



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :2023

## Mémoire de fin d'études

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

Spécialité : Génie civil

Option : Voies et Ouvrages d'Arts

# ÉTUDE D'UN PONT À POUTRES EN BÉTON ARMÉ

*Dirigé par :Mr. Ali Mehamdia*

*Réalisé par : -Mr Hafiane Zakaria*

*Membres de jury :*

*M. NOM Prénom Président*

*M. NOM Prénom Examineur*

*M. NOM Prénom Examineur*

*Présenté le 10/09/2023*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# DÉDICACE

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études, à mes chères sœurs pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral, à toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire. Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien*

*Merci d'être toujours là pour moi.*

## REMERCIEMENTS

*Je souhaite avant tout remercier le chef département Messas Tedjani, pour le temps qu'il a consacré à m'apporter les outils méthodologiques indispensables à la conduite de cette mémoire. Son exigence m'a grandement stimulé.*

*L'enseignement de qualité dispensé par le Master également su nourrir mes réflexions et a représenté une profonde satisfaction intellectuelle, merci donc aux enseignants- et encadreur et tous les professeurs.*

*Je remercie en particulier Gilles staff pédagogique, pour m'avoir donné l'occasion extraordinaire de réaliser mon travail et stage.*

*Un grand merci également à mon encadreur pour avoir eu la patience de répondre à mes innombrables questions.*

*J'aimerais exprimer ma gratitude à tous les prof étudiants de notre institue , trop nombreux pour les citer, qui ont pris le temps de discuter de mon sujet. Chacun de ces échanges m'a aidé à faire avancer mon analyse.*

## SOMMAIRE

- Introduction Générale.....	
- Généralité sur ouvrage d'art.....	
- CHAPITRE I : présentation et description de l'ouvrage	
I-1- Présentation du projet .....	01
- Rapport Technique D'ingénieur.....	02
- Décisions Constructives.....	02
- Les caractéristiques de l'ouvrage .....	02
I-2-Les exigences fonctionnelles .....	03
I-3-Les données relatives de l'ouvrage .....	03
- Le tracé en plan .....	03
- profil en long .....	03
I-4-Les exigences naturelles .....	03
I-5-Essai préssiométrique .....	04
I-6-Les données topographiques.....	04
I-7-Les données sismique.....	04
I-8- Les données climatiques.....	05

## CHAPITRE II : Caractéristique mécanique des matériaux.

II- <b>Caractéristiques des matériaux</b> .....	06
II-1-Le béton.....	06
II-2- La résistance caractéristique à la compression.....	06
II-2-1-La résistance caractéristique à la traction .....	07
II-2-2-Contraintes de calcul à l'état limite ultime .....	07
II-2-3-Contraintes de calcul à l'état limite de service .....	08
II-3 -Acier.....	08
II-4-coefficient de poisson.....	09
II-5- La limite élastique .....	10
II-6- Contrainte limite de traction.....	10

## CHAPITRE III : Pré dimensionnement.

III-1-Pré dimensionnement des éléments du tablier .....	12
III-2- Caractéristique géométrique des poutres .....	15

## CHAPITRE IV : Calcul des charges et surcharges.

IV-Calcul Des Charges Et Surcharge .....	20
IV-1_Les charges permanentes et complémentes permanentes .....	20
IV-2- Les surcharges .....	23
IV-1-1 Evaluation des surcharges .....	23
1-Système de charge A(l) : .....	23
2-_Système de surcharge Bc : .....	24
3-_Système Militaire MC120: .....	26
4- Surcharge exceptionnelle (convoi D240): .....	27
5-Surcharge De Trottoir _: .....	27
IV-3_Effort De Freinage .....	27
IV-4 - L'effet Du Vent .....	28
IV-5- L'effet Du Séisme.....	28

## CHAPITRE V : Répartition longitudinal des efforts

V-1- LES MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX .....	30
V-2- les EFFORTS TRANCHANTS;.....	36

## CHAPITRE VI : coefficient de répartition transversales

VI-1- INTRODUCTION .....	42
VI-2 - <b>Méthode de Guyon –Massonnet;</b> .....	42
VI-3 - Calcul de CRT .....	44
VI-4 - Coefficients De Répartition Transversale;.....	47
VI-5 - Détermination des coefficients $K_a$ moy , de chaque poutre .....	48
VI-6 - Calcul des moments fléchissant réels dans chaque poutre .....	49

## CHAPITRE VII : Modélisation.

VII-1- INTRODUCTION.....	54
VII-2- modélisation.....	55
VII-3 Combinaisons des charges .....	59

## CHAPITRE VIII : étude de ferrailages

VIII-1- Etude Des Poutres .....	69
VIII-2- Etape de calcul des armatures longitudinales.....	70
VIII-2-1 FERRAILLAGE ELU.....	70
VIII-2-2 Vérifications à l'ELS .....	72

## CHAPITRE IX : étude de L'HOUDRIS

IX-1- INTRODUCTION .....	76
IX-2- Moment Dans L'hourdis Dus À La Flexion Localisée .....	76
IX-3-1 Moments Transversaux Et Effort Tranchats MAX.....	79
IX-3-2 Moments longitudinaux Et Effort Tranchats MAX.....	79
IX-4 <b>Ferrailage De La Dalle</b> .....	79
IX-4-1 Ferrailage De La Dalle transvasement.....	79
IX-4-2 <b>Ferrailage De La dalle</b> longitudinalement .....	83

## CHAPITRE X : Les équipements d'un pont.

X-1- Les appareilles d'appuis.....	86
X-1-1- Définition.....	86
X-1-2- Les type d'appareil d'appui choisissent pour notre ouvrage .....	86
X-1-3- Dimensionnement des appareilles d'appui.....	87
X-2- Prescription règlementaire .....	91
X-2-1- Limitation de la contrainte de cisaillement.....	91
X-2-2- Limitation des contraintes moyennes de compression. ....	91

X-2-3- Vérification de condition de non soulèvement .....	91
X-2-4- Condition de non cheminement .....	91
X-2-5- Condition de non glissement.....	92
X-2-6- Condition de non flambement.....	92
X-2-7-Dimensionnement des frettes.....	93
X-3- Application à notre projet.....	93
X-3-1- calcul des efforts horizontaux .....	93
X-3-2-Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	93
X-4-1-Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère .....	94
X-4-2-Distorsion.....	94
X-4-3-Condition de non cheminement .....	95
X-4-4-Condition de non glissement.....	95
X-4-5-Dimensionnement des frettes.....	96
X-5-Joints de chaussée .....	96
X-5-1-Calcul du souffle des joints.....	98

## CHAPITRE XI : Etude de la culée

XI-1- Pré dimensionnement de la culée.....	100
XI-2- Evaluation des efforts sollicitant la culée .....	101
XI-2-1- Détermination du coefficient de poussée Kah.....	104
XI-3- FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE CULEE.....	104
XI-4- Vérification de la culée .....	109
XI-5- Vérification de la culée .....	117
Conclusion Générale.....	124

# **INTRODUCTION GENERALE**

# Introduction Générale

Grâce aux innovations technologiques et aux moyens puissants de réalisation, en plus des demandes croissantes de communication la construction d'ouvrages d'art, particulièrement, les ponts sont en pleine expansion.

L'élaboration d'un projet de pont nécessite une connaissance approfondie du domaine d'emploi des différents types de structures porteuses et de fondations, des bases de leur dimensionnement et des sujétions d'emploi des différentes méthodes d'exécution. On doit tenir compte de toutes les données, naturelles et fonctionnelles, liées au site et à la destination d'un ouvrage qui s'inscrit toujours dans le cadre plus général d'une opération d'équipement collectif. Le respect de l'environnement impose des exigences, allant d'une intégration harmonieuse de l'ouvrage dans son site au choix des matériaux de construction, qu'il convient de prendre en compte avec rigueur et précision dès les premières étapes de l'étude. Enfin, on doit avoir le souci du détail et le sens des dispositions constructives pour assurer à son œuvre un bon fonctionnement et une durabilité correspondant à une optimisation socio-économique raisonnée.

Les ponts à poutres sous chaussée ont constitué une des premières applications de la précontrainte et le béton armé dans le domaine des ponts. Leur conception, initialement inspirée de celle des ponts à poutres, fait largement appel à la préfabrication. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres : même sens pour les ponts à poutres en béton armé le choix de ce type des ponts pour des travées qui ne dépasse pas les 20 mètre et pour un réseau économique, objet du présent document, qui sont employés pour des portées comprises entre 10 et 20 mètres.

Le présent travail a pour objectif de faire la conception et l'étude d'un pont et plus précisément le un prototype d'un pont a poutre en béton armée. Ce projet est proposé comme un proto – type d'étude pour un pont a poutre en béton armée. Dans ce travail, nous allons traiter les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par le calcul des caractéristiques du tablier et les matériaux utilisés. On s'intéresse dans le chapitre (IV) au calcul des charges et surcharges, et on passera à la modélisation dans le chapitre (V) puis le béton armé pour les poutres de tablier et les justifications des contraintes dans le chapitre VII et VI, IX.

Les chapitres XI et ont pour but l'étude des déformations et des équipements et l'infrastructure.

Un pont est une construction qui permet de franchir une dépression ou un obstacle (cours d'eau, voie de communication, vallée, etc.) en passant par-dessus cette séparation. Le franchissement supporte le passage d'hommes et de véhicules dans le cas d'un pont routier ou d'eau dans le cas d'un aqueduc. Les ponts font partie de la famille des ouvrages d'art et leur construction relève du domaine du génie civil.

La conception d'un pont s'insère en général dans une démarche globale de projet routier ou ferroviaire prenant en compte à chaque niveau d'avancement des contraintes environnementales et fonctionnelles de plus en plus détaillées. Aux quatre grandes étapes d'un projet, à savoir, les études préliminaires, l'avant-projet, le projet et le chantier correspondent pour un pont les stades suivants : choix de familles de solutions et de Redimensionnement, puis avant-projet d'ouvrage d'art, projet et enfin réalisation. Selon l'environnement, le choix de l'ouvrage peut influencer le projet lui-même.

# **Généralités sur les ouvrages d'art**

## 1- Définition D'un Pont:

Un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal ... etc.

## 2- Classification Des Ponts:

L'existence de plusieurs possibilités de différencier les ponts entre eux ne permet pas d'en établir une classification unique et indiscutable. Pour définir un ouvrage d'art on distingue :

- Suivant le matériau principal dont ils sont constitués
- Suivant leur fonctionnement mécanique
- Suivant la nature de la voie portée
- Suivant leur disposition en plan (forme en plan)
- Suivant leur forme des poutres
- Suivant la structure transversale
- Suivant leurs durées de service

### 2-1 Suivant le matériau principal dont ils sont constitués:

On parle de:

- Ponts en maçonnerie (Figure 1)
- Ponts en béton armé (Figure 2)
- Ponts en béton précontrainte
- Ponts métalliques (fer, fonte, acier) (Figure 3)

### 2-2 Suivant leur fonctionnement mécanique

Les ponts sont classés en trois grandes catégories suivant les dispositions de leurs éléments porteurs principaux.

- Les ponts à poutres
- Les ponts en arcs
- Les ponts suspendus



**Figure 1 : Pont en maçonnerie**



**Figure 2 : Pont en béton armé**



**Figure 3 : Pont Métallique**

### **2-3 Suivant La Nature De La Voie Portée:**

- Ponts-routes : servant de passage à une route.
- Ponts-rails : servant de passage à une voie ferrée.
- Ponts-canaux : servant de passage à un canal.
- Ponts-aqueduc: servent à faire passer des canalisations.

### **2-4 Suivant leur disposition en plan:**

Les ponts sont classés en:

- Ponts droits
- Ponts biais
- Ponts courbes

### **2-5 Suivant Leur Forme Des Poutres:**

On parle de:

- Ponts à poutres caissons
- Ponts poutres à âme pleine
- Ponts poutre treillis
- Ponts poutres de hauteur constante ou variable
- Ponts poutre dalles

### **2-6 Suivant La Structure Transversale:**

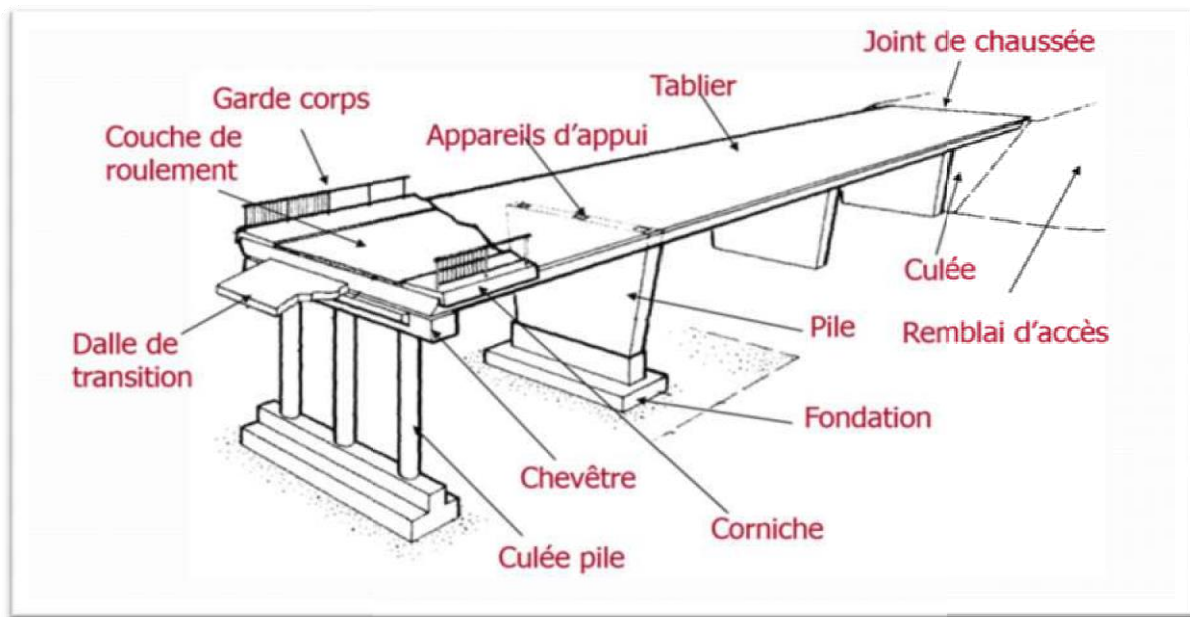
- Dalle rectangulaire
- Dalle à large encorbellement
- Dalle nervuré
- Ponts à poutres sous chaussée
- Ponts à poutres latérales
- Ponts caisson

### **2-7 Suivant Leur Durées De Service:**

- ponts provisoires
- ponts définitifs

### 3 - Différentes Parties D'un Pont:

Dans ses grandes lignes, un pont est constitué d'une structure résistante capable de porter la voie et ses charges d'exploitation. Il possède par ailleurs des équipements spécifiques concourant à son bon fonctionnement, à la sécurité des usagers et à la durabilité de l'ouvrage. Un pont se compose des parties suivantes.



**Figure 4 :** les différentes parties d'un pont

### 4 - La Structure Du Pont:

C'est la partie de l'ouvrage supportant la chaussée au-dessus de la brèche à franchir. Dans les ponts à poutres, on distingue les ponts à poutres latérales et les ponts à poutres sous chaussée. Que ce soit dans l'un ou l'autre cas, une dalle, des entretoises et parfois des longerons sont associés aux poutres pour former le tablier.

En plan, le tablier d'un pont peut être droit, biais (suivant l'inclinaison de la ligne d'appuis par rapport à l'axe longitudinal du pont), ou courbe. On appelle angle de biais ( $\theta$ ) l'angle entre la ligne d'appuis et l'axe longitudinal de l'ouvrage ; ainsi, pour un pont droit,  $\theta=90^\circ$ .

#### 4-1 La Dalle:

La dalle ou hourdis sert d'élément de couverture, c'est elle qui reçoit la couche de roulement et les surcharges des véhicules. Outre celui de couverture, le rôle de la dalle est de

reporter les charges permanentes et les surcharges sur les poutres, les longerons et les entretoises.

#### **4-2 Entretoises:**

Les entretoises sont perpendiculaires aux poutres qu'elles relient entre elles. Elles ont un double rôles : celui de contreventement de l'ouvrage en s'opposant au déversement des poutres et celui de solidarisation, en répartissant les surcharges et le poids propre sur les poutres.

Les entretoises doivent être aussi raides que possible et assez nombreuses pour assurer la solidarité effective des poutres, il faut que leur nombre ne soit pas exagéré et leur poids aussi réduit que possible. Elles peuvent être pleines ou triangulées.

#### **4-3 Poutres Principales:**

Les efforts dus au poids propre (de la dalle, des longerons et des entretoises) et aux surcharges, sont transmis aux poutres qui reportent sur les appuis constitués par les piles et les culées.

#### **4-4 Piles Et Les Culées:**

Les piles et les culées dépendent des deux éléments qu'elles unissent : le sol et le tablier.

Elles sont donc conçues au mieux, en tenant compte de ces facteurs, ce qui se traduit par : résistance mécanique, stabilité et aspect.

Plus de leur rôle de support des extrémités des ouvrages d'art, les culées doivent souvent soutenir les terres des ouvrages d'accès et sont étudiées en conséquence.

#### **4-5 Fondations:**

Elles permettent d'assurer la liaison entre les appuis et le sol.

### **5 - Les Equipements Des Ponts:**

On désigne par « équipements » l'ensemble des dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers.

## 6 - Appareils D'appui:

Sous l'effet des différences de températures, ou sous l'application des surcharges, les tabliers se déplacent par rapport aux piles et culées, il est nécessaire d'interposer entre eux des dispositifs permettant ces mouvements : ce sont les appareils d'appui. Et en plus de ça, ils sont conçus pour transmettre dans les meilleures conditions possibles des efforts principalement verticaux (poids de l'ouvrage, composante verticale des efforts dus aux charges d'exploitation), mais aussi horizontaux (dilatations, forces de freinage, d'accélération, centrifuges, etc.). Les appareils d'appui se répartissent en trois grandes familles :

- Les appareils d'appui en acier, (pour certains grands ponts métalliques)
- Les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et par fois pour les grands ponts)
- Les appareils d'appui spéciaux.

## 7 - Joints De Chaussée:

Les joints de chaussée (ou de dilatation) sont les dispositifs permettant d'assurer la continuité de roulement à la jonction entre tablier et culées. Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur dues à la température ou aux effets différés dans le cas des structures en béton (retrait, fluage) et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis.

## 8 - Etanchéité Et Couche De Roulement:

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier (eaux de pluie, eaux de lavage et surtout eau chargée de sels anti-verglas) entraîne des risques graves de corrosion des armatures en acier (passives et actives) et doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé.

### - La chape d'étanchéité:

La chape d'étanchéité a pour fonction de protéger la structure contre la pénétration de l'eau. Les systèmes les plus couramment réalisés sont les suivants : Les feuilles de préfabriquées (des feuilles à liants et armatures améliorés) Les couches d'asphalte ;  
Les systèmes à base de résine (des films minces)

Quel que soit le procédé employé, des précautions très strictes doivent être prises à

l'exécution pour que la chape soit réellement imperméable et durable.

- **La couche de roulement:**

La couche de roulement qui vient au-dessus de la chape d'étanchéité est constituée le plus souvent d'une couche de béton bitumineux de 4 à 5 cm d'épaisseur. Sur les itinéraires à forte circulation, il faut prévoir la possibilité d'ajouter une deuxième couche portant l'épaisseur totale à une dizaine de centimètres.

## 9 - Dispositifs De Retenue:

:

Les dispositifs de retenue comprennent les garde-corps, les glissières et les barrières.

- **Les garde-corps:**

Les garde-corps ont essentiellement pour objet la protection des piétons. Sauf dans des cas particuliers où ils sont spécialement renforcés, ils ne sont pas conçus pour résister au choc accidentel d'un véhicule léger.

- **Les glissières:**

Les glissières sont des éléments destinés à retenir des véhicules légers dont les conducteurs ont perdu le contrôle. Il existe des glissières souples et des glissières rigides.

Les Glissières souples comportent des éléments linéaires portés par des poteaux : ces éléments linéaires reprennent l'impact d'un véhicule en perdition en mobilisant leur aptitude, ainsi que celle des poteaux qui les soutiennent, à subir une déformation plastique. Les glissières rigides, généralement en béton, sont basses et retiennent les véhicules par leurs roues : compte tenu des préjudices qu'elles peuvent porter à l'intégrité mécanique des véhicules, elles sont réservées au milieu urbain, là où la vitesse est limitée.

- **Les barrières:**

Les barrières sont destinées à empêcher des véhicules lourds de tomber du pont, de et à essayer de les remettre, si possible, dans la bonne direction. On distingue les barrières légères, les barrières normales, dimensionnées pour retenir un car de 12t lancé à 70 Km/h sous une incidence de 20°, et les barrières le lourdes, qui doivent retenir un camion de 38t également lancé à 70 Km/h sous une incidence de 20°.

## 10 – Corniche:

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont ( sont

généralement en béton armé, préfabriqué ou coulé en place) et dans le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

- en jouant sur des effets de forme, de proportion, de couleur
- en éloignant l'eau des parements verticaux
- en rattrapant les irrégularités de la structure

Les corniches sont utilisées pour remplir les fonctions suivantes :

- support de la fixation du garde-corps.
- butée du trottoir ou de la limite de la chaussée.
- évacuation des eaux dans certaines configurations.
- Depuis quelques années, le rôle de la corniche s'est orienté très nettement vers l'élément de décoration de l'ouvrage.

## 11 - Autres Equipements:

En citera tout particulièrement

- **Les dalles de transition:**

Elles ont pour but d'éviter la dénivellation qui risque de se produire entre la chaussée courante et le pont en cas de tassement de remblai, ce sont des dalles en béton armé, reposant par une de leurs extrémités sur l'ouvrage et par l'autre sur le remblai d'accès.

- **Les grilles centrales:**

Font également partie des équipements les grilles centrales qui recouvrent l'intervalle entre deux ouvrages parallèles et séparés.

- **L'éclairage:**

L'éclairage des ponts, lorsqu'il est nécessaire, peut être réalisé de différentes manières. Le système qui paraît le meilleur est l'éclairage par candélabres placés de préférence à l'extérieur ou dans le plan du garde-corps et les munis de crosses pour mettre le foyer lumineux au-dessus de la chaussée.

Enfin, les ponts doivent souvent assurer le passage de canalisations de toutes sortes, dans l'emplacement doit être prévu dans le projet et dont le poids doit être pris en compte dans les calculs.



# CHAPITRE 1

## **Présentation et description de l'ouvrage**

## I- PRÉSENTATION DE LA PENETRANTE :

Le projet proposé comme un modèle d'étude d'un pont en béton armé à plusieurs poutres dans le cadre de développement économique et social de la région de kenchela.

### I-1-Présentation Du Projet :

#### - Rapport Technique D'ingénieur:

##### -Généralités:

Cette présente étude est élaborée en phase d'un projet prototype proposé par l'université de KHENCHELA

Concernant la variante en Béton Armée « ETUDE D'UN OUVRAGE D'ART pont en béton armé a poutre »

- Portée : l'ouvrage est composé de 01 travées de 16.00 m de long.
- Tracé en plan : l'axe en plan de l'ouvrage est inscrit dans un alignement droit
- Profil en long : pente de 3.00 %
- Profil en travers : en toit de 3.5 % - 2 % voies de circulations
- Appuis : l'ouvrage droit. Angle de 100 grades.

#### - Caractéristique Principales De L'ouvrage:

Ouvrage en Béton Armé

- Dalle routière en béton armé
- 07 Poutres principales pour chaque travée d'une longueur (L=16.00m)
- Les supports (02 culées) sont des éléments monolithiques en Béton Armé.
- La largeur du tablier est de 10.50 m
- Deux trottoirs l'un est de 1.50 m l'autre est de 1.00m.

La construction est vérifiée d'après les exigences et les recommandations données par le BAEL 91 (B.A) ainsi que DTR (document technique réglementaire) pour les surcharges routières. et RPOA 2008 règlement parasismique applicables

Les surcharges considérées sont :

- Surcharge A(l).
- Surcharge B<sub>c</sub>.
- Surcharge militaire M<sub>c120</sub>.
- Surcharge convoi D.
- Surcharge sur les trottoirs : 450 kg/m<sup>2</sup>

Le revêtement de la chaussée est en béton bitumineux avec une épaisseur de 8cm surmonté d'une chape d'étanchéité d'une épaisseur de 2 cm.

Sur les parties extérieures des trottoirs, un garde-corps est prévu.

### **-Décisions Constructives:**

Il s'agit d'une construction d'une travée de 16.00 m de longueur. Le schéma statique représente des poutres isostatiques sur des appareils d'appuis en néoprène. Le tablier est composé de sept (07) poutres principales en Béton armée, d'entre axe de 1.50 m, la dalle d'une épaisseur de 25 cm sera coulée sur coffrage perdu. La pente transversale de 3,5 % sur toute la longueur de l'ouvrage est assurée par la variation des hauteurs du béton bitumineux.

Les culées sont du type « culée mur » exécuté sur place en béton armé dosé à  $350\text{kg/m}^3$

Le mur frontal de hauteur de 6.00 m et qui seront fondés sur une semelle superficielle de dimension (7.00x11.80x1.00) m.

Les piles sont du type (pile colonne) la hauteur des fûts est de 8.00m

Fondé sur une semelle superficielle de dimension (4.50\*1.00\*10.90) m

Au-dessous des fondations culées et piles on a prévu une couche de béton de propreté d'une épaisseur de 20 cm et qui débordent de 20cm de chaque côté de la semelle.

Les remblais derrière la culées sont exécutés avec un matériau convenable d'un angle de frottement interne  $\phi = 35^\circ$  (grave graduée) en couche de 30 à 35 cm bien compacté. La stabilité des remblais d'accès de chaque côté de l'ouvrage sera assurée par des murs en retour et éventuellement un mur en aile en guise d'un ouvrage de protection des remblais contre la crue. Le sol n'est pas agressif mais les eaux d'oued peuvent être chargées d'éléments agressifs. Pour cela est conseillé d'utiliser un ciment résistant aux sulfates H.T.S pour les fondations et les parties basses des piles.

Le présent travail porte un étude d'un pont en béton armé a poutres

### **Les Caractéristiques De L'ouvrage :**

- Longueur de travée 16 m
- Largeur de tablier atteint les 10,50 m
- La chaussée 10.50m
- 2 trottoir l'un de 1,5m et l'autre de 1.00 m
- Les appuis sont composés de 2 culées

### **Rq : l'ouvrage se compose à un seul pont de deux voies.**

Dans les plans architecturaux montre la situation géographique du projet par rapport à la pénétrante :

Le plan de situation par rapport au projet de l'obstacle d'Oued dans l'axe routière

La carte illustre la situation géographique de la localité

## I-2- Les Exigences Fonctionnelles :

Elles constituent l'ensemble des caractéristiques relatives à la voie portée (tracé en plan, profil en travers, profil en long) et à l'obstacle franchi (le gabarit et les ouvertures), Permettant d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage.

## I-3- Les Données Relatives A La Voie :

Le 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.

### -Les Données De Calcul Des Gabarits:

Suivant les bassins versant et le débit d'écoulement des eaux pluviales

-les données de choix des types des tabliers et le schéma statique et la section transversale de compression.

### -Profil en long :

Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage 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.

Le profil en long de notre ouvrage présente une pente de 0.09 %

### 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.

- Largeur rouables  $L_r = 8.0$  m
- Largeur utilisée  $L_t = 10.50$ m
- Largeur des trottoirs = 1.5 m et 1.00m
- Nombre de voies :  $N = 2$  voies
- Une pente transversale de 3.5%.

## I-4- Les Exigences Naturelles :

C'est l'ensemble des éléments de l'environnement entourant l'ouvrage, on distingue :

### • Les données géologiques :

La localité de projet est constituée un socle marneux couvert par les argiles vaseuses graveleuses Pour connaître le sol de fondation d'une manière parfaite il faut faire des sondages aux endroits de l'emplacement des appuis.

## **- Les données géotechnique;**

Il s'agit d'un paramètre primordial qui permet de prévoir les meilleur condition de stabilité et de rigidité de la structure, de définir le type d'ouvrage convenant le mieux à la brèche et enfin conditionne le type de fondation pour les appuis ainsi que leur procédés d'exécution, dont le but est d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

Les informations essentielles sur la nature des terrains à savoir :

- Les paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante)
- Les paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage)
- La capacité (pour les problèmes de terrassement)
- La perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

Ces essais, réalisés par le Laboratoire Ont permis de déterminer lanature du sol que l'ouvrage devra traverser.

### **I-5-Essai Pressiométrique :**

- laboratoire a recommander des fondation superficielles type massifs ancrées a 5.00m avec un taux de travail de 3.00 bars le sol n'est pas agressif

Vue la nature des terrains et leur caractéristique géotechniques, il semble que le mode de fondation le mieux adapté serait un système de fondation filante jumelée des piles dont l'ancrage se fera suivant le bon sol de 5m de profondeur + le gabarit de pont .

### **I-6-Données Topographique :**

Il convient de disposer d'un relevé topographique le plus précis possible, avec l'indication de repères de niveau, l'implantation de l'ouvrage dépend essentiellement de la forme de terrain qui influe sur la conception générale, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier.

### **I-7-Données Sismiques :**

Pour les ponts projetés dans des régions sujettes aux séismes, ils doivent être conçus de manière à résister aux efforts sismiques Notre ouvrage se situe dans la wilaya de kenchela, qui est classée par le Règlement Parasismique Algérien pour les ouvrages d'art (RPOA) dans la zone (I) c'est-à-dire une zone de sismicité moyen .

Zone 0 : négligeable

Zone1 : faible

Zone 11a moyen

Zone 11b : élevée

Zone 111 : très élevée

## I-8-Données Climatiques :

La Température : Les effets de température (gradient thermique) sont bien évidemment pris en compte dans le Calcul des constructions, ils interviennent également au niveau de dimensionnement des joints de chaussée et des appareils d'appuis (50°C).

- La Neige : Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils Peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction).
- Le vent : Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le règlement de charge (fascicule 61, titre II) (1.25 KN/m<sup>2</sup>).

# CHAPITRE 2

## **Caractéristiques mécanique des matériaux.**

## III- Caractéristiques Des Matériaux:

L'objet fondamental d'un règlement est d'étudier les prescriptions qui permettent de réaliser des constructions stables et durables. Ces prescriptions ont pour rôle de fixer une limite à l'audace des constructeurs afin d'aboutir à la réalisation de construction devant être d'une part sûre et d'autre part économique. La structure doit être conçue de telle manière à travailler sans perte de stabilité ou rupture jusqu'à un certain état appelé « état limite », état au-delà duquel la structure cesse de remplir ces fonctions.

- **Etat limite ultime** : Correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage par rupture ou perte de la stabilité.
- **Etat limite de service** : Correspond à l'état au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation de la construction ne sont plus satisfaites et cela par apparition des fissures ou déformations des éléments.
- **Règlements utilisés** : Dans tout ce qui suit, le calcul de notre projet se fera conformément aux règlements BAEL 91 et BPEL 91, qui se basent sur la théorie des états limites.

### II-1- Le Béton :

Le béton est un matériau constitué à partir d'un mélange de proportions bien déterminées de ciment, de granulats, d'eau et éventuellement des adjuvants.

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.

Ces contraintes sont des contraintes de compression qui servent à équilibrer les Contraintes de traction engendrées par les charges.

#### II-1-1- Dosage :

Pour le béton armé, les dosages en ciment sont de 350 à 400 kg/m<sup>3</sup> et pour le béton Précontraint, elles peuvent atteindre 500kg/m<sup>3</sup>.

#### II-1-2- Densité :

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

### II-2 Résistance Caractéristique A La Compression :

Par résistance à la compression du béton, on entend résistance à la compression à j jour (habituellement 28 jours), que l'on note  $f_{c28}$  et que l'on nomme résistance caractéristique.

Cette valeur permet de déduire les valeurs des caractères suivants :

**Pour les poutres :**

*si  $j > 28$  jours  $f_{c28} \geq 40$  MPA*

$$f_{cj} \frac{j}{4.76 + 0.83 * j} * f_{cj} \text{ (MPA)}$$

*si  $j < 28$  jours  $f_{c28} \leq 40$  MPA*

**Pour les appuis et la dalle :**

*si  $j > 28$  jours  $f_{c28} \geq 30$  MPA*

$$f_{cj} \frac{j}{4.76 + 0.83 * j} * f_{cj} \text{ (MPA)}$$

*si  $j < 28$  jours  $f_{c28} \leq 30$  MPA*

## II-2 -1 Résistance Caractéristique A La Traction (BAEL 91 Révisé99/ BPEL) :

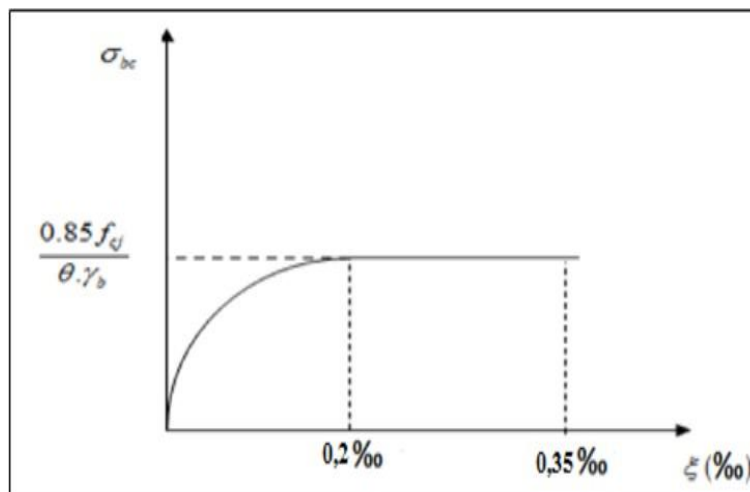
$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj}$$

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

$$f_{tj} = 0,6+0,06*f_{cj} = 0,6+ 0,06(40) = 3\text{MPa (pour les poutres)}$$

$$f_{tj} = 0,6+0,06*f_{cj} = 0,6+0,06(30) = 2,4\text{MPa (pour les appuis et la dalle).}$$

## II-2 -2 Contrainte De Calcul A L'état Limite Ultime (BAEL 91 Révisé 99):



**Fig-II-1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.**

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

Avec:

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

$\gamma_b = 1.5$  situation transitoire

$\gamma_b$  = Coefficient de s

$\gamma_b = 1.15$  situation accidentelle

1 = lorsque la durée d'application est supérieur à 24h

$\theta = 0.9$  = lorsque l'application entre 1 et 24h

0.8 = lorsque l'application est inférieur à 1h

## II-2 -3 Contraintes De Calcul A L'état Limite De Service (ELS) :

La contrainte de calcul doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\sigma = \frac{f_{c28} \text{ en service}}{f_{c28} \text{ en construction}}$$

### II.3 L'acier

Les aciers utilisés pour les bétons sont des armatures courantes à haute adhérence de classe FeE400 avec une limite d'élasticité 400 MPA.

#### II.3.1 Aciers passifs :

On utilise pour les aciers passifs des barres à haute adhérence de classe FeE400

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : c'est le coefficient de pondération.

$$\gamma_s = 1.15 \text{ dans le cas normal}$$

$\gamma_s$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ dans le cas accidentel}$$

$$\sigma_s = 340 \text{ MPa dans le cas normal}$$

$\sigma_s$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa dans le cas accidentel}$$

### II.3.2 Aciers actifs :

En construction on définit un acier par :

Sa limite élastique ce qui représente la contrainte limite élastique sa qualité qui représente le facteur de qualité de la soudabilité.

Ils sont classés en trois catégories :

Aciers normaux :  $\sigma_e \leq 300\text{MPa}$

Aciers à haute limite élastique :  $300\text{MPa} \leq \sigma_e \leq 400\text{MPa}$

Aciers à très haute limite élastique :  $\sigma_e \geq 400\text{MPa}$

L'acier utilisé pour les poutres PRS est le S355, la limite élastique est donc :

$\sigma_e = 355\text{MPa}$

### II. 4. Coefficient De Poisson :

C'est le rapport de la déformation relative longitudinale sur la déformation transversale.

Pour le calcul du béton le coefficient de poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes :

$\nu = 0.2$  Pour le béton non fissuré (ELS).

$\nu = 0$  Pour le béton fissuré (ELU)

### . Caractéristique de calcul :

ETAT CONSIDERE	ELS	ELU
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier	
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Inf} \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}} \right]$ où $\eta=1$ pour RL et $\eta=1.6$ pour HA	$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ où $\gamma_s = 1.15$
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Inf} \left[ \frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}} \right]$	
Modèle de calcul réglementaire		

**Enrobage :**

C'est une protection des armatures on va prendre :

A = 5cm	Pour des ouvrages à la mer ou exposées aux embruns ou à des atmosphères agressives
A = 3cm	Parois non coffrées soumises à des actions agressives et les parois exposées aux intempéries, ou au contact d'un liquide.
A = 1cm	Parois situées dans des locaux clos et couvert et non exposées aux condensations.

**. II-5 La Limite Elastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe FeE40 type 2, sa limite élastique égale à 400MPa.

Dans les calculs relatifs à l'ELU on introduit un coefficient tel que :

$\gamma_s = 1$  Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$  Situation durable ou transitoire.

**. La contrainte admissible en compression simple**

$$\sigma_a = \frac{2 \cdot f_e}{3} = 237 \text{MPa}$$

**La contrainte admissible en traction simple :**

$$\sigma_a = \frac{3 \cdot f_e}{4} = 266.25 \text{MPa}$$

**Module d'élasticité :**  $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ .

**Module de cisaillement :**  $G = E / 2(1 + \nu) = 80700 \text{ N/mm}^2$ .

**La masse volumique d'acier :**  $\gamma = 7850 \text{ kg/m}^3$ .

**. II-6 Contrainte Limite De Traction :**

En fissuration peu nuisible :  $\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$ .

En fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = (2/3 f_e ; 110 (n \cdot f_{tj})^{1/2})$ .

En fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min (1/2 f_e , 90 (n \cdot f_{tj})^{1/2})$ .

**Avec :**

$n = 1$  Treillis soudés et ronds lisses.

