



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
People's Democratic Republic of Algeria  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministry of Higher Education and Scientific Research  
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم  
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculty of Sciences and Technology  
قسم الهندسة المدنية  
Civil engineering department



N° d'ordre : M ...../GC/2023

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

**Filière :** Travaux publics

**Spécialité :** VOA

### *Thème*

**Etude d'un tablier d'un pont à poutres  
En béton précontraint**

**Présenté par :**

- SEBIH DJILALI

***Soutenu le 20 / 06 / 2023 devant le jury composé de :***

**Président :** BOUHALOUFA AHMED.....M.A.A

**Examineur :** BENSOUA MOHAMED.....M.C.A

**Encadrant :** KADRI TAHAR .....PROF

**Année Universitaire : 2022 / 2023**

## *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*En premier lieu ceux que personne ne peut compenser les sacrifices qu'ils ont consentis pour notre éducation et notre bien-être à mes parents qui se sont sacrifiés pour nous prendre en charge tout au long de notre formation et qui sont l'origine de notre réussite que dieu ait pitié d'eux.*

*A ma famille et nos chers amis qui nous ont accordé leur soutien dans les instants les plus difficiles.*

## **Remerciements**

*Tout d'abord je tiens à remercier le dieu tout puissant avoir donné le courage, la volonté et la force pour faire ce travail et nous prions toujours qu'il soit à nos cotés*

*Le mémoire que j'ai l'honneur de présenté, a été exécuté et mené à bien grâce à la participation exceptionnelle de l'encadrement de Mr :KADRI Tahar, encadreur qui a fourni des efforts énormes, par ses informations ses conseils et ses encouragement*

*Les enseignants de l'FST de l'université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem sans exception et leurs efforts et sacrifices dans des conditions difficiles à savoir l'épidémie du corona virus Covid 19.*

*Et à tous les étudiantes et étudiants de Génie Civil et Travaux Publics.*

*Et à tous les personnes qui nous ont aidé à l'élaboration de ce modeste travail pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail, et qui nous feront le plaisir d'apprécier.*

*Comme nous tenons à remercier tous ceux et celles qui de loin ou prés ont contribué ont finalisé ce modeste travail.*

**SEBIH Djilali**

## **Résumé**

*Le choix de la conception du pont dépend de plusieurs facteurs, économique, technique environnemental la prise de décision de la part du maître d'ouvrage sur le choix de la variante est une véritable problématique.*

*Notre travail consiste à faire un pré dimensionnement des poutres des deux variantes, un calcul de ferrailage des poutres en béton armé et poutre en béton précontraint, et après une comparaison entre les avantages et inconvénients des deux variantes nous avons choisi la variante des poutres en béton précontraint de 33.4 m pour éviter de réaliser une pile au milieu du canal d'oued Mina, avec une largeur de 12 m (7m de chaussée 02voie de 3.5m) et deux trottoirs de 2.5 m pour permettre aux piétons de se déplacer dans les deux sens des deux cités.*

## ملخص

يعتمد اختيار تصميم الجسر على عدة عوامل، ويعتبر اتخاذ القرارات الاقتصادية و

التقنية و البيئية من جانب صاحب المشروع بشأن اختيار تصميم معين مشكلة حقيقية.

يتمثل عملنا في إجراء دراسة مسبقة لحزم كلا الاختيارين بحساب تقوية

العوارض الخرسانية المسلحة و العوارض الخرسانية سابقة الإجهاد، و بعد المقارنة بين مزايا

و عيوب الاختيارين، اخترنا العوارض الخرسانية سابقة الإجهاد بطول 33.4 متر ، وهذا

لتجنب وضع رافدة في منتصف قناة وادي " مينا"، كما تم التصميم بعرض 12 متر (7 م

قارعة الطريق 3.5 م لكل مسلك) و رصفين بعرض 2.5 م للسماح بمرور المشاة و التنقل ما

بين الحيين.

## ***Abstract***

The choice of the design of the bridge depends on several factors; economic, technical environmental decision-making on the part of the client on the choice of the variant is a real problem.

Our work consists in making a pre-sizing of the beams of the two variants, a calculation of the reinforcement of the reinforced concrete beams and the prestressed concrete beam, and after a comparison between the advantages and disadvantages of the two variants we chose the variant of the concrete beams. prestressed by 33.4 m to avoid carrying out a pillage in the middle of the Mina wadi canal, with a width of 12 m (7m of roadway 02 lane of 3.5m) and two sidewalks of 2.5 m to allow pedestrians to move in both meaning of the two cities.

## NOTATIONS ET SYMBOLES

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique du béton à la traction au  $j^{\text{em}}$  jours.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton.

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

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

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

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

$\sigma_s$  : Contrainte admissible de traction de l'acier passif.

$E_p$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier actif.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.

$f$  : Coefficient de frottement en courbe.

$A_p$  : Section des aciers actifs.

$\emptyset$  : Diamètre de la gaine.

$\Phi$  : Coefficient de frottement en ligne.

$\rho_{1000}$  : Relaxation à 1000 heures des aciers actifs.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression au  $j^{\text{em}}$  jours.

$f_e$  : Limite élastique des aciers passifs.

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier passif ;

$f_{prg}$  : Limite de rupture garantie des aciers actifs.

$f_{peg}$  : Limite de élastique garantie des aciers actifs.

$h_p$  : Hauteur de la poutre.

$e_p$  : Epaisseur de l'âme.

$b_t$  : Largeur totale des talons.

$B$  : Section brute.

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

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

$I$  : Moment d'inertie de la section.

$i^2$  : Rayon de giration.

$\rho$  : Coefficient de rendement géométrique de la section.

$L$  : La portée de la travée.

$\rho_b$  : Masse volumique du béton.

$l_c$  : Largeur chargeable.

$n$  : Nombre de voies.

$l_v$  : Largeur d'une voie.

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

$a_2$  : Coefficient dépendant de la largeur de la voie.

$bc$  : Coefficient de pondération du convoi BC.

$bt$  : Coefficient de pondération du convoi Bt.

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$\delta$  : Coefficient de majoration dynamique.

$V$  : Effort tranchant.

$M_f$  : Moment fléchissant.

$\alpha$  : Paramètre de torsion.

$\theta$  : Paramètre d'entretoisement.

$\rho_P$  : Rigidité flexionnelle de la poutre par unité de longueur.

$\rho_E$  : Rigidité flexionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

$\gamma_P$  : Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur.

$\gamma_E$  : Rigidité torsionnelle de l'entretoise par unité de longueur.

$I_P$  : Moment d'inertie de la poutre.

$I_E$  : Moment d'inertie de l'entretoise.

$I_0$  : Moment d'inertie de la poutre en section d'about.

$I_m$  : Moment d'inertie de la poutre en section médiane.

$K_\alpha$  : Coefficient de répartition transversale.

$2b$  : Largeur active.

$n$  : Nombre de poutres.

$\vartheta$  : Coefficient de poisson.

$P_{\min}$  : Précontrainte minimale ;

$B_n$  : Section nette.

$B_{br}$  : Section brute.

$I_n$  : Moment d'inertie nette de la section.

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

$\sigma_{ti}$  : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre inférieure.

$\sigma_{ts}$  : Contrainte limite de traction du béton dans la fibre supérieure.

$P_0$  : Effort à l'origine.

$n$  : Nombre de câbles.

$e_0$  : Excentricité du câble moyen.

$\sigma_{sup}$  : Contrainte sur la fibre supérieure.

$\sigma_{inf}$  : Contrainte sur la fibre inférieure.

$V_u$  : Effort tranchant limite.

$m$  : Nombre de gaines par lit.

$V_{min}$  : Effort tranchant minimum.

$V_{max}$  : Effort tranchant maximum.

$\alpha(x)$  : Angle de déviation du câble entre 0 et  $x$ .

$\sigma_{p0}$  : Tension initiale.

$\Delta\sigma_f$  : Perte de tension par frottement.

$\Delta\sigma_{rec}$  : Perte de tension par glissement.

$\Delta\sigma_{rac}$  : Perte de tension par déformation instantanée du béton.

$r_m$  : Rayon moyen de la section.

$\Delta\sigma_p(x)$  : Perte due à la relaxation de l'acier.

$\Delta\sigma_{flu}$  : Perte due au fluage du béton.

$\Delta\sigma_{inst}$  : Pertes instantanées.

$\Delta\sigma_d$  : Pertes différées.

$\tau_{bt}$  : Contrainte admissible de traction.

$\tau_{bc}$  : Contrainte admissible de compression.

$V_{red}$  : Effort tranchant réduit.

$S(y)$  : Moment statique / au centre de gravité de la poutre.

$b_n(y)$  : Largeur nette de la section au niveau  $y$ .

$M_u, N_u$  : Sollicitations agissant sur la section /  $A_p$  ;

$\sigma_{bt}$  : Contrainte de traction dans le béton.

$N_u$  : Effort normale résistant ultime.

$M_u$  : Moment fléchissant résistant ultime /  $A_p$  ;

$s_t$  : Espacement des armatures transversales.

$M_t$  : Moment entravée.

$Q_u$  : Charge concentrée à l'ELU.

$U_c$  : Largeur d'impact de la roue.

$F_g$  : Flèche due aux charges permanentes.

$F_p$  : Flèche due à la précontrainte.

$F_c$  : Flèche de construction.

$F_D$  : Flèche due à la surcharge D240.

$\theta_g$  : Rotation due aux charges permanentes.

$\theta_D$  : Rotation due à la surcharge D240.

$\theta_P$  : Rotation due à la précontrainte.

$\Delta h_{max}$  : Déplacement maximal à l'appui.

$R_i$  : Rigidité d'un appui.

$\tau_H$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort horizontal.

$\tau_N$  : Contrainte de cisaillement due à l'effort normal.

$G$  : valeur nominale des charges permanentes / module de cisaillement.

$E$  : action sismique limitée au mouvement d'ensemble.

$Q$  : actions variables des charges d'exploitation.

$T$  : période fondamentale.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées a la catégorie de site.

$S_{ae}(T)$  : spectre de réponse élastique.

$K$  : Raideur.

$g$  : Accélération de la pesanteur.

$S$  : coefficient de site ;

$\eta$  : Facteur de correction de l'amortissement.

$(\xi)$  : Taux d'amortissement.

$F$  : La force sismique.

$d$  : Déplacement.

$E_c$  : l'énergie cinétique du système

$E_p$  : l'énergie potentielle du système.

$P_t$  : Poussée des terres ;

$K_a$  : Coefficient de poussée des terres.

$\phi$  : Angle de frottement interne du sol.

$\gamma$  : Poids volumique des terres.

$R$  : Réaction d'appui des fûts.

$B$  : Entre axe des fûts.

$h$  : Hauteur du chevêtre.

$b_0$  : Epaisseur fictif de la paroi du chevêtre.

$D$  : Diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre.  $M_t$  : Moment de torsion.

$\tau_v$  (v): Contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant.  $\tau$  ( $M_t$ ): Contrainte de cisaillement dû à la torsion.  $N_s$  : Effort normal dû au séisme.  $H_s$  : Effort horizontal dû au séisme.

$\gamma_f$  : Coefficient de majoration (pour tenir compte du flambement).

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

$M_u^*$ ,  $N_u^*$ : Efforts exercés sur le fût.  $(N_u)^{\bar{}}$ ,  $(M_u)^{\bar{}}$ : Efforts admissible.  $Q_p$  : Effort de pointe.

$Q_f$  : Effort de frottement latéral.  $Q_n$  : Charge nominale.

$C_u$  : Coefficient de réaction du sol.  $I$  : Moment d'inertie du pieu ;

$M_u^*$ ,  $N_u^*$ : Efforts exercés sur le pieu.  $M_u$ ,  $N_u$  : Efforts admissible.

$n$  : nombre des appareils d'appuis de l'élément porteur.  $G$  : module de cisaillement de l'appareil.  $(a, b)$  : les dimensions en plan de l'appareil.

$e$  : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil.  $n$  : Nombre de fût composant la pile.

$E$  : module de déformation instantanée de béton.  $I$  : moment d'inertie longitudinal d'un fût.

$l$ : hauteur du fût.

$M$  : est la masse totale du tablier.

$\eta$ : Facteur de correction de l'amortissement.

$b$  : quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage . $\mu$  : masse linéique du tablier. $L$  : longueur travée.

$Q_r$  : les charges de chaussées A(l) ou B avec charges de trottoirs.

$Q_{rp}$  : les charges militaires ou exceptionnelles . $A_d$  : La charge accidentelle. $b$  : la petite cote du rectangle circonscrit.

$\Phi_l$  : plus gros diamètre des armatures longitudinales . $n$  : Nombre de barre.  $d$  : Enrobage.

$\Phi$ : Diamètre de pieu.  $b$  : diamètre des pieux.

$y$  : déplacement en tête des pieux : module d'élasticité du béton.  $\alpha$ : longueur élastique du pieu.

$\lambda$ : Coefficient d'amortissement,  $\lambda = 1/\alpha$

$h'$  : l'enrobage de l'acier.

# Liste des figures et tableaux

## Les figures

	<b>Pages</b>
<i>Fig1.1. Situation du projet</i> .....	11
<i>Fig1.2. Situation du projet</i> .....	11
<i>Fig1.3. Tracé en plan du projet</i> .....	13
<i>Fig1.4. Carte de la sismicité du Nord Algérien (1900-2004)</i> .....	14
<i>Fig1.5. la zone sismique du projet</i> .....	16
<i>Fig1.6 : Bassin versant de l'oued Mina</i> .....	19
<i>Fig1.7 :Schéma simplifier du traverser d'Oued Mina</i> .....	20
<i>Fig2.1 :coupe transversale en travée</i> .....	24
<i>Fig2.2 :coupe longitudinale</i> .....	24
<i>Fig2.3 :Vue en plan</i> .....	25
<i>Fig2-4 : Coupe longitudinale A-A de la Variante de Poutre en Béton Armé</i>	31
<i>Fig2-5 :Coupe transversale en About de la Variante de Poutre en Béton Armé</i>	31
<i>Fig2.6 Culées enterrées</i> .....	34
<i>Fig2.7 Culées mur de front</i> .....	35
<i>Fig2.8 Section d'About</i> .....	44

<i>Fig2. 9. Section médiane</i> .....	44
<i>Fig2.10. Section intermédiaire</i> .....	44
<i>Fig4.1 : coupe transversale d la poutre</i> .....	53
<i>Fig4.2 : système A(L)</i> .....	55
<i>Fig4.3 : système Bc</i> .....	57
<i>Fig4.4 : Système Br</i> .....	59
<i>Fig4.5: Système Bt</i> .....	60
<i>Fig4.6: système Mc120</i> .....	61
<i>Fig4.7: : convois</i> .....	62
<i>Fig5.1 : Poutre seule</i> .....	67
<i>Fig5.2: Surcharge A (L) une voie chargée à <math>x=0.5 l</math></i> .....	69
<i>Fig5.3: Surcharge A (L) deux voies chargées à <math>x=0.5l</math></i> .....	69
<i>Fig5.4: Surcharge des trottoirs (un trottoir chargé) à <math>x=0.5l</math></i> .....	70
<i>Fig5.5: Surcharge des trottoirs (deux trottoirs chargés)à <math>x=0.5l</math></i> .....	70
<i>Fig5.6: Système BC (Une voie chargée) à <math>x=0.5l</math></i> .....	71
<i>Fig5.7: Système Bt (Un seul Tandem) à <math>x=0.5l</math></i> .....	72
<i>Fig5.8: Système Br à <math>x=0.5l</math></i> .....	72

<i>Fig5.9: Système MC 120</i> .....	72
<i>Fig5.10: Charge exceptionnelle D240</i> .....	73
<i>Fig6.1: Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet</i> .....	81
<i>Fig7.1 : Principe de la précontrainte</i> .....	88
<i>Figure 7.2: Précontrainte par pré-tension</i> .....	89
<i>Fig7.3 : Précontrainte par post-tension</i> .....	89
<i>Fig7.4 : Diagramme des contraintes sous (P1)</i> .....	95
<i>Fig7.5 : Diagramme des contraintes sous (P2)</i> .....	95
<i>Fig7.6 : Diagramme des contraintes sous (P1)</i> .....	96
<i>Fig7.7 : Diagramme des contraintes sous (P2)</i> .....	96
<i>Fig7.8 : Diagramme des contraintes sous (P1)</i> .....	97
<i>Fig7.9 : Diagramme des contraintes sous (P1)</i> .....	97
<i>Fig7.10 : Section équivalente</i> .....	98
<i>Fig7.11 : Disposition des câbles</i> .....	102
<i>Fig7.12: Angle de déviation</i> .....	104
<i>Fig7.13 : Représentation des tensions par suite des pertes par frottement et par glissement le long du câble</i>	105
<i>Fig7.14: Diagramme des contraintes sous « p2 » (combinaisonrare)</i>	114
<i>Fig8.1 : moment de l'hourdis</i> .....	121
<i>Fig8.2 : Longueur Lx</i> .....	122
<i>Fig8.3 : Cas des charges</i> .....	122



