t.m}$$

$$\checkmark M(23,5) = -26,8(23,5-1,5)^2 / 2 - 53,5 \times 1,5(23,5-1,5/2) + 669,85 (23,5) - 7430,19 = 0$$

III-2-Effets des surcharges réparties de chantier Q_c

On considère une surcharge de chantier répartie de $50\text{Kg}/\text{m}^2 = 0,05 \text{ t}/\text{m}^2$.

Soit : $Q_c = 0,05 \times 15,6 = 0,78 \text{ t}/\text{ml}$

Avec : **L** : Largeur du tablier ; $L = 15,6 \text{ m}$

L'équation de moment fléchissant :

$$M(x) = -215,38 - Q_c x^2 / 2 + 18,33 x$$

L'équation de l'effort tranchant :

$$V(x) = 18,33 - Q_c \cdot x$$

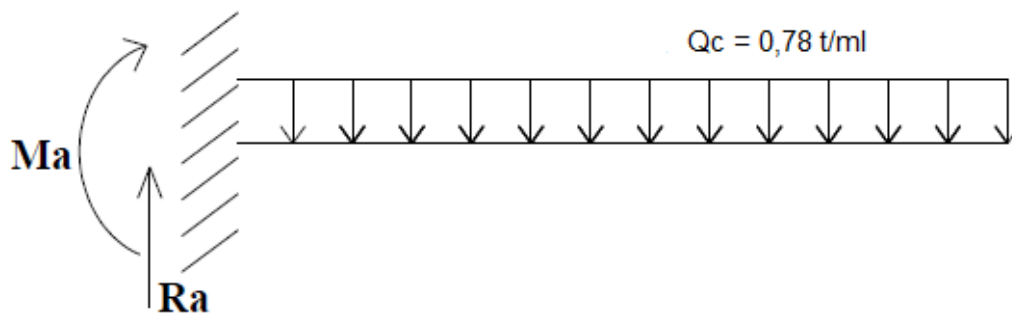


Fig. IV.2. Surcharge répartie de chantier.

III-3- Effets des Surcharges concentrées et équipage mobile

$$Q_p = Q_{em} + Q \text{ Surcharges de chantier} = 12,8 + 50 = \mathbf{62,8 \text{ t}}$$

L'équation de moment fléchissant :

$$M(x) = -1475,8 + 62,8x.$$

L'équation de l'effort tranchant :

$$V(x) = 62,8t.$$



Fig. IV.3. Surcharge concentrée.

III-4-Effets de Surcharge répartie du vent Qv

D'après le fascicule 61 titre 2 on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m²
Soit 0,125 t/m².

$$Q_v = 0,125 \times 15,6 = 1,95 \text{ t/ml.}$$

L'équation de moment fléchissant :

$$M(x) = -Q_v \cdot x^2 / 2 + 45,82x - 538,44$$

L'équation de l'effort tranchant :

$$V(x) = 45,82 - Q_v \cdot x$$

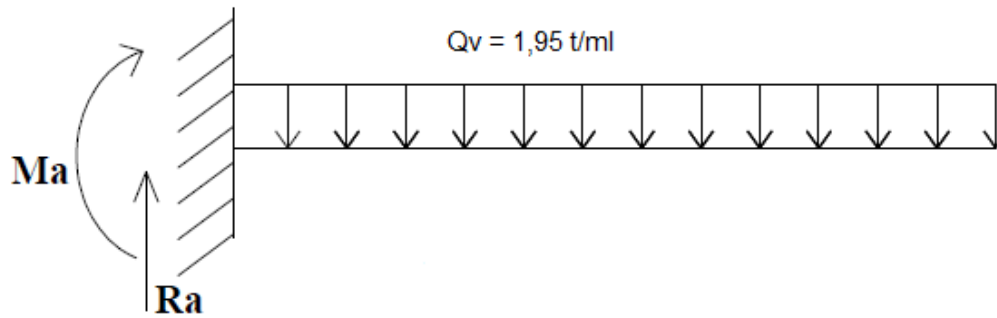


Fig. IV.4. Surcharge du vent.

III-5-Effets de l'action accidentelle de la chute d'un voussoir

La chute de l'ensemble ou d'un voussoir préfabriqué en cours de pose F_A est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de **2** pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute, cela revient à inverser le sens du poids du dernier voussoir préfabriqué sur l'un des demi-fléaux. Afin d'envisager la situation la plus défavorable on suppose que la chute a lieu lors de la pose de la dernière paire de voussoir.

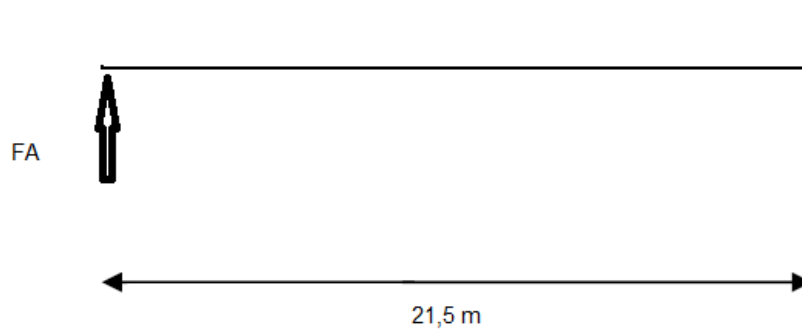


Fig. IV.5. Schéma représente la force F_A .

$$0 \leq x \leq 21,5\text{m}$$

$$M(x) = Q_{Fa} \cdot x$$

$$T(x) = Q_{Fa}$$

$$M_{Fa} = 21976 \text{ KN.m}$$

$$T_{Fa} = -1072 \text{ KN}$$

Les résultats des moments fléchissant et efforts tranchant de toutes les charges appliquées sont représentés dans le tableau suivant :

section	Poids propre		Surcharge du chantier		Surcharges concentrées		Surcharge du vent	
	V (T)	M (T.m)	V (T)	M (T.m)	V (T)	M (T.m)	V (T)	M (T.m)
0	669,85	-7430,19	18,33	-215,38	62,8	-1475,8	45,82	-538,44
1,5	589,6	-6485,6025	17,16	-188,7625	62,8	-1381,6	42,895	-471,90375
3,5	536	-5360,0025	15,6	-156,0025	62,8	-1256	38,995	-390,01375
5,5	482,4	-4341,6025	14,04	-126,3625	62,8	-1130,4	35,095	-315,92375
7,5	428,8	-3430,4025	12,48	-99,8425	62,8	-1004,8	31,195	-249,63375
9,5	375,2	-2626,4025	10,92	-76,4425	62,8	-879,2	27,295	-191,14375
11,5	321,6	-1929,6025	9,36	-56,1625	62,8	-753,6	23,395	-140,45375
13,5	268	-1340,0025	7,8	-39,0025	62,8	-628	19,495	-97,56375
15,5	214,4	-857,6025	6,24	-24,9625	62,8	-502,4	15,595	-62,47375
17,5	160,8	-482,4025	4,68	-14,0425	62,8	-376,8	11,695	-35,18375
19,5	107,2	-214,4025	3,12	-6,2425	62,8	-251,2	7,795	-15,69375
21,5	53,6	-53,6025	1,56	-1,5625	62,8	-125,6	3,895	-4,00375
23,5	0	0	0	0	62,8	0	0	0

Tableau (IV-01): Moments fléchissant et efforts tranchant du demi-fléau

III-6-les combinaisons de charges

- A l'état limite ultime «cas courant» :

On prendra par sécurité un voussoir complet de déséquilibre (voussoir de droite déjà posé, voussoir de gauche non posé), les deux équipages étant en place sur les deux voussoirs symétriques.

$$1,1(G_{\max} + G_{\min}) + 1,25 (Q_c + Q_p)$$

- A l'état limite ultime « cas accidentel » :

On vérifié l'ouvrage à l'état accidentel dans le cas on il y'a une chute d'un équipage quelconque sur le tablier, cette action est combinée avec le vent mais dans le sens inverse.

$$1,1(G_{\max} + G_{\min}) + F_A + Q_c + Q_p + Q_v$$

Avec :

$G_{\max} = 1,03 \times$ le poids du $\frac{1}{2}$ fléau de droite.

$G_{\min} = 0,98 \times$ le poids du $\frac{1}{2}$ fléau de gauche.

p : charge de l'équipage mobile.

q: surcharges réparties.

F_A: la chute d'un voussoir.

combinaison	Cas courant	Cas accidentel
Sous poids propre	$1,1(G_{\max} + G_{\min})$	$1,1(G_{\max} + G_{\min})$
Sous surcharges	$1,25 (Q_c + Q_p)$	$F_A + Q_c + Q_p + Q_v$

Tableau (IV-02) : les combinaisons des charges

Pour le demi-fléau de gauche :

Dernier voussoir non posé :

$$q_1=53,5 \text{ t/ml.}$$

$$q_2=26,8 \text{ t/ml.}$$

Les équations des sollicitations dans la première partie : $x(0, 1,5)$.

$$V(x)= - q_1x+616,25$$

$$M(x)= - q_1x^2/2+616,25x-6224,18$$

Les équations des sollicitation dans la partie : $x(1,5 . 21,5)$.

$$V(x)= - q_2(x-1,5)-q_1.1,5+616,25$$

$$M(x)=-q_2(x-1,5)^2/2 -q_1.1,5(x-1,5/2)+ 616,25x -6224,18$$

Tableau définissant l'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre seulement du $\frac{1}{2}$ fléau de gauche :

section	Poids propre	
	V (T)	M (T.m)
0	616,25	-6224,18
1,5	536	-5359,99
3,5	482,4	-4341,59
5,5	428,8	-3430,39
7,5	375,2	-2626,39
9,5	321,6	-1929,59
11,5	268	-1339,99
13,5	214,4	-857,59
15,5	160,8	-482,39
17,5	107,2	-214,39
19,5	53,6	-53,59
21,5	0	0

Tableau (IV-03) : l'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre seulement du $\frac{1}{2}$ fléau de gauche

III-7-Détermination des moments et des efforts tranchants

- A l'état limite ultime «cas courant» :

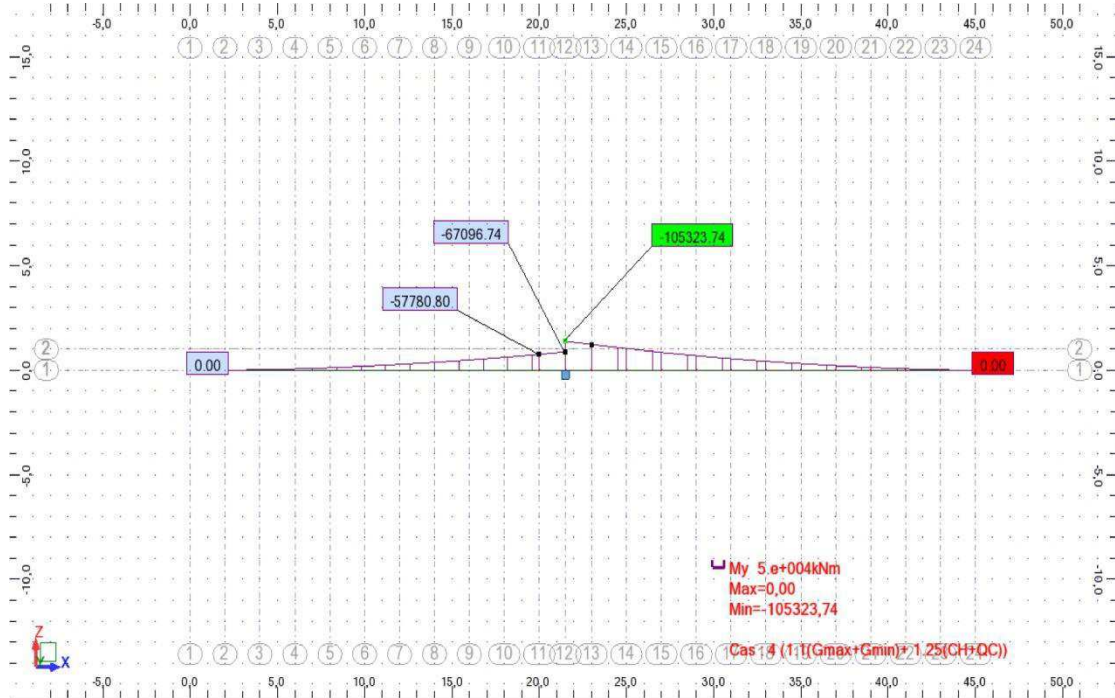


Fig. IV.6. Moments fléchissant dus à la combinaison :
 $1,1(G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_c + Q_p)$

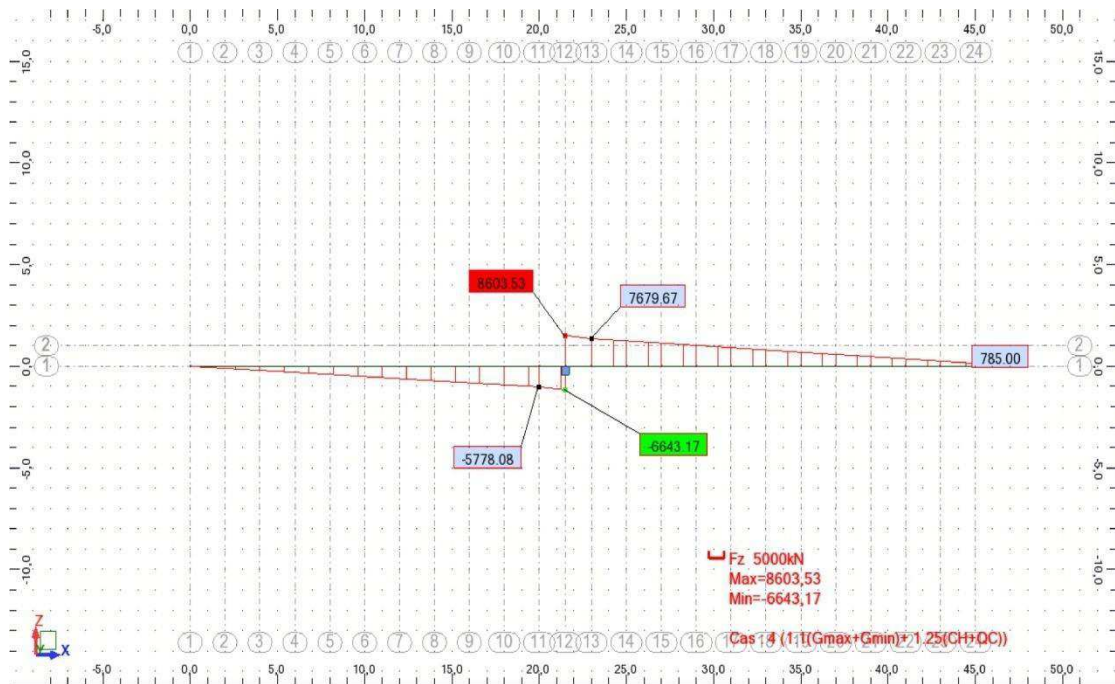


Fig. IV.7. Effort tranchant dus à la combinaison :
 $1,1(G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_c + Q_p)$

$X(m)$	$M (KN.m)$	$V (KN)$
0	-105323,74	8603,53
1,5	-93111,35	7696,67
3,5	-78378,8	7052,88
5,5	-64899,83	6426,09
7,5	-52674,43	5799,3
9,5	-41702,61	5172,52
11,5	-31984,37	4545,73
13,5	-23519,7	3918,94
15,5	-16308,61	3292,15
17,5	-10351,09	2665,36
19,5	-5647,15	2038,58
21,5	-2196,79	1411,78
23,5	0	785

Tableau (IV-04) : les efforts dus a la combinaison $1,1(G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_c+Q_p)$

- A l'état limite ultime « cas accidentel » :

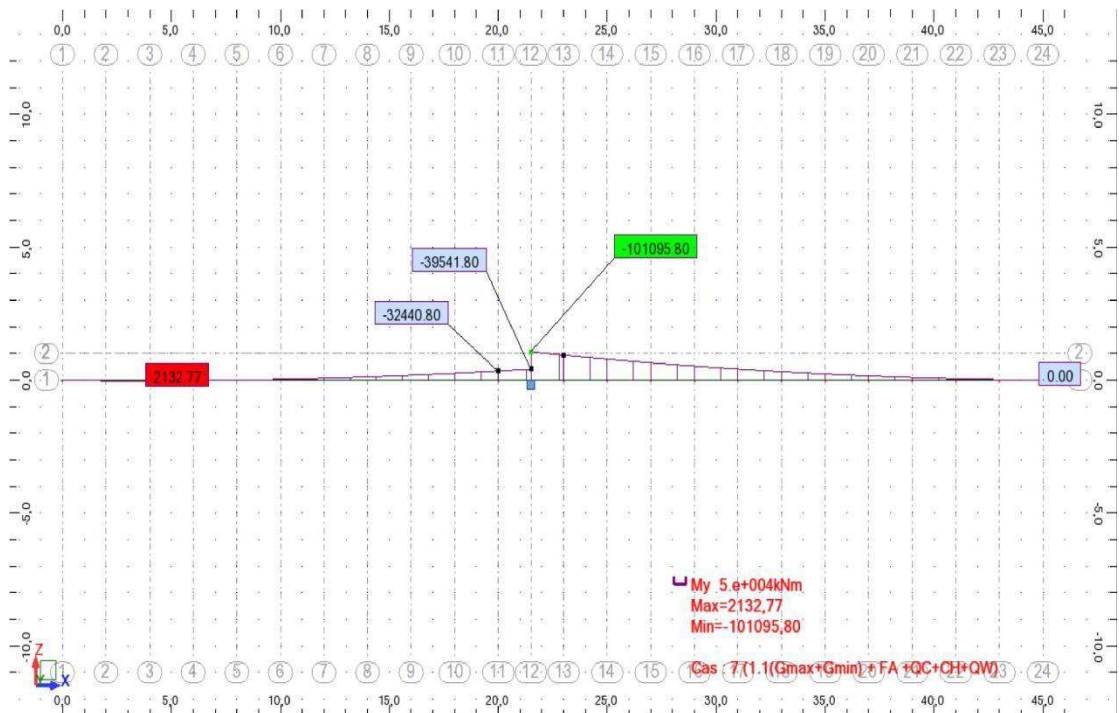


Fig. IV.8. Moments fléchissant dus à la combinaison :
 $1,1(G_{max} + G_{min}) + F_A + Q_c + Q_p + Q_v$

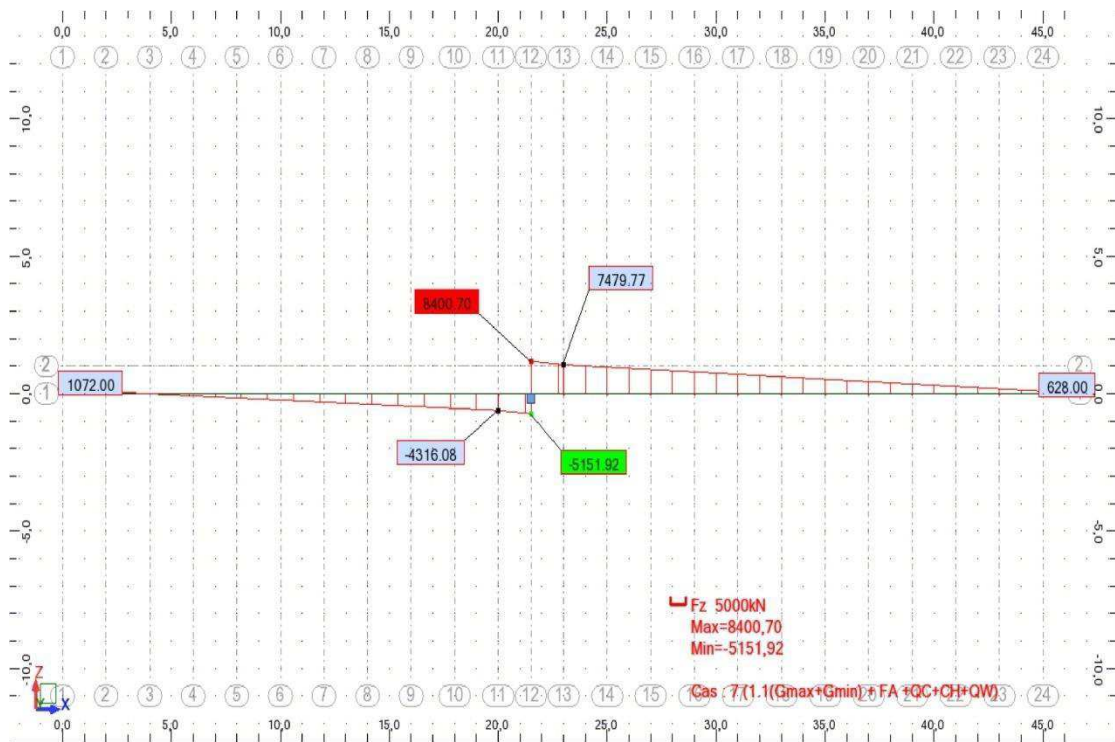


Fig. IV.9. Effort tranchant dus à la combinaison :
 $1,1(G_{max} + G_{min}) + FA + Q_c + Q_p + Q_v$

X(m)	M (KN.m)	V (KN)
0	-101095,8	8400,7
1,5	-89185,45	7479,77
3,5	-74848,8	6856,88
5,5	-61757,93	6233,99
7,5	-49912,83	5611,10
9,5	-39313,51	4988,22
11,5	-29959,97	4365,33
13,5	-21852,2	3742,44
15,5	-14990,21	3119,55
17,5	-9373,99	2496,66
19,5	-5003,55	1873,78
21,5	-1878,89	1250,89
23,5	0	628

Tableau (IV-05): les efforts dus à la combinaison $1,1(G_{max} + G_{min}) + FA + Q_c + Q_p + Q_v$

IV-Etude de l'encastrement provisoire

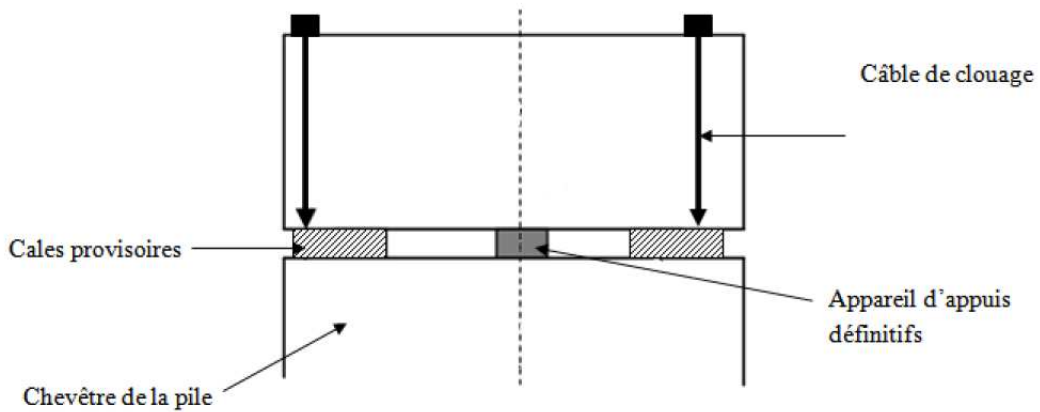


Fig. IV.10. Schéma représentatif de la pile avec l'appui et les cales

Sous le moment de renversement le fléau ne doit pas décoller. La précontraint doit compenser la réaction de soulèvement de la cale sous l'action de M_R

$$M_R = M_{\max} \text{ de fléau de droite} - M_{\max} \text{ du fléau de gauche (cas ELU)}$$

$$= 105323,74 - 67096,74 = 38227 \text{ KN.m}$$

$$N = 8603,53 - 6643,17 = 1960,36 \text{ KN}$$

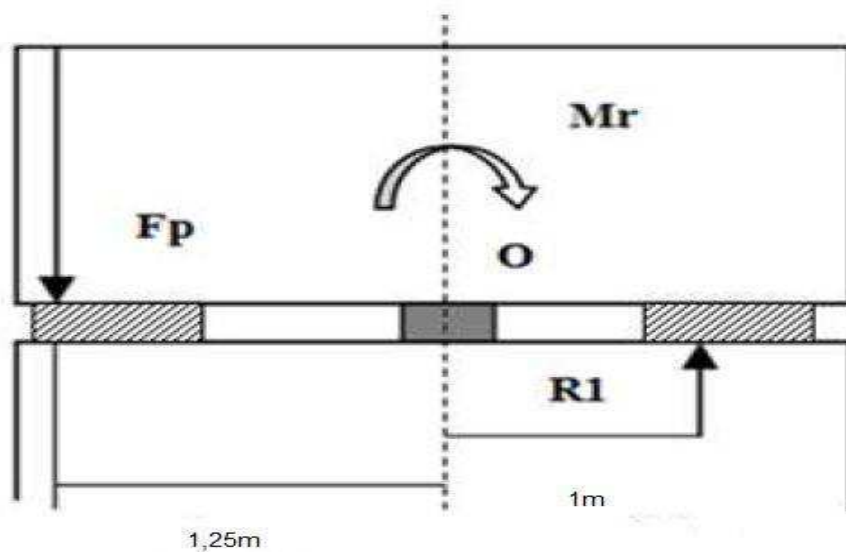


Fig. IV.11. Efforts agissant sur les cales**La réaction théorique des cales R :**

$$R = (N/2) - (M/e) + F_i$$

$$F_i = n * (1-p) * \sigma_{p0} * s$$

Avec :

P : pertes estimées à 20 %

$$\sigma_{p0} = \min(0,8 * F_{prg} , 0,9 F_{peg})$$

$$N * S = [(M/e) - (N/2)] / (1-p) * 0,8 * F_{prg}$$

$$N * S = 0,0105$$

$$N = 5,84$$

Soit : **6 câbles à gauche et 6 câbles à droite de 12T15.**

CHAPITRE V

Etude de la précontrainte

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DE LA CONSOLE

I-Introduction

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est l'innovation la plus importante du siècle passé. Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. Certains ouvrages tels que les ponts de grande portée seraient inimaginables aujourd'hui sans l'utilisation du béton précontraint.

Faire l'exposé historique de la précontrainte serait prétentieux. Relevons toutefois que le béton précontraint est considéré comme une invention française résultant des travaux d'Eugène FREYSSINET (1879 – 1962).

II- Etude de la précontrainte de fléau

La précontrainte longitudinale d'un pont construit par encorbellement se compose de deux familles de câbles : les câbles de fléau et les câbles de continuité.

- **câbles de fléau** : ce sont des câbles qu'on doit mettre en cours de construction. Ils sont destinés à s'opposer aux moments de flexion négatifs provoqués par la construction des consoles et à rendre chaque voussoir solidaire à la partie du tablier déjà exécutée. Ces câbles sont mis en tension de façon symétrique de chaque côté de la pile.

En pratique, on arrête au minimum un câble par âme à l'extrémité de chaque voussoir. Ces câbles de fléau n'engendrent pas de moments hyperstatiques, ils sont mis en tension sur un fléau isostatique.

- **câbles de continuité** : ils sont enfilés au voisinage de la clé de chaque travée pour réaliser la continuité du tablier et résister aux moments fléchissant positifs qui en résultent. Les câbles de continuité engendrent des moments hyperstatiques du fait de leur mise en tension sur une structure hyperstatique.

Nota :

Pour le dimensionnement des câbles de fléau, on étudie seulement le demi-fléau en raison de sa symétrie par rapport à l'axe de la pile

II-1- Détermination des efforts de précontraintes schémas de câblage

II-1-1- Détermination de la précontrainte de fléau

Les câbles de fléau sont déterminés dans la phase de construction ou les sollicitations sont maximales, ces dernières créent des contraintes de compression dans les fibres supérieures et des contraintes de traction dans les fibres inférieures du voussoir.

$$\sigma_{psup} = \frac{P}{S} + \frac{P_e V}{I} \quad \text{Sur les fibres supérieures.}$$

$$\sigma_{pinf} = \frac{P}{S} - \frac{P_e V}{I} \quad \text{Sur les fibres inférieures.}$$

Avec :

σ_{psup} : Contrainte de compression générée au niveau des fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

$\sigma_{p_{inf}}$: Contrainte de traction au niveau des fibres inférieure générée par l'application de l'effort de précontrainte.

P : Effort de la précontrainte.

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

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

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

e : l'excentricité des câbles par rapport au centre de gravité.

Trois classes sont déterminées de précontrainte selon le degré d'agressivité atmosphérique auquel notre ouvrage est exposé.

À la limite :

$$\frac{P}{S} + \frac{P_e V}{I} = \frac{M.V}{I} \Rightarrow P \left(\frac{1}{S} + \frac{eV}{I} \right) = \frac{M.V}{I} \Rightarrow P = \frac{M \frac{V}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{eV}{I}}$$

M : Le moment fléchissant du au poids propre et les surcharges.

S : l'aire de la Section du voussoir.

Dans cette dernière expression "P" et "e" sont des inconnues, pour cela on fixe "e" et on détermine "P".

II-1-2- Détermination du nombre de câbles de fléau

Le nombre des câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{0,8 p_0}$$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1 T15 s peut créer et P_0 est estimé à 20% de perte.

$F_{prg} = 1860 \text{Mpa}$.pour un câble de 1 T15 s.

$F_{peg} = 1660 \text{Mpa}$.pour un câble de 1 T15 s.

La tension d'origine :

$$\sigma_{p_0} = \text{Min}(0.8F_{prg}, 0.9F_{peg}) = \text{Min}(1488, 1494) = 1488 \text{MPa}$$

$$\sigma_{p_0} = \frac{P_0}{S} \Rightarrow P_0 = \sigma_{p_0} * S_p$$

$$P_0 = 1488 * 1800 * 10^{-6} = 2,68 \text{MN}$$

Section	M (t.m)	I (m ⁴)	S (m ²)	V (m)	e (m)	P(t)	N
0	10532,374	12,74	21,4	1,07	0,945	7133,92	31,62
1,5	9311,135	12,74	21,4	1,07	0,945	6306,73	27,53
3,5	7837,88	8,73	10,72	0,9	0,775	4736,31	23,67
5,5	6489,983	8,73	10,72	0,9	0,775	3921,79	19,63
7,5	5267,443	8,73	10,72	0,9	0,775	3183,03	14,88
9,5	4170,261	8,73	10,72	0,9	0,775	2520,02	12,40
11,5	3198,437	8,73	10,72	0,9	0,775	1932,76	10,21
13,5	2351,97	8,73	10,72	0,9	0,775	1421,26	8,30
15,5	1630,861	8,73	10,72	0,9	0,775	985,50	6,68
17,5	1035,109	8,73	10,72	0,9	0,775	625,50	5,33
19,5	564,715	8,73	10,72	0,9	0,775	341,25	3,27
21,5	219,679	8,73	10,72	0,9	0,775	132,75	1,50
23,5	0	8,73	10,72	0,9	0,775	0,00	0,00

Tableau (V-01): calcul des câbles de précontraint du fléau

Nombre de câbles arrêtés au niveau de chaque voussoir :

V	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12
N ^{bre} de câbles par voussoir	4	4	4	4	2	2	2	2	2	2	2	2
N ^{bre} de câbles arrêtés /âme	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1

Tableau (VI-02): nombre de câbles arrêtés par voussoir

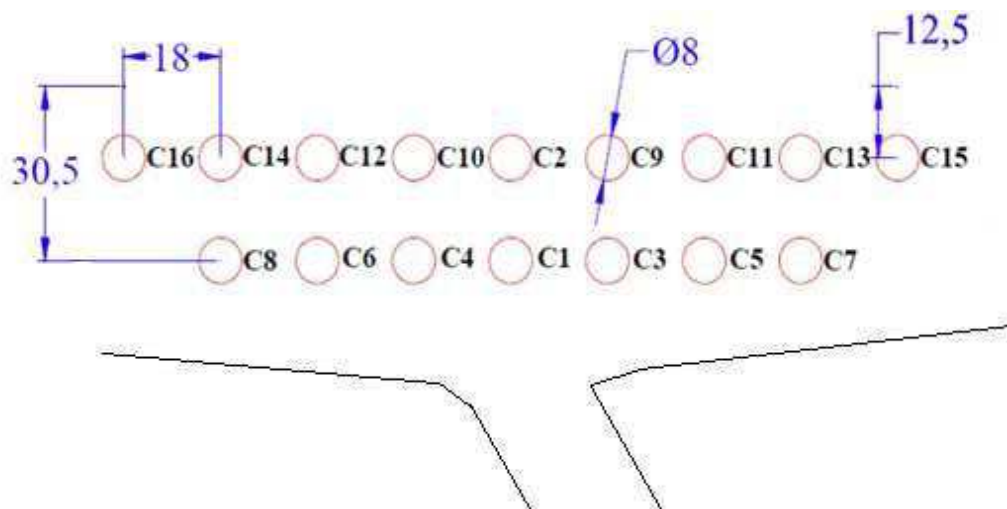


Fig.V.1. Disposition des câbles de fléau

II-1-3-Étude du tracé des câbles en élévation

Les câbles de fléau passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale. Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes afin de bénéficier de la réduction de l'effort tranchant.

Le tracé des câbles devra s'inspirer des principes suivants :

Éviter au maximum les croisements des câbles en particulier dans les âmes.

Les câbles suivront un trajet rectiligne jusqu'au début des derniers voussoirs où ils subissent une déviation générale : $y = ax^2 + bx + c$

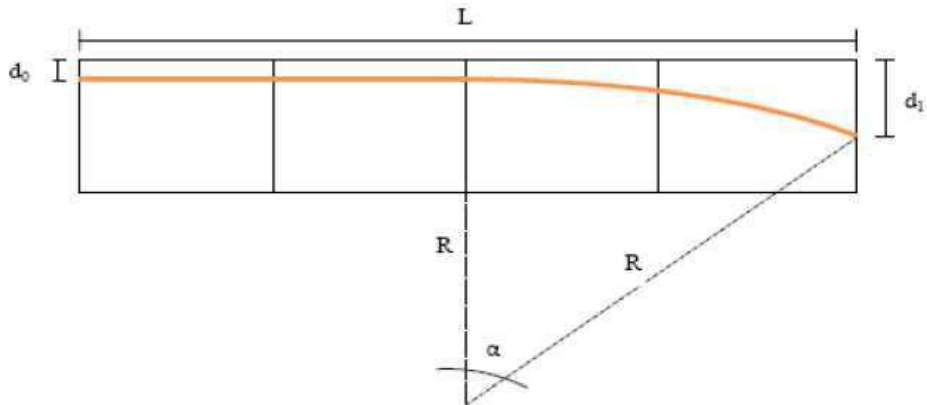


Fig .V.2. Tracé en élévation du câble de fléau

En respectant les conditions aux limites :

$$d(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l} \right)^2$$

d_1 : distance du point d'ancrage.

d_0 : distance du câble à fibre supérieure

Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression

$$R_c = x^2 / [2 \times (d_1 - d_0)] \geq R_{\min}$$

$R_{\min} = 6$ m pour 12 T15s.

La déviation verticale d'un câble n est :

$$\tan \alpha = dy/dx = 2y/x$$

Exemple de calcul :

$$X = 1,5 \text{ m}$$

$$V = 1,07 \text{ m}$$

$$d_0 = 0,125 \text{ m}$$

$$\text{on prend : } d_1 = V = 1,07 \text{ m}$$

$$Y = d_1 - d_0 = 1,07 - 0,125 = 0,945 \text{ m}$$

$$R = X^2 / 2Y = 1,5^2 / (2 \times 0,945) = 1,19 \text{ m}$$

$$R = 1,19 \text{ m} < R_{\min} = 6 \text{ m}$$

Donc il faut que :

$$X^2 / 2Y \geq R_{\min} \Rightarrow Y \leq X^2 / 2 R_{\min} \Rightarrow Y \leq 1,5^2 / 2 \times 6 \Rightarrow Y \leq 0,19$$

On prend $Y = 0,15 \text{ m}$

$$\text{Alors } d_1 = y + d_0$$

$$d_1 = 0,15 + 0,125 = 0,275 \text{ m}$$

$$R = X^2 / 2Y = 1,5^2 / (2 \times 0,15) = 7,5 \text{ m}$$

$$\text{tag} \alpha = dy/dx = 2y/x = (2 \times 0,15) / 1,5 = 0,2$$

$$\alpha = 11,30^\circ$$

$$d(x) = 0,125 + 0,067 x^2$$

	N° de câbles	X(m)	V(m)	d ₁	d ₀	Y(m)	R(m)	α°	Equation de la courbure
V1	1	1,5	1,07	0,455	0,305	0,15	7,5	11,30	0,305 + 0,067 x ²
	2	1,5	1,07	0,275	0,125	0,15	7,5	11,30	0,125 + 0,067 x ²
V2	3	2	0,9	0,605	0,305	0,3	6,67	16,7	0,305 + 0,024 x ²
	4	2	0,9	0,605	0,305	0,3	6,67	16,7	0,305 + 0,024 x ²
V3	5	2	0,9	0,605	0,305	0,3	6,67	16,7	0,305 + 0,001 x ²
	6	2	0,9	0,605	0,305	0,3	6,67	16,7	0,305 + 0,001 x ²
V4	7	2	0,9	0,605	0,305	0,3	6,67	16,7	0,305 + 0,005 x ²
	8	2	0,9	0,605	0,305	0,3	6,67	16,7	0,305 + 0,005 x ²
V5	9	2	0,9	0,425	0,125	0,3	6,67	16,7	0,125 + 0,003 x ²
V6	10	2	0,9	0,425	0,125	0,3	6,67	16,7	0,125 + 0,002 x ²
V7	11	2	0,9	0,425	0,125	0,3	6,67	16,7	0,125 + 0,0016 x ²
V8	12	2	0,9	0,425	0,125	0,3	6,67	16,7	0,125 + 0,0013 x ²
V9	13	2	0,9	0,425	0,125	0,3	6,67	16,7	0,125 + 0,001 x ²
V10	14	2	0,9	0,425	0,125	0,3	6,67	16,7	0,125 + 0,0008 x ²
V11	15	2	0,9	0,425	0,125	0,3	6,67	16,7	0,125 + 0,0006 x ²
V12	16	2	0,9	0,425	0,125	0,3	6,67	16,7	0,125 + 0,0005 x ²

Tableau (V-03): les équations des câbles en élévation

II-1-4-Étude du tracé des câbles en plan :

En plan, les câbles de précontrainte suivent un tracé légèrement incliné par rapport à l'axe longitudinale de la poutre caisson puis s'infléchiront de manière plus accentuée suivant une forme de 'S' jusqu'à l'ancrage.