$n = 1,6$  Aciers à haute adhérence.

# CHAPITRE 3

## Pré dimensionnement

### III.1 Pré Dimensionnement Des Eléments Du Tablier

Dans ce chapitre nous allons voir les caractéristiques géométriques du tablier : des poutres seules et avec hourdis, pour les différentes sections.

Notre ouvrage est un pont à poutre en béton armé, son dimensionnement se fait selon les recommandations du guide SETRA des ponts routiers à poutres

Les caractéristiques principales de cet ouvrage sont les suivant :

L'ouvrage est composé d'une seule travée de 16.00 m de long

- La longueur totale du pont est  $L = 16\text{m}$
- La portée des poutres  $L = 16\text{ m}$
- La largeur du tablier  $L = 10.50\text{ m}$
- La largeur rouable  $L_R = 8\text{ m}$

On prend une seule travée de 16 m.

#### III.1 -1 Les Poutres :

##### -Hauteur des poutres :

D'après le guide S.E.T.R.A :

La hauteur des poutres varie dans l'intervalle  $[L/18, L/14]$

Avec :

$L$  : portée réelle de la poutre.

$$16/18 \leq H_p \leq 16/14$$

$H_p$  : la hauteur totale du tablier.

Pour  $L = 16\text{ m}$  on aura  $0.888 \leq H_p \leq 1.14$

Donc la hauteur de la poutre est :  **$H_p = 0.90\text{ m}$**  -

##### L'espacement entre axes des poutres :

L'espacement entre axes des poutres est situé :

$$1.5 \leq E \leq 2.5$$

On prend  **$E = 1.5\text{ m}$**

##### -Nombre de poutres :

Le nombre de poutre est déterminé par l'équation suivante :

$$N = (L_a/E) + 1$$

$L_a$  : est la distance entre appuis de rive

$$L_a = 9\text{m}$$

$$N = (9/1.5) + 1 = 7$$

**$N = 7$  poutres**

### **-Largeur de la table de compression :**

D'après le guide S.E.T.R.A on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur de la poutre.

Cette largeur doit être suffisante pour assurer la stabilité au déversement de la poutre et réduire la largeur de l'hourdis coulée en place.

$$b \geq 0.6 H_p$$

On prend :  $b = 0.54 \text{ m}$

### **-Épaisseur de la table de compression:**

D'après le guide S.E.T.R.A, l'épaisseur  $e$  de la table de compression pourra être donnée environ :

$$12\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm}$$

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$  ---

### **Épaisseur de la poutre :**

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et permettre la bonne mise en place du béton on adopte  $b_0 = 35 \text{ cm}$

L'épaisseur de l'âme vérifie la relation suivante

$$H/5 \leq b_0 \leq H/2$$

### **-Les entretoises :**

Les entretoises assurant la répartition des charges entre les poutres et permettent en plus de bloquer les poutres à la torsion sur appuis.

$$H_{\text{entretoise}} \geq H_t - b_{\text{entretoise}}$$

$$H_{\text{entretoise}} \geq 0.90 - 0.35$$

On prend :  $H_{\text{entretoise}} = 55\text{cm}$

## **III.1 -2 La Dalle :**

La dalle est habituellement coulée sur des coffrages Perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dallette en mortier de fibres ou en béton armé.

### **-Dimensionnement De La Dalle :**

#### **-Longueur de la dalle :**

La longueur de la dalle égale à l'élançement des poutres.

On prend :  $L_d = 25 \text{ m}$

#### **Largeur de la dalle :**

La largeur de la dalle égale à la largeur de chaussée plus la largeur des trottoirs.

$$L_r = 8 \text{ m et } L_{tr} = 1.50 \text{ m et } 1.00 \text{ m}$$

$L_d = 10.50 \text{ m}$

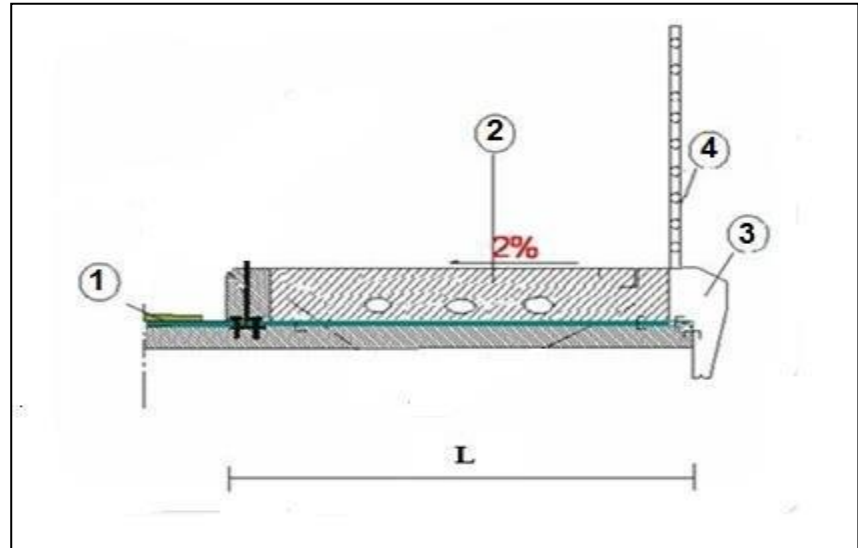
## L'épaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est déterminée selon l'entraxe de la poutre, autrement dit, plus l'entraxe des poutres est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande.

Dans le cas général, l'épaisseur de la dalle est  $ed = 0.25 \text{ m}$

### -Les équipements du pont (superstructure) :

- Revêtement (1)
- Trottoir (2)
- Corniches (3)
- Gardes corps (4)



### III.1 -3 Les trottoirs :

Leur rôle est de protéger les piétons en les isolant avec une simple surélévation par rapport à la voie de circulation. La longueur d'un trottoir est pareil que la longueur de la poutre, la longueur et d'épaisseur optée sont des :

$l_t = 1.50 \text{ m}$

et  $e_t = 0.20 \text{ m}$ .

### III.1 -4 Les corniches :

Leur rôle est beaucoup plus esthétique, parfois elle sert de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse. Souvent, on utilise les corniches en béton armé préfabriqué.

Dans notre cas, on prend une corniche de  $0.25 \text{ m}$  et de  $0.55 \text{ m}$  de hauteur.

### III.1 -5 Les garde de corps :

son rôle principal est la sécurité des piétons, ainsi que l'esthétique de l'ouvrage. Pour notre cas on opte pour un garde-corps de type I.

La hauteur des garde-corps pour piétons doit être comprise entre les limites résultant de la formule suivante :  $0,95 + 0,005 \cdot H \pm 0,05 \text{ m}$

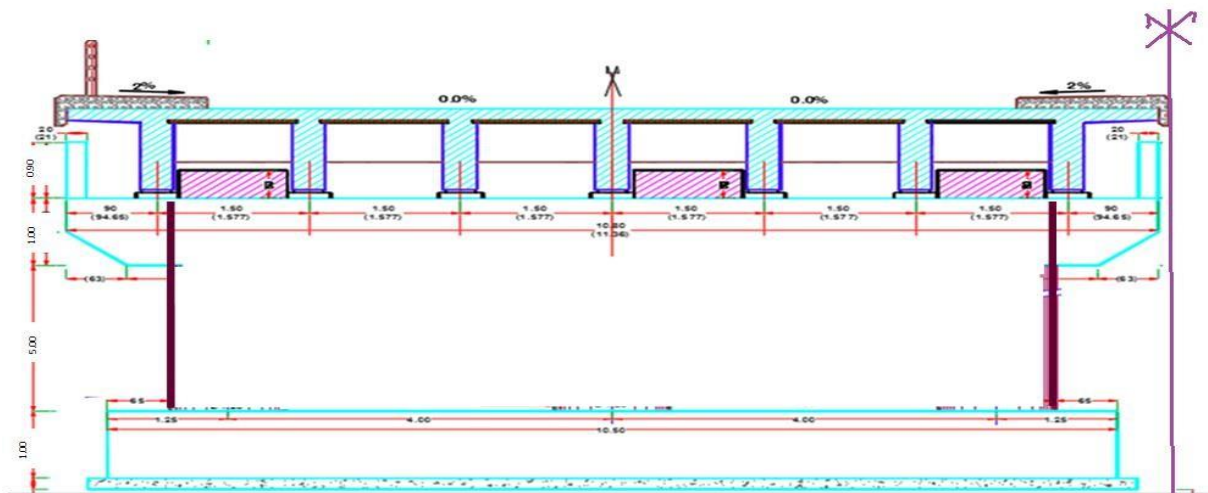
H : représente la hauteur maximale du trottoir au-dessus du sol de la brèche ou du plan d'eau franchi par l'ouvrage.

Dans notre projet la hauteur du garde-corps est de **1.10m**.

### III.2 Détermination des caractéristiques géométrique:

Les caractéristiques géométriques de la poutre sont données comme suit :

Pont a poutre en béton armée.



#### -Poutre seul :

La géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques.

#### -Notation

$$V = \frac{\sum A_i * d_i}{\sum A_i}$$

$Y_G$  : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe  $\Delta$  situé à la base de la poutre

( $\Delta$ ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

$I_G$  : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité

$I_0$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité

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

B : Aire de la section

V : distance du centre de gravité à la fibre inférieure

V' : distance du centre de gravité à fibre supérieure

$\rho$  : coefficient de rendement géométrique  $\rho = IG / (v \cdot v' \cdot B)$

La géométrie des poutres est relativement élaborée, ce qui permet d'obtenir de bonnes caractéristiques mécaniques.

### -Notation

$$V = \frac{\sum A_i \cdot d_i}{\sum A_i}$$

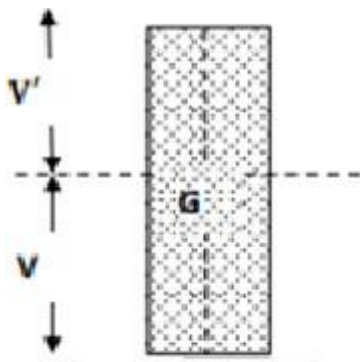
$Y_G$  : position du c.d.g. de la section (i) par rapport à l'axe  $\Delta$  situé à la base de la poutre

( $\Delta$ ) : l'axe pris au niveau de la fibre inférieure extrême.

$I_G$  : moment d'inertie de la poutre par rapport à son centre de gravité

$I_0$  : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité

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

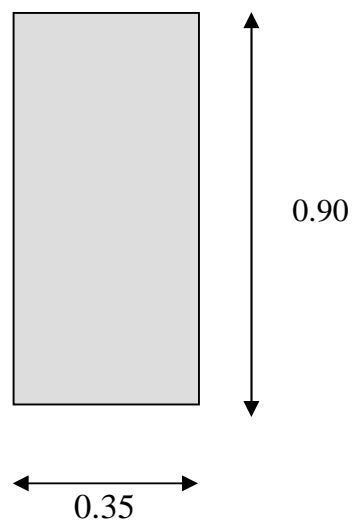


B : Aire de la section

V : distance du centre de gravité à la fibre inférieure

V' : distance du centre de gravité à fibre supérieure

$\rho$  : coefficient de rendement géométrique  $\rho = I_G / (v \cdot v' \cdot B)$



**Les axes de poutre**

**Section de la poutre seule (sans hourdis).**

- $B = b \times h = 35 \times 90 = 3150 \text{cm}^2$
- $V = h/2 = 90 / 2 = 45 \text{cm}$
- $V' = V = h / 2 = 45 \text{cm}$

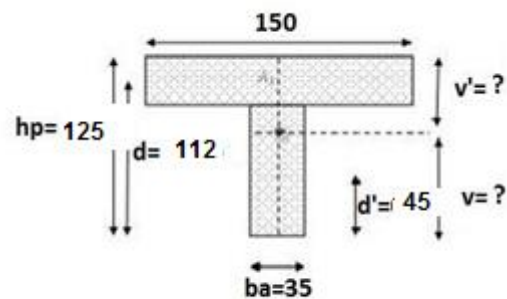
- $I_G = bh^3/12 = 35 \times (90)^3 / 12 = 2126250(\text{cm})^4$
- $\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B) = 2126250 / 6378750 = 0.33 \%$

B cm <sup>2</sup>	3150
V cm	45
V' cm	45
I <sub>G</sub> (cm) <sup>4</sup>	2126250
ρ %	33

**Caractéristiques  
poutre seule (sans**

**géométriques de la  
hourdis).**

**Poutre avec hourdis :**



**Poutre avec hourdis.**

$$V = \frac{\sum A_i \cdot d_i}{\sum A_i} = \frac{(1.5 \times 0.25 \times 1.125) + (0.45 \times 0.9 \times 0.35)}{(1.5 \times 0.25) + (0.9 \times 0.35)} = 0.895 \text{ m}$$

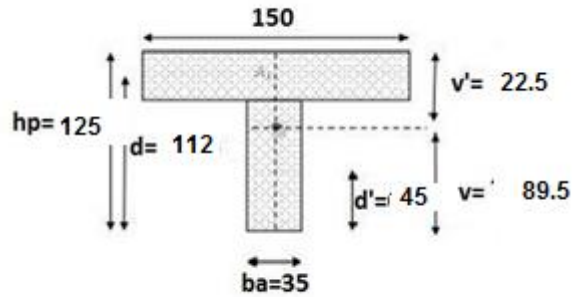
$$V = 0.895 \text{ m}$$

$$V' = 1.15 - 0.895 = 0.255$$

$$V' = 0.255 \text{ m}$$

**-Calcul des Moments d'inertie de la poutre avec hourdis**

**:Moments d'inertie de flexion**



**Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis**

$$I_G = \frac{1.5 \times 0.25^3}{12} + (1.5 \times 0.25) \times (0.88 - \frac{0.25}{2})^2 + \frac{0.35 \times 0.9^3}{12} + (0.35 \times 0.9) \times (0.27 - \frac{1.15 - 0.25}{12})^2$$

**$I_G = 0,2167 \text{ m}^4$**

$B = (b_0 \times h_d) + (b_a \times (h_p - h_d)) = 0.375 \text{ m}^2$

$V = 0.0.895 \text{ m}$

$V' = 0.255 \text{ m}$

$I_G = 0,2167 \text{ m}^4$

$\rho = I_G / (V \cdot V' \cdot B) = 0,245$

**$\rho = 24.5 \%$**

B m <sup>2</sup>	0.375
V cm	89.5
V' cm	25.5
I <sub>G</sub> (m) <sup>4</sup>	0,2167
ρ%	24.5

**Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis**

# CHAPITRE 4

## **Calcul des charges et surcharges.**

## IV- Calcul Des Charges Et Surcharge

### Introduction :

Le pont il à une fonction porteuse, il doit être capable de résister avec une marge de sécurité appropriée non seulement au poids propre, mais aussi aux actions naturelles et fonctionnelles

Dans ce chapitre on va étudier et calculer les charges et les surcharge (permanentes, variables), que le pont doit supporter (fonction porteuse).

### IV-1 Les charges permanentes et complémentes permanentes :

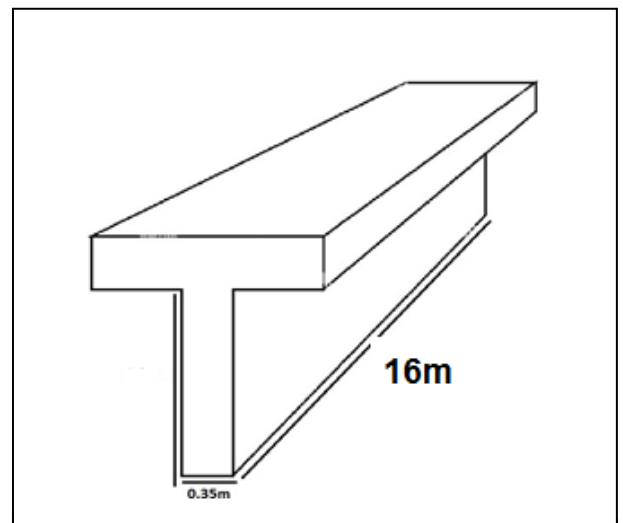
#### -LES CHARGES PERMANENTES (CP) :

##### -Poids propre de la poutre :

$G_P = \text{la masse volumique} \times S \times N_{\text{poutre}}$

$$G_P = 2.5 \times (0.35 \times 0.90) \times 7$$

$$G_P = 5.512 \text{ t/ml}$$



##### -Poids propre de la dalle :

Epaisseur de la dalle est de :  $e_D = 0,25 \text{ m}$

Largeur de la dalle est de :  $L_D = 10.50 \text{ m}$

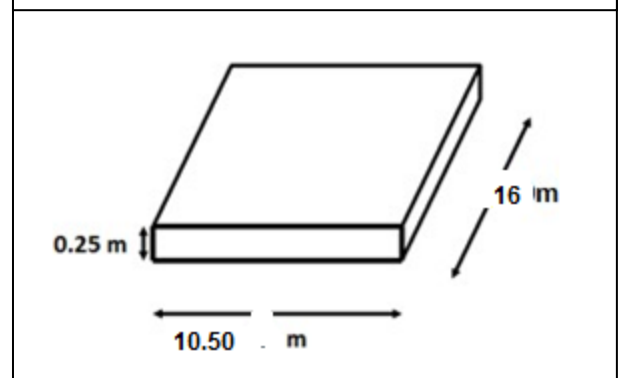
Longueur d'une seule travée :  $L_t = 16 \text{ m}$

$$G_a = e \times l \times d \times \gamma_b$$

$\gamma_b$  : Le poids volumique du béton armée =  $2.5 \text{ t/m}^3$

$$G_a = 0.25 \times 10.50 \times 2.5$$

$$G_a = 6.562 \text{ t/ml}$$

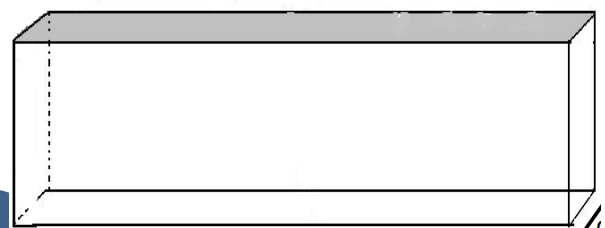


##### -Poids propre de l'entretoise :

Epaisseur de l'entretoise est de :  $e_E = 0.35 \text{ m}$

Hauteur de l'entretoise est de :  $h_E = 0.55 \text{ m}$

$G_E = \text{la masse volumique} \times S \times N_{\text{entretoise}}$



$$G_E = 2.5 \times (0.35 \times 0.55) \times 2$$

$$G_E = 0.9625 \text{ t/ml}$$

### Les compléments des charges permanentes (Ccp) :

Revêtement + chape d'étanchéité

Trottoirs.

La corniche.

Le garde-corps.

### Poids de la couche du revêtement

$$G_R = e \times l \times \gamma_b$$

Avec :

e : Epaisseur = 0.08

l : La largeur de la chaussée = 8 m

$\gamma_b$  : Le poids volumique du revêtement = 2.2 t/m<sup>3</sup>

$$G_R = 0.08 \times 8 \times 2.2$$

$$G_R = 1,408 \text{ t/ml.}$$

### -Poids de chape d'étanchéité :

e : Epaisseur = 0.02

l : La largeur de la chaussée = 10.50 m

$\gamma_b$  : Le poids volumique du revêtement = 2.2 t/m<sup>3</sup>

$$G_{CD} = 0.02 \times 10.50 \times 2.2$$

$$G_{CD} = 0,462 \text{ t/ml.}$$

### -Poids propre du trottoir :

$$G_T = \gamma_b \times L \times S \times e$$

S : L'aire de trottoir.

$\gamma_b$  : Le poids volumique béton = 2.2 t/m<sup>3</sup>.

$$G_{T01} = 1.5 \times 0.2 \times 1 \times 2.2$$

$$G_{T02} = 1.00 \times 0.2 \times 1 \times 2.2$$

$$G_{T01} = 0.66 \text{ t/ml}$$

$$G_{T02} = 0.44 \text{ t/ml}$$

$$G_{TT} = 1.00 \text{ t/ml}$$

### Poids propre de la corniche :

$$G_C = \gamma_b \times L \times S$$

S : la surface de corniche

$$G_C = 2.2 \times 1 \times [(0.05 \times 0.55) + (0.55 \times 0.05)/2 + (0.25 \times 0.2) + (0.25 \times 0.02)/2]$$

$$G_C = 0.09375 \text{ t/ml} \times 2$$

$$G_C = 0.1875 \text{ t/ml}$$

### Poids propre de Garde-corps :

Le poids de garde-corps est :  $0.1 \text{ t/ml} \times 2$

$$GGC = 0.2 \text{ t/ml}$$

$$CCP = (GR + GCD + GT + GC + GGC)$$

$$CCP = (1,408 + 0,462 + 1.00 + 0.1875 + 0.2)$$

$$CCP = 3.2575 \text{ t/ml}$$

La charge totale par mètre linéaire est :

$$G_T = CP + Cd + CCP = 5.512 + 6.562 + 3,2575$$

$$G_T = 15.3315 \text{ t/ml}$$

### **Poids Total Du Tablier**

$$GTPT = GT \times L$$

$$GTPT = (15.3315 \times 16)$$

$$GTPT = 245.304 \text{ t}$$

## IV-2 Les Surcharges :

D'après le document technique réglementaire (DTR), les surcharges utilisées pour le dimensionnement du tablier sont les suivantes :

- La surcharge de type A (L).
- Système Bc
- La surcharge militaires Mc120.
- Les surcharges sur trottoirs.

## IV-3 Evaluation Des Surcharges :

### 1-Système de charge A(l) :

Pour les ponts comportant des portées unitaires sont  $\leq 200$  doivent rester à une charge A(l) uniforme exprimée en (Kg / m<sup>2</sup>) est donnée en fonction de la longueur surchargée L(m) par la formule suivante :

$A(l) = a_1 \times a_2 \times A(L)$  Avec:

$$A(L) = 230 + 36000 / (L + 12) \text{ (Kg / m}^2\text{)}$$

L : la longueur chargée. L= 16 m

$$A(L) = 1.5157t / m^2$$

A (L) est multipliée par le coefficient  $a_1$  en fonction de la classe du pont pour le nombre de voies chargées

Le coefficient  $a_1$  : donner par le tableau suivant :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	$\geq 5$
Classe de pont	Première	1	1	0,9	0,75	0,7
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	troisième	0,9	0,8	-	-	-

Pour notre cas :  $a_1 = 1$

La charge A(l) obtenue est multipliée par un coefficient :  $a_2 = V_0 / V$

Avec, V étant la largeur d'une voie et  $V_0$  ayant les valeurs données par le tableau dans le document technique réglementaire :

Classe de pont	$V_0$
Première classe	3.5-----4.00

<b>Deuxième classe</b>	<b>3,0m</b>
<b>Troisième classe</b>	<b>2,75m</b>

$$a_2 = V_0 / V$$

V : La largeur d'une voie = 4 m

V<sub>0</sub> = 4 m (pont de 1ère classe)

$$a_2 = 4 / 4$$

$$a_2 = 1$$

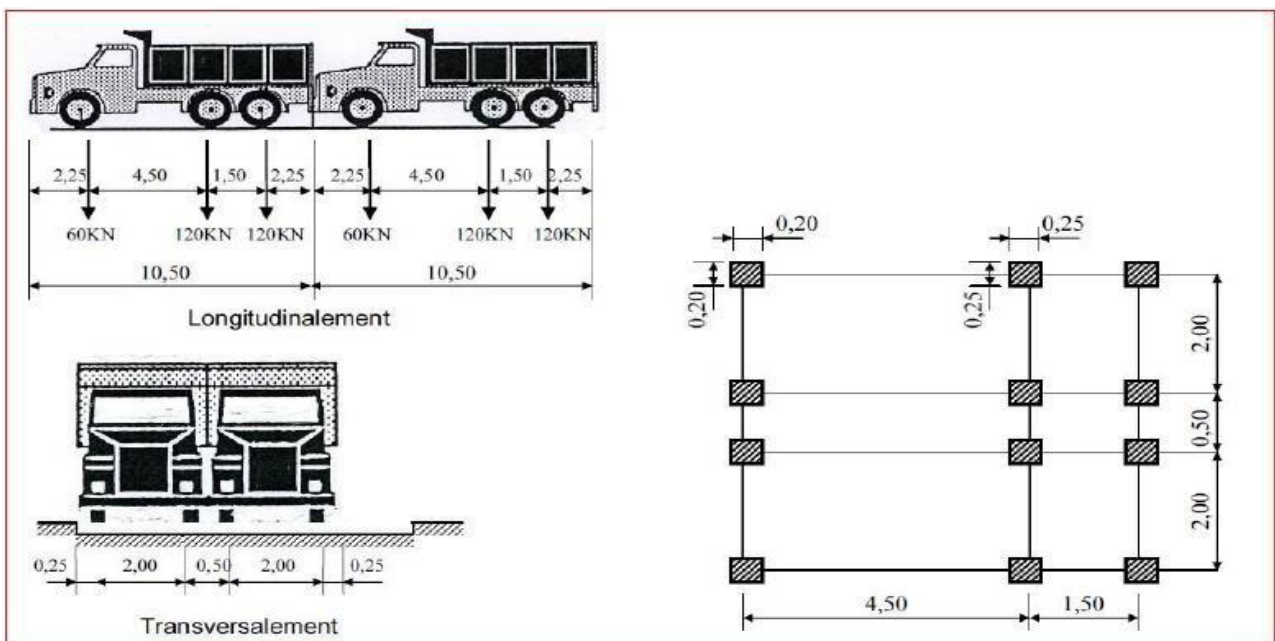
Donc : A(L) = A(l) × a<sub>1</sub> × a<sub>2</sub>

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Nombre de voies	a <sub>1</sub>	a <sub>2</sub>	A(l) × a <sub>1</sub> × a <sub>2</sub>	Largeur de voie	a <sub>2</sub> (L) (t/ml)
<b>1</b>	1	1	<b>1.5157</b>	4	4
<b>2</b>	1	1	<b>3.0314</b>	8	8

## 2- Système de surcharge Bc :

Un camion type du système Bc comporte trois essieux (un essieu avant de 6t et deux essieu arrière de 12t), tous à roues simples munies de pneumatiques. Le système Bc est montré dans la figure suivante :



En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées les valeurs des charges Bc prises en compte sont multipliées par les coefficients bc du tableau suivant :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	Deuxième	1,0	1,0	0,95	0,80	0,70
	troisième	1,0	0,80	0,95	0,80	0,70

Comme notre pont est de 1ere classe avec deux voies, ce qui nous donne une valeur de **bc=1,10**

charge max du système est :

$$S1 = 2 \times 30 \times 2 = 120 \text{ t}$$

$$S1 = 120\text{t}$$

$$S = S1 \times bc = 120 \times 1.10$$

$$S = 132 \text{ t}$$

**Calcul du coefficient de majoration :**

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

L : la longueur de l'élément → L= 16 m

S : la surcharge maximale (poids totale du système multiplier par bc) → S = 132t

G : la charge permanente → G = **245.304t**

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2(16)} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{245.304}{132}}$$

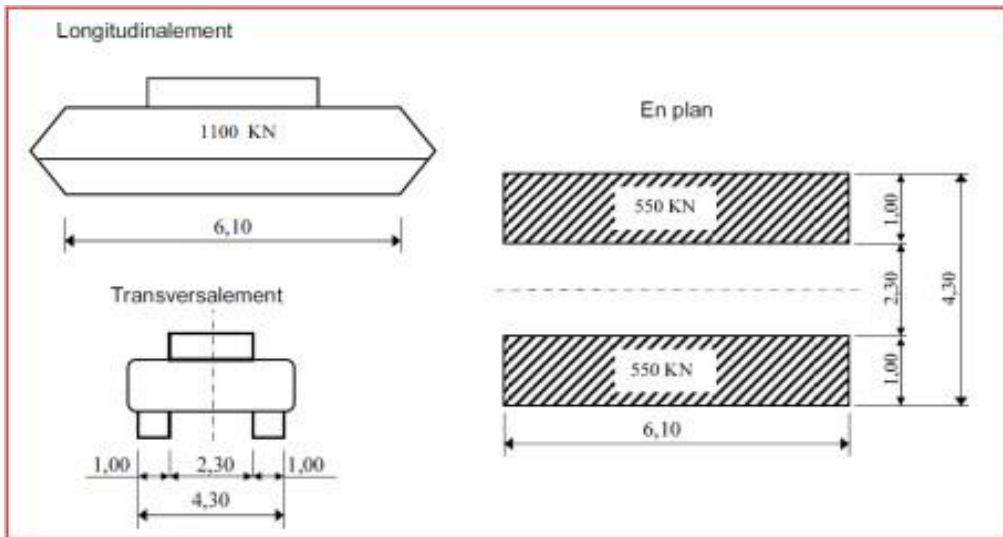
$$\delta = 1,1661$$

$$Bc = S \times \delta = 132 \times 1.1661$$

$$Bc = 153.9252 \text{ t}$$

Nombre de voies chargées	Bc	δ	Charge par essieu		
			E.AV	6×1.20×1.1661	8.3959

1	1.20	1.1661	E.AR	12×1.20×1.1661	16.7918
2	1.10	1.1661	E.AV	2×6×1.1×1.1661	15.3925
			E.AR	2×12×1.1×1.1661	30.7850



### 3-Système Militaire MC120:

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

Charge totale = 1100KN

Longueur d'une chenille = 6,10 m

Largeur d'une chenille = 1,0 m

Distance d'axe en axe des deux chenilles = 4,30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé

Masse total de la chenille : S = 110 t

G = 245.304t

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2(16)} + \frac{0.6}{1+4 \times \frac{245.304}{110}}$$

$\delta = 1,1557t$

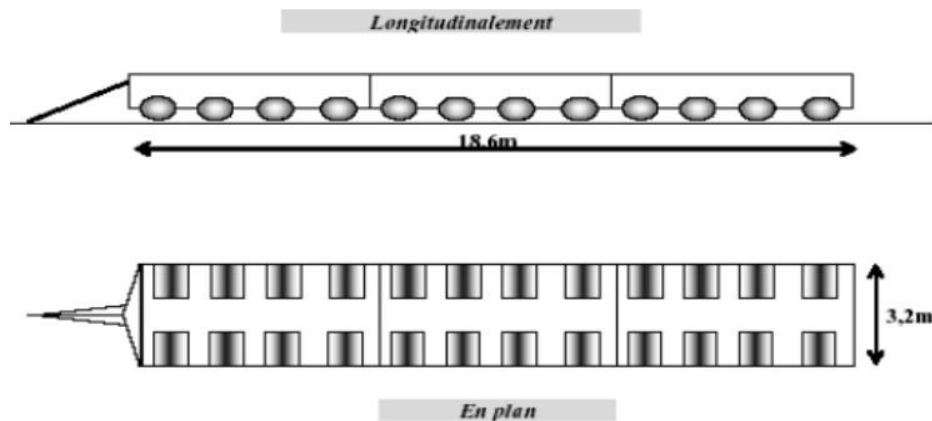
$MC_{120} = \delta \times S = 1,1557 \times 110$

$$MC_{120} = 127.127 \text{ t}$$

#### **4-Surcharge exceptionnelle (convoi D240) :**

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées par le coefficient de majoration dynamique.

Le convoi type D comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids total.



$$P = 240 \text{ t} \quad \text{soit} \quad P = \quad = \quad = 12.90 \text{ t/ml}$$

$$P = 12.90 \text{ t/ml}$$

#### **5-Surcharge De Trottoir :**

On applique sur le trottoir une charge uniforme de  $150 \text{ Kg/m}^2$  de façon à produire l'effet maximal envisagé.

Largeur du trottoir est 1,50 m Pour 1 trottoir chargé

$$P1 = 0,15 \times 1,50 = 0,225 \text{ t/ml}$$

$$P2 = 0,15 \times 1,00 = 0,150 \text{ t/ml}$$

**P = 0.225 t/ml** Pour 2 trottoirs chargés :

$$P = 0.150 + 0.225 = 0,375 \text{ t/ml.}$$

$$P = 0.375 \text{ t/m}$$

#### **IV-3 -Effort De Freinage :**

**ffort de freinage :**

Les efforts de freinage, sont utilisés pour la justification des piles, des culées et des appareils d'appuis.

Les charges de système A(L) et Bc sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exercent à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

**Effort de freinage dû à la surcharge A(L):**

$$HF_{A(L)} = QA(L) / 20 + 0.0035 * S$$

Avec:

$$QA(L) = qA(L) \cdot L$$

S = surface chargée et  $S = 16 \times 2 \times 4$   $S = 128 \text{ m}^2$

Alors

$$QA(L) = qA(L) \times L$$

$$QA(L) = 127.127 \text{ t}$$

$$HF_{A(L)} = 127.127 / 16 + 0.0035 \times 128$$

$$HF_{A(L)} = 7,729 \text{ t}$$

#### Effort de freinage dû à la surcharge Bc :

Chaque camion Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids propre il faut noter qu'un seul camion est supposé freiner.

Soit  $HF_{Bc} = 30 \text{ t}$

**Remarque :** cet effort de freinage ne doit pas être majoré pour effet dynamique ; les coefficients  $b_c$  ne s'appliquent pas à cet effort.

#### IV-4 L'effet Du Vent :

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique qui vaut :

- 2,00 kN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en service.
- 1,25 kN/m<sup>2</sup> pour les ouvrages en cours de construction.

#### IV-5 L'effet Du Séisme :

Les charges sismiques sont classées comme des action accidentelle, ses efforts sont très importants aux appuis. Ils sont traités par des règlements spécifiques.

-  $\epsilon_H = 0.20G$  Dans le sens horizontal

-  $\epsilon_V = 0.20G$  Dans le sens vertical

Dans notre cas : -  $\epsilon_H = 0.20 \times 245.304 = 49.061 \text{ t}$

-  $\epsilon_H = 0.06 \times 245.304 = 14.7182 \text{ t}$

Charge totale = 1100KN

Longueur d'une chenille = 6,10 m

Largeur d'une chenille = 1,0 m

Distance d'axe en axe des deux chenilles = 4,30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé un informèment chargé

Masse total de la chenille :  $S = 110 \text{ t}$

$G = 245.3 \text{ t}$

# CHAPITRE 5

## Répartition longitudinal des efforts

## V -1 - LES MOMENTS FLECHISSANTS LONGITUDINAUX:

### 1- Moments fléchissant dus au poids propre

En utilisant la méthode de la RDM

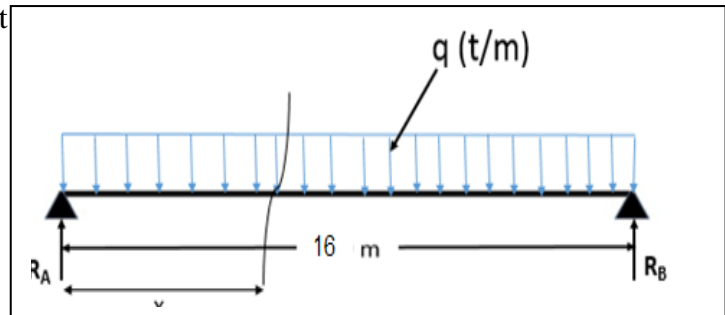
On trouve que le moment fléchissant est la forme suivante :

$$M(x) = q \frac{L}{2} (x) - q \cdot x^2/2$$

Avec :

$$q = 24.53 \text{ t}$$

$$R_A = R_B = q \frac{L}{2}$$



### Coupe longitudinale de la poutre

Les valeurs du moment fléchissant pour diverses sections sont représentées dans le

Moment fléchissant dû aux poids propre.

Position de la section	M(x) en (t.m)
x=0 L	0
x=0,25 L	196.24
x=0,5L	493,42

### 02- Moments fléchissants longitudinaux dus aux surcharges--

#### -Utilisation des lignes d'influence:

La ligne d'influence du moment fléchissant en un point donné d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment fléchissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre ; pour une poutre isostatique , cette courbe est formée de deux droites. Pour obtenir les moments, on multiplie les ordonnées des lignes d'influence par la force F dans le cas où cette force est concentrée, si elle est répartie uniformément, c'est par l'aire de la ligne d'influence se trouvant sous cette charge uniforme.

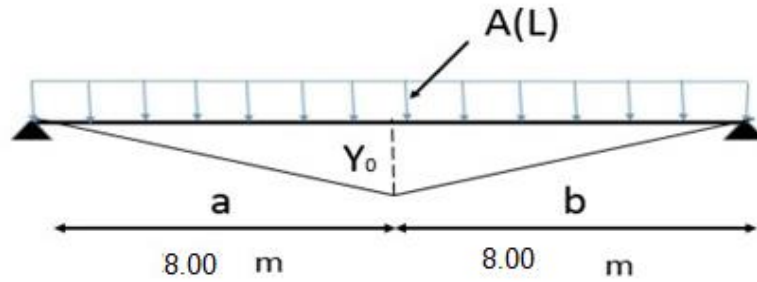
#### Moment fléchissant à x = 0.5L:

##### a) Surcharge A(L)

$$y_0 = \frac{a \times b}{L} ; a = b = 8.00\text{m} ; L = 16.00 \text{ m.}$$

$$y_0 = 4.00$$

$$\text{Surface} = 2 \cdot (Y_0 \times a) / 2 = 32 \text{ m}^2$$



**Ligne d'influence sous le chargement A(L).**

Moment fléchissant dû à la surcharge A (L) pour  $x = L/2$ .

Nombre de voies	A(L) (t.m)	S (m <sup>2</sup> )	M (x=0,5) (t.m)
1	4	32.00	265.25
2	8	32.00	530,50

**b) Surcharge due au système**

**Bb-1) Surcharge Bc**

Pour le système **bc**, nous utilisons le théorème de **BARRE** pour déterminer la section dangereuse de la poutre.

Le théorème s'annonce comme suit :

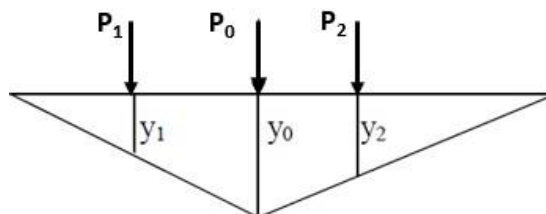
**Le moment maximum dans la poutre est atteint lorsque la résultante R et l'un des essieux sont symétriques par rapport à l'axe de la poutre. Le moment maximum est ainsi obtenu sous l'essieu en question.**

$$M (\text{max}) = \sum_{i=1}^n P_i \cdot y_i$$

Tel que :

$y_i$  : les ordonnées.