## Les tableaux

<i>Tab1-1 : Résultat d'étude géotechnique.....</i>	<i>17</i>
<i>Tab 1-2 : Représente le plan de situation d'oued Mina et les différentes variations</i>	<i>18</i>
<i>Tab 1-3: Détermination du Débit de crue d'oued Mina.....</i>	<i>19</i>
<i>Tab 1-4: Débit de crue d'oued Mina Franchissement de l'Oued Mina</i>	<i>19</i>
<i>Tab2.1 :Elancement du poutre par rapport à la résistance du béton à la compression</i>	<i>23</i>
<i>Tab 4.1 : Surface et Poids de la Poutre.....</i>	<i>52</i>
<i>Tab 4.2 : Poids total du tablier.....</i>	<i>54</i>
<i>Tab4.3: tableau de coefficients <math>A(1)</math>.....</i>	<i>56</i>
<i>Tab4.4: tableau donnant <math>V0</math>.....</i>	<i>56</i>
<i>Tab4.5: donnant les valeurs de <math>A(L)</math>.....</i>	<i>56</i>
<i>Tab4.6: tableau donnant le coefficient <math>bc</math>.....</i>	<i>57</i>
<i>Tab4.7: les Charges par essieu(t) du <math>Bc</math>.....</i>	<i>58</i>
<i>Tab4.8 : Coefficient Système <math>Bt</math>.....</i>	<i>60</i>
<i>Tab4.10 : coefficient <math>br</math>.....</i>	<i>61</i>
<i>Tab 4.11 Les résultats de L'effet freinage.....</i>	<i>65</i>
<i>Tab 5.1 : M, T, R de la poutre.....</i>	<i>67</i>
<i>Tab 5.2 : M, T, R de la dalle.....</i>	<i>67</i>
<i>Tab 5.3 : M, T, R de superstructure.....</i>	<i>68</i>
<i>Tableau 5.4 : Récapitulatif M, T, R.....</i>	<i>68</i>
<i>Tab 5.5 : Récapitulatif des moments dus aux surcharges.....</i>	<i>74</i>
<i>Tab.5.6 :Tableau récapitulatif des efforts tranchants dû aux Surcharges</i>	<i>77</i>

<i>Tab 7.1 : Les caractéristiques de la poutre à mi travée.....</i>	<i>91</i>
<i>Tab 7.2: Récapitulatif des résultats de précontrainte.....</i>	<i>94</i>
<i>Tab 7.3 Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure.....</i>	<i>102</i>
<i>Tab 7.4: Perte due aux frottements.....</i>	<i>103</i>
<i>Tab 7.5: Perte dues au glissement.....</i>	<i>105</i>
<i>Tab 7.6: Caractéristiques géométriques des sections à <math>X = 0.00L</math>.....</i>	<i>105</i>
<i>Tab 7.7: Caractéristiques géométriques des sections à <math>X = 0.25L</math>.....</i>	<i>105</i>
<i>Tab 7.8: Caractéristiques géométriques des sections à <math>X = 0.50L</math>.....</i>	<i>105</i>
<i>Tab 7.9: Section nette de la poutre.....</i>	<i>108</i>
<i>Tab 7.10: Les valeurs des moments <math>M_g</math> selon la longueur de la Poutre</i>	<i>108</i>
<i>Tab 7.11: Les pertes dues au raccourcissement élastique.....</i>	<i>108</i>
<i>Tab 7.12: Les pertes instantanées.....</i>	<i>108</i>
<i>Tab 7.13 : Perte due à la relaxation des aciers.....</i>	<i>110</i>
<i>Tab 7.14 : Section nette de la poutre + dalle.....</i>	<i>110</i>
<i>Tab 7.15: Récapitulatif des pertes (MPa).....</i>	<i>111</i>
<i>Tab 7.16 : La détermination de l'excentricité.....</i>	<i>112</i>
<i>Tab 7.17: Détermination des contraintes à la mise en tension.....</i>	<i>112</i>
<i>Tab 7.18 : Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite</i>	<i>113</i>
<i>Tab 7.19 : Détermination des contraintes.....</i>	<i>113</i>

## Sommaire

<i>Introduction Générale</i>	08
<b>Chapitre I:Présentation de projet</b>	09
1.1- <i>Introduction</i>	10
1.2- <i>Présentation de l'ouvrage</i>	12
1.2.1- <i>Position de l'ouvrage</i>	12
1.2.2- <i>Donnée fonctionnelles</i>	12
1.2.3- <i>Données naturelles</i>	13
<b>Chapitre II: CONCEPTION GÉNÉRALE</b>	21
II.1- <i>Introduction</i>	22
II.2- <i>Les caractéristiques de l'ouvrage</i>	22
II.3- <i>Variante 1 : pont à poutres en béton précontraintes</i>	23
A. <i>Pont à poutres en béton précontraintes par post –tension</i>	30
II.4- <i>Variante 02 (Pont à poutre en béton armé)</i>	30
B. <b>LES INCONVENIENTS ET LES AVANTAGES POUR VARIANTES</b>	32
B-1 <i>Variante 01 (Pont à poutre en précontrainte</i>	32
B-1-1) <i>Avantages</i>	32
B-1-2) <i>Inconvénients</i>	33
B-2 <i>Variante 02 (Pont à poutre en béton armé</i>	33
B-2-1) <i>Avantages</i>	33
B-2-2) <i>Les inconvénients</i>	33
II.5- <i>Conception des culées</i>	34
a. <i>Les Culées en terrées</i>	34
b. <i>Culée à mur de front (remblayées</i>	35
II.6- <i>Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre</i>	36
II.6.1- <i>La poutre à l'about</i>	38
II.6.2- <i>La poutre intermédiaire</i>	40
II.6.3- <i>La poutre à mi travée</i>	42
<b>Chapitre III: CARACTERISTIQUE DES MATÉRIAUX</b>	43
<i>Introduction</i>	46
III- <i>Caractéristique des matériaux</i>	46
III.1- <i>le béton</i>	46
III.1.1- <i>la résistance à la compression et à la traction</i>	46
III.1.2- <i>la résistance à la traction</i>	47
III.1.3- <i>Déformation instantanées et différées du béton</i>	48
III.1.4- <i>Déformation transversale du béton</i>	48
III.1.5- <i>Contraintes admissibles</i>	48
III.1.5.1 <i>Contrainte admissible à la compression</i>	48
III.1.5.2- <i>Qualités attendues d'un béton pour ouvrages</i>	49
III.2- <i>L'acier</i>	49

III.2.1- Aciers actifs	49
a. La limite élastique	49
b. Contrainte limite de traction	50
c. Module d'élasticité de l'acier	50
d. Diagramme contrainte déformation	50
III.2.2-Aciers passifs	50
<b>Chapitre IV: Calcul des charges et Surcharges</b>	<b>51</b>
Introduction	52
IV.1. Calcul des charges	52
IV.1.1. Calcul des charges permanentes (CP)	52
IV.1.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP)	53
IV.1.2.1. Revêtement en BB routier	53
IV.1.2.2. Bordures et Corniche	53
IV.1.2.3. Garde-corps	53
IV.1.2.4. Glissière métallique	53
IV.1.3. Poids total propre du tablier	54
<b>Chapitre V: répartition longitudinale des efforts</b>	<b>66</b>
1. Calcul des éléments de réductions dus aux charges	67
1.1. Poutre seule	67
1.1.1. Dalle	67
1.1.2. Superstructure	68
1.1.3. Tableau récapitulatif des M, T, R	68
1.2. MOMENT FLECHISSANT	69
1.2.1. Moment fléchissant à $x=0.5L$	69
a) Surcharge A (L)	69
b) Surcharge des trottoirs	69
c) Système B	72
d) Système MC 120	73
e) Charge exceptionnelle D240	74
1.2.2. Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges	75
<b>Chapitre VI: répartition transversal des efforts</b>	<b>79</b>
VI.1- Présentation de la méthode de (GUYON-MASSONNET)	80
VI.1.1. Détermination des coefficients $K$ a moy, de chaque poutre :	84
VI.1.2. Calcul des moments fléchissant réels dans chaque poutre	85
<b>Chapitre VII: ETUDE DE LA PRECONTRAINTE</b>	<b>87</b>
VII.1 étude de la précontrainte	88
VII.2 Principe et définition de la précontrainte	88
VII.3 Technique de réalisation de la précontrainte	88
a- Pré – tension	88
b- Post – tension	89
C- Montage de la précontrainte	90

<i>D-Injection des câbles</i>	90
<b>VII.4 Dimensionnement de la précontrainte</b>	91
1- <i>Le calcul de la précontrainte</i>	91
a) <i>Section sous critique</i>	91
b) <i>Section sur critique</i>	92
2- <i>Détermination du nombre de câbles</i>	92
3- <i>Vérification à l'ELS</i>	98
4- <i>Vérification à l'E.L.</i>	98
5- <i>Tracée des câbles de la précontrainte</i>	101
a. <i>Equations des câbles</i>	102
6- <i>les pertes de la précontrainte</i>	102
6.1- <i>les pertes instantanées</i>	103
a) <i>Les pertes de tension par frottement</i>	103
b) <i>Les pertes de tension par recul d'ancrage</i>	104
c) <i>Pertes dues aux raccourcissements instantanés</i>	107
<i>dubéton</i>	
6.2- <i>Les Pertes différées</i>	108
a) <i>Pertes par retrait du béton</i>	109
b) <i>Pertes par relaxation des aciers</i>	109
c) <i>Pertes dus aux fluages du béton</i>	110
6.3- <i>Vérification de la flexion à mi – travée</i>	112
6.4- <i>Ferraillage de la poutre</i>	114
a) <i>Armature de peau</i>	114
<b>Chapitre VIII: Calcul de L'Hourdis</b>	120
<b>ETUDE DE L' HOURDIS</b>	121
<b>1.ÉTUDE DE LA FLEXION LOCALISEE</b>	121
1.1- <i>Moment dans l' hourdis dû à la flexion localise</i>	121
1- <i>Moment due à la charge permanente</i>	121
1-1- <i>Moments <math>M_a</math> et <math>M_b</math> au centre de la dalle</i>	121
1-2- <i>Charge permanente</i>	123
2- <i>Moment due au poids propre</i>	123
2-1- <i>Moment longitudinal <math>M_b</math></i>	124
2-2- <i>Moment transversal <math>M_a</math></i>	124
3- <i>Moment due à la surcharge A(l)</i>	124
3-1- <i>Moment longitudinal <math>M_b</math></i>	124
3-2- <i>Moment transversal <math>M_a</math></i>	124
4- <i>Moment due à la surcharge Bc</i>	124
4-1- <i>Moment longitudinal</i>	125
4-2- <i>Moment transversal</i>	125
5- <i>Surcharge Br</i>	125
5-1- <i>Moment transversal</i>	125
5-2- <i>Moment longitudinal</i>	125
6- <i>Surcharge Mc</i> 120	125

6-1-Moment transversal	125
6-2-Moment longitudinal	125
7-Surcharge du Convoie D240	126
7-1-Moment transversal	126
7-2-Moment longitudinal	126
8-Moment de continuité sur appui	126
8-1-Système Bc	127
8-2-Système Mc120	127
9-Récapitulation des moments à prendre en compte pour ferrailer l'hourdis	127
10-Etude de l'effort tranchant	128
10-1-Effort tranchant due aux surcharges	128
10-2-Effet du système Mc120	128
10-3-Effet du convoi D240	128
10-4-Effet des surcharges A(l):	128
10-5-surcharge de type Br	128
11-Surcharge Mc120	129
11-1. Surcharge Br	129
12- Surcharge A(l)	129
13-Vérification de la contrainte de cisaillement	129
14-Ferraillage du hourdis	130
14-1-Transversalement :	130
14-1-1-En travée	130
14-1-2-Sur appui	130
14-2-Longitudinalement	131
14-2-1-En travée	131
14-2-2-Sur appui	131
<b>Chapitre IX: Modélisation du tablier</b>	132
<i>IX. Introduction</i>	133
<i>IX.1 Présentation de logiciel CSiBridge20</i>	133
<i>IX.2 Modélisation</i>	135
IX.2.1. Les étapes de modélisation	135
IX.2.2. Modélisation de la poutre	135
a. choix de l'unité	135
b. création de la structure	135
c. Choix du matériau : fenêtre Component	135
d. Modélisation de la poutre	135
e. Modélisation du tablier	139
IX.2.3. résultats après analyse	143
<i>IX.3 Conclusion</i>	144
<b>Conclusion Générale</b>	144
<b>Références Bibliographiques</b>	145
<b>ANNEXES</b>	147

### **Introduction générale:**

*Un Ouvrages d'art est une construction artificielle de génie civil de grande importance liée à l'établissement et à l'exploitation d'une ligne de communication ou de transport terrestre, fluviale ou maritime (pont, viaduc, passerelle, tunnel) mais également un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau (murs de soutènement, tranchée couverte, digue, descentes spéciales d'écoulement dans les régions montagneuses...) ou d'une adduction d'eau (buse, ponceau ou dalot) et enfin un dispositif de transition entre plusieurs modes de transport (quais et autres ouvrages portuaires), par le franchissement d'un obstacle naturel ou artificiel. L'obstacle peut être une chaîne de montagne, un cours d'eau, une région industrielle ou encore une ville comprenant de nombreux bâtiments (circulation, etc.)*

*De tels ouvrages sont qualifiés "d'art" parce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Ces ensembles de connaissances constituent d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur. Cette démarche du concepteur comprend de façon générale trois étapes :*

- 1. le recueil des données fonctionnelles et naturelles relatives (l'ouvrage et l'obstacle franchi)*
- 2. le choix d'une structure répondant aux exigences techniques esthétiques et économiques.*
- 3. L'étude de détail de la solution retenue.*

*De nos jours, la maîtrise d'utilisation des matériaux de construction disponibles sur le marché, l'utilisation très avancé de l'ordinateur et les logiciels de calcul, offre à l'esprit créatif de l'homme toute une gamme de possibilités très étendues dans la conception et le dimensionnement d'un pont.*

*Et suite en manque important des moyens de liaison entre la cité S N métal et la cité de Zeraaia (commune de Relizane) à cause de l'obstacle du canal de Oued Mina qui sépare les deux cités, la Wilaya de Relizane a enregistré ce besoin d'infrastructure et a proposé l'étude et la réalisation d'un pont franchissant le canal de Oued Mina et relie les deux cités.*

*C'est dans cette optique que le thème de notre projet de fin d'étude intitulé «**Etude d'un tablier d'un pont à poutres en béton précontraint**». Il est structuré en deux (2) grandes parties à savoir :*

- ✓ *Une première partie basée sur les Généralités du projet, Méthodes et Hypothèses de Calcul.*
- ✓ *Une seconde partie sur le Calcul de la Superstructure.*

# *CHAPITRE I*

## *PRÉSENTATION DE PROJET*

**I.1) Introduction :**

*Dans ce mémoire nous allons faire l'étude d'un pont isostatique poutre en béton précontraint franchissant d'Oued Mina C'est dans le cadre de désenclavement, l'ouvrage d'art va permettre le franchissement de la ville de Ben Daoud et Relizane (Cite SN Métal et La Mosquée Pole).*

*Et suite en manque important des moyens de liaison entre la cité S N métal et la cité de Zeraaia (commune de Relizane) à cause de l'obstacle du canal de Oued Mina qui sépare les deux cités, la Wilaya de Relizane a enregistré ce besoin d'infrastructure et a proposé l'étude et la réalisation d'un pont franchissant le canal de Oued Mina et relie les deux cités.*

*Avantage directe : Gain de temps, confort et l'économie de fonctionnement*

*Avantage indirects : politique de transport, aménagement du territoire*

*Tout en respectant les normes de conception on doit élaborer une solution technique, économique sur la base des données et besoins (contrainte et exigence du maitre de l'ouvrage).*



Figure 1.1. Situation du projet



Figure 1.2. Situation du projet

## **1.2 Présentation de l'ouvrage**

### **1.2.1) position de l'ouvrage :**

*Cet ouvrage permet de franchir le canal de oued Mina qui est représenté par un pont à poutres en béton précontraint d'une seule travée pour relier la cité SN métal (commune de Bendaoud) et la ville de Relizane passant par la mosquée pole .*

*Ce projet se trouve aux coordonnées géographiques (277 558.21m Est, 3 956 177.47m Nord) sur une altitude de 88 m*

### **1.2.2) Donnée fonctionnelles :**

*Les données fonctionnelles rassemblent l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement (sa mise en servie)*

#### **1.2.2.1) Profil en long**

*Le profil en long permet de définir l'altitude de l'axe du projet. Il s'agit d'une courbe dans l'espace représentant la cote de la fibre supérieure de la couche de roulement en fonction de l'abscisse curviligne du projet dans le plan topographique.*

#### **1.2.2.2 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 rourable  $L_r = 7.00$  m*
- *Nombre de voie de circulation (2voie -2\*3.5)*
- *Deux trottoirs de 2.50 m de largeur chacune.*
- *Pente de 2.5 %*

#### **1.2.2.3) 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 ses points caractéristiques. Cet axe a un caractère conventionnel.*

*Le pont est un pont droit de longueur totale de 33.4 m*



Figure 1.3. Tracé en plan du projet

### **1.2.3) Données naturelles**

Les données naturelles rassemblent l'ensemble des éléments techniques de l'environnement influant directement sur la structure.

#### **1.2.3.1) Les données topographiques**

La topographie du terrain est pratiquement plate dans la plus part de la section, cet ouvrage traverse oued Mina et se trouve dans la ville de Relizane .

L'endroit de cet ouvrage est enclavé par la cité SN métal est qui présente des difficultés qui peut déranger les travaux d'exécution.

De ce fait il y'a présomption d'écoulement à des vitesses moyenne et d'une diminution du temps de réponse des crues (les crues éventuelles sont présentées dans un laps de temps assez court)

L'étude topographique présente une partie très importante dans l'étude d'addiction car tous détails et estimations quantitatifs se basent sur ce dernier c'est pour ça tout le soin doit être apporté pour cette partie.

**1.2.3.2) Les données sismiques**

La région Tellienne est un espace tectoniquement complexe à vulnérabilité sismique naturelle élevée. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques complexes de convergence de la plaque africaine au sud et de la plaque eurasienne au nord. La tectonique de compression qui en découle génère de nombreuses failles actives dont le rejet provoque les séismes.