On adopte un tel tracé pour réduire au maximal la composante transversale de l'effort de précontrainte, par hypothèse on considère que la courbure commence à deux sections de la section d'ancrage.

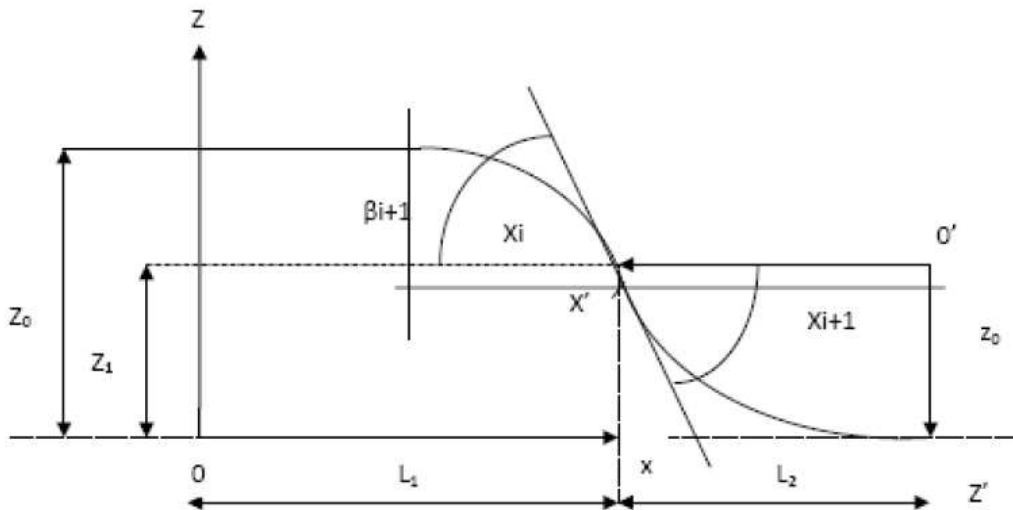


Fig .V.3. Tracé en plan du câble de fléau

Le tracé suit une équation parabolique de forme :

$$Z(x) = ax^2 + bx + c$$

Avec les conditions aux limites.

$$Z(x) = Z_{i+1} + (Z_{i+1} - Z_i) \cdot (x/l)^2$$

Le rayon de courbure :

$$R(x) = ax^2 + bx + c$$

Avec les conditions aux limites.

$$R_i = (x_i)^2 / [2 \times (Z_i - Z_{i+1})] \text{ et } R_{i+1} = (x_{i+1})^2 / [2 \cdot (Z_{i+1} - Z_{i+2})]$$

L'inclinaison :

$$\tan(\beta_i) = 2 \times (Z_i - Z_{i+1}) / x_i \text{ et } \tan(\beta_{i+1}) = 2 \times Z_{i+1} / x_{i+1}$$

Avec : β_i : l'inclinaison dans la section intermédiaire.

β_{i+1} : l'inclinaison dans la section d'ancrage.

R_i : Rayon de courbure dans la première section.

R_{i+1} : Rayon de courbure dans la deuxième section.

	N° de câbles	Z _i (m)	Z _{i+1} (m)	R _i (m)	R _{i+1} (m)	β _i °	β _{i+1} °	Equation de la 1ere courbure	Equation de la 2eme courbure
V2	3	0,18	0,09	12,5	12,5	5,14	5,14	0,022 x ² +0,18	0,005x ² -0,114x+0,298
	4	-0,18	-0,09	-12,5	-12,5	-5,14	-5,14	-0,022 x ² -0,18	-0,005x ² +0,114x-0,298
V3	5	0,36	0,18	11,11	11,11	10,20	10,20	0,045 x ² +0,36	0,009x ² -0,227x+0,597
	6	-0,36	-0,18	-11,11	-11,11	-10,20	-10,20	-0,045 x ² -0,36	-0,009x ² +0,227x-0,597
V4	7	0,54	0,27	7,41	7,41	15,11	15,11	0,067 x ² +0,54	0,014x ² -0,341x+0,895
	8	-0,54	-0,27	-7,41	-7,41	-15,11	-15,11	-0,067 x ² -0,54	-0,014x ² +0,341x-0,895
V5	9	0,18	0,09	22,22	22,22	5,14	5,14	-0,022 x ² +0,18	0,005x ² -0,114x+0,298
V6	10	-0,18	-0,09	-22,22	-22,22	-5,14	-5,14	0,022 x ² -0,18	-0,005x ² +0,114x-0,298
V7	11	0,36	0,18	11,11	11,11	10,20	10,20	-0,045 x ² +0,36	0,009x ² -0,227x+0,597
V8	12	-0,36	-0,18	-11,11	-11,11	-10,20	-10,20	0,045 x ² -0,36	-0,009x ² +0,227x-0,597
V9	13	0,54	0,27	7,41	7,41	15,11	15,11	-0,067 x ² +0,54	0,014x ² -0,341x+0,895
V10	14	-0,54	-0,27	-7,41	-7,41	-15,11	-15,11	0,067 x ² -0,54	-0,014x ² +0,341x-0,895
V11	15	0,72	0,36	5,55	5,55	19,80	19,80	-0,09 x ² +0,72	0,019x ² -0,455x+1,194
V12	16	-0,72	-0,36	-5,55	-5,55	-19,80	-19,80	0,09 x ² -0,72	-0,019x ² +0,455x-1,194

Tableau (V-04): les équations des câbles en plan

III- Etude de la précontrainte de continuité

Une fois l'ouvrage rendu continu (clavage de toutes les travées), le schéma statique final est un système hyperstatique. La précontrainte totale sera évaluée en fonction des efforts suivants:

- Poids propre.
- Superstructure.
- Surcharge de trottoirs.
- Surcharges routières.
- Gradient thermique.
- Fluage du béton.
- Moment hyperstatique de précontrainte.

III-1-Moment sous combinaison de charge

Le dimensionnement d'un tablier est une étape différente de la vérification, les combinaisons à considérer sont les combinaisons rares définies pour les justifications à l'état limite de service.

Selon le BPEL91 la combinaison suivante nous donne le moment max (bien sur après analyse des autres combinaisons) :

$$G + 1,2(AI + ST) + 0,5. \Delta T (7^\circ)$$

G : poids propre du tablier

A(I) : surcharge routière dominante

ST : surcharge sur trottoirs

Δ T : gradient thermique (7°)

Les sollicitations sous la combinaison $G + 1,2(AL + ST) + 0,5. \Delta T (7^\circ)$ ont été calculées avec le logiciel ROBOT 2010.

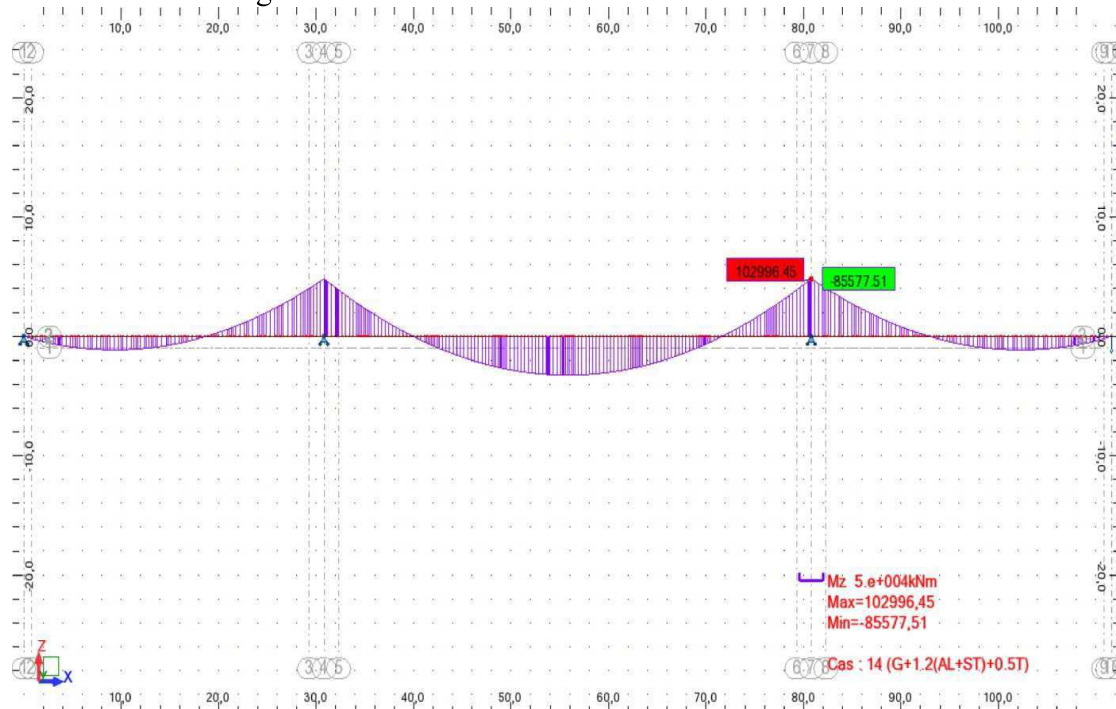


Fig . V.4. Diagramme enveloppe du moment fléchissant sous combinaison $G + 1,2Q + 0,5. \Delta T(7^\circ)$.

III-2- Effet du fluage

Le fluage du béton entraîne une modification progressive des efforts calculés avec l'hypothèse de l'élasticité, les déformations consécutives au fluage se trouvent en travées par l'augmentation du degré d'hyperstaticité du système.

Les moments dus au fluage du béton sont calculés manuellement à l'aide de la formule suivante :

$$M_{FL} = (I_0 / V_i) \times \sigma^*$$

Avec:

I_0 : moment d'inertie de la section à la clé.

V_i : distance de la fibre moyenne à l'intrados.

σ^* : a une valeur de 1 MPa pour les voussoirs préfabriqués et 1,5 MPa pour le voussoir coulé en place.

Et pour notre ouvrage $\sigma^* = 1,5$ MPa

Pour les voussoirs à mi- travée :

$$M_{FL} = (8,73/0,9) \times 1,5 = 14,55 \text{ MN. m}$$

Pour les voussoirs sur pile :

$$M_{FL} = (8,73/1,07) \times 1,5 = 12,24 \text{ MN. m}$$

II-3- calcul des nombres de câbles pour chaque travée

Les câbles de continuité seront dimensionnés par les moments positifs dus à la combinaison :

$$G + 1,2(A(I) + ST) + 0,5. \Delta T (7^\circ) + FL$$

Avec :

G : poids propre du tablier

A(I) : surcharge routière dominante

ST : surcharge sur trottoirs

ΔT : gradient thermique (7°)

FL : effet du fluage

La détermination de l'effort de précontrainte se fera à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{P}{S} + \frac{P_c V'}{I} = \frac{M.V'}{I} \Rightarrow P \left(\frac{1}{S} + \frac{e V'}{I} \right) = \frac{M.V'}{I} \Rightarrow P = \frac{M \frac{V'}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e V'}{I}}$$

P : effort de la précontrainte

M : Le moment fléchissant du à la combinaison $G + 1,2(A(I) + ST) + 0,5. \Delta T (7^\circ) + FL$

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

I : l'inertie longitudinal de la section

S : l'aire de la section

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

Nombres de câbles de continuité est déterminer par la formule suivante :

$$N \geq \frac{p}{0,8 p_0}$$

Détermination des câbles de continuité pour la travée de rive :

X (m)	M (t.m)	S (m2)	I (m4)	V' (m)	e (m)	P (t)	Nombre de câble
0	0	23,65	13,23	1,41	1,285	0,00	0,00
0,8	780,973	23,65	13,23	1,41	1,285	464,38	1,73
2,8	1520,337	10,72	8,73	1,6	1,475	766,31	2,86
4,8	2038,445	10,72	8,73	1,6	1,475	1027,45	3,83
6,8	2330,878	10,72	8,73	1,6	1,475	1174,85	4,38
8,8	2410,891	10,72	8,73	1,6	1,475	1215,18	4,53
10,8	2273,487	10,72	8,73	1,6	1,475	1145,92	4,28
12,8	1911,237	10,72	8,73	1,6	1,475	963,34	3,59
14,8	1326,556	10,72	8,73	1,6	1,475	668,63	2,49
16,8	530,934	10,72	8,73	1,6	1,475	267,61	1,00
18,8	456	10,72	8,73	1,6	1,475	229,84	0,86

Tableau (V-05): les câbles de continuité pour la travée du rive

vousoir	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
Nbr de câble	2	4	4	6	6	6	4	4	2	2

Tableau (V-06): les câbles de continuité pour chaque vousoir de la travée du rive

Détermination des câbles de continuité pour la travée centrale :

X (m)	M (t.m)	S (m2)	I (m4)	V' (m)	e (m)	P (t)	Nombre de câble
40,3	288,434	10,72	8,73	1,6	1,475	145,38	0,54
42,3	1961,848	10,72	8,73	1,6	1,475	988,85	3,69
44,3	3473,97	10,72	8,73	1,6	1,475	1751,01	6,53
46,3	4358,11	10,72	8,73	1,6	1,475	2196,65	8,20
48,3	5137,093	10,72	8,73	1,6	1,475	2589,29	9,66
50,3	5810,918	10,72	8,73	1,6	1,475	2928,92	10,93
52,3	6379,586	10,72	8,73	1,6	1,475	3215,55	12,00
54,3	6843,097	10,72	8,73	1,6	1,475	3449,18	12,87
56,3	7034,201	10,72	8,73	1,6	1,475	3545,50	13,23
58,3	6617,545	10,72	8,73	1,6	1,475	3335,49	12,45
60,3	6095,732	10,72	8,73	1,6	1,475	3072,48	11,46
62,3	5468,762	10,72	8,73	1,6	1,475	2756,46	10,29
64,3	4736,634	10,72	8,73	1,6	1,475	2387,44	8,91
66,3	3899,348	10,72	8,73	1,6	1,475	1965,42	7,33
68,3	2768,555	10,72	8,73	1,6	1,475	1395,46	5,21
70,3	1205,701	10,72	8,73	1,6	1,475	607,72	2,27

Tableau (V-07): les câbles de continuité pour chaque vousoir de la travée centrale

vousoir	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14	V15	V16
Nbr de câble	2	4	8	10	10	12	12	14	14	14	12	12	10	8	6	4

Tableau (V-08): les câbles de continuité pour chaque vousoir de la travée centrale

IV- Calcul des pertes de tension de précontrainte

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminée de façon réglementaire comme en béton par exemple, où la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'ont pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels le frottement à la mise en tension des câbles, le recul à l'ancrage, la non-simultanéité de mise en tension des différents câbles (raccourcissement du béton), le retrait de béton, la relaxation des aciers, le fluage du béton. Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeurs maximale au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

La mise en tension des câbles de précontrainte s'effectue grâce à l'action de vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, on évitera d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier, c'est pourquoi on a fixé réglementairement une traction maximale de mise en tension appelée tension à l'origine et notée σ_{p0} .

Dans le cas de post-tension ou de prés-tension, σ_{p0} prend la valeur suivante :

$$\sigma_{p0} = \text{Min}(0,8F_{prg}, 0,9F_{peg})$$

F_{prg} : contrainte de rupture garantie.
 F_{peg} : limite conventionnelle d'élasticité.

IV-1- Pertes instantanées

IV-1-1- Pertes de frottement

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

Les pertes par frottements sont évaluées par la formule suivante:

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} [1 - (e^{-(f\theta + \phi x)})]$$

f : Coefficient de frottement en courbe,

ϕ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur,

σ_{p0} : Tension à l'origine,

x : Abscisse de la section considérée à partir de l'ancrage,

θ : La déviation angulaire totale du câble sur la distance x , indépendamment de leur direction et de leur signe considérons son tracé dans l'espace. : $\theta = \beta + \alpha$.

e : La base des logarithmes népériens

Le tableau suivant donne les valeurs de f et ϕ selon le BPEL :

Cas	Nature des armatures	f		ϕ
		$3 \leq R \leq 6$ (mm)	$R \geq 6$ (mm)	
I - Câbles ne traversant pas des joints ou surfaces de reprise	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{22 - R}{100}$	0,16	0,002
	Torons	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	
II- Câbles traversant de nombreux joints ou reprise de bétonnage	Fils tréfilés ronds et lisses	$\frac{24 - R}{100}$	0,18	0,003
	Torons	$\frac{26 - R}{100}$	0,20	

Tableau (V-09): valeur de f et ϕ

N° de vous	N° de câble	X (m)	α en plan (rad)	α en élévation (rad)	α (rad)	$e^{-(0,2\alpha + 0,003x)}$	$\sigma_{p0}(1 - e^{-(0,2\alpha + 0,003x)})$ (MPa)
V1	1	1,5	0	0,197	0,197	0,957	63,92
	2	1,5	0	0,197	0,197	0,957	63,92
V2	3	3,5	0,089	0,291	0,305	0,931	102,58
	4	3,5	-0,089	0,291	0,305	0,931	102,58
V3	5	5,5	0,178	0,291	0,341	0,919	120,96
	6	5,5	-0,178	0,291	0,341	0,919	120,96
V4	7	7,5	0,263	0,291	0,393	0,904	142,98
	8	7,5	-0,263	0,291	0,393	0,904	142,98
V5	9	9,5	0,089	0,291	0,305	0,914	127,29
V6	10	11,5	-0,089	0,291	0,305	0,909	135,43
V7	11	13,5	0,178	0,291	0,341	0,897	153,38
V8	12	15,5	-0,178	0,291	0,341	0,892	161,36
V9	13	17,5	0,263	0,291	0,393	0,877	182,74
V10	14	19,5	-0,263	0,291	0,393	0,872	190,54
V11	15	21,5	0,345	0,291	0,452	0,856	213,57
V12	16	23,5	-0,345	0,291	0,452	0,851	221,20
						$\Sigma \Delta \sigma_{p0}$	2246,42

Tableau (V-10): Pertes dues aux frottements.

Donc la somme des pertes dues aux frottements est : $\Sigma \Delta \sigma_{p0} = 2246,42$ MPa.

IV-1-2- Pertes dues au recul à l'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrages lors de la détensions du vérin et du blocage des clavettes.

d : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.

σ_{p0} : contrainte initiale.

σ_{p0}' : contrainte après recul d'ancrage.

$\Delta \sigma$: la perte de tension.

g : l'intensité du recul à l'ancrage, tel que : $g = \frac{1}{E_p} \int \Delta \sigma dx$

E_p : module d'élasticité des aciers = 190000MPa selon BPEL91.

En pratique, on admet le raisonnement suivant :

La quantité gE_p représente l'aire du triangle compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage de l'armature compte tenu des frottements sur la longueur d , dans la mesure où l'armature de longueur l est tendue par une seule extrémité et où sa déviation angulaire totale sur la longueur l est α , ce qui correspond à une déviation angulaire moyenne (α/l) sur la longueur d , on trouve :

$d < x$ les pertes existent.

$d = (gE_p / \sigma_{p0}k) \Rightarrow$

$d > x$ les pertes n'existent pas.

Tel que : $K = (\alpha f / l) + \varphi$
 $g = 6\text{mm}$.

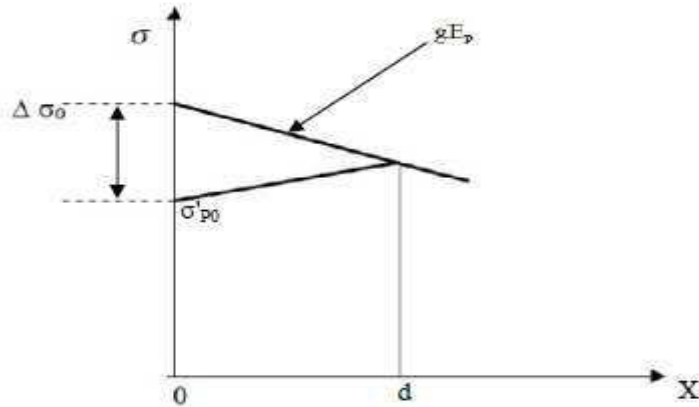


Fig.V.5. Diagramme des tensions avant et après ancrage

de l'armature sous effet de recul à l'ancrage.

Les pertes dues au recul à l'ancrage sont données par la formule suivante: $\Delta\sigma_0 = 2dK$
 Les pertes de recul à l'ancrage sont résumées dans le tableau suivant:

N° de voûs	N° de câble	l(m)	α (rad)	K	d	$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)
V1	1	1,5	0,197	0,0230	5,9140	N'existe pas
	2	1,5	0,197	0,0230	5,9140	N'existe pas
V2	3	3,5	0,305	0,0159	7,1099	N'existe pas
	4	3,5	0,305	0,0159	7,1099	N'existe pas
V3	5	5,5	0,341	0,0119	8,2139	N'existe pas
	6	5,5	0,341	0,0119	8,2139	N'existe pas
V4	7	7,5	0,393	0,0104	8,8085	N'existe pas
	8	7,5	0,393	0,0104	8,8085	N'existe pas
V5	9	9,5	0,305	0,0071	10,6256	N'existe pas
V6	10	11,5	0,305	0,0062	11,3601	0,1417
V7	11	13,5	0,341	0,0060	11,5389	0,1395
V8	12	15,5	0,341	0,0055	12,0719	0,1334
V9	13	17,5	0,393	0,0056	12,0011	0,1342
V10	14	19,5	0,393	0,0052	12,4170	0,1297
V11	15	21,5	0,452	0,0054	12,2499	0,1314
V12	16	23,5	0,452	0,0051	12,5905	0,1279
					$\Sigma\Delta\sigma_{p0}$	0,9378

Tableau (V-11) : Pertes dues au recul à l'ancrage.

Les pertes dus aux reculs à l'ancrage sont égales à 0,9378 MPa.

IV-1-3- Pertes par raccourcissement du béton

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

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

$$\Delta\sigma_p = k \Delta\sigma_{bj} / E_{ij}$$

σ_{bj} : la variation de contrainte dans le béton agissant au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée sous l'effet des diverses actions permanentes appliquées au jour j.

En pratique, quand les variations de contrainte demeurent limitées, une approximation suffisante de la perte par déformation instantanées du béton peut généralement être obtenue, on la prend égale à $6k\sigma_b$, tel que σ_b désignant la contrainte finale de béton.

$$k = (n - 1) / 2n$$

n : nombre de câbles.

Application : n = 32 câbles.

$$E_p = 6 \times [(32 - 1) / (2 \times 32)] \times 35 = 101.718 \text{ MPa}$$

Alors, la somme des pertes instantanées est égale à :

$$2246,42 + 0,9378 + 101,718 = 2349,07 \text{ MPa.}$$

IV-2- Pertes de tension différées

IV-2-1- Pertes de tension dues au retrait du béton

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

Selon le règlement BPEL, la valeur de la perte de précontrainte due au retrait vaut :

$$\Delta\sigma_{rt} = \varepsilon_r \cdot E_p$$

ε_r : étant le retrait total du béton, vaut en climat humide $2 \cdot 10^{-4}$ (BPEL).

E_p : module d'élasticité de l'acier de précontrainte ($E_p = 190 \text{ KN/mm}^2$ pour les torons).

$$\text{Alors : } \Delta\sigma = 190000 \times 2 \cdot 10^{-4} = 38 \text{ MPa.}$$

IV-2-2- Pertes par fluage

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps. Ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ε_i à la mise

en charge, on constate que la déformation totale augmente et peut atteindre 3 fois la déformation instantanée.

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

$$\Delta\sigma_{fl} = (E_p/E_{ij}) \times (\sigma_M + \sigma_\infty)$$

Avec :

σ_M : Contrainte maximale au niveau du centre de gravité des armatures de précontrainte dans la section considérée.

σ_∞ : Contrainte de compression du béton au niveau des câbles en phase finale

$$\sigma_\infty \leq 1.5 \sigma_M$$

donc : $\Delta\sigma_{fl} = 2,5(E_p/E_{ij}) \sigma_M$

$$\sigma_M = (P/S) + (P/I) e^2 - (M/I) e$$

N de vouss	N° de câble	X(m)	P(t)	S(m ²)	I(m ⁴)	e(m)	M (t.m)	σ_M (MPa)	E_p/E_{ij}	$\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)
V1	1	1,5	7133,92	21,4	12,74	0,945	10532,37	52,17	6,00	7,83
	2	1,5	7133,92	21,4	12,74	0,945	10532,37	52,17	6,00	7,83
V2	3	3,5	6306,73	10,72	8,73	0,775	9311,14	195,63	6,00	29,34
	4	3,5	6306,73	10,72	8,73	0,775	9311,14	195,63	6,00	29,34
V3	5	5,5	4736,31	10,72	8,73	0,775	7837,88	71,88	6,00	10,78
	6	5,5	4736,31	10,72	8,73	0,775	7837,88	71,88	6,00	10,78
V4	7	7,5	3921,79	10,72	8,73	0,775	6489,98	59,51	6,00	8,93
	8	7,5	3921,79	10,72	8,73	0,775	6489,98	59,51	6,00	8,93
V5	9	9,5	3183,03	10,72	8,73	0,775	5267,44	48,30	6,00	7,25
V6	10	11,5	2520,02	10,72	8,73	0,775	4170,26	38,24	6,00	5,74
V7	11	13,5	1932,76	10,72	8,73	0,775	3198,44	29,33	6,00	4,40
V8	12	15,5	1421,26	10,72	8,73	0,775	2351,97	21,57	6,00	3,24
V9	13	17,5	985,5	10,72	8,73	0,775	1630,86	14,95	6,00	2,24
V10	14	19,5	625,5	10,72	8,73	0,775	1035,11	9,49	6,00	1,42
V11	15	21,5	341,25	10,72	8,73	0,775	564,72	5,18	6,00	0,78
V12	16	23,5	132,75	10,72	8,73	0,775	219,68	2,01	6,00	0,30
									$\Sigma\Delta\sigma_{fl}$ (MPa)	139,12

Tableau (V-12) : Pertes de tension par fluage

Les pertes dues au fluage sont égales à : 139,12 MPa.

IV-2-3- Perte par relaxation des câbles :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle n'apparaît pour les aciers à haute limite élastique utilisés en béton précontraint que pour les contraintes supérieures à 30 ou 40 % de leur contrainte de rupture garantie. Elle dépend de la nature de l'acier de son traitement et l'on distingue des aciers:

- à la relaxation normale : RN
- à très basse relaxation : TBR

compte tenu de la faible différence de coût entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible, fait choisir en général les aciers TBR.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % (ρ_{1000})

En général : $\rho_{1000} = 2.5\%$ pour les aciers TBR.

Le BPEL propose pour le calcul de la perte finale par relaxation, la formule ci-dessous :

$$\sigma_p = (6/100) \times [(\Delta\sigma_{pi} / f_{prg}) - \mu_0] \cdot \sigma_{pi} \cdot \rho_{1000}$$

σ_{pi} : étant la tension initiale de l'acier dans la section d'abscisse x : $\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_{inst}$
 μ_0 : coefficient pris égal à :
 - 0.43 pour les aciers TBR.
 - 0.3 pour les aciers RN.
 - 0.35 pour les autres aciers.

σ_{p0} : tension à l'origine ; $\sigma_{p0} = 1488$ MPa
 ρ_{1000} : valeur garantie de la relaxation à 1000h.

N° de vous	N° de câble	X(m)	$\Delta\sigma_{inst}$ (MPa)	σ_0 (MPa)	$\sigma_{pi}(x)$ (MPa)	$\Delta\sigma_P$ (MPa)
V1	1	1,5	0	1488	1488	82,5840
	2	1,5	0	1488	1488	82,5840
V2	3	3,5	0	1488	1488	82,5840
	4	3,5	0	1488	1488	82,5840
V3	5	5,5	0	1488	1488	82,5840
	6	5,5	0	1488	1488	82,5840
V4	7	7,5	0	1488	1488	82,5840
	8	7,5	0	1488	1488	82,5840
V5	9	9,5	0	1488	1488	82,5840
V6	10	11,5	0,1417	1488	1487,858	82,5591
V7	11	13,5	0,1395	1488	1487,861	82,5595
V8	12	15,5	0,1334	1488	1487,867	82,5606
V9	13	17,5	0,1342	1488	1487,866	82,5604
V10	14	19,5	0,1297	1488	1487,870	82,5612
V11	15	21,5	0,1314	1488	1487,869	82,5609
V12	16	23,5	0,1279	1488	1487,872	82,5616
					$\Sigma\Delta\sigma_{p0}$	1321,179

Tableau (V-13): Pertes dues à la relaxation des aciers.

Les pertes dues à la relaxation des câbles sont égales à : 1321.179 MPa

IV-2-4- Pertes différées totales

La perte différée finale est prise, selon le BPEL, égale à :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_{rt} + \Delta\sigma_{fl} + (5/6)\Delta\sigma_{rlx}$$

Le coefficient 5/6 tient compte de la non-indépendance des pertes. La perte par relaxation diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Alors :

$$\Delta\sigma_d = 38 + 139,12 + (5/6) \times 1321,179 = 1278,10 \text{ MPa}$$

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

$$2349,07 + 1278,10 = 3627,17 \text{ Mpa.}$$

Donc on a un pourcentage de perte égal à :

$$100 \times 3627,17 / (32 \times 1488) = 15,23 \%$$

Donc, on gardera le nombre de câbles précédent **32 câbles 12T15s**.

V- Vérification des contraintes

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

V-1- Phase de construction

Dans cette phase on doit vérifier que

$$\sigma_{\text{Sup}} = (P/S) + (P e v/I) - (M/I) \times v = \sigma_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{Inf}} = (P/S) - (P e v'/I) + (M/I) \times v' \leq \sigma_{\text{bc}}$$

Avec :

σ_{sup} : Contrainte créée dans la fibre supérieure de la section.

σ_{inf} : Contrainte créée dans la fibre inférieure de la section.

P : Effort de précontrainte.

S : Section transversale du voussoir.

M : Moment généré par application des charges.

v : Distance du centre de gravité à la fibre supérieure.

v' : Distance du centre de gravité à la fibre inférieure.

σ : Contrainte admissible de traction

σ_{bc} : Contrainte admissible de compression.

Avec : $\sigma_{\text{bc}} = 0,6 f_{c28} \rightarrow \sigma_{\text{bc}} = 21 \text{ MPa}$

Et : $\sigma = 0$

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{\text{Inf}} \leq 21 \text{ MPa}$. et $\sigma_{\text{Sup}} = 0 \text{ MPa}$.

X (m)	S (m2)	P (t)	M (t.m)	v (m)	v' (m)	I (m4)	e (m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
0	21,4	7133,92	10532,374	1,07	1,43	12,74	0,945	0	7,59
1,5	21,4	6306,73	9311,135	1,07	1,43	12,74	0,945	0	6,71
3,5	10,72	4736,31	7837,88	0,9	1,6	8,73	0,775	0	12,06
5,5	10,72	3921,79	6489,983	0,9	1,6	8,73	0,775	0	9,98
7,5	10,72	3183,03	5267,443	0,9	1,6	8,73	0,775	0	8,10
9,5	10,72	2520,02	4170,261	0,9	1,6	8,73	0,775	0	6,41
11,5	10,72	1932,76	3198,437	0,9	1,6	8,73	0,775	0	4,92
13,5	10,72	1421,26	2351,97	0,9	1,6	8,73	0,775	0	3,62
15,5	10,72	985,5	1630,861	0,9	1,6	8,73	0,775	0	2,51
17,5	10,72	625,5	1035,109	0,9	1,6	8,73	0,775	0	1,59
19,5	10,72	341,25	564,715	0,9	1,6	8,73	0,775	0	0,87
21,5	10,72	132,75	219,679	0,9	1,6	8,73	0,775	0	0,34
23,5	10,72	0	0	0,9	1,6	8,73	0,775	0	0,00

Tableau (V-14) : Vérification des contraintes de demi-fléau

Remarque : On remarque, d'après le tableau précédent que les contraintes en construction sont largement inférieures aux contraintes admissibles, ce qui signifie que notre ouvrage travaille dans la sécurité

V-2- Phase d'exploitation

$$\sigma_{\text{Inf}} = (P/S) + (P e v/I) - (M/I) \times v = \sigma_{\text{bt}}$$

$$\sigma_{\text{Sup}} = (P/S) - (P e v'/I) + (M/I) \times v' \leq \sigma_{\text{bc}}$$

Donc on doit vérifier que : $\sigma_{\text{Sup}} \leq 21 \text{ MPa}$. et $\sigma_{\text{Inf}} = 0 \text{ MPa}$.

X (m)	S (m ²)	P (t)	M (t.m)	v (m)	v' (m)	I (m ⁴)	e (m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
0	23,65	0	0	1,09	1,41	13,23	0,965	0,00	0
0,8	23,65	464,38	780,973	1,09	1,41	13,23	0,965	0,47	0
2,8	10,72	766,31	1520,337	0,9	1,6	8,73	0,775	1,67	0
4,8	10,72	1027,45	2038,445	0,9	1,6	8,73	0,775	2,24	0
6,8	10,72	1174,85	2330,878	0,9	1,6	8,73	0,775	2,56	0
8,8	10,72	1215,18	2410,891	0,9	1,6	8,73	0,775	2,65	0
10,8	10,72	1145,92	2273,487	0,9	1,6	8,73	0,775	2,50	0
12,8	10,72	963,34	1911,237	0,9	1,6	8,73	0,775	2,10	0
14,8	10,72	668,63	1326,556	0,9	1,6	8,73	0,775	1,46	0
16,8	10,72	267,61	530,934	0,9	1,6	8,73	0,775	0,58	0
18,8	10,72	229,84	456	0,9	1,6	8,73	0,775	0,50	0

Tableau (V-15) : Vérification des contraintes de continuité pour la travée de rive

X (m)	S (m ²)	P (t)	M (t.m)	v (m)	v' (m)	I (m ⁴)	e (m)	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)
40,3	10,72	145,38	288,434	0,9	1,6	8,73	0,775	0,32	0
42,3	10,72	988,85	1961,848	0,9	1,6	8,73	0,775	2,15	0
44,3	10,72	1751,01	3473,97	0,9	1,6	8,73	0,775	3,82	0
46,3	10,72	2196,65	4358,11	0,9	1,6	8,73	0,775	4,79	0
48,3	10,72	2589,29	5137,093	0,9	1,6	8,73	0,775	5,64	0
50,3	10,72	2928,92	5810,918	0,9	1,6	8,73	0,775	6,38	0
52,3	10,72	3215,55	6379,586	0,9	1,6	8,73	0,775	7,01	0
54,3	10,72	3449,18	6843,097	0,9	1,6	8,73	0,775	7,52	0
56,3	10,72	3545,5	7034,201	0,9	1,6	8,73	0,775	7,73	0
58,3	10,72	3335,49	6617,545	0,9	1,6	8,73	0,775	7,27	0
60,3	10,72	3072,48	6095,732	0,9	1,6	8,73	0,775	6,70	0
62,3	10,72	2756,46	5468,762	0,9	1,6	8,73	0,775	6,01	0
64,3	10,72	2387,44	4736,634	0,9	1,6	8,73	0,775	5,20	0
66,3	10,72	1965,42	3899,348	0,9	1,6	8,73	0,775	4,28	0
68,3	10,72	1395,46	2768,555	0,9	1,6	8,73	0,775	3,04	0
70,3	10,72	607,72	1205,701	0,9	1,6	8,73	0,775	1,32	0

Tableau (V-16): Vérification des contraintes de continuité pour la travée centrale

on constate que les contraintes à la phase de construction, ainsi qu'à la phase d'exploitation, sont vérifiées. Alors notre ouvrage travaille en sécurité

CHAPITRE VI

Etude transversale

Etude transversale

Les calculs des sollicitations sont faits par logiciel **ROBOT .V.23.0.**

I - Définition des charges

I-1-charges permanentes

I-1-1poids propre du tablier

$$q_1 = 10,72 \times 25 / 15,6 = 17,18 \text{ kN/ml}$$

I-1-2-revêtement

$$P_{rvt} = 1,92 \text{ kN/ml}$$

I-1-3-étanchéité

$$P_{et} = 0,66 \text{ kN/ml}$$

I-1-4-garde corps

Représenté par des forces concentrées aux extrémités, qui ont pour valeur :

$$P_{gc} = 1 \text{ kN}$$

I-1-5-Poids trottoirs

$$P_{tr1} = 7,43 \text{ kN/ml}$$

$$P_{tr2} = 9,06 \text{ kN/ml}$$

I-1-6-glissières de sécurité

$$P_{gl} = 0,6 \text{ kN}$$

I-2-les Surcharges

I-2-1-système de charge A (L)

$$A(L) = 1,087 \text{ t/m}$$

I-2-2-Système de charge Bc

Charges ponctuelles les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,083$

I-2-3-Système de charge Bt

Charges ponctuelles les surcharges Bt sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,066$

I-2-4-Charges militaires Mc120

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule de 110t sur une largeur 4,3m multipliée par un coefficient de majoration dynamique $\delta = 1,072$

I-2-5-Charges exceptionnelles D240

Charge uniformément répartie et vaut selon le fascicule de 240t sur une largeur de 3,2 m.