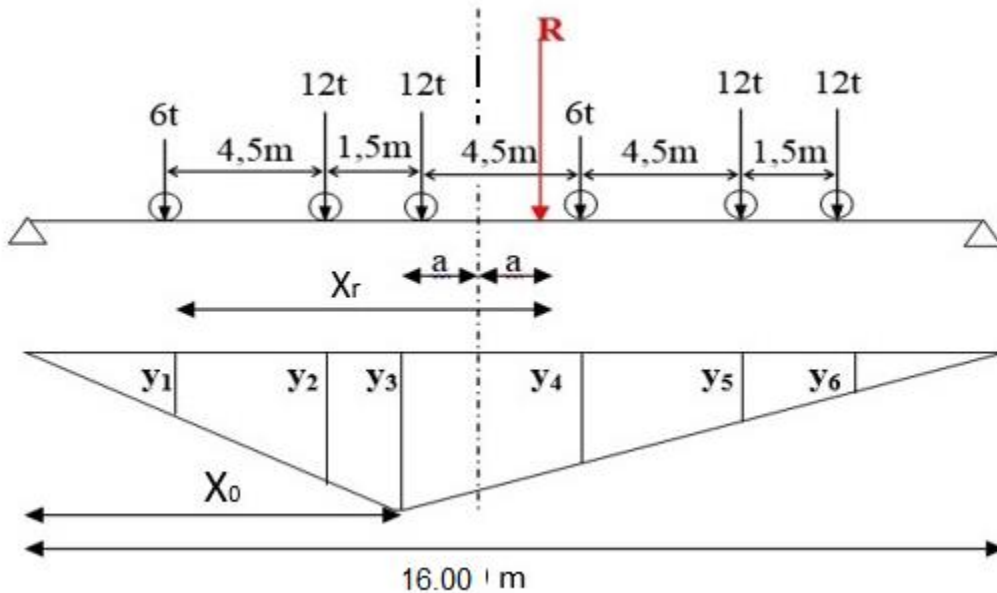
$P_i$  : la charge appliquée.



**Les charges et leurs ordonnées.**

**1er cas :** R se trouve à droite de l'axe médian ; le moment maximal est obtenu au droit de l'essieu de 12 t qui est symétrique à R par rapport à l'axe de la poutre.

Détermination de la position de la résultante R du convoi :



**Résultante à droite de l'axe de la poutre, système Bc.**

- Détermination de « a » :

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow 12 \times 4,5 + 12 \times 6 + 6 \times 10,5 + 12 \times 15 + 12 \times 16,5 = R \cdot x_r$$

$$R \cdot x_r = 567 \text{ t.m, or : } R = \Sigma P_i = 60 \text{ t} \Rightarrow x_r = 9,45 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } 2a = X_r - 6 = 3,45 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{a = 1,725 \text{ m}}$$

**Calcul des ordonnées**

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_3 = x_0(L-x_0) / L \quad \text{tel que : } x_0 = L/2 - a$$

$$AN/ x_0 = 17,45 - 1,725 = 6,275 \text{ m}$$

$$Y_3 = 6,275(16-6,275)/16$$

$$\mathbf{Y_3 = 3,81 \text{ m}}$$

Pour déterminer les autres ordonnées (y<sub>i</sub>), On applique le théorème de Thales.

Tableau IV.20 : Calcul des ordonnées.

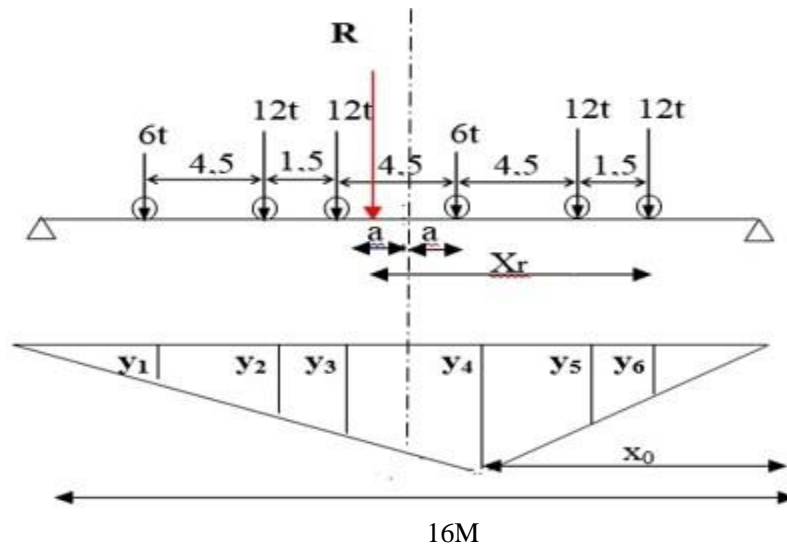
y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	y <sub>3</sub>	y <sub>4</sub>	y <sub>5</sub>	y <sub>6</sub>
0.167	2.84	3.81	2.24	0.28	0.00

Moment fléchissant :

$$M_1 = \sum P_i \cdot y_i = 6 \times 0.167 + 12 \times 2.84 + 12 \times 3.81 + 6 \times 2.24 + 12 \times 0.28 + 12 \times 0 = \mathbf{97.602 \text{ t.m}}$$

**2<sup>ème</sup> cas :** R se trouve à gauche de l'axe médian ; le moment maximal est obtenu au droit de L'essieu de 6 t qui est symétrique à R par rapport à l'axe de la poutre.

Détermination de la position de la résultante R du convoi :



**Résultante à gauche de l'axe de la poutre, système Bc.**

- Détermination de « a » :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 12 \times 1,5 + 6 \times 6 + 12 \times 10,5 + 12 \times 12 + 6 \times 16,5 = R \cdot x_r$$

$$R \cdot x_r = 423 \text{ t.m, or : } R = \sum P_i = 60 \text{ t} \Rightarrow x_r = 7,05 \text{ m}$$

$$\text{Soit : } 2a = x_r - 6 = 1,05 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{a = 0,5250 \text{ m}}$$

#### Calcul des ordonnées

On utilise l'équation de la déformée :

$$Y_4 = x_0(L-x_0) / L \quad \text{tel que : } x_0 = L/2 - a$$

$$AN/ x_0 = 17,45 - 0,525 = 7.475 \text{ m}$$

$$Y_4 = 7.475 \cdot (16-7.475)/16$$

$$\mathbf{Y_4 = 3.982 \text{ m}}$$

Pour déterminer les autres ordonnées ( $y_i$ ), On applique le théorème de Thales.

Calcul des ordonnées.

$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$	$y_6$
0.00	0.941	1.88	<b>3.982</b>	2.39	0.78

Moment fléchissant :

$$M_2 = \sum P_i \cdot y_i = 6 \times 0.00 + 12 \times 0.941 + 12 \times 1.88 + 6 \times 3.982 + 12 \times 2.39 + 12 \times 0.78$$

$$M_2 = \mathbf{113.25 \text{ t.m}}$$

On conclut que le cas le plus défavorable est celui du **1<sup>er</sup> cas** (résultante à droite de l'axe de la poutre).

Moment fléchissant maximum sous le système Bc.

Nombre de voie	$\delta_{bc}$	M (t.m)	bc	M (max) t.m
1	1.1661	113.25	1,2	132.065
2	1.1661	226.50	1,1	264,13

Avec :  $M_{max} = M \times bc \times \delta_{bc}$

$$M = P \sum Y_i$$

$$Y_1 + Y_4 = 0.167 + 2.24 = 2.407$$

$$Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6 = 2.84 + 3.81 + 0.28 = 6.93$$

$$M = P \text{ e. avant } (Y_1 + Y_4) + P \text{ e. arrière } (Y_2 + Y_3 + Y_5 + Y_6)$$

Moment fléchissant par poutre sous le système Bc.

Nombre de voie	$\delta_{bt}$	Essie u	p(t)	$Y_i$	M(t,m)	M/ n
1	1,1661	E.AV	8.3959	2.407	132.065	18.86
		E.AR	16.7918	6.93		
2	1,1661	E.AV	15.3925	2.407	264,13	37.73
		E.AR	30.7850	6.93		

Avec : **n** : nombre de poutre égal à 7

### b-2)-Système Br

- Moment fléchissant sera nul aux extrémités.
- Moment fléchissant à  $x=0,5L$  :

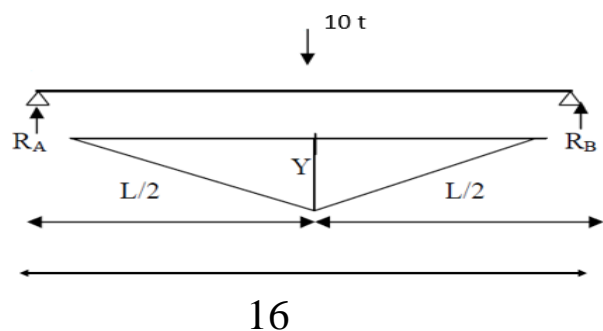
$$Y = (L/2) (L/2)/L = (16/2)^2/16$$

$$\Rightarrow Y = 4.00 \text{ m}$$

Le moment sera maximal à mi- travée

Sa valeur vaut :

$$M_{max} = P \times Y = 10 \times 8.725 = 40.00 \text{ t.m}$$



Poutre sous le chargement Br.

**c) Système militaire Mc 120**

Moment fléchissant sera nul aux extrémités.

Moment fléchissant à  $x=0.5L$  :

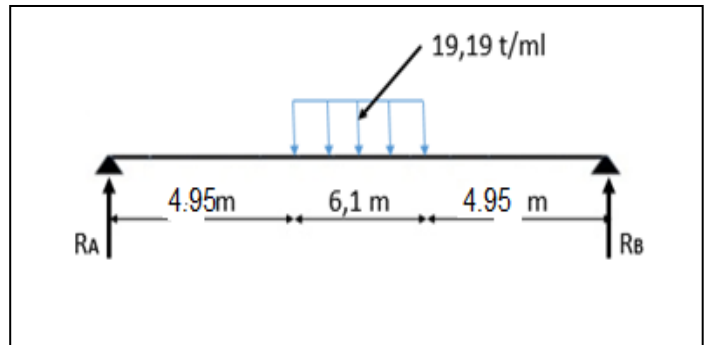
$$R_A = R_B = \frac{18.16 \times 6,1}{2} = 55.388 \text{ t}$$

$$M = R_A \cdot x - q \cdot (3.05^2/2)$$

$$= 55.388 \times 8 - 18.16 \cdot (3.05^2/2)$$

$$= 358.637 \text{ t.m}$$

D'où :  $M_{c120max} = 358.637 \text{ t.m}$



**Poutre sous le chargement Mc120.**

**d) Système D240**

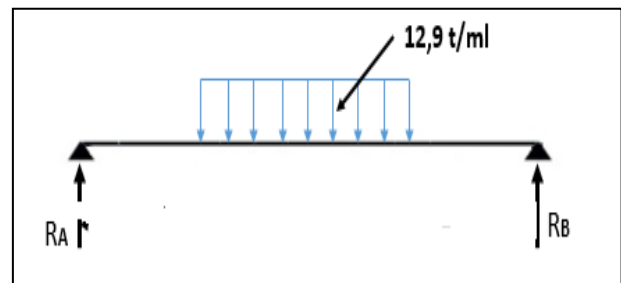
$$R_A = R_B = 119,97 \text{ t}$$

Moment fléchissant à  $x=0.5L$  :

$$M = R_A \cdot x - q \cdot (9.3^2/2)$$

$$M = 119,97 \times 8 - 12,9 \times (9.3^2/2)$$

$$M_{max} = 401.90 \text{ t.m}$$



**Poutre sous le chargement D240.**

**Tableau Récapitulatif de moment dû aux surcharges à  $x = 0.5L$ .**

Surcharg e		P(t) en t/ml	M (t.m)	M0 =M/7(t.m)	
A(L)	1 voie	4	265.25	37.89	
	2 voies	8	530.50	75.78	
Bc	1 file	E. avant	8.3959	132.065	18.86
		E. arrière	16.7918		
	2 files	E. avant	15.3925	264.13	37.73
		E. arrière	30.7850		
Br		10	40	5.71	
Mc 120		19,19	<b>358.637</b>	51.233	
D240		12,9	<b>401.90</b>	57.41	

## V -2 - IES EFFORTS TRANCHANTS;

### 1- Effort tranchant dû au poids propre

En utilisant la méthode de la RDM :

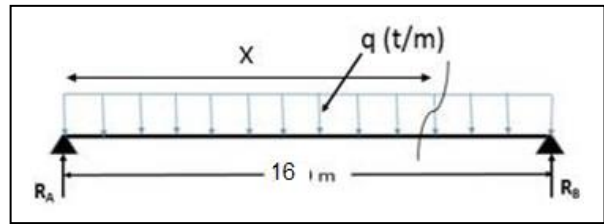
$$R_A = R_B = q \cdot \frac{L}{2}$$

$$T(x) = R_A - q \cdot x$$

$$- R_A = R_B = 528,0178 \text{ t}$$

$$- T(x=0 \text{ L}) = R_A = 98.12 \text{ t}$$

$$- T(x=0.25 \text{ L}) = R_A - q \cdot (2) = 264,0089 \text{ t}$$



Poutre sous la charge du poids propre.

Tableau IV.26 : Effort tranchant dû aux poids propre.

Position de la section	T(x) en ( t )
x=0 L	98.12
x=0,25 L	49.14
x=0,5L	0

### 2- Effort Tranchant Du Au Surcharge:

#### a) Surcharges A (L) :

$$R_A = R_B = q \cdot \frac{L}{2}$$

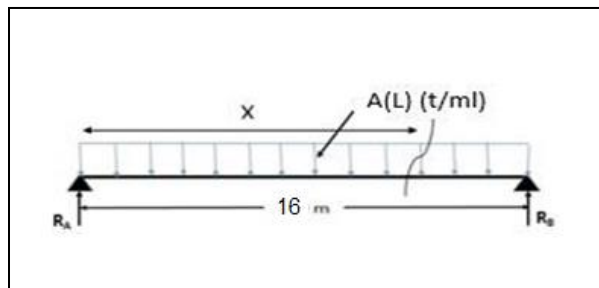
$$T(x) = R - A(L) \cdot x$$

- Pour une voie :

$$- R_A = R_B = 32 \text{ t}$$

$$T(x=0) = R_A = 32 \text{ t}$$

$$T(x=0.25L) = R_A - A(L) \cdot (2) = 32 - 4 \cdot (2) = 24.00 \text{ t}$$



L).

Le calcul se fait de la même manière pour les autres cas, les résultats sont inscrits dans le tableau suivant :

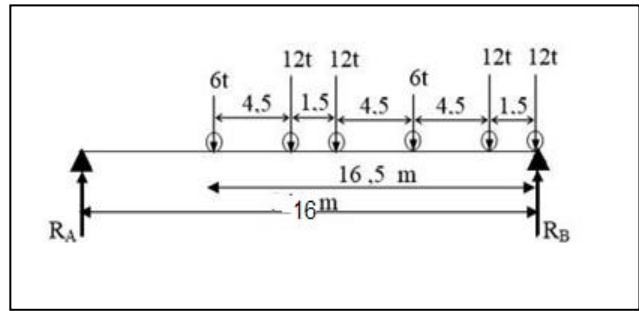
Tableau Effort tranchant dû à la surcharge A(L).

Nombre de voie	L/2	A(L) t/m	R(A) t	T (x=0) t	0,25 L	T(x=0,25 L) t
1	8	4	32	32	2	24
2	8	8	64	64	2	48

**b) Système de charge B**

**b-1) Système Bc :**

**Pour  $x=0L$  :**



$$R_A + R_B = 60 \text{ t}$$

**Poutre sous la surcharge Bc à ( $x=0L$ ).**

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 16 = 12 \times 1.5 + 6 \times 6 + 12 \times 10.5 + 12 \times 12 + 6 \times 16.5 = 423 \text{ t.m}$$

$$T_A = R_A = 26.43 \text{ t et } T_B = R_B = 33.56 \text{ t}$$

Pour une voie :  $T(x=0L) = R_B = \mathbf{33.56 \text{ t}}$ .

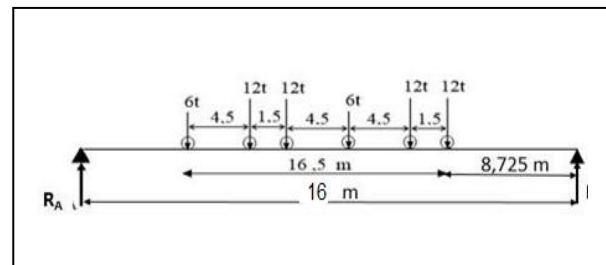
$$\begin{aligned} T_{\max}(x=0L) &= T \times \delta_{bc} \\ &= 33.56 \times \mathbf{1.1661} \\ &= \mathbf{39.13 \text{ t}} \end{aligned}$$

Effort tranchant dû à la surcharge Bc à ( $x=0L$ ).

Nombre de voie	T (t)	$\delta_{bc}$	T(max) t
1	33.56	1.1661	39.13
2	67.12	1.1661	78.26

**Pour  $x=0.25L$  :**

$$R_A + R_B = 60 \text{ t}$$



**Poutre sous la surcharge Bc à ( $x=0,25L$ ).**

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow R_A \times 16 &= 12 \times 4 + 12 \times 5.5 + 6 \times 10.0 + 12 \times 14.5 + 12 \times 16 \\ &= 540 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$T_A = R_A = 33.75 \text{ t et } T_B = R_B = 26.25 \text{ t}$$

$$T(x=0,25) = 33.75 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} T_{\max}(x=0L) &= T \times \delta_{bc} \\ &= 33.75 \times 1,1661 \\ &= \mathbf{39.35 \text{ t}} \end{aligned}$$

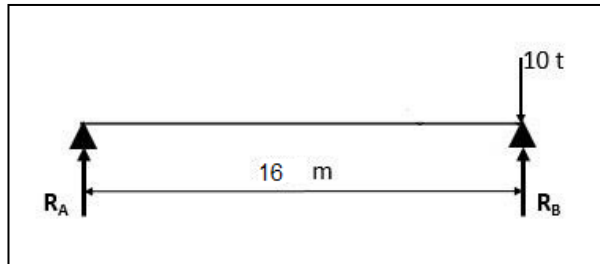
Tableau Effort tranchant dû à la surcharge Bc à (x=0,25L).

Nombre de voie	T (t)	$\delta_{bc}$	T(max) t
1	33.75	1.1661	39.35
2	67.50	1.1661	78.70

### b-3) Système Br

A : x=0 L

$T_{\max} = 10 \text{ t}$



Poutre sous la surcharge Br à (x=0 L).

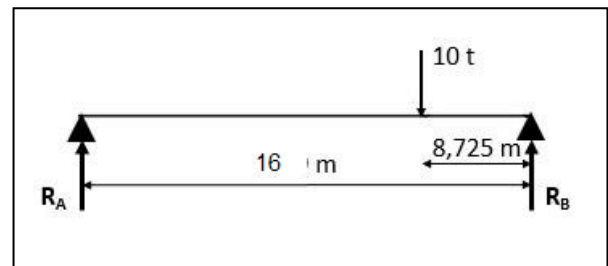
A : x=0,25 L

$$R_A + R_B = 10 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 16 = 10 \times 4$$

$$T_A = R_A = 2.5 \text{ t et } T_B = R_B = 7.5 \text{ t}$$

D'où :  $T_{\max} = 7.5 \text{ t}$



Poutre sous la surcharge Br à (x=0,25 L).

### c) Surcharge Mc120

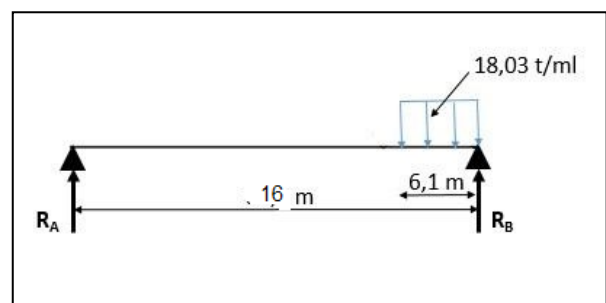
A x = 0L :

$$R_A + R_B = 110 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 16 = 110 \times 3.05 \text{ } T_A$$

$$= R_A = 20.96 \text{ t et } T_B = R_B = 89.03 \text{ t}$$

D'où :  $T_{\max} = 89.03 \text{ t}$



Poutre sous la surcharge Mc120 à (x=0 L).

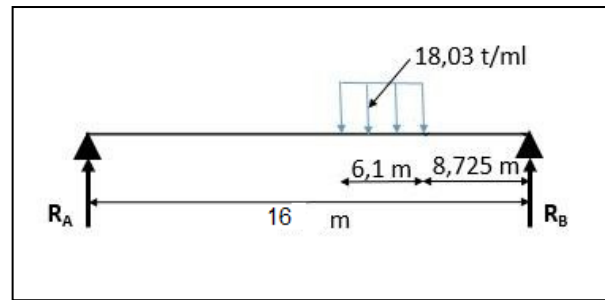
$Ax = 0,25L$  :

$$R_A + R_B = 110 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 16 = 110 \times (3,05 + 4)$$

$$T_A = R_A = 48,46 \text{ t et } T_B = R_B = 61,53 \text{ t}$$

$$D'où : T_{\max} = 61,53 \text{ t}$$



**Poutre sous la surcharge Mc120 à ( $x=0,25 L$ ).**

**d) Surcharge D240**

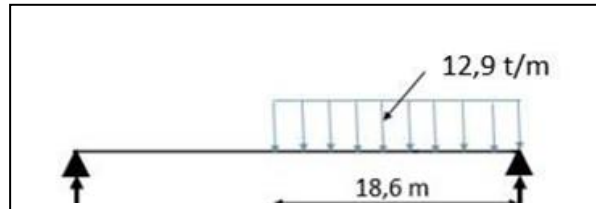
$Ax = 0L$  :

$$R_A + R_B = 240 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 16 = 240 \times 9,3$$

$$T_A = R_A = 139,50 \text{ t et } T_B = R_B = 100,05 \text{ t}$$

$$D'où : T_{\max} = 139,50 \text{ t}$$



**Poutre sous la surcharge D240 à ( $x=0 L$ ).**

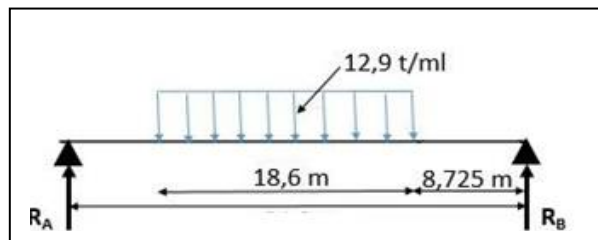
$Ax = 0,25L$  :

$$R_A + R_B = 240 \text{ t}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow R_A \times 16 = 240 \times (4 + 9,3)$$

$$T_A = R_A = 199,50 \text{ t et } T_B = R_B = 40,50 \text{ t}$$

$$D'où : T_{\max} = 199,50 \text{ t}$$



**Poutre sous la surcharge D240 à ( $x=0,25 L$ ).**

**Tableau: Récapitulatif De L'effort Tranchant Dû Aux Surcharges.**

Surcharg e			P(t) en t/ml	Pour x = 0L		Pour x = 0,25L	
				Tmax (t)	T0 = T/8 (t)	Tmax (t)	T0 = T/8 (t)
<b>A(L)</b>	1 voie		4	32	4.57	24	3.42
	2 voies		8	64	9.14	48	6.85
	1 file	E. avant	8.3959	39.13	5.59	39.35	5.62
		E. arrière	16.7918				
<b>Bc</b>	2 files	E. avant	15.3925	78.26	11.18	78.70	11.24
		E. arrière	30.7850				
<b>br</b>			10	10	1.42	7,5	1.071
<b>Mc 120</b>			18,03	89.03	12.71	61.53	8.79
<b>D240</b>			12,9	139.50	19.92	199.50	28.50

## TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANTS

Sollici. sect. X/L =	Poids propre	G. Corps + Corniche	Trottoir	Revêt. + Etanchéité	Surchar. trottoir	A(l)	Bc	Mc120	Mc 240
0,5	300,44	42,50	59,55	90,93	18,75	530,50	264,13	409,54	367,49
0,4	302,18	40,80	57,17	87,29	18,00	509,28	256,32	393,17	352,79
0,3	273,00	35,70	50,02	76,38	15,75	445,62	231,06	344,02	308,69
0,2	212,91	27,20	38,11	58,20	12,00	339,52	187,42	262,11	235,19
0,1	121,91	15,30	21,44	32,73	6,75	190,98	115,76	147,44	132,30

## TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS TRANCHANTS

Sollici. sect. X/L =	Poids propre	G. Corps + Corniche	Trottoir	Revêt. + Etanchéité	Surchar. trottoir	A(l)	Bc	Mc120	Mc 240
0,4	1,22	1,36	1,91	2,91	0,60	16,98	37,32	51,79	36,64
0,3	3,99	2,72	3,81	5,82	1,20	33,95	46,32	64,44	49,87
0,2	6,74	4,08	5,72	8,73	1,80	50,93	58,57	77,09	63,86
0,1	9,51	5,44	7,62	11,64	2,40	67,90	72,35	89,74	77,86
0	12,27	6,80	9,53	14,55	3,00	84,88	86,13	102,39	91,86

# CHAPITRE 6

## Coefficient de répartition transversale

## VI-1 INTRODUCTION:

Le moment fléchissant et l'effort tranchant d'un tablier peuvent être déterminés par les lignes d'influence en n'importe quelle abscisse  $x$  le long du tablier. Mais le problème qui se pose est comment répartir ce moment et cet effort tranchant entre les poutres ? c'est-à-dire connaître les valeurs de sollicitations de chaque poutre. Plusieurs méthodes ont essayé de répondre à cette question, les plus connues d'entre elles sont :

- La méthode de Guyon-Massonet qu'on applique pour une entretoise de rigidité finie ; cas courant des tabliers en béton
- La méthode de Courbon qui est appliquée lorsque l'entretoise est infiniment rigide

## VI-2 Méthode de Guyon – Massonet:

### a- Aperçu général de la méthode:

Cette méthode pratique fut établie par les deux chercheurs Guyon et Massonet.

Elle est largement employée dans les calculs des grillages formés par les poutres, entretoises et dalles ; cet ensemble va former une dalle orthotrope.

Une dalle est dite orthotrope si elle admet 2 plans verticaux de symétrie. D'après la figure 1, ces 2 plans sont parallèles aux axes  $ox$  et  $oy$ . Par ailleurs la dalle est isotrope du fait qu'elle admet une infinité de plans verticaux de symétrie.

### b- Détermination des CRT des charges :

Les tabliers des ponts à poutres sont des structures tridimensionnelles pour lesquelles de nombreuses méthodes de calculs classiques ont été proposées. En général, l'étude des poutres principales est subdivisée en une étude transversale et une étude dans le sens longitudinal. La première étude donne un Coefficient de Répartition Transversale (CRT), qui sera multiplié avec les sollicitations (globales) trouvées dans le sens longitudinal afin d'obtenir les sollicitations (moyennes) d'une poutre.

Les méthodes de calcul proposées sont classées en deux familles, selon que la section transversale peut être considérée comme étant déformable ou indéformable. Dans le cas de tablier rigide, on utilise la méthode de Courbon et dans le cas contraire, c'est la méthode de Guyon-Massonet qui est la plus utilisée. Pour notre cas et en raison de l'absence d'entretoises intermédiaires, la répartition transversale des charges se fait par l'intermédiaire de l'hourdis, donc on utilisera la méthode de Guyon-Massonet.

### c- Principe de la méthode :

Cette méthode consiste à considérer le tablier comme un grillage à structure continue qui est constitué longitudinalement par des poutres et transversalement par des bandes de dalle espacées de U. La répartition transversale des charges sur les différentes poutres est la même que si le tablier est sollicité par des forces qui varient suivant une fonction sinusoïdale.

$$P = P1 * \text{Sin}\left(\frac{\pi * x}{L}\right) \text{ dans le sens longitudinal ; ou } P1 \text{ est la valeur constante des chargements.}$$

### d- Détermination des paramètres: $\alpha$ et $\theta$

La rigidité torsionnelle  $\alpha$  et le coefficient d'entretoisement  $\theta$  sont donné respectivement par les formules suivantes :

$$\alpha = \frac{(\gamma p + \gamma E)}{2 * \sqrt{\rho P * \rho E}} \quad \text{et} \quad \theta = \frac{()}{L} * \sqrt[4]{\frac{\rho P}{\rho E}}$$

### Poutres :

$$\rho_p = \frac{E * I_p}{b_1} = 0.113E$$

$$\gamma_p = \frac{G * I_p}{b_1}$$

$$I_p = \sum_1^n \frac{b * V^3}{\psi_i}$$

$$\psi_1 = 3.2$$

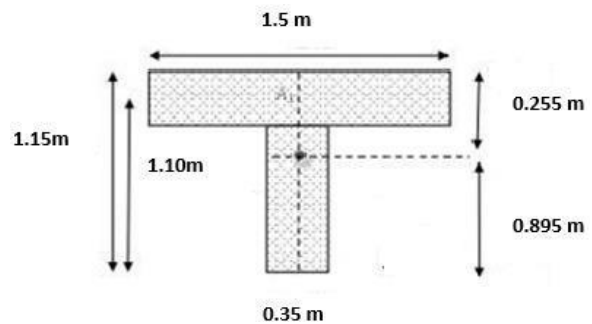
$$\psi_2 = 3.4$$

$$I_p = \frac{0.1 * 1.5}{3.2} + \frac{0.35^3 * 1.05}{3.4} = 0.06011 \text{ m}^4$$

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} = \frac{E}{2.4}$$

V : coefficient de poisson de béton  $\nu=0.2$

$$\gamma_p = 0.01669E$$



### Dalle :

$$\rho_E = \frac{E \cdot I_E}{L^3}$$

$$Y_E = 0.05 \text{ m}$$

$$I_E = 0.000125 \text{ m}^4$$

$$y_E = \frac{G \cdot I_e}{L^3}$$

$$I_e = \frac{b \cdot v^3}{\psi}$$

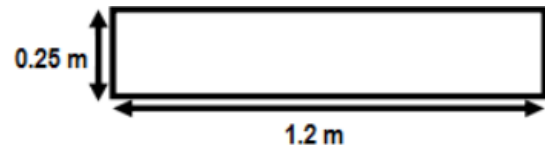
$$\psi = 3.285$$

$$I_e = 0.000456 \text{ m}^4$$

V : coefficient de poisson de béton  $\nu=0.2$

$$y_E = 0.00019 \text{ E}$$

$$\rho_E = 0.000304$$



$$\alpha = \frac{(0.01669 + 0.00019)}{2 \cdot \sqrt{0.113 \cdot 0.000304}} = 0.317 \text{ et } \theta = 0.121$$

### VI-3 Calcul de CRT pour les poutres :

#### a- Courbe de K

Interpolation sur  $\alpha$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$$

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{0.317} \quad b = 0.857b$$

$$Y = 1.5 \cdot 3 = 4.5 \text{ m et } b = 5.25 \text{ m et } y = \frac{4.5}{5.25}$$

Les tableaux de Massonnet donnent les valeurs de K pour

$$k_{0.75b} = k_{y=3b/4} \text{ et } k_b = k_{y=b}$$

$$k_{0.85b} = k_{0.75b} + \left( k_b - k_{0.75b} \right) \frac{0.857 - 0.75}{1 - 0.75}$$

$$k_{0.85b} = k_{0.75b} + 0.4 k_b - 0.4 k_{0.75b}$$

$$k_{0.85b} = 0.6 k_{0.75b} + 0.4 k_b$$

Tableau K pour  $\theta=0.1$  après 2 interpolations (sur y puis sur  $\alpha$ )

$\theta = 0,1$										
E		- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
k0	k 3b/4	-1,2494	-0,6872	-0,125	0,4373	0,9997	1,5622	2,1249	2,6877	3,2505
	k b	-1,9988	-1,2494	-0,5	0,2495	0,9993	1,7493	2,4997	3,2505	4,0014
	k0,85b	-1,5491	-0,912	-0,275	0,3621	0,9995	1,637	2,2748	2,9128	3,5508
k1	k 3b/4	0,9641	0,9728	0,9816	0,9906	0,9997	1,009	1,0183	1,0276	1,0369
	k b	0,9527	0,9641	0,9756	0,9873	0,9993	1,0116	1,0241	1,0369	1,0498
	k0,85b	0,9595	0,9693	0,9792	0,9892	0,9995	1,01	1,0206	1,0313	1,042
k $\alpha$	k $\theta 1$	-0,1124	0,1654	0,4432	0,7212	0,9995	1,2779	1,5565	1,8352	2,1140

Tableau K pour  $\theta=0.15$  après 2 interpolations (sur y puis sur  $\alpha$ ).

$\theta = 0,15$										
E		- b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
k0	k 3b/4	-1,2474	-0,6864	-0,1252	0,4363	0,9984	1,5612	2,1247	2,6887	3,2526
	k b	-1,9944	-1,2474	-0,5003	0,2475	0,9968	1,7466	2,4988	1,2526	4,0075
	k0,85b	-1,5462	-0,9108	-0,2752	0,3607	0,9977	1,6353	2,2743	2,1142	3,5545
k1	k 3b/4	0,9219	0,9403	0,959	0,9784	0,9986	1,0194	1,0406	1,0617	1,0825
	k b	0,8985	0,9219	0,9459	0,9708	0,9969	1,0243	1,0529	1,0825	1,1126
	k0,85b	0,9125	0,9329	0,9537	0,9753	0,9979	1,0213	1,0455	1,07	1,0945
K $\alpha$	k $\theta 2$	-0,1381	0,1450	0,4285	0,7126	0,9978	1,2836	1,5705	1,5161	2,1456

Dans notre cas:  $\theta=0.125$  ; On effectue alors la troisième interpolation sur  $\theta$  en utilisant la dernière ligne de chaque tableau à savoir:

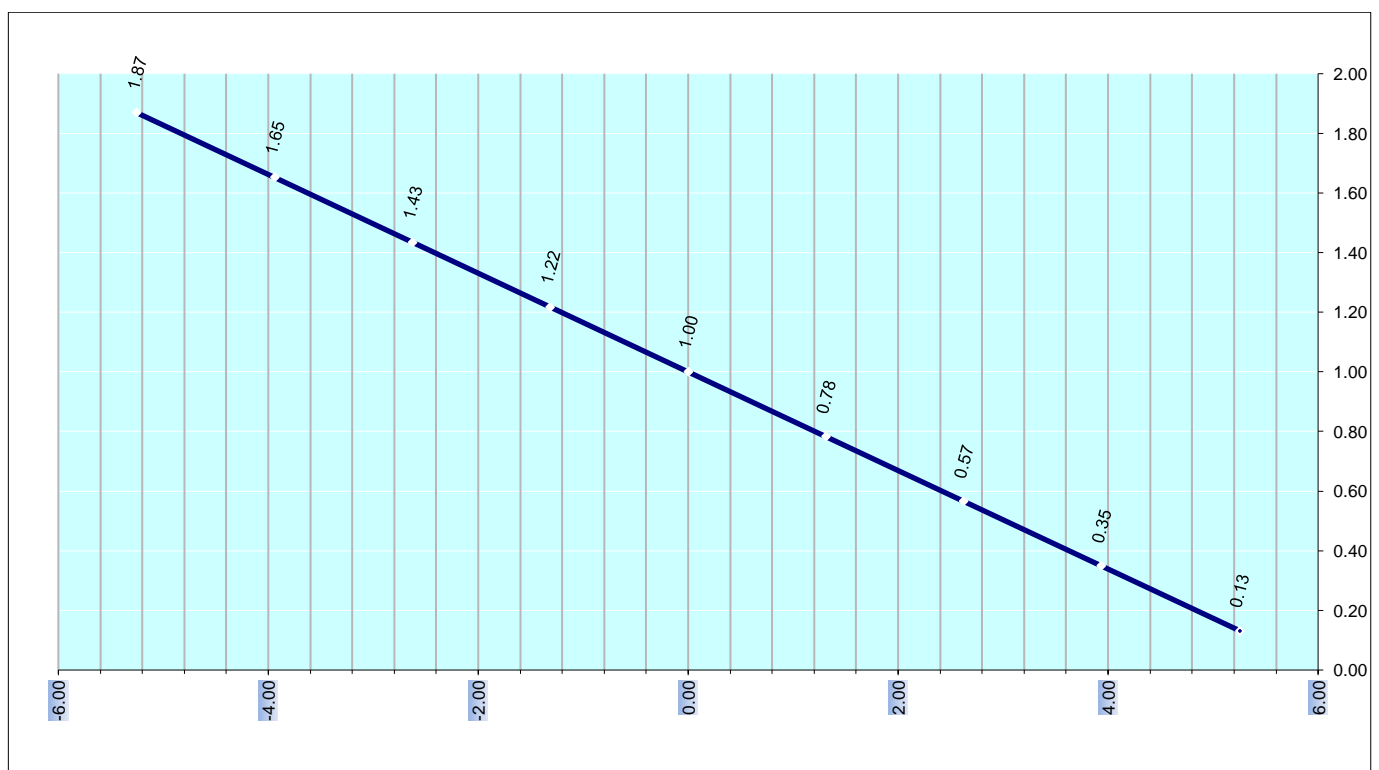
$$k_{\theta=0.125} = 0.5 k_{\theta=0.1} + 0.5 k_{\theta=0.125}$$

Ainsi, on obtient:

**Tableau  $K=K(e)$ , après les 3 interpolations**

### Tableau des lignes influence ( repartition transversale )

e =	-5,25	-3,94	-2,63	-1,31	0,00	1,31	2,63	3,94	5,25
K1=	1,05	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,97	0,96
Ko=	2,93	2,45	1,96	1,48	1,00	0,52	0,04	-0,45	-0,93
<b>K=</b>	<b>1,87</b>	<b>1,65</b>	<b>1,43</b>	<b>1,22</b>	<b>1,00</b>	<b>0,78</b>	<b>0,57</b>	<b>0,35</b>	<b>0,13</b>



## VI-4--Coefficients De Répartition Transversale:

### A- Tableau De $K_a$ Pour Le Sous Système A(L):

<b>Charge AL</b>		Al(L) = 1.5157 t/m2					
		Nb voies chargées	a1	K $\alpha$	L <sub>AL</sub>	$\frac{a1 \cdot K\alpha}{n \cdot L_{AL}} \cdot A$	CRT $\eta$
	POUTRE E °	1	1	1,37	4,00	1,19	0,20
		2	1	<b>1,04</b>	8,00	1,80	0,15

### b- Tableau de $K_a$ pour trottoirs I

<b>Charge de trottoirs</b>			
	Trottoir	K $\alpha$	
poutre n°	gauche	1,786	
	droite	0,256	CRT $\eta$
		<b>1,02</b>	<b>0,15</b>

### c- Tableau De $K_a$ Pour Le Sous Système B<sub>c</sub> :

<b>Charge B<sub>c</sub></b>						
		Nb voies chargées	bc	K $\alpha$	bc*K $\alpha$	CRT $\eta$
	poutre n°	1	1,2	1,50	0,26	0,21
		2	1,1	<b>1,29</b>	0,20	0,18

### d- Tableau de $K_a$ pour le sous système M<sub>120</sub> et M240:

<b>Charge Mc120</b>	
	K $\alpha$
poutre n°	<b>1,35</b>
<b>2</b>	

<b>Charge Mc240</b>	
	K $\alpha$
poutre n°	<b>1,12</b>
<b>2</b>	

## VI-5 Détermination des coefficients $K_{a\text{ moy}}$ , de chaque poutre:

Après avoir le tracé des lignes d'influence, on dispose les différentes surcharges transversalement sur le pont, on les déplace de façon à trouver les plus grandes de ces coefficients.