Preuve de l'activité sismique d'Algérie du nord est la carte suivante :

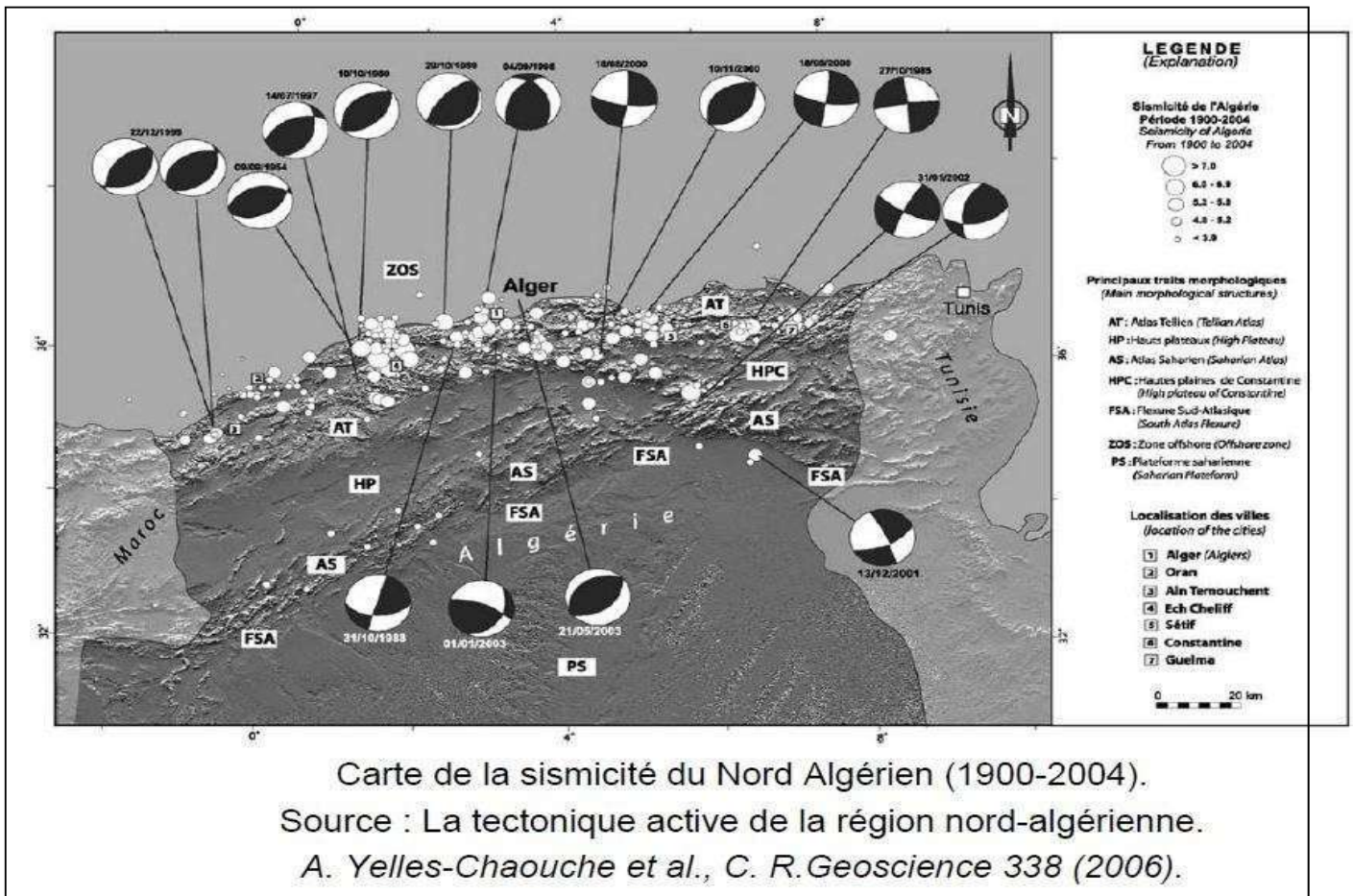


Figure 1-4. Carte de la sismicité du Nord Algérien (1900-2004)

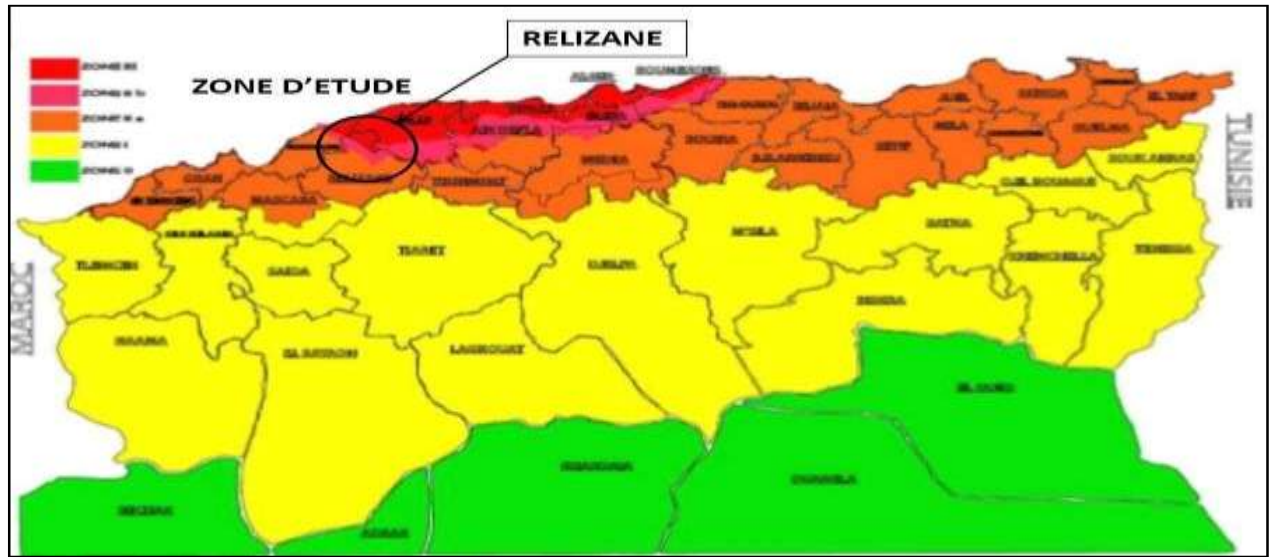
L'Algérie présente un document technique de réglementation parasismique nommé **DTR BC 2-48** dit : "Règles Parasismiques Algériennes RPA99" élaboré par le CGS (Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique).

La première version a été RPA81 qui fut suivie par le RPA81, version de 1983 après le séisme de Chlef du 10 Octobre 1980. Enfin, le RPA99 version 2003, est en vigueur après le séisme du 21 Mai 2003.

Le **RPA99** est applicable à toutes les constructions courantes. Il n'est pas directement applicable aux constructions telles que les ouvrages d'art et ceux enterrés (**RPOA2008**).

Sont définies 4 zones sismiques classées comme suit :

1. Zone 0 : Sismicité négligeable ;
2. Zone I : Sismicité faible ;
3. Zone IIa - IIb : Sismicité moyenne ;
4. Zone III : Sismicité élevée.



Les ouvrages à étudier se trouvent dans la zone désignée comme **Sismicité moyenne (IIA)**.

Figure 1.5. la zone sismique du projet

### 1.2.3.3) les données géologiques et géotechniques

L'étude géotechnique réalisée par Le Laboratoire **GENIE-LAB** a procédé à la reconnaissance géotechnique du sol du site du projet.

Les caractéristiques mécaniques du sol ont été mesurées sur site par les essais pressiométriques. Le pressiomètre utilisé est du type MENARD muni de 3 cellules dont une cellule de mesure et deux cellules de gardes.

Tableau 1-1 : Résultat d'étude géotechnique

Sondage préssiométrique SP01						
Prof. (m)	E (Bars)	PI (Bars)	P <sub>0</sub> (Bars)	PI *	E/PL	Remarque
3.00	116.08	10.33	0.27	10.06	11.24	Sol moyennement consolidé à très consolidé
6.00	96.20	8.62	0.54	8.08	11.17	
9.00	423.19	31.50	0.81	30.69	13.43	
13.00	121.36	12.63	1.17	11.46	9.61	
16.00	137.43	10.57	1.30	9.27	13.01	
19.00	222.42	18.76	1.44	17.32	11.85	
22.00	260.19	24.19	1.57	22.62	10.76	
25.00	311.03	26.16	1.61	24.55	11.89	

Sondage préssiométrique SP02						
Prof. (m)	E (Bars)	PI (Bars)	P <sub>0</sub> (Bars)	PI *	E/PL	Remarque
3.00	142.14	11.43	0.27	11.16	12.43	Sol moyennement consolidé à très consolidé
6.00	117.23	9.16	0.54	8.62	12.79	
9.00	277.57	19.63	0.81	18.82	14.14	
12.00	309.09	24.99	1.17	23.82	12.37	
15.00	124.01	11.21	1.30	9.91	11.06	
18.00	112.54	12.81	1.44	11.37	8.79	
21.00	158.41	14.77	1.57	13.20	10.73	
24.00	242.14	20.71	1.61	19.10	11.69	

**1.2.3.4) Données hydrauliques**

*L'étude hydrologique se résume à la détermination de différents apports de différents oueds, ainsi que la détermination des débits de crues à plusieurs fréquences.*

*Cette étude hydrologique nous permet de déterminer et d'évaluer les débits de chaque bassin pour le calcul et dimensionnement des ouvrages correspond tel que (buse, dalots et pont ...), à une période de retour de 10 ans à 100 ans.*

*Le bassin versant de l'oued Mina est parmi les grands bassins versant de l'Algérie du Nord à savoir l'oued Chellif.*

*Oued Mina compte parmi les principaux affluents de l'oued Cheliff. Il parcourt une distance de 135 km environ entre le barrage de Bakhada et le barrage de Sidi M'hamed Ben Aouda, et environ de 86 km entre les barrages de Sidi M'hamed Ben Aouda et d'oued Cheliff (rassemblé les différent oueds Tliouane, Khloug, Derdaza).*

*Le climat de la région est de type semi-aride méditerranéen (pluies en hiver, sécheresse en été). La banque de données pluviométriques provient essentiellement de l'Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH).*

**Tableau 1-2 : Représente le plan de situation d'oued Mina et les différentes variations.**

<b>Oued</b>	<b>Pmoy (mm)</b>	<b>Pj (mm)</b>	<b>B</b>	<b>Cv</b>
<b>Mina</b>	342	36.60	0.28	0.34

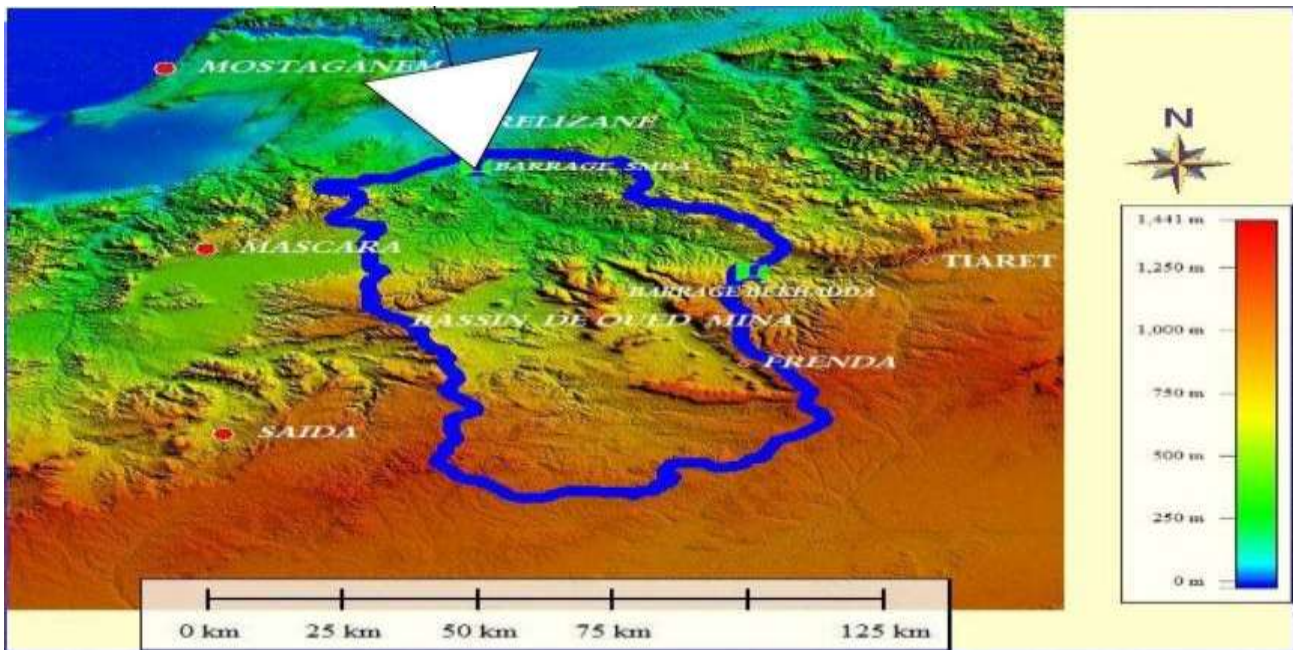


Figure 1-6 : Bassin versant de l'oued Mina

Tableau 1-3: Détermination du Débit de crue d'oued Mina

DETERMINATION DU DEBIT DE CRUE DES TRAVERSEES				
Surface Du Bassin Versant	Débit de crue	Pente moyenne de l'ouvrage I (%)	Débit de l'ouvrage	Vitesse max de l'ouvrage
$S(km^2)$	$Q (m^3/s)$		$Q (m^3/s)$	$V (m/s)$
37.74	70,302	0,21	75,918	2,965

Le tableau suivant montre les débits de crue annuelle maximale d'oued Mina faite par l'agence national des ressources hydraulique portant la période : 1977/1982.

Tableau 1-4: Débit de crue d'oued Mina Franchissement de l'Oued Mina :

Année d'observation	Débit de crue (m <sup>3</sup> /s)
1977/1978	167,20
1978/1979	353,00
1979/1980	211,95
1980/1981	335,60
1981/1982	45,44
1982/1983	<b>910,13</b>

Le principal cours d'eau interférent avec la route en objet est constitué par l'Oued Mina qui est franchi par un pont au P.K. **00+400**.

Oued Mina présente ici un lit encaissé bien défini, avec forme trapézoïde : largeur du fond = 13,00 m; largeur au sommet = 29,00 m; hauteur = 4,90 m (avec une pente de 1/1). La vitesse d'écoulement ne sera pas trop petite (dépôts), ni trop grande (érosion). Les calculs ont été effectués en considérant l'obstacle constitué par la pile du pont.

Le débit de crue à 100 ans, avec le coefficient de majoration 1.5 égal à **1800** m<sup>3</sup>/s, transite avec une hauteur hydrique de **4,40** m et est entièrement contenu dans le lit naturel ordinaire, avec encore une hauteur libre entre la superficie de l'eau et l'intrados du pont de plus de **0,20** mètres et une vitesse moyen de **4,45** m/s, au au-ce il faut protéger les berges avec le béton.

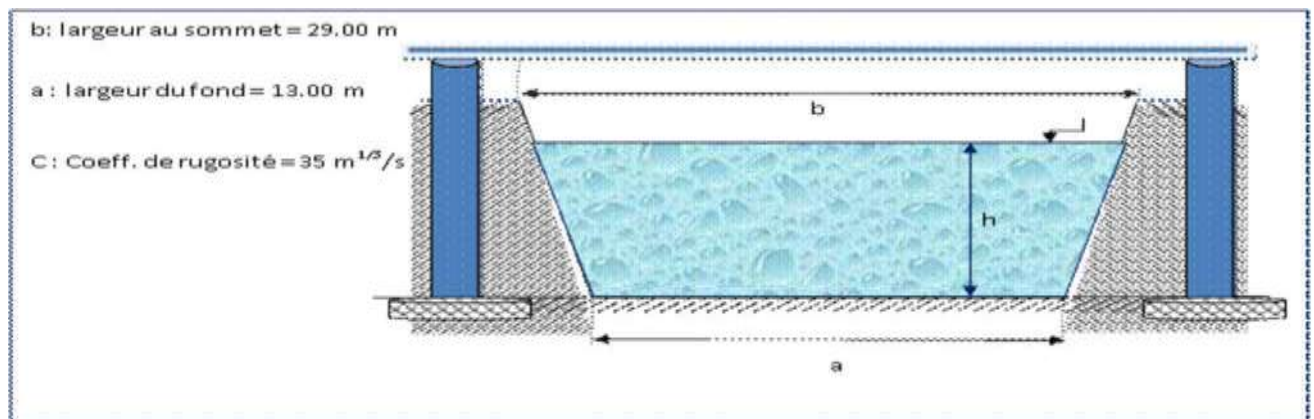


Figure 1-7 : Schéma simplifié du traverser d'Oued Mina

## *CHAPITRE II*

# *CONCEPTION GÉNÉRALE*

### II.1) Introduction

*La démarche de conception d'un pont particulier dépend, d'une vaste culture technique permettant d'identifier les solutions les plus économiques, sécuritaires et i r a n t les meilleurs partis des propriétés des matériaux dont il peut disposer, limitant au maximum les aléas possibles lors de l'exécution, et intégrant une préoccupation esthétique forte.*

*Dans notre étude nous avons proposé deux variantes suivantes :*

- *Pont a poutres en béton précontraint à une seule travée.*
- *Pont à poutres en béton armé à deux travées.*

### II.2) Les caractéristiques de l'ouvrage :

- *La portée de l'ouvrage ..... 32.4m*
- *Longueur des poutres précontraintes ..... 33.4 m*
- *Hauteur des poutres ..... 1.50 m*
- *Le nombre des poutres dans chaque travée ..... 7 poutres*
- *L'entre axe de poutres ... 1.70m*
- *Largeur de la chaussée ..... 7.00 m*
- *Largeur des trottoirs ..... 2.50 m*
- *Largeur totale du pont ..... 12.00m*
- *Épaisseurs du hourdis ..... 0.25m*

### **II.3) Variante 1 : pont à poutres en béton précontraintes :**

#### **A. Pont à poutres en béton précontraintes par post-tension :**

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont souvent très économiques, pour des portées allant jusqu'à une trentaine de mètres en précontrainte par pré-tension, et pour des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par post-tension. Ils sont d'autant plus intéressants que le nombre de poutres à réaliser est plus grand car des moyens de mise en place appropriés se justifient aisément.