I-2-6-Surcharges de trottoirs

La charge est uniformément répartie et vaut selon le fascicule 0,15 t/m² par trottoir.

II - position des charges et surcharges sur la section transversale

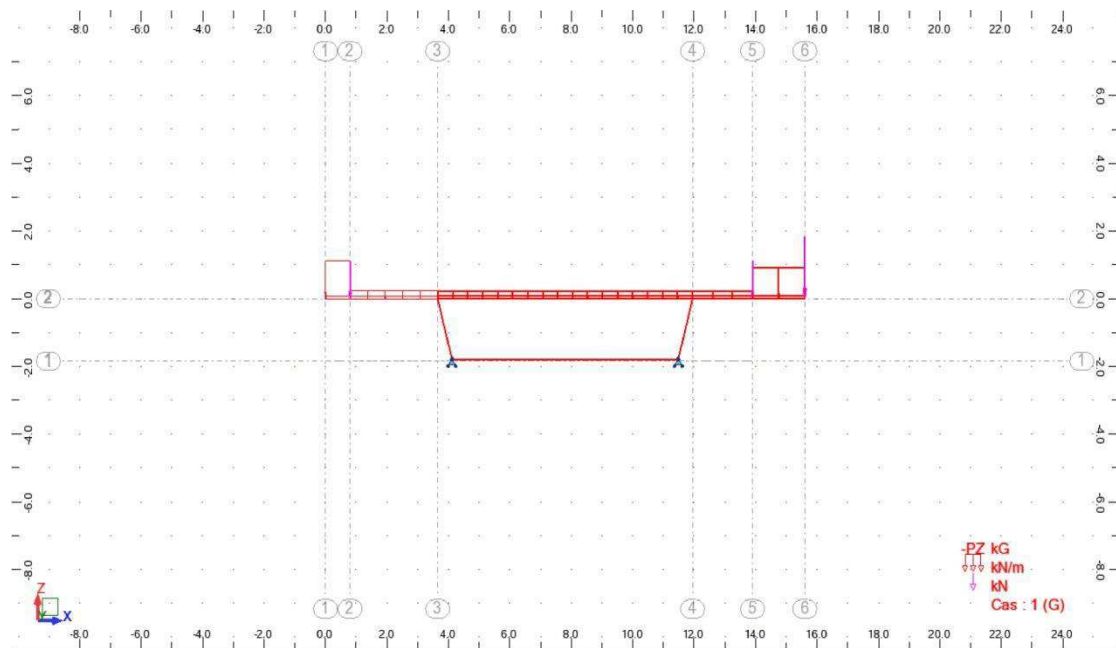


Fig. VI.1. la position de la charge permanente et CCP

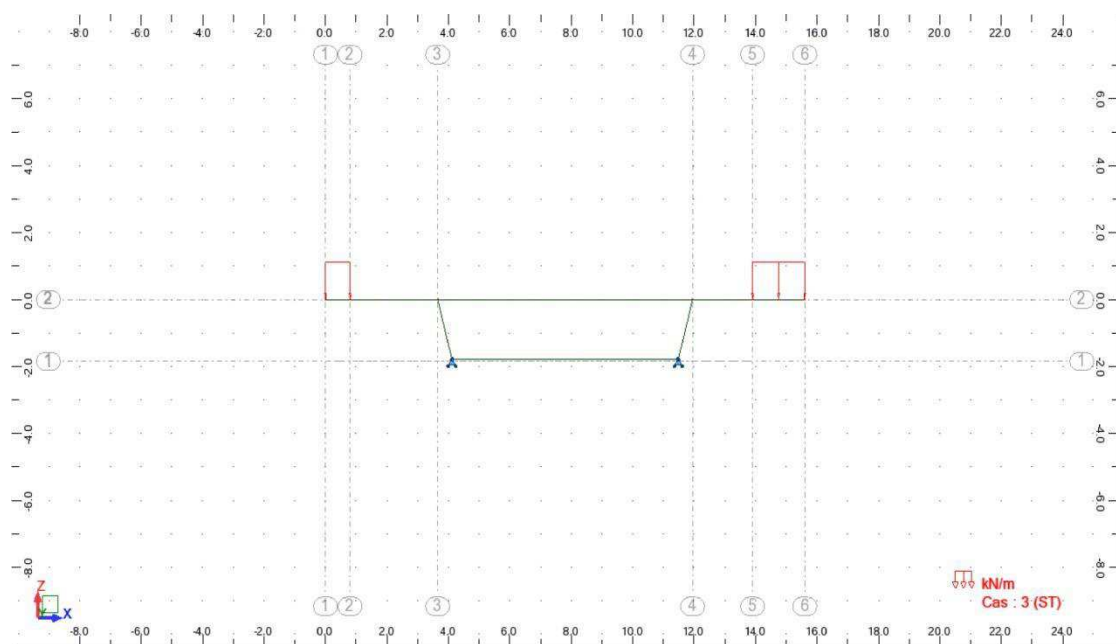


Fig. VI.2. la position de la surcharge sur trottoir (St)

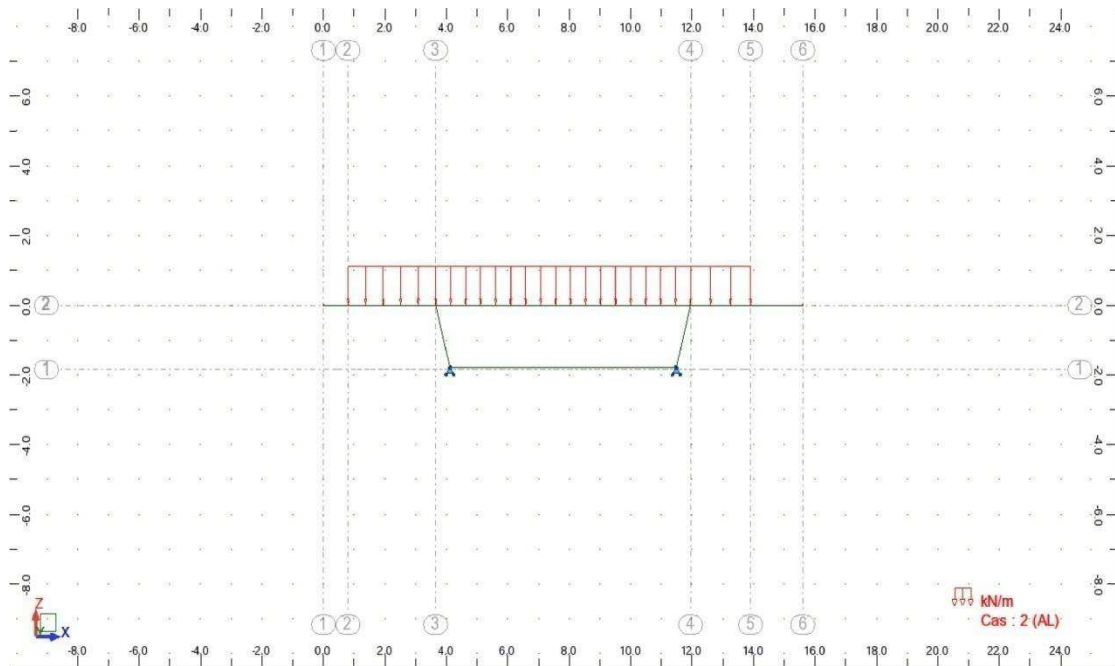


Fig. VI.3. la position de la surcharge A(1)

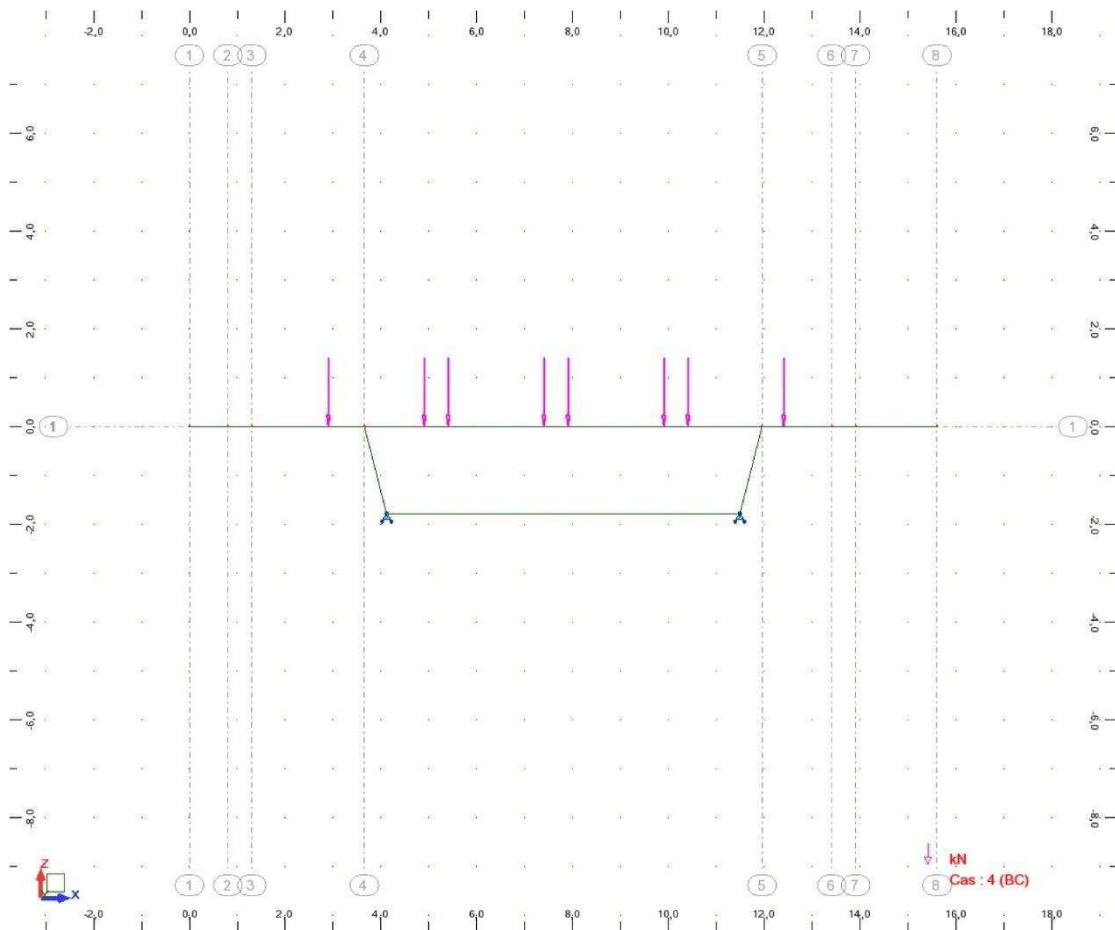


Fig. VI.4. la position de la surcharge Bc

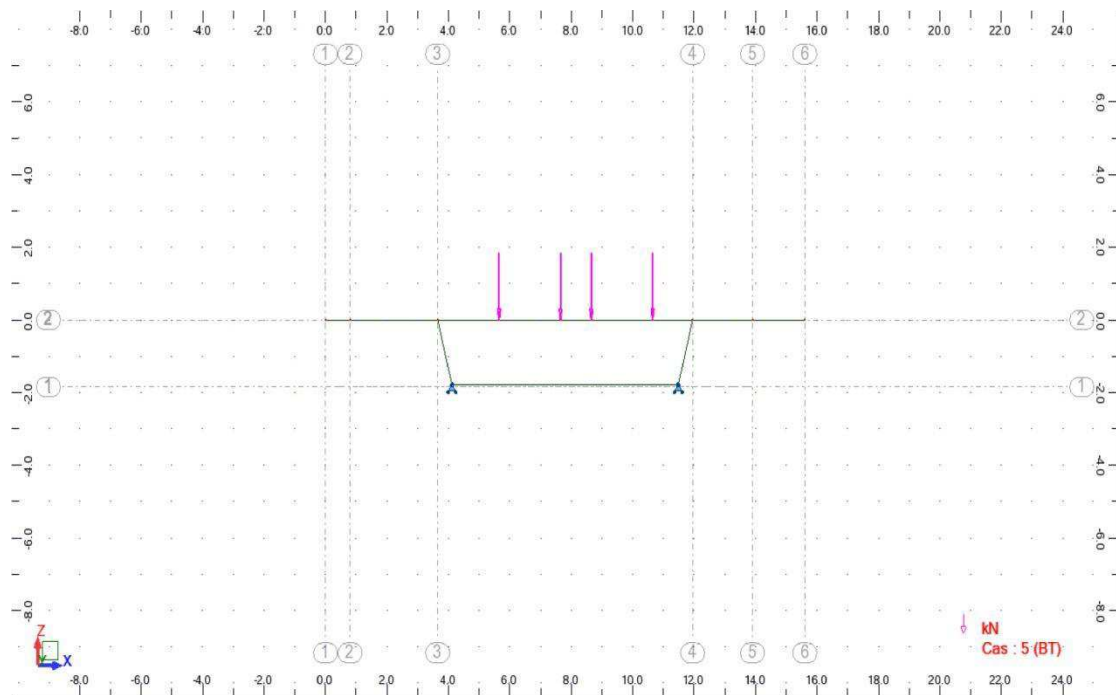


Fig.VI.5. la position de la surcharge Bt

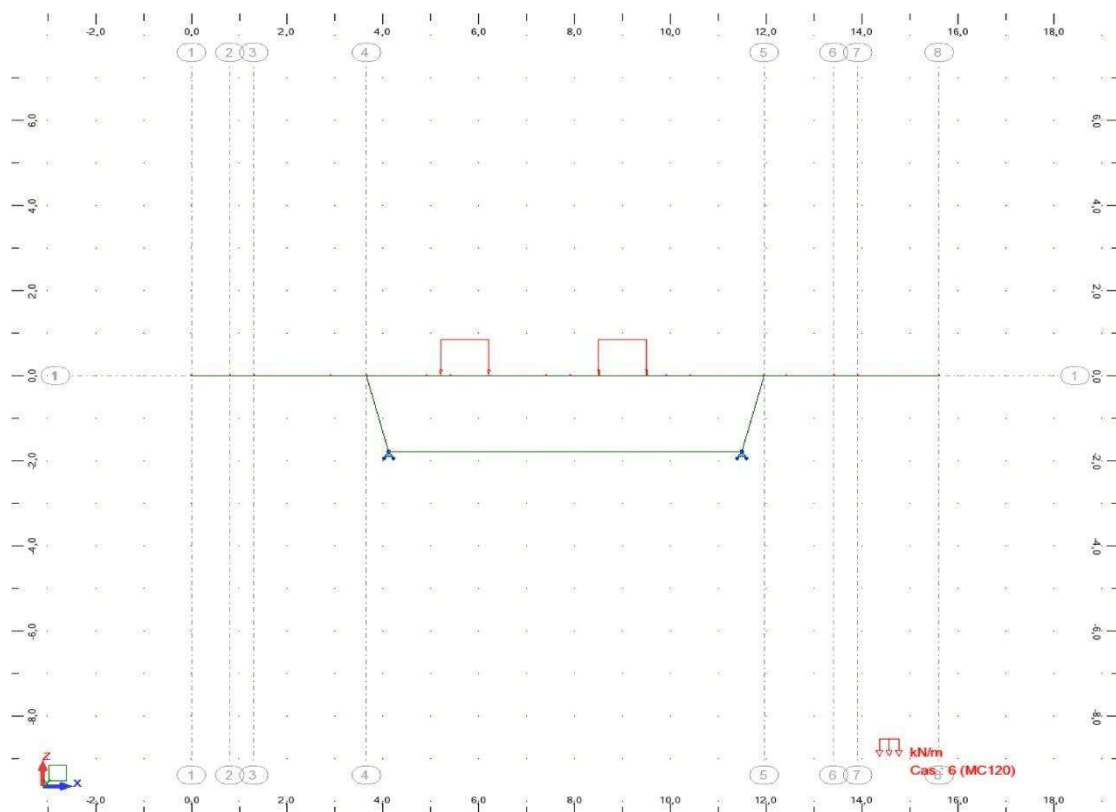


Fig.VI.6. la position de la surcharge Mc120

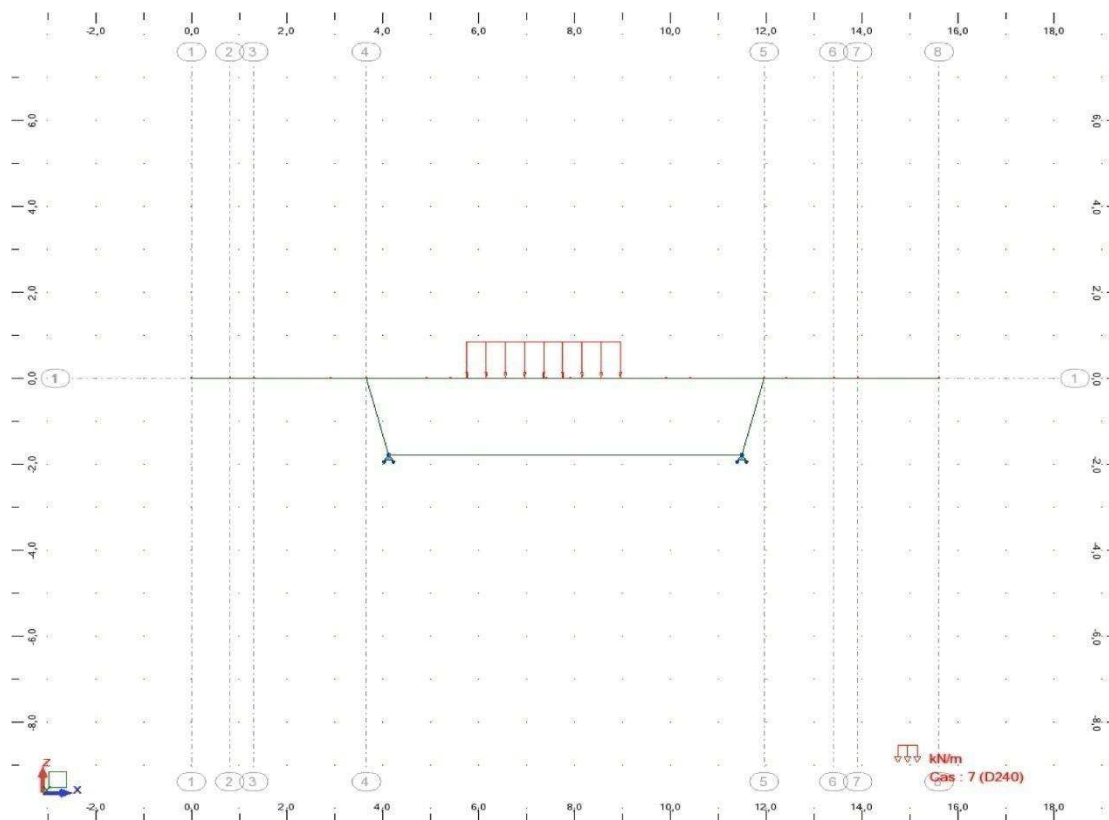


Fig. VI.7. la position de la surcharge D240

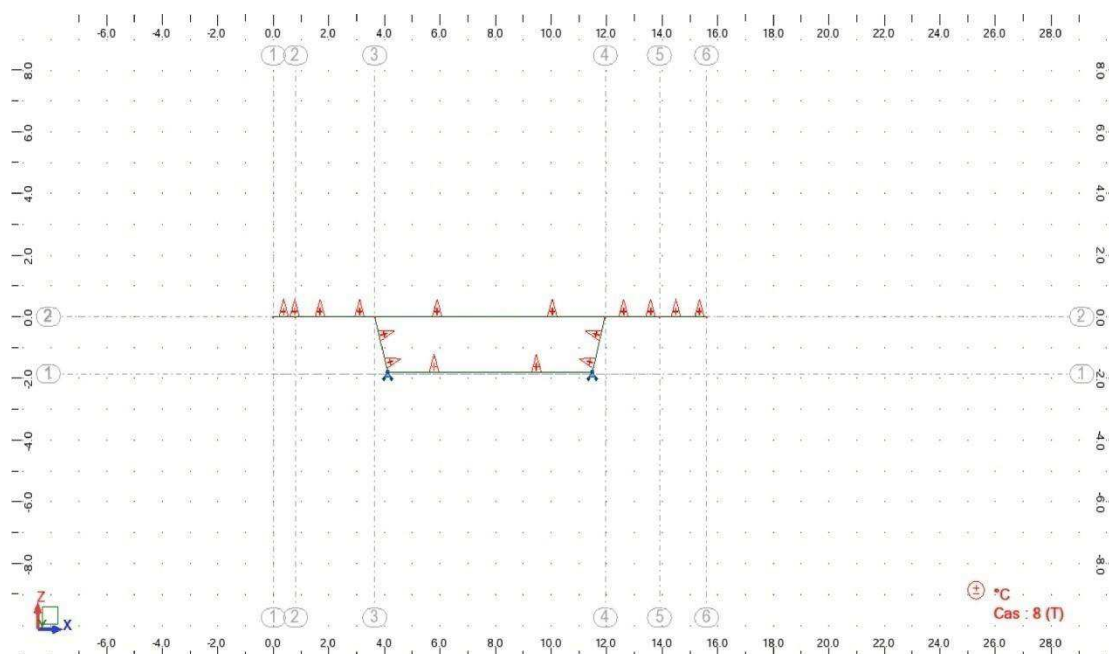


Fig. VI.8. Effet de la température (7 °)

III-Détermination des efforts

III-1-Pour la table supérieure on a les valeurs suivantes

Cas de charge	Moment max (kN.m)	Moment min (KN.m)
Charges permanentes	34,01	-121,76
Surcharge sur trottoirs	1,2	-7,14
Surcharge A(l)	33,96	-72,58
Surcharge Bc	187,59	-293,55
Surcharge Bt	195,57	-266.81
Surcharge D240	98,85	-119,20
Surcharge Mc120	100,04	-156,61
Température T	1,78	0

Tableau (VI-01) : valeurs des moments max et min dans la table supérieure

La combinaison qui nous donne le moment supérieur max est :
à L'ELS(G+1,2(Bt+St)+0,5 T).

$$M_{\max \text{ sup}} = 269,02 \text{ KN.m.}$$

La combinaison qui nous donne le moment inférieur max est :
a L'ELS (G+1,2(Bc+St)).

$$M_{\max \text{ inf}} = 428,35 \text{ KN.m.}$$

III-2-Pour la table inférieure on a les valeurs suivantes

Cas de charge	Moment max (kN.m)	Moment min (KN.m)
Charges permanentes	15,08	-29,54
Surcharge sur trottoirs	0.43	-0.37
Surcharge A(l)	2,59	-3.18
Surcharge Bc	0,08	-4,17
Surcharge Bt	-1,66	-2,37
Surcharge D240	0,29	-2,04
Surcharge Mc120	-0,65	-1,69
Température T	2,77	2,77

Tableau (VI-02) : valeurs des moments max et min dans la table inférieure

La combinaison qui nous donne le moment supérieur max est :
à L'ELS(G+1,2(AL+St)+0,5 T).

$$M_{\max \text{ sup}} = 16,16 \text{ KN.m.}$$

La combinaison qui nous donne le moment inférieur max est :
a L'ELS (G+1,2(Bt+St)).

$$M_{\max \text{ inf}} = 31,98 \text{ KN.m.}$$

III-3-Pour l'âme de droite on a les valeurs suivantes

Cas de charge	Moment max (kN.m)	Moment min (KN.m)
Charges permanentes	-29,27	-32,66
Surcharge sur trottoirs	-0,37	-4,88
Surcharge A(l)	26,83	2,59
Surcharge Bc	239,74	-0,08
Surcharge Bt	266,81	-1,66
Surcharge D240	109,23	-2,04
Surcharge Mc120	144,44	-1,69
Température T	2,77	-1,78

Tableau (VI-03) : valeurs des moments max et min dans l'âme de droite

La combinaison qui nous donne le moment supérieur max est :

a L'ELS(G+1,2(Bt+St)).

$$M_{\max \text{ sup}} = 281,66 \text{ KN.m.}$$

La combinaison qui nous donne le moment inférieur max est :

a L'ELS (G+1,2(Bt+St)).

$$M_{\max \text{ inf}} = 31,99 \text{ KN.m.}$$

III-4-Pour l'âme de gauche on a les valeurs suivantes

Cas de charge	Moment max (kN.m)	Moment min (KN.m)
Charges permanentes	-26,87	-33,46
Surcharge sur trottoirs	0,43	-5,10
Surcharge A(l)	28,43	-3,18
Surcharge Bc	244,81	-4,17
Surcharge Bt	250,91	-2,37
Surcharge D240	119,20	0,29
Surcharge Mc120	156,61	-0,65
Température T	2,77	-1,78

Tableau (VI-04) : valeurs des moments max et min dans l'âme de droite

La combinaison qui nous donne le moment supérieur max est :

à L'ELS(G+1,2(Bt+St)+0,5T).

$$M_{\max \text{ sup}} = 260,62 \text{ KN.m.}$$

La combinaison qui nous donne le moment inférieur max est :

a L'ELS (G+1,2(Bc+St)).

$$M_{\max \text{ inf}} = 31,36 \text{ KN.m.}$$

IV-Ferraillage du Voussoir**IV-1-Ferraillage de la table supérieure**

$$\begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ h = 0,45 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_s}$$

Tel que :

$$M_{ser} = 0,27 \text{ MN (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b x \sigma_{bc} Z$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})\right) = 228,63 \text{ MPa}$$

Tel que : $\eta = 1,6$ pour des aciers HA.

$$Z = \left(d - \frac{x}{3}\right)$$

$$\begin{cases} d = h - c = 0,45 - 0,05 = 0,4 \text{ m} \\ \sigma_{bc} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} x d = 0,23 \\ Z = \left(0,4 - \frac{0,23}{3}\right) = 0,32 \text{ m} \end{cases}$$

D'où :

$$A_{s1} = 47,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s1} = 10 \Phi 25$$

Dans le sens longitudinal on aura

$$A_t = \frac{47,23}{3} = 15,74 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 11 \Phi 14$$

$$A_{\min} = 0,23 \left(\frac{f_{tj}}{f_c} \right) bd = 16,21 \text{ cm}^2$$

IV-2-Ferraillage de la table inferieure

$$\begin{cases} b = 1m \\ h = 0,26m \end{cases}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}}$$

Tel que :

$$M_{ser} = 0,016MN \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} bx \sigma_{bc} Z$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_c; \max(0,5 f_c, 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})\right) = 228,63MPa$$

Tel que : $\eta = 1,6$ pour des aciers HA.

$$Z = \left(d - \frac{x}{3} \right)$$

$$\begin{cases} d = h - c = 0,26 - 0,05 = 0,21m \\ \sigma_{bc} = 0,6 \times 35 = 21MPa \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} x_d = 0,12 \\ Z = \left(0,21 - \frac{0,12}{3} \right) = 0,17\text{m} \end{cases}$$

D'où :

$$A_{s1} = 5,83\text{cm}^2 \Rightarrow A_{s1} = 7\Phi 25$$

Dans le sens longitudinal on aura

$$A_t = \frac{5,83}{3} = 1,94\text{cm}^2 \Rightarrow A_t = 7\Phi 14$$

$$A_{\min} = 0,23 \left(\frac{f_{tj}}{f_e} \right) bd = 3,26 \text{ cm}^2$$

IV-3-Ferraillage de l'âme droite

$$\begin{cases} b = 1\text{m} \\ h = 0,53\text{m} \end{cases}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_s}$$

Tel que :

$$M_{ser} = 0,28\text{MN} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b x \sigma_{bc} Z$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_c; \max(0,5 f_c, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})\right) = 228,63 \text{ MPa}$$

Tel que : $\eta = 1,6$ pour des aciers HA.

$$Z = \left(d - \frac{x}{3}\right)$$

$$\begin{cases} d = h - c = 0,53 - 0,05 = 0,48 \text{ m} \\ \sigma_{bc} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \times d = 0,27 \\ Z = \left(0,48 - \frac{0,27}{3}\right) = 0,39 \text{ m} \end{cases}$$

D'où :

$$A_{s1} = 40,82 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s1} = 9\Phi 25$$

Dans le sens longitudinal on aura

$$A_1 = \frac{40,82}{3} = 13,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_1 = 9\Phi 14$$

$$A_{\min} = 0,23 \left(\frac{f_{tj}}{f_c}\right) bd = 7,45 \text{ cm}^2$$

IV-4-Ferraillage de l'âme gauche

$$\begin{cases} b = 1 \text{ m} \\ h = 0,53 \text{ m} \end{cases}$$

$$A_{s1} = \frac{M_{ser}}{Z \times \bar{\sigma}_s}$$

Tel que :

$$M_{ser} = 0,26 MN \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\overline{M}_1 = \frac{1}{2} b x \sigma_{bc} Z$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_c; \max(0,5 f_c, 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})\right) = 228,63 MPa$$

Tel que : $\eta = 1,6$ pour des aciers HA.

$$Z = \left(d - \frac{x}{3}\right)$$

$$\begin{cases} d = h - c = 0,53 - 0,05 = 0,48 m \\ \sigma_{bc} = 0,6 \times 35 = 21 MPa \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = \frac{15 \times \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} x d = 0,27 \\ Z = \left(0,48 - \frac{0,27}{3}\right) = 0,39 m \end{cases}$$

D'où :

$$A_{s1} = 37,91 cm^2 \Rightarrow A_{s1} = 8\Phi 25$$

Dans le sens longitudinal on aura

$$A_t = \frac{37,91}{3} = 12,63 cm^2 \Rightarrow A_t = 9\Phi 14$$

$$A_{\min} = 0,23 \left(\frac{f_{tj}}{f_c} \right) bd = 7,45 \text{ cm}^2$$

	Table sup		Table inf		Ame droite		Ame gauche	
Sens transversal	A _{s1}	A _{s2}	A _{s3}	A _{s4}	A _{s5}	A _{s6}	A _{s7}	A _{s8}
Sections (cm ²)	47,23	74,88	5,83	11,66	40,82	7,45	37,91	7,45
désignation	10Φ25	16Φ25	3Φ16	6Φ16	9 Φ25	7Φ12	8 Φ25	7 Φ12
Sens longitudinal	A _{t1}	A _{t2}	A _{t3}	A _{t4}	A _{t5}	A _{t6}	A _{t7}	A _{t8}
Sections (cm ²)	15,74	24,96	3,26	3,89	13,6	7,45	12,63	7,45
désignation	11Φ14	17Φ14	5Φ10	5Φ10	9Φ14	7Φ12	9Φ14	7Φ12

Tableau (VI-04) : tableau récapitulatif du ferrailage des différentes sections du voussoir

V-Vérification vis-à-vis de la torsion

Des dispositions particulières vis à vis de la torsion ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée concernant les sections en caisson :

$$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_u^2$$

Avec :

τ_{ut} : Contrainte tangente de torsion.

τ_{uv} : Contrainte tangente due à l'effort tranchant.

τ_u : Contrainte tangente ultime.

Contrainte de cisaillement dus à la torsion :

$$\tau = Mt / (b \cdot \Omega)$$

Mt : moment de torsion de la combinaison G+1,2(Bc+ST) (Bc charger à gauche du tablier) = 37,88 t.m

b : épaisseur des 2 âmes = $0,53 \times 2 = 1,06\text{m}$

Ω : l'aire du voussoir sur pile = $21,4 \text{ m}^2$

U : périmètre = $40,27\text{m}$

On calcul $\tau_{\text{limite}} = 0,1 \times 35 = 3,5 \text{ MPa}$

$\tau = 37,88 / (1,06 \times 21,4) = 0,0167 \text{ MPa} < 3,5 \text{ MPa}$

$$A_t = (M_t / (2 \times \Omega)) \times (U \times \gamma_s / f_c) \\ = (37,88 / 42,8) \times (40,27 \times 1,15 / 400) = 10,24 \text{ cm}$$

$$A_t = (M_t / (2 \times \Omega)) \times (S_t \times \gamma_s / f_c) \\ = (37,88 / 42,8) \times (0,2 \times 1,15 / 400) = 0,0508 \text{ cm}$$

Alors on rajoute : $5,12 \text{ cm}^2/\text{âme}$ longitudinalement soit 5HA12 ($5,65 \text{ cm}^2$).
 $0,0254 \text{ cm}^2/\text{âme}$ transversalement (négligeable).

CHAPITRE VII

Résistance aux efforts de tangences

Résistance aux efforts de tangence

I-Introduction

Ce présent chapitre traite que des effets de l'effort tranchant sur une poutre ayant un plan moyen vertical et soumise à la flexion.

La partie résistante d'un caisson à l'effort tranchant est celui de l'âme, la table supérieure et inférieure sont des éléments résistant à la flexion.

L'âme d'une poutre sera donc dimensionnée pour :

- Résister à l'effort tranchant.
- Permettre un bétonnage correct à travers la cage d'armature et les gaines de précontrainte avec, en cas de pervibrations, des espaces suffisants pour y introduire les vibreurs.

II -Détermination de l'effort tranchant dû au précontraint

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

II-1-Effet isostatique

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

- un effort tranchant positif.
- une composante verticale de la précontrainte $P \sin \alpha$ qui vient se retrancher à l'effort tranchant total.

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

II-2-Effet hyperstatique

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

$$V = dM/dx$$

NB : l'effort tranchant hyperstatique est calculé à l'aide de l'outil informatique, sous la combinaison de charge à l'ELS : $G + 1,2 (A(L) + ST)$.

III- Vérification de l'effort tranchant

Des contraintes de cisaillement en service avec les chargements, en particulier au niveau des âmes, parce qu'elles qui risquent d'être face aux cisaillements.

III-1- Calcul de l'effort tranchant

L'effort tranchant est obtenu avec la formule suivante :

$$V_r = (V_G + V_Q) - (P \sin \alpha)$$

III-2-Calcul de la contrainte de cisaillement

$$\tau = V_r (ELS) / (Z \times 2b_n)$$

Avec :

V_r : effort de tranchant calculé selon la combinaison de L'ELS.

Z : bras de levier

b_n : épaisseur nette de l'âme

III-3-Détermination du cisaillement admissible

Le cisaillement admissible vaut :

$$\bar{\tau} = \min(\tau_1, \tau_2)$$

Avec : $\tau_1^2 = 0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + (2/3) \sigma_x)$ et $\sigma_x = p / S$

$$\tau_2^2 = (2f_{tj} / f_{cj}) \times (0,6f_{cj} - \sigma_x) \times (f_{tj} + (2/3) \times \sigma_t)$$

$$\sigma_t = ((\sigma_x + \sigma_y)/2) + ((\sigma_x - \sigma_y)/2)^2 + \tau^2)^{1/2} \text{ et } \sigma_y \geq \tau^2 / \sigma_x$$

X (m)	σ_x (MPa)	τ (MPa)	V_r (t)	σ_y (MPa)	τ_1 (MPa)	τ_2 (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)
0	3,33	2,11	1412,49	2,91	2,30512473	4,58733862	2,30512473
1,5	5,88	0,09	40,17	0,01	2,67387359	3,93030295	2,67387359
3,5	4,42	1,61	731,33	0,59	2,46949388	4,03180793	2,46949388
5,5	3,66	2,02	918,42	1,12	2,35609847	4,13180684	2,35609847
7,5	2,97	1,97	892,47	1,30	2,24819928	4,1059486	2,24819928
9,5	2,35	1,82	823,88	1,40	2,14662526	4,04704406	2,14662526
11,5	1,8	1,60	727,61	1,43	2,05231577	3,95988481	2,05231577
13,5	1,33	1,38	624,83	1,43	1,96814634	3,86315742	1,96814634
15,5	0,92	1,14	515,10	1,40	1,89166593	3,75700462	1,89166593
17,5	0,58	0,90	409,96	1,41	1,82581489	3,66269224	1,82581489
19,5	0,32	0,65	295,68	1,33	1,77380946	3,54977301	1,77380946
21,5	0,12	0,43	195,47	1,55	1,73274349	3,53597872	1,73274349

Tableau (VII-01) : valeurs de l'effort tranchant dans chaque section.

IV- Conclusion

D'après le tableau, on remarque que la condition $\tau < \bar{\tau}$ est toujours vérifiée, on peut donc conclure que l'épaisseur de l'âme est suffisante du point de vue cisaillement.

A titre indicatif, et dans le cas contraire, lorsqu'il y a des valeurs des contraintes qui ne vérifient pas la condition précédente, on préconise les deux solutions suivantes :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des étriers actifs (précontrainte transversale).