### a. Cas des charges concentrées :

$$K_{a\text{ moy}} = \frac{\sum P_i \cdot K_i(y)}{\sum P_i}$$

Dans le cas des surcharges ( $B_c, B_t$ ) les charges sont identiques dans chaque convoi, la formule s'écrit sous la forme :

$$K_{\text{ moy}} = \frac{\sum K_i(y)}{n}$$

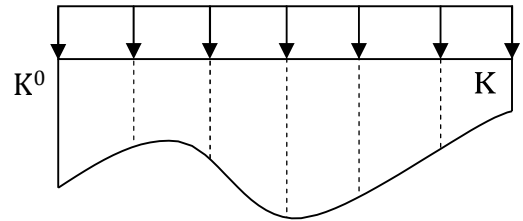
Avec : n: le nombre de charges concentrées

### b. Cas des charges uniformément répartie

$$\sum A_i = \int_{-b}^{+b} K(y) \cdot dy = 2b \cdot \left[ \frac{K_0}{2} + K_1 + \dots + \frac{K_n}{2} \right]$$

$$K_{\text{ moy}} = \frac{\sum A_i}{2b}$$

2b: la largeur surcharges



## Tableau Donnant Les Valeurs De $K_{\text{moy}}^{\text{max}}$ Pour Chaque Poutre :

**Tableau** Les valeurs de  $K_{\text{moy}}^{\text{max}}$  pour chaque poutre

		Poutre
A(L)	1 voie	<b>1,37</b>
	2 voies	<b>1,04</b>
B <sub>c</sub>	1 fille	<b>1,50</b>
	2 filles	<b>1,29</b>
M <sub>C120</sub>		<b>1,35</b>
D <sub>240</sub>		<b>1,12</b>
Trottoir	1 voie	<b>1,786</b>
	2 voies	<b>0,256</b>

### VI-6 Calcul des moments fléchissant réels dans chaque poutre;

Les valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants réels revenant à chaque poutre seront calculées par l'application des expressions ci-après :

$$M(x) = \frac{M_0(x)}{n} K_{\text{moy}}^{\text{max}}$$

Avec:  $M_0(x)$ :le moment fléchissant longitudinal total produit par un chargement sur tout le tablier al'abscisse x

n :le nombre de poutres principales.

- **Les combinaisons d'action;**

**Tableau** Les combinaisons d'action

combinaisons	E. L. U	E. L. S
<b>I</b>	1,35 G + 1,6[Max(A, B) + tr]	G + 1,2[Max(A, B) + tr]
<b>II</b>	1,35 G + 1,35Max[M <sub>C120</sub> , D <sub>240</sub> ]+1.6tr	G + Max[(M <sub>C120</sub> , D <sub>240</sub> ) + 1.2tr]

# TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANTS

## Poutres de rive

Sollici. X/L =	Poids propre	G. corps + corniche	Trottoir	Revêtement+ Etanchéité	Surcharge trottoir	A(l)	Bc	Mc120	Mc240
0,5	42,92	6,08	8,72	13,62	2,75	79,48	59,93	82,59	60,19
0,4	43,17	5,83	8,37	13,08	2,64	76,30	58,16	79,28	57,78
0,3	39,00	5,11	7,33	11,44	2,31	66,76	52,43	69,37	50,56
0,2	30,42	3,89	5,58	8,72	1,76	50,87	42,52	52,86	38,52
0,1	17,416	2,19	3,14	4,90	0,99	28,61	26,26	29,73	21,67

<b>Combinaison BAEL</b>				
	1.35*G+1.60*Tr.+1.60*A(l)	G+Tr.+1.2*A(l)		
	1.35*G+1.60*Tr.+1.60*Bc	G+Tr.+1.2*Bc		
	1.35*G+1.35*Mc120	G+Mc120		
X/L =	ELU (™)	ELS (™)	ELU (™)	ELS (™)
0,5	228,29	169,47	1.35*G+1.60*Tr.+1.60*A(l)	G+Tr.+1.2*A(l)
0,4	221,81	164,65	1.35*G+1.60*Tr.+1.60*A(l)	G+Tr.+1.2*A(l)
0,3	195,74	145,30	1.35*G+1.60*Tr.+1.60*A(l)	G+Tr.+1.2*A(l)
0,2	150,08	111,41	1.35*G+1.60*Tr.+1.60*A(l)	G+Tr.+1.2*A(l)
0,1	84,84	62,97	1.35*G+1.60*Tr.+1.60*A(l)	G+Tr.+1.2*A(l)

combinaisons	E. L. U	E. L. S
<b>I</b>	$1,35 G + 1,6[\text{Max}(A, B) + \text{tr}]$	$G + 1,2[\text{Max}(A, B) + \text{tr}]$
<b>II</b>	$1,35 G + 1,35\text{Max}[M_{C120}, D_{240}] + 1,6\text{tr}$	$G + \text{Max}[(M_{C120}, D_{240}) + 1,2\text{tr}]$

# TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS TRANCHATS

## Poutres de rive

Sollici. X/L =	Poids propre	G. corps + corniche	Trottoir	Revêtement+ Etanchéité	Surcharge trottoir	A(l)	Bc	Mc120	MC 240
0,4	0,175	0,19	0,28	0,44	0,09	2,54	8,47	10,44	6,00
0,3	0,56928571	0,39	0,56	0,87	0,18	5,09	10,51	12,99	8,17
0,2	0,96357143	0,58	0,84	1,31	0,26	7,63	13,29	15,54	10,46
0,1	1,35785714	0,78	1,12	1,74	0,35	10,17	16,42	18,10	12,75
0	1,75214286	0,97	1,40	2,18	0,44	12,72	19,54	20,65	15,05

<b>Combinaison BAEL</b>				
A(l)	1.35*G+1.6*Tr.+1.6*A(l)		G+Tr.+1.2*A(l)	
Bc	1.35*G+1.6*Tr.+1.6*Bc		G+Tr.+1.2*Bc	
Mc	1.35*G+1.6*Tr.+1.35*Mc120		G+Tr.+Mc120	
X/L =	ELU (T)	ELS (T)	ELU (TM)	ELS (TM)
0,4	15,56	11,53	1.35*G+1.35*Mc120	G+Mc120
0,3	20,77	15,38	1.35*G+1.35*Mc120	G+Mc120
0,2	26,74	19,90	1.35*G+1.605*Tr.+1.605*Bc	G+Tr.+1.2*Bc
0,1	33,66	25,05	1.35*G+1.605*Tr.+1.605*Bc	G+Tr.+1.2*Bc
0	40,58	30,19	1.35*G+1.605*Tr.+1.605*Bc	G+Tr.+1.2*Bc

## TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANTS

### Poutres CENTRALE

Sollici. X/L =	Poids propre	G. corps + corniche	Trottoir	Revêtement+ Etanchéité	Surcharge trottoir	A(l)	Bc	Mc120	MC240
0,5	42,92	6,07	8,69	13,53	2,73	78,91	56,46	78,83	59,00
0,4	43,17	5,83	8,34	12,98	2,63	75,76	54,79	75,68	56,64
0,3	39,00	5,10	7,30	11,36	2,30	66,29	49,39	66,22	49,56
0,2	30,42	3,89	5,56	8,66	1,75	50,50	40,06	50,45	37,76
0,1	17,42	2,19	3,13	4,87	0,98	28,41	24,75	28,38	21,24

<b>Combinaison BAEL</b>							
A(l)	1.35*G+1.6*Tr.+1.6*A(l)		G+Tr.+1.2*A(l)				
Bc	1.35*G+1.6*Tr.+1.6*Bc		G+Tr.+1.2*Bc				
Mc	1.35*G+1.6*Tr.+1.35*Mc120		G+Tr.+Mc120				
X/L =	ELU (™)		ELS (™)	ELU (™)		ELS (™)	
0,5	227,17		168,63	1.35*G+1.605*Tr.+1.605*A(l)		G+Tr.+1.2*A(l)	
0,4	220,74		163,85	1.35*G+1.605*Tr.+1.605*A(l)		G+Tr.+1.2*A(l)	
0,3	194,80		144,60	1.35*G+1.605*Tr.+1.605*A(l)		G+Tr.+1.2*A(l)	
0,2	149,37		110,87	1.35*G+1.605*Tr.+1.605*A(l)		G+Tr.+1.2*A(l)	
0,1	84,43		62,67	1.35*G+1.605*Tr.+1.605*A(l)		G+Tr.+1.2*A(l)	

## TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS TRANCHATS

### Poutres CENRALE

Sollici. X/L =	Poids propre	G. corps + corniche	Trottoir	Revêtement+ Etanchéité	Surcharge trottoir	A(l)	Bc	Mc120	MC240
0,4	0,17	0,19	0,28	0,43	0,09	2,53	7,98	9,97	5,88
0,3	0,57	0,39	0,56	0,87	0,18	5,05	9,90	12,40	8,01
0,2	0,96	0,58	0,83	1,30	0,26	7,58	12,52	14,84	10,25
0,1	1,36	0,78	1,11	1,73	0,35	10,10	15,47	17,27	12,50
0	1,75	0,97	1,39	2,16	0,44	12,63	18,41	19,71	14,75

<b>Combinaison BAEL</b>				
A(l)	$1.35 \cdot G + 1.6 \cdot Tr. + 1.6 \cdot A(l)$	$G + Tr. + 1.2 \cdot A(l)$		
Bc	$1.35 \cdot G + 1.6 \cdot Tr. + 1.6 \cdot Bc$	$G + Tr. + 1.2 \cdot Bc$		
Mc	$1.35 \cdot G + 1.6 \cdot Tr. + 1.35 \cdot Mc120$	$G + Tr. + Mc120$		
X/L =	ELU (T)	ELS (T)	ELU (TM)	ELS (TM)
0,4	14,91	11,05	$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Mc120$	$G + Mc120$
0,3	19,96	14,78	$1.35 \cdot G + 1.35 \cdot Mc120$	$G + Mc120$
0,2	25,48	18,97	$1.35 \cdot G + 1.605 \cdot Tr. + 1.605 \cdot Bc$	$G + Tr. + 1.2 \cdot Bc$
0,1	32,11	23,89	$1.35 \cdot G + 1.605 \cdot Tr. + 1.605 \cdot Bc$	$G + Tr. + 1.2 \cdot Bc$
0	38,73	28,81	$1.35 \cdot G + 1.605 \cdot Tr. + 1.605 \cdot Bc$	$G + Tr. + 1.2 \cdot Bc$

# CHAPITRE 7

## Modélisation du tablier

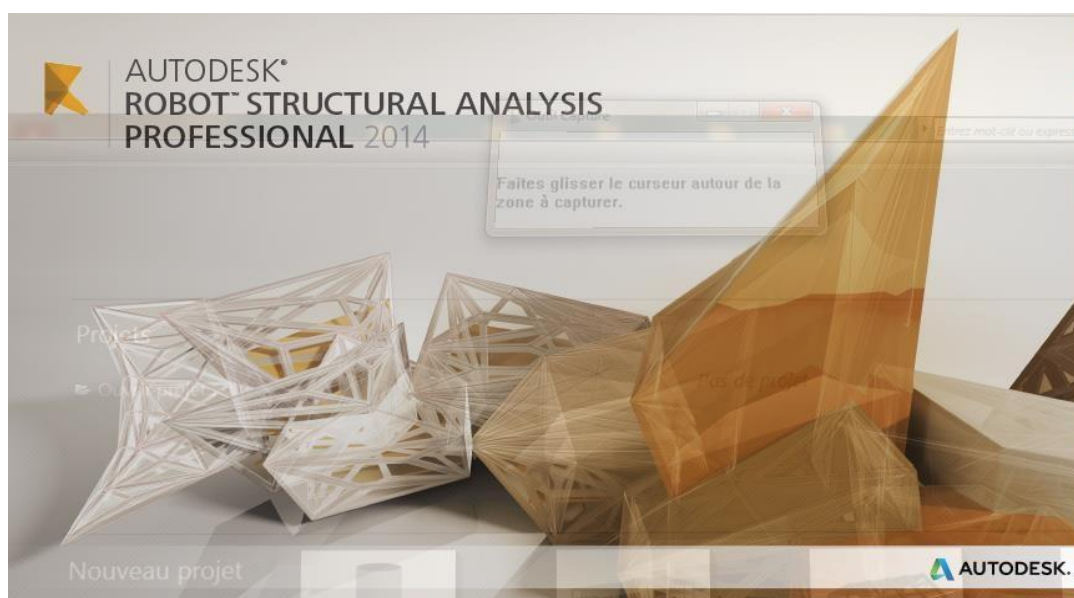
## VII.1 Introduction :

Le logiciel Robot™ Structural Analysis Professional propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail plus fluide et une meilleure interopérabilité avec le logiciel Autodesk® Revit® Structure afin d'étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM). Processus, permettant aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

Autodesk® Robot Structural Analysis Professional est un logiciel collaboratif, polyvalent et rapide, conçu pour vous aider à rester compétitif. Conçu spécialement pour le BIM, le logiciel Robot Structural Analysis Professional est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

Robot Structural Analysis Professional offre également l'avantage d'un flux de travail collaboratif fluide et d'une remarquable interopérabilité grâce à ses liaisons bidirectionnelles 3D vers les produits complémentaires Autodesk®.

L'API ouverte aide à offrir une solution d'analyse évolutive et adaptable à chaque pays pour de nombreux types de structures, qu'il s'agisse de bâtiments, d'ouvrages d'art ou de structures spéciales.

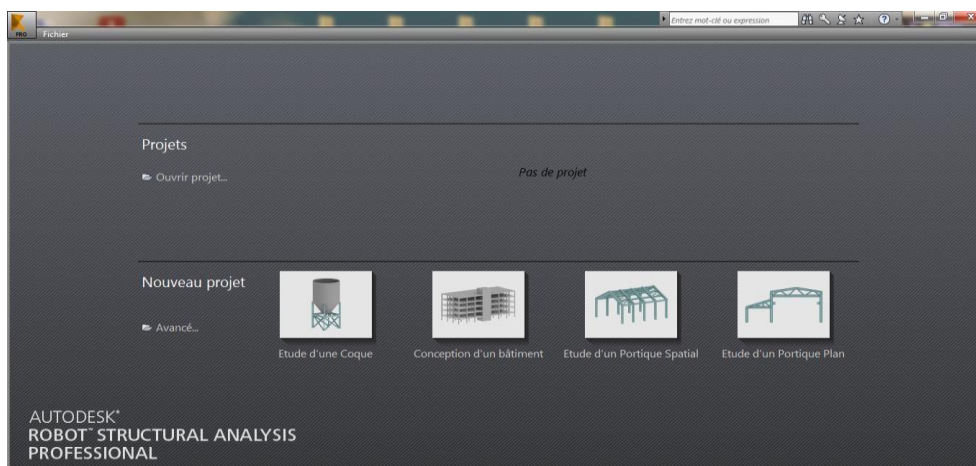


## VII.2 modélisation :

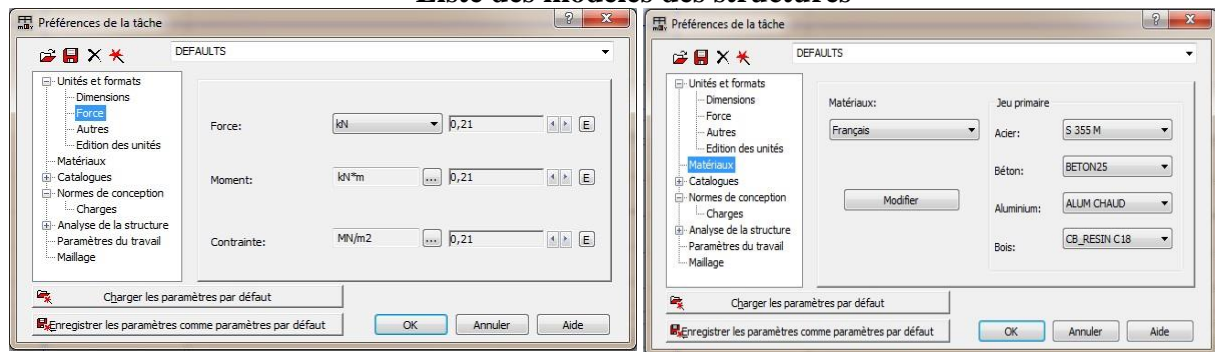
Étant donné que l'ouvrage isostatique avec une (01) travée indépendantes repose sur deux culées, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 7 poutres de longueur de 16 m). Les surcharges sont disposées suivant le règlement Fascicule 61 titre II, de façon à obtenir des sollicitations maximales. Dans notre modélisation on considère deux cas ou le système de charge est soit centré sur la chaussée ou excentré.

- Les étapes de modélisation :

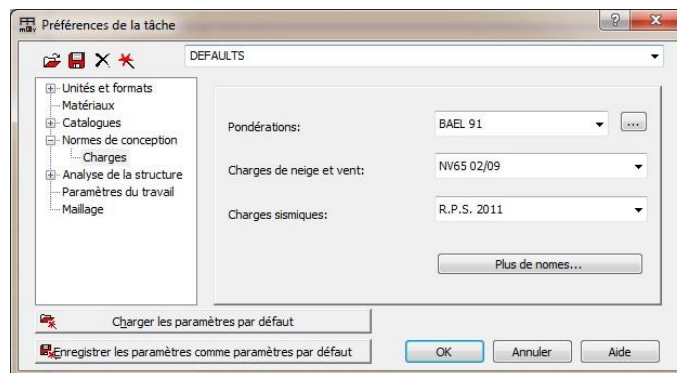
Pour notre cas : étude d'un pont a poutre en béton armé a une seule travée isostatique nous intéressons au modèle « **étude d'une coque** »



### Liste des modèles des structures

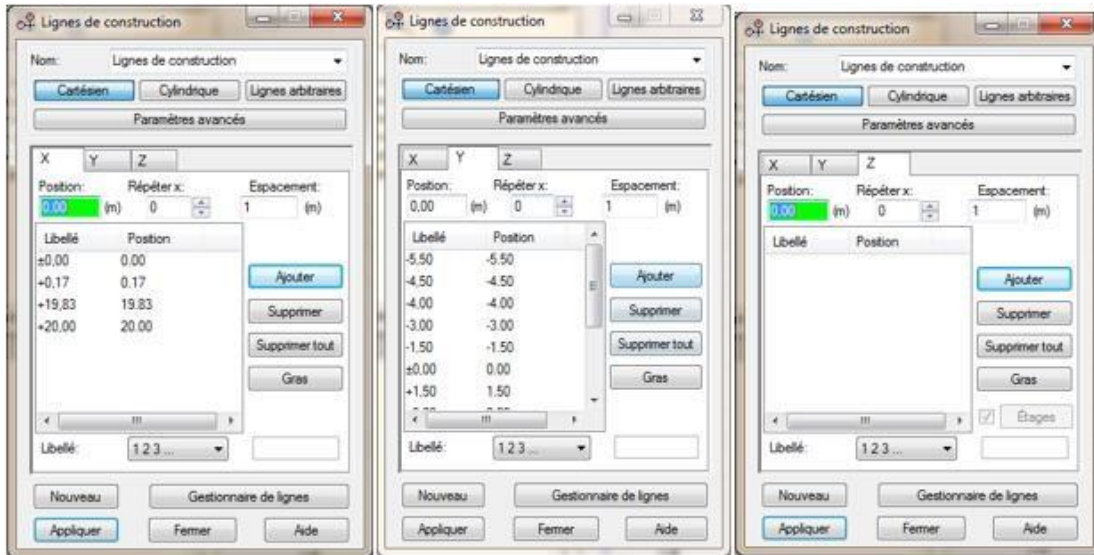


Les paramètres de construction (force) les paramètres de construction (matériaux)

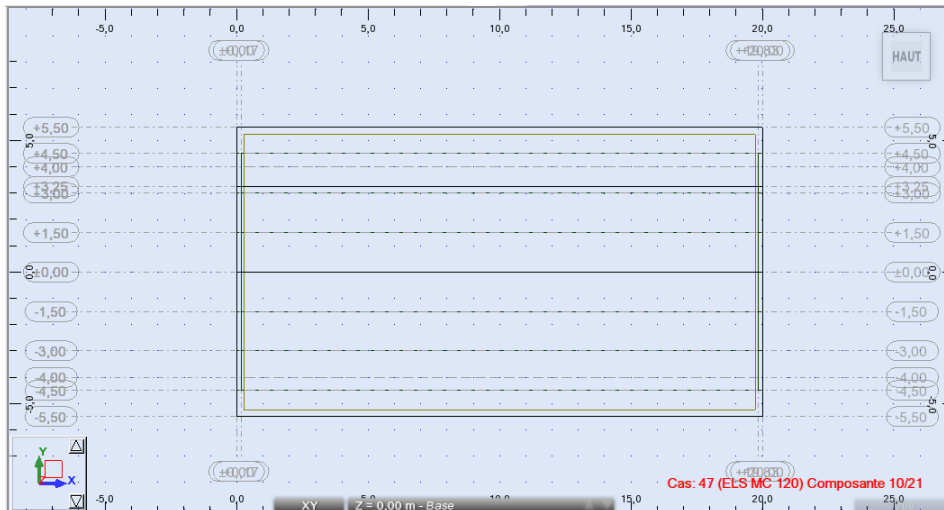


Les paramètres de construction (charges)

## Création de la structure :

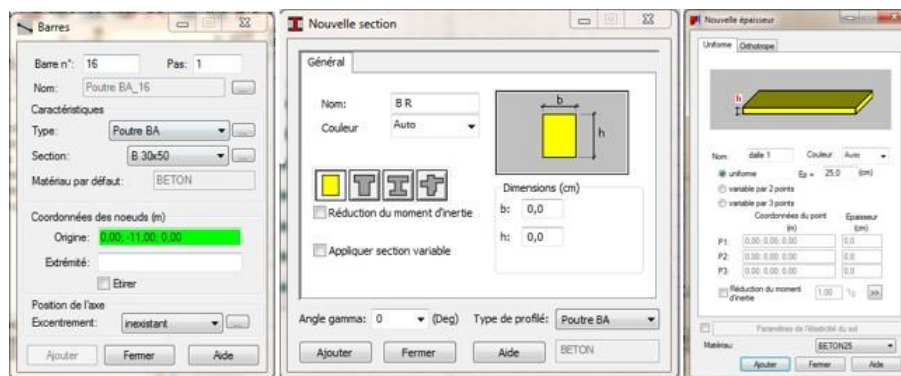


Définition des axes (X ; Y ; Z)

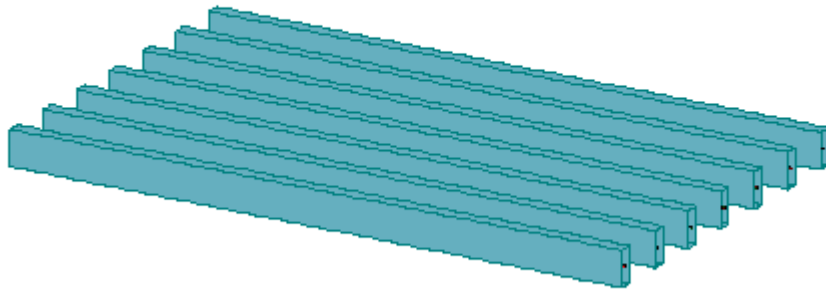


## Lignes de construction

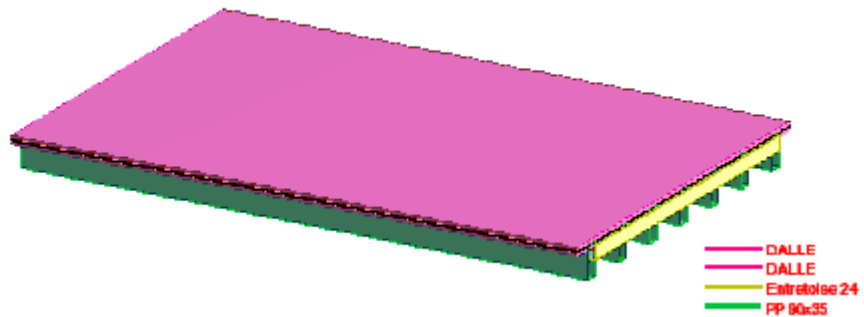
Modélisation des poutres, la dalle, les appuis et l'entretoise :



Définition des différentes caractéristiques des sections



**Modélisation des 7 poutres et 2 entretoises.**

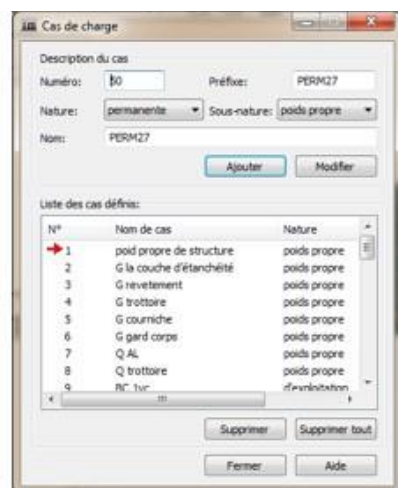


**Modélisation de la dalle et les appuis du tablier**

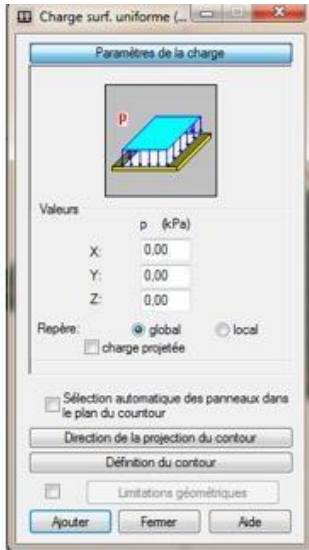
**Définition des charges permanentes et des charges d'exploitation :**



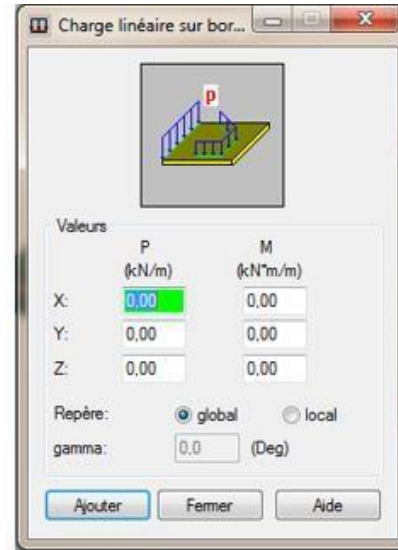
**Définir charges**



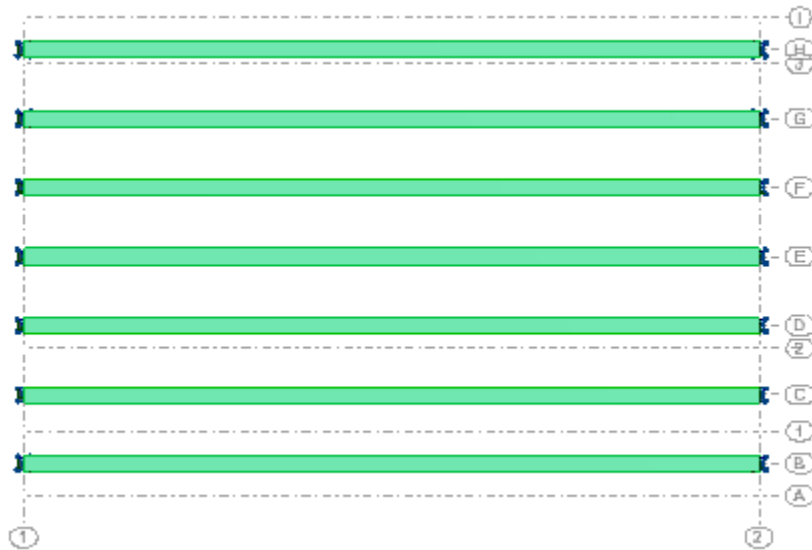
**Cas de charge**



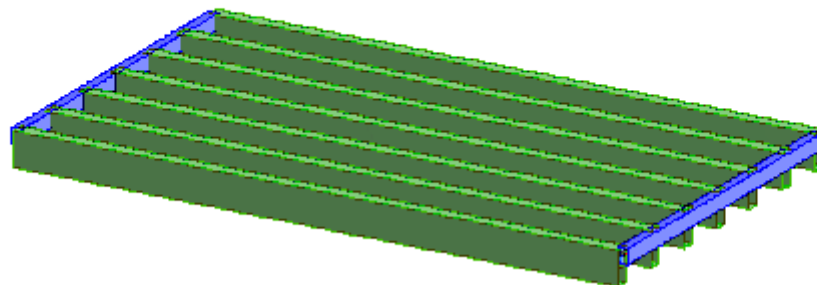
**Charge surfacique uniforme**



**Charge linéaire sur bords**



**Lignes de constructions et poutres et appuis**



**Les poutres en 3D (Croquis)**

### VII.3 Combinaisons des charges :

Les combinaisons sont obtenues en considérant une action prépondérante accompagnée d'actions concomitantes.

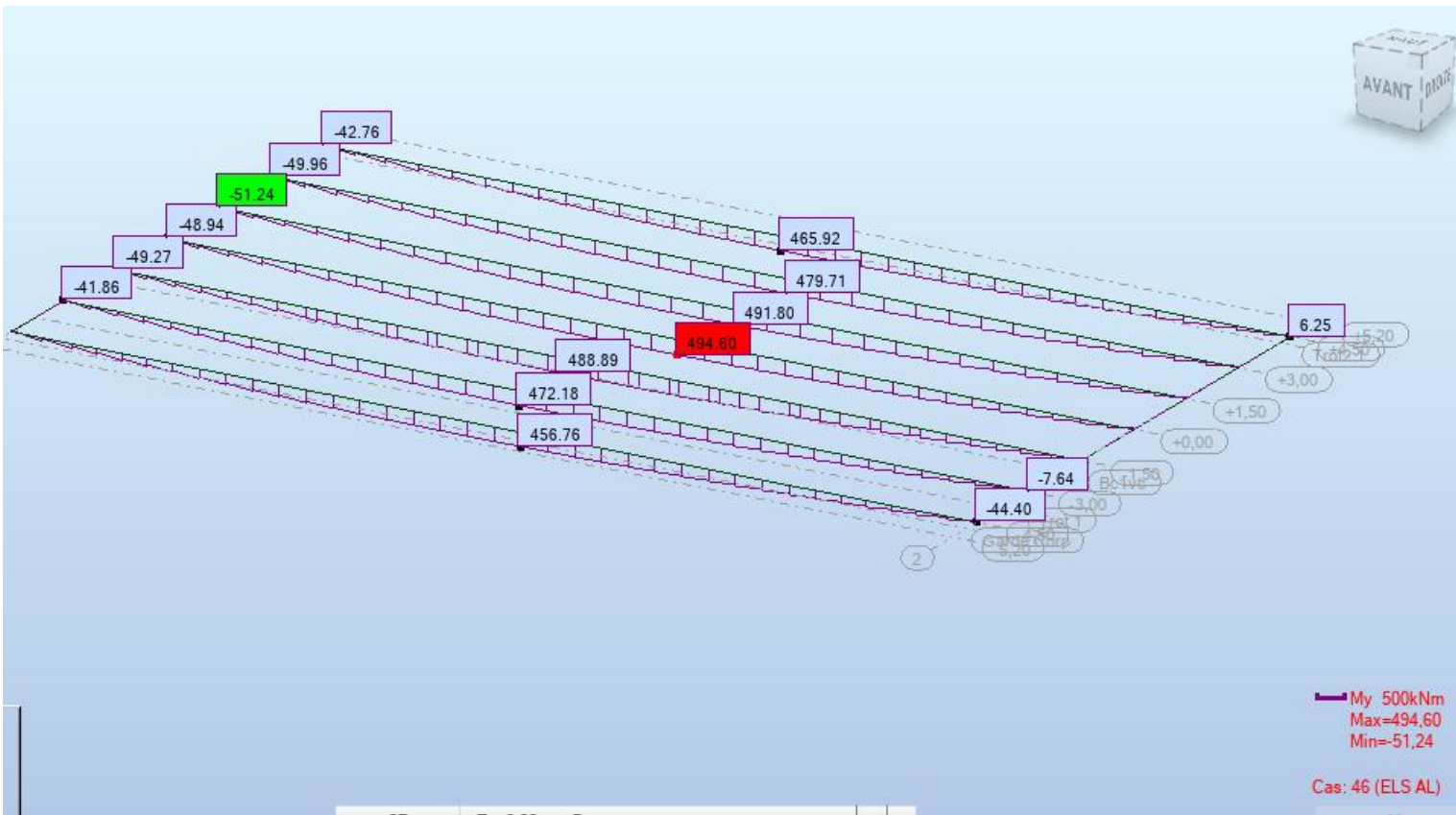
Les coefficients des majorations sont mentionnés dans le tableau suivant :

Actions	E.L.U	E.L.S
Poids propre	1.35	1
Surcharge AL	1.6	1.2
Système Bc	1.6	1.2
Système Br	1.6	1.2
Système Bt	1.6	1.2
Charge militaire MC120	1.35	1
D240	1.6	1

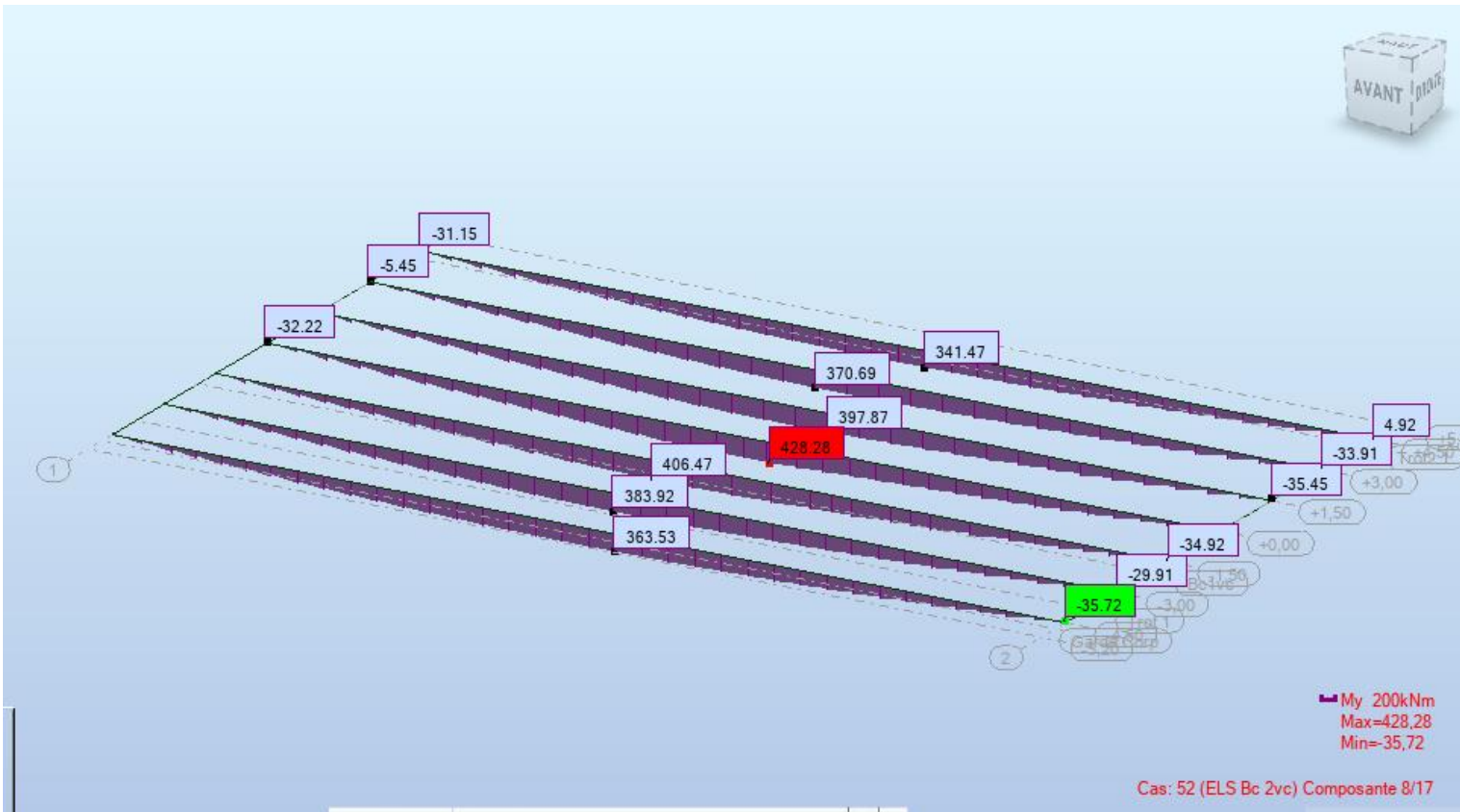
Les combinaisons des charges prévues sont :