#### **-Pré dimensionnement selon S.E.T.R.A**

Le redimensionnement a été établi selon les normes S.E.T.R.A « Guide de conception des ponts à poutres préfabriquées en précontraintes par post-tension (Septembre 1966-page25) »

**Tableau2.1 :Elancement du poutre par rapport à la résistance du béton à la compression**

$F_{c28}$	Elancement Normal(2)	Elancement limite(3)	Majoration de la précontrainte limite pour l'élancement
35MPa(1)	1/17	1/20	20%
50 MPa	1/20	1/23	>30%
60 MPa	1/22	1/26	>40%

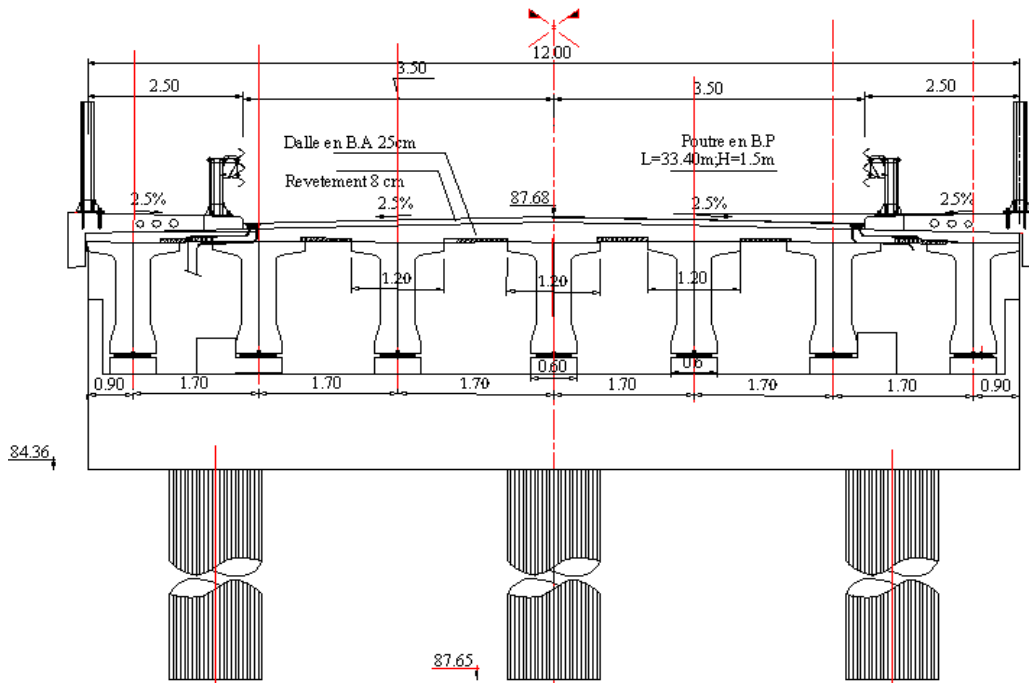
-(1 ) Béton de référence.

-(2) Elancement ne conduisant pas à une majoration sensible de la précontrainte par rapport aux ratios habituels et pour les mêmes dimensions de talon qu'un béton traditionnel.

-(3) Au-delà de cet "élancement limite", la quantité de précontrainte augmente très rapidement et les talons doivent être renforcés.

**COUPE TRANSVERSALE "EN TRAVEE"**

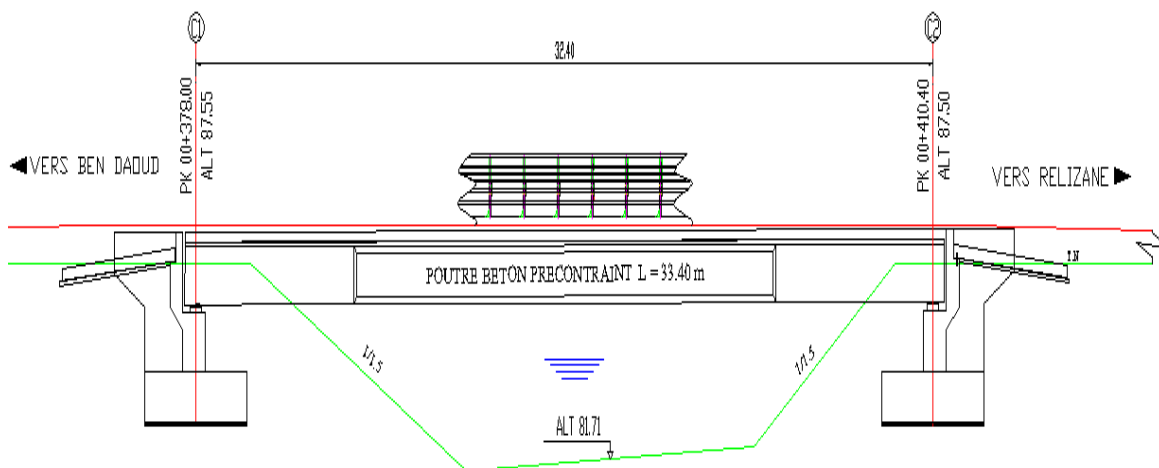
ECH: 1/100



*Figure.2.1 :coupe transversale en travée*

**COUPE LONGITUDINALE A-A**

Ech: 1/100



*Figure.2.2 :coupe longitudinale*

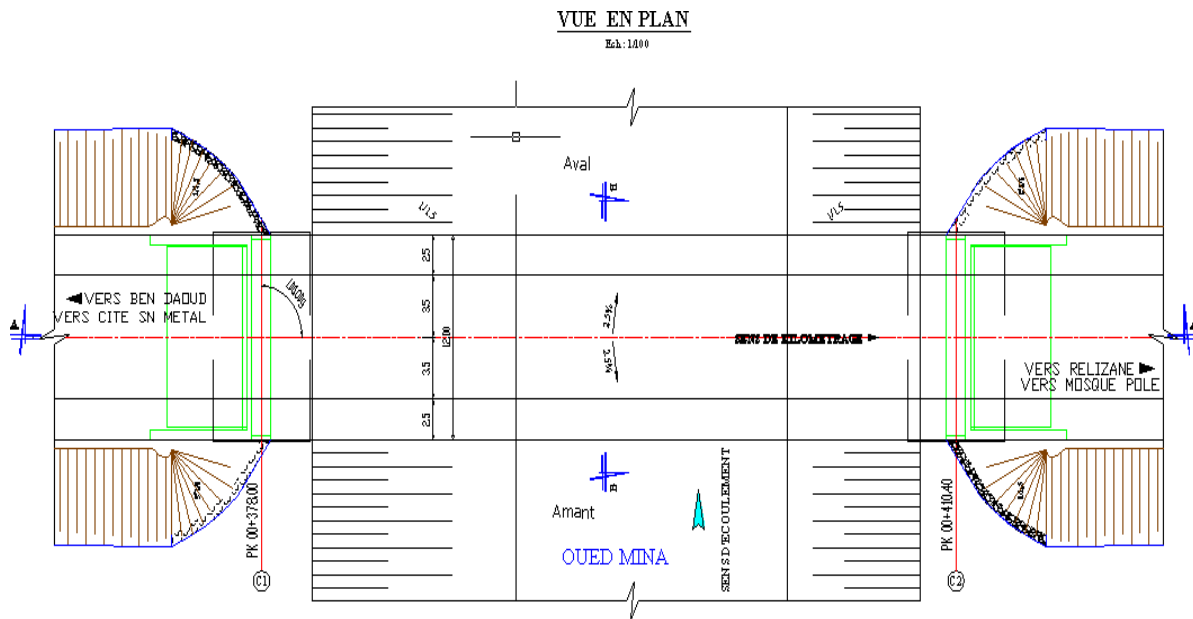


Figure.2.3 :Vue en plan

L'espacement entre axes des poutres : ( $\lambda$ )

L'espacement entre axes des poutres est situé entre 1,5 et 2,5

$$1,5 \leq \lambda \leq 2,5m$$

Donc nous allons fixer l'espacement  $\lambda = 1,70m$ .

$$\lambda = 1,7m$$

Nombre de poutres : ( $N$ )

Le nombre de poutres est déterminé par

l'équation suivante :  $N = (La / \lambda) + 1$

Avec :

$La$ : est la distance entre appuis de rive  $La = 10.6m$

$$\lambda = 1,70m$$

$$N = 10.6/1,70 + 1 = 7 \text{ poutres}$$

$$N = 7 \text{ poutres}$$

**Hauteur de la poutre ( $h_p$ ):**

$$L/20 \leq h_t \leq L/17$$

Avec :  $L = 33.4m$

Donc  $1,67 \leq h_p \leq 1,96m$  ; on prend une majoration de la précontrainte limite pour l'élanement de

11.82 % au lieu de 1/20 on prend 1/22.26  **$H_p=1,50m$**  pour limiter la retombée de la poutre dans le canal

**Largeur du talon ( $L_t$ ):**

Le talon, dont les dimensions sont commandé à la fois par la résistance à la flexion, et par les conditions d'encombrement des câbles de précontraints.

Pour des poutres élancées au 1/20 et avec un espacement est de l'ordre de 1,5m, la largeur du talon varie entre 40 et 60cm :

; soit  **$L_t = 60cm$** .

**Epaisseur du talon ( $e_t$ ) :**

Epaisseur du talon est tirée l'inégalité suivante:

$$10cm \leq e_t \leq 20cm \text{ Soit } : e_t = 15cm \quad e_t = 0.15m$$

**Largeur de la table de compression ( $b$ ) :**

La largeur de la table de compression est donnée par suivante  $b \geq 0,6h_p$  avec  $h_p = 1,5m$

Donc  $b \geq 0,9m$  ; et comme les poutres ont la forme I et l'espacement entre leurs axes est de 1,70m on prend :  $b = 1.2m$ .

$$b = 1.2m$$

**Epaisseur de la table de compression ( $e$ ) :**

Nous allons utiliser des poutres en I avec une hauteur de 1,5m et un espacement entre leurs axes de 1,70m, ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qui reprend les forces de compressions :  $10 \leq e \leq 15cm$  ; On prend :  $e = 0,12m$   **$e = 0,12m$**

**Epaisseur de l'âme en travée ( $b_0$ ):**

Epaisseur de l'âme est varié entre 0,15 et 0,25m

$$0,15 \leq b_0 \leq 0,25m ; \text{ soit } b_0 = 0,25m$$

*La largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage, et par les prescriptions réglementaires ;*

*Donc c'est le diamètre des câbles de précontraints.  $b_0 > h_t / 40 + 0,09$*

*avec  $h_t = 1,50m$   $b_0 = 0,25 > 0,127m$*

*On fixe :  $b_0 = 0,25m$  pour la section médiane.*

$$b_0 = 0,25m$$

***Épaisseur de l'âme aux abouts d'appuis ( $b_0$ ) :***

*L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre bien l'emplacement de l'encrage des câbles de précontraints ;*

*Donc :  $40 \leq b_0 \leq 60m$  On fixe :  $b_0 = 0,60m$  pour la section d'about.*

$$b_0 = 0,60m$$

***Épaisseur de l'âme à l'intermédiaire :***

*L'épaisseur de l'âme à l'intermédiaire de la poutre doit être moins importante que l'épaisseur de l'âme à l'about parce que les efforts tranchants sont moins importants ;*

*Donc  $0,25 \leq b_0 \leq 0,45m$  On fixe :*

*$b_0 = 0,45m$  pour la section intermédiaire.*

$$b_0 = 0,45m$$

***Goussets :***

*C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixe entre  $45^\circ$  et  $60^\circ$  :*

$$45^\circ < a < 60^\circ$$

**a. Gousset du talon :**

En travée  $a_1=57^\circ \Rightarrow e_0=0,175m$

A l'intermédiaire :  $a_1=56,3^\circ \Rightarrow e_0=0,075m$

**b. Gousset de la table de compression :**

En travée  $a_1=11^\circ \Rightarrow e_1=0,06m$

$a_2=45^\circ \Rightarrow e_2=0,15m$

A l'intermédiaire :  $a_1=11^\circ \Rightarrow e_1=0,06m$

$a_1=45^\circ \Rightarrow e_2=0,05m$

A l'appui :  $a_1=12^\circ \Rightarrow e_1=0,06m$

**II-3-Prédimensionnement de la dalle :****Longueur de la dalle :**

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à La longueur des poutres.

Donc :  $L_d = 33.4 m$

$$L_d = 33.4 m$$

**Largeur de la dalle :**

La largeur de la dalle ou de l'hourdis égal a la largeur de la chaussée roulable  $L_r$  plus la largeur des deux trottoirs  $L_{tr}$  :  $L_d = L_r + 2 L_{tr}$

Avec  $L_r=7m$  et

$L_{tr}=2,5m$  Donc :

$L_d = 12 m$

$$L_d = 12 m$$

**Épaisseur de la dalle :**

En général l'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répartir mieux aux efforts de flexions transversale; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30m :  $0,20 \leq e_d \leq 0,30m$

Pour notre cas l'espacement entre axes des poutres est 1,70m, et la largeur de la dalle est 12 m on va prévoir une épaisseur de 0,25m.

Donc :  $e_d = 0,25m$ .

$$e_d = 0,25m$$

**Pré dalle :**

Elle est appelée pré-dalle, elle joue le rôle d'un coffrage perdu mais on admet qu'elle participe à la reprise des efforts de flexion transversale du tablier, en fait elles sont amenées à supporter les efforts dus au poids du béton encore frais ; leur épaisseur est de l'ordre de 05cm et leurs encrages dans les poutres et de 05cm.

Donc :

$$\text{Épaisseur} = 05cm \quad \text{Encrage} = 05cm \quad \text{Largeur} = 60cm$$

**Les trottoirs :**

Les trottoirs sont encadrés par une glissière de sécurité et un garde-corps afin de protéger les piétons en les isolants. Pour le cas de notre pont et comme il sera conçu pour relier deux cités SN Métal et mosquée pole d'où le nombre des piétons est important ; la largeur des trottoirs sera de :  $L_T = 2.5m$

$$L_T = 2.5m$$

**Les corniches :**

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique ; situées à la partie haute des tabliers, elles sont toujours bien éclairées et dessinent la ligne de l'ouvrage ; en plus de ce rôle esthétique intrinsèque, la corniche doit également servir de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse ; en Algérie on utilise souvent les corniches en béton armé préfabriqué.

**Les glissières de sécurité :**

Le rôle des glissières est de sécuriser les piétons en les protégeant des véhicules roulant sur les voies du pont ; généralement c'est des glissières souples normalisées qui sont employés.

**Les garde-corps :**

Le rôle des garde-corps est de sécuriser les piétons sur les trottoirs et les véhicules qui traversent l'ouvrage ; les garde-corps ont souvent une fonction esthétique ; pour notre ouvrage nous allons employer des garde-corps standardisés en Algérie.

Donc :  $h_{GC} = 1,1m$                        **$h_{GC} = 1,1$**

**II.4) Variante 02 (Pont à poutre en béton armé) :**

Il s'agit d'un pont à poutre en béton armé de deux travées de 15.10m de longueur et une largeur de 11.00m avec une longueur totale de 30.20m.

Le choix de type de culée dépend essentiellement de sa hauteur, Pour notre cas nous choisissons une culée remblayée.