CHAPITRE VII

Equipements du tablier

EQUIPEMENTS DU TABLIER

I- Appareil d'appui

L'appareil d'appui est placé à la liaison entre la structure et son support, son rôle est de permettre :

- La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;
- La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

La durée de vie de ces derniers est de l'ordre d'une dizaine d'année pour le type d'appareil le plus courant.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

- Les appareils d'appuis en béton.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis en acier.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va mentionner :

I-1- Les appareils d'appuis en élastomère fretté

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation. L'élastomère est un matériau macromoléculaire qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après avoir subi une importante déformation sous l'effet d'une faible variation de contrainte.

Le matériau de base est obtenu en faisant subir une série de transformations aux matériaux bruts malaxés avec différentes charges, inertes ou renforçant. Après traitement, le produit se présente sous forme de feuilles de quelques millimètres d'épaisseur. Celles-ci sont empilées avec des frettes métalliques, préalablement sablées et traitées, dans des moules dont les dimensions correspondent à celles du produit que l'on veut obtenir. L'ensemble est alors comprimé et vulcanisé (par chauffage).

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- Facilité de mise en œuvre.
- Facilité de réglage et de contrôle.
- Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Ils n'exigent aucun entretien.
- Leur coût est relativement modéré.

I-2- Dimensionnement de l'appareil d'appui

$$R_{MAX}=35406,07 \text{ KN.}$$

Si on prend 4 appareils d'appui on aura :

$$R = (35406,07 / 4) = 8851,51 \text{ KN}$$

On considère que : $a = b$, T est l'épaisseur totale d'élastomère hormis les frettes.

$$T = n \times t$$

Où : n : est le nombre de feuillets élémentaires.

t : est l'épaisseur d'un feuillet élémentaire.

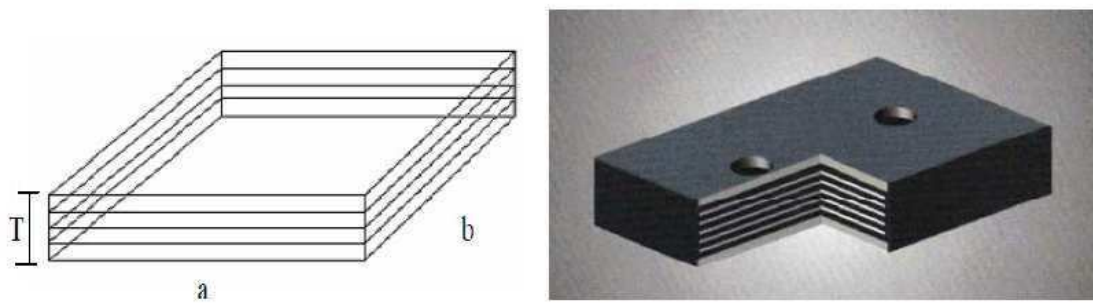


Fig. VIII.1. Appareil d'appuis en élastomère fretté.

I-2-1- Sous réaction verticale R :

$$\sigma'_m = R/ab$$

La contrainte de cisaillement correspondante au milieu du côté b vaut :

$$\tau_R = 3t(a+b)R/a^2b^2$$

On prend : a = 700 mm, et b = 700 mm, et t = 10 mm.

$$\text{Alors : } \tau_R = (3 \times 10 \times (700 + 700) \times 8851,51) / (700^2 \times 700^2)$$

$$\tau_R = 1,55 \text{ MN}$$

$$\text{et } \sigma'_m = 8851,51 / (700 \times 700) = 18,06 \text{ MPa} \leq 20 \text{ MPa}$$

I-2-2-Hauteur nette d'élastomère : T

D'après le document SETRA BT N°4/1974 La condition à vérifier est :

$$T \geq 2U_1$$

U_1 : Déformation lente (rotation, retrait, fluage, température)

$$U_1 = 1,67 + 1,95 + 1,67$$

$$U_1 = 52,9 \text{ mm}$$

$$\text{Donc } T = 110 \text{ mm}$$

$$T = n \times t$$

n : est le nombre de feuillets élémentaires

t : l'épaisseur d'un feuillet élémentaire

On considère 11 feuillets d'élastomère de t = 10 mm.

I-2-3-Distorsion : déformation angulaire

La distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme, deux cas se présentent :

- La déformation u_1 de l'appareil est lente (effort horizontal H_1 de dilatation, fluage)

$\tau_{H1} = (H_1/ab) = (G \times u_1) / T$ tel que $G = 0,8 \text{ MPa}$ module de déformation transversale d'élastomère.

$u_1 = 16,7 \text{ mm}$ (calculé lors du calcul des joints de chaussée pour la dilatation thermique).

$$\tau_{H1} = (0,8 \times 16,7) / 110 = 0,12 \text{ MPa}$$

* L'appareil est soumis à un effort dynamique H_2 (freinage, vent) provoque u_2 :

G est doublé sous l'effort dynamique.

L'effort de freinage dû à un camion B_C est de $H_2 = 30/2 = 15t$

$$\tau_{H2} = (H_1/ab) = (150000)/(700 \times 700) = 0,31 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul sous déformation lente et rapide est de : $\tau_H = \tau_{H1} + (\tau_{H2}/2) = 0,12 + (0,31/2) = 0,275 \text{ MPa}$

I-2-4-Rotation : compression partielle

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$$\tau_{ot} = (G/2) \times (a/T)^2 \times \alpha_T \quad \text{Avec : } \alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,02 rad.

α : égale à 0.003 rad.

$$\tau_{ot} = (0,8/2) \times (700/110)^2 \times (0,02 + 0,003) = 0,37 \text{ MPa}$$

On doit vérifier :

I-2-5-La limitation de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \tau_R + \tau_H + \tau_{ot} < 5G$$

$$\tau_{H1} \leq 0,5G$$

$$\tau_H \leq 0,8G$$

$$\tau_{ot} \leq \tau_R$$

1ère condition : $0,632 + 0,275 + 0,37 = 1,28 \text{ MPa} \leq 5 \times 0,8 = 4 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

2ème condition : $0,12 \leq 0,5 \times 0,8 = 0,4 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

3ème condition : $0,275 \leq 0,8 \times 0,8 = 0,64 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

4ème condition : $0,37 \leq 1,55 \text{ MPa}$, condition vérifiée.

I-2-6-La condition de non cheminement et non glissement

- $\sigma'_m = 7,37 \text{ MPa}$
 $2 \text{ MPa} \leq 7,37 \text{ MPa}$
- $H \leq f \times R$

Avec $f = 0,10 + (0,6/\sigma'_m) = 0,10 + (0,6/7,37) = 0,18$

$$H = H_1 + H_2 = (\tau_{H1} + \tau_{H2}) ab = 0,43 \times 700 \times 700 = 210700 \text{ N}$$

$$H = 210700 \text{ N} \leq f \times R = 650059,2 \text{ N}, \text{ condition vérifiée.}$$

I-2-7-Condition de non flambement

Elle consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la plus petite dimension en plan

$$(a/10) \leq T \leq (a/5) \quad D'où : 70 \leq 110 \leq 140 \text{ Condition vérifiée.}$$

I-2-8-Condition de non soulèvement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq (3/\beta) \times (T^2/a^2) \times \sigma'_m/G$$

$$\beta = (ab)/(2T \times (a+b)) = (700 \times 700)/(2 \times 10 \times (700+700)) = 17,5$$

La relation devient :

$$(3/17,5) \times (110^2/700^2) \times (7,37/0,8) = 0,04 \text{ rad} \geq 0,023 \text{ rad} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

I-3-Dimensionnement des frettes

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :
 $t_s \geq (a/\beta) \times (\sigma'_m / \sigma_e)$ Tel que, $t_s \geq 2 \text{ mm}$, $\sigma_e = 245 \text{ MPa}$ pour l'acier inox.

$$t_s \geq (700/17,5) \times (7,37 / 245) = 1,2 \text{ mm}$$

On prend $t_s = 2 \text{ mm}$

La hauteur totale de l'appareil d'appui est de : $11 \times 10 + 11 \times 2 = 132 \text{ mm}$.

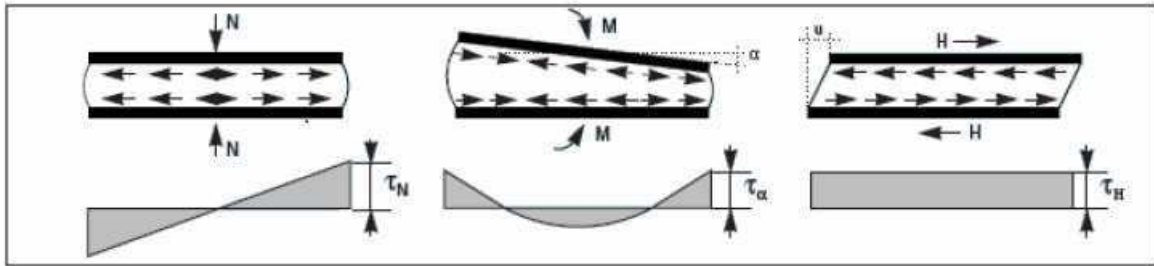


Fig. VIII.2. Déformation d'appareil d'appuis.

II- Les dés d'appuis

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures.

II-1- Les dimensions des dés d'appuis

$$A = 900 \text{ mm}$$

$$B = 900 \text{ mm}$$

II-2- Ferrailage des dés d'appuis

Armature de chaînage

$R_{\max} = 361,144 \text{ t}$, Les armatures doivent vérifier à 25 % de R_{\max} .

$$R = 0,25 \times 361,144 \text{ t} = 90,29 \text{ t}$$

$$A_u = R / \sigma_e = (90,29 \times 100) / 348 = 24,94 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 13\text{HA}16$$

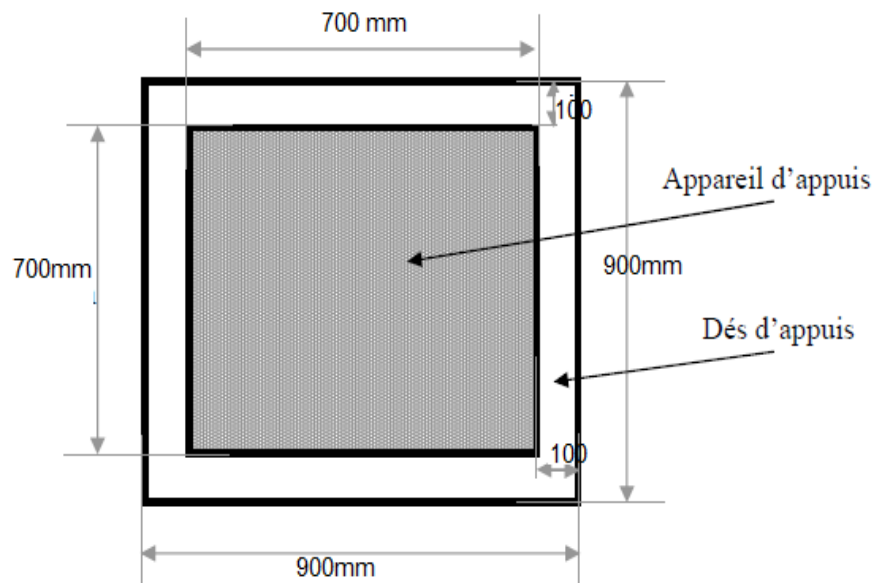


Fig. VIII.3. Dimensions de dés d'appuis.

III-Joint de chaussée

III-1- Définition

Le rôle primordial des joints de chaussée est d'assurer une continuité mécanique au droit d'une coupure du tablier lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre, afin d'assurer la continuité de la circulation sur le tablier du pont. C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, efforts sismiques, fluage et le retrait ainsi que des déformations d'exploitation.

Dans la plus part des cas, est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules par jour.
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules par jour.
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules par jour.

III-2- Calcul du souffle des joints

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités des poutres, la température, le retrait et le fluage.

III-2-1- Rotation d'extrémité sous chargement

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal, $\Delta l = h.tg\alpha$, on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0,02 rad ce qui crée un déplacement de 5,0 cm.

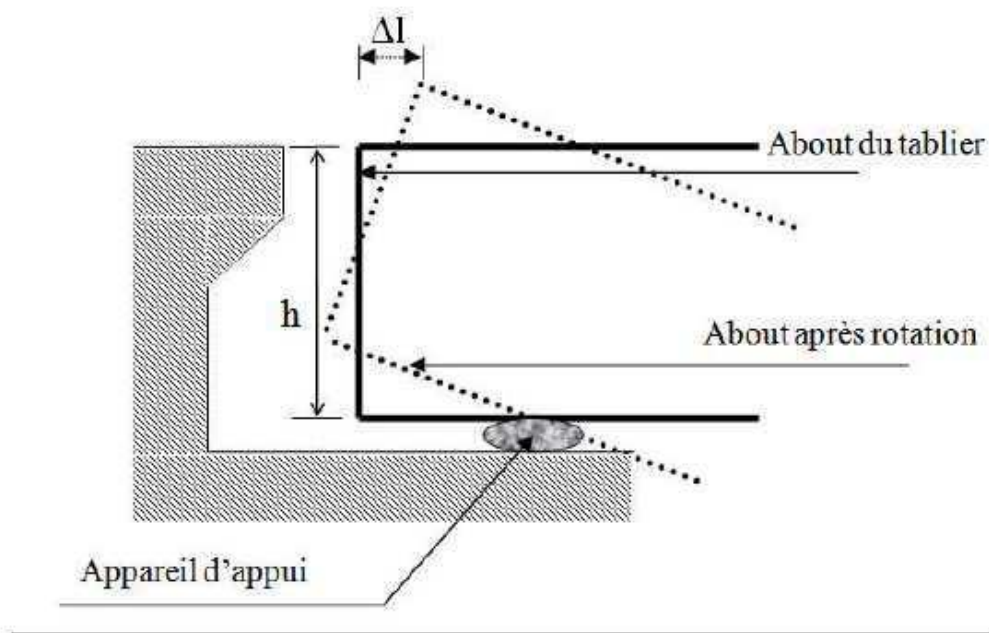


Fig.VIII.4. Rotation des extrémités du tablier.

III-2-2-Dilatation thermique

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif $\Delta l / l = 3 \times 10^{-4}$.

l : étant la longueur du tablier.

Pour notre cas $l/2 = 55,8\text{m}$

$\Delta l = 1,67\text{ cm}$.

III-2-3-Retraît

$\Delta l / l = 3,5 \times 10^{-4}$

$l = 55,8\text{ m} \Rightarrow \Delta l = 1,95\text{ cm}$

III-2-4-Fluage

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation $\Delta l / l = K_{fl} * 10^{-4}$

K_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$\Delta l / l = 3 \times 10^{-4}$

$l = 55,8\text{ m} \Rightarrow \Delta l = 1,67\text{ cm}$

III-3-choix du type de joint :

Donc le Δl sous les phénomènes précédents égale à **10,29 cm**

Suivant Δl et la rotation d'extrémité α , on choisit le joint M150. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service (+/-) 10 mm, et des déplacements longitudinaux de 70 mm à 170 mm. Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0,03 rad.

CHAPITRE IX

Etude de la pile

Etude de la Pile

I- Définition

Une pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- Aquatique, terrestre.
- Mode de construction du tablier.
- Urbain ou rural.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier.

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré.

C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourra engendrer la ruine de ce dernier.

II- choix du type de pile

On peut classer les piles en deux familles ; les piles de types voiles et les piles de type portique. Le choix de l'ouvrage s'est porté pour les piles du type voile parce que ces dernières sont plus nombreuses, par ce qu'elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou poteaux, car il posent moins de problèmes à la réalisation (L'exécution de coffrage est aisée et la simplicité de ses formes).

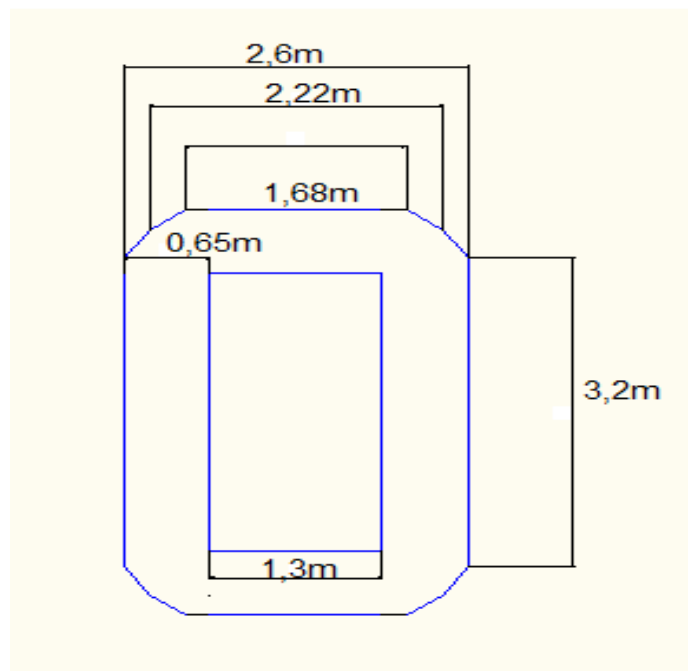


Fig.IX.1. Vue en plans de la pile

III- Etude et ferrailage de la pile

III-1- Evaluation des efforts agissant sur la pile

Les efforts agissant sur la pile sont :

G : Poids propre de la pile.

V : Poids propre du tablier (la réaction d'appuis verticale sur la pile la plus élancée).

S : La réaction due aux surcharges routières sur le pont (la réaction d'appuis verticale due au chargement

(A(L) + ST).

ST : surcharge de trottoir.

W : La charge du vent.

FF: la force de freinage.

Ex : La composante horizontale du séisme suivant l'axe x.

Ey : La composante horizontale du séisme suivant l'axe y.

III-2- Combinaisons des charges

Les combinaisons des charges utilisées pour l'évaluation des efforts agissant sur la pile sont les suivantes :

E.L.S: $G + V + S + W + F_F$

E.L.U: $1,35(G + V + S) + 1,5(W+F_F)$

E.L.A: $G+V+EX$

$G+V+EY$

$E_x = k_h \times G$

$E_y = 0,3 \times k_h \times G$

$k_h = A = 0,2$ (selon le RPOA)

N.B : Voyant le mode d'appuis du tablier sur les piles de notre ouvrage, il apparait clairement que le moment sismique le plus prépondérant c'est le moment dans le sens longitudinal du pont (M_x), donc de raison de facilité du travail, on calcule seulement le moment dans le sens x. Le tableau suivant récapitule tous les sollicitations appliquées sur la pile la plus élancée :

Désignation	P(t)	Cas	ε_H	ε_v	$P \cdot \varepsilon_H$	$(1 + \varepsilon_v) P$	V(m)	$M_{vertical}(t.m)$
Poids propre du tablier	1412,9	C.N	0	0	0,00	1412,90	12,8	0,0
	1412,9	H+V+	0,2	0,06	282,58	1497,67	12,8	3617,0
	1412,9	H	0,2	0	282,58	1412,90	12,8	3617,0
	1412,9	H+V-	0,2	-0,06	282,58	1328,13	12,8	3617,0
Poids propre de la pile	179,07	C.N	0	0	0,00	179,07	6,35	0,0
	179,07	H+V+	0,2	0,06	35,81	189,81	6,35	227,4
	179,07	H	0,2	0	35,81	179,07	6,35	227,4
	179,07	H+V-	0,2	-0,06	35,81	168,33	6,35	227,4
Surcharge A(L)	868,8	C.N	0	0	0,00	0		0
Freinage A(L)	25,2	C.N	0	0	0,00	0	15,4	388,1
Le vent (t/m ²)	0,2	C.N	0	0	0,00	0		9,1

Tableau (IX-01) : Les efforts agissant sur la pile.

Désignation	Cas	N(t)	M _{vertical} (t.m)
Total	C.N	1591,97	397,2
	H + V ₊	1687,48	3844,4
	H	1591,97	3844,4
	H + V ₋	1496,46	3844,4

Tableau (IX-02): Sollicitations totales agissantes sur la pile.

Cas	N(t)	M(t.m)
ELS	1591,97	397,2
ELU	3452,36	635,52
ELA	1687,48	3844,4

Tableau (IX-03): Sollicitations appliquées la pile après combinaison s des charges.

III-3- Dimensionnement des armatures de la pile

La pile est soumise à la flexion déviée (un effort normal(N) et deux moments de flexion autour des axes (XOX) et (YOY) « M_x et M_y »).

III-3-1-Armatures longitudinales

Utilisant les abaques de Walther, pour le dimensionnement des sections creuses en béton armé:

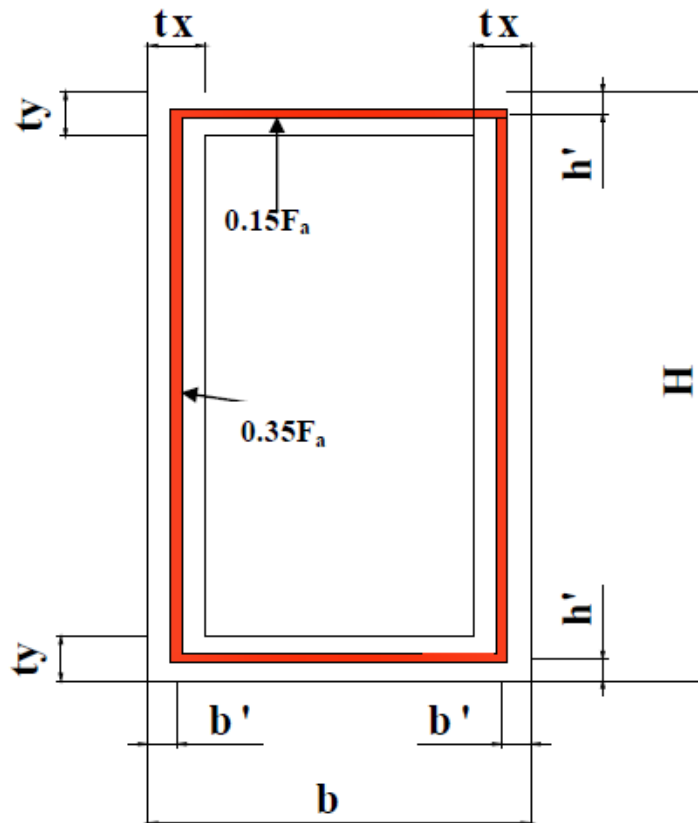


Fig.IX.2. répartition des armatures de la pile

On a : $b = 2,6\text{m}$
 $H = 4,2\text{m}$

a) Condition d'orientation de la section :

$$(T_y/H) \leq (t_x/b)$$

$$(0.65/4,2 = 0,155) \leq (0.65/2,6 = 0.25)$$

On a :

$$N_{\min} = N_r = 1591,97 \text{ t}$$

$$M_x = M_{xr} = 3844,4 \text{ t.m}$$

Condition d'orientation vérifiée

On pose: $M_{yr} = M_{xr} = 3844,4 \text{ t.m}$

$$N = N_r / (b \times h \times \beta_w)$$

$$= 1591,97 / (100 \times 2,6 \times 4,2 \times 30)$$

$$= 0,049$$

$$M_x = M_{xr} / (b \times h^2 \times \beta_w)$$

$$= 3844,4 / (100 \times 2,6 \times 4,2^2 \times 30)$$

$$= 0,035 = m_y$$

$$\eta = m_y / m_x = 1$$

$$\omega = F_a \times \sigma_f / (b \times h \times \beta_w) \Rightarrow F_a = \omega \times b \times h \times \beta_w / \sigma_f$$

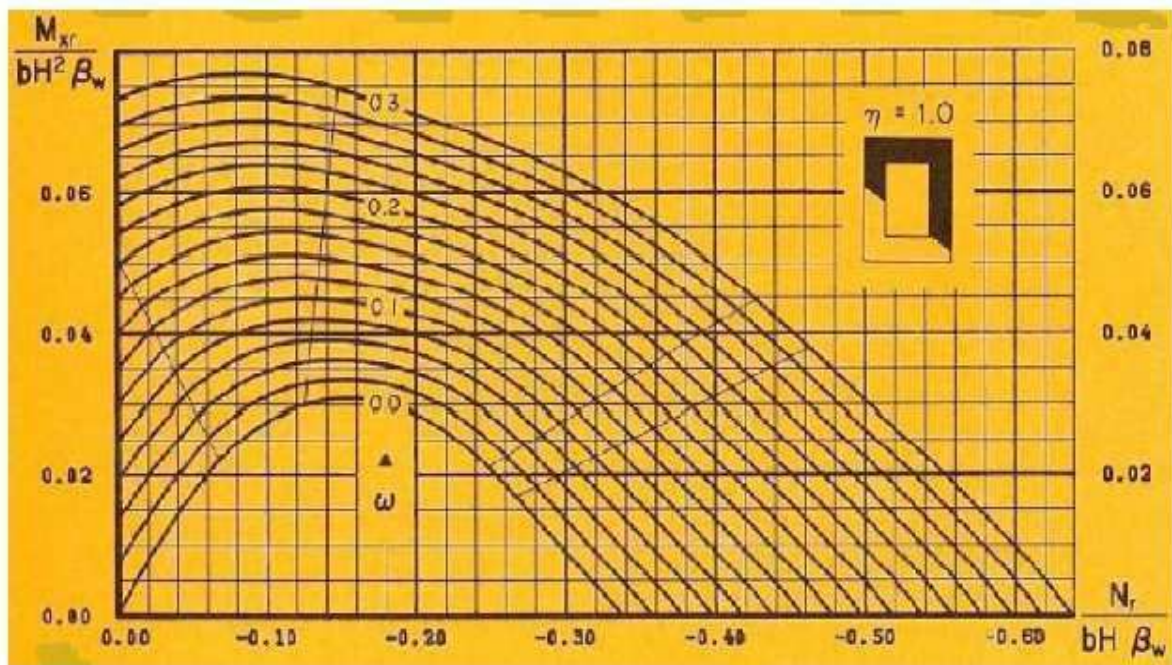


Fig.IX.3. abaque de Walther

Alors, on tire de l'abaque :

$$\omega = 0,07 \Rightarrow F_a = ((0,07 \times 2,6 \times 4,2 \times 30) / 400) \times 10^4 = 573,3 \text{ cm}^2$$

Tel que :

β_w : résistance caractéristique du béton ($\beta_w = 30 \text{ MPa} = 3000 \text{ t/m}^2$).

F_a : limite d'élasticité des aciers

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{S1} = 0,35 F_a = 200,65 \text{ cm}^2 \\ A_{S2} = 0,15 F_a = 85,99 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité :

selon le règlement BAEL91, on a :

$$A_{S,\min} \geq (0,23 \times b \times d \times f_{tj}) / f_e$$

- $f_{tj} = 2,4 \text{ MPa}$

- $f_e = 400 \text{ MPa}$.

- $b = 2,6 \text{ m}$

- $d = 0,9h = 0,9 \times 4,2 = 3,78 \text{ m}$

Donc :

$$A_{S,\min} \geq (0,23 \times 2,6 \times 3,78 \times 2,4) / 400$$

Alors :

$$A_{S,\min} \geq 135,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition de non fragilité n'est pas vérifiée pour } A_{S2}.$$

Donc on prend :

$$A_{S1} = \mathbf{26HA32}.$$

$$A_{S2} = \mathbf{28HA25}$$

III-3-2-Armatures transversales

La section des armatures transversales à mettre en place est donnée par le RPOA avec la formule suivante :

a) Espacement des armatures d'effort tranchant

En zones critiques Uniquement, l'espacement maximum des armatures d'effort tranchant devra satisfaire les conditions suivantes :

$$St \text{ Min } [24\Phi_t; 8\Phi_l; 0,25d]$$

Avec :

d : hauteur utile,

Φ_t : diamètre des armatures transversales.

Φ_l : diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

$$St = \text{Min} [(24 \times 1,6); (8 \times 2,5); (0,25 \times 0,9 \times 340)] = \text{Min}[38,4; 20; 76,5] = 20 \text{ cm}.$$

b) Section minimale des armatures d'effort tranchant

La section A_t d'une armature transversale assurant le maintien d'une barre longitudinale ou d'un groupe de barres de section A_L , doit satisfaire la condition suivante :

$$A_t \geq ((A_L \times f_{el}) / (16 \times f_{et})) \times (St \text{ (mm)} / 100)$$

Avec :

St : représente l'espacement des armatures transversales en mm,

A_L : est la section totale des armatures longitudinales,

f_{cl} , f_{ct} : caractéristiques de l'acier des armatures respectivement longitudinales et transversales
 $A_t \geq (677 \times 400) / (16 \times 400) \times 200 / 100 = 84,62 \text{ cm}^2$
 Soit : **43HA16**

III-4-Vérification de la stabilité au flambement de la pile

On doit vérifier la condition suivante : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = L_f / i$$

L_f : la longueur de flambement,
 i : le rayon de giration.

Donc :

$$\lambda = 2 \times 10,8 / 0,92$$

$23,48 < 50 \Rightarrow$ la condition est vérifiée

N.B :

La pile de notre ouvrage est de hauteur inférieure à celle de la pile N°1 (vérifiée ci-dessus) et le même rayon de girations, donc, on peut constater qu'elle est aussi vérifiée vis-à-vis du flambement.

IV- Les Fondations

La fondation c'est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes, on a à considérer ; en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

IV-1- Choix du type de fondation

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond: pieux de 15m de longueur, et de diamètre $\Phi = 1,2\text{m}$.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m (selon le document SETRA).

IV-2- Nombre de files de pieux

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte trois files de quatre pieux au niveau des piles et au niveau de la culée gauche, par contre on opte deux files de quatre pieux pour la culée droite.

IV-2-1- La largeur de la semelle

$$B = (N - 1) \times L + 2\varnothing = 9,6\text{m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (3).

L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,2m).

IV-2-2-La longueur de la semelle

$$L_s = (N - 1) \times L + 2\varnothing = 14,4\text{m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (4).

IV-2-3-La hauteur de la semelle

$$ht \geq L/2,5 = 3,6/2,5 = 1,44\text{m}$$

$$ht = 2\text{m}$$

IV-3-étude des pieux

Les pieux sont supposés encastés en tête dans la semelle et libres à la base, ils sont calculés par la méthode de « WERNER » qui permet de déterminer les moments sollicitant le pieu à différentes sections sous l'effet de H^* et M^* .

H^* : effort horizontal en tête de pieu.

M^* : Moment fléchissant en tête de pieu.

$$M^* = \frac{-X_\varphi^H \cdot H^*}{X_\varphi^M \cdot \lambda}$$

Où : λ paramètre dépendant du module de réaction du sol « Cu » et des caractéristiques du pieu et a la formule suivante :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{\phi \cdot Cu}{4 \cdot E \cdot I}} = 0,217 \text{ m}^{-1}$$

Avec :

ϕ : Le diamètre du pieu ; $\phi=1,2 \text{ m}$.

Cu : le module de réaction du sol ; $Cu=25 \text{ MN/m}^3$

I : moment d'inertie du pieu ; $I=0,102 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton ; $E=33000 \text{ MPa}$.

D'où : $\lambda \cdot L = 4,345$ avec $L=20\text{m}$ la longueur du pieu.

$$\Rightarrow \begin{cases} X_\varphi^H = 1,293 \\ X_\varphi^M = 1,559 \end{cases} \text{ tirés à partir des tableaux de WERNER}$$

$$\text{A l'ELS : } H^* = \frac{H_s}{n} = \frac{252}{12} = 21 \text{ kn}$$

$$M^* = \frac{-1,293 \cdot 21}{1,559 \cdot 0,217} = -80,26 \text{ kN.m}$$

$$\text{A l'ELA : } H^* = \frac{H_s}{n} = \frac{4771,1}{12} = 397,59 \text{ KN}$$

$$M^* = \frac{-1,293 \cdot 397,59}{1,559 \cdot 0,217} = -1519,59 \text{ kN.m}$$

IV-3-1-Ferrailage des pieux

Le ferrailage se fera en Flexion Déviée Composée en utilisant la calculette robot expert version2010

Béton: fc28 = 30.0 (MPa)

Acier: fe = 400.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

Section :

$$D = 120.0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5.0 \quad (\text{cm})$$

Efforts appliqués :

Type	N (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)
1. ELS :	3079,8	-80.26	0.00
2. ELA :	3623,8	-1519,59	0.00

Sections d'Acier:

$$\text{Section théorique : } A_s = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum : } A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$$

a) Définition des armatures

$$A_s = 113,1 \text{ cm}^2 \implies \text{Donc on prend : 24HA25}$$

- L'espacement :

$$S_t = 2\pi R/n$$

$$= 2 \times 3,14 \times 60 / 24 = 15 \text{ cm}$$

b) Armatures transversales

$$\Phi_t \geq \Phi_l/3 = 25/3 \\ = 8,33 \text{ cm.}$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de 15 cm

IV-4-Ferraillage de la semelle:

Tout d'abord on vérifie la rigidité de la semelle pour cela on utilise la formule suivante :

$$h \geq \frac{\text{le plus grand entre axe des pieux}}{2,5} \Rightarrow 1,5 > \frac{3,6}{2,5} = 1,44 \text{ vérifiée.}$$

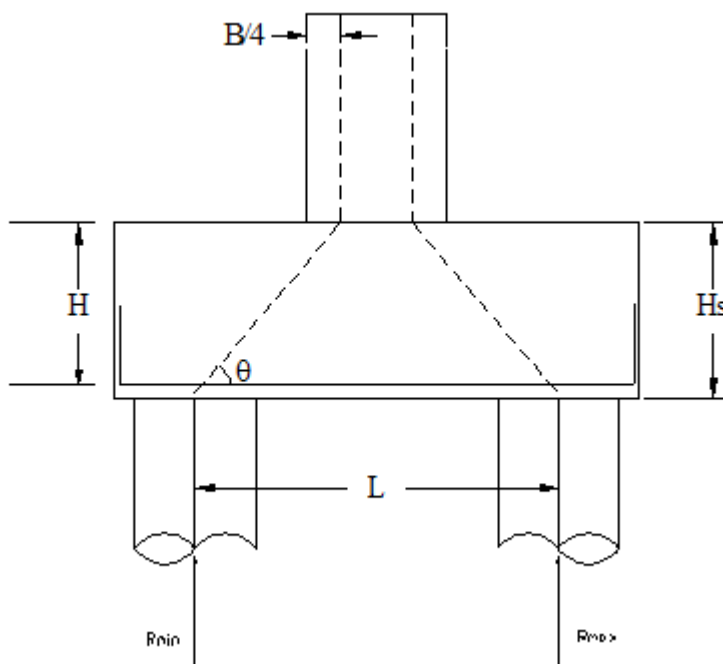
Pour le ferraillage de la semelle on appliquera la méthode des bielles, il faut pour cela que l'angle θ d'inclinaison de la bielle avec l'horizontal soit supérieur ou égale à 45° , sinon on utilisera la méthode dite des consoles.

$$\text{tg}\theta = \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} \text{ Avec } L=7,2\text{m } H_s=2\text{m } H= (0,9 H_s) = 1,8\text{m}$$

$$B=2,6\text{m } \text{ pour la pile et } 1,2\text{m pour la culée}$$

$$\text{Donc : } \theta=31^\circ$$

Donc on applique la méthode des consoles



Ferrailage de la semelle :

On a le moment est donné par la formule suivante :

$$M = R_{\max} \times \left(\frac{L}{2} - \frac{B}{4} \right)$$

A L'ELS: $R_{\max} = 3079,8 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{ELS}} = 9085,41 \text{ KN.m}$

A L'ELA: $R_{\max} = 3623,8 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{ELA}} = 10690,21 \text{ m}$

Le ferrailage se fera en flexion simple en utilisant la calette robot expert ersion2010 avec :

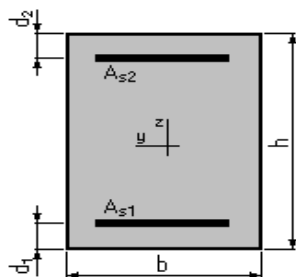
$h = 2 \text{ m}$ et $b_0 = h + \phi_{\text{pieux}} = 3,2 \text{ m}$.

IV-4-1-Ferrailage de la semelle en Flexion Simple

Béton: $f_{c28} = 30.0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400.0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

Section :

$b = 320.0 \text{ (cm)}$

$h = 200.0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5.0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5.0 \text{ (cm)}$

Moments appliqués:

	M_{max} (kN.m)	M_{min} (kN.m)
Etat Limite de Service	8775.95	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	11432.13	0.00

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 230,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0.0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Section minimum $A_{s \text{ min}} = 218,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

IV-4-2- Armatures transversales inférieures**- L'espacement :**

$$St = (\Phi + H - d)/(n - 1)$$

Où : **n** : Nombre de barre = 29 barres.

d : Enrobage = 5 cm.

Φ : Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$St = (1,2 + 2 - 0,05)/(29 - 1) \\ = 0,112m.$$

On prend : $St = 11 \text{ cm}$.