Action prépondérante	Combinaison
ELU	$1.35G + 1.6*(AL + St)$
	$1.35G + 1.6*(Bc + St)$
	$1.35G + 1.35*MC120 + St$
	$1.35*G + 1.35*D240 + St$
ELS	$G + 1.2*(AL + St)$
	$G + 1.2*(Bc + St)$
	$G + MC120 + St$
	$G + D240 + St$

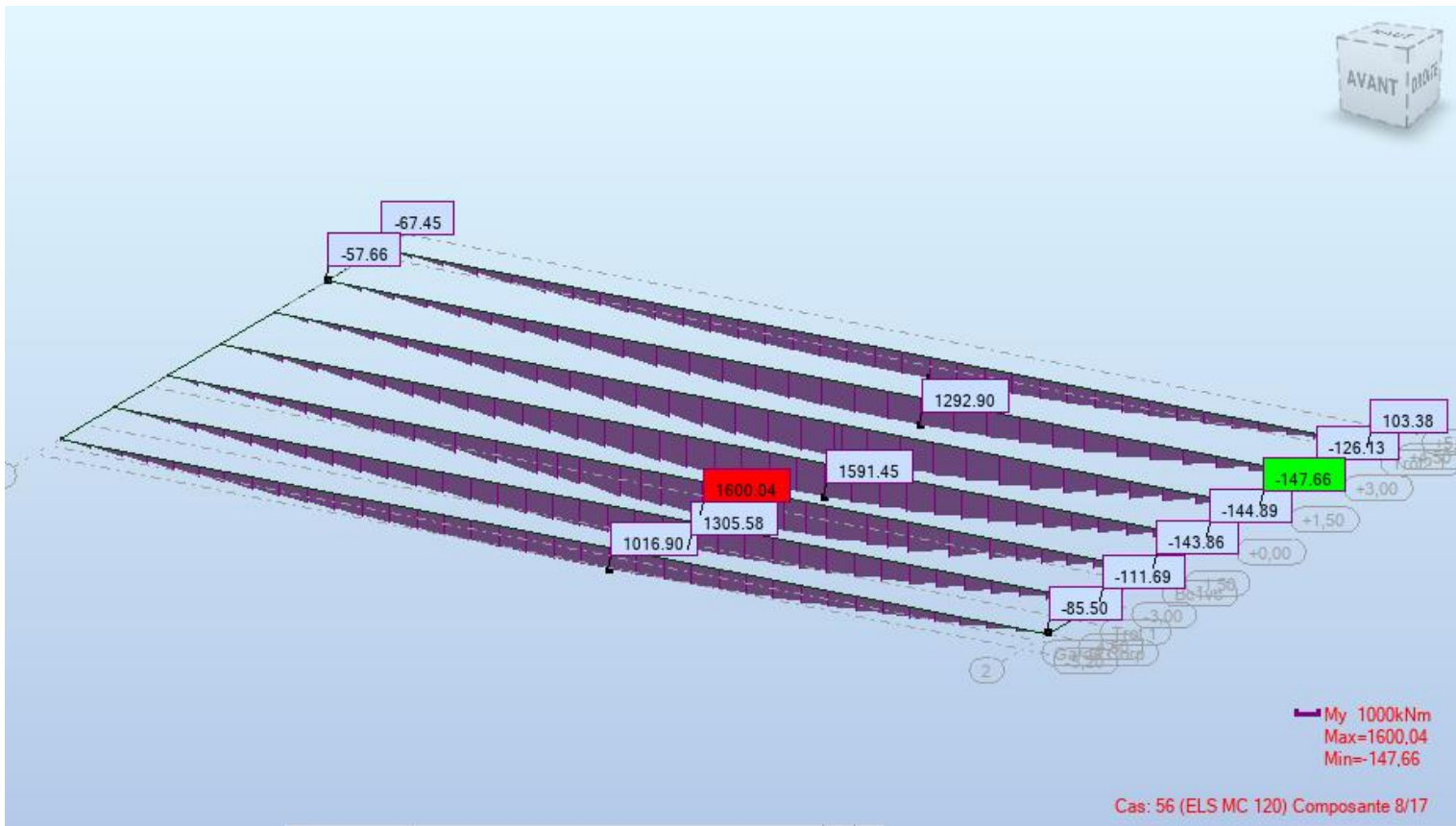
# ETATS LIMITE DE SERVICE (ELS) :



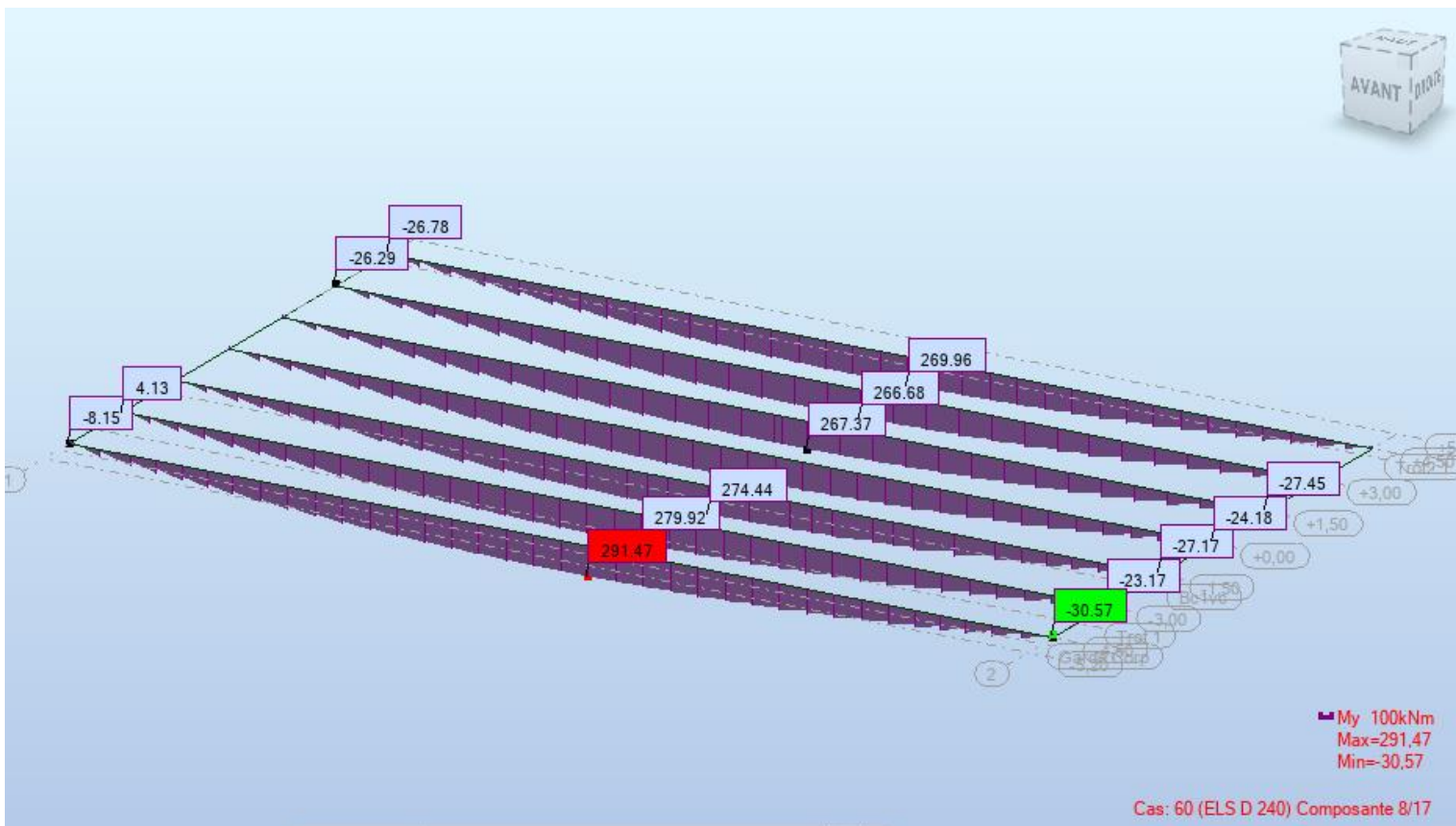
ELS AL



ELS BC

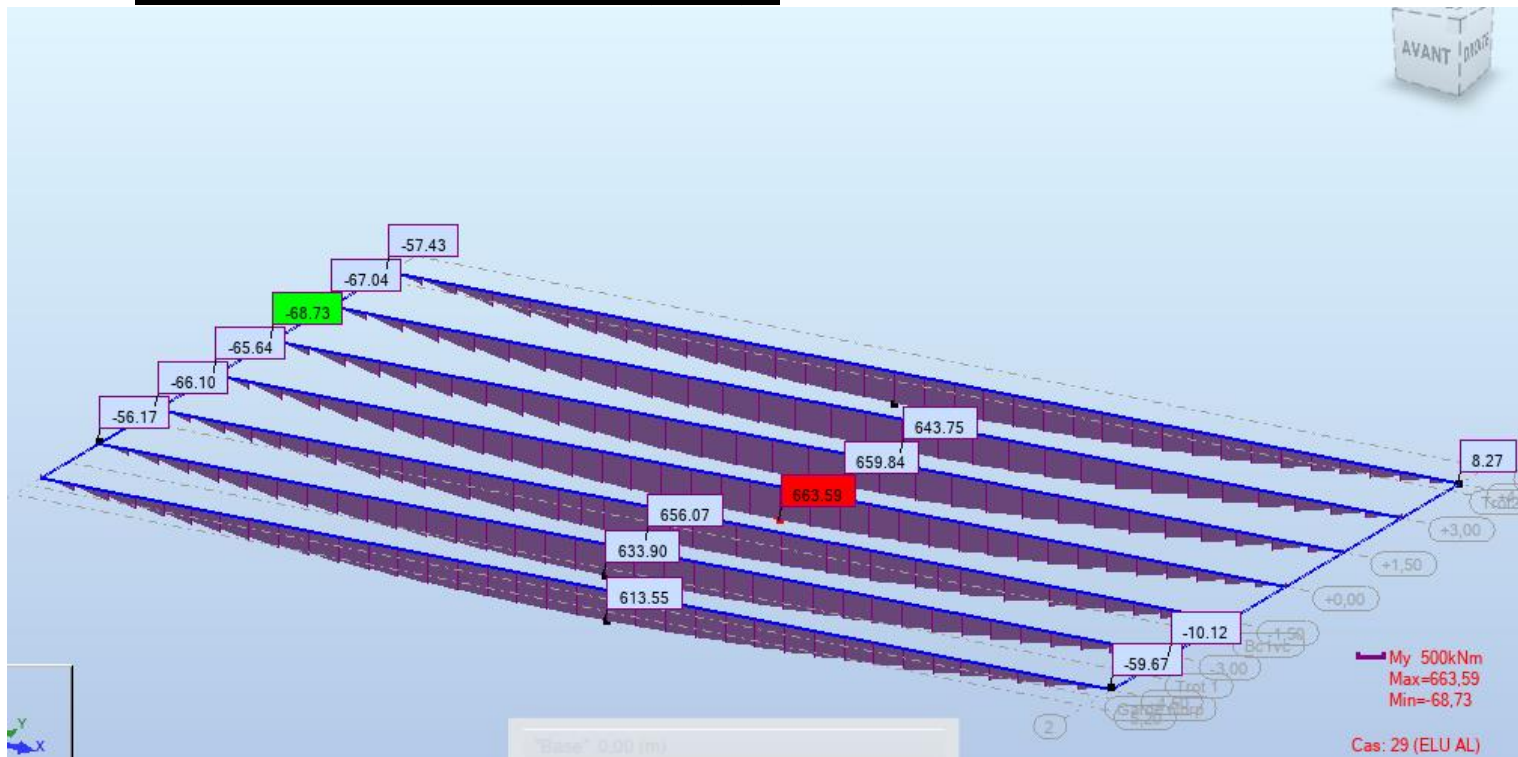


ELS MC120

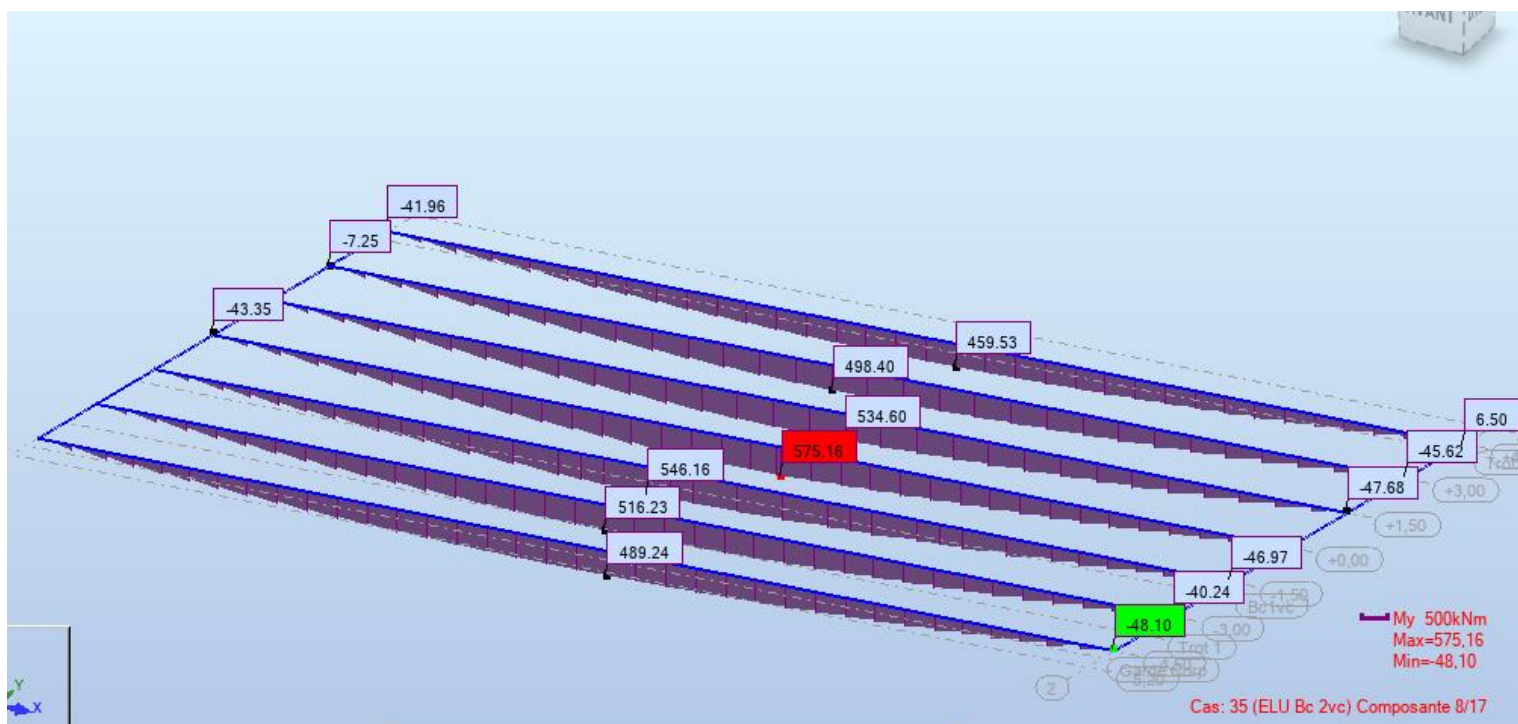


ELS D240

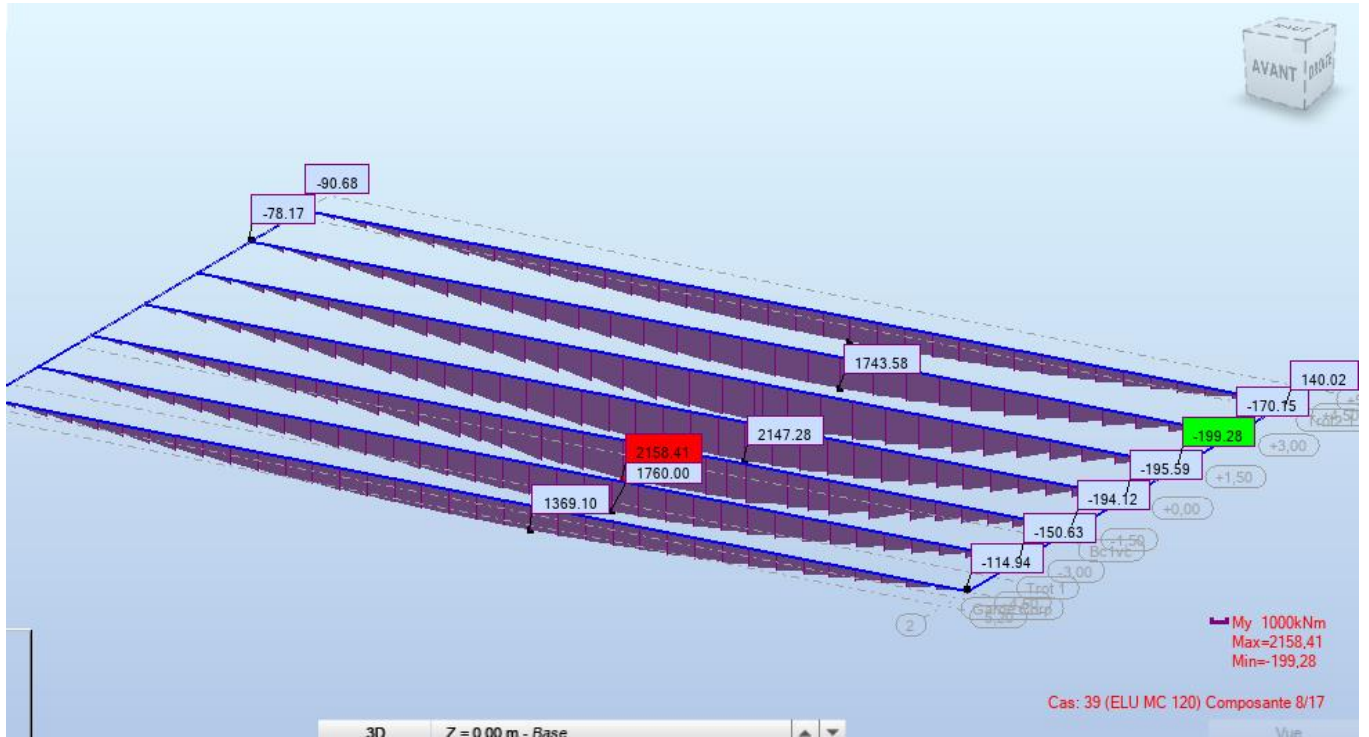
# ETATS LIMITE ULTIME (ELU) :



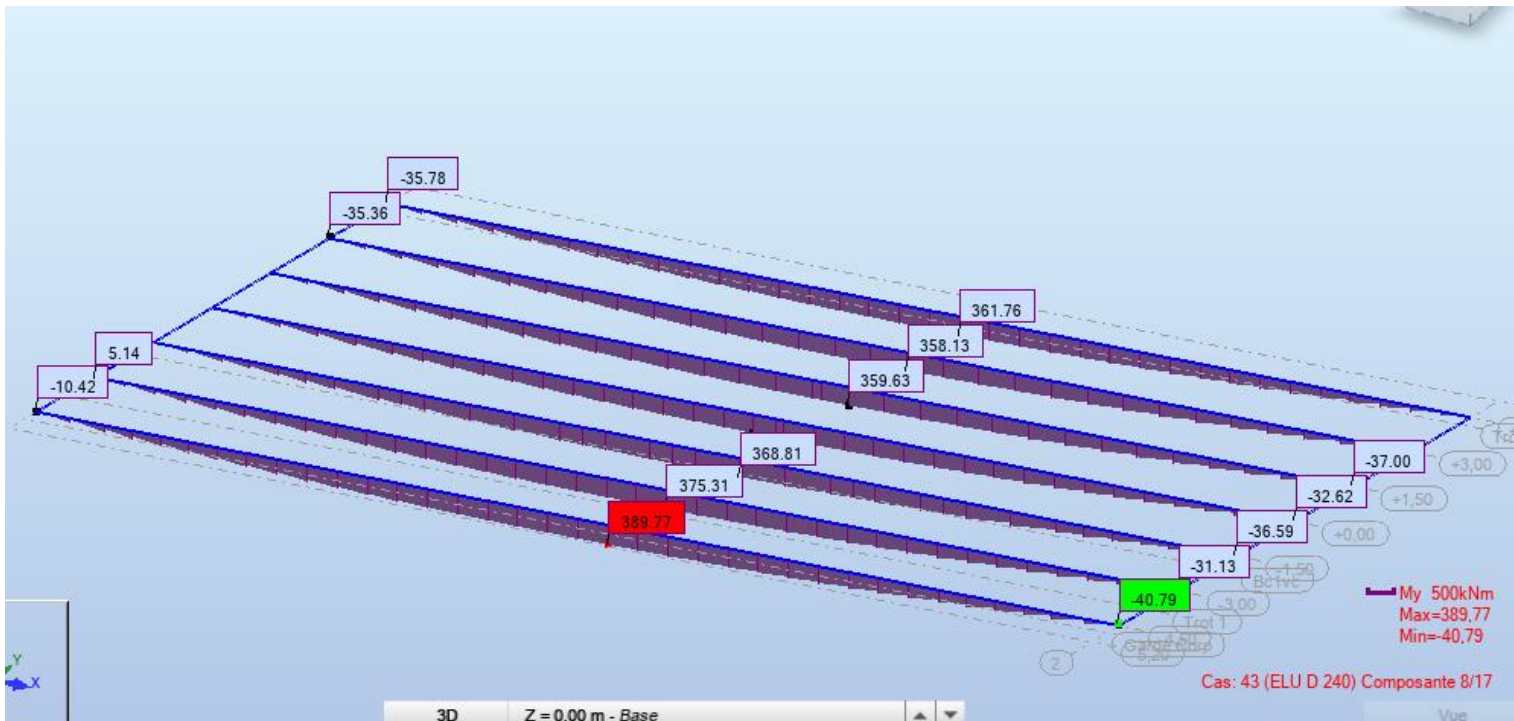
ELU AL



ELU BC

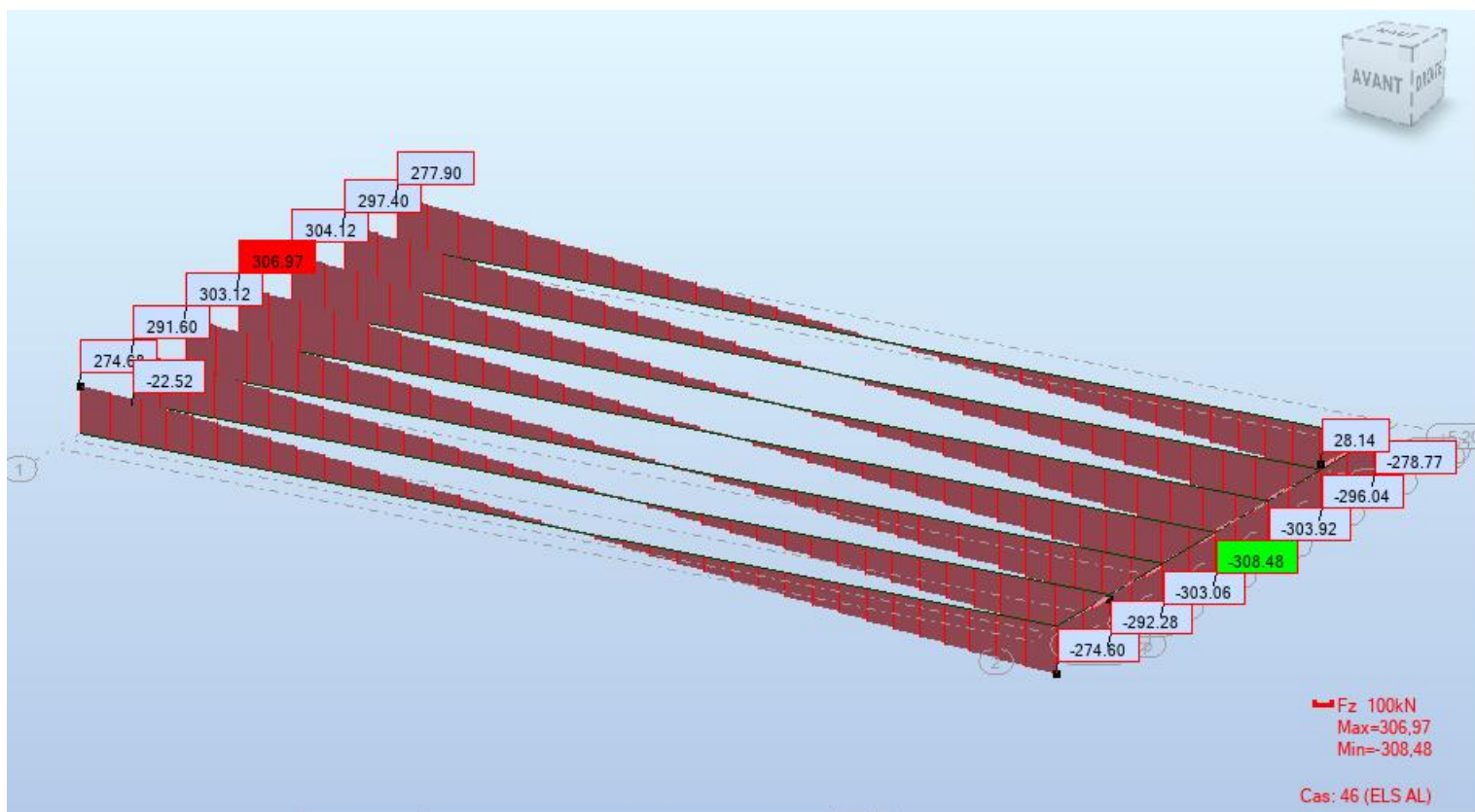


ELU MC120

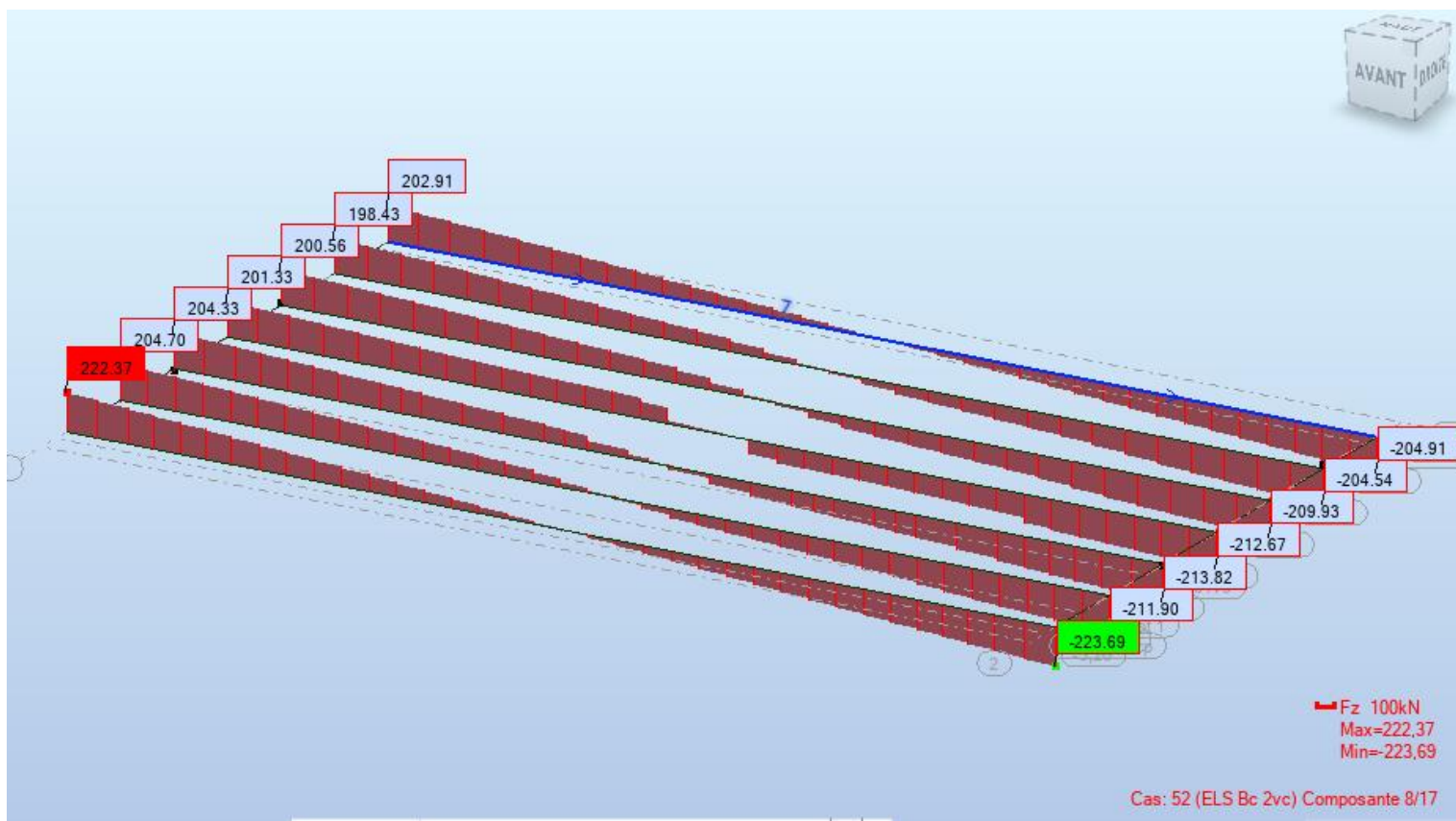


ELU D240

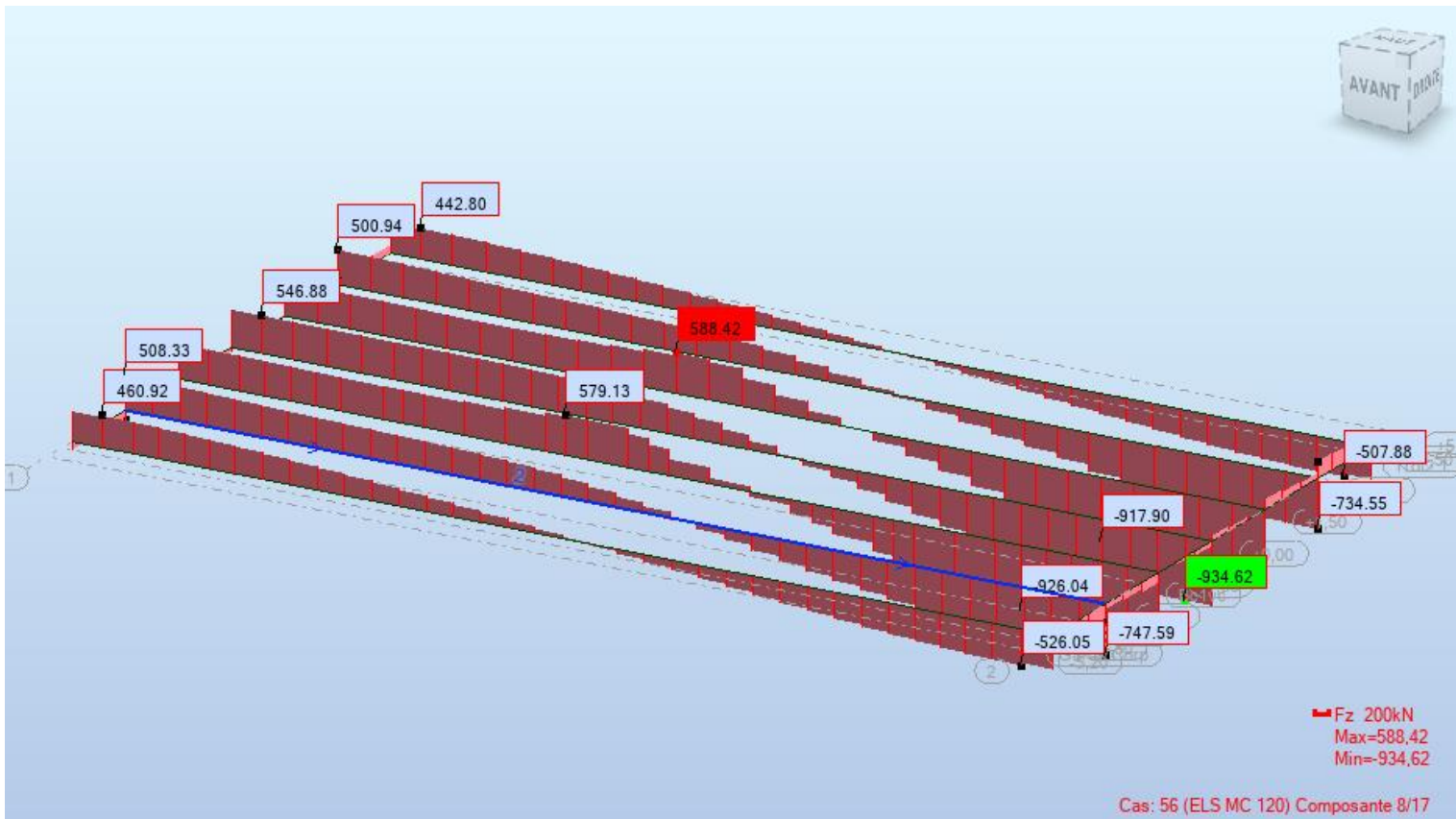
# EFFORT TRANCHANT AU (ELS) :