Concernant les appuis intermédiaires, on a opté pour la variante pile-portique, présentant des avantages et une bonne mise en œuvre

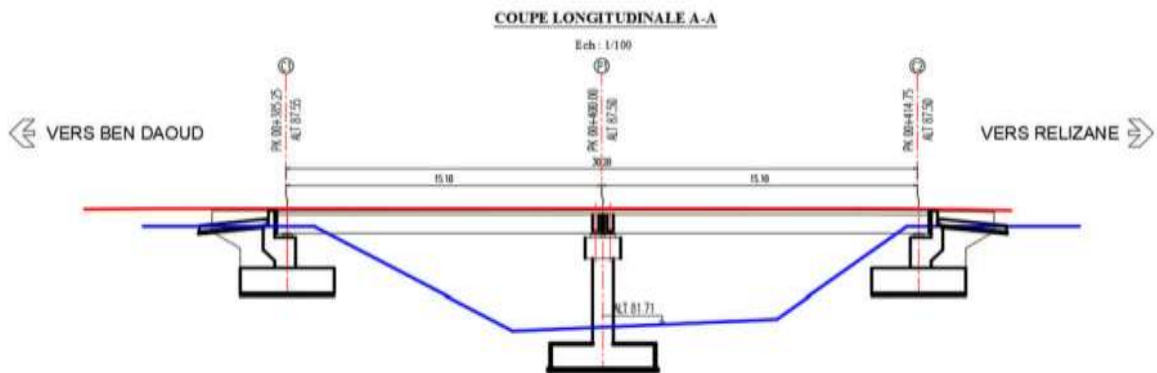


Figure 2-4 : Coupe longitudinale A-A de la Variante de Poutre en Béton Armé

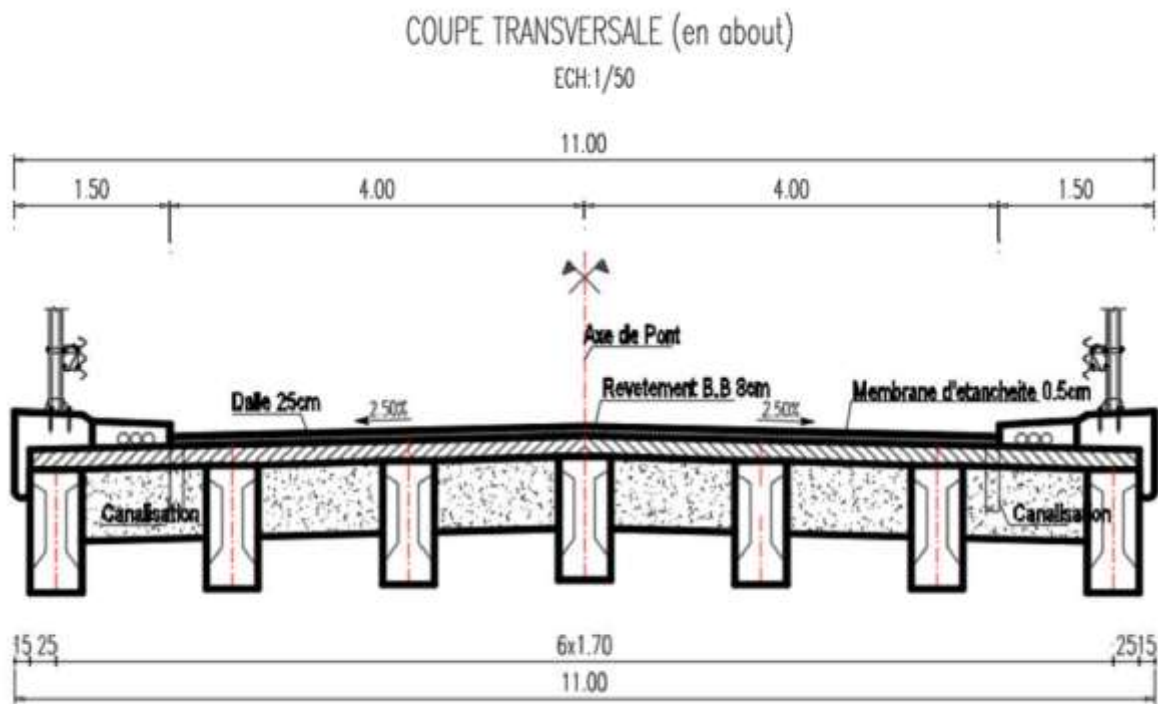


Figure 2-5 : Coupe transversale en About de la Variante de Poutre en Béton Armé

## **B. LES INCONVENIENTS ET LES AVANTAGES POUR VARIANTES**

### **B-1 Variante 01 (Pont à poutre en précontrainte) :**

#### **B-1-1) Avantages**

*Les avantages qu'offre ce type d'ouvrage sont liés pratiquement à la préfabrication :*

- *Tout d'abord, le béton coulé en atelier ou sur le chantier à poste fixe est en général de meilleure qualité que celui qui est mis en place sur échafaudage, les conditions de contrôle sont beaucoup plus faciles. Dans le cas exceptionnel où la valeur souhaitée de la résistance de béton à 28 jours n'est pas atteinte, il est facile de rejeter l'élément préfabriqué, alors qu'une structure coulée en place exigerait une démolition ou renforcement coûteux.*
- *En seconde lieu, les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois, et sont donc mieux amortis, l'on également disposer d'un équipement fixe de vibration,*
- *De plus, la préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier, et de raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage*
  
- *Ils sont souvent très économiques, pour des portées allant des portées comprises entre 30 et 50 m en précontrainte par poste tension pour des nombres des poutres accès important (15 poutres au plus)*
- *Une durabilité certaine, confirmée par les statistiques de cas pathologiques enregistrés sur les ponts. Les désordres sont très rares dans les ouvrages de ce type, d'après ce qui constaté, ils étaient le plus souvent dus à des défauts d'exécution plutôt qu'à une mauvaise conception.*
- *Le fonctionnement isostatique de ce type de structure, la rend insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets du gradient thermique.*
- *- La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé.*

**B-1-2) Inconvénients :**

- *Le principal inconvénient des suites de travées indépendantes provient de la présence d'un joint de chaussée au-dessus de chaque appui (inconfort, risques de dégradations, pénétration d'eau, etc...).*
- *Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.*
- *La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée augmente.*
- *La nécessaire pour disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles.*
- *Les accessoires (gaine, manchons d'extrémité évent, tubes d'injection ...etc) et très chères*
- *Le type de cet ouvrage est moins esthétique.*
- *Le coût très élevé car tous les accessoires de la précontrainte sont importé*

**B-2 Variante 02 (Pont à poutre en béton armé) :****B-2-1) Avantages**

- *Portée allant de 10 à 20m*
- *Economique du point de vue de consommation du matériau*
- *Pour les portée moyennes ou faibles, ils sont les plus économiques*

**B-2-2) Les inconvénients**

- *Gamme de portée limitée*
- *les structures continues sont très rigides aux tassements différentiels*
- *pour une longueur d'ouverture de 33.4 m on sera amené à réaliser 2 travées avec des poutres sous chaussées, ce que nécessite un appui intermédiaire implantés sur le profil en travers*
- *La pile intermédiaire se trouve dans le lit d'oued.*

➤ *Les Analyses multicritère :*

	<i>Pont à poutre en béton précontrainte</i>	<i>Pont à poutre en béton armé</i>
<i>Economie</i>	+	-
<i>Entretien</i>	-	+
<i>Délai</i>	+	-
<i>Esthétique</i>	+	+
<i>Exécution</i>	+	-

+ : favorable

- : peu favorable

**II.5) Conception des culées :**

Il existe deux types de culées :

a) *Les Culées en terrées :*

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est enterrés dans le remblai d'accès l'ouvrage et assurent une fonction porteuse parce que elles sont sollicitées par des efforts horizontaux de poussé de terre et n'assure pas la fonction de soutènement du remblai d'accès (sauf en tête de remblai dans certains cas).

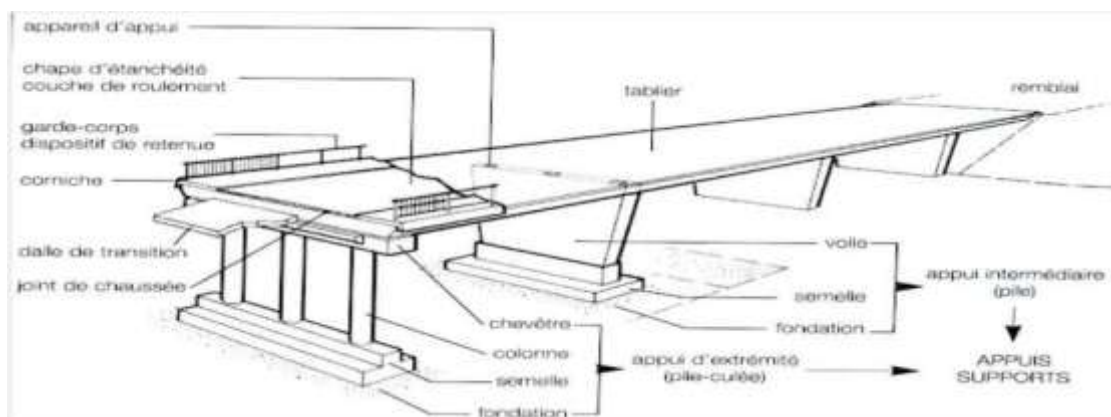


Fig.2.6 Culées enterrées

➤ **Culée à mur de front (remblayées) :**

*Est constituée par un ensemble de murs ou voile en béton armé, elles assurent le soutènement du remblai d'accès { l'ouvrage et jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse*

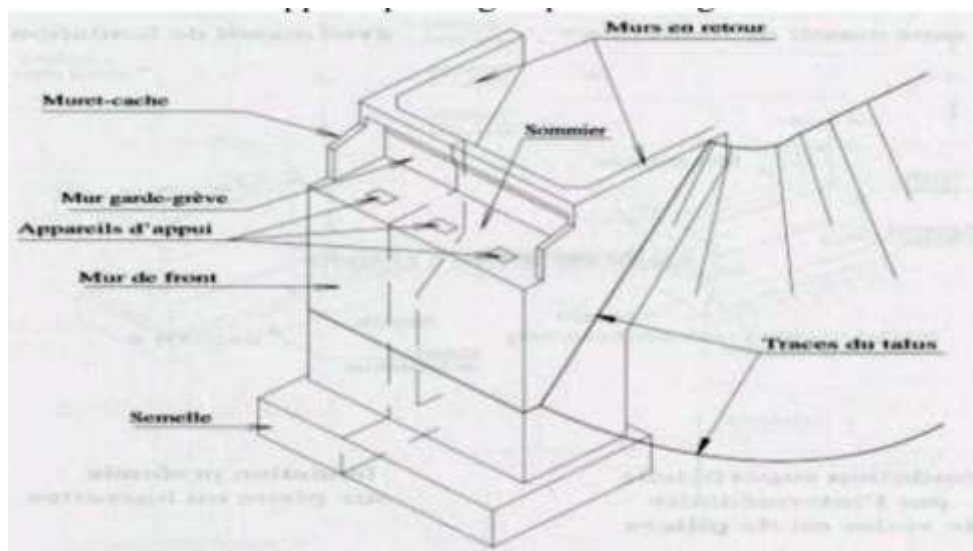


Fig 2.7 Culées mur de front

*Le choix de type de la culée par résulte d'analyse de :*

- la nature et la mode de construction du tablier.*
- les contraintes naturelles du site.*
- les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.*

***Pour notre projet on choisit culée en terrée***

**II.4.1) Pré dimensionnement de la culée :****➤ Mur garde grève :**

La hauteur de murs

Hauteur :  $H = \text{hauteur de (la poutre + la dalle)} + \text{hauteur de (l'appareil d'appui + dés d'appui)} = 1.5 + 0.25 + 0.20 = 1.95\text{m}$

Donc  $H = 1.95\text{m}$  L'épaisseur ( $e$ ) :

-pour une hauteur de  $H \leq 1\text{m}$  :  $e = 0.20\text{m}$ .

-pour une hauteur de  $1\text{m} \leq H \leq 2\text{m}$  :  $e = 0.20\text{m}$  à  $0.30\text{m}$ .

-pour une hauteur de  $2\text{m} \leq H \leq 3\text{m}$  :  
 $e = 0.30\text{m}$ . On prend  $e = 0.30\text{m}$

Longueur  $c$  est largeur de tablier 12 m

**II.6) Détermination des caractéristiques géométriques de la poutre :****Notation :**

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

$B_j$  : aire de la section ( $j$ )

$Y_j$  : position du c.d.g. de la section ( $j$ ) par rapport à l'axe  $(\Delta)$ .

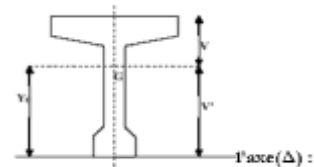
$y_G$  : la position du centre de gravité (c.d.g.) de la poutre est donnée par :

$$y_G = \frac{\sum B_j Y_j}{\sum B_j}$$

$S_{/A}$  : Moment statique

$V$  : distance séparant le centre de gravité de la fibre inférieure

$V = (S_{/A})/B$ .  $V'$  : distance séparant le centre de gravité de la fibre supérieure  $V' = h - y_G$  : Moment d'inertie propre de la section  $j$



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

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

$$IG = \Sigma (I_{oj} + B_j (y_j - y_G)^2)$$

$$i^2 : \text{rayon de giration: } i^2 = IG / \Sigma B_i$$

$p$ : coefficient de rendement géométrique :

$$p = i^2 / V.V'$$

$B$  : c'est la section de la poutre  $B = \Sigma B_j$

- $B$  (nette) =  $B$  (brute) - 5%  $B$  (brute)
- $S_{/A}$  (Nette) =  $S_{/A}$  (brute) - 5%  $S_{/A}$  (brute)
- $I_{/A}$  (Nette) =  $I_{/A}$  (brute) - 10%  $I_{/A}$  (brute)

**II-6- 1-La poutre à l'about****II-6-1-1Caractéristiques géométriques de la poutre à l'about :**

Désignation	dimension	B(cm2)	Z(cm)	$\mu\Delta=B.Z(\text{CM}3)$	$I_0 (\text{cm}4)$	$I/\Delta=I_0+B.Z^2$
	$b*h$					
1	132*60	7920	66	522 720	11 499 840	45 999 360
2	$(6*30/2)*2$	180	136	24 480	180	3 329 460
3	120*12	1440	144	207 360	17 280	29 877 120
<b>POUTRE PREFABRIQUE</b>		9 540		754 560		79 205 940
<b>B brutes</b>		9 540				
<b>B nette</b>		9 063,00				
<b><math>\Delta\mu</math> brute</b>				754 560		
<b><math>\Delta\mu</math> nette</b>				716 832,00		
<b><math>I/\Delta</math> brute</b>						79 205 940
<b><math>I/\Delta</math> nette</b>						71 285 346,00

$$V' = S_{/\Delta \text{nette}} / B_{\text{nette}} \quad V' = 70.91 \text{cm}$$

$$V = h - V' = \quad V = 79.09 \text{cm}$$

$$I_G = I_{/\Delta \text{brute}} - S_{/\Delta \text{brute}} \cdot V' \quad I_G = 19 524 515,09 \text{ cm}^4$$

$$p = I_G / (V \cdot V' \cdot B_{\text{nette}}) = 0,364926643 \quad p = 36.49\%$$

$p = 36.49\% \leq 45\%$  donc correspond à une section massive.

**II-6-1-2-Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à l'about :**

Désignation	dimension	B(cm2)	Z(cm)	$\mu\Delta=B.Z(CM3)$	I0 (cm4)	$I/\Delta=I0+B.Z2$
	$b*h$					
<b>HOURLDIS</b>	170*25	4250	162,5	690 625	195 313	112 421 875
<b>POUTRE</b>		9 540		754 560		79 205 940
		13 790		1 445 185		191 627 815
<b>B brute</b>		13 790				
<b>B nette</b>		13 100,50				
<b><math>\Delta\mu</math> brute</b>				1 445 185		
<b><math>\Delta\mu</math> nette</b>				1 372 925,75		
<b>I/<math>\Delta</math>brute</b>						191 627 815
<b>I/<math>\Delta</math>nette</b>						172 465 033,50

$$V' = S_{/\Delta\text{nette}} / B_{\text{nette}} \quad V' = 62,42 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = \quad V = 112,58 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{/\Delta\text{brute}} - S_{/\Delta\text{brute}} \cdot V' \quad I_G = 32\,800\,266,95 \text{ cm}^4$$

$$p = I_G / (V \cdot V' \cdot B_{\text{nette}}) = 0,395979136 \quad p = 39,59\%$$

$p = 39,59\% \leq 45\%$  donc correspond à une section massive.

**II-6-2-La poutre intermédiaire:**

**II-6-2-1-Caractéristique géométrique de la poutre intermédiaire :**

Désignation	dimension	B(cm2)	Z(cm)	$\mu\Delta=B.Z(CM3)$	$I_0 (cm4)$	$I/\Delta=I_0+B.Z^2$
	$b*h$					
1	12*120	1440	144	207 360	17 280	29 877 120
2	(05+45+05)*6	330	141	46 530	990	6 561 720
3	(6*32,5/2)	97,5	136	13 260	195	1 803 555
4	(6*32,5/2)	97,5	136	13 260	195	1 803 555
5	(05*05/2)	12,5	130,33	1 629	17	212 341
6	(05*05/2)	12,5	130,33	1 629	17	212 341
7	45*05	225	129,5	29 138	469	3 773 775
8	45*98,88	4449,6	77,56	345 111	3 625 406	30 392 213
9	07,5*13,12/2	49,2	19,37	953	471	18 930
10	07,5*13,12/2	49,2	19,37	953	471	18 930
11	13,12*45	656	21,56	14 143	8 469	313 400
12	60*15	900	7,5	6 750	16 875	67 500
<b>POUTRE PREFABRIQUE</b>		8 319		680 716		75 055 381
<b>B brute</b>		8 319				
<b>B nette</b>		7 903,05				
$\Delta\mu$ brute				680 716		
$\Delta\mu$ nette				646 680,29		
$I/\Delta$ brute						75 055 381
$I/\Delta$ nette						67 549 842,81

$$V' = S_{/\Delta\text{nette}} / B_{\text{nette}} \quad V' = 68,17 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = \quad V = 81,83 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{/\Delta\text{brute}} - S_{/\Delta\text{brute}} \cdot V' \quad I_G = 19\,354\,647,57 \text{ cm}^4$$

$$p = I_G / (V \cdot V' \cdot B_{\text{nette}}) = 0,417065975 \quad p = 41.70\%$$

$$p = 41.70\% \leq 45\% \quad \text{donc correspond à une section massive}$$

**II-6-2-2-Caractéristique géométrique de la poutre intermédiaire avec Hourdis:**

Désignation	dimension	B(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	$\mu\Delta=B.Z(\text{CM}^3)$	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I/Δ=I <sub>0</sub> +B.Z <sup>2</sup>
	b*h					
HOUDIS	170*25	4250	162,5	690 625	195 313	112 421 875
POUTRE		8 319		680 716		75 055 381
	section B	12 569		1 371 341		187 477 256
	B brute	12 569				
	B nette	11 940,55				
	Δμ brute			1 371 341		
	Δμ nette			1 302 774,04		
	I/Δbrute					187 477 256
	I/Δnette					168 729 530,31

$$V' = S_{/\Delta \text{ nette}} / B_{\text{ nette}} \quad V' = 65,89 \text{ cm}$$

$$V = h - V' \quad V = 109,11 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{/\Delta \text{ brute}} - S_{/\Delta \text{ brute}} \cdot I_G = 37\,857\,047,77 \text{ cm}^4$$

$$p = I_G / (V \cdot V' \cdot B_{\text{ nette}}) = 0,418937246 \quad p = 41.8\%$$