La section d'acier pour 1ml vaut : $239/3.2=74,69$ soit **10φ 32** espacées de 11 cm

IV-4-3- Armatures longitudinales inférieures dans la semelle

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leur section est donnée par :

$$As_2 = A/3$$

$$= 72,03/3$$

$$= 24,01 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA25/ml**

IV-4-4- Armatures de construction**a- Armatures transversales supérieures**

$$As_2 = A_{smin} = 218,4 \text{ cm}^2$$

La section d'acier pour 1ml vaut : $218,4/3,2=68,25 \text{ cm}^2$ soit 14φ 25 espacées de 11 cm

b- Armatures longitudinales supérieures

$$A_{Ls} = A/3$$

$$= 68,25/3$$

$$= 22,75 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA25/ml**

CHAPITREX

Etude de la culée

Etude de la culée**I- Introduction**

La culée est un élément fondamental de l'ouvrage. Elle a pour rôle d'assurer la liaison entre le tablier et le milieu environnant. La culée doit satisfaire aux exigences de la fonction culée, qui se décompose en deux catégories :

a) La fonction mécanique :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation.
- Limiter les déplacements verticaux (tassements) ainsi que les déplacements horizontaux en tête de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui.

b) La fonction technique :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- On accède par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- On peut lui associer une chambre de tirage lorsqu'une conduite ou une canalisation passe à l'intérieur de l'ouvrage.

II- Choix de la morphologie

Les données géotechniques ont révélé que le sol de surface est de mauvaise qualité. Raison pour laquelle on a opté pour une culée fondée sur pieux. Les pieux en question sont exécutés à travers le remblai.

La culée comporte les éléments constructifs suivants :

- Un sommier d'appuis sur lequel repose le tablier. Ce sommier étant la semelle elle-même.
- Un mur de garde-grève qui sert à séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Il protège l'about du tablier en retenant les terres et assure la fixation du joint de chaussée.
- Deux murs latéraux du côté du tablier, qui ont une fonction plutôt architecturale car ils dissimulent l'about du tablier, mais aussi un rôle mécanique, qui est la retenue latérale des remblais.
- Deux murs en retour qui servent à retenir latéralement les terres en tête de la culée. Ils sont liés au mur garde-grève. Ces murs ont aussi un rôle architectural qui se caractérise en une fixation de la corniche au-delà du tablier.
- La dalle de transition ; elle est destinée à atténuer les effets des dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art et assure le confort des usagers.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.

III- Pré-dimensionnement de la culée

Le pré-dimensionnement a été fait selon l'ouvrage de Mr J.A.Calgaro intitulé : *Projet et construction des ponts : « Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants »*.

III-1- Mur de garde grève

- La hauteur du mur de garde grève est : $h = h_{\text{voussoir sur culée}} + h_{\text{l'appareil d'appui}} + h_{\text{dé d'appui}}$

$$h = 2,5 + 0,16 + 0,132 = 2,8 \text{ m}$$

$$h = 2,8 \text{ m}$$

- L'épaisseur du mur est : $e = \text{Max}(0,30 \text{ m}, h/8) = (0,30 \text{ m}, 0,35 \text{ m})$

$$e = 0,35 \text{ m}$$

- La longueur du mur garde grève est : $L = 10,40 \text{ m}$.

III-2-Mur frontal

Hauteur : $H = 9,6 - 2,8 = 6,8$ m.

Épaisseur : $E_f = 2,5$ m.

Longueur : et celle du tablier = 15,6 m.

III-3- Dalle de transition

- La longueur de la dalle de transition est donnée par la formule :

$$L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 0,6H)]$$

H : étant la hauteur du remblai $H = 7,2$ m.

$$\text{Donc : } L = \text{Min} [6 \text{ m}, \text{Max} (3 \text{ m}, 0,6 \times 7,2)]$$

$$\Rightarrow L = \text{Min} [6 \text{ m}, 4,32 \text{ m}] \text{ Soit : } L = 4,32 \text{ m.}$$

- L'épaisseur de la dalle de transition est prise ; $e = 30$ cm.

III-4-Corbeau

➤ Hauteur : $H_1 = 0,60$ m.

➤ Hauteur : $H_2 = 0,30$ m.

➤ Épaisseur : $E_f = 0,3$ m.

III-5- Murs latéraux

- La hauteur du mur est : $h = h_{\text{MGG}} - h_{\text{Corniche}}$

Alors la hauteur est : $h = 2$ m

- La longueur du mur latéral est : $L = 2,6$ m.

- L'épaisseur du mur latéral est donnée entre 30 cm et 40 cm, soit : $e = 30$ cm.

III-6- Murs en retour

Le mur en retour prend les dimensions suivantes :

- La longueur du mur : $L = 7$ m.

- La hauteur : $h = 9,6$ m.

- L'épaisseur du mur en retour varie entre 30 cm et 40 cm, soit $e = 40$ cm.

III-7- La semelle

On prend

- L'épaisseur de la semelle ; $E_s = 1,5$ m.

- Longueur de la semelle ; $L = 16,2$ m.

- Largeur de la semelle ; $B = 9,6$ m.

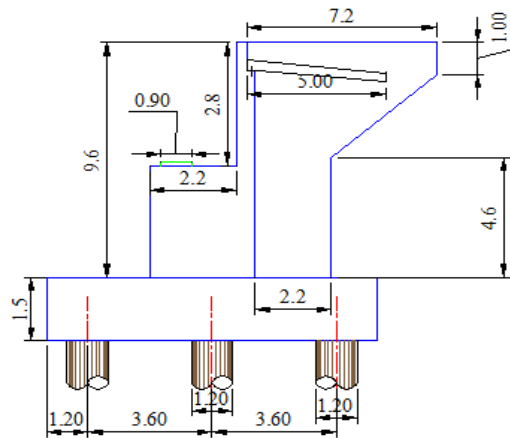


Fig. X.1. schéma de la culée

IV- Ferrailage de la culée

Dans ce qui suit, on va déterminer le mode de fonctionnement mécanique ainsi que le ferrailage de chaque élément constituant la culée :

IV-1-Le mur garde grève

Le mur garde grève est soumis à la poussée des terres de la face arrière, force de freinage et son poids propre.

IV-1-1-Evaluation des efforts agissant sur le mur garde grève

Le mur garde grève est supposé encastré à la base dans les calculs de béton armé.

a) Poussée des terres :

Le coefficient de poussée des terres selon le RPOA :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale : $\theta = \text{Arctg}(k_H / (1 \pm k_V))$

H : la hauteur du mur

φ : Angle de frottement interne (pour remblai $\varphi = 30^\circ$)

δ : Angle de frottement remblai-culée (sol-béton) ($\delta = 0$)

β : angle de la surface du remblai sur l'horizontal ($\beta = 0^\circ$)

$k_H = A = 0,2$

$k_V = 0,3 \times k_H = 0,06$

Le tableau suivant récapitule les coefficients de poussée des terres :

Action du séisme	k_H	k_v	θ°	K_{ad}
Condition normale	0	0	0	0,33
Vertical ↓+ Horizontal	0,2	0,06	10,68	0,46
Horizontal	0,2	0	11,31	0,47
Vertical ↑+ Horizontal	0,2	-0,06	12,01	0,48

Tableau (X -01) :les coefficients de poussée des terres .

Le moment à l'encastrement :

$$M_p = P \frac{h}{3}$$

Tel que :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L$$

$$\text{Avec : } \gamma_r = 2 \text{ t / m}^3. \quad L = 1,00 \text{ m. } H = 2,8 \text{ m.}$$

Les moments des poussées des terres sont résumés dans ce tableau :

Action du séisme	K_{ad}	$\gamma_r(\text{t/m}^3)$	H(m)	L(m)	P(t)	M_p (t.m)
Condition normale	0,33	2	2,8	1	2,59	2,41
Vertical ↓+ Horizontal	0,46	2	2,8	1	3,61	3,37
Horizontal	0,47	2	2,8	1	3,68	3,44
Vertical ↑+ Horizontal	0,48	2	2,8	1	3,76	3,51

Tableau (X -02) :les moments d'encastrement.

Moment dû à la force de freinage Bc:

$$M_f = \frac{2 \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

Avec : P : poids d'une roue d'un camion Bc; P = 6 t.

h : hauteur de mur de garde grève.

Le moment du au freinage du Bcest alors :

$$M_f = (2 \times 6 \times 2,8) / (0,25 + (2 \times 2,8)) = 5,74 \text{ t.m}$$

Poussée d'une charge locale située en arrière du mur :

Selon les documents "SETRA", la sollicitation la plus défavorable en poussée des charges locales est engendrée par les camions type Bc, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placées d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

La charge des deux roues est uniformément répartie sur cette surface, elle est donnée par Φ :

$$\Phi = \frac{12}{(0,75 \times 0,25)} = 64 \text{ t / m}^2$$

Le moment fléchissant à l'encastrement est donné par :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \times \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx$$

Avec : $k = k_{ad} \times b_c \times \delta$, où ;

k_{ad} = coefficient de poussée des terres.

$b_c = 0,8$ pour quatre voies chargées.

$\delta = 1$ coefficient de pondération dynamique (charge sur remblai).

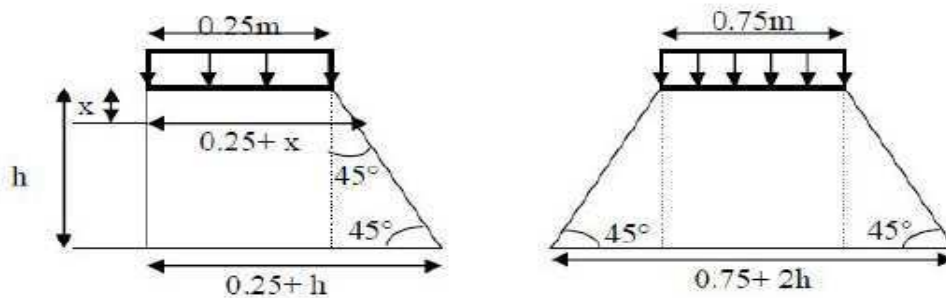


Fig.X.2. Poussée de la charge locale située en arrière du mur r

$$\int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx = [(h+0,25) \cdot \ln(0,25+x) - x]_0^h$$

$$= [(2,8+0,25) \cdot \ln(0,25+x) - x]_0^{2,8} = 4,829$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \times 4,829$$

$$\implies M'_p/K = 9,125$$

	K_{ad}	b_c	δ	K	M'_p (t.m)
Condition normale	0,33	0,8	1	0,264	2,409
Vertical ↓ + Horizontal	0,46	0,8	1	0,368	3,358
Horizontal	0,47	0,8	1	0,376	3,431
Vertical ↑ + Horizontal	0,48	0,8	1	0,384	3,504

Tableau (X-03) : Moments d'une charge locale située en arrière du mur.

Charge accidentelle :

- Les efforts sismiques sont :

L'effort sismique horizontal: $H_s = K_H \cdot G$

L'effort sismique vertical: $V_s = (1 \pm K_v) \cdot G$

L'effort du séisme horizontal tend à fléchir le mur.

On prend 1 ml du mur ; les dimensions sont alors :

$h = 2,8$ m.

$e = 0,35$ m.

$L = 1$ m.

$G = 2,8 \times 0,35 \times 1 \times 2,5 = 2,45$ t

$H_s = 0,2 \times 2,45 = 0,49$ t.

$$M_{Hs} = H_s \times h/2 = 0,49 \times 1,4 = 0,686 \text{ t.m.}$$

IV-1-2- Combinaison des charges

Condition normale :

$$\text{ELS : } G + 1,2 S$$

$$\text{Où: } G = M_p \quad \text{et } S = M'_p + M_f$$

$$\text{ELU: } 1,35 G + 1,6 S$$

$$\text{Donc: } M_{\text{ELS}} = 2,41 + 1,2 (2,409 + 5,74) = 12,188 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = (1,35 \times 2,41) + 1,6 (2,409 + 5,74) = 16,291 \text{ t.m}$$

Condition accidentel :

$$G = M_p$$

$$\text{ELA : } G + F_A + S$$

Où :

$$F_A = M_{Hs}$$

$$S = M'_p + M_f$$

$$\text{Donc : } M_{\text{ELA}} = 3,51 + 0,686 + (3,504 + 5,74) = 13,44 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } M_{\text{ELS}} = 12,188 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = 16,291 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELA}} = 13,44 \text{ t.m}$$

IV-1-3- Ferrailage du MGG

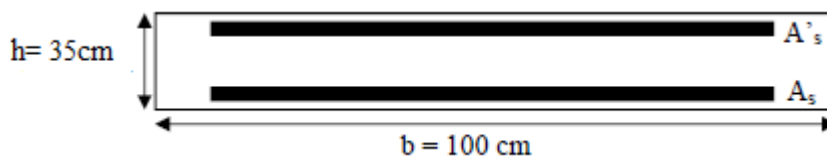
Ce ferrailage se fait en considérant une bande d'un mètre linéaire encastrée.

Le mur garde grève est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et les fissurations sont considérées préjudiciables.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert. On trouve $A_s = 21,49 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 0 \text{ cm}^2$ (pas d'armatures comprimées).

Alors on prend **7HA20**, donc $A_s = 21,99 \text{ cm}^2$.

Pour A'_s on prend **7HA12** ; soit $A'_s = 7,92 \text{ cm}^2$



IV-1-4- Vérification des contraintes

$$h = 0,35 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min [(2/3) f_e, \max (0,5 f_e, 110 (n \cdot f_{ij})^{1/2})] \text{ (Fissurations préjudiciables)}$$

$$f_{ij} = 2,4 \text{ MPa et } n = 1,6 \text{ (pour les armatures HA)} \implies \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa}$$

$$(b/2)X^2 + n \cdot A_s' (X - c') - n \cdot A_s (d - X) = 0$$

$$\text{Avec ; } n=15, A_s = 34,56 \text{ cm}^2, A'_s = 0.$$

$$\text{Donc; } X = 11,1 \text{ cm.}$$

$$I_1 = (bX^3/3) + n A_s (d - X)^2$$

$$I_1 = 163413,41 \text{ cm}^4 = 16,341 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot X / I_1 = 8,27 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = n M_{ser} \cdot (d-X) / I_1 = 211,45 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

IV-1-5- Ferrailage horizontal

$$A_y = A_s / 3 = 21,99 / 3 = 7,33 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} / (b \cdot d) \geq 0,23 f_{tj} / f_c \Rightarrow A_{min} = 0,3 \times 1 \times 0,23 \times 2,4 / 400 = 4,14 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 7,33 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,14 \text{ cm}^2$$

Alors on prend $A_y = 7,33 \text{ cm}^2$ soit **7HA12**, donc $A_y = 7,92 \text{ cm}^2$.

Pour A'_y , on prend **7HA10**, donc $A'_y = 5,5 \text{ cm}^2$.

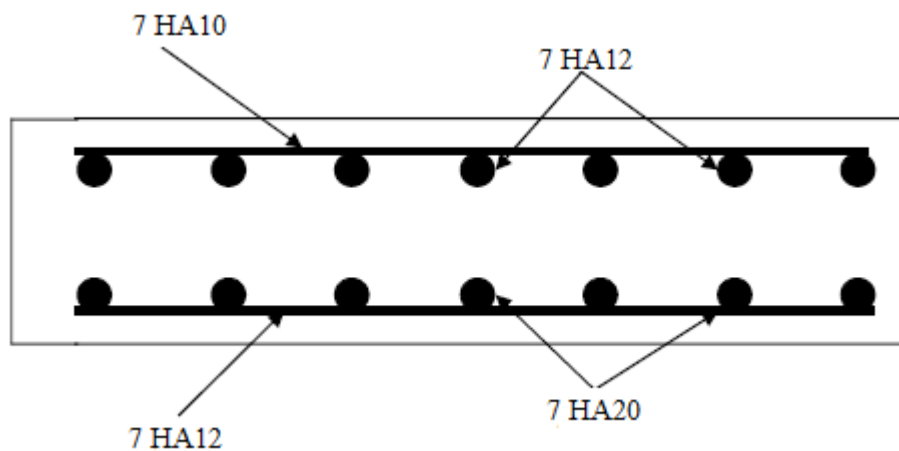


Fig.X.3.Ferrailage du MGG (Vue en plan)

IV-2- La dalle de transition

IV-2-1- Evaluation des charges

Les charges agissant sur la dalle de transition sont :

Remblai : $q_r = 0,5 \times 1 \times 2 = 1 \text{ t/m}$.

Poids propre : $q_{pp} = 0,3 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/m}$.

Le revêtement : $q_{rev} = 0,08 \times 1 \times 2,4 = 0,192 \text{ t/m}$.

Surcharges sur remblai : $q_{surcharges} = 1,2 \times 1 = 1,2 \text{ t/m}$

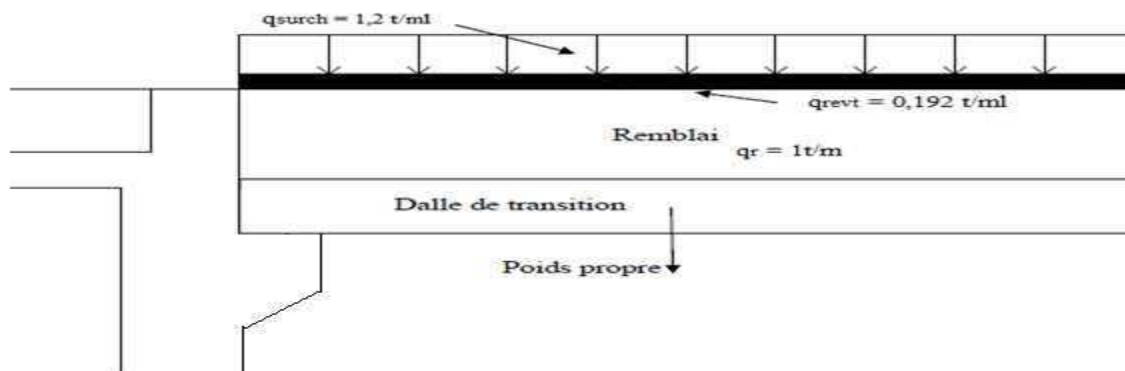


Fig.X.4.Charges sur la dalle de transition.

Le tableau suivant résume les moments et efforts tranchants dus à chaque charge sur la dalle :

	Poids propre	Remblai	Revêtement	Surcharges
Moment (t.m)	2,34	3,125	0,6	3,75
Effort tranchant (t)	1,875	2,5	0,48	3

Tableau (X-04) : Moments et effort tranchant dans la dalle de transition.

Notons que : $M_G = 2,34 + 3,125 + 0,6 = 6,065 \text{ t.m}$ et $M_Q = 3,75 \text{ t.m}$

$V_G = 1,875 + 2,5 + 0,48 = 4,855 \text{ t}$ et $V_Q = 3 \text{ t}$

IV-2-2-Combinaisons de charges

A l'ELS :

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.S sont :

$$M_{ELS} = M_G + 1,2 M_Q = 10,565 \text{ t.m}$$

$$V_{ELS} = V_G + 1,2 V_Q = 8,455 \text{ t}$$

A l'ELU :

Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.U sont :

$$M_{ELU} = 1,35 M_G + 1,6 M_Q = 14,187 \text{ t.m}$$

$$V_{ELU} = 1,35 V_G + 1,6 V_Q = 11,354 \text{ t}$$

A l'ELA :

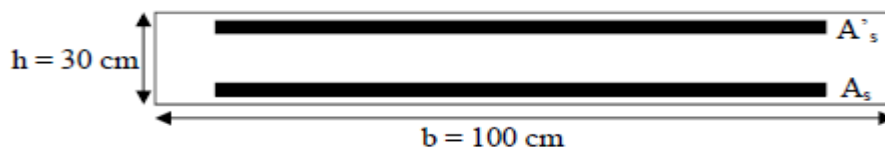
Les combinaisons donnant le moment et effort tranchant à l'E.L.A sont :

$$M_{ELA} = (1 \pm 0,06) M_G + M_Q = 10,17 \text{ t.m}$$

$$V_{ELA} = (1 \pm 0,06) V_G + V_Q = 8,14 \text{ t}$$

IV-2-3- Ferrailage :

La section à ferrailer est la suivante :



A l'aide de logiciel Robot Expert on a trouvé : $A_s = 28,71 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 0 \text{ cm}^2$.

D'après le BAEL on prend **10HA20** = $31,42 \text{ cm}^2$,

Pour la nappe inférieure on prend : **10HA20**, avec $St = 8 \text{ cm}$.

Pour la nappe supérieure on prend : **10HA14**, avec $St = 8 \text{ cm}$.

Les armatures de répartition :

$$A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 7,855 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 15,71 \text{ cm}^2$$

On prend $A_r = 9,05 \text{ cm}^2$ qui est **8HA12**

IV-2-4- Vérification des contraintes :

La vérification se fait à l'ELS avec les deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}$$

$$\sigma_{st} < \sigma_s$$

$$M_{ser} = 10,565 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 0,8 \times \min [2/3 f_e, \max (0,5 f_e, 110(n \times f_{tj})^{1/2}]$ (Fissurations très préjudiciables)
 $f_{tj} = 2,4 \text{MPa}$ et $n = 1,6$ (pour les armatures HA) $\Rightarrow \sigma_{st} = 172,44 \text{MPa}$

$$(b/2)X^2 + n.A_s'(X - c') - n.A_s(d - X) = 0$$

Avec ; $n=15$, $A_s = 31,42 \text{ cm}^2$, $A'_s = 0$.

Donc: $X = 11,34 \text{ cm}$.

$$I_1 = (bX^3/3) + n A_s(d - X)^2$$

$$I_1 = 136540 \text{ cm}^4 = 13,654 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot X / I_1 = 8,77 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{MPa}$ (la condition est vérifiée)

$\sigma_{st} = n M_{ser} \cdot (d - X) / I_1 = 158,491 \text{MPa} < \sigma_{st} = 172,44 \text{MPa}$ (la condition est vérifiée)

IV-2-5- Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau'_u$

Avec :

$$\tau_u = Vu / (b \times d) = 11,354 / (1 \times 0,27) = 42,05 \text{ t/m}^2 = 0,4205 \text{MPa}$$

$$\tau'_u = \min (4 \text{MPa}, (0,15 f_{c28} / \gamma_b)) = 3,91 \text{MPa}$$

Alors :

$\tau_u \leq \tau'_u$ Donc la condition est vérifiée.

IV-3- Corbeau d'appui de la dalle de transition

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière.

IV-3-1- Evaluation des efforts

a) Réaction des surcharges sur remblai :

$$R_1 = \frac{1}{2} \times 1,2 \times 5,00 = 3 \text{ t / ml}$$

b) Réaction de la dalle de transition :

$$R_2 = 0,3 \times 2,5 \times \frac{5}{2} = 1,875 \text{ t / ml}$$

c) Poids propre du corbeau :

$$R_3 = 0,135 \times 2,5 \times 1 = 0,3375 \text{ t / ml}$$

d) Réaction du remblai :

$$R_4 = 0,5 \times 0,5 \times 5,00 \times 2 = 2,5 \text{ t / ml}$$

e) Réaction du revêtement :

$$R_5 = 0,5 \times 0,08 \times 5,00 \times 2,4 = 0,48 \text{ t / ml}$$

Donc : Les charges permanentes donnent :

$$R_G = R_2 + R_3 + R_4 + R_5 = 5,192 \text{ t.}$$

$$M_{RG} = 5,192 \times 0,15 = 0,778 \text{ t.m.}$$

Et les charges non permanentes donnent :

$$R_Q = R_1 = 3 \text{ t.}$$

$$M_{RQ} = 3 \times 0,15 = 0,45 \text{ t.m}$$

IV-3-2- Combinaisons

$$R_{ELS} = R_G + 1,2 R_Q = 8,792 \text{ t/ml.}$$

$$R_{ELU} = 1,35 R_G + 1,6 R_Q = 11,809 \text{ t/ml.}$$

$$R_{ELA} = (1+0,06) R_G + R_Q = 8,503 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ELS} = M_{RG} + 1,2 M_{RQ} = 1,318 \text{ t.m}$$

$$M_{ELU} = 1,35 M_{RG} + 1,6 M_{RQ} = 1,77 \text{ t.m.}$$

$$M_{ELA} = (1+0,06) M_{RG} + M_{RQ} = 1,274 \text{ t.m}$$

IV-3-3- Ferrailage

A l'aide de logiciel Robot Expert on a trouvé : $A_s = 1,14 \text{ cm}^2$ et $A's = 0 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité :

$$A_{s\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,6 \times \frac{2,4}{400} = 7,45 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{s\min}$ alors on prend $A_{s\min}$

Soit $A_s = 7\text{HA}12 = 7,92 \text{ cm}^2$

On prend $A_y = (A_s/3) = 2,64 \text{ cm}^2$, soit $5\text{HA}10$ ($A_y = 3,93 \text{ cm}^2$).

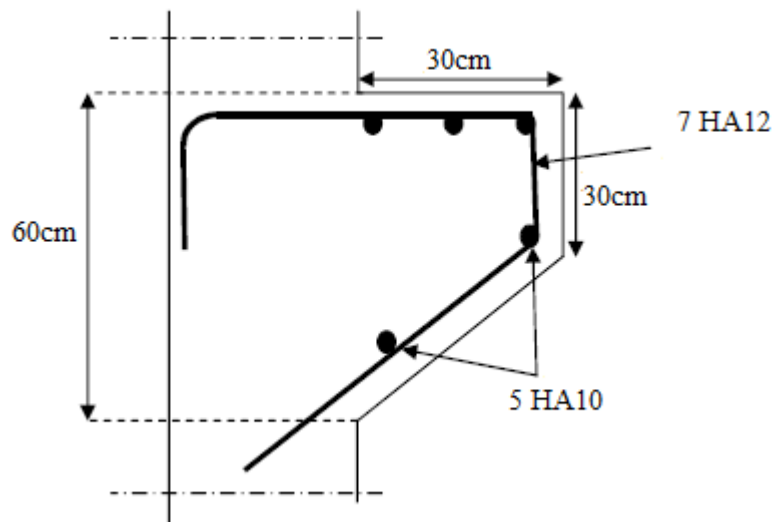


Fig.X.5.Ferrailage du corbeau

IV-4- Le mur en retour

IV-4-1- Evaluation des charges

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes:

*Poids propre du mur y compris la superstructure.

*Les poussées horizontales réparties.

*Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur.

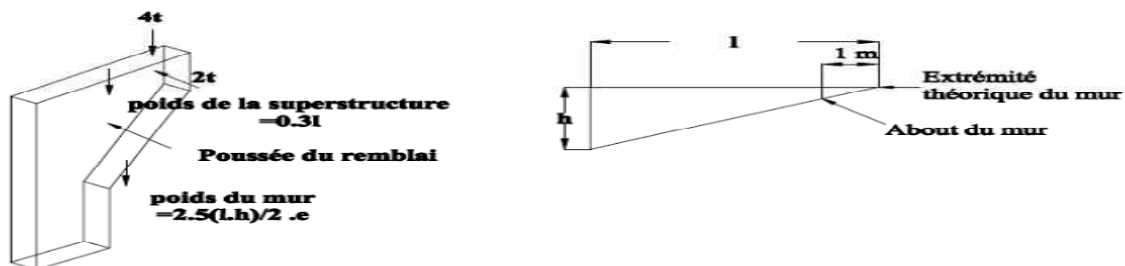


Fig.X.6.Evaluation des efforts sur le mur en retour

IV-4-2- Etude et ferrailage de l'oreille

-Efforts verticaux :

Les efforts verticaux sont donnés par la formule suivante selon SETRA :

$$T_V = \frac{2,5l \cdot h}{2} \cdot e + 0,3l + P_V T_{V\text{ELS}} = \frac{2,5 \times 9,7 \times 5}{2} \times 0,4 + 0,3 \times 9,7 + 1,2 \times (4) = 31,96 \text{ t}$$

$$T_{V\text{ELU}} = 1,35 \times \left(\frac{2,5 \times 9,7 \times 5}{2} \times 0,4 + 0,3 \times 9,7 \right) + 1,6 \times (4) = 43,066 \text{ t. } M_V = \frac{2,5l^2 \times h}{6} \times e + 0,3 \frac{l^2}{2} + P_V(l - 1)$$

$$M_{V\text{ELS}} = \frac{2,5 \times 9,7^2 \times 5}{6} \times 0,4 + 0,3 \frac{9,7^2}{2} + 1,2 \times (4(9,7 - 1)) = 134,28 \text{ t.m.}$$

$$M_{V\text{ELU}} = 1,35 \times \left(\frac{2,5 \times 9,7^2 \times 5}{6} \times 0,4 + 0,3 \frac{9,7^2}{2} \right) + 1,6 \times (4(9,7 - 1)) = 180,58 \text{ t.m.}$$

-Efforts horizontaux :

$$T_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5 \right) \frac{l \cdot h}{2} + P_H.$$

$$T_{H\text{ELS}} = \left(\frac{5}{3} + 0,5 \right) \frac{9,7 \times 5}{2} + 1,2 \times 2 = 54,94 \text{ t.}$$

$$T_{H\text{ELU}} = 1,35 \times \left(\left(\frac{5}{3} + 0,5 \right) \frac{9,7 \times 5}{2} \right) + 1,6 \times 2 = 74,13 \text{ t.}$$

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0,5 \right) \frac{l^2 \cdot h}{6} + P_H(l - 1).$$

$$M_{H\text{ELS}} = \left(\frac{5}{3} + 0,5 \right) \frac{9,7^2 \times 5}{6} + 1,2 \times 2(9,7 - 1) = 190,76 \text{ t.m.}$$

$$M_{H\text{ELU}} = 1,35 \times \left(\left(\frac{5}{3} + 0,5 \right) \frac{9,7^2 \times 5}{6} \right) + 1,6 \times 2(9,7 - 1) = 257,18 \text{ t.m.}$$

ferrailage de l'oreille :**a)-Verticalement :**

Le mur en retour est sollicité en flexion simple (selon le document PP73 du SETRA), et la fissuration est jugée préjudiciable.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert.

On trouve $A_s = 13,16 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A_s \geq 0,23 \frac{b d f_{tj}}{f_e}$ avec (A_s : section d'armature tendus).

$$13,16 \geq 0,23 \frac{0,4 \times 0,9 \times 7,2 \times 2,4}{400} = 27,32 \text{ cm}^2 \text{ non vérifié.}$$

Alors on prend $A_s = A_{s\text{min}} = 27,32 \text{ cm}^2$ Soit : **6HA25** ($A_s = 29,45 \text{ cm}^2$)

Pour l'armature de construction on prend :

$A_y = \frac{A_s}{3} = 9,81 \text{ cm}^2$. Soit : **6HA16** pour $A_y = 12,06 \text{ cm}^2$.

b)-Horizontalement :

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert.

On trouve $A_s = 121,3 \text{ cm}^2$ Soit : **25HA25** pour $A_s = 122,72 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A_s \geq 0,23 \frac{b d f_{tj}}{f_e}$ avec (A_s : section d'armature tendus).

$$122,72 \geq 0,23 \frac{5 \times 0,9 \times 0,4 \times 2,4}{400} = 24,84 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$A_y = \frac{A_s}{3} = 40,90 \text{ cm}^2$. Soit : **14HA20** pour $A_y = 43,98 \text{ cm}^2$.

IV-4-3- Etude de la deuxième partie du mur en retour**Efforts horizontaux :**

Poussée des terres : $P_t = 1/2 [0,33 \times 2 \times [9,6^2 \times 1]] = 30,41 \text{ t/ml}$.

Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1,2 \times 9,6 \times 0,33 \times 1 = 3,8 \text{ t/ml}$.

Les moments :

Poussée des terres : $M_t = 30,41 \times (1/3) \times 9,6 = 97,31 \text{ t.m/ml}$.

Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 3,8 \times (1/3) \times 9,6 = 12,16 \text{ t.m/ml}$.

Les combinaisons :

ELU : $M_{ELU} = 1,35 M_t + 1,6 M_{sr} = 150,82 \text{ t.m/ml}$.

ELS : $M_{ELS} = M_t + 1,2 M_{sr} = 111,90 \text{ t.m/ml}$.

Efforts verticaux :

Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0,4 \times 9,6 \times 2,5 = 9,6 \text{ t/ml}$.

Poids propre de la superstructure : $P_{su} = 0,3 \text{ t/ml}$.

Les moments :

Poids propre du mur : $M_G = 9,6 \times (9,6/2) = 46,08 \text{ t.m/ml}$.

Poids propre de la superstructure : $M_{su} = 0,3 \times 0,5 = 0,15 \text{ t.m/ml}$.

Les combinaisons :

ELU : $M_{ELU} = 1,35 (M_G + M_{su}) = 62,41 \text{ t.m/ml}$.

ELS : $M_{ELS} = M_G + M_{su} = 46,23 \text{ t.m/ml}$.

IV-4-4- ferrailage de la deuxième partie du mur en retour**a) - Verticalement :**

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert.

On trouve $A_s = 25,65 \text{ cm}^2$ Soit : **9HA20** pour $A_s = 28,27 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A_s \geq 0,23 \frac{b d f_{tj}}{f_c}$ avec (A_s : section d'armature tendus).

$$28,27 \geq 0,23 \frac{0,4 \times 0,9 \times 1 \times 2,4}{400} = 4,96 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$A_y = \frac{A_s}{3} = 8,55 \text{ cm}^2$. Soit : **9HA12** pour $A_y = 10,18 \text{ cm}^2$.

a) -horizontalement:

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert.

On trouve $A_s = 13,3 \text{ cm}^2$ Soit : **7HA16** pour $A_s = 14,07 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$A_s \geq 0,23 \frac{b d f_{tj}}{f_c}$ avec (A_s : section d'armature tendus).

$$14,07 \geq 0,23 \frac{0,4 \times 0,9 \times 1 \times 2,4}{400} = 4,96 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$A_y = \frac{A_s}{3} = 4,69 \text{ cm}^2$. Soit : **5HA12** pour $A_y = 5,65 \text{ cm}^2$.

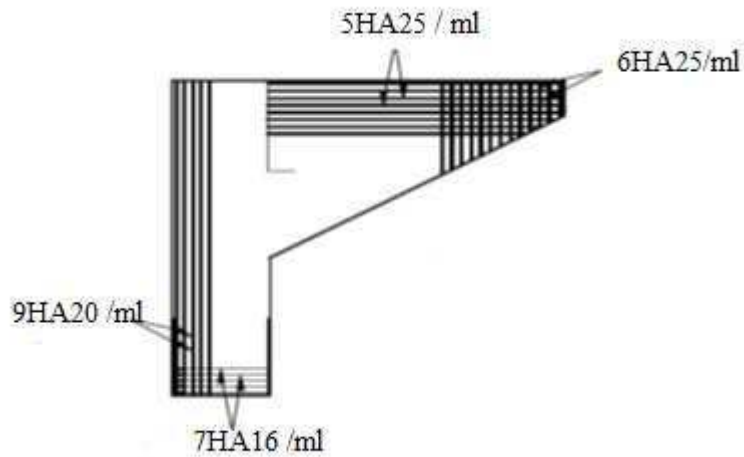


Fig.X.7.Ferrailage du mur en retour

IV-5- Le mur latéral

IV-5-1- Evaluation des charges

Le mur latéral est soumis uniquement à la poussée des terres engendrée par les remblais et l'effort de son poids propre.

a) Poussée des terres :

Le coefficient de poussée des terres est déterminé par la formule de RPOA :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

Tous les paramètres de cette formule sont égaux à ceux qui établissent la formule du mur garde grève.

Le tableau suivant récapitule les accélérations des différents cas du séisme et les coefficients de poussée des terres :

Action du séisme	k_H	k_v	θ°	K_{ad}
Condition normale	0	0	0	0,33
Vertical ↓+ Horizontal	0,2	0,06	10,68	0,46
Horizontal	0,2	0	11,31	0,47
Vertical ↑+ Horizontal	0,2	-0,06	12,01	0,48

Tableau (X -05) :les coefficients de poussée des terres .

Le moment à l'encastrement :

$$M_p = P \frac{h}{3}$$

Tel que :

$$P = \frac{1}{2} K_{ah} \gamma H^2 L$$

$$\text{Avec : } \gamma_r = 2 \text{ t / m}^3. \quad L = 1,00 \text{ m. } H = 2,6 \text{ m.}$$

Les moments des poussées des terres sont résumés dans ce tableau :

Action du séisme	k_{ad}	$\gamma_r(t/m^3)$	H(m)	L(m)	P(t)	M_p (t.m)
Condition normale	0,33	2	2,6	1	2,23	1,93
Vertical ↓+ Horizontal	0,46	2	2,6	1	3,11	2,69
Horizontal	0,47	2	2,6	1	3,18	2,75
Vertical ↑+ Horizontal	0,48	2	2,6	1	3,24	2,81

Tableau (X-06) : les moments des poussées des terres .

Charge accidentelle :

- Les efforts sismiques sont :

L'effort sismique horizontal: $H_s = k_H \cdot G$

L'effort sismique vertical: $V_s = (1 \pm k_v) \cdot G$

L'effort du séisme horizontal tend à fléchir le mur.

On prend 1 ml du mur ; les dimensions sont alors :

$h = 2,6$ m.

$e = 0,4$ m.