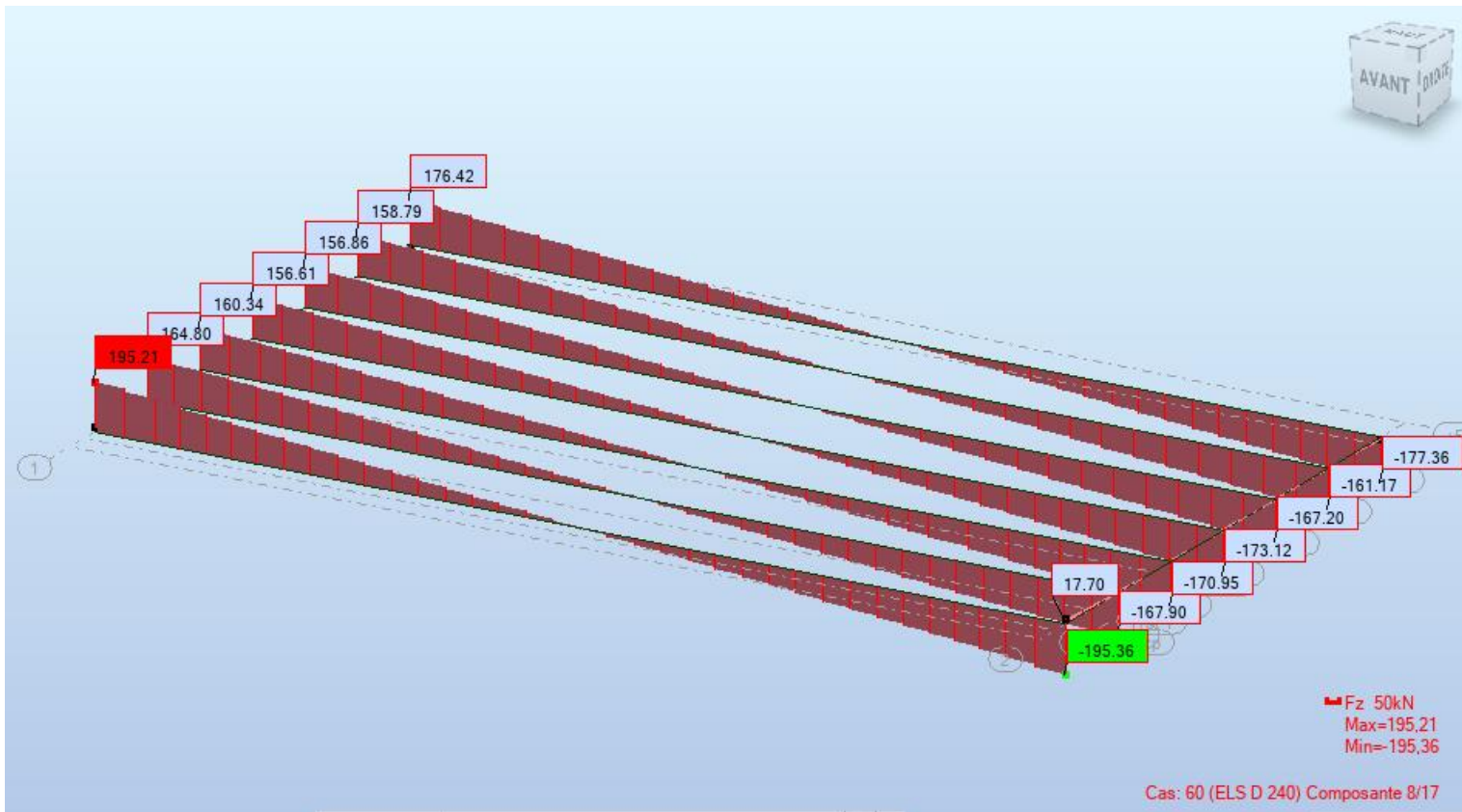
ELS AL



ELS BC

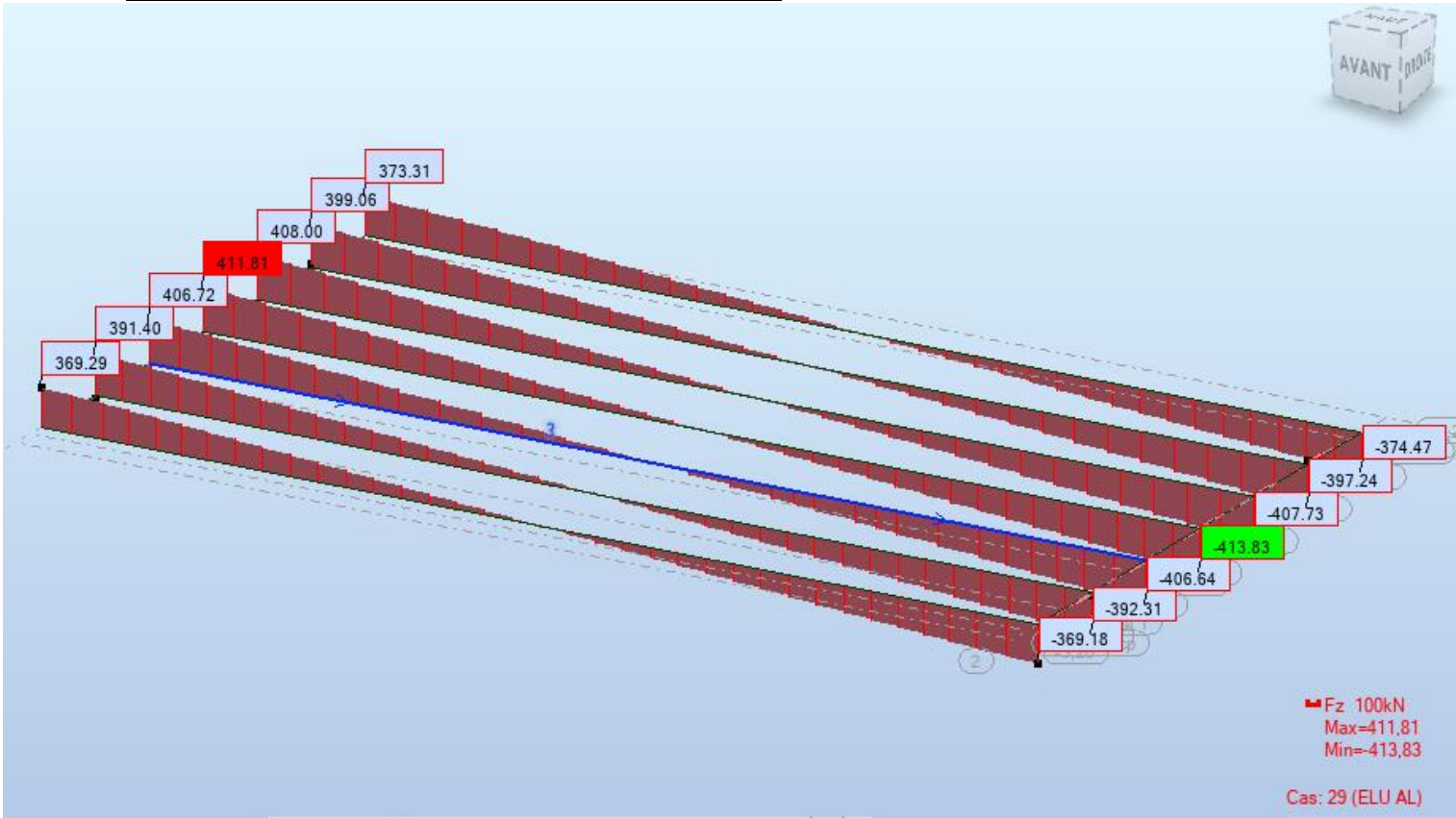


ELS MC120

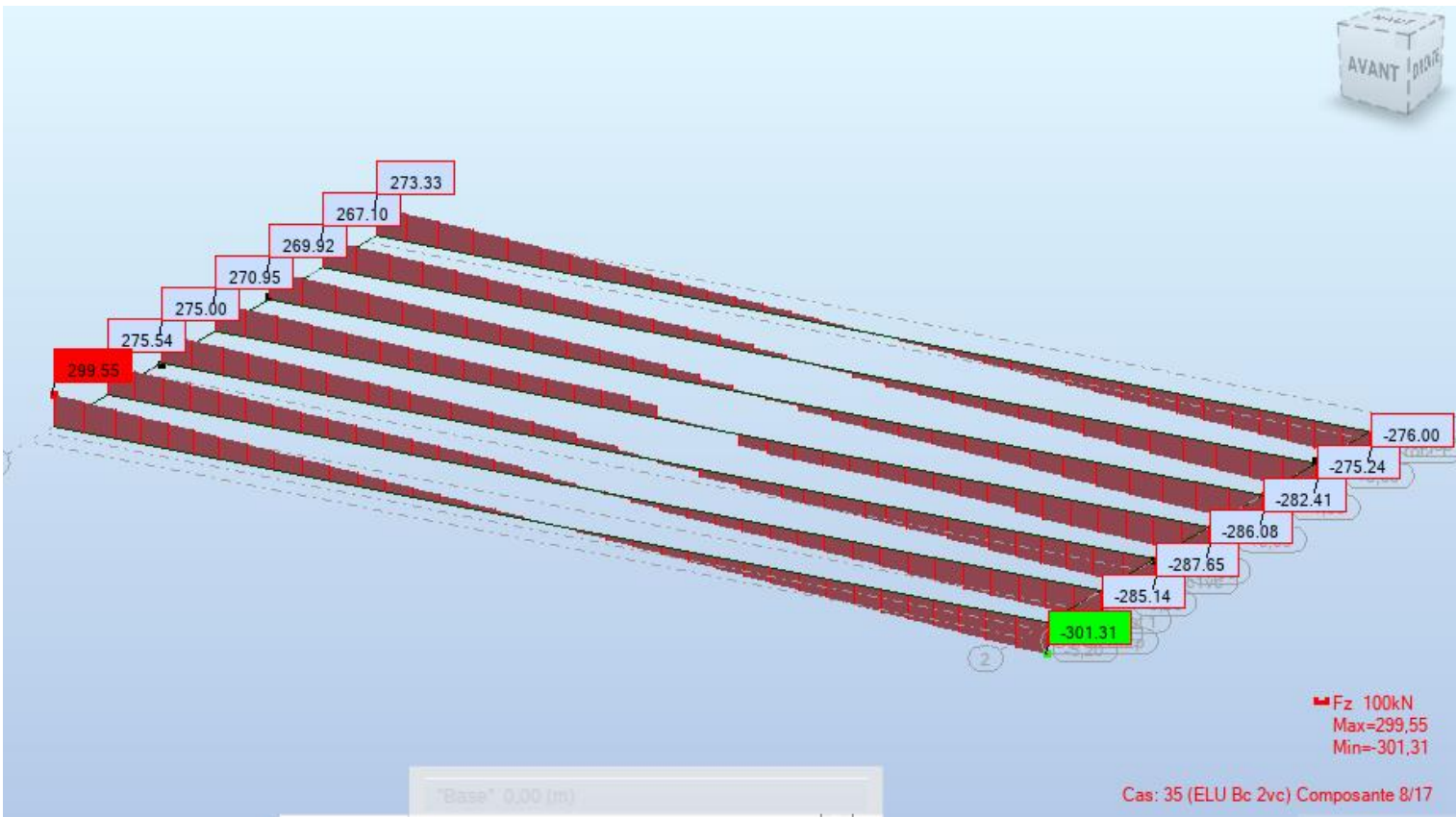


ELS D240

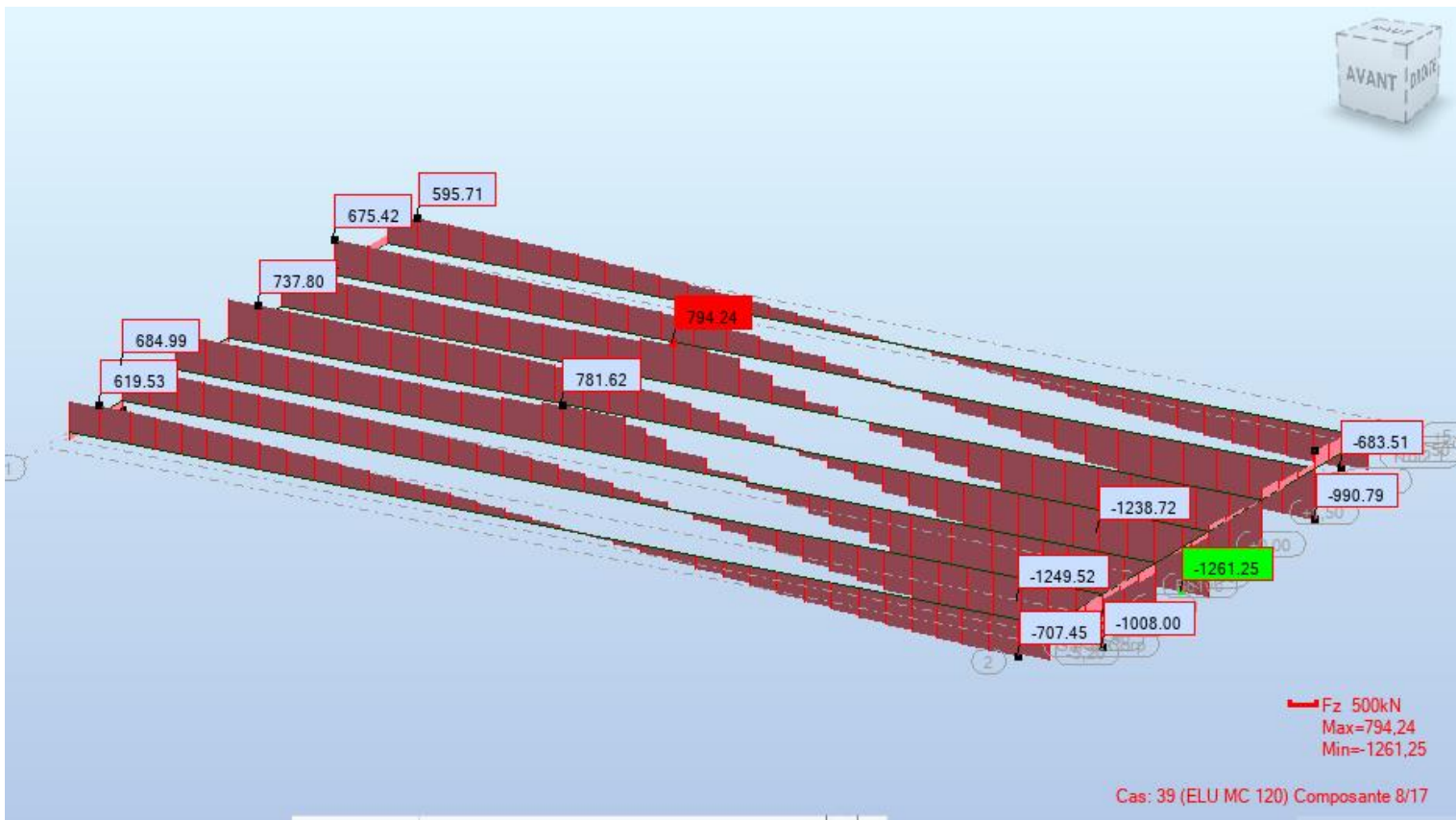
# EFFORT TRANCHANT AU (ELU) :



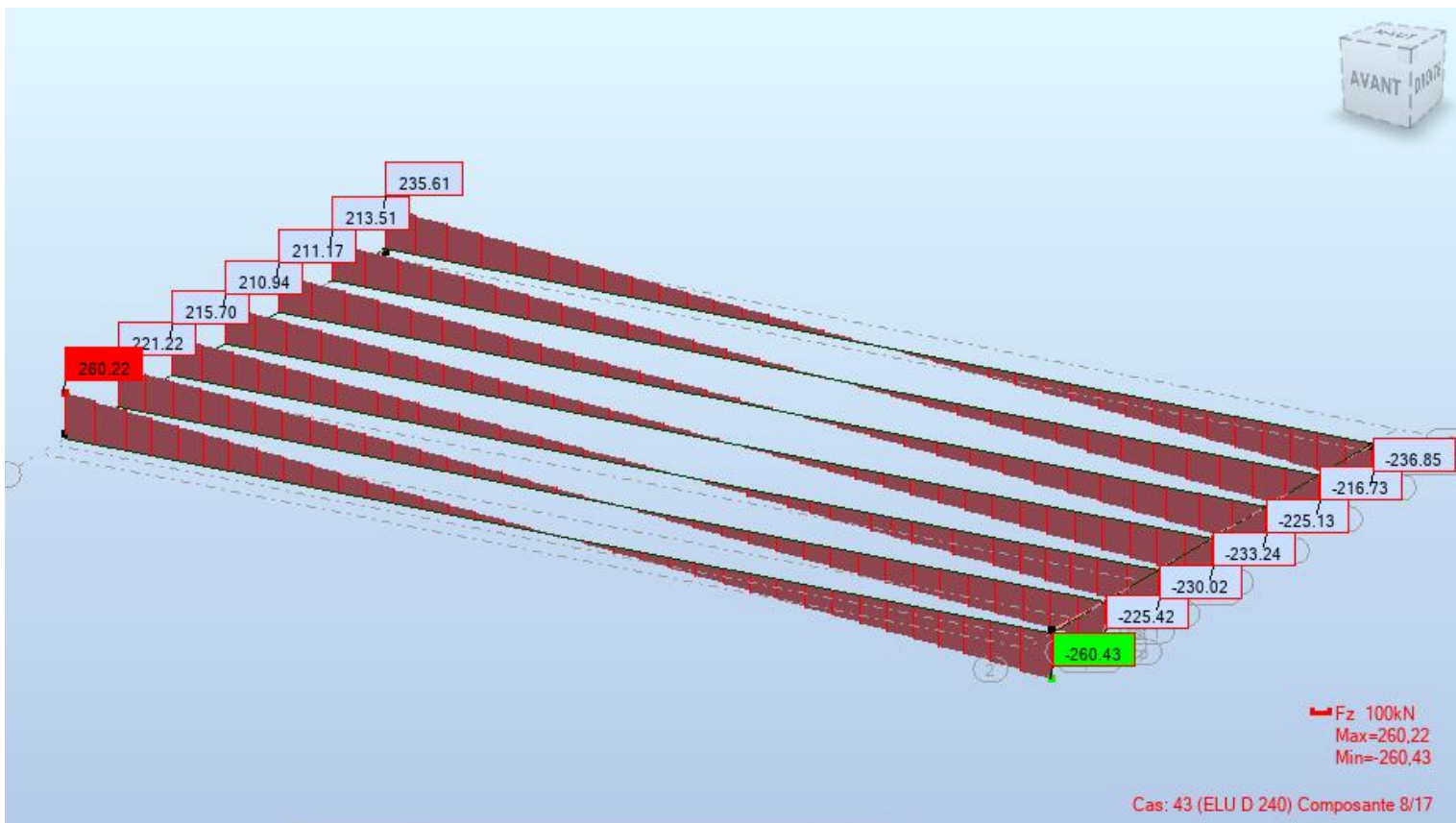
ELU AL



ELU BC



ELU MC120



ELU D240

# CHAPITRE 8

## Etude de ferraillage

## VIII-1 Etude Des Poutres :

On utilise le tableau suivant pour le choix le type de ferrailage :

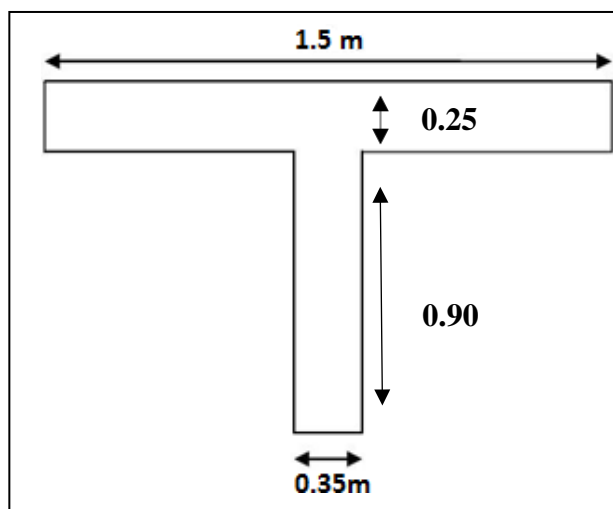
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

Section en cm<sup>2</sup> de 1 à 20 armature de diamètre  $\phi$  en mm

### -Ferrailage des poutres :

On prend pour les différentes poutres les mêmes armatures longitudinales, du fait qu'il y a qu'une petite différence des efforts sollicitant. Ceci faciliter le ferrailage et il n'y aura qu'un seul de poutre.

	Moment fléchissant (KN.m)	Effort Tranchant (KN)
ELU	2158.41	794.23
ELS	1600.04	588.42



$$h = 0.90 \text{ m}$$

$$b = 1.5 \text{ m}$$

$$d = (0.9 \times 0.9) = 0.81 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.35 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 15$$

$$M_{pafbc} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$b = 1.5$$

$$h_0 = 0.25$$

**NB : Fissuration préjudiciable**

$$\text{Enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

## VIII-2 Etape de calcul des armatures longitudinales

### VIII-2-1 Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

$$M_u = 2158.41 \text{ KN m}$$

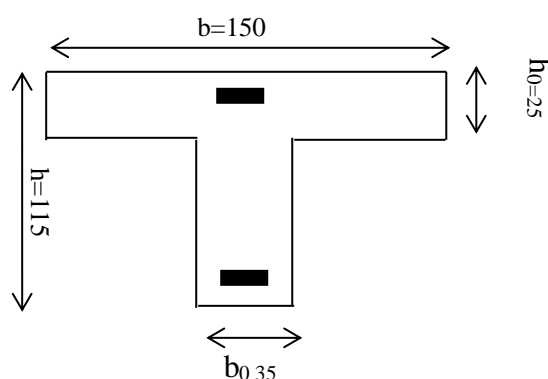
Le moment équilibré par la table

$$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_0 = 14,2 \cdot 10^3 \cdot 0,65 \cdot 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_0 = 4914 \text{ KN.m} > M_u = 2158.41 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire (b x h)



$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Pour les FeE400

Si  $\mu_b < \mu \Rightarrow$  Section simplement armée

Si  $\mu_b > \mu \Rightarrow$  section doublement armée

• Section sans armatures comprimées ( $A'_s = 0$ ) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu = 0.186 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{0.93 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Si } 0.186 \leq \mu_b \leq \mu = 0.392 \Rightarrow A_s = \beta_u \cdot b \cdot d \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

• Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392$$

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.

$$\text{On prend } \mu_b = \mu_1 \Rightarrow A'_s = \frac{M_u - 0.392 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{348 \cdot (d - d')}$$

$$\Rightarrow A_s = A'_s - \frac{b \cdot d \cdot f_{bc}}{651}$$

$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A'_s$  : La section supérieur la plus comprimée.

**a) Armatures transversales :**

$$\Phi_t = \min (h / 35, b_0 / 10, \Phi_1)$$

$$\Phi_t = \min (115/35, 35 / 10, 25) = 3.50 \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre de T10

**b) Espacement des armatures:**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (67 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

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

**C) Vérifications à l'E L U:**

**D) Condition de fragilité non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \cdot 106 \cdot 35 \cdot 2,1 / 400$$

$$A_a = 81 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.43 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

**E) vérification de l'effort tranchant : (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)**

$$V_u^{\max} = 794.23 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 \cdot d = 2.06$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

### F) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$ : somme des périmètres utiles des armatures

$$\tau_{se} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

### G) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

Sur le béton :

$$V_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 2205 \text{ KN}$$

$$V_u = 794,23 \text{ KN} < \bar{V}_u = 2205 \text{ KN}$$

Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H)$$

$$H = \frac{M_{a\max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appuis}} < 0$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

### H) Ancrage des barres

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :  $L_s = \Phi \cdot f_e / 4$ .  $\tau_s = 1 \cdot 400 / 4 \cdot 2,835 = 35,27 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :  $L_c = 0,4 \cdot L_s = 14 \text{ cm}$

## VIII-2-2 Vérifications à l'ELS;

### -Vérification de la résistance à la compression du béton

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

-En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$M_s = 1600 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 81 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la flèche

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec:

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 A$$

Le moment statique de la section homogénéisée par rapport à l'axe (X.X)

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A d$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} =$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left( V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A (V_2 - c)^2$$

$M_s$  : moment fléchissant max à l'ELS

$E_v$  : module de déformation différée du béton

$I_{fv}$  : moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

$B_0$  : section homogène

$\rho$  : le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$f_i = 2.19 \text{ cm} < \bar{f}_i = \frac{1600}{500} = 3.20 \text{ cm}$$

**TABLEAU RÉCAPITULATIF DES FLÈCHES TOTALES**

	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Section	1,6	3,2	4,8	6,4	8
Flèche en cm	-0,69	-1,30	-1,78	-2,08	-2,19

## Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants

Calcul aciers à l'ELU pour la section 0.5L de la poutre				
<b>Mu</b>	<b>228,29</b>	T.m//enrobage =	<b>0,04</b>	m
<b>Mser</b>	<b>169,47</b>	T.m		
<b><math>\mu_{ul}</math></b>	<b>0,312</b>			
<b><math>\alpha_{ul}</math></b>	<b>0,483</b>			
<b>b</b>	<b>0,350</b>	m		
<b>d</b>	<b>1,060</b>	m		
fbu	<b>22,66666667</b>			
fsu	<b>435</b>			
<b><math>\mu_u</math></b>	<b>0,256</b>	PIVOT B		
<b><math>\epsilon_{sc}</math> (‰)</b>	<b>3,227</b>	<b><math>\sigma_{sc}</math> =</b>	<b>434,783</b>	Mpa
<b><math>\epsilon_{st}</math> (‰)</b>	<b>3,740</b>	<b><math>\sigma_{st}</math> =</b>	<b>434,783</b>	Mpa
<b>A<sub>sc(u)</sub></b>	<b>0,000</b>	cm2		
<b>A<sub>st(u)</sub></b>	<b>58,330</b>	cm2		

Calcul aciers à l'ELS pour la section 0.5L de la poutre				
<b>lim<math>\sigma_{st}</math> =</b>	<b>241,00</b>	Enrobage =	<b>0,04</b>	m
<b>lim<math>\sigma_{bc}</math> =</b>	<b>22,67</b>			
<b><math>\alpha_{serRB}</math></b>	<b>0,585</b>			
<b>M<sub>RB</sub></b>	<b>209,943</b>	T.m		
<b>b</b>	<b>0,350</b>	m		
<b>d</b>	<b>1,060</b>	m		
$\lambda$	<b>1,536</b>	<b><math>\sigma_{sc}</math></b>	<b>318,076</b>	Mpa
$\varphi$	<b>1,018</b>	<b><math>\delta p</math></b>	<b>0,038</b>	
<b><math>\mu_{serRB}</math></b>	<b>0,236</b>	<b><math>\mu_{ser}</math></b>	<b>0,190</b>	
<b><math>\alpha_{serRB}</math></b>	<b>0,585</b>	<b><math>\alpha_{ser}</math></b>	<b>0,447</b>	
<b><math>\alpha_{ser}</math></b>	<b>0,546</b>			
<b>A<sub>sc(u)</sub></b>	<b>0,000</b>	cm2		
<b>A<sub>st(ser)</sub></b>	<b>81,091</b>	cm2		
	<b>Mser &lt; M<sub>RB</sub></b>	<b>Mser &gt; M<sub>RB</sub></b>		

Aciers théoriques			Y1 (cm)	I (cm4)	<b><math>\sigma_{bc}</math> =</b>	<b><math>\sigma_{st}</math></b>
<b>A<sub>sc</sub></b>	<b>0,000</b>	cm2				
<b>A<sub>st</sub></b>	<b>81,091</b>	cm2	52,65	5752928,43	15,51	235,7178568
Aciers adoptés						
<b><math>\phi_{sc}</math> =</b>	<b>25</b>	<b>mm</b>				
<b>Nombre =</b>	<b>4</b>	<b>U</b>				
<b>A<sub>sc(u)</sub> =</b>	<b>19,635</b>	<b>cm2</b>				
<b><math>\phi_{st}</math> =</b>	<b>25</b>	<b>mm</b>				
<b>Nombre =</b>	<b>17</b>	<b>U</b>				
<b>A<sub>st(u)</sub> =</b>	<b>83,449</b>	<b>cm2</b>				

# CHAPITRE 9

## Etude de l'hourdis

## IX -1 Introduction :

L'hourdis est une dalle en béton armé, qui sert de couvertures pour le pont, en effet il reçoit la couche de roulement de la chaussée (revêtement, chape d'étanchéité... etc.) et les surcharges des véhicules, aussi son rôle est de reporter les charges permanentes et les surcharges sur les poutres.

L'hourdis a un rôle d'entretoisement, et assure la répartition transversale des efforts.

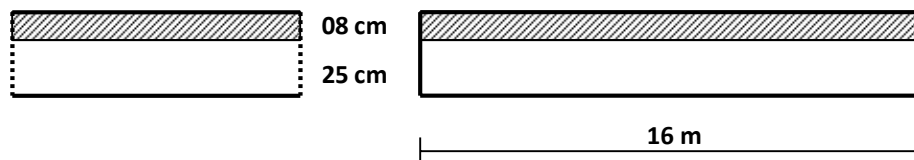
## IX -2 Moment Dans L'hourdis Dus À La Flexion Localisée:

Considérons la dalle travaillant dans les deux sens (suivant x et y). et reposant sur deux cotés , On détermine les moments fléchissant dus aux différents cas de charge.

Pour les surcharges  $B_c, B_t, B_r, M_c, 120, A(L)$  et D240 On utilise le logiciel robot

Pour le calcul des moments, dus aux surcharges les abaques nous donnent directement les moments .

La dalle a une épaisseur de 25 cm recouverte d'une couche d'étanchéité, couche de protection et d'une couche d'asphalte, cette dalle repose sur 7 poutres d'entre axe 1,50 m et sur des entretoises d'about.



Coupe transversale l'hourdi

### a- Caractéristiques géométriques :

La dalle est calculée comme une poutre simplement appuyée, pour le ferrailage on adopte une bande de 1 m de longueur.

### b- Les hypothèses de calcul :

$$b = 1.00 \text{ m} \quad \text{Enrobage} = 5 \text{ cm}$$

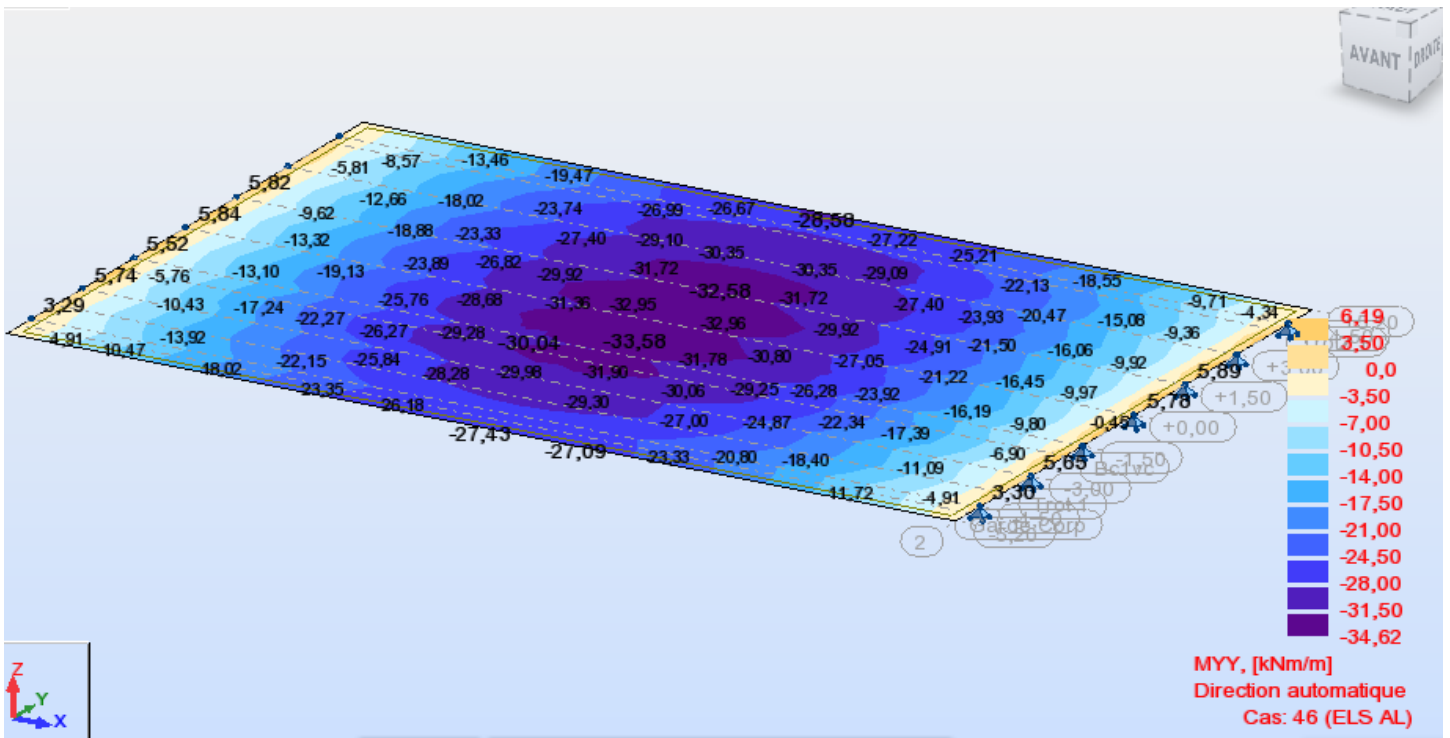
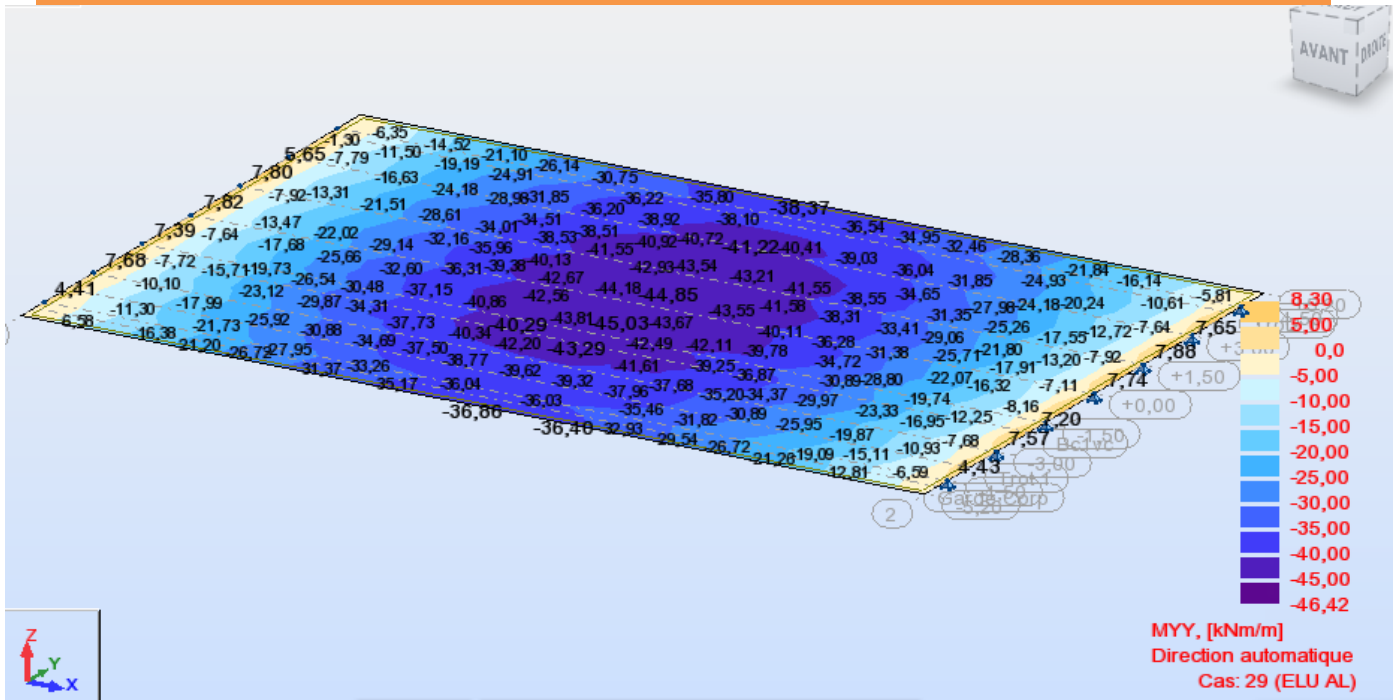
$$h = 0.25 \text{ m} \quad f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$d = (0.25 \times 0.9) = 0.225 \text{ m} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

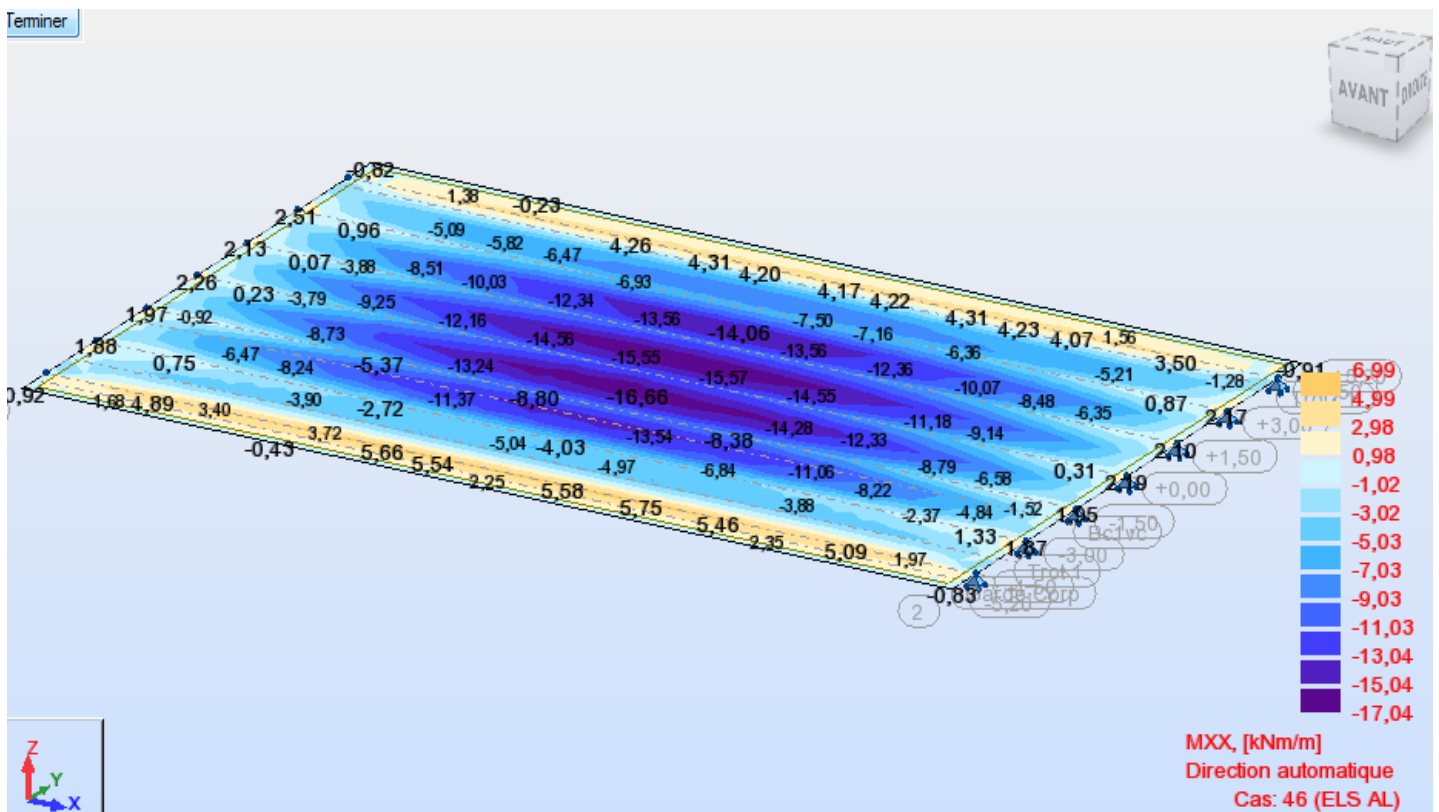
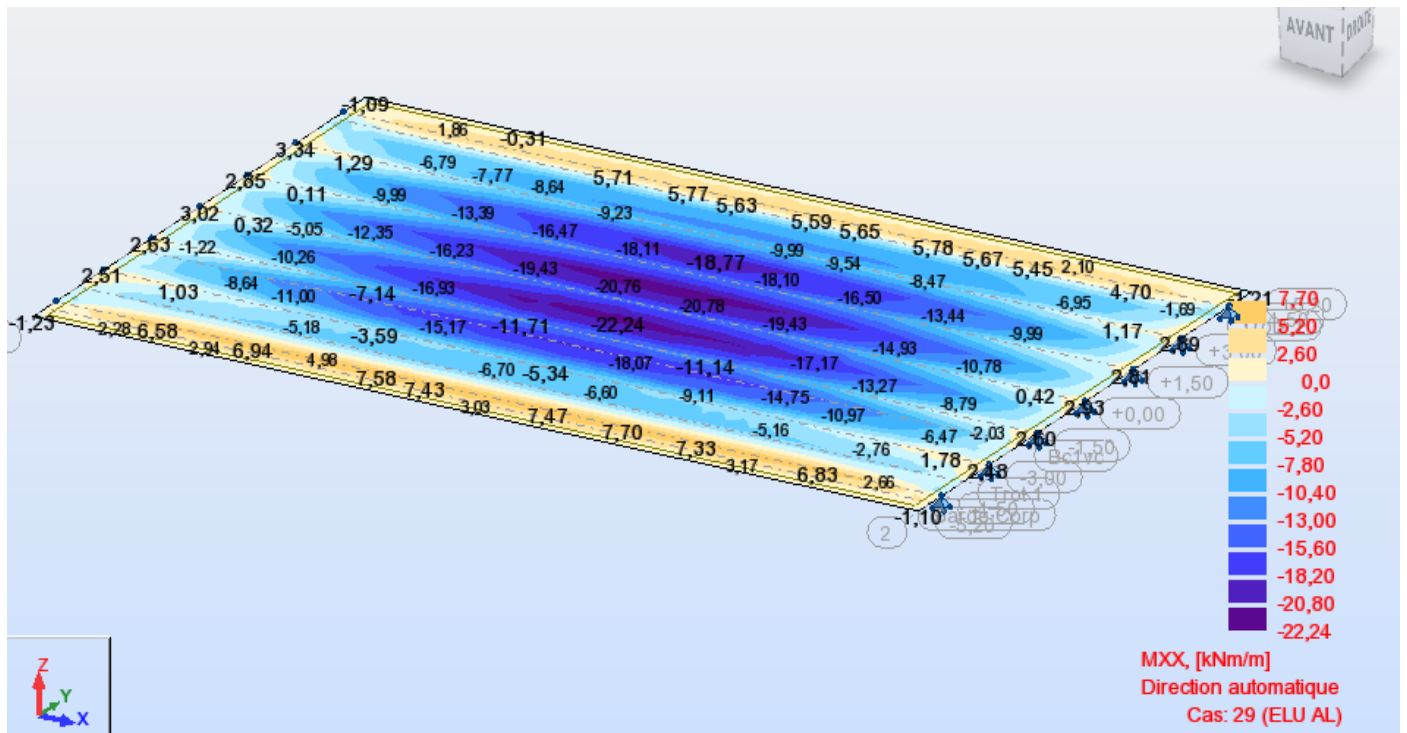
$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