$p = 41.8\% \leq 45\%$  donc correspond à une section massive

**II-6-3-La poutre à mi travée:**

Désignation	dimension	B(cm2)	Z(cm)	$\mu\Delta=B.Z(CM3)$	I0 (cm4)	$I/\Delta=I0+B.Z2$
	$b*h$					
1	12*120	1440	144	207 360	17 280	29 877 120
2	(15+25+15)*6	330	141	46 530	990	6 561 720
3	(6*32,5/2)	97,5	136	13 260	195	1 803 555
4	(6*32,5/2)	97,5	136	13 260	195	1 803 555
5	(15*15/2)	112,5	127	14 288	1 406	1 815 919
6	(15*15/2)	112,5	127	14 288	1 406	1 815 919
7	25*15	375	124,5	46 688	4 219	5 816 813
8	25*75,76	1894	79,12	149 853	905 897	12 762 288
9	17,5*26,24/2	229,6	23,75	5 453	8 783	138 291
10	17,5*26,24/2	229,6	23,75	5 453	8 783	138 291
11	26,24*25	656	28,12	18 447	37 640	556 362
12	60*15	900	7,5	6 750	16 875	67 500
<b>POUTRE PREFABRIQUE</b>		6 474		541 629		63 157 333
<b>B brute</b>		6 474				
<b>B nette</b>		6 150,49				
<b><math>\Delta\mu</math> brute</b>				541 629		
<b><math>\Delta\mu</math> nette</b>				514 547,08		
<b><math>I/\Delta</math>brutte</b>						63 157 333
<b><math>I/\Delta</math>nette</b>						56 841 599,57

$$V' = S_{/\Delta\text{nette}} / B_{\text{nette}} = 66,34\text{cm}$$

$$V=86.53\text{cm} \quad V = h - V' \quad V = 83,66 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{/\Delta\text{brute}} - S_{/\Delta\text{brute}} \cdot V' \quad I_G = 17\,844\,949,55 \text{ cm}^4$$

$$p = I_G / (V \cdot V' \cdot B_{\text{nette}}) = 0,496632621 \quad p = 49.66\%$$

$p = 49.66\% > 45\%$  donc correspond à une section normale

**II-4-3-2-Caractéristiques géométriques de la poutre avec hourdis à la Mi travée :**

Désignation	dimension	B(cm2)	Z(cm)	$\mu\Delta=B.Z(CM3)$	I0 (cm4)	$I/\Delta=I0+B.Z2$
	$b*h$					
HOUDIS	170*25	4250	162,5	690 625	195 313	112 421 875
POUTRE		6 474		541 629		63 157 333
section B		10 724		1 232 254		175 579 208
B brute		10 724				
B nette		10 187,99				
$\Delta\mu$ brute				1 232 254		
$\Delta\mu$ nette				1 170 640,83		
I/ $\Delta$ brutte						175 579 208
I/ $\Delta$ nette						158 021 287,07

$$V' = S_{\Delta \text{ nette}} / B_{\text{nette}} \quad V' = 60.10 \text{ cm}$$

$$V = h - V' = 53.27 \text{ cm} \quad V = 114.90 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta \text{ brute}} - S_{\Delta \text{ brute}} \cdot V' \quad I_G = 33\,988\,349,03 \text{ cm}^4$$

$$p = I_G / (V \cdot V' \cdot B_{\text{nette}}) = 0,458970168 \quad p = 45.89\%$$

$p = 45.89\%$  donc correspond à une section normale.

Voici les schémas détaillés de dimensions choisies des sections de poutre :

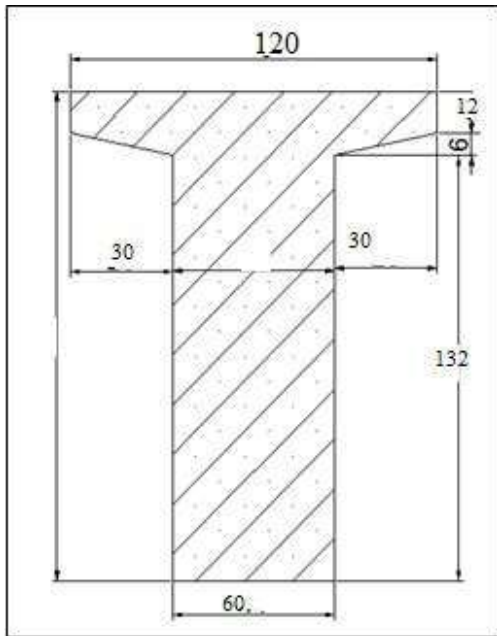


Figure 2.8 Section d'About

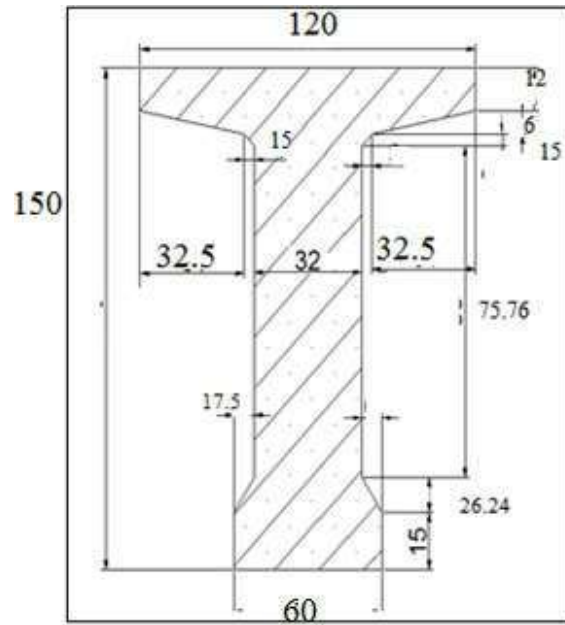


Figure 2.9. Section médiane

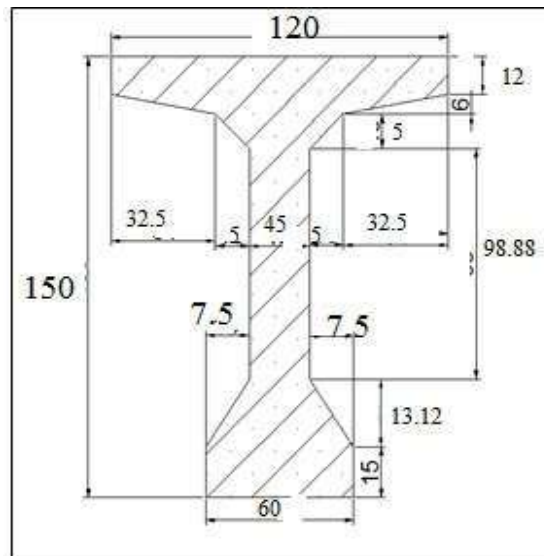


Figure 2.10. Section intermédiaire

**CHAPITRE III:**  
**CARACTERISTIQUE DES MATÉRIAUX**

**III.1) Introduction :**

*L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements B.A.E.L 91 et B.P.E.L 91. Dans le but de fixer les principales caractéristiques mécaniques du béton, Aciers actifs et passifs de construction en relation direct avec le calcul*

*Notre ouvrage sera calculé manuellement et il sera modélisé en utilisant un logiciel de calcul à base des éléments finis comme : CSI bridge version 20.1 2019, pour le calcul (MICROSOFT EXCEL) développées et notamment l'AUTOCAD pour le calcul et le dessin*

III- Caractéristique des matériauxIII-1 le béton

*Dans ce qui suit, nous supposons connues les notions de base sur la composition et les propriétés mécaniques du béton, et nous nous attacherons seulement à mettre en évidence les caractères spécifiques du matériau destiné à la précontraintes.*

- résistance à la compression.
- déformabilité, instantanées et différée.
- résistance aux agents agressifs.

*Pour des applications particulières, on peut aussi chercher certaines qualités spéciales telles que faible masse volumique, faible conductivité thermique, bonne résistance à l'abrasion ...etc.*

III-1-1-la résistance à la compression et à la traction

*La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours, après la conservation dans les conditions idéales.*

*La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées et de leur dispersion, suivant une loi statique variables suivant les pays.*

*Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge  $j \leq 28$  jours et pour un béton non traité thermiquement.*

$$f_{cj} = \frac{J}{(4.76+0.83j)} * f_{cj28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{J}{(1.4+0.95j)} * f_{cj2} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40\text{MP}$$

*Au-delà de  $j=28$  jours, on admet pour les calculs de résistance que :  $f_{cj} = f_{cj28}$*

III-1-2-la résistance à la traction

*Les bétons en générale caractérisé par leur résistance à la compression  $f_c$  mais leur Résistance à la traction  $f_t$  joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécanique :C'est le cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence.*

*Les règles BAEL et BPEL donnent les relations suivantes.*

$$f_{tj}=0,6 + 0,06 f_{cj}$$

**III-1-3-Déformation instantanées et différées du béton**

A l'inverse de celle de l'acier, la courbe contrainte déformation du béton ne présente pas de partie rectiligne, si bien que le module d'élasticité longitudinale n'a pas une valeur constante, ce qui amené à distinguer le module tangent du module sécant .cependant, pour les

Valeurs usuelles des contraintes, c'est-à-dire jusqu'à 40 à50 % de la contrainte ultime,on prend généralement en compte une seule valeur  $E_{ij}$  du module instantané.

Le module  $E_{ij}$  est fonction croissante de la résistance à la compression ; les règles BPEL donnent la relation suivante.

$$E_{ij} = \frac{11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}}{1}$$

**III-1-4- Déformation transversale du béton**

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante.

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

$\nu$  : Coefficient de poisson

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson  $\nu$  prend les valeurs suivantes

$\nu=0,2$  pour un béton non fissuré (ELS)

$\nu=0$  pour un béton fissuré (ELU)

**III-1-5-Contraintes admissibles**

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

**III-1-5-1 Contrainte admissible à la compression**

Les règles B.A.E.L donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression

Etat limite "ELU"

$$ELU = \frac{0.85 \cdot f_{cj28}}{b\gamma}$$

Avec

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

$b\gamma$  : Coefficient de sécurité.

$b\gamma$  : 1,5 situation durable ou transitoire.

$b\gamma$  : 1.15 situation accidentelle

**III-1-5-2- Qualités attendues d'un béton pour ouvrages**

Ses qualités sont

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

La résistance caractéristique à la compression : Béton pour des éléments coulé sur place  $f_{c28} = 27 \text{ Mpa}$  Béton pour des éléments préfabriqués précontraints  $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$

La résistance caractéristique à la traction du béton : Béton pour des éléments coulé sur place  $f_{t28} = 2.22 \text{ MPA}$  Béton pour des éléments préfabriqués précontraints  $f_{t28} = 2.7 \text{ MPA}$

**III-2- L'acier**

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

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

**III-2-1- Aciers actifs**

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

- Les armatures actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure.
- Les aciers de précontraints ont été classés par catégories : fils, barres, Torons.

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

$$P_0 = (0,85 f_{prg} - 0,95 f_{peg}) \quad \text{Selon les règles de BPEL}$$

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

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

précontrainte.

**a. La limite élastique**

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de 0,1%. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

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

$$\gamma_s = 1 \quad \text{situation accidentelle}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{situation durable ou transitoire.}$$

#### **b. Contrainte limite de traction**

##### **➤ En fissuration peu nuisible**

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

##### **➤ En fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (n f_t) 1/2 ).$$

##### **➤ En fissuration très préjudiciable**

$$: \sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n f_t) 1/2 ).$$

Avec

$n=1$  Treillis soudés et ronds lisses . $N = 1,6$

Aciers à haute adhérence.

#### **c. Module d'élasticité de l'acier**

$$E_s = 210000 \text{ Mpa}$$

#### **d. Diagramme contrainte déformation**

Le calcul en E.L.U sortant du domaine élastique, il nécessaire de connaître la relation entre la contrainte et la déformation, aux différents stades de calcul.

#### **III-2-2-Aciers passifs**

Les armatures passives sont des armatures comparables à celle du béton armé. (Les armatures passives sont tendues que sous des sollicitations extérieures).

#### **La limite élastique**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de béton armé, des classes FeE400 et FeE500, la limite élastique de ces derniers sont respectivement 400 MPa et 500MPa

## *CHAPITRE IV:*

### *Calcul des charges et Surcharges*

**Introduction :**

Nous avons vu dans le chapitre précédant la présentation de pré dimensionnement du tablier, dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse, les actions appliquées sur un ouvrage peuvent être permanentes ou variables

**IV.1. Calcul des charges :**

On peut diviser la charge totale de l'ouvrage sur deux secteurs principales vis-à-vis à leur rôle dans la participation porteuse, donc on considère :

- Charge permanente (CP)
- Complément des charges permanente (CCP)

**IV.1.1. Calcul des charges permanentes (CP):**

Elles concernent toutes les charges qui restent constantes durant toute la vie de l'ouvrage

**IV.1.1.1. Les poutres :**

**Tableau 4.1 : Surface et Poids de la Poutre**

Section	P VOLUMI QUE (T/M3)	SURFACE (M2)	LONGUEUR (M)	POIDS (T.force)
PS1	2,5	0,954	0,4	0,95
PS2	2,5	0,8319	6	12,48
PS3	2,5	0,6474	9,9	16,02
PS1-2	2,5	0,8319	0,3	0,62
PS2-3	2,5	0,73965	0,1	0,18
		4,00485		30,26
total poutre				60,53
poids poutres /ml				12,7

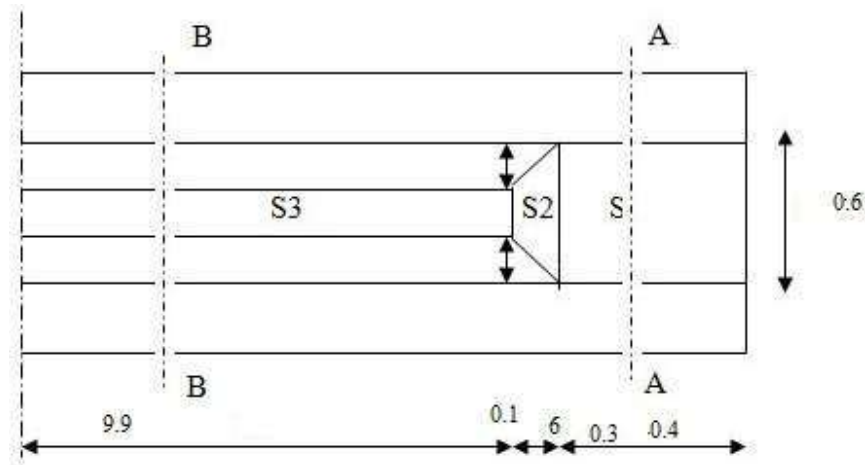


Fig. 4.1 : coupe transversale d la poutre

La dalle :

$$P_{dalle} = 2.5 \times 0.25 \times 12 = 7,5 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Donc : } CP = P_p + P_{Dalle} = 12,7 + 7.5 = 20.20 \text{ t/ml.}$$

$$CP = 20.20 \text{ t/ml.}$$

#### IV.1.2. Calcul du complément des charges permanentes (CCP) :

##### IV.1.2.1. Revêtement en BB routier :

$$P_r = 0.08 \times 2.3 \times 7 = 1.29 \text{ t/ml}$$

$$P_r = 1.29 \text{ /ml}$$

##### IV.1.2.2. Bordures et Corniche :

$$P = P_T(\text{bordure}) + P(\text{corniche})$$

$$P_T = 2.4 + 0.568 = 2.968 \text{ t/ml.}$$

##### IV.1.2.3. Garde-corps :

On prend :

$$PGC = 2 \times 0.1 = 0.2 \text{ t/ml}$$

##### IV.1.2.4. Glissière métallique :

$$PGM = 2 \times 0.06 = 0.12 \text{ t/ml}$$

Donc le poids total :

$CCP = \text{poids pavage routier} + \text{poids de bordures et corniche Garde-corps}$

$$CCP = 1.29 + 2.968 + 0.2 + 0.12 = 4.57 \text{ t/ml } CCP=4.57 \text{ t/ml}$$

#### IV.1.3. Poids total propre du tablier :

$$G = \underline{CP} + CCP = 20.2 + 4.57 = 24.77 \text{ t/ml.}$$

$$G = G/ml \times L = 24.77 \times 33.4 = 827 \text{ tf}$$

**Tableau 4.2 : Poids total du tablier**

désignation	élément	poids (t/ml)	poids (Tf)
charge permanente	poutres	12,69	423,703
	dalle	7,50	250,500
charge complémentaire	trottoir bordure	2,40	80,160
	corniche	0,568	18,971
	garde-corps métallique	0,20	6,680
	glissière métallique	0,12	4,008
	revêtement	1,29	43,019
total		<b>24,77</b>	<b>827</b>

V- Calcul des surcharges :

D'après le fascicule 61 du document technique réglementaire (D.T.R), La largeur roulable  $L_r$  est définie comme étant la largeur comprise entre les bordures ; elle est de 7 m ( $2 \times 3,50$ ) et notre pont est de 1ère classe

Car :  $L_r > 7 \text{ m}$

$$\text{La largeur de voie : } L_v = \frac{L_c}{N} = \frac{70}{2} = 3.50 \text{ m}$$

les surcharges utilisées pour le dimensionnement du tablier sont les suivantes :

- Surcharge A (L).
- Système BC.
- Système Bt.
- Système Br.
- Surcharge militaire MC120.
- Charge exceptionnelle D240.
- Surcharges sur trottoirs.
- Surcharges dues au vent et au séisme.