$L = 1$ m.

$$G = 2,6 \times 0,4 \times 1 \times 2,5 = 2,6 \text{ t}$$

$$H_s = 0,2 \times 2,6 = 0,52 \text{ t}$$

$$M_{H_s} = H_s \times h/2 = 0,52 \times 1,3 = 0,676 \text{ t.m.}$$

IV-5-2- Combinaison des charges

Condition normale :

$$\text{ELS : } G + 1,2 S \quad \text{Où : } G = M_p \text{ et } S = 0$$

$$\text{ELU : } 1,35 G + 1,6 S$$

$$\text{Donc : } M_{\text{ELS}} = 1,93 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = (1,35 \times 1,93) = 2,605 \text{ t.m}$$

Condition accidentel :

$$G = M_p$$

$$\text{ELA : } G + F_A + S$$

Où :

$$F_A = M_{H_s}$$

$$S = 0$$

$$\text{Donc : } M_{\text{ELA}} = 2,81 + 0,676 = 3,486 \text{ t.m}$$

$$\text{Donc : } M_{\text{ELS}} = 1,93 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELU}} = 2,605 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ELA}} = 3,486 \text{ t.m}$$

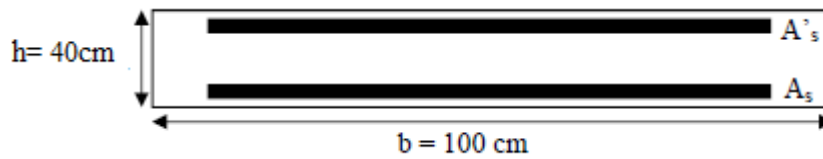
IV-5-3- Ferrailage du Mur latéral

Le mur latéral est sollicité en flexion simple, avec une fissuration jugée préjudiciable.

Ce ferrailage se fait pour une bande d'un mètre linéaire encastrée.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert ; avec prise en considération des dispositions sismiques. On trouve $A_s = 5,1 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 0 \text{ cm}^2$ (pas d'armatures comprimées). Alors on prend **4HA14**, donc $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$.

Pour A'_s on prend **4HA12** ; soit $A'_s = 4,52 \text{ cm}^2$



IV-5-4- Vérification des contraintes

$$h = 0,4 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \min \left[\left(\frac{2}{3} \right) f_e, \max \left(0,5 f_e, 110 \left(n \cdot f_{ij} \right)^{1/2} \right] \right] \text{ (Fissurations préjudiciables)}$$

$$f_{ij} = 2,4 \text{ MPa} \text{ et } n = 1,6 \text{ (pour les armatures HA)} \implies \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{b}{2} \right) X^2 + n \cdot A_s' (X - c') - n \cdot A_s (d - X) = 0$$

$$\text{Avec ; } n=15, A_s = 6,16 \text{ cm}^2, A_s' = 0.$$

$$\text{Donc ; } X = 7,17 \text{ cm.}$$

$$I_1 = \left(\frac{bX^3}{3} \right) + n A_s (d - X)^2$$

$$I_1 = 89086,73 \text{ cm}^4 = 8,91 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \cdot X / I_1 = 1,55 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

$$\sigma_{st} = n M_{ser} \cdot (d - X) / I_1 = 93,67 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa} \text{ (la condition est vérifiée)}$$

IV-5-5- Ferrailage horizontal

$$A_y = A_s / 3 = 6,16 / 3 = 2,05 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} / (b \cdot d) \geq 0,23 f_{ij} / f_c \implies A_{min} = 0,4 \times 1 \times 0,9 \times 0,23 \times 2,4 / 400 = 4,96 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,05 \text{ cm}^2 < A_{min} = 4,96 \text{ cm}^2$$

Alors on prend $A_y = 4,96 \text{ cm}^2$ soit **5HA12**, donc $A_y = 5,65 \text{ cm}^2$.

IV-6- Le mur frontal

IV-6-1- Evaluation des charges

Le mur frontal est encasturé sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

a) Forces verticales :

- Réaction du tablier due à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge A(l)
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Son poids propre.

b) Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Désignation	P (t)	cas	$k_h \times P$	$(1 \pm k_v) \times P$	H	V	M_R	M_S
Mur de garde grève	38,22	CN	0	38,22	1,1	8,2	0	42,04
	horizontal +Vertical	H+V	7,64	40,51	1,1	8,2	62,68	44,56
Corbeau	4,995	CN	0	5,265	1,38	8,56	0	7,27
	horizontal +Vertical	H+V	1,00	5,295	1,38	8,56	8,55	7,31
Mur frontal	663	CN	0	663	0	3,4	0	0
	horizontal +Vertical	H+V	132,6	702,78	0	3,4	450,84	0
Mur en retour	36,12	CN	0	36,12	3,37	7,41	0	121,72
	horizontal +Vertical	H+V	7,22	38,29	3,37	7,41	53,53	129,03
Dalle de transition	55,5	CN	0	58,5	3,75	8,95	0	219,38
	horizontal +Vertical	H+V	11,1	58,83	3,75	8,95	99,35	220,61
Poids des terres sur DDT	78	CN	0	78	3,75	9,35	0	292,5
	horizontal +Vertical	H+V	15,6	82,68	3,75	9,35	145,86	310,05
Poussée sur MGG+MF	450,10944	CN	90,02	0	0	3,2	288,07	0
	627,42528	H+V	125,49	0	0	3,2	401,55	0
Poids des surcharges	134,784	CN	0	134,78	3,75	9,6	0	505,44
	horizontal +Vertical	H+V	26,96	142,87	3,75	9,6	258,79	535,77
Réaction du tablier	722,29	CN	0	722,59	0,7	7,28	505,81	0
	horizontal +Vertical	H+V	144,46	765,63	0,7	7,28	1587,59	0
Effort de freinage	25,2	CN	25,2	0	0	8,31	209,41	0
Total	CN	CN	115,22	1736,48	/	/	1003,3	1188,35
	horizontal +Vertical	H+V	472,07	1836,88	/	/	3068,74	1247,33

Tableau (X-7) : les moments agissant sur le mur frontal .

Condition normale :Effort normal : $\sum(1+k_v)P=1736,479$ t

ELS : $N = 111,31$ t/m. / $N = \frac{1736,479}{15,6}$.

ELU : $N = 150,26$ t/ml. / $N = \text{ELS} \times 1,35$

Moment: $M = \sum M_S - \sum M_R = 185,05$ t.mELS : $M = 11,86$ t.m/ml.

ELU: $M = 16,011$ t.m/ml.

Condition sismique:Effort normal : $\sum(1+\varepsilon_v)P=1836,884$ t.

ELS : $N = 117,74$ t/ml. / $N = 1836,884 / 15,6$

ELU : $N = 158,95$ t/ml. / $N = \text{ELS} \times 1,35$

Moment: $M = \sum M_R - \sum M_S = 1821,41$ t.m.ELS : $M = 116,75$ t.m/ml.ELU: $M = 157,62$ t.m/ml**IV-6-2- Ferrailage du Mur frontal****a)Verticalement :**Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 30$ MPa ; $b_0 = 1$ m ; $h = 2,5$ m.

La section des armatures est déterminée à l'aide de logiciel Robot Expert.

On trouve $A_s = 25 \text{ cm}^2$, et $A'_s = 25 \text{ cm}^2$.
Alors on prend **8HA20**, donc $A_s = A'_s = 25,13 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{bdf_{ij}}{f_e}$$

$$25,13 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,9 \times 2,5 \times 2,4}{400} = 31,05 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

Alors on prend la section donnée par la condition de non fragilité :

$A_s = 30,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit **10HA20**: pour $A_s = 31,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armature de construction on prend :

$A_y = \frac{A_s}{3} = 10,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **7HA14** pour $A_y = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

b) Horizontalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 2,5 \text{ m}$.

$M_{ELU} = 157,62 \text{ t.m/ml}$

$M_{ELS} = 116,65 \text{ t.m/ml}$

$A_s = 28,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **10HA20** pour $A_s = 31,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$A_s \geq 0,23 \frac{bdf_{ij}}{f_e}$$

$$31,42 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,9 \times 2,5 \times 2,4}{400} = 31,05 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{vérifiée.}$$

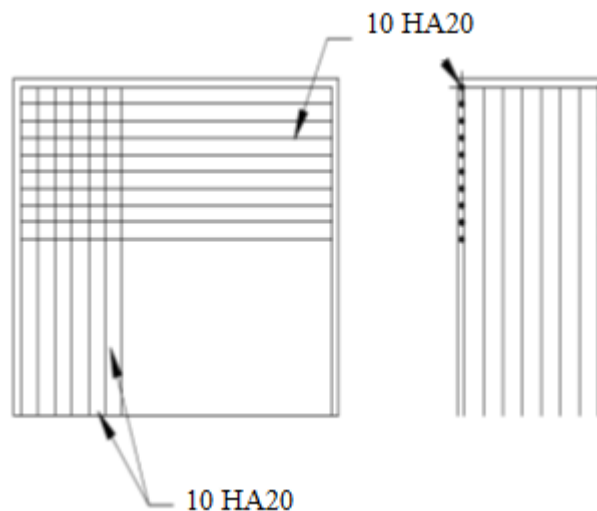


Fig.X.8. Ferrailage du mur frontal

V- Les Fondations

La fondation c'est la base de l'ouvrage ; elle reçoit la descente des charges et les fait transmettre aux semelles reposant directement sur le sol, ou par l'intermédiaire d'un ensemble de pieux ; réunis en tête par la semelle de liaison lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle.

Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Dans le calcul de la capacité portante des fondations profondes,

on a à considérer ; en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement sur les parois latérales de la fondation.

V-1-Choix du type de fondation

D'après les rapports géologique et géotechnique fourni par le laboratoire, le mode de fondation préconisé pour les appuis de notre ouvrage est de type profond: pieux de 20m de longueur, et de diamètre $\Phi = 1,2\text{m}$.

Les pieux forés sont le type de pieux le plus couramment utilisé dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m (selon le document SETRA).

V-2-Nombre de files de pieux

Le nombre de fils de pieux est essentiellement lié au choix du schéma mécanique de résistance, ces éléments vont essentiellement travailler à la pointe.

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement trop grand entre les pieux ; en général 3Φ car un espacement trop faible présente des inconvénients tant à l'exécution que sur le plan mécanique.

Puisque la charge descendante est assez importante, on opte trois files de quatre pieux au niveau de la culée gauche, par contre on opte deux files de quatre pieux pour la culée droite.

V-2-1-La largeur de la semelle

$$B = (N - 1) \times L + 2\Phi = 9,6\text{m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (3).

L : la distance entre deux files ($L = 3\Phi$).

Φ : diamètre des pieux (1,2m).

IV-2-2-La longueur de la semelle

$$L_s = (N - 1) \times L + 2\Phi = 16,2\text{m}$$

N : étant le nombre des files des pieux (4).

IV-2-3-La hauteur de la semelle

$$ht \geq L/2,5 = 3,6/2,5 = 1,44\text{m}$$

$$ht = 1,5\text{m}$$

V-3- évaluation des charges**Cas normal :**

DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t m)
Poids Tablier	324,93	/	-0,7		-227,5
MGG+corbeau	43,215	/	1,2		51,9
Mur frontal	663	/	0		0,0
Mur en retour	36,12	/	3,37		121,7
Poids terres arriere	1420,8	/	3,75		5328,0
Poids terres avant	112,32	/	-3		-337,0
Dalle de transition	55,5		3,75		208,1
Semelle	583,2	/	0		0,0
Poussée des terres	/	601,75	/	-5,2	-3129,1
Surcharge sur remblai	88,8	/	/	-5,25	-466,2
A(L)+ST	177,27	/	-0,7		-124,1
FREINAGE A(l)		25,2		-9,81	-247,2
	3505,155				1178,7

Rmin	264,81
Rmax	319,38

Tableau (X-8) :les réactions sur un pieu en cas normale .

Cas accidentel :

DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t m)
Poids Tablier	324,93	64,99	-0,7	-8,78	-798,0
MGG+corbeau	43,215	8,64	1,2	-9,5	-30,3
Mur frontal	663	132,60	0	-3,65	-484,0
Mur en retour	36,12	7,22	3,37	-4,9	86,3
Dalle de transition	55,5	11,10	3,75	-10,45	92,1
Semelle	583,2	116,64	0	-0,75	-87,5
seisme Poids Tablier	19,4958	0,00	0	0	0,0
seismeMGG+corbeau	2,5929	0,00	1,2	0	3,1
seisme Mur frontal	39,78	0,00	0	0	0,0
seisme Mur en retour	2,1672	0,00	3,37	0	7,3
seisme Dalle de transition	3,33	0,00	3,75	0	12,5
seisme Semelle	34,992	0,00	0	0	0,0
Poids terres avant	112,32	0,00	-3	0	-337,0
Poids terres arriere	1420,8	0	3,75	0	5328,0
Poussée des terres	0	875,28	0	-5,2	-4551,5
A(L)	35,45	0	-0,7	-8,78	-24,8
	3376,8929	1216,47			-783,6

Rmax	299,55
Rmin	263,27

Tableau (X-9) : les réactions sur un pieu en cas accidentel .

V-4-Ferraillage de la semelle

Tout d'abord on vérifie la rigidité de la semelle pour cela on utilise la formule suivante :

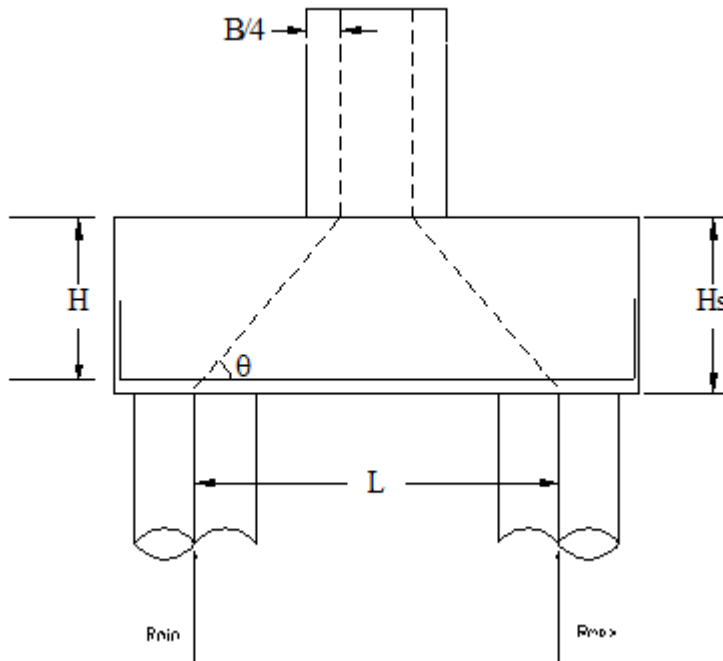
$$h \geq \frac{\text{le plus grand entre axe des pieux}}{2,5} \Rightarrow 1,5 > \frac{3,6}{2,5} = 1,44 \quad \text{vérifiée.}$$

Pour le ferraillage de la semelle on appliquera la méthode des bielles, il faut pour cela que l'angle θ d'inclinaison de la bielle avec l'horizontal soit supérieur ou égale à 45° , sinon on utilisera la méthode dite des consoles.

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} \quad \text{Avec} \quad L=7,2\text{m} \quad H_s=1,5\text{m} \quad H=(0,9 H_s)=1,35\text{m} \quad B=2,5\text{m}$$

Donc : $\theta=27,12^\circ$

Donc on applique la méthode des consoles



Ferraillage de la semelle :

On a le moment est donné par la formule suivante :

$$M = R_{\max} \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{B}{4} \right)$$

A L'ELS: $R_{\max}=3193,8 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{ELS}}=9501,55 \text{ KN.m}$

A L'ELA: $R_{\max}=2995,5 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{ELA}}=8911,61 \text{ KN.m}$

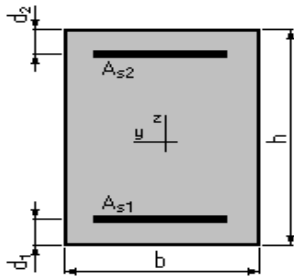
Le ferraillage se fera en flexion simple en utilisant la calette robot expertversion2010 avec : $h = 1,5 \text{ m}$ et $b_0 = h + \phi_{\text{pieux}} = 2,7 \text{ m}$.

V-4-1-Ferraillage de la semelle en Flexion Simple

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

Section :

$$b = 270 \text{ (cm)}$$

$$h = 150 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

Moments appliqués:**M_{max}**(kN*m)

Etat Limite de Service 9501,55

Etat Limite Ultime (Accidentel) 8911,61

Sections d'Acier:Section théorique $A_{s1} = 237,34 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section minimum $A_{s \text{ min}} = 50,30 \text{ (cm}^2\text{)}$ **V-4-2-Armatures transversales inférieures****- L'espacement :**

$$St = (\Phi + H - d)/(n - 1)$$

Où : **n** : Nombre de barre = 32 barres.**d**: Enrobage = 5 cm.**Φ**: Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$St = (1,2 + 1,5 - 0,05)/(32 - 1)$$

$$= 0,085\text{m.}$$

On prend : $St = 8,5 \text{ cm.}$ La section d'acier pour 1ml vaut : $251,2/2,7=93,03$ soit **12HA 32** espacées de 8,5 cm**V-3-3-Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leur section est donnée par :

$$A_y = A_s/3$$

$$= 93,03/3$$

$$= 31,01 \text{ cm}^2$$

Soit: **7HA25/ml**

V-4-4-Armatures de construction**Armatures transversales supérieures:**

$$A_{s2}=A_{smin}= 50,30 \text{ cm}^2$$

La section d'acier pour 1ml vaut : $50,3/2,7=18,63$ soit **12HA16** espacées de 8,5 cm

Armatures longitudinales inférieures:

$$\begin{aligned} A_{Ls} &= A/3 \\ &= 24,13/3 \\ &= 8,04 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Soit: **4HA20/ml**

V-5-étude des pieux

Les pieux sont supposés encastrés en tête dans la semelle et libres à la base, ils sont calculés par la méthode de « WERNER » qui permet de déterminer les moments sollicitant le pieu à différentes sections sous l'effet de H^* et M^* .

H^* : effort horizontal en tête de pieu.

M^* : Moment fléchissant en tête de pieu.

$$M^* = \frac{-X_{\varphi}^H \cdot x H^*}{X_{\varphi}^M \cdot x \lambda}$$

Où : λ paramètre dépendant du module de réaction du sol « Cu » et des caractéristiques du pieu et a la formule suivante :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{\phi \cdot Cu}{4 \cdot E \cdot I}} = 0,217 \text{ m}^{-1}$$

Avec :

ϕ : Le diamètre du pieu ; $\phi=1,2$ m.

Cu : le module de réaction du sol ; $Cu=25$ MN/m³

I : moment d'inertie du pieu ; $I=0.102$ m⁴.

E : module d'élasticité du béton ; $E=33000$ MPa.

D'où : $\lambda \cdot L= 4,345$ avec $L=20$ m la longueur du pieu.

$$\Rightarrow \begin{cases} X_{\varphi}^H = 1,293 \\ X_{\varphi}^M = 1,559 \end{cases} \text{ tirés à partir des tableaux de WERNER}$$

V-5-1-ferraillage du pieu sous culée

$$\text{A l'ELS : } H^* = \frac{H_s}{n} = \frac{6269,5}{12} = 522,46 \text{ KN}$$

$$M^* = \frac{-1,293 \times 522,46}{1,559 \cdot 0,217} = -1996,85 \text{ KN.m}$$

$$\text{A l'ELA : } H^* = \frac{H_s}{n} = \frac{12164,7}{12} = 1013,72 \text{ KN}$$

$$M^* = \frac{-1,293 \cdot 1013,72}{1,559 \cdot 0,217} = -3874,45 \text{ KN.m}$$

Ferraillage des pieux :

Le ferraillage se fera en Flexion Composée déviée en utilisant la calculette robot expert version2010

Béton: fc28 = 30.0 (MPa)

Acier: fe= 400.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

Section :

$$D = 120.0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5.0 \quad (\text{cm})$$

Efforts appliqués :

Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1. ELS :	3193,8	-1996,85	0.00
2. ELA :	2995,5	-3874,45	0.00

Sections d'Acier:

Section théorique : $A_s = 135,7 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum : $A_{s \text{ min}} = 113,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

a) Définition des armatures :

$A_s = 207,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Donc on prend : 28HA25

- L'espace :

$$\begin{aligned} S_t &= 2\pi R/n \\ &= 2 \times 3,14 \times 60 / 28 \\ &= 14 \text{ cm} \end{aligned}$$

b) Armatures transversales :

$$\begin{aligned} \Phi_t &\geq \Phi/3 = 25/3 \\ &= 8,33 \text{ cm. Donc,} \end{aligned}$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de 15 cm

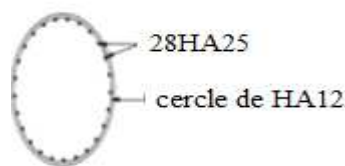


Fig.X.9. Ferraillage du pieu.

I- Conclusion générale

Après avoir achevé ce modeste travail, nous sommes arrivés à acquérir et s'approprier la procédure pour faire l'étude détaillée d'un ouvrage d'art, encore plus pour l'étude d'un pont construit par encorbellements successifs. C'est un thème qui nous a permis de s'attribuer une façon de traiter et gérer les difficultés rencontrées lors d'une étude similaire à la présente. En matière de l'apport personnel, ce projet nous a été très bénéfique. Il nous a permis en premier lieu d'exploiter nos connaissances acquises pendant le cursus universitaire au sein de l'ENSTP, ainsi il a approfondi et enrichi ces acquis sur lesquels on pourra se baser dans le monde professionnel et s'immerger avec assurance dans le domaine. Enfin, l'utilisation de l'outil informatique, l'arme redoutable des derniers temps, nous a aidé à raccourcir nos calculs et avoir des résultats bien précis.

Références bibliographiques

1- Ouvrages :

- Document de SETRA
- Appareils d'appui en élastomère fretté.
- Construction par encorbellement des ponts en béton précontraint. J.MATHIVAT.
- Fascicule 61 titre 2.
- Le béton précontraint aux états limites 2^{ème} édition. Henry Thonier.
- La précontrainte R.Chaussin, A. Fuentes.
- BPEL 1991.
- BAEL 1991.
- RPOA 2008.
- Projet de construction des ponts : Généralités. Fondations. Appuis. Ouvrages courants. J. A. Calgaro.
- Documents PP73.

2- Cours :

- Cours de 4^{ème} et 5^{ème} année d'ouvrage d'art.
- Cours de béton armé de 4^{ème} année.
- Cours de 4^{ème} et 5^{ème} année de béton précontraint
- Mémoires de PFE de l'ENSTP.

3- Logiciels :

- Autodesk Robot structural analysis 2010.
- Autocad 2011.
- Microsoft office 2007.

3- site web:

www.google.fr

Liste des figures

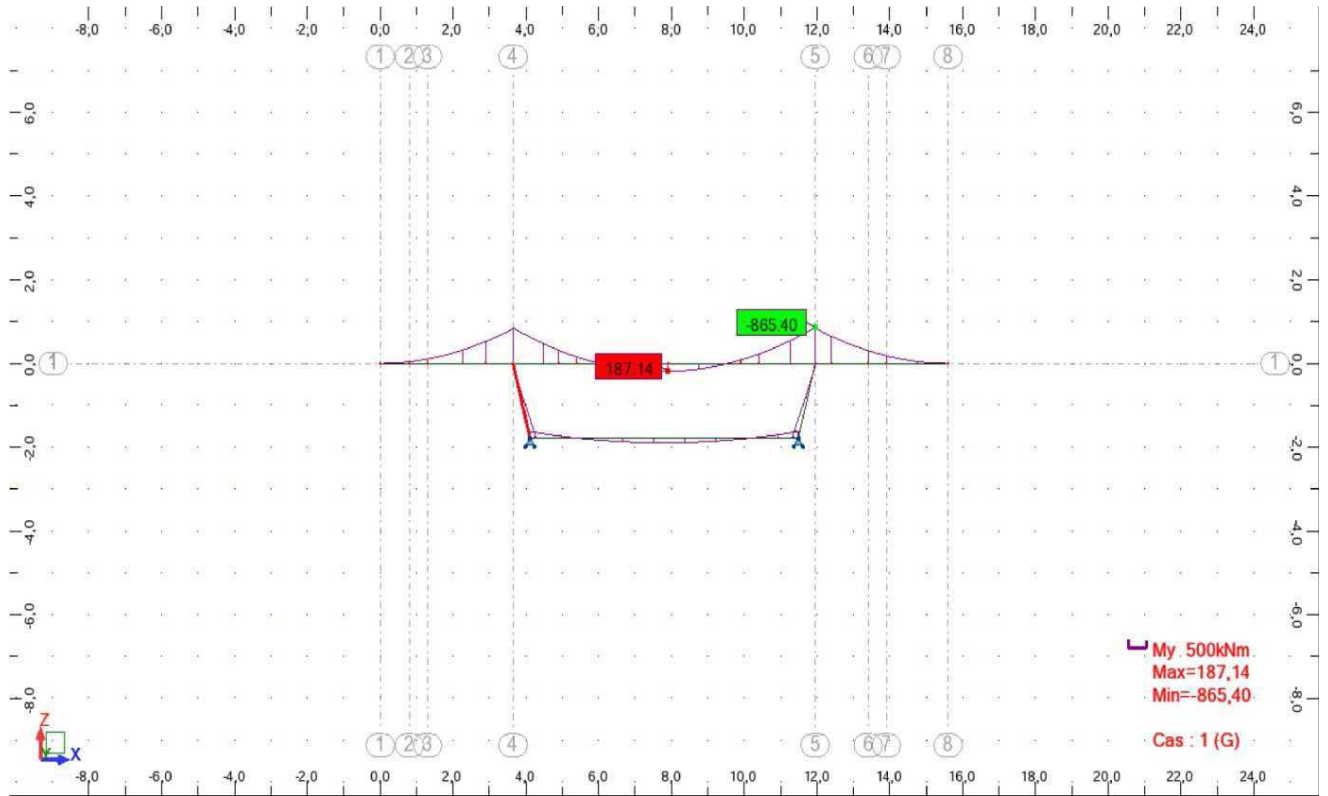
Fig. I.1 coupe transversale du demi voussoir	3
Fig. II.1 Diagrammes Contrainte Déformation pour le béton	5
Fig. II.2 diagramme contrainte déformation pour des aciers ac tifs	8
Fig III.1. Glissière de sécurité	0... 1
Fig. III.2. Les dimensions du système B ₁	13.....
Fig.III.3. Les dimensions du système B ₂	16
Fig.III.4. Les dimensions du système Mc120	9.. 1
Fig.III.5. Les dimensions du système D240	20.
Fig. IV.1. Schéma statique du demi-fléau.....	23
Fig. IV.2. Surcharge répartie de chantier.	5.. 2
Fig. IV.3. Surcharge concentrée.	25
Fig. IV.4. Surcharge du vent.	26
Fig. IV.5. Schéma représente la force FA.....	26
Fig. IV.6. Moments fléchissant dus à la combinaison : $1,1(G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_c+Q_p)$...	29
Fig. IV.7. Effort tranchant dus à la combinaison : $1,1(G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_c+Q_p)$	29
Fig. IV.8. Moments fléchissant dus à la combinaison: $1,1(G_{max} + G_{min}) + FA + Q_c+Q_p +Q_v$...	30
Fig. IV.9. Effort tranchant dus à la combinaison : $1,1(G_{max} + G_{min}) + FA + Q_c+Q_p +Q_v$...	31
Fig. IV.10. Schéma représentatif de la pile avec l'appui et les cales	32
Fig. IV.11. Efforts agissant sur les cales	32
Fig.V.1. Disposition des câbles de fléau	36
Fig .V.2. Tracé en élévation du câble de fléau	37
Fig .V.3. Tracé en plan du câble de fléau	39
Fig .V.4. Diagramme enveloppe du moment fléchissant sous combinaison $G + 1,2Q + 0,5 \Delta T(7^\circ)$	41
Fig.V.5. Diagramme des tensions avant et après ancrage de l' armature sous effet de recul à l'ancrage.	46
Fig. VI.1. la position de la charge permanente et CCP.....	53
Fig. VI.2. la position de la surcharge sur trottoir (St)	53
Fig. VI.3. la position de la surcharge A(l)	54..
Fig. VI.4. la position de la surcharge Bc	4... 5
Fig. VI.5. la position de la surcharge Bt	55..
Fig. VI.6. la position de la surcharge Mc120	55.
Fig. VI.7. la position de la surcharge D240.....	56.

Fig. VI.8. Effet de la température (7°)	56
Fig. VIII.1. Appareil d'appuis en élastomère fretté.....	68
Fig. VIII.2. Déformation d'appareil d'appuis.	70
Fig. VIII.3. Dimensions de dés d'appuis.	0...7
Fig. VIII.4. Rotation des extrémités du tablier.	71
Fig. IX.1. Vue en plans de la pile	73..
Fig. IX.2. répartition des armatures de la pile	75
Fig. IX.3. abaque de Walther	76
Fig. X.1. schéma de la culée	86....
Fig. X.2. Poussée de la charge locale située en arrière du mu r	88
Fig. X.3. Ferrailage du MGG (Vue en plan)	90
Fig. X.4. Charges sur la dalle de transition.....	90
Fig. X.5. Ferrailage du corbeau	93.
Fig. X.6. Evaluation des efforts sur le mur en retour	93
Fig. X.7. Ferrailage du mur en retour	95
Fig. X.8. Ferrailage du mur frontal	100
Fig. X.9. Ferrailage du pieu.....	107...

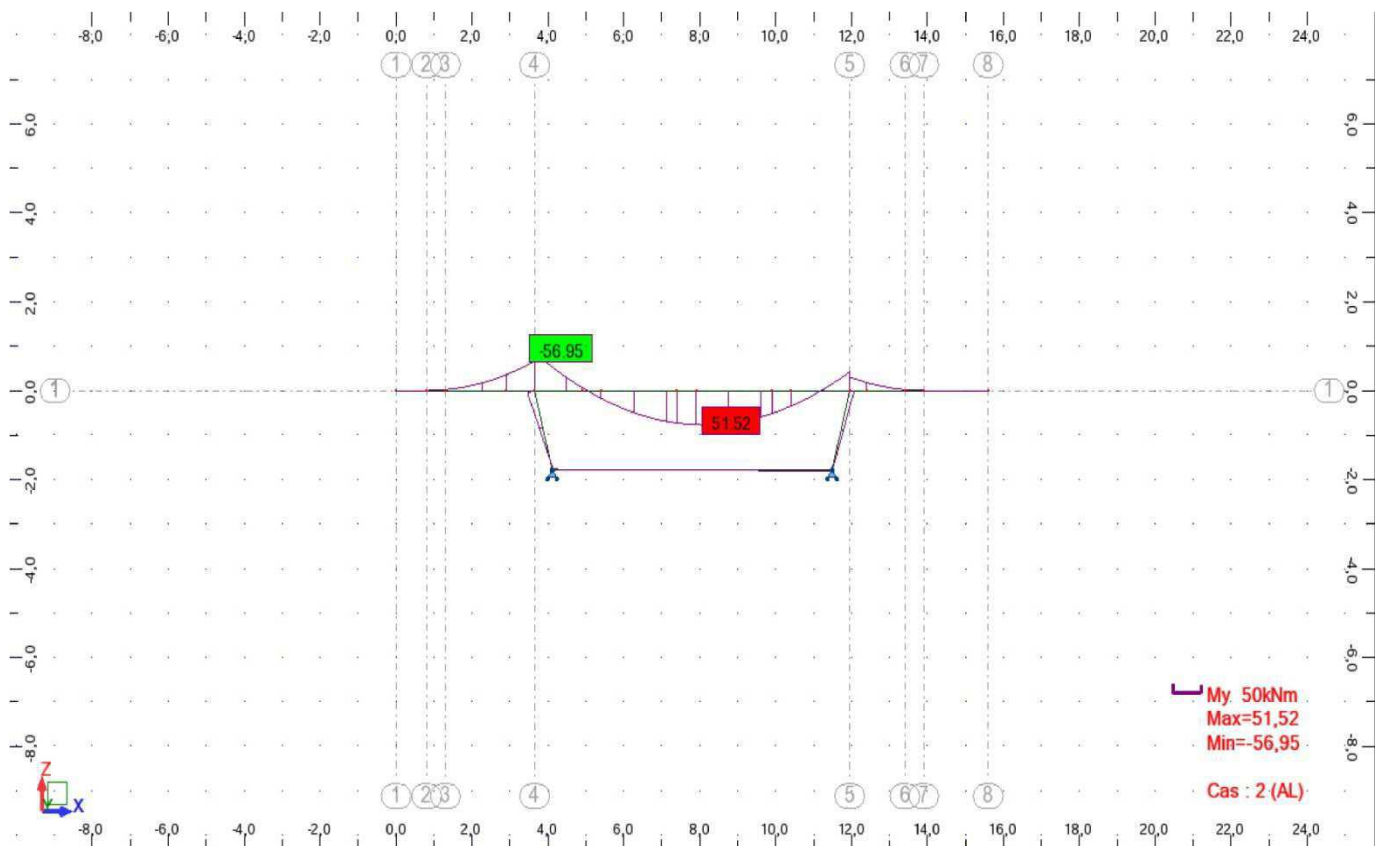
Liste des tableaux

Tableau (III -01): valeurs de $A(l)$	12
Tableau (III-02): coefficients de pondération des charges et surcharges	22
Tableau (III-03): combinaisons des charges	22
Tableau (IV -01): Moments fléchissant et efforts tranchant du demi-fléau	27
Tableau (IV-02) : l'effort tranchant et le moment fléchissant dus au poids propre seulement du $\frac{1}{2}$ fléau de gauche	28
Tableau (IV-03) : les efforts dus a la combinaison $1,1(G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_c+Q_p)$	30
Tableau (IV-04) : les efforts dus a la combinaison $1,1(G_{max} + G_{min}) + 1,25 (Q_c+Q_p)$	31
Tableau (V-01): calcul des câbles de précontraint du fléau	36
Tableau (V-02): nombre de câbles arrêtés par voussoir	36
Tableau (V-03): les équations des câbles en élévation	38
Tableau (V-04): les équations des câbles en plan	40
Tableau (V-05): les câbles de continuité pour la travée du rive	42
Tableau (V-06): les câbles de continuité pour chaque voussoir de la travée du rive	43
Tableau (V-07): les câbles de continuité pour chaque voussoir de la travée centrale	43
Tableau (V-08): les câbles de continuité pour chaque voussoir de la travée centrale	43
Tableau (V-09): valeur de f et φ	44
Tableau (V-10): Pertes dues aux frottements.	45
Tableau (V-11) : Pertes dues au recul à l'ancrage.	46
Tableau (V-12) : Pertes de tension par fluage	48
Tableau (V-13): Pertes dues à la relaxation des aciers.	49
Tableau (V-14) : Vérification des contraintes de demi-fléau	50
Tableau (V-15) : Vérification des contraintes de continuité pour la travée de rive	51
Tableau (V-16):Vérification des contraintes de continuité pour la travée centrale	51
Tableau (VI-01) : valeurs des moments max et min dans la table supérieure	57
Tableau (VI-02) : valeurs des moments max et min dans la table inférieure	57
Tableau (VI-03) : valeurs des moments max et min dans l'âme de droite	58
Tableau (VI-04) : valeurs des moments max et min dans l'âme de droite	58
Tableau (VI-05) : tableau récapitulatif du ferrailage des différentes sections du voussoir..	64
Tableau (VII-01) : valeurs de l'effort tranchant dans chaque section.....	66
Tableau (IX -01) : Les efforts agissant sur la pile.	74
Tableau (IX -02):Sollicitations totales agissantes sur la pile.	75
Tableau (IX -03): Sollicitations appliquées la pile après combinaison s des charges.	75
Tableau (X -01) :les coefficients de poussée des terres	87
Tableau (X -02) :les moments d'encastrement.	87
Tableau (X-03) :Moments d'une charge locale située en arrière du mur	88
Tableau (X-04) : Moments et effort tranchant dans la dalle de transition.	91
Tableau (X -05) :les coefficients de poussée des terres	96
Tableau (X-06) :les moments des poussées des terres	97
Tableau (X-7) :les moments agissant sur le mur frontal	99
Tableau (X-8) :les réactions sur un pieu en cas normale	102
Tableau (X-9) :les réactions sur un pieu en cas accidentel	103