# Moments MYY COMBINISON PLUS DEFA VORABLE



# Moments MXX COMBINISON PLUS DEFAVORABLE



### IX -3-1 Moments Transversaux Et Effort Tranchats MAX:

	$M_{\max}$ ELU (T.m)	$M_{\max}$ ELS (T.m)	T ELU (T.)	T ELS (T.)
<b>Moment sur appuis</b>	2.250	1.75	3.449	2.578
<b>Moment sur travée</b>	4.642	3.462	3.449	2.578

### IX --3-2 Moments longitudinaux Et Effort Tranchats MAX

	$M_{\max}$ ELU (T.m)	$M_{\max}$ ELS (T.m)	T ELU (T.)	T ELS (T.)
<b>Moment sur appuis</b>	1.053	0.65	3.189	2.249
<b>Moment sur travée</b>	2.224	1.704	3.189	2.249

### IX -4 Ferrailage De La Dalle:

#### IX -4 -1 Transversalement:

H = 25 cm, d = 0,9h = 22,5 cm, b = 100 cm

##### a. En travée

##### • E. L .U :

$M_U = 4.642 \text{ t.m/ml} = 46420 \text{ N.m}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

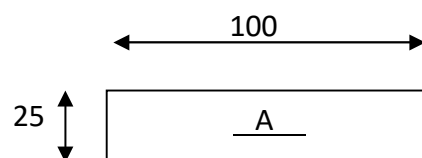
$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{46420}{100 \times (22,5)^2 \times 14.2} = 0.064$$

$\mu < 0.392$  (Fe 400) donc A' n'existe pas

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.071$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.971$$



$$\sigma_s = fe / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 6.01 \text{ cm}^2$$

• **E.L.S :**

$$M_{S,\max} = 3.462 \text{ t.m} = 34620 \text{ N.m}$$

$\mu_s = \frac{M_{S,\max}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{st}}$ , comme les fissurations sont préjudiciables, on a :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \mu_s = 0.048 \rightarrow \beta_1 = 0.975 \rightarrow z_1$$

$$z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.975 = 0.219 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{S,\max}}{z_1 \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 4.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 4HA16 = 8.04 cm<sup>2</sup>

**On vérifier la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq \left( 0.23 \cdot \frac{t_j}{f_e} \right) b \times d \quad ; \quad F_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$$

$$A_{\min} \geq 2.72 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{ser}, A_u) = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = A_{ser} = 8.04 \text{ cm}^2$$

**Vérification des contraintes:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = 1.206 \text{ cm}$$

$$E = 2D \cdot d = 54.27$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 6.26$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 [A (d - y_1)^2] = 39983.9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{S,\max}}{I} = 0.708$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 6.43 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \sigma_b$  Donc le condition est vérifiée

### **Acier**

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_1) = 172.47 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{1/2} \right\}$$

$$\eta = 1.6$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 172.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

### **Espacement max:**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (75, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \text{ (C.V)}$$

#### **b. En appuis:**

##### **• E.L.U:**

$$M_U = 2.25 \text{ t.m} = 22500 \text{ N.m}$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

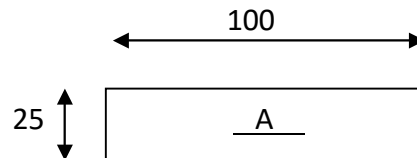
$$\mu = \frac{22500}{100 \times (22.5)^2 \times 14.2} = 0.0312$$

$\mu < 0.392$  (Fe 400) donc A' n'existe pas

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.040$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.984$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$



$$A_{su} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 3.05 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S:**

$$M_{S,\max} = 1.750 \text{ t. m/ml} \rightarrow \mu_s = 0.0016 \rightarrow \beta_1 = 0.98 \rightarrow z_1 = 0.220$$

D'où :  $A_{ser} = 3.870 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>

**Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} \geq (0,23 \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}) b \times d \quad ; \quad F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$$

$$A_{\min} \geq 2,72 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{ser}, A_{su}) = 4.52 \text{ cm}^2$$

**Vérification des contraintes:**

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = 0.678$$

$$E = 2D \cdot d = 30.51$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 4.89$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 [A (d - y_1)^2] = 24923.27 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{S,\max}}{I} = 0.71$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 3.47 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,6 f_{cj} = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} < \sigma_b \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

**Acier**

$$\sigma_s = 15 \times K (d - y_1) = 187.55 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 (\eta \cdot f_{tj})^{1/2} \right\}$$

;  $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} 400; 110(1.6 \times 2.1)^{1/2}\right) \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 187.55 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

### **Espacement max:**

$$e \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(75, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \text{ (C.V)}$$

IX -4 -2 - -

### **longitudinalement:**

#### **En travée:**

- **E.L.U :**

$$M_{U,\max} = 2.224 \text{ t.m/ml} \quad A_{su} = 2.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **E.L.S :**

$$M_{S,\max} = 1.704 \text{ t.m/ml} \quad \text{D'où : } A_{ser} = 2.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

#### **En appuis:**

- **ELU :**

$$M_{U,\max} = 1.053 \text{ t.m}$$

$$A_{su} = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **ELS :**

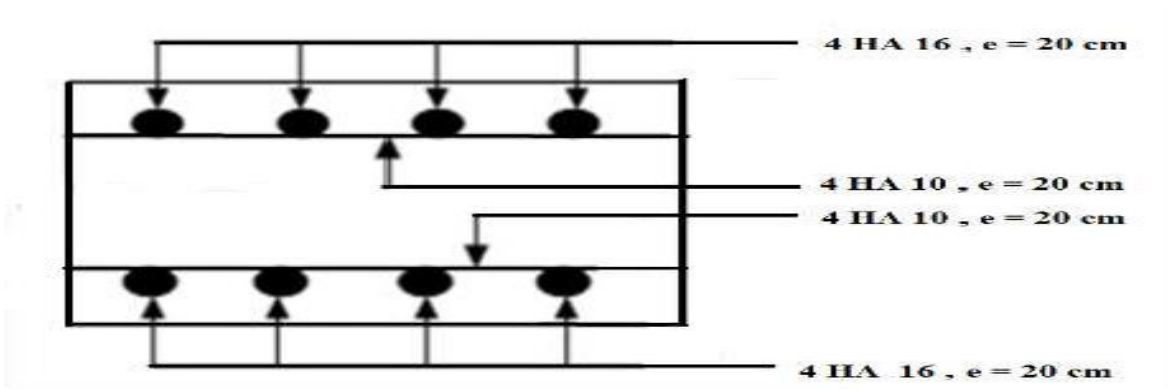
$$M_{S,\max} = 0.65 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{D'où : } A_{ser} = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

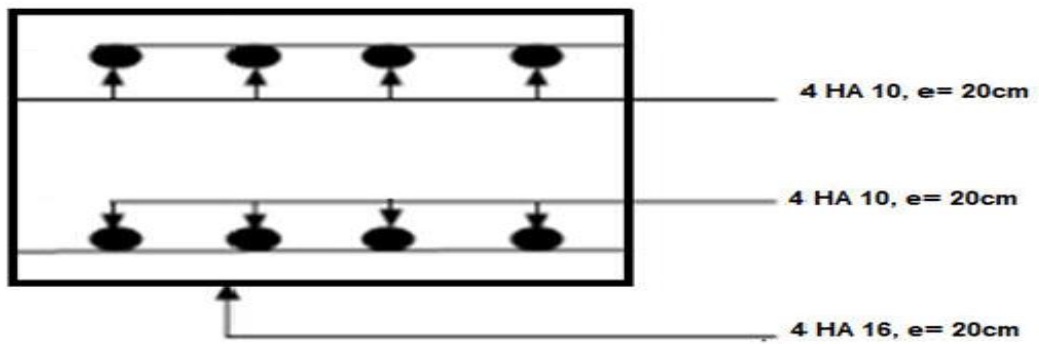
On prend 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>

$$A = \max(A_{su}; A_{ser}) = A_{ser}$$

**Plan de ferrailage de la dalle**



*Coupe longitudinale*



Coupe transversale

# CHAPITRE 10

## Les équipements du pont

## **-Introduction :**

Les équipements du pont jouent un rôle important dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

### **X-1 -Appareils D'appui :**

#### **X1.1-Définition :**

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis leur rôle est de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation et permettre le mouvement de rotation.



**Appareils d'appuis**

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

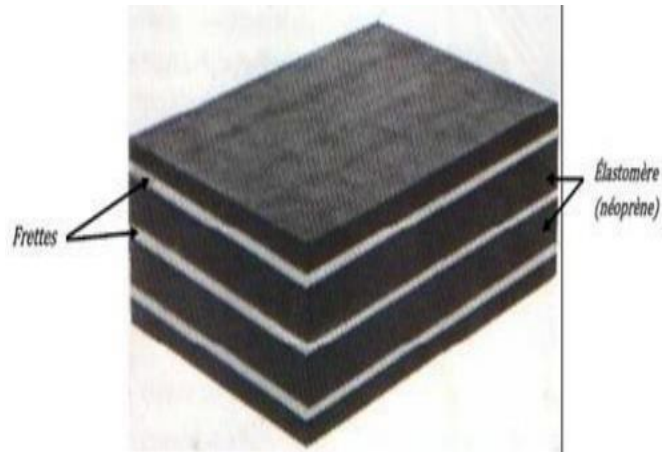
- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

#### **- X.1-2 Le Type D'appareil D'appui Choisit Pour Notre Ouvrage :**

On constate que l'appareil d'appuis en élastomère fretté est le type le plus compatible à notre ouvrage pour les raisons qui viendra si dessous :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles. 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.



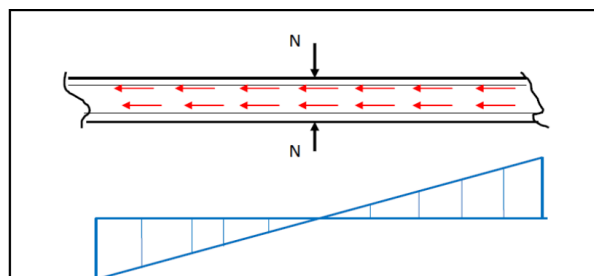
**Appareil d'appui en élastomère frette**

### **X-1-3 -Dimensionnement Des Appareils D'appuis :**

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans le néoprène au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de néoprène. Notre travail persiste à mettre en œuvre les différentes étapes de calcul et en fin les appliquées sur notre cas de projet.

#### **a) Efforts normales de compression :**

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement apparaissent au niveau du plan de frettage.



**Effet de l'effort normal**

Donc l'appareil d'appui doit vérifier l'intégralité suivante :

$$2\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{\max}}{a*b} \leq 15\text{MPa}$$

Avec :

$\sigma_m$  : La contrainte moyenne de compression due à l'effort  $N_{\max}$

$N_{\max}$  : Réaction d'appui

2MPa : condition de non cheminement

15MPa : condition de non écrasement

$a*b$  : dimension en plan de l'appareil tel que :  $a < b$ , avec  $a$  dans le sens longitudinal de l'ouvrage .

#### b) Contrainte maximale de cisaillement :

$$\tau_{\max} = \frac{1.5\sigma_m}{Q}$$

$$Q = \frac{a*b}{2t(a+b)}$$

$\beta$  = Coefficient de forme

$t$  : épaisseur normale d'une feuille de néoprène.

Au début de la mise en charge sous  $\sigma_m \max = 3\text{MPa}$  il subit un écrasement d'adaptation de 1mm.

Cette valeur supplémentaire de l'écrasement est calculée avec la formule :

$$\Delta e_t = K_1 * n * \frac{t^3}{a^2} * \frac{\sigma_m}{G}$$

$n$  : nombre de feuillet

$K_1$  : Coefficient en fonction de  $a/b$

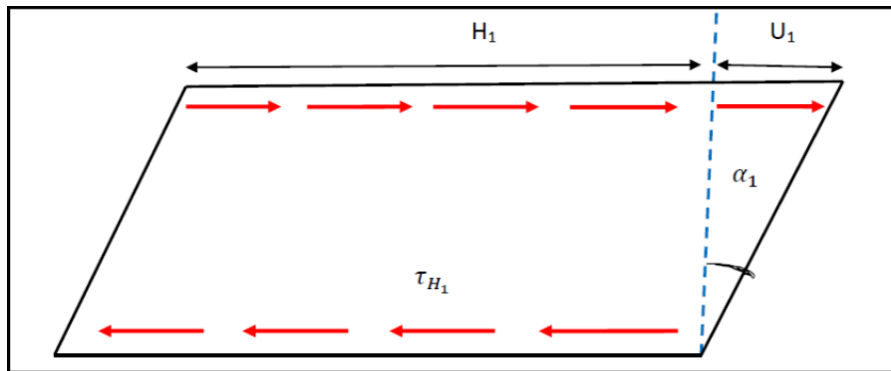
$G$  : module de déformation transversale, avec  $G=0.8\text{MPa}$  pour les ponts route l'écrasement sera :

$$e_t = 1\text{mm} + \Delta e_t$$

#### c) Distorsion :

Elle est due aux déplacements horizontaux, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme. Alors deux cas se présentent :

1. La déformation  $U$  de l'appareil est lent (dilatation, retrait et fluage), ainsi elle nous permet de déterminer l'angle de torsion, la contrainte et l'effort correspondant



1er cas de torsion

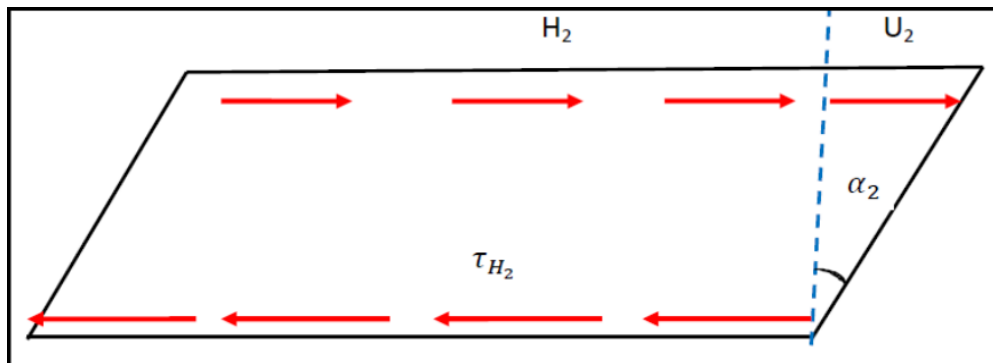
$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{U_1}{T} \text{ avec } T = \sum t_i$$

On a :

$$t_{H1} = G * \operatorname{tg} \alpha_1 = G * \frac{U_1}{T}$$

$$\text{Et : } H_1 = a * b * t_{H1} = G * a * b * \frac{U_1}{T}$$

2. L'appareil d'appui est soumis à un effort dynamique (freinage, vent, force centrifuge). Dans un cas d'un effort dynamique, le module d'élasticité transversal vaut deux (02) fois la valeur de G correspondant à l'effort statique.



2ème cas de torsion

$$t_{H2} = \frac{H}{a * b}$$

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{t_{H2}}{2 * G}$$

D'où :

$$\frac{U_2}{T} = \operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{H_2}{2 * G * a * b}$$

$$U_2 = \frac{H_2 * T}{2 * G * a * b}$$

On introduit une contrainte conventionnelle de calcul, qui sous l'effort statique seul correspondant à la même déformation totale.

$$U = U1 + U2$$

Cette contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = G * \text{tg}\alpha = \tau_{H1} + \frac{H1}{2}$$

$$\tau_H = G * \frac{U1}{T} + \frac{U2}{2*a*b}$$

#### d) Rotation :

La rotation peut provenir de la déformation due au fonctionnement de la structure, la valeur du moment du rappel M crée par une rotation est :

$$M = G * \frac{aT}{n} * \frac{a^{5*b}}{t^5} * \frac{1}{K_2}$$

$K_2$  : Coefficient de forme en fonction de  $\frac{b}{a}$

T : Rotation d'appui sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

$T = \frac{at}{x}$  : ( $\alpha_t$  angles de rotation d'un seul feuillet (rd))

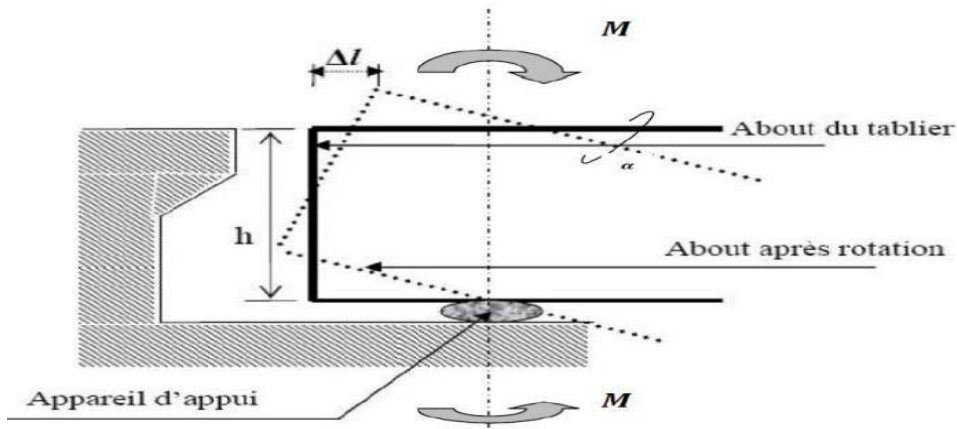
Lorsqu'une frette solidaire de même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme suit :

$$r = \frac{G}{a} * \frac{(a)^2}{2} * \frac{a}{t} * r$$

Lors de la rotation les contraintes  $r_a$  et  $r_b$  s'additionnent vectoriellement selon deux directions parallèles aux cotes a et b.

$$r_{a*a} = \frac{G}{2} * \frac{(a)^2}{t} * r_{a*a}$$

$$r_{a*b} = \frac{G}{2} * \frac{(a)^2}{t} * r_{a*b}$$



Rotation de l'about du tablier

## X-2 Prescription réglementaire :

### X-2-1 -Limitation de la contrainte de

cisaillement :  $\tau = N + a.t$

$$h_1 \leq 0.5 * G$$

$$h \leq 0.7 * G$$

### X2-2-Limitation de la contrainte moyennes de compression :

$$\sigma_{m_{max}} = \frac{N_{max}}{a*b} \geq 15 \text{MPa}$$

### X2-3-Vérification de condition de non soulèvement :

$$\alpha \leq \frac{3}{t} * \frac{t}{a^2} * \frac{\sigma_m}{G}$$

### X2-4-Limitation des contraintes moyennes de compression :

$$\sigma_{m_{max}} = \frac{N_{max}}{a*b} \geq 2 \text{MPa} = 20 \text{Kg/cm}^2$$

Tel que :

$N_{max}$  : est la réaction engendrée par le poids propre

## **X2-5-Condition de non glissement :**

$$H < f * N$$

Tel que :

N : Valeur de l'effort normal.

f : Coefficient de frottement, avec :  $f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m}$

### **-Remarque :**

Si la condition n'est pas vérifiée, il convient d'éviter le déplacement de l'appareil, en l'équilibre des dispositifs appropriés on prévoit des appareils spéciaux capables de transmettre des réactions d'appuis négatives.

En fonction de leurs directions, les appareils d'appuis peuvent se déformer par l'instabilité élastique. La stabilité élastique des appareils en néoprène frette impose une limitation de la contrainte moyenne de compression.

$$\sigma_m \leq k * G * \frac{a^2}{T^2}$$

Avec :

K : Coefficient de frottement.

## **X2.6-Condition de non flambement :**

Les valeurs de K ne sont pas suffisamment connues, il convient donc de respecter les règles courantes qui consistent à limiter la hauteur nette de néoprène en fonction de la plus petite dimension en plan d'appareil.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

## X2-7-Dimensionnement des frettes :

L'épaisseur des frettes devra respecter les deux conditions suivantes :

$$t_s \geq \frac{a}{Q} * \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

$$t_s \geq 2\text{mm}$$

Avec :

$$\sigma_e = 215 \text{ MPa pour l'acier E24-1}$$

## X . 3 -Application à notre projet :

Pour chaque appui, on disposera un appareil d'appui.

### X.3-1 -Calcul des efforts horizontaux :

#### a) Efforts de freinage dû à la surcharge A(l) :

$$F_{A(L)} = \frac{(L)*S}{20+(0.0035*S)}$$

$$S = 7.00*20.00 = 140.00\text{m}^2 \text{ (surface chargée)}$$

$$A(L) = 1.00150\text{t/m}^2$$

$$F_{A(L)} = \frac{1.00150*140}{20+(0.0035*140)} = 6.84\text{T} = 68.4\text{KN}$$

#### b) Efforts de freinage du à surcharge BC:

Chaque essieu d'un camion de système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions qu'on peut placer sur le pont un seul est supposé freiner  $F_{Bc} = 30\text{t} = 300 \text{ KN}$

### X.3.2 Dimensionnement de l'appareil d'appui :

#### a) Hauteur de néoprène :

Avec  $\alpha$  : angle de distorsion

Les conditions générales prépondérantes

$$\tau_{HI} = G * \text{tg}\alpha = G + \frac{U_1}{T} \leq 0.5 * G$$

$$\text{tg}\alpha < 0.5$$

$$\text{tg}\alpha_1 = \frac{U_1}{T} \leq 0.5 \quad T < 2U_1$$

$U_1 = D_{\max} = 20\text{mm}$  (déformation due au fluage, retrait dilatation)

$$T \geq 40\text{mm}$$

$$T_{\max} = n \cdot (t + t_s)$$

Avec :  $t = 12\text{mm}$  ;  $t_s = 3\text{mm}$

$$T_{\max} = 4 \cdot (12 + 3) = 60\text{mm}$$

### b) Aire de l'appareil :

$$\sigma_{m_{\max}} = \frac{N_{\max}}{a \cdot b} \leq 15\text{MPa}$$

$$a \cdot b \geq \frac{N_{\max}}{15}$$

$N_{\max}$ : Efforts tranchant normal repris par chaque poutre. 1575,00

$$a \cdot b \geq 0,105\text{m}^2 = 1050,00 \text{ cm}^2$$

On choisit un appareil d'appui qui convient et satisfait les conditions suivantes :

→ Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \quad \longrightarrow \quad 5T \leq 10T$$

$$5 \cdot 60 \leq a \leq 10 \cdot 60 \quad \longrightarrow \quad 300 \leq a \leq 600$$

Avec :  $a \leq b$  on prend  $a = 350\text{mm}$  et  $b = 350\text{mm}$

### X-4-1 Limitation des contraintes de cisaillement dans l'élastomère :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5G = 4\text{MPa} \quad \text{avec } G = 0.8$$

$$\tau_N = 1.5 \cdot \frac{\sigma_m}{\beta}$$

Avec :

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2 \cdot (a + b)} = \frac{350 \cdot 350}{2 \cdot (350 + 350)} = 8.75$$

### X-4-2 Distorsion :

$$\sigma_{m_{\max}} = \frac{157.5}{35 \cdot 35} = 0.1312 < 0.15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_N = 1.5 \cdot \frac{13.12}{8.75} = 2.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = 2.24 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

a) Due à déplacement vertical lent de l'appui :

$$\tau_{H1} = G * \operatorname{tg}\alpha_1 = G * \frac{U_1}{T}$$

$$T_{\max} = 60\text{mm}, U_1 = 20\text{mm}$$

$$\tau_{H1} = 0.8 * \frac{20}{60} = 0.266 \text{ MPa}$$

$\tau_{H1} = 0.266 \text{ MPa} < 0.4\text{MPa}$ ..... Condition vérifiée

b) Due à un déplacement horizontal de l'appui :

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a*b}$$

Avec :

$$H_2 : \text{effort de freinage développé par Bc } H_2 = \frac{30}{4} = 7.5t$$

$$\tau_{H2} = \frac{7.5}{30*40} = 0.0625\text{MPa}$$

$\tau_{H2} = 0.0625\text{MPa} < 0.7*G = 0.56\text{MPa}$  ..... Condition vérifiée

c) La contrainte conventionnelle vaut :

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0.5*\tau_{H2}$$

$$\tau_H = 0.266 + 0.5*0.0625 = 0.3285\text{MPa}$$

$\tau_H = 0.3285\text{MPa} < 0.7G = 0.56\text{MPa}$ ..... Condition vérifiée

Donc la condition est vérifiée

**X-4-3 Condition de non cheminement :**

$$\sigma_{m_{\min}} = \frac{N_{\min}}{a*b} \geq 2\text{MPa} = 20\text{Kg/cm}^2$$

$$N_{\min} = 97.45t$$

$$\sigma_{m_{\min}} = \frac{97.45*10^2}{0.35*0.35} = 8.12\text{MPa} > 2\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

**X-4-3 Condition de non glissement :**

$$H < F*N$$

Tel que :

$$F = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m} = 0.12 + \frac{0.2}{8.12} = 0.144$$

$$N = 97.45t$$

$$H < 0.144 * 97.45 = 14.09t$$

➤ H due à la déformation lente :

$$H = \frac{97.45}{2 * 4} = 12.18t$$

$$H < F * N \longrightarrow 12.18t < 14.09t \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

#### X-4-5 -Dimensionnement des frettes :

$$ts \geq \frac{a}{Q} * \frac{\sigma_m}{\sigma_e}$$

$$ts \geq 2\text{mm}$$

Avec :

$$\sigma_e = 215 \text{ MPa}$$

$$ts \geq \frac{30}{7.14} * \frac{81.2}{2150} = 0.158\text{cm} = 1.58\text{mm}$$

$$ts \geq 2 \text{ mm}$$

**On prend : ts = 3mm**

#### Conclusion :

Nous choisirons des appareils d'appuis de dimensions 350mm\*350mm\*300mm

#### X-5 Calcul Joint de chaussée :



Le joint de chaussée est réalisé pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage, en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température aux retraits différés, aux glissements ou aux rotations.

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

- L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (le souffle).
- L'intensité du trafic qu'il doit subir, c'est-à-dire le débit du véhicule que leur tonnage.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds). Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000v/jours.
- Les joints semi lourds, pour un trafic compris entre 1000 et 3000v/jours.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'autres exigences non moins essentielles :

➤ **Confort et esthétique :**

Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance du hiatus. Absence de bruits de vibrations.

➤ **Résistance :**

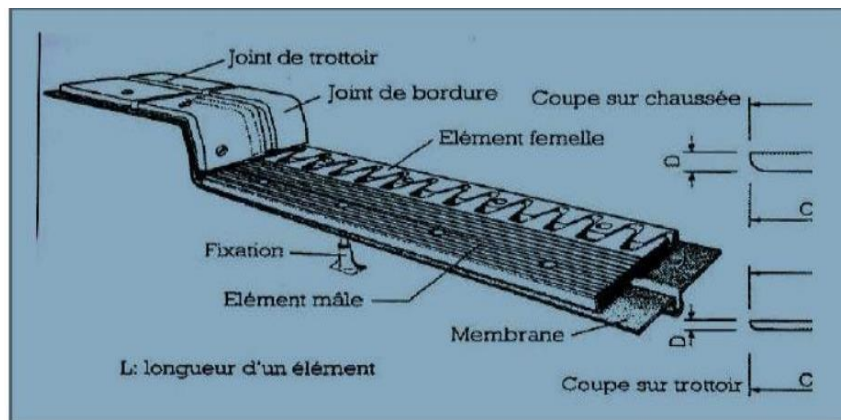
Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garant de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

➤ **Étanche :**

En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

➤ **Fiable :**

La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.



### X-5-1 -Calcul du souffle des joints :

Ils se calculent selon deux conditions :

- Le déplacement dû à la variation linéaire (retrait, fluage et température) et au freinage doit être inférieure à W.
- Le déplacement dû à la variation linéaire et au séisme doit être inférieur à 1.3 w

$$\Delta_h \max = \frac{3}{2} * (\Delta_{rot} + \Delta_{ret} + \Delta_{fl} + h_t) = 20\text{mm}$$

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur  $\Delta l$  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 de fluage.

#### a) Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, un déplacement horizontal,  $\Delta l = h * \text{tg}\alpha$ .

#### b) Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 * 10^{-4}$$

Pour notre cas :

$$L = 16.00 \text{ m} \quad \text{alors :} \quad \Delta l = 0.48 \text{ cm}$$

**c) Retrait :**

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \cdot 10^{-4}$$

Pour notre cas :

$$L = 16.00 \text{ m} \quad \text{alors :} \quad \Delta l = 0.64 \text{ cm}$$

**d) Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation :

$$\frac{\Delta l}{l} = K_{\text{fl}} \cdot 10^{-4}$$

$K_{\text{fl}}$  : coefficient de fluage à  $t=0$  au moment il subit la contrainte  $\sigma_m$  est de 2 à 3

**Conclusion:**

Suivant  $\Delta l$  et la rotation de  $\alpha$  la rotation d'extrémité, on choisit le joint de FT150 (Freyssinet).

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm ( $\pm 10$  mm). Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0.03 rad.

# CHAPITRE 11

## Etude de la Culée

## I. INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments fondamentaux de l'ensemble de la structure du pont, il est appelé aussi les appuis d'extrémité, partiellement ou totalement enterrées, implantées en crête ou en flacon de talus. On peut également réaliser des culées massives remblayées, à mur de front apparent, implantées en pied de talus, principalement lorsqu'on souhaite limiter au strict nécessaire la longueur de tablier, les murs latéraux associés sont soit des murs en aile, soit des murs en retour.

### XI -1 PRE DIMENSIONNEMENT DES CULEES

D'après les données relatives à la portée (les côtes du terrain naturel), on trouve que la hauteur de notre culée est

- Pour la culée N° 1  $H_{culée} = 7,30\text{m}$
- Pour la culée N° 2  $H_{culée} = 7,228\text{ m}$

#### a. Mur garde grève

$H = 1,30\text{ m}$ ,  $E = 0,30\text{m}$

#### b. Dalle de transition

$L = 4\text{ m}$ ,  $E = 0,30\text{m}$

#### c. Semelle

$L = 10,90\text{ m}$ ,  $E = 1\text{m}$

#### d. Mur en retour

$L = 4,10\text{ m}$ ,  $E = 0,30\text{m}$

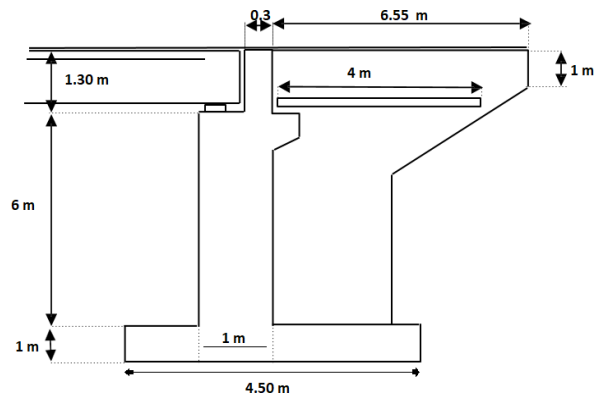


Fig.1. Coupe longitudinale

**-DETERMINATION DES PARAMETRES  $\lambda_{ah}, K$  et  $\theta$**

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta - \theta)^2}{\cos(\delta - \alpha + \theta) * \sin(\alpha + \beta)}}} * K * \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\Phi = 30^\circ$  Angle de frottement interne

$\delta = 0$  Angle de frottement remblai-culée

$\alpha = 0$  Fruit de mur de soutènement

$\beta = 0$  Angle de talus

$K = \sqrt{\varepsilon_h^2 + (1 \pm \varepsilon_v)}$  Avec :

$\varepsilon_h = 0.1$  Coefficient sismique horizontale.

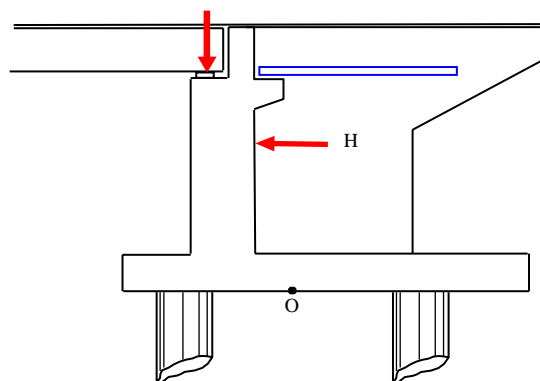
$\varepsilon_v = 0.07$  Coefficient sismique verticale.

$\theta = \text{Arctg} \frac{h}{1 \pm s_v}$

Action de séisme	$S_h$	$S_v$	K	$\theta$	$\lambda_{ah}$
Condition normale	0	0	1	0	0.333
Condition séismique	0.1	0.07	1.074	5.32	0.419
	0.1	-0.07	0.93	6.13	0.373

**Tableau.1. Valeurs des paramètres  $\lambda_{ah}, K$  et  $\theta$**

**X.I.2 DETERMINATION DES DIFFERENTS CAS DE CHARGE:**



**Fig.2. Coupe longitudinale**

**-Charges permanente :**

<b>Désignation</b>	<b>Cotes</b>	<b>P(t)</b>	<b>€h * P</b>	<b>€v</b>	<b>(1+€v)*P</b>	<b>Zh</b>	<b>Zv</b>	<b>Mr</b>	<b>Ms</b>
<b>Poids propre du tablier</b>	0	4.83t	00	0	483	2.30	8.05	0	1110.9
	0.1		48.3	0.07	516.81			111.09	1188.6
	0.1		48.3	-0.07	449.19			111.09	1033.14
<b>Mur garde-Greve</b>	0	7.85t	00	0	7.85	2.75	7.65	0	60.6
	0.1		0.785	0.07	8.39			2.16	64.18
	0.1		0.785	-0.07	7.30			2.16	55.04
<b>corbeau</b>	0	10.14t	00	0	10.14	2.25	0.5	0	72.5
	0.1		1.014	0.07	10.85			1.97	77.55
	0.1		1.014	-0.07	9.43			1.97	67.42
<b>Mur frontal</b>	0	15.5t	00	0	157.5	2.25	4	0	630
	0.1		15.75	0.07	168.52			35.44	674.08
	0.1		15.75	-0.07	146.47			35.44	585.88
<b>Mur en retour</b>	0	164.32t	00	0	164.32	5	4.15	0	681.93
	0.1		16.432	0.07	175.82			82.15	729.65
	0.1		16.432	-0.07	152.81			82.15	634.16
<b>Semelle</b>	0	122.63t	00	0	122.63	2.25	0.50	0	61.315
	0.1		12.263	0.07	131.21			27.6	65.605
	0.1		12.263	-0.07	114.05			27.6	57.025
<b>Poids de la dalle de transition</b>	0	31.2t	00	0	31.2	2.90	7.15	0	223.08
	0.1		3.12	0.07	33.38			9.048	238.667
	0.1		3.12	-0.07	29.016			9.048	207.46

<b>Dis appuis</b>	0	14.7t	00	0.07	14.7	2.75	7.425	0	109.14
	0.01		1.47	-0.07	15.73			-2.49	116.79
	0.01		1.47		13.76			-2.49	102.168
<b>Poids des terre patin arrières</b>	0	206.01 t	00	0	206.01	4.4	0.01	0	123.69
	0.01		20.60	0.07	220.43			90.64	132.26
	0.01		20.60	-0.07	191.59			90.64	114.94
<b>Poids des terre patin avant</b>	0	51.50t	00	0	51.50	2.15	00	0	0
	0.01		5.15	0.07	55.212			-11.072	0
	0.01		5.15	-0.07	47.90			-11.072	0
<b>Poids des terres sur DT</b>	0	87.90t	00	0	87.90	0.20	7.25	0	637.3
	0.1		8.79	0.07	94.053			1.758	681.88
	0.01		8.79	-0.07	81.747			1.758	592.61
<b>Poussé des terres sur MGG</b>	0	5.65t	00	0	5.65	00	7.46	00	42.15
	0.01		0.565	0.07	6.0455			00	45.13
	0.01		0.565	-0.07	5.25			00	39.16
<b>Poussé des terres sur MF</b>	0	113.4t	00	0	113.4	00	2.25	00	0
	0.01		11.34	0.07	121.338			00	0
	0.01		11.34	-0.07	105.462			00	0
			0		1456.35			00	3752.5
	/	/	145.576	/	1556.824	/	/	348.294	4014.4
			145.576		1353.975			348.294	3489.8

**Tableau.2. Valeurs des moments dus à la charge permanente**

## XI-1-POUSSEE DUE AUX TERRES

$$P = \frac{1}{2} * K_a * Y * H^2 * L$$

Désignation	$\epsilon_H$	$\lambda_{ah}$	P	$\epsilon_H \cdot P$	$\epsilon_v$	$(1+\epsilon_v) \cdot P$	$Z_v$	$Z_h$	$M_R$	$M_S$
MMG + MF	0	0,333	353,16	00	00	353,16	4,21	1,30	00	00
	0,1	0,419	354,57	35,457	0,07	379,39			46,02	1597,2
	0,1	0,373	331,97	33,497	-0,07	308,67			40,56	1299,5
Semelle	0	0,333	9,81	00	00	9,81	0,8	0,1	00	00
	0,1	0,419	10,20	1,02	0,07	10,91			1,02	8,73
	0,1	0,373	9,51	0,951	-0,07	8,84			0,951	7,072

Tableau.2. Valeurs des moments dus à la poussée due aux terres

Poussée due aux

surcharges  $P = K_a * Y * H * L$

Désignation	$\epsilon_H$	$\lambda_{ah}$	P	$\epsilon_H \cdot P$	$\epsilon_v$	$(1+\epsilon_v) \cdot P$	$Z_v$	$Z_h$	$M_R$	$M_S$
MMG + MF	0	0,333	101,5	00	00	101,52	6	1,3	00	609,12
	0,1	0,419	75,6	7,56	0,07	80,9			9,83	485,4
	0,1	0,373	98,47	9,84	-0,07	91,58			12,79	549,48
Semelle	0	0,333	8,10	00	00	8,1	1	0,3	00	8,1
	0,1	0,419	8,41	0,841	0,07	9			0,25	9
	0,1	0,373	7,857	0,780	-0,07	7,30			0,23	7,30

Tableau.3. Valeurs des moments due à la poussée due aux surcharges.