V-1 Système de charge A(L)

La chaussée du pont supporte une charge uniformément répartie A(L) employé pour la stabilité d'ensemble d'une structure

$$A(L) = 230 + \frac{3600}{L+12} \quad (\text{Kg/m}^2) , \text{ la portée } = 32.4$$

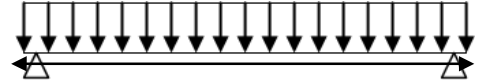


Fig. 4.2 : système A(L)

$$A(L) = 230 + \frac{3600}{32.4+12} = 1041(\text{Kg/m}^2) \quad A(L) = 1.041 \text{ t/m}^2$$

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de  $A(l)$  est multipliée par les coefficients  $a_1$  du tableau suivant :

**Tab4.3: tableau de coefficients  $A(l)$**

Valeurs de $a_1$	Nombre de vois charges	1	2	3	4	$\geq 5$
Classe du pont	1ère	1.00	1.00	0.9	0.75	0.7
	2ème	1.00	0.90	-	-	-
	3ème	0.90	0.80	-	-	-

Ensuite, la charge  $A(L)$  est multipliée par le coefficient qui est donné par :

$$a_2 = V_0/V$$

;  $V$  (est la largeur de la voie) = 3.5m

$V_0$  : ayant les valeurs données par le tableau suivant :

**Tab4.4: tableau donnant  $V_0$**

Classe du pont	1ère	3.5m
	2ème	3.0m
	3ème	2.75m

$$\text{Donc } a_2 = 3.5/3.5 = 1$$

□ Pour une voie

Pont de classe 1   $a_1 = 1$   $a_2 = 1$  pour  $n = 1$

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L) = 1 \times 1 \times 1.041 \times 3.5 = 3.6435 \text{ t/ml}$$

□ Pour deux voies chargées :  $n = 2$

$$A(L) = 1 \times 1 \times 1.041 \times 7 = 7.287 \text{ t/ml}$$

**Tab4.5: donnant les valeurs de  $A(L)$**

Nombre de voies	$a_1$	$a_2$	$A(L)/m^2$	Largeur des voies	$A(L)/ml$
1	1	1	1.041	3.50	3.6435
2	1	1	1.041	7	7.287

#### ❖ Système de charges B

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

- Le système Bc se compose de camions types,
- Le système Br se compose d'une roue isolée,
- Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

❖ Système Bc

Il se compose de camions type comportant trois essieux. Dans le sens longitudinal le nombre de camions par file est égal à deux. Dans le sens transversal on dispose sur la chaussée autant de files de camions que la chaussée comporte de voie de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable, comme le montre la figure suivante :

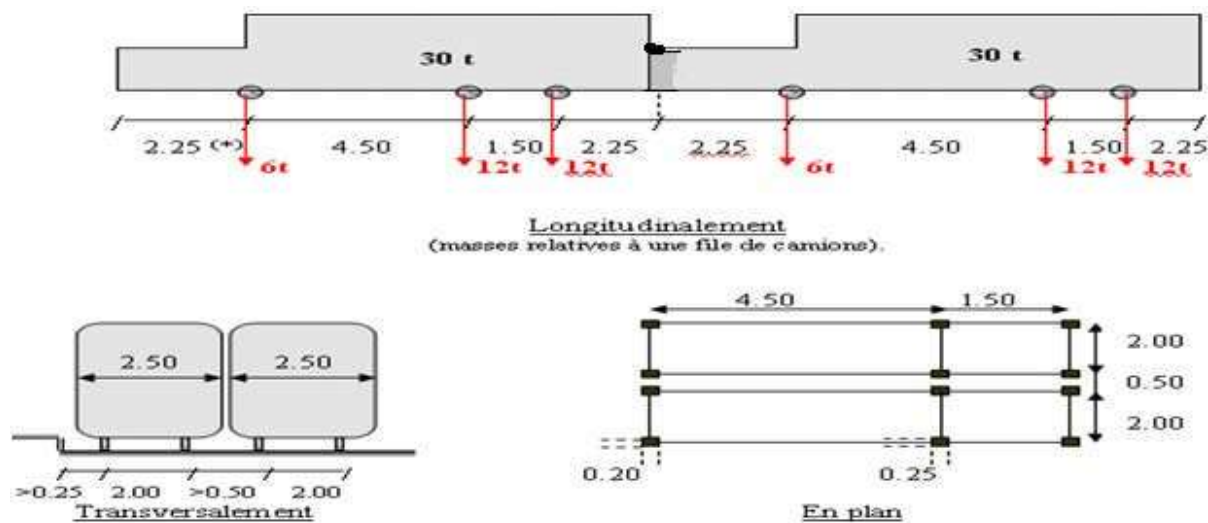


Fig. 4.3 : système Bc

La valeur des charges du système Bc sont multipliées par les coefficients bc obtenus à partir du tableau :

Tab4.6: tableau donnant le coefficient bc

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

Et multiplier par un coefficient de majoration dynamique donné par :

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

L : portée du pont L=32.4 m.

Avec : G : sa charge permanente G=827 t

$S$ : charge  $B$  maximal multipliée au préalable par  $bc$ .

➤ Pour une voie charge :

$$bc=1.2 \quad \begin{array}{c} \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \end{array} \rightarrow S=60 \times 1.2=72t$$

$$D_c = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1+4 \frac{.827}{72}} = 1.07$$

➤ pour deux voies chargées :

$$bc=1.1 \quad \begin{array}{c} \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \end{array} \rightarrow S=120 \times 1.1=132t$$

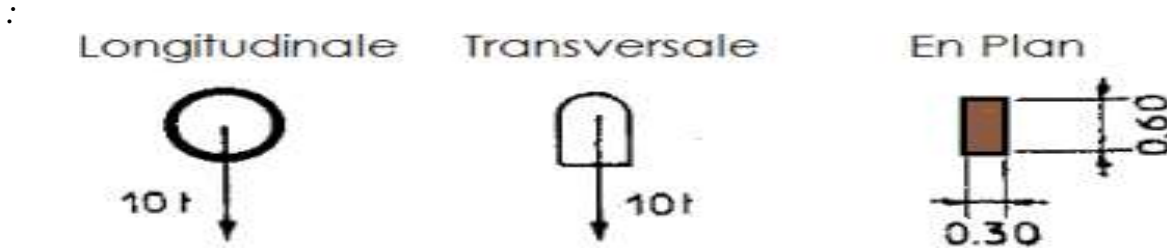
$$D_c = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1+4 \frac{.827}{132}} = 1.08$$

**Tab4.7: les Charges par essieu(t) du Bc**

	$bc$	Charge par essieu (t)	
1	1.2	E.AV	$6 \times 1.2 \times 1.07 = 7.704$
		E.AR	$12 \times 1.2 \times 1.07 = 15.408$
2	1.1	E.AV	$6 \times 1.1 \times 2 \times 1.08 = 14.256$
		E.AR	$12 \times 1.1 \times 2 \times 1.08 = 28.512$

❖ *Système Br*

Il se compose d'une roue qui porte une charge de 10 t, dont le côté transversale mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30 m. comme le montre la figure suivante



**Fig. 4.4 : Système Br**

Le coefficient de majoration dynamique  $D_c$  sera égale à :  $S=10t$

$$D_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{827}{10}} = 1.06$$

Tab 4.8 : Coefficient Système Bt

Désignation	s	D <sub>c</sub>	Roue (10t)
Br	10	1.06	10×1.06=10.6

Le système Bt se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux Tandems.

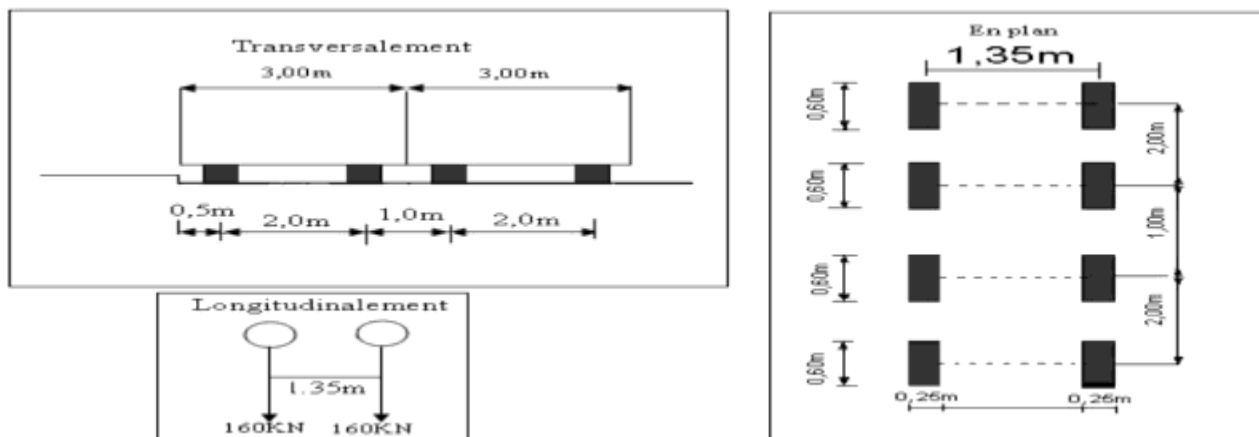


Fig. 4.5: Système Bt

Suivant la classe du pont, les valeurs des charges du système Bt à prendre en compte sont multipliées par un coefficient bt dont les valeurs sont indiquées dans le tableau suivant (pour le pont de la 3ème classe il n’y a pas de coefficient bt):

Tab4.9 : coefficient bt

Classe du pont	1 ère	2eme
Bt	1.00	0.90

Et par le coefficient de majoration dynamique D<sub>c</sub>. Le système Bt à une masse de 32t

□ Pour une voie chargée :

$$S = s \times bt = 32 \times 1 = 32t \quad D_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{827}{32}} = 1.059$$

□ Pour deux voies chargées:

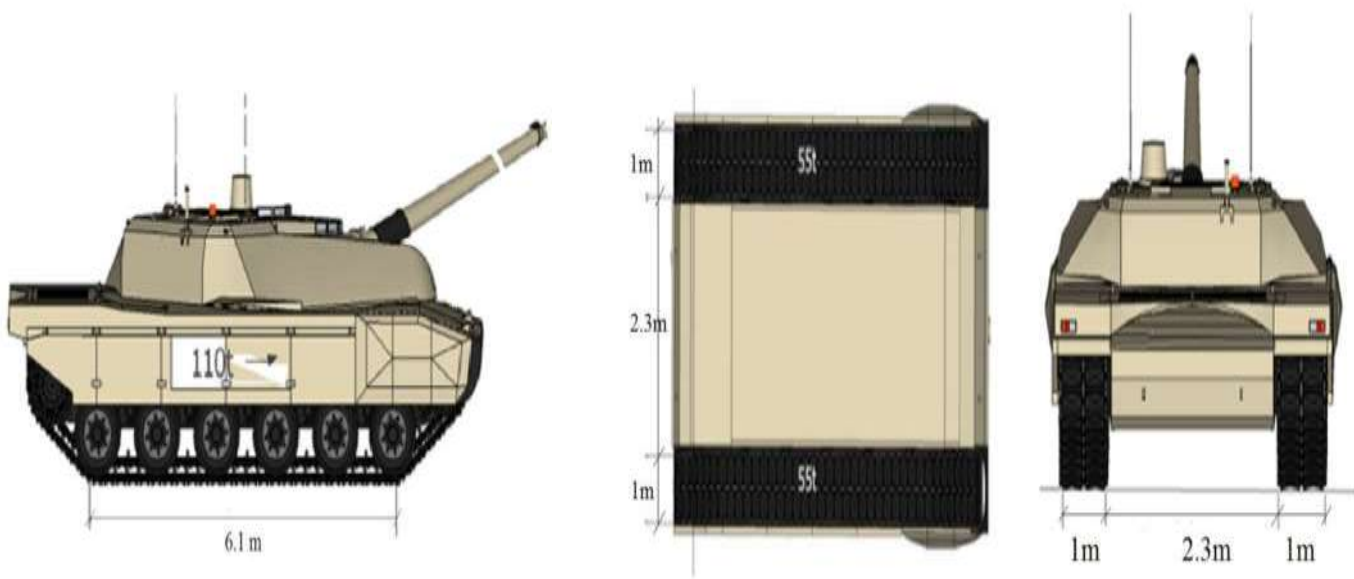
$$S = s \times bt = 32 \times 2 \times 1 = 64t \quad D_c = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{827}{64}} = 1.065$$

**Tab. 4.10 : coefficient  $br$** 

Désignation	$s$	$bt$	$D_c$	Essieu (16t)
1 tandem	32	1.00	1.059	16.944
2 tandem	64	1.00	1.065	34.08

□ Système militaires Mc120:

Un véhicule type du système Mc 120 comporte deux chenilles de Charge totale égale à 1100 KN (110t).

**Fig. 4.6: système Mc120**

Les charges militaires sont multipliées d'un coefficient de majoration dynamique

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

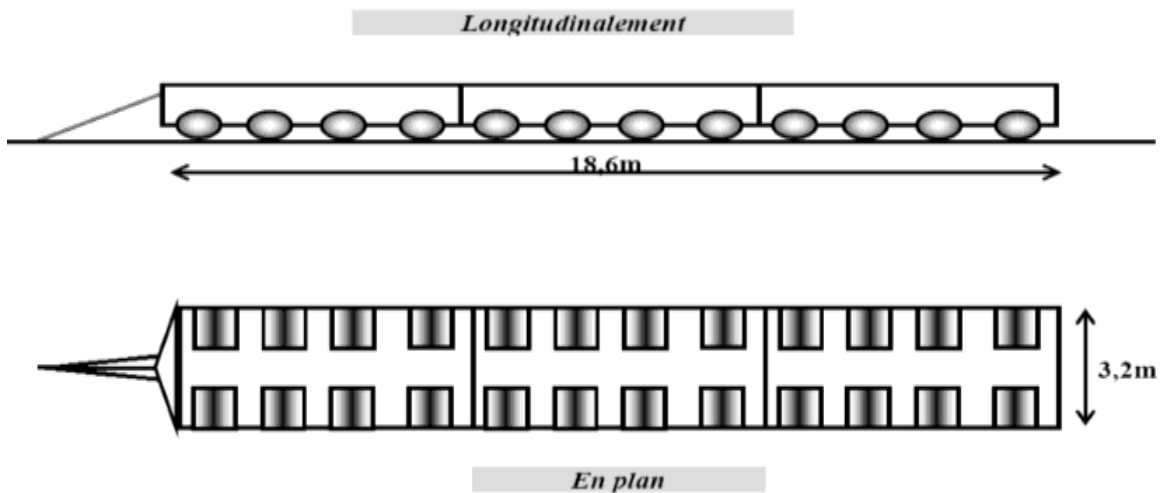
$$L=32.4 \quad G=497.474 \quad S=110 \text{ t} \quad D_c = 1 + \frac{0.4}{1+0.2 \times 32.4} + \frac{0.6}{1+4\frac{497}{110}} = 1.07$$

$$Q = 110 \times 1.07 = 118$$

$$Q/ml = 118/6.1 = 19.35 \text{ Tf/ml}$$

□ *Système de charges exceptionnelles D240*

*Il comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t de poids total. Ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.*



*Fig. 4.7: : convois*

$$Q/ml = 240/18.6 = 12.903 \text{ t/ml.}$$

❖ *Surcharge sur le trottoir :*

*C'est une charge uniformément répartie de 150kg/m , elles ne sont pas frappés de majoration pour effets dynamique.*

*Dans notre cas*

*Un trottoir chargé :  $P=0.15 \times (2.5-0.5)=0.3 \text{ t/ml}$ .*

*Deux trottoirs chargés :  $P=2 \times 0.3=0.60 \text{ t/ml}$ .*

**IV.2.4.5. L'effet du vent :**

*Le vent souffle horizontalement est perpendiculairement à l'axe longitudinal de la chaussée Le vent développé sur toute la surface frappé normalement une pression de (2000 N/m<sup>2</sup>) .*

**IV.2.4.6. L'effet du séisme :**

*Les charges sismiques sont classées parmi les actions accidentelles.*

*Les efforts de séisme sont très importants sur les appuis, et même pour le dimensionnement des appareils d'appuis et ferrailage des pilles.*

❖  $\varepsilon_H = 0.20G$  dans le sens horizontal .

❖  $\varepsilon_V = 0.06G$  dans le sens vertical .

*Dans notre cas :*

$$\varepsilon_H = 0.20 \times 827 = 165. \quad \varepsilon_V = 0.06 \times 827 = 49.62t$$

**IV.2.4.7. L'effet de freinage :**

Les effets de freinage considérer pour la stabilité des appuis et la résistance des appareils d'appuis.

✓ L'effet de freinage correspond au système  $A(L)$  est donné par :

$$F_H = F \cdot A(L)$$

$$\text{Avec : } F = 1/(20 + 0.0035 \cdot S)$$

$$S = L_C \cdot L \quad (\text{La surface chargée } m^2)$$

**Tab 4.11** Les résultats de L'effet freinage

	$A(L) (t)$	$S(m^2)$	$F$	$F_H(t)$
1 voie	$3,64 \times 33.4 = 121.58$	$3.5 \times 33.4 = 116.9$	0.0415	5.05
2 voies	$7,29 \times 33.4 = 243.49$	$7 \times 33.4 = 233.8$	0.0480	11.69

*CHAPITRE V*

*REPARTITION LONGITUDINALE DES  
EFFORTS*

Le calcul des éléments de réduction consiste à déterminer le moment fléchissant et l'effort tranchant sous l'effet des charges permanentes et des surcharges.

Les surcharges à prendre en compte : A (L), , Bt, Br, Mc120, D240 .