ANNEXE

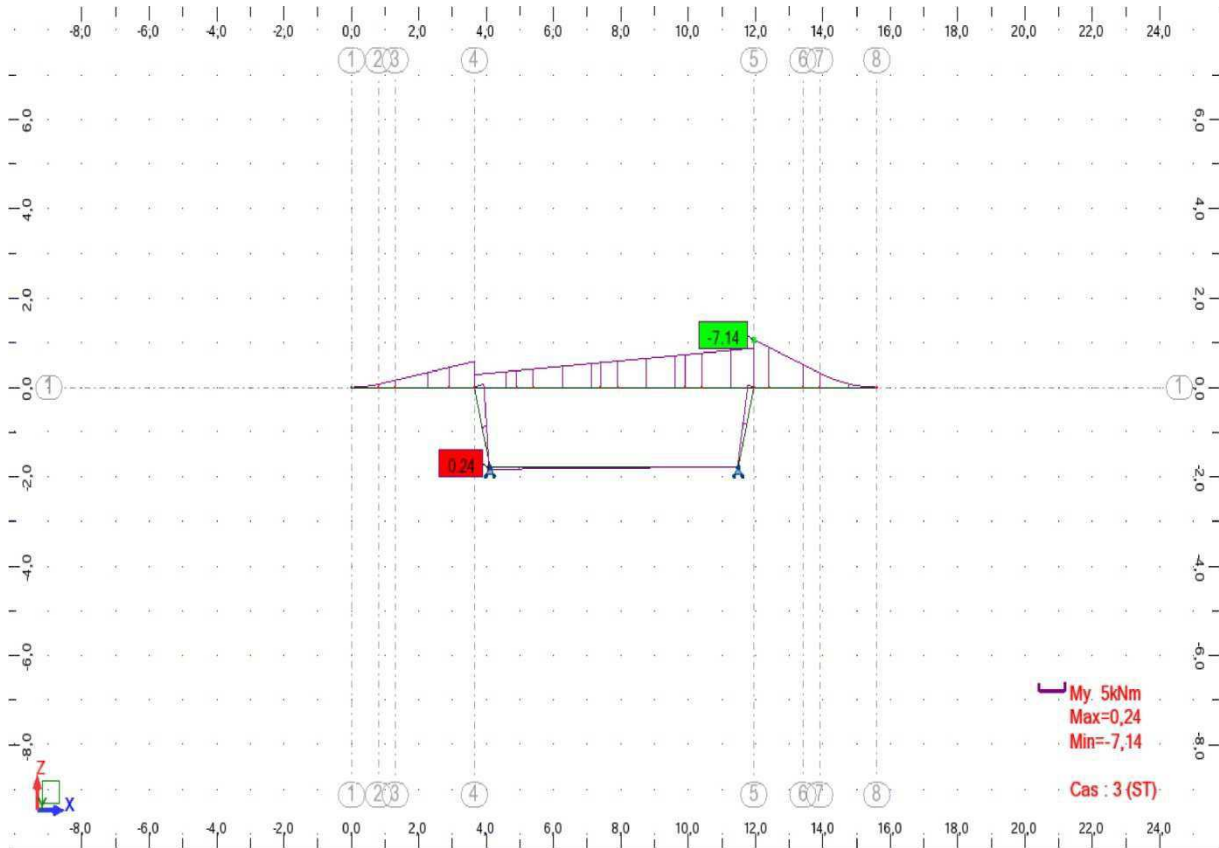


Le moment transversal sous charge permanente et CCP

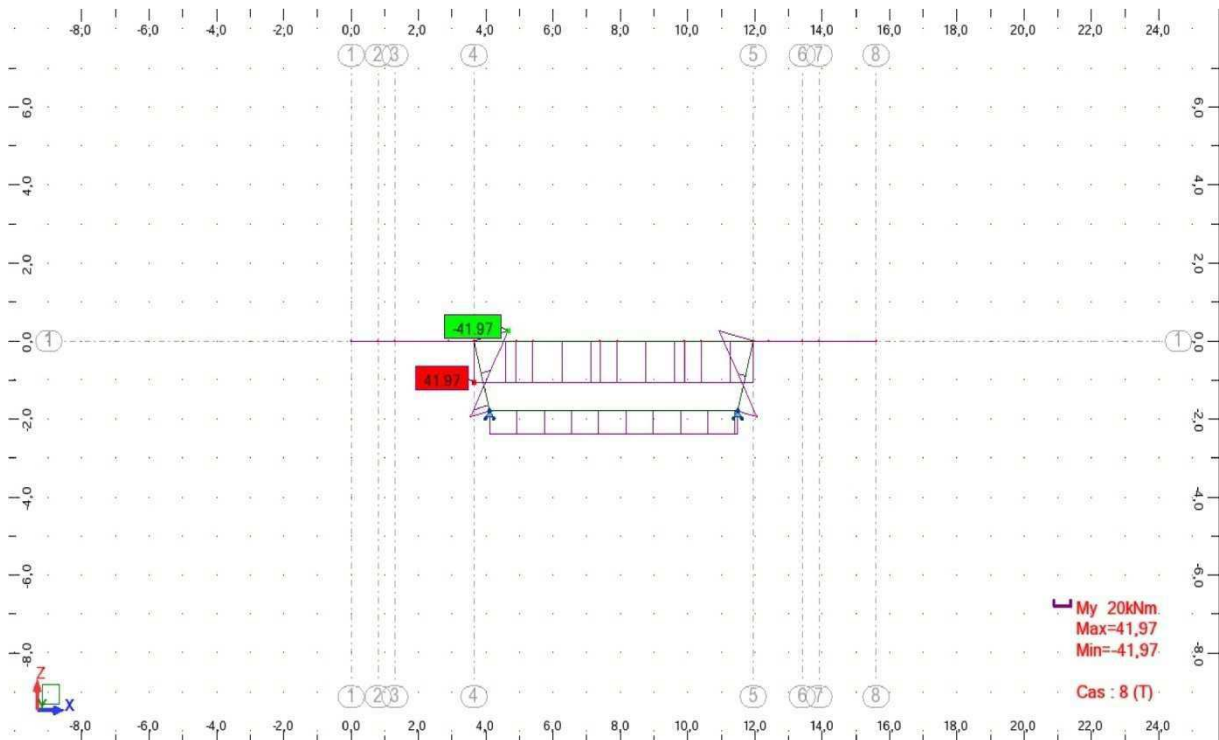


Le moment transversal sous surcharge A(1)

ANNEXE

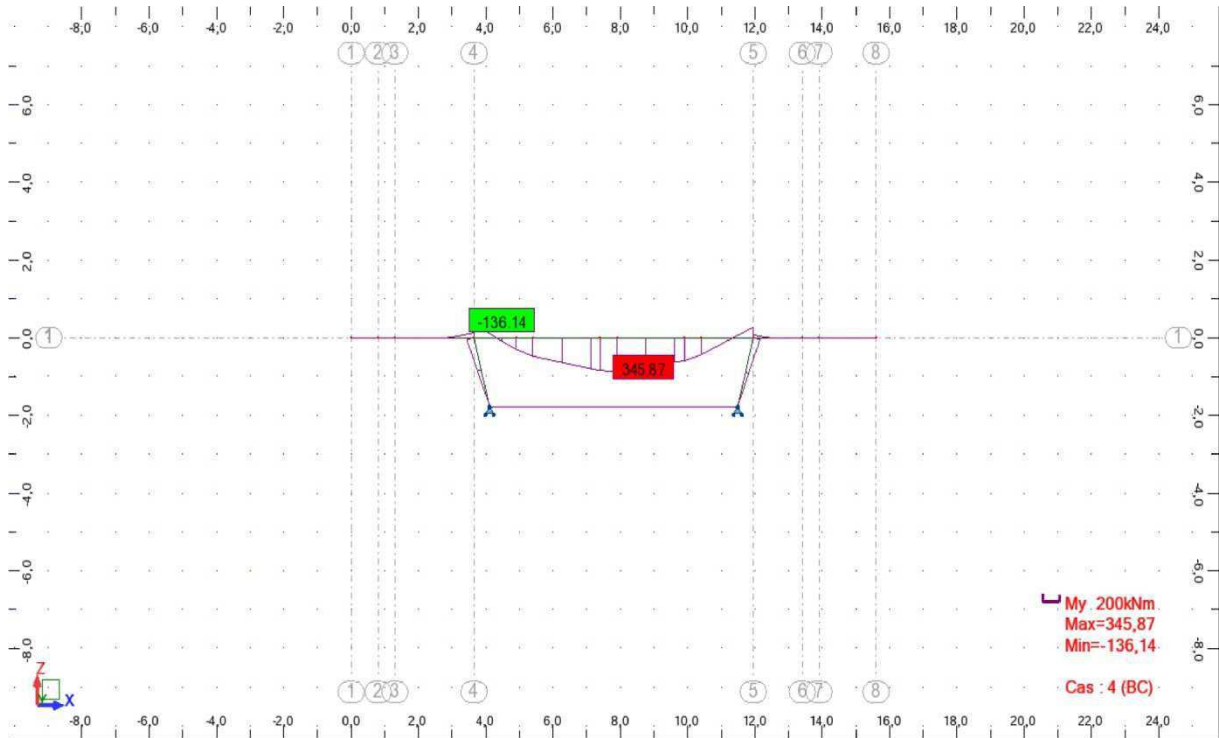


Le moment transversal sous surcharge sur trottoir (St)

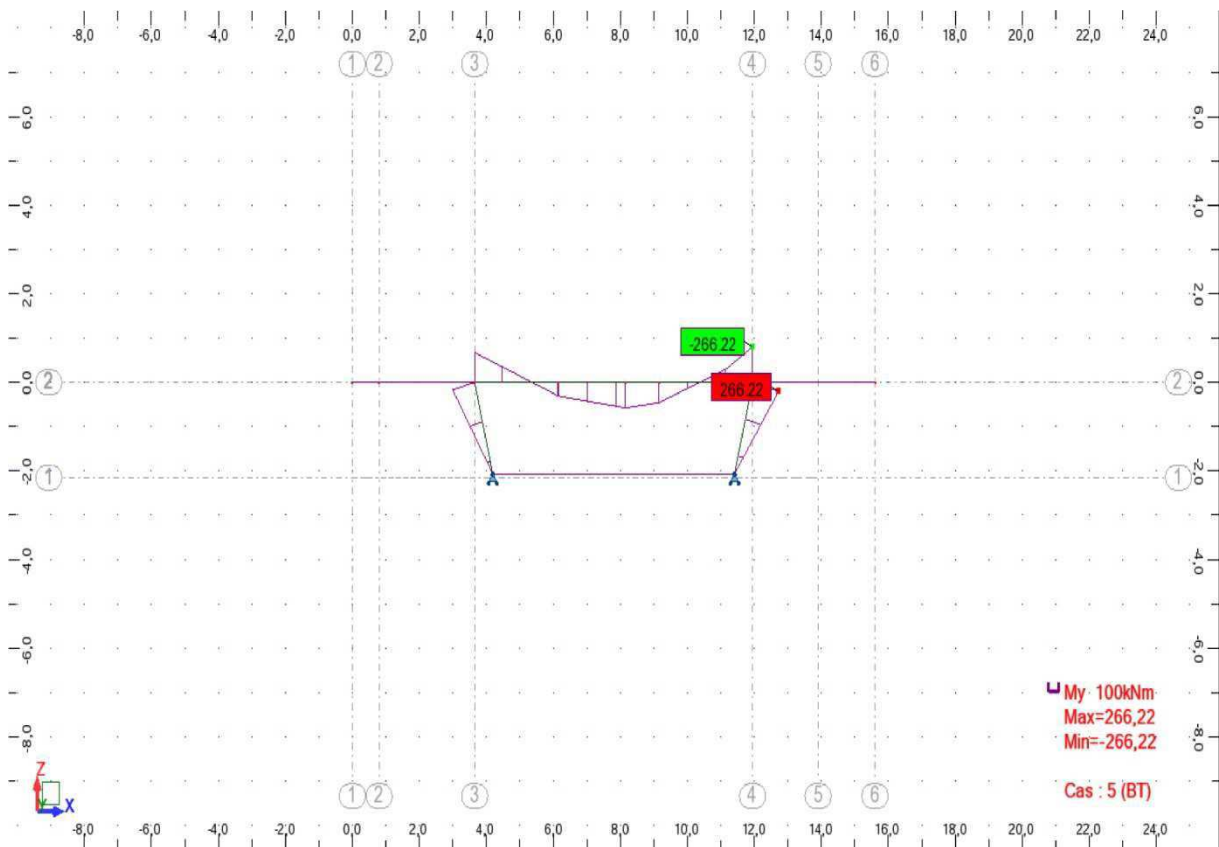


Le moment transversal sous l'effet de la température (7 °)

ANNEXE

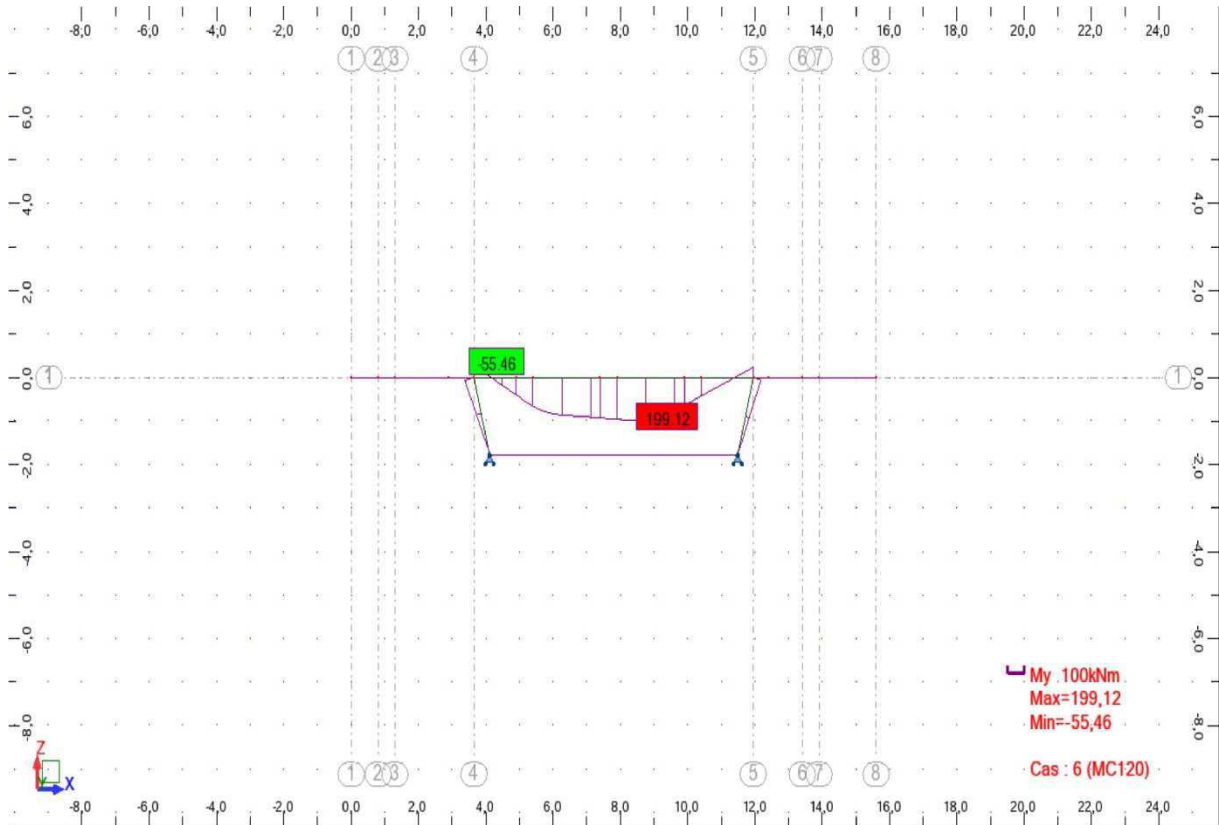


Le moment transversal sous surcharge Bc

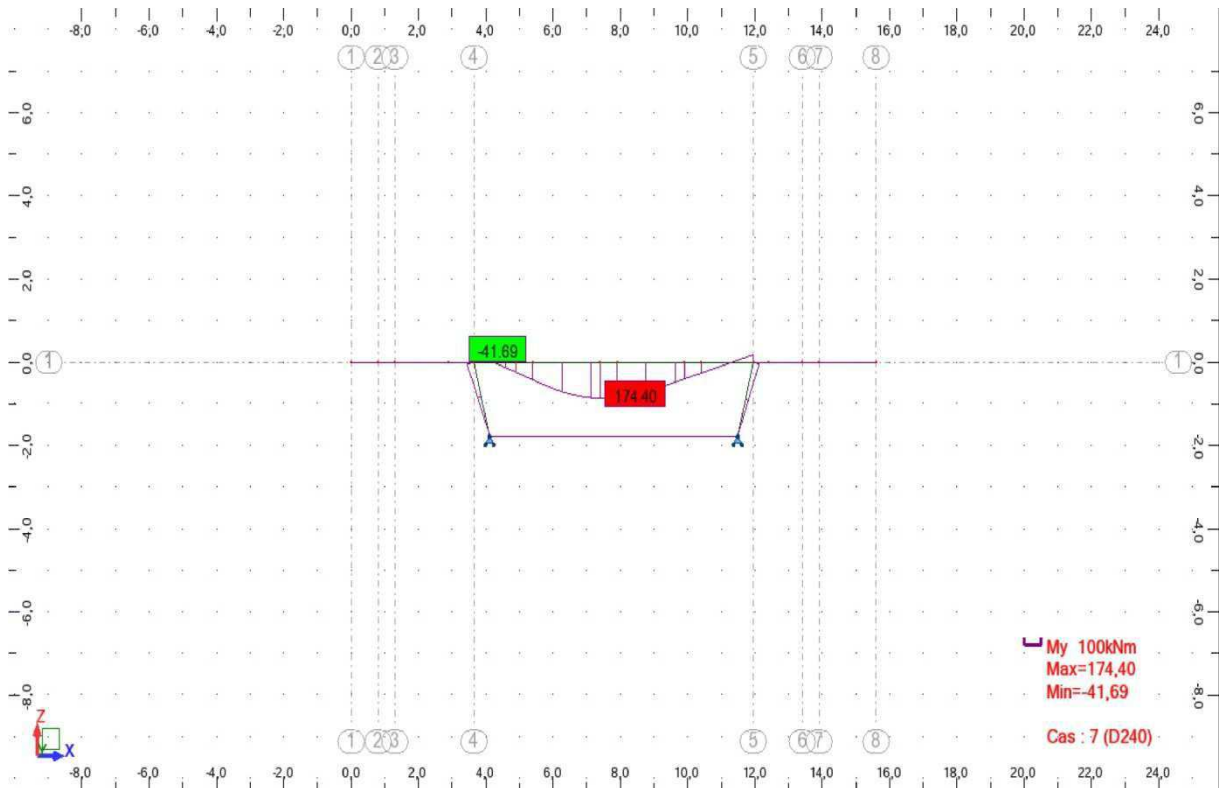


Le moment transversal sous surcharge Bt

ANNEXE

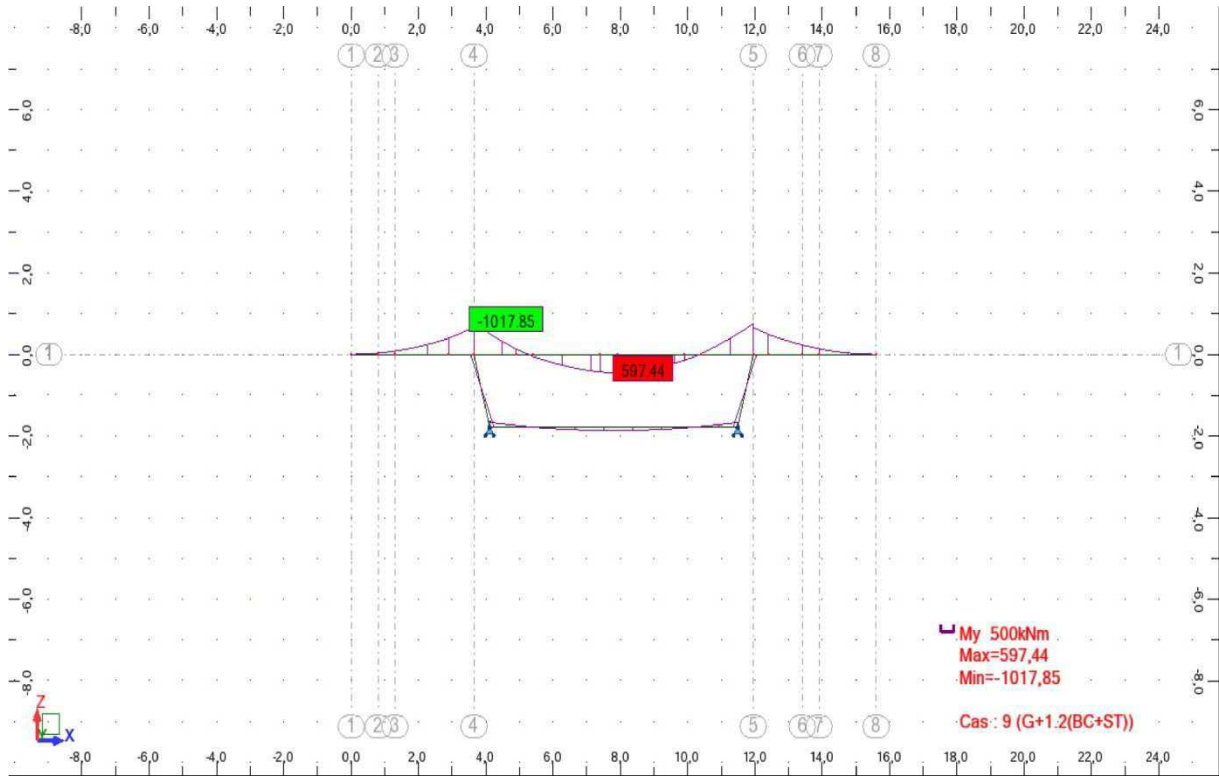


Le moment transversal sous surcharge Mc120



Le moment transversal sous surcharge D240

ANNEXE



Le moment transversal sous combinaison de charge :G+1,2(BC+ST)

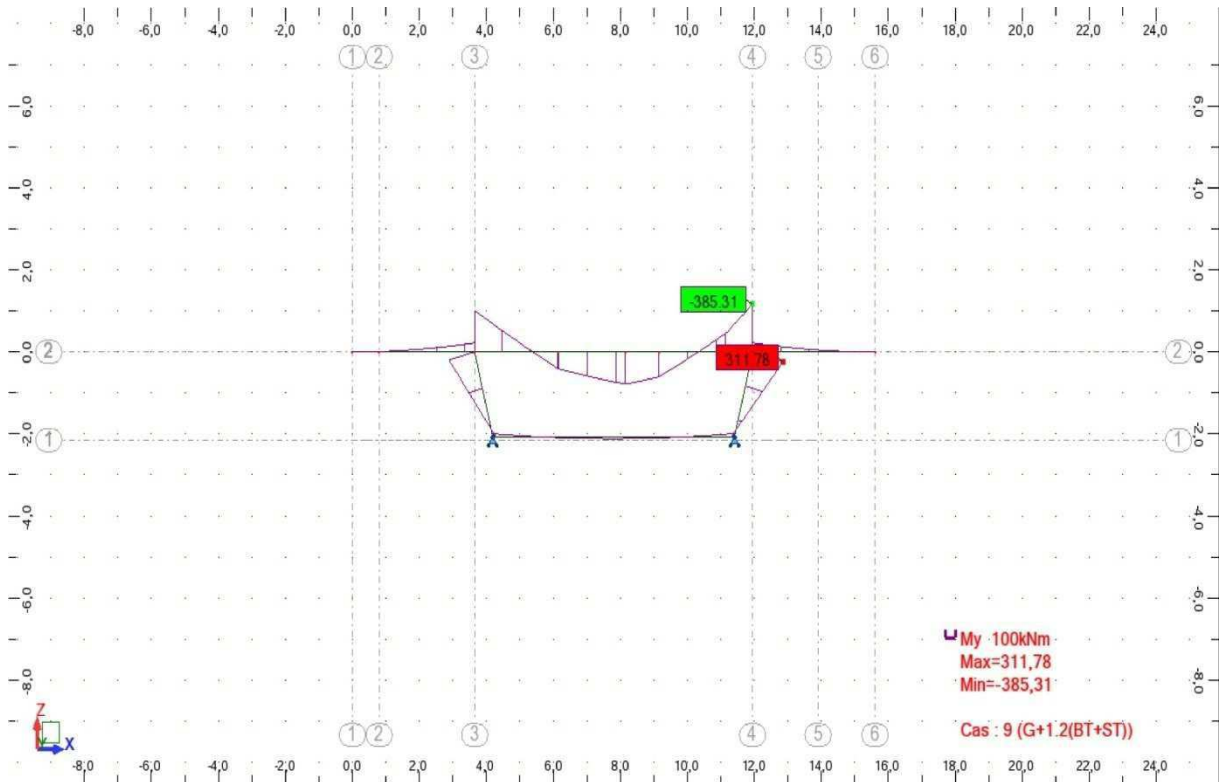
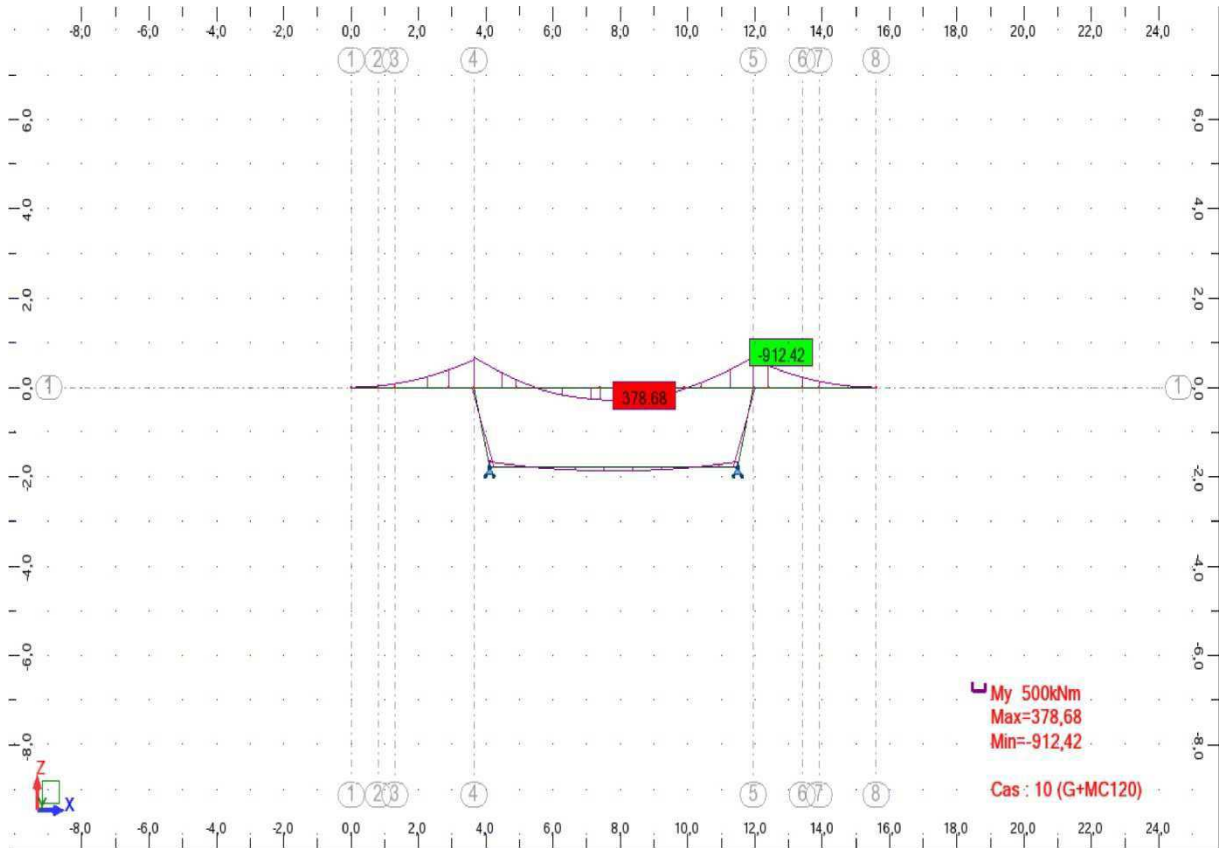
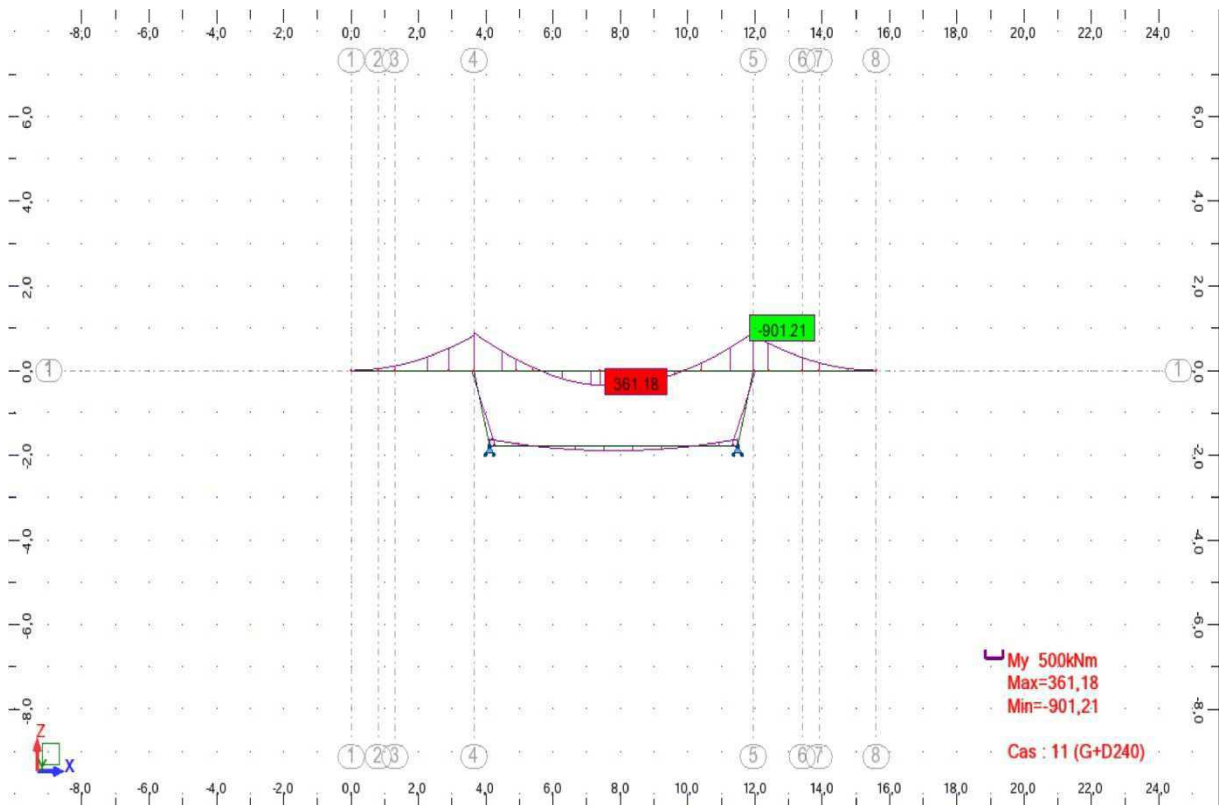


Fig.9. Le moment transversal sous combinaison de charge :G+1,2(BT+ST)