Les valeurs des moments et les efforts globaux

Désignation	$\epsilon_H * P$	$(1+\epsilon_v) * P$	$M_R$	$M_S$
Totale	0	1315,22	00	40,202
	86,054	1553,96	109,21	49,07
	81,73	1284,71	104,05	44,19

Tableau.4. Valeurs des moments et les efforts globaux

### X.I. 3 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE CULEE:

-La dalle de transition:

-Ferrailage:

Le ferrailage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de Poids propres :

$$2,50 \times 0,3 \times 4 = 3 \text{ t/m}$$

$$\text{Poids de remblais} : 1,80 \times (0,93 + 1,32) \times 0,5 = 2,03 \text{ t/m}$$

$$\text{Surcharges} : 0,45 \times 4 = 1,8 \text{ t/m}$$

$$G = 3 + 2,03 = 5,03 \text{ t/m}$$

On utilise la combinaison d'action à L'E.LU sachant que  $P = 1,35 G + 1,5 Q$  D'où,

$$P = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,03 + 1,5 \times 1,8 = 9,49 \text{ t/ml}$$

$$M_U = \frac{P \cdot L^2}{8} = \frac{9,49 \cdot 4^2}{8}$$

$$M_U = 18,98 \text{ t.m/ml}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

$$\text{Avec} : f_{c28} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1,5$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec  $M_U = 18,98 \text{ t.m/ml}$  (sous l'effet de la combinaison maximale).

$$d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 0,3 = 0,27$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\text{D'où, } \mu = \frac{18,98 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot (0,27)^2 \cdot 17} = 0,153$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma \cdot E} \quad \text{avec} : f_e = 400 \text{ MPa et } E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où} : \varepsilon_{es} = 1,74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \varepsilon_{es}} = 0,66$$

$$\mu_r = 0,8 \cdot \alpha_r \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_r) = 0,39$$

$$\mu < \mu_r \text{ Dans ce cas, on est dans le domaine } (< 0,186 \longrightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

Dans notre section sans armature comprimé

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,153}}{0,8} = 0,209$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,209) = 0,29 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec} : \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où} : A_s = 18,81 \text{ cm}^2$$

**-Vérification de non-fragilité:**

$$\frac{A_{min}}{b*d} \geq 0.23 \frac{f_{ti}}{f_e} \longrightarrow A_{min} = \frac{1*0.27*0.23*2.1}{400} = 3.26 < 18.81 \text{ cm}^2 \text{ (c'est vérifiée)}$$

**Donc :  $A_s = 18.81 \text{ cm}^2$**

D'après le B.A.E.L on prend 6HA 20 = 18,85 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 16 cm Pour la nappe inférieure on prend : 6 HA 20, avec un espacement de 16 cm. Pour la nappe supérieure on prend : 5 HA 14, avec un espacement de 20 cm.

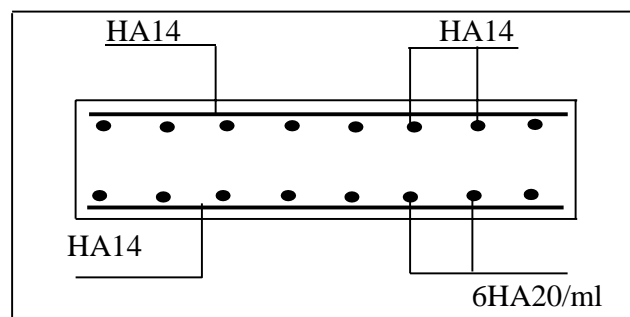
**-Les armatures de répartition:**

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} \longrightarrow 4.71 < A_r < 7.24$$

On prend :  $A_r = 6.16 \text{ cm}^2$   $\longrightarrow$  4HA14 avec un espacement de 25cm

On constate que :  $A_s = 23.17 \text{ cm}^2$  est largement supérieur que  $A_{min}$  , implique que la condition est vérifiée.

Pour une disposition constructive on prend 4HA14



**Fig.3. Schéma de ferrailage**

**-Vérification:**

On fait la vérification à l'E.L.S avec les deux conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \end{array} \right\}$$

$$M_{ser} = \frac{P*L^2}{8} = 14.38 \text{ t.m (P = G + 1.2*Q=3.03t)}$$

$$P = 5.03+1.2*1.8 = 7.19 \text{ t.m/m}$$

$$\triangleright \overline{\sigma}_{bc} = 0.6*f_{c28}, = 0.6*25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \inf_t \left( \frac{2}{3} f_{ct} ; 110 \sqrt{(\eta * f_{ct})} \right) = 201.63$$

$$n = 15, A_s = 15.71 \text{ cm}^2, A's = 0$$

$$\text{Donc : } X = 0.09 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{b * X^3}{3} + n * A_s * (d - X)^2$$

$$I_1 = 1.51 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * X}{I} = \frac{14.38 * 0.09}{1.51 * 10^{-3}} = 8.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser} * (d - X)}{I} = \frac{14.38 * (0.27 - 0.09)}{1.51 * 10^{-3}} = 171.42 \text{ MPa}$$

### -Mur garde grève :

D'après le document SETRA PP73 appuis des tabliers. Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée de terres
- Poussée de la surcharge de remblais
- Effort de freinage

Le mur garde grève est supposé encastrier dans le chevêtre.

$$M = \frac{P * H}{3} \quad \text{Avec : } P = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K / K = 0.031 \text{ et } H = 1.3 \text{ m}$$

$p$

$$\text{D'où, } M_p = 0,203 \text{ t.m}$$

$$P = \frac{1}{2} * 1.8 * 1.3^2 * 0.031 * 10 = 0,47$$

### a-Poussée des charges locales :

L'effet le plus défavorable est produit par les deux roues arrière de 6 t de deux camion accolés, placé de telle manier que le rectangle d'impact soit en contacte de la face arrière de mur garde grève, les rectangles sont de dimensions (0,25.0,75) m<sup>2</sup>

$$M_t = \frac{12 * K}{0.75 + 2H} \int_0^{0.25} \frac{-x}{0.25 + x} dx \text{----- (I)}$$

$$\text{Avec : } K = K_a * \gamma * \delta * b_c$$

$$b_c = 0.8 \text{ (en fonction du nombre de voies de charge)}$$

$$\gamma = 1.2 \text{ Coefficient de pondération}$$

$$\delta = 1.00 \text{ Coefficient de majoration dynamique}$$

Les valeurs de  $\frac{M}{K}$  est donnée par le document SETRA PP73

H	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
$\frac{M}{K}$	2,23	3,41	4,41	6,11	7,45	8,5	9,49

Tableau.5. Valeurs des  $\frac{M}{K}$

D'après l'équation (I)

$$\frac{M}{K} = \frac{6.11-4.41}{5} * 3 + 4.41$$

$$\frac{M}{K} = 5.43$$

$$K = 0.0374$$

$$M_T = \frac{12 * K}{0.75 + 2H} [(H + 0.25) + \ln(0.25 + H) - \ln(0.25) - H]$$

$$M_T = 6.66 * K = 6.66 * 0.347 = 0.256 \text{ m}$$

: Coefficient de pondération (= 1,6 à l'E.L.U, et = 1,2 à l'E.L.S)

$$D'où : M_T = \begin{cases} 0.4 \text{ t.m à l'ELU} \\ 0.3 \text{ t.m à l'ELS} \end{cases}$$

#### b- Force de freinage;

On concéder un essieu lourde on contacte de mur garde grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1,5 m en arrière. Donc le moment due au force de freinage est donnée par la formule suivante :

$$M_f = \frac{\gamma * p * H}{0.75 + 2 * H}$$

Avec : Coefficient de pondération (= 1,6 à l'E.L.U, et = 1,2 à l'E.L.S)

$$D'où : M_f = \begin{cases} 0.29 \text{ t.m à l'ELU} \\ 0.22 \text{ t.m à l'ELS} \end{cases}$$

Donc :

$$M_U = 1.35 * M_p + 1.5 * (M_t + M_f) = 1.35 * 0.203 + 1.5 * (0.29 + 0.4) = \mathbf{1.31 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{ser} = M_p + 1.2 * (M_t + M_f) = 0.203 + 1.20 * (0.69) = \mathbf{1.03 \text{ t.m}}$$

#### Ferraillage:

Le ferraillage de mur garde grève se fait en flexion simple donc :

$$A_s = 12.79 \text{ cm}^2$$

#### Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{s_{min}}}{b * d} \geq 0.23 * \frac{f_{ti}}{f_e} \longrightarrow A_{s_{min}} = 3.26 \text{ cm}^2 < A_s$$

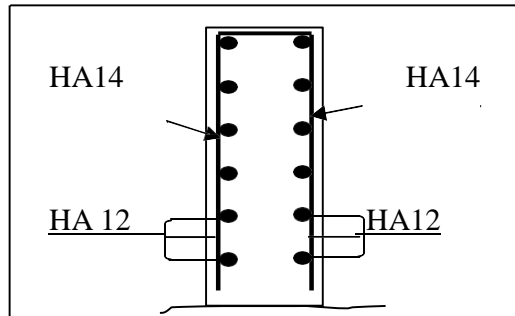
Donc, on prend 9HA 14 = 13.85 cm<sup>2</sup> avec E = 12cm

On a une section sous armature comprimé ( $A_s = 0$ ), pour la disposition constructive on prend,

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 4.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

**Le ferrailage horizontale .:**

$$\text{On prend } A'_{sh} = \frac{A_s}{4} = 3.19 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$



**Fig.4. Schéma de ferrailage**

### **X.I-4 VÉRIFICATION DE LA CULÉE :**

On fait la vérification à l'ELS avec les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \inf \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right) \text{ avec : } f_{tj} = 2.1 \text{ MPa} / \eta = 1.6 \text{ ( Pour les armatures HA)}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\frac{b * X^2}{2} + n * A'_s (X - c') - n * (d - X)$$

$$n = 15 ; A_s = 13.85 \text{ cm}^2 ; A'_s = 0$$

$$\text{Donc : } X = 0.087$$

$$I_1 = \frac{b * X^3}{3} + n * A_s * (d - X)^2$$

$$I_1 = 1.35 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{15 * 0.087}{1.35 * 10^{-3}} = 6.64 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser} * (d - X)}{I} = \frac{15 * (0.27 + 0.087) * 1.03}{1.35 * 10^{-3}} = 20.94 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée.}$$

## -Le Mur Frontal :

Le mur frontal est soumis à des sollicitations du essentiellement aux charges permanents (poids propres de la superstructure, poussée des terres), surcharge sur remblais et les surcharge d'exploitation.

### a. Charge permanente :

Désignation	N (t)	H (t)	$\epsilon_H \cdot N$ (t)	$(1+\epsilon_v) \cdot H$ (t)	$Z_v$ (m)	$Z_h$ (m)	C. N		C. S	
							$M_N$ (t.m)	$M_H$ (t.m)	$M_N$	$M_H$
PPT	383,89	//	38,38	410,76	5,90	0,40	//	153,55	626,49	164,30
MGG	20,73	//	2,07	22,18	5,10	0,45	///	9,32	10,57	9,98
Mur frontal	248,78	//	24,48	266,19	2,55	0,00	//	0,00	62,19	0,00
Mur n retour	93,26	//	93,26	99,78	3,60	1,7	//	158,84	28,53	169,63
Poids (ddt)	25,31	//	2,51	27,08	5,90	2,5	//	63,27	14,93	67,70
Corbeau	3,95	//	0,39	4,22	4,97	0,13	//	0,51	1,96	0,54
Dés d'appuis	1,00	//	0,10	1,07	5,10	0,40	//	0,40	0,51	0,42
Poids des terres (ddt)	36,45	//	3,64	39,00	5,85	2,5	//	91,12	21,32	97,50
P. terre sur MGG+MF	//	100,69	107,73	//	2,26	//	277,55	//	243,48	//
P. surcharges	//	11,14	11,91	//	5,90	//	66,72	//	70,32	//
Freinage	//	9,56	//	//	6,7	//	44,55	//	//	//
Totale	813,37	118,48	93,18	870,30	//	//	476,74	200,99	680,34	510,11

Tableau.6. Valeurs des sollicitations

### b. Effort à la base de voile :

Les conditions normales			Les conditions séismiques		
M (t. m)	N (t)	H (t)	M (t. m)	N (t)	H (t)
119,40	813,37	118,48	170,23	870,30	93,18

Tableau.7. Effort à la base de la voile

Le calcul se fait par un mètre linéaire donc :

L'ELS :

Les conditions normales			Les conditions séismiques		
M (t. m/ml)	N (t/m)	H (t/m)	M (t. m/m)	N (t/m)	H (t/m)
7,34	50,52	7,28	10,46	53,52	5,53

Tableau.8

L'ELU :

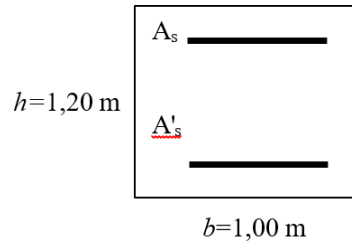
Les conditions normales			Les conditions séismiques		
M (t. m/ml)	N (t/m)	H (t/m)	M (t. m/m)	N (t/m)	H (t/m)
9,91	67,53	9,83	14,13	72,25	7,73

Tableau.9

## -Condition Normale :

### a. Ferrailage :

$$M_U = 9.91 + 67.53 * 0.6 = 50.42 \text{ t.m}$$



**Fig 5**

La section (Fig 5) est soumise à la flexion composée

$$A = (0.337 * h - 0.81 * c') * b * h * f_{bu} ; c' = 5.00 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$A = 19.12 \text{ t.m/ml}$$

$$B = N * (d - c') - M_{UA} ; M_{UA} = 50.43 \text{ t.m}$$

$$B = 19.12 \text{ t.m/ml}$$

$A < B$  Donc, la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_U}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.030$$

$$\varepsilon_{es} = 1.73 * 10^{-3}$$

$$\alpha_r = 0.66$$

$$\mu_r = 0.8 * \alpha_r * (1 - 0.4 \alpha_r) = 0.39$$

$$\mu < \mu_r \text{ Dans ce cas on est dans le domaine 2-a } (< 0.186 \longrightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

Donc : notre section sans armature comprimée.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.16$$

$$Z = d * (1 - 0.4 \alpha) = 0.25 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z * \sigma_s} - \text{ Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

D'où,  $A_s < 0$  Pas d'armatures comprimées.

### b. La condition de non fragilité :

$$\frac{A_{smin}}{b * d} \geq 0.23 * \frac{f_{ti}}{f_e} \longrightarrow A_{smin} = 13.04 \text{ cm}^2 < A_s$$

Donc, on prend 5HA20 = **15.71 cm<sup>2</sup>** avec Espacement = 20cm

### c. Vérification

On fait la vérification à l'ELS avec les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Le calcul se fait de même manière sauf que :

$$A's = 0$$

$$A_S = 13.04 \text{ cm}^2; M_{\text{ser}} = 7.34 \text{ t.m}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 0.56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 36.42 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée.}$$

### Conditions sismiques :

#### a. Ferrailage :

$$M_U = 14.13 + 72.25 * 0.6$$

$$M_U = 57.48 \text{ t.m}$$

$$A = 604.35 \text{ t.m/ml}$$

$$B = 12.06 \text{ t.m/ml}$$

$A < B$  Donc : la section est partiellement comprimé

$A_S <$  Pas d'armature comprimée.

#### b. Condition de non fragilité :

$$\frac{A_{S_{min}}}{b*d} \geq 0.23 * \frac{f_{tj}}{f_e} \quad A_{S_{min}} = 13.04 \text{ cm}^2 < A_S$$

Donc, on prend 5HA20 = **15.71 cm<sup>2</sup>** avec Espacement = 20cm

#### c. Vérification :

On fait la vérification à l'ELS avec les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Le calcul se fait de même manière sauf que :

$$A's = 0$$

$$A_S = 13.04 \text{ cm}^2; M_{\text{ser}} = 10.46 \text{ t.m}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 0.80 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 51.93 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée.}$$

Donc :

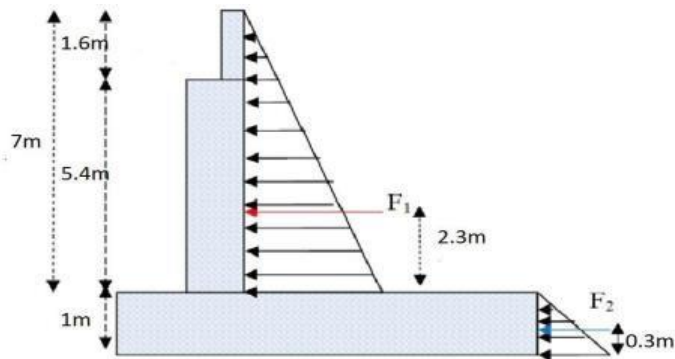
$A_s = 15.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}20$  avec in espacement de 20cm

**Disposition constructive :**

$A = \frac{15.71}{3} = 5.23 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

$A = \frac{15.71}{4} = 3.92 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$

**Le mur en retour :**



**Fig.6. (Le mur frontal + mur garde grève et la semelle)**

Désignation	Charge (t)	Z (m)	Moment (t .m)
<b>G</b>	16,03	1,47	23,55
<b>Surcharge de trottoir</b>	3,5	1,875	6,63
<b>V<sub>t</sub></b>	4	2,75	11

**Tableau.11. Valeurs des sollicitations**

$$M_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$M_U = 58.34 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = G + 1.2Q$$

$$M_{ser} = 34.38 \text{ t.m}$$

Calcul de pression :

$$P = K_a \cdot (q + \gamma \cdot h) \quad / \quad K_a = 0.333$$

Tableau des poussées :

Désignation	Partie	P (t/m <sup>2</sup> )	Q= P. b .h (t)	Z (m)	Moment (t .m)
<b>Q</b>	1	0,33	1,25	1,88	2,34
	2	0,60	2,25	1,88	4,21
<b>G</b>	3	0,93	6,47	1,25	8,09
	4	2,22	15,39	1,25	19,23

Tableau.12. Valeurs des poussées

Combinaison d'action :

$$M_U = 1.35G + 1.5Q$$

$$M_U = 47.36 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = G + 1.2Q$$

$$M_{ser} = 35.19 \text{ t.m}$$

### -Ferrailage horizontal:

#### a. Ferrailage :

La section est soumise à la flexion simple, le calcul se fait par 1 mètre linéaire donc:

$$M_U = \frac{47.36}{4.7} = 10.07 \text{ t.m}$$

D'où :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.02$$

$$\varepsilon_{es} = 1.73 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = 0.66$$

$$\mu_r = 0.8 \cdot (1 - 0.4 \alpha_r) = 0.39$$

$$\mu < \mu_r \text{ Dans ce cas on est dans le domaine 2-a } (<0.186 \longrightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

Donc notre section sans armature comprimé

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.03$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.53 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \quad / \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

D'où :

$$A_s = 5.43 \text{ cm}^2$$

**b. Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_{s_{min}}}{b*d} \geq 0.23 * \frac{f_{ti}}{f_e} \quad A_{s_{min}} = 6.52 \text{ cm}^2 \text{ la condition n'est pas vérifiée on prend } A_{s_{min}}$$

$A_s = 6.52 \text{ cm}^2$  on prend 5HA14 = **7.70 cm<sup>2</sup>** avec Espacement = 20cm

$A's = \frac{7.70}{3} = 2.56 \text{ cm}^2$  on prend 2HA12 avec Espacement = 30cm

**-Ferrailage vertical :**

**a. Ferrailage :**

$A's = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$  donc on prend 4HA8 avec un espacement de 25 cm

**b. Vérification :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Le calcul se fait de même manière sauf que :

$$A_s = 7.70 \text{ cm}^2; M_{ser} = 8.79 \text{ t.m}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 2.72 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 178.29 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$

**-Ferrailage de suspension :**

**a. Ferrailage**

$$M_U = 58.34 \text{ t.m}$$

D'où :

$$\mu = \frac{M_u}{b*d^2*f_{bu}} = 0.005$$

$$\varepsilon_{es} = 1.73*10^{-3}$$

$$\alpha_r = 0.66$$

$$\mu_r = 0.8*(1-0.4\alpha_r) = 0.39$$

$$\mu < \mu_r \text{ Dans ce cas on est dans le domaine 2-a } (<0.186 \longrightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s)$$

Donc notre section sans armature comprimé

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} = 0.01$$

$$Z = d(1-0.4\alpha) = 3.59 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z*\sigma_s} = / \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

D'où:

$A_s = 4.67 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$  avec un espacement de 25 cm

**b. Vérification :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

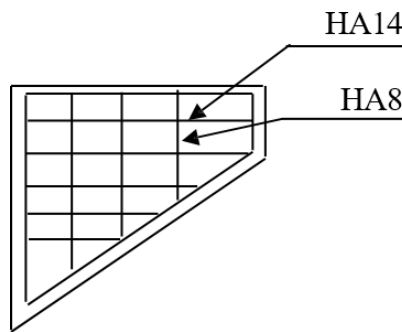
Le calcul se fait de même manière sauf que :

$$A_s = 6.16 \text{ cm}^2; M_{\text{ser}} = 43.38 \text{ t.m}$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 0.25 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 153.89 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$



**Fig.8. Schéma de ferrailage**

## X-I- 5 ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA SEMELLE:

### -Caractéristiques de la semelle:

Longueur :  $L = 10.40\text{m}$

Largeur :  $B = 4.50\text{m}$

Epaisseur :  $E = 1\text{ m}$

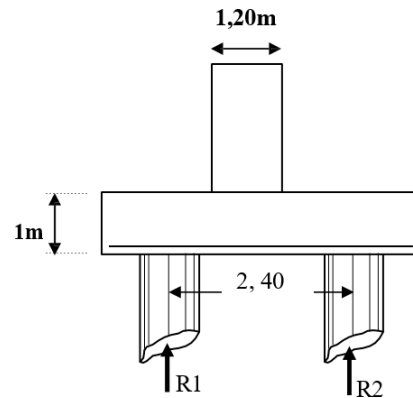


Fig.9. Schéma de la semelle

### -Sollicitation dans le pieu:

- Poids propre de la semelle :  $17.40 * 5.4 * 1.6 * 2.5 = 375.84\text{ t}$
- Poids des terres sur semelle :  $(17.40 * 5.4 - 17.40 * 1.20) * 1.6 * 1.8 = 218.70\text{ t}$

#### a. Conditions normales:

- Charge permanente = 1254.08 t (Tablier + culée)
- Surcharges  $S = 272.92\text{ t}$
- Poids de la semelle = 375.84 t
- Poids des terres = 218.7 t
- Total :  $G = 2122.26\text{ t}$
- $N = 2122.26\text{ t}$
- Freinage de Bc :  $M_{Bc} = 99.44\text{ t.m}$
- Variation linéaire :  $M_v = 79.56\text{ t.m}$

$$M = M_{Bc} + M_v = 99.44 + 79.56 = 179\text{ t.m}$$

#### b. Conditions sismiques :

$G (1 \pm 0.07)$  avec  $G = 2122.26\text{ t}$

$$N_{\max} = 2270.81\text{ t} \quad N_{\min} = 1973.7\text{ t} \quad M = 170.72\text{ t.m}$$

#### Détermination des nombres de pieux :

$$\eta = \frac{\text{Effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieux}} = \frac{2270.81}{230} = 9.74$$

On prend 10 Pieux

## Effort revenant à chaque pieux :

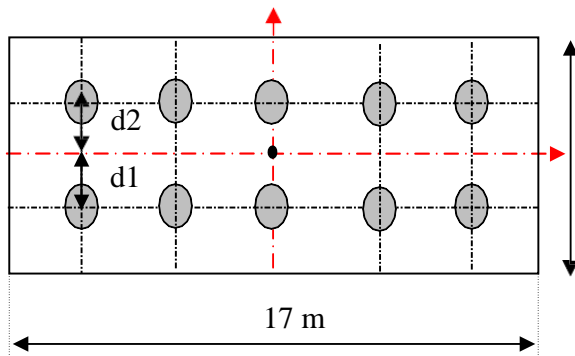
Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY)

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_1 = \frac{N}{n}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques



### a. Conditions normal

$$N_1 = \frac{2122.26}{10} + \frac{179 \cdot 1.8}{10 \cdot (1.8)^2} = 222.17 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1871.47}{10} + \frac{179 \cdot 1.8}{10 \cdot (1.8)} = 202.28 \text{ t}$$

**b. Condition sismique**

$$N_1 = 221,71 \text{ t}$$

$$N_2 = 202,74 \text{ t}$$

**-Vérification de poinçonnement :**

$$R_{\max} = 222.17 < 230 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-Vérification de soulèvement :**

$$R_{\min} > 0 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**-Ferrailage de la semelle :**

On applique la méthode des bielles, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées:  $\alpha \geq 45^\circ$

$$\frac{b}{4} = \text{Tg } \alpha = 1$$

**a. Conditions normales :**

$$A_1 = 79.48 \text{ cm}^2$$

**b. Condition sismique :**

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_2 = \frac{221.71 * 150 * 10^3}{4000 * 150} = 55.42 \text{ cm}^2$$

La condition la plus défavorable c'est la condition normale  $A_s = 79,48 \text{ cm}^2$

**On prend 17HA25 = 83.45 cm<sup>2</sup>**

$$L' \text{ espacement est de : } St = \frac{\phi + H - d}{N - 1}$$

N : nombre de barre

d : Enrobage 10 cm

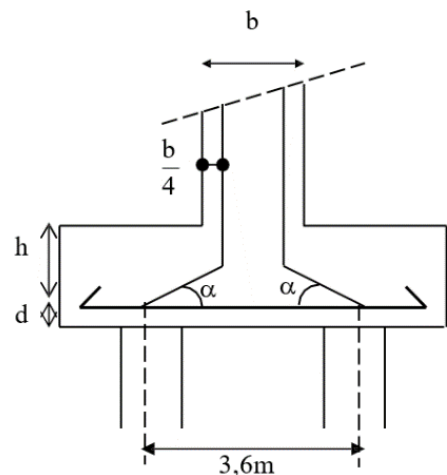
$\phi$  : Diamètre de pieu

$$St = \frac{120 + 150 - 10}{17 - 1} = 16.25 \text{ cm}$$

**On prend : E = 16 cm**

Les armatures transversales placée dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \phi = 150 + 120 = 270 \text{ cm}$$



Entre les différentes bandes, on utilisera des armatures de répartitions tel que :

$$A_r = \frac{1}{3} * A = \frac{1}{3} * 83.75 = 27.91 \text{ cm}^2$$

**Soit 9HA20  $A_s = 28.27 \text{ cm}^2$**

**-Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

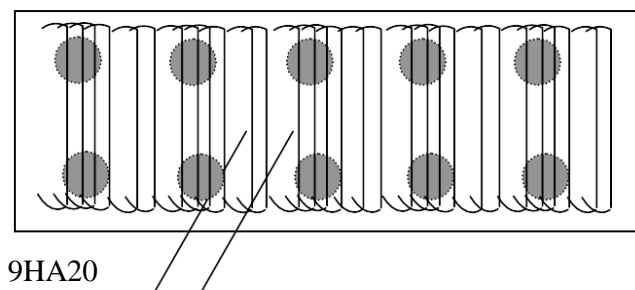
Pour assure la transmission des efforts entre la culée et les pieux on utiliser les armateurs de répartition, tel que :

$$A_2 = \frac{1}{3} * A = \frac{1}{3} * 83.75 = 27.91 \text{ cm}^2$$

**Soit 9HA20  $A_s = 28.27 \text{ cm}^2$**

$$L'espacement: St = \frac{\phi + H - d}{N - 1} = 32.5 \text{ cm}$$

On prend :  $E = 35 \text{ cm}$



*Fig.10. Schéma de ferrailage*

## Armatures de construction:

### a. Armatures transversales :

$$A_3 = \frac{A}{10} = \frac{83.75}{10} = 8.375 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA12 = 9.05 cm<sup>2</sup>

$$\text{L'espacement: } St = \frac{\phi+H-d}{N-1} = 37.14 \text{ cm}$$

On prend : E = 40 cm

### b. Armatures longitudinales supérieur :

$$A_3 = \frac{A}{3} = \frac{83.75}{3} = 28.27 \text{ cm}^2$$

Soit 9HA20 = 9.05 cm<sup>2</sup>

$$\text{L'espacement: } St = \frac{\phi+H-d}{N-1} = 39 \text{ cm}$$

On prend : E = 40 cm

### Armatures latérales :

$$A_L = \frac{A}{10} = \frac{83.75}{10} = 8.375 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA12 = 9.05 cm<sup>2</sup>

$$\text{L'espacement: } St = \frac{\phi+H-d}{N-1} = 37.14 \text{ cm}$$

On prend : E = 40 cm

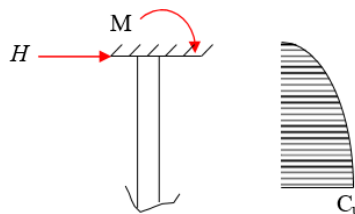
## XI-5-1ETUDE ET FERRAILLAGE DES PIEUX :

### - Action sur les pieux :

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmis, mais, il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle et libre à la base.

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle :

$$EI \frac{dy^4}{dx^4} + C_U * by = 0$$



b : Diamètre du pieu

$C_U$  : Module de réaction du sol

y: Déplacement en tête du pieu

Une solution de cette équation est de la forme :  $\alpha = \sqrt{\frac{4EI}{C_U b}}$

: Longueur élastique du pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.

Le pieu étant encasté en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nulle.

#### **-Calcul de $\lambda$ :**

$$b = \emptyset = 1.2\text{m}$$

$$C_U = 2550 \text{ t/m}^3$$

$$E = 21000 * \sqrt{270} = 345000 \text{ kg/cm}^2 \text{ module d'élasticité du béton}$$

I : Moment d'inertie du pieu

$$I = \frac{\pi * b^4}{64} = \frac{3.14 * 1.20^4}{64} = 0.101736\text{m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b * C_U}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1.20 * 2550}{4 * 345000 * 0.101736}} = 0.216 \text{ m}$$

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

D'où :  $\lambda * L = 3.24 / L = 15\text{m}$  (longueur de pieu)

#### **-Effort tranchant en tête de pieu:**

##### **a. Condition normale :**

Freinage : 15 t

Poussées des terres et surcharges : 149,93 t

D'où :

$$H = 164.93 \text{ t} \quad \text{donc : } P = \frac{H}{10} = 16.49 \text{ t/pieu}$$

##### **b. Condition sismique :**

Séisme : 24.81 t

Poussées des terres et surcharges : 222.58 t

D'où :

$$H = 247.93 \text{ t} \quad \text{donc : } P = \frac{H}{10} = 24.79 \text{ t/pieu}$$

## -CALCUL DES PIEUX PAR LA FORMULE DE WARNER;

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = \chi_{\theta M} * \frac{M}{\lambda} + \frac{P}{\lambda^2} * \chi_{\theta P}$$

Dans notre cas on concéder que, les pieux sont encastrés à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement.

$$M(z) = \chi_{\theta M} * \frac{M}{\lambda} + \frac{P}{\lambda^2} * \chi_{\theta P}$$

$\bar{M}$  : Moment en tête de pieu

$\lambda$  : Coefficient d'amortissement

$\chi_{\theta P}$  et  $\chi_{\theta M}$  : données par les abaques de WARNER en fonction de  $\lambda L$

H : Effort tranchant en tête de pieu

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{\theta M} * \frac{M}{\lambda} + \frac{P}{\lambda^2} * \chi_{\theta P}$$

$$\longrightarrow M(z) = -\frac{\chi_{\theta P}}{\chi_{\theta M}} * \frac{P}{\lambda}$$

Si :  $\lambda L = 3 \longrightarrow \chi_{\theta M} = 1.43$  et  $\chi_{\theta P} = 1.16$

Si :  $\lambda L = 4 \longrightarrow \chi_{\theta M} = 1.54$  et  $\chi_{\theta P} = 1.26$

$\lambda L = 3.24 \longrightarrow \chi_{\theta P} = 1.184$  et  $\chi_{\theta M} = 1.46$

### a. Condition normale :

$P = 16.49$  t/pieu  $\Rightarrow M = -61.91$  t.m

### b. Condition sismique

$P = 24.73$  t/pieu  $\Rightarrow M = -92.84$  t.m

## Ferrailage des pieux :

### -Détermination des sollicitations :

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

$N_{\max} = 2270.81$  t

$M_{\max} = -92.84$  t.m

$M_T = 170.72$  t.m

$$N_{\min} = \frac{N_{\max}}{10} - \frac{M_t}{10 * L}$$

D'où :  $N_{\min} = 255.94$  t

### -Détermination de la section d'armature :

La section des armatures est déterminée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot f_{c28} \cdot w}{f_e} \text{ avec : } w = 0.16 \text{ (tirés par les abaques de WALTHER)}$$

D'où :

$$A_s = 113.0.4 \text{ cm}^2$$

On prend 25HA25  $\longrightarrow$   $A_s = 122.70 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{2 \cdot \pi \cdot r}{25} = 15.07 \text{ cm}$$

On prend un espacement de 15 cm

### -Armatures transversales :

$$\varphi \geq \frac{\varphi l}{3} \longrightarrow \varphi \geq \frac{25}{3} = 8.33 \text{ cm}$$

Donc on prend des cercles  $\varphi 10$  avec un espacement de 20 cm.

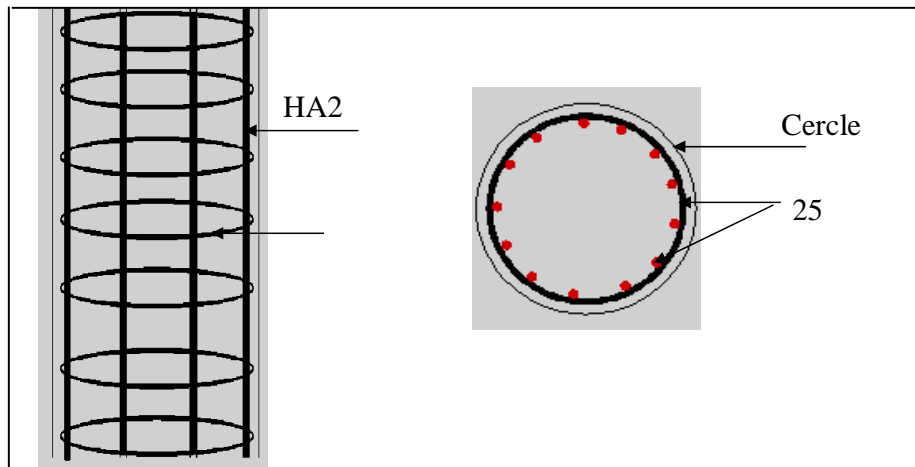


Fig.12. Schéma de ferrailage

# Conclusion

## **Conclusion générale :**

Maîtriser l'information a toujours été une préoccupation majeure. à tous les niveaux et notamment celui des pouvoirs publics. . Cet enjeu est essentiel, surtout en ce qui concerne la gestion du réseau routier avec ses différents et nombreux éléments. En somme, ce projet de fin d'étude nous a permis primo de nous approcher tout peu du domaine pratique ainsi que de nous initier avec les calculs (dimensionnement et les méthodes de calculs etc.) d'un ouvrage d'art. Secundo il nous a appris à comment modéliser l'ouvrage et voir son comportement réel soumis aux différents chargements et sollicitations. Outre de ça, de bien maîtriser les logiciels du domaine tels qu'AUTOCAD, Robot Structural Analysis Professional et SOCOTEC ainsi que ceux de la base à l'instar de Microsoft Office. Toutes remarques ou toutes autres suggestions seront les bienvenues aussi longtemps. Malgré les entraves rencontrées tout au long de ce projet nous avons utilisé toutes les possibilités pour présenter une étude bien détaillée et rendre ce travail à l'abri des erreurs possibles car toute œuvre humaine n'est jamais parfaite. En somme, nous osons croire que tous ceux qui auront parcouru ce travail de fin de cycle bénéficieront du fruit de notre formation à notre département génie civil – univ Abbes Laghrour Khenchela .

## **Ouvrage :**

- Cahier des prescriptions communes (Fascicule 61 titre II). Catalogue Freyssinet ;
- Conception des ponts : A.BERNARD – GELY & J.A CALGARO. " Presses de l'école nationale des ponts et chaussée" (Edition 2006) ;
- Document technique réglementaire : "Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA) " (Edition 2008) ;
- Fascicule 61 titre II du CPC : "Programme de charges et épreuves des ponts routes" (Edition 1971) ; Guide de conception de la SETRA: Pont à poutres préfabriquées .
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 et DTU associés : JEAN-PIERRE MOUGIN, (Edition 2000) ;
- Règles B.A.E.L 91 modifiées 99, EYROLLES, (Edition 2000) ;

Cours de pont, Master I.

## **Thèse :**

- Les différentes Thèses UMMTO et ENTP

## **sites internet ;**

- Www. Setra. Fr ;
- Www. Freyssinet. Com.

## **Logiciels :**

- Microsoft Word2013, pour ce qui est traitement de texte.
- Microsoft Excel2013, pour tout ce qui est calcul.
- AutoCAD2016, pour les dessins.
- Robot millénium, pour l'analyse et calcul.
- FastStone Capture, pour le traitement des photos.
- AUTO DESK 2014