ANNEXE

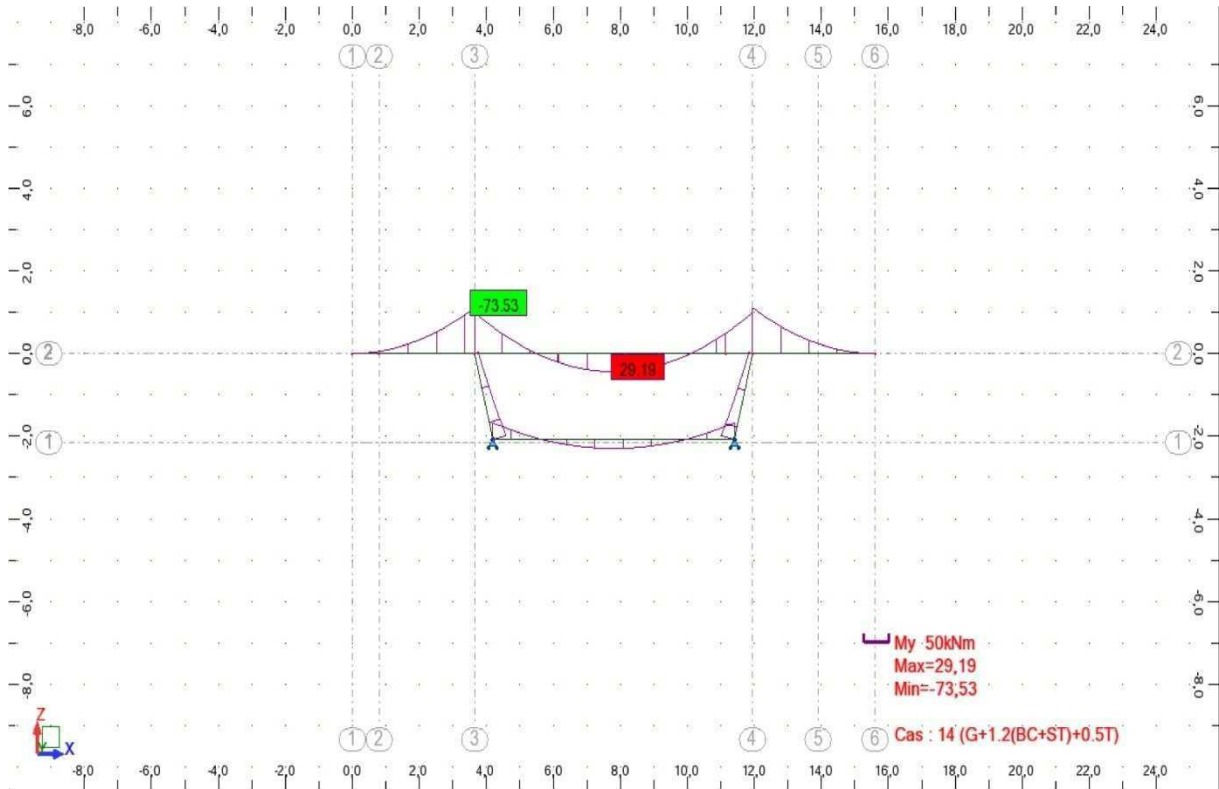


Le moment transversal sous combinaison de charge :G+Mc120

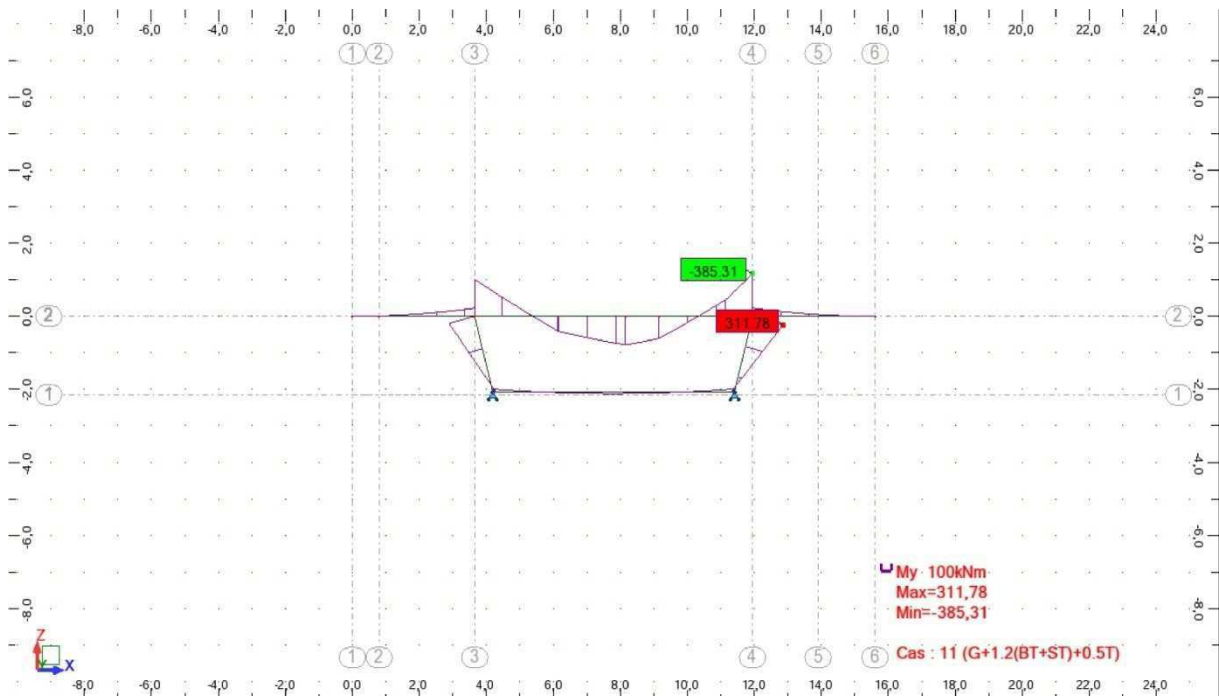


Le moment transversal sous combinaison de charge :G+D240

ANNEXE

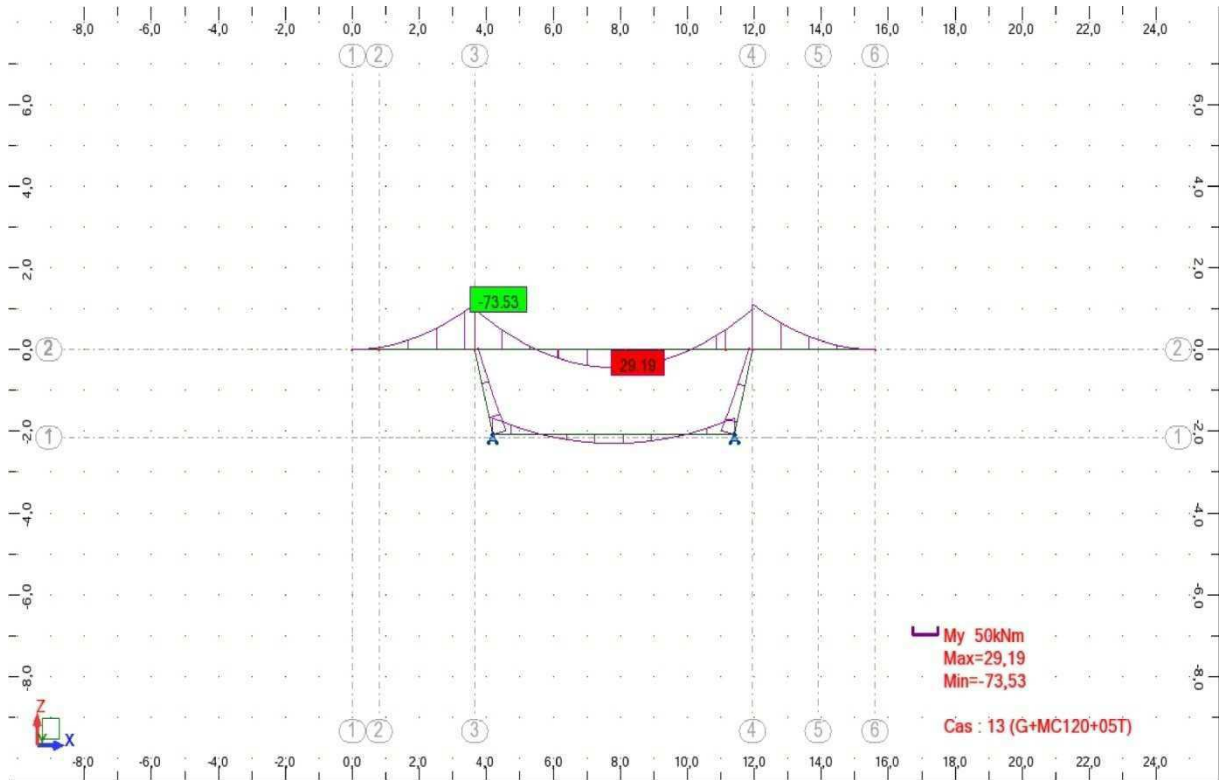


Le moment transversal sous combinaison de charge :G+1.2(BC+ST)+0.5T

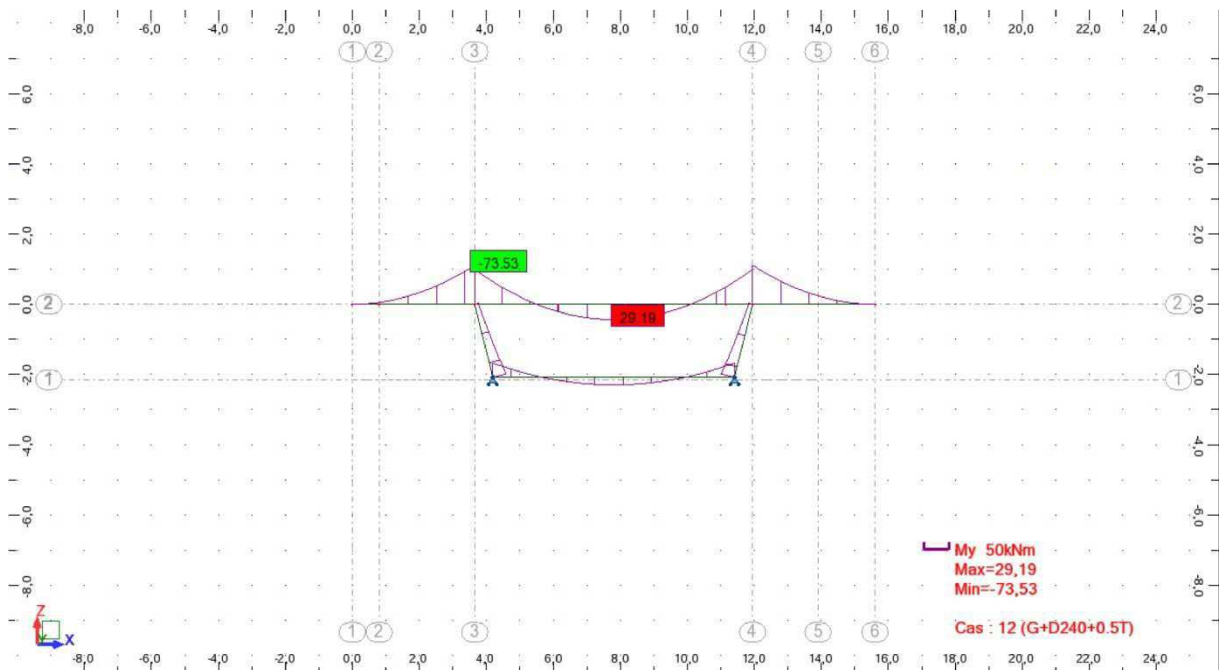


Le moment transversal sous combinaison de charge :G+1.2(BT+ST)+0.5T

ANNEXE

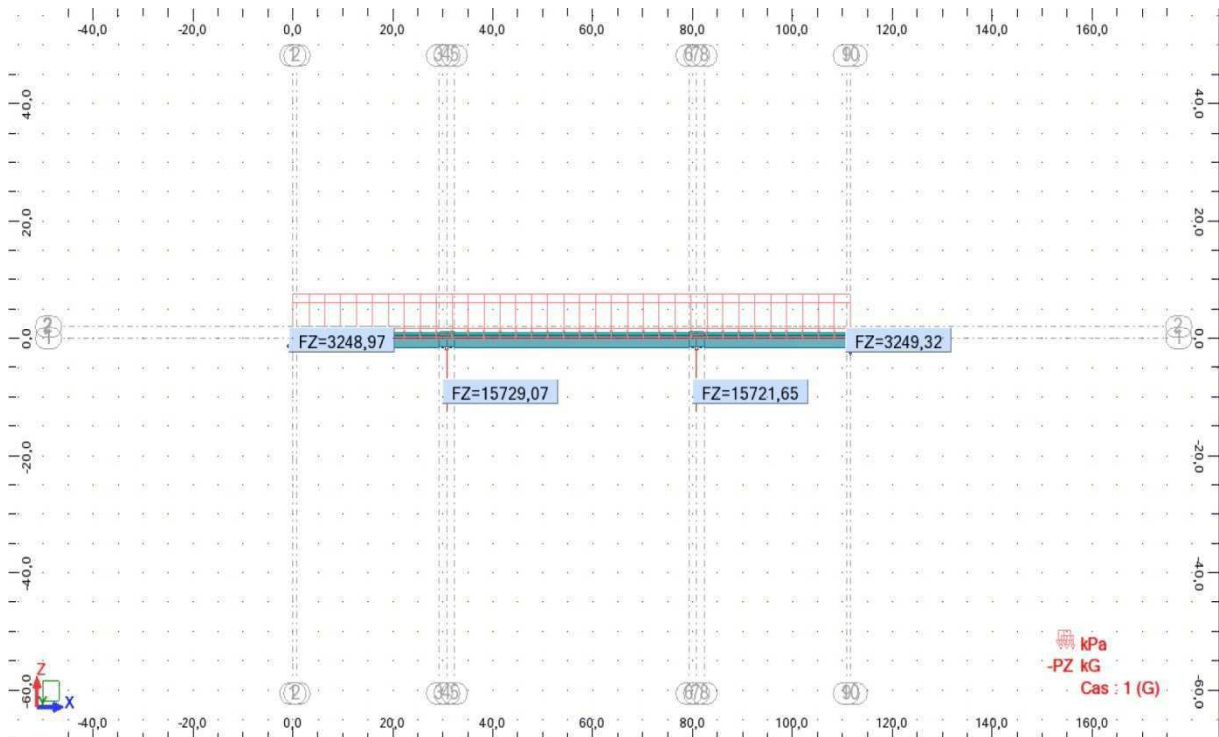


Le moment transversal sous combinaison de charge :G+MC120+0.5T

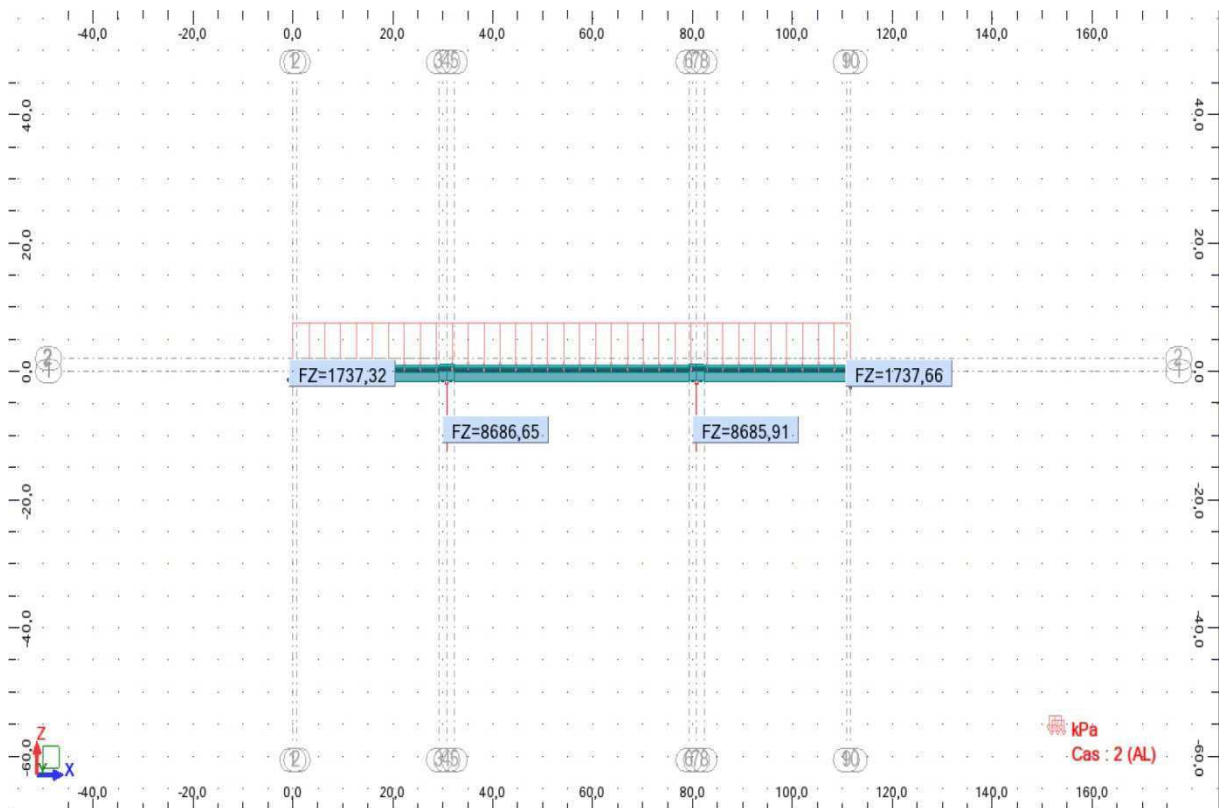


Le moment transversal sous combinaison de charge :G+D240+0.5T

ANNEXE

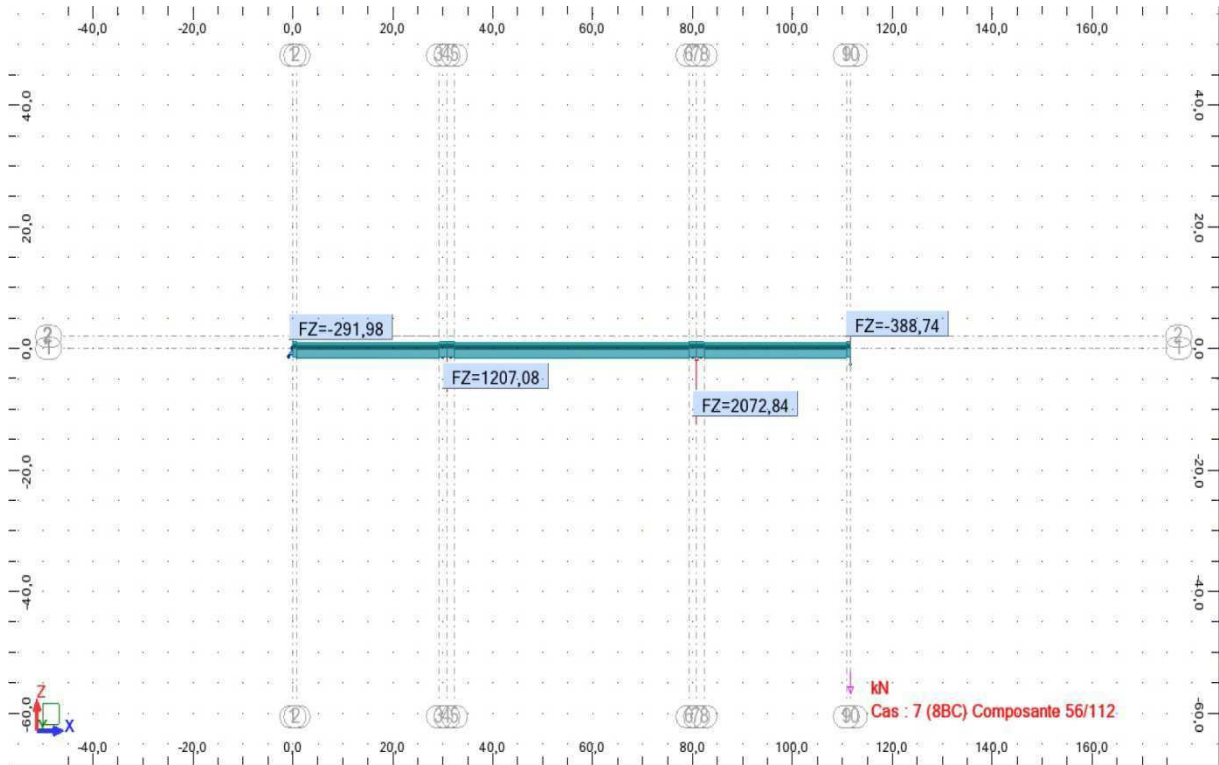


Les reactions sous poids propre du tablier

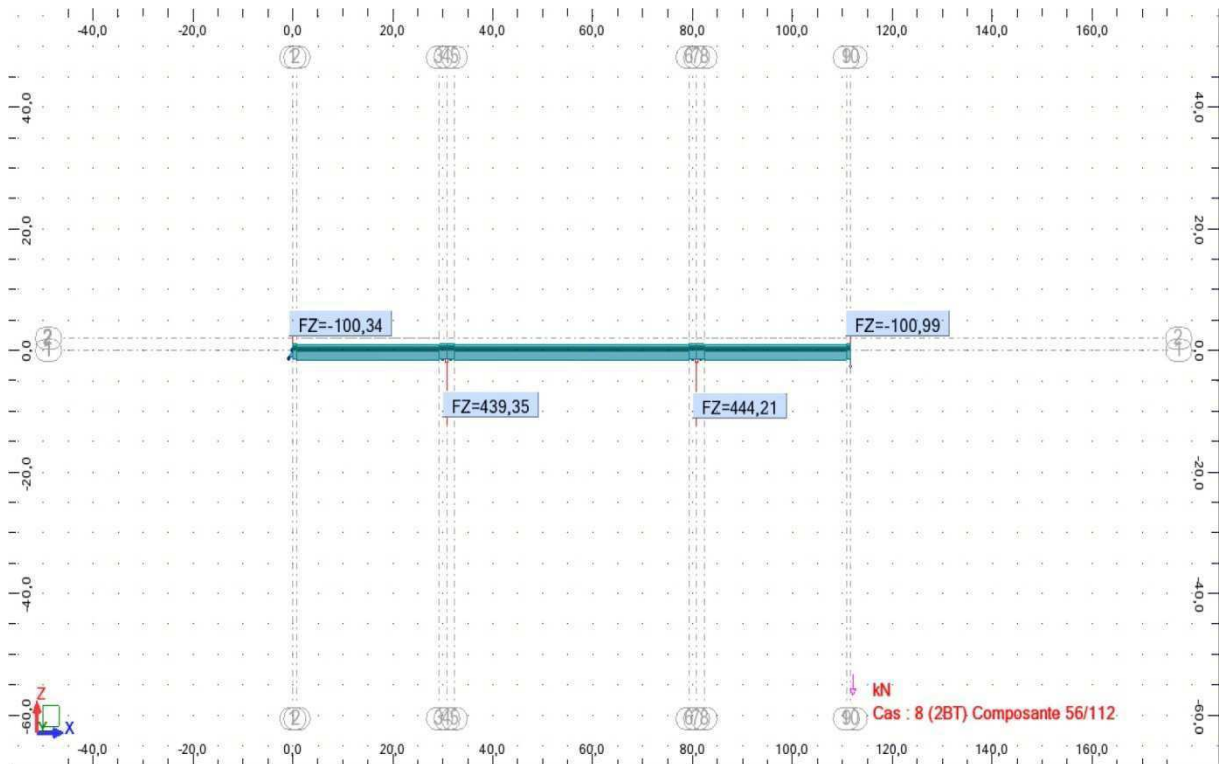


Les reactions sous surcharge $A(l)_3$ travée

ANNEXE

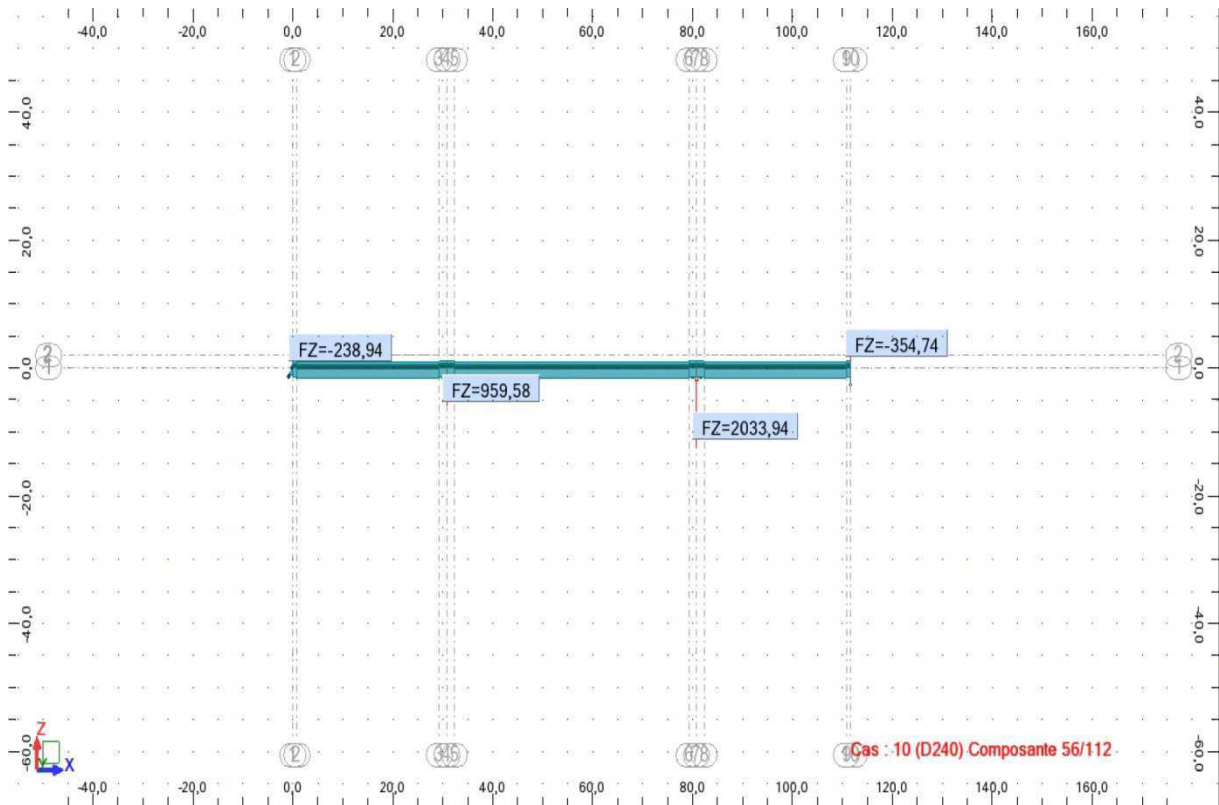


Les reactions sous surcharge Bc

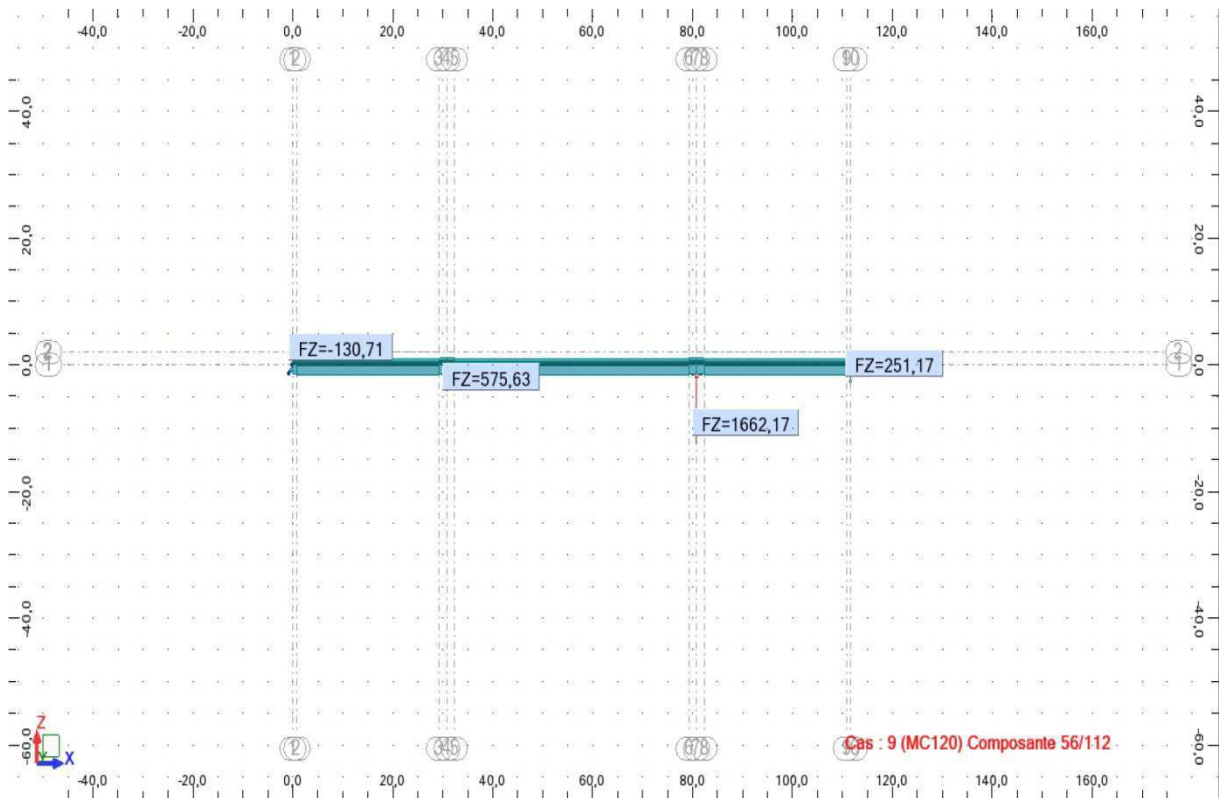


Les reactions sous surcharge Bt

ANNEXE

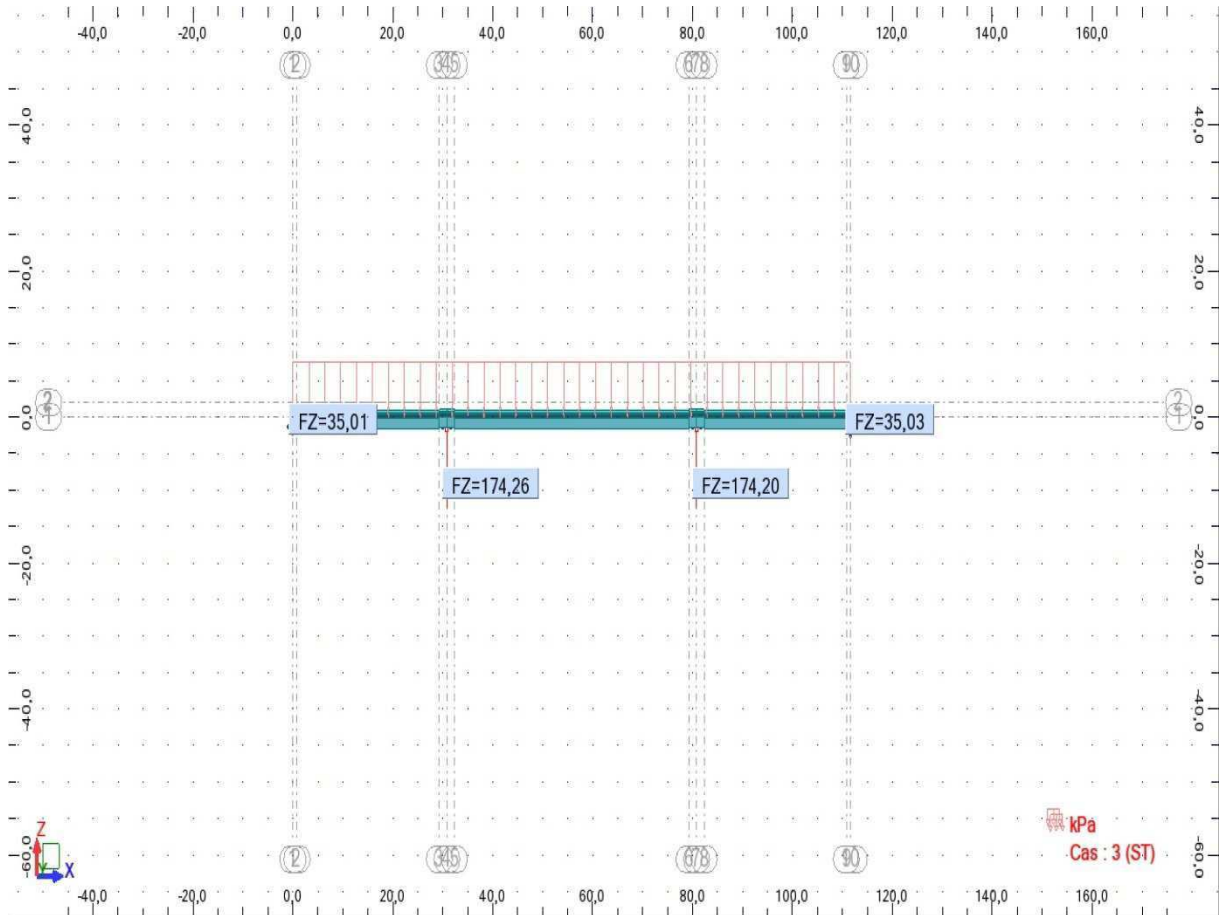


Les reactions sous surcharge D240

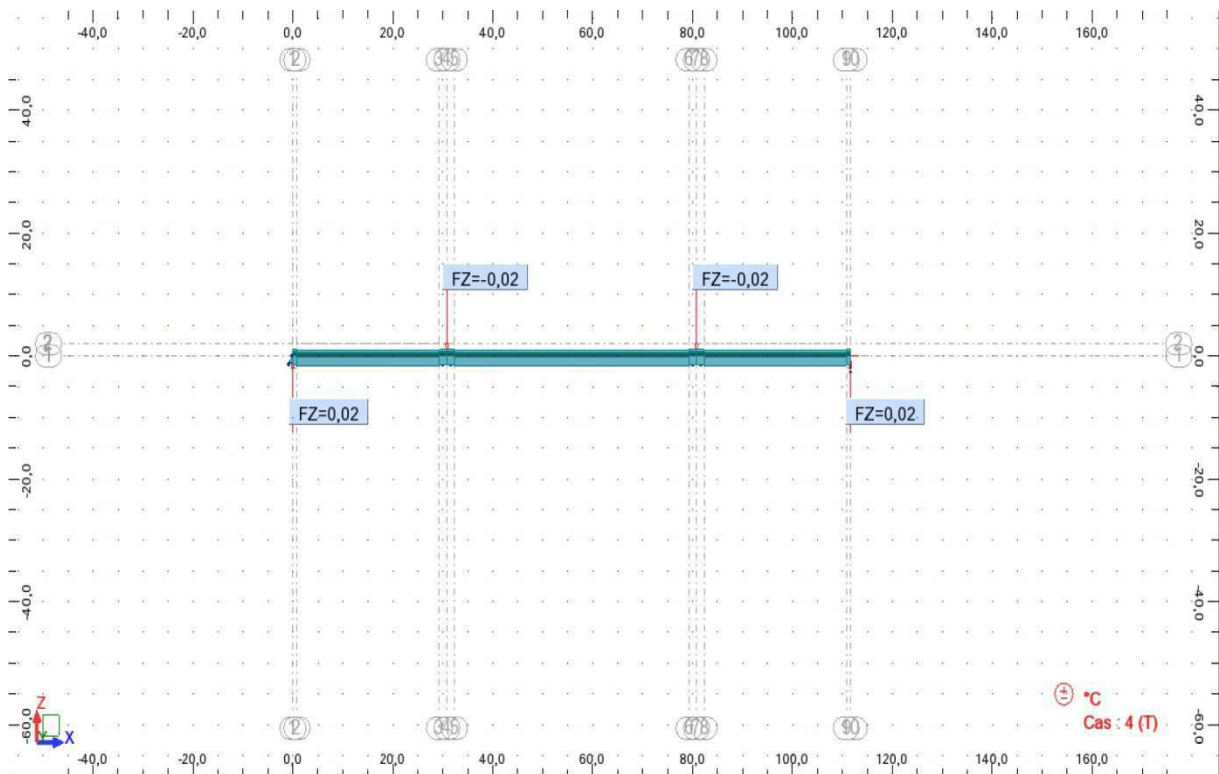


Les reactions sous surcharge Mc120

ANNEXE

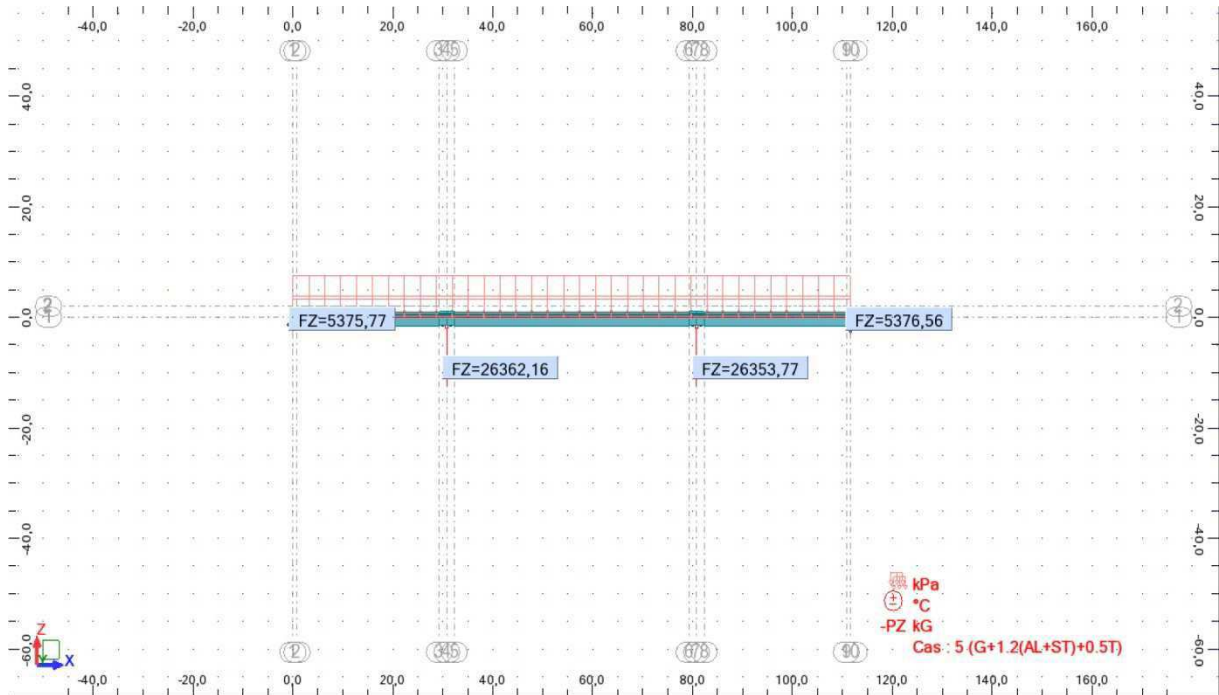


Les reactions sous surcharge ST



Les reactions sous température T

ANNEXE



Les reactions sous la combinaison $G+1,2(A(l)+ST)+0,5T$

Evaluation des efforts (pile) :

Cas normal (ELS):

A (L)					
DESIGNATION	N (t)	H (t)	Z (m)	z (m)	M (t m)
Poids Tablier	1572,91		0		0,0
Chevêtre	0		0		0,0
Fut	179,07		0		0,0
poïds terre	333,62		0		0,0
semelle	633,6		0		0,0
A (L)	868,8		0		0,0
FREINAGE A (l)		25.2	0	-15,4	-388,1
	3588				-388,1

Rmax=	307,98
Rmin=	290,02

ANNEXE

Bc					
DESIGNATION	N (t)	H (t)	Z (m)	z (m)	M (t m)
Poids Tablier	1572,91		0		0,0
Chevêtre	0		0		0,0
Fut	179,07		0		0,0
poids terre	333,62		0		0,0
semelle	633,6		0		0,0
Bc	207,28		0		0,0
FREINAGE Bc		15	0	-15.4	-231,0
	2926,48				-231,0

Rmax=	249,22
Rmin=	238,53

Mc120					
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t m)
Poids Tablier	1572,91		0		0,0
Chevetre	0		0		0,0
Futs	179,07		0		0,0
poids terre	333,62		0		0,0
semelle	633,6		0		0,0
Mc120	166,22		0		0,0
	2885,42				0,0

Rmax=	240,45
Rmin=	240,45

ANNEXE

D240					
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My(t m)
Poids Tablier	1572,91		0		0,0
Chevetre	0		0		0,0
Futs	179,07		0		0,0
poids terre	333,62		0		0,0
semelle	633,6		0		0,0
D240	203,39		0		0,0
	2922,59				0,0

Rmax=	243,55
Rmin=	243,55

Cas séismique(ELA) :

A(I)					
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t m)
Poids Tablier	1572,91	314,58	0	-12,8	-4026,6
Chevetre	0	0,00	0	0	0,0
Futs	179,07	35,81	0	-5,4	-193,4
semelle	633,6	126,72	0	-1	-126,7
seisme Poids Tablier	141,5619	0,00	0	0	0,0
seisme Chevetre	0	0,00	0	0	0,0
seisme Futs	16,1163	0,00	0	0	0,0
seisme semelle	57,024	0,00	0	0	0,0
poids terre	333,62	0,00	0	0	0,0
A(I)	868,8	0,00	0	0	0,0
	3802,7022	477,12			-4346,8

Rmax=	417,51
-------	--------

ANNEXE

Rmin=	216,27
-------	--------

Bc					
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t m)
Poids Tablier	1572,91	314,58	0	-12,8	-4026,6
Chevetre	0	0,00	0	0	0,0
Futs	179,07	35,81	0	-5,4	-193,4
semelle	633,6	126,72	0	-1	-126,7
seisme Poids Tablier	141,5619	0,00	0	0	0,0
seisme Chevetre	0	0,00	0	0	0,0
seisme Futs	16,1163	0,00	0	0	0,0
seisme semelle	57,024	0,00	0	0	0,0
poids terre	333,62	0,00	0	0	0,0
Bc	207,28	0,00	0	0	0,0
	3141,1822	477,12			-4346,8

Rmax=	362,38
Rmin=	161,15

Mc120					
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t m)
Poids Tablier	1572,91	314,58	0	-12,8	-4026,6
Chevetre	0	0,00	0	0	0,0
Futs	179,07	35,81	0	-5,4	-193,4
semelle	633,6	126,72	0	-1	-126,7
seisme Poids Tablier	141,5619	0,00	0	0	0,0
seisme Chevetre	0	0,00	0	0	0,0
seisme Futs	16,1163	0,00	0	0	0,0
seisme semelle	57,024	0,00	0	0	0,0
poids terre	333,62	0,00	0	0	0,0
Mc120	166,22	0,00	0	0	0,0
	3100,1222				-4346,8

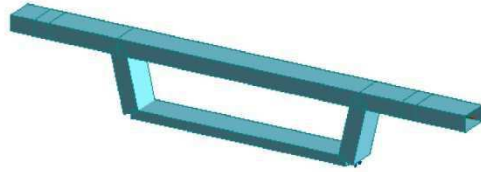
ANNEXE

Rmax=	358,96
Rmin=	157,72

D240					
DESIGNATION	N(t)	H(t)	Z(m)	z(m)	My (t m)
Poids Tablier	1572,91	314,58	0	-12,8	-4026,6
Chevetre	0	0,00	0	0	0,0
Futs	179,07	35,81	0	-5,4	-193,4
semelle	633,6	126,72	0	-1	-126,7
seisme Poids Tablier	141,5619	0,00	0	0	0,0
seisme Chevetre	0	0,00	0	0	0,0
seisme Futs	16,1163	0,00	0	0	0,0
seisme semelle	57,024	0,00	0	0	0,0
poids terre	333,62	0,00	0	0	0,0
D240	203,39	0,00	0	0	0,0
	3137,2922				-4346,8

Rmax=	362,06
Rmin=	160,82

ANNEXE



Cas : 1 (G)

Modélisation du voussoir