## 1. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTIONS DUS AUX CHARGES

### 1.1 Poutre seule

$$G = 1.81 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = 30.26 \text{ t.}$$

$$M_0(x) = R_a x - G x^2/2.$$

$$T(x) = R_a - G x$$

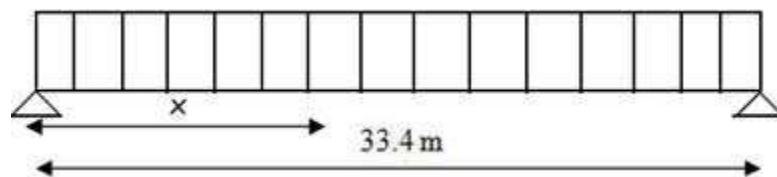


Figure 5.1 : Poutre seule

Tableau 5.1 : M, T, R de la poutre

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	30.26	30.26
0.25 L	189.53	15.13	0
0.50 L	252.71	0	0

#### 1.1.1. Dalle

$$G = 1.06 \text{ t/ml}$$

$$R_a = R_b = 17.74 \text{ t.}$$

Tableau 5.2 : M, T, R de la dalle

Sections(x)	M (t.m)	T(t)	R(t)
0.0 L	0	17.74	17.74
0.25 L	111.12	8.87	0
0.50 L	148.16	0	0

**1.1.2. Superstructure**

$CCP = \text{poids de revêtement} + 2 \times (\text{poids de trottoir} + \text{corniche} + \text{Glissière de sécurité} + \text{Garde corps})$ .

$$Ccp = 7.87/7 = 1.12 \text{ t/ml}$$

Tableau 5.3 :  $M, T, R$  de superstructure

Sections(x)	$M (t.m)$	$T(t)$	$R(t)$
0.0 L	0	18.76	18.76
0.25 L	117.49	9.38	0
0.50 L	156.66	0	0

**1.1.3. Tableau récapitulatif des  $M, T, R$  :**

Tableau 5.4 : Récapitulatif  $M, T, R$

Sections(x)	$M (t.m)$	$T(t)$	$R(t)$
0.0 L	0	66.76	66.76
0.25 L	418.14	33.38	0
0.50 L	557.53	0	0

## 1.2. MOMENT FLECHISSANT

Le Moment fléchissant max se trouve au milieu de la poutre ( $x=0.5 L$ )

### 1.2.1. Moment fléchissant à $x=0.5L$ :

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

- Une voie chargée :

$$A(L) = 3.644 \text{ t/ml}, L=33.4\text{m}$$

$$\begin{aligned} M_{Max} &= A(L) \times L^2/8 \\ &= 3.644 \times (33.4)^2/8 \\ &= 508.141 \text{ t.m} \end{aligned}$$

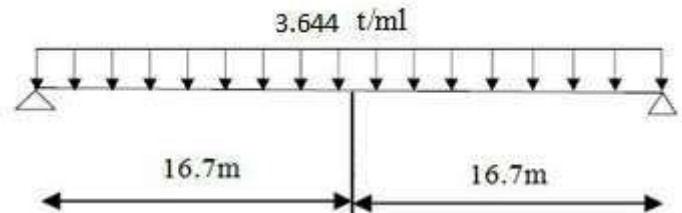


Figure 5.2: Surcharge A (L) une voie chargée à  $x=0.5 l$

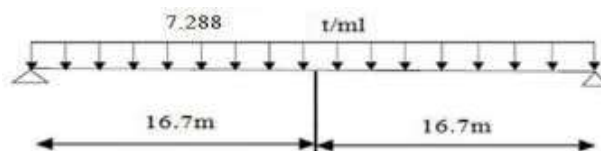


Figure 5.3: Surcharge A (L) deux voies chargées à  $x=0.5 l$

- Deux voies chargées

$$A(L) = 7.288 \text{ t/ml}, L=33.4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{Max} &= A(L) \times L^2/8 \\ &= 7.288 \times (33.4)^2/8 \\ &= 1016.28 \text{ t.m} \end{aligned}$$

#### b) Surcharge des trottoirs :

- Un trottoir chargé :

$$St = 0,3 \text{ t/ml}, L = 33.4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{Max} &= St \times L^2/8 \\ &= 0,3 \times (33.4)^2/8 \\ &= 41.83 \text{ t.m} \end{aligned}$$

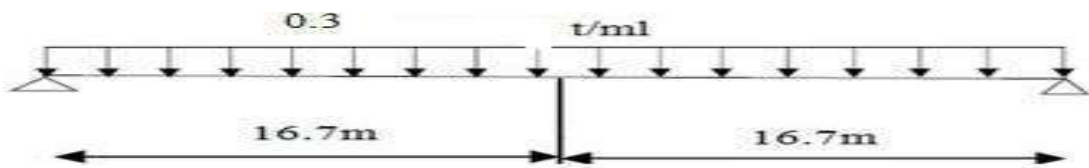


Figure 5.4: Surcharge des trottoirs (un trottoir chargé) à  $x=0.5l$

- Deux trottoirs chargés :

$$St = 0.6 \text{ t/ml}, L = 33.4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{Max}} &= St \times L^2/8 \\ &= 0,6 \times (33.4)^2/8 \\ &= 83.66 \text{ t.m} \end{aligned}$$

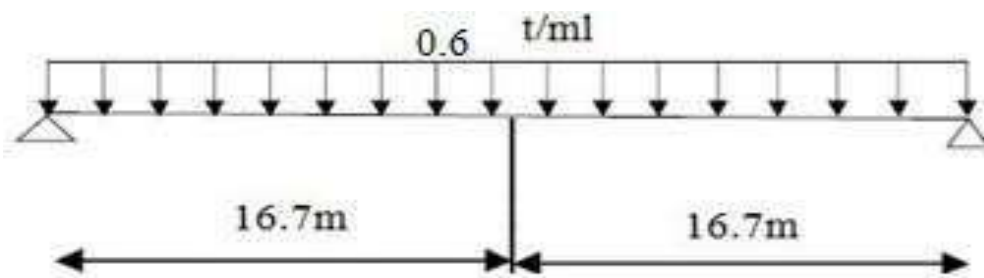


Figure 5.5: Surcharge des trottoirs (deux trottoirs chargés) à  $x=0.5l$

c) **Système B :**

- **Théorème de barrée :**

Le moment fléchissant est maximum au droit essieu de façon que cet essieu et la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre.

- **Système BC :**

La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre :

La résultante du convoi  $R = 60 t$ .

**Une voie chargée :**

$$X_{r/A} = [(12 \times 1.5) + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (6 \times 16.5)]/$$

$$60X_{r/A} = 7.05 m$$

$$d' = 10.5 - 7.05 = 3.45 m$$

$$d'/2 = 1.725 m$$

$$d = 4.5 -$$

$$3.45 = 1.05 m$$

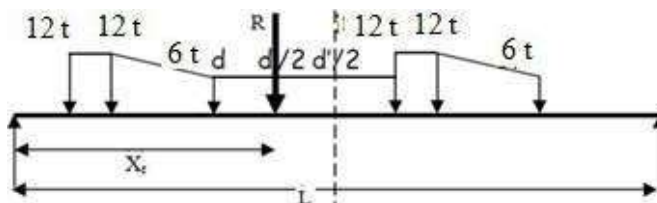


Figure 5.6: Système BC (Une voie chargée) à  $x = 0.5l$

$$M_{max} ((L+d')/2) = R/L ((L+d')/2)^2 - \sum F_{ig} d_g$$

$F_{ig}$  : force gauche

$d_g$  : distance gauche

$$\sum F_{ig} d_g = 12 \times 10.5 + 12 \times 9 + 6 \times 4.5 = 261 t.m$$

$$M_{max} = 609.85 - 261 = 348.58 t.m$$

$$M_{max p} = M_{max} \times \delta \times bc = 348.58 \times 1.2 \times 1.07 = 447.92 t.m$$

$$M_{max p} = 447.92 t.m$$

• **Deux voies chargées :**

$$M_{max p} = M_{max} \times \delta \times bc \times 2 = 348.58 \times 1.1 \times 1.08 \times 2 = 828.23 t.m$$

$$M_{max p} = 828.23 t.m$$

• **Système Bt :**

Un seul cas se présente pour la position de R par rapport à l'axe médiane de la poutre.

**Un seul Tandem:**

$$R=32$$

$$M \max = R \times L/4 = 267.2 \text{ t.m}$$

$$M \max p = M \max \times \delta \times bt = 267.2 \times 1.065 \times 1 = 284.57 \text{ t.m}$$

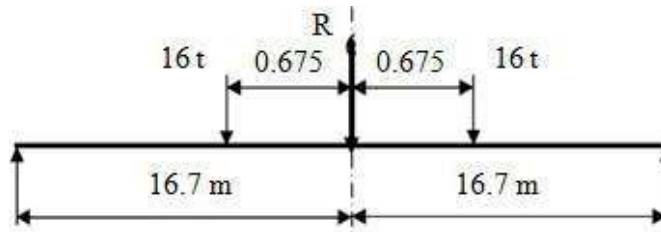


Figure 5.7: Système Bt (Un seul Tandem) à  $x=0.5l$

**Deux Tandems:**

$$M \max p = M \max \times \delta \times bt \times 2 = 267.2 \times 1.065 \times 1 \times 2 = 569.14 \text{ t.m}$$

$$M \max p = 569.14 \text{ t.m}$$

• **Système Br :**

$$M = PL/4 = (10 \times 33.4)/4 = 83.5 \text{ t.m}$$

$$M \max = M \times \delta$$

$$M \max = 83.5 \times 1.055 = 88.09 \text{ t.m}$$

$$M \max p = 88.09 \text{ t.m}$$

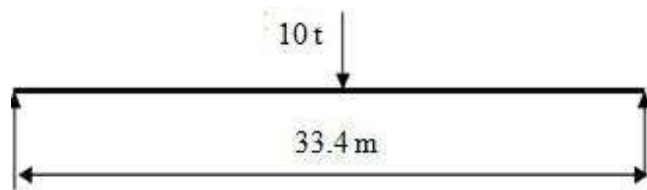


Figure 5.8: Système Br à  $x=0.5l$

d) **Système MC 120 :**

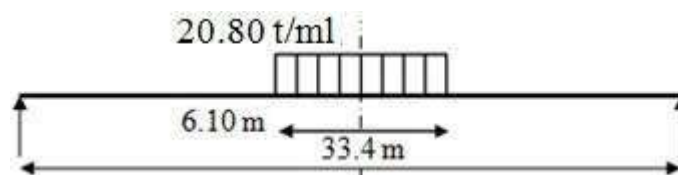


Figure 5.9: Système MC 120

$$M \max = R \times L/2 - q \times (3.05)^2/2 = 59.14 \times 16.7 - 19.39 \times (3.05)^2/2 = 897.45 \text{ t.m}$$

$$M \max p = M \max \times \delta = 897.45 \times 1.0735 = 963.41 \text{ t.m}$$

$$M \max p = 963.41 \text{ t.m}$$

e) Charge exceptionnelle D240 :

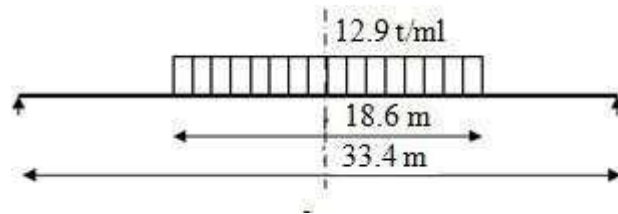


Figure 5.10: Charge exceptionnelle D240

$$M_{max} = 120 \times L/2 - q \times (9.3)^2/2 = 120 \times 16.7 - 12.903 \times 84.97/2 = 1446 \text{ tf.m}$$
$$M_{max} = 1446 \text{ t.m}$$

## 1.2.2. Tableau récapitulatif des moments dus aux surcharges :

Tableau 5.5 : Récapitulatif des moments dus aux surcharges

Désignation		Pour $x = 0.5L$	
		$M_{max} (t.m)$	$M_0 (t.m) = M_{max}/7$
Surchargee $A(l)$	1 Voie Chargée	508.14	72.59
	2 Voies Chargées	1016.28	145.18
Trottoirs	1 Trottoir	41.83	5.98
	2 Trottoirs	83.66	11.95
Surcharge $B_c$	1 File	447.92	63.99
	2 1 Files	828.23	118.32
Surcharge $B_t$	1 Tandem	284.57	40.65
	2 Tandems	569.14	81.31
Surcharge $B_r$		88.09	12.58
Convoi Mc120		963.41	137.68
Convoi D240		1446	206.57

Le moment maximum le plus défavorable sous combinaison suivante :

- A l'E.L.U : 1.35 (G + D240)

E.L.U : 1.35 (557.53 + 206.57)

$M_{max} = 1031.54 t.m$

- A l'E.L.S: G + D240 E.L.S = 557.53 + 206.57

$M_{max} = 764.1 tf.m$

**2-Efforts tranchants:**

*Efforts tranchants max se trouve aux extrémités de la poutre (x=0 L ou x=L)*

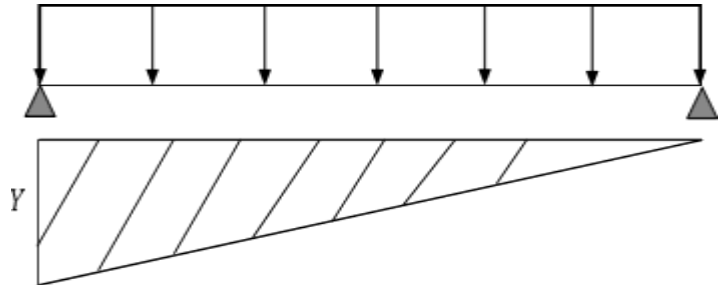
*Efforts tranchants dus aux surcharges pour x = 0.00L*

Surcharge A(L) :

$Y = 1.00m$

$(1.00 \times$

$\rightarrow (\sum Si) = 16.7 m$



$T_{max} = q \times \sum Si$

Surcharge A(L)

Une voie chargée

$T_{max} = 4.644 \times 16.7 = 60.85 t.m$

Deux voies chargées

$T_{max} = 7.288 \times 16.7 = 121.70 t.m$

- Trottoirs

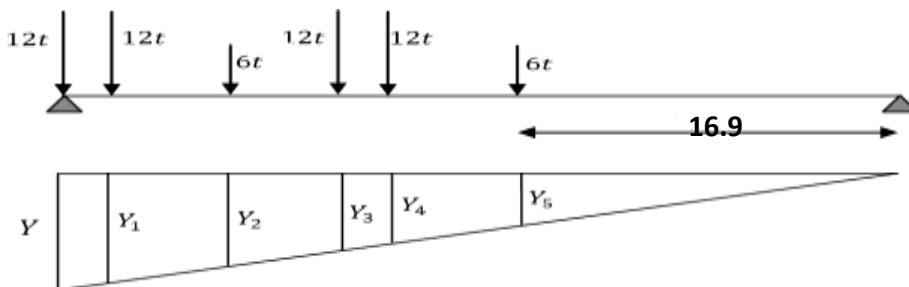
Un trottoir

$T_{max} = 0.3 \times 16.7 = 5.01 t.m$

Deux trottoirs

$T_{max} = 0.6 \times 16.7 = 10.02 t.m$

- **Système Bc :**



donc:

$$Y=X/L -$$

Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
1	0.96	0.82	0.68	0.64	0.51

$$T_{max} = \sum P_i \times Y_i = (12 \times 1 + 12 \times 0.96 + 6 \times 0.82 + 0.68 \times 12 + 12 \times 0.64 + 6 \times 0.51)$$

$$T_{max} = 39.18t$$

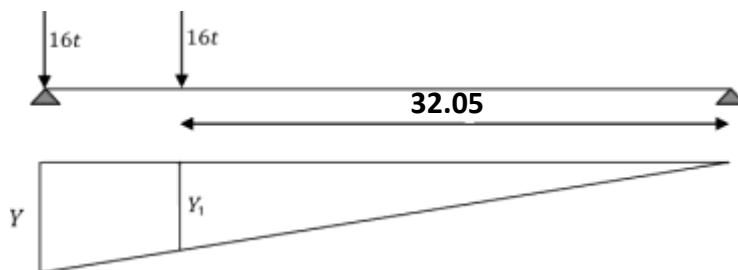
Un convoi

$$T_{max} = 39.18 \times 1 \times 1.2 \times 1.067 = 50.16t.m$$

-Deux convois

$$T_{max} = 39.18 \times 1.1 \times 1.082 \times 2 = 93.26 t.m$$

Systeme Bt :



$$Y=1.00 \rightarrow Y1=0.96$$

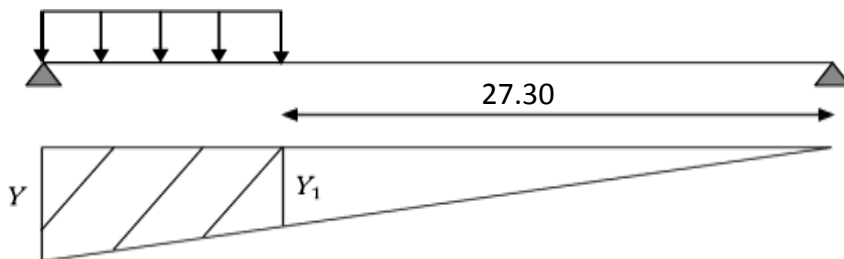
$$T_{max} = (16 \times 1 + 16 \times 0.96) = 31.36 t$$

Un tandem :

$$T_{max} = 31.36 \times 1.0653 \times 1 = 33.41 t$$

Deux tandems :

$$T_{max} = 31.36 \times 1.0653 \times 1 \times 2 = 66.82 t$$



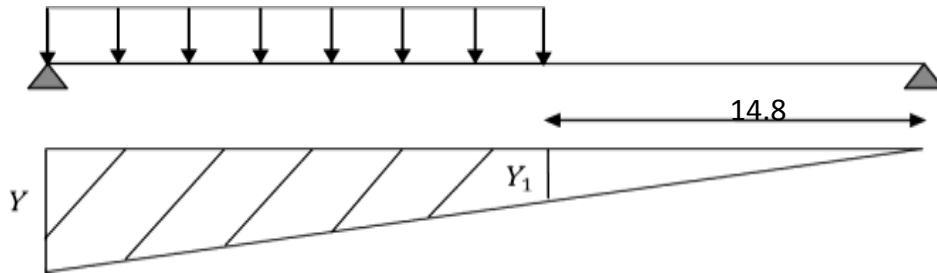
Systeme MC 120:

$$Y=1.00 \rightarrow Y1=0.82$$

$$T_{max} = \sum q_i \times S_i = 18.03 \times (y1 + y2) / 2 = 6.1t$$

$$T_{max} = 100.08t$$

Charge exceptionnelle D240 :



$$Y=1.00 \rightarrow Y1=0.44 \text{ m}$$

$$T_{max} = \sum q_i \times S_i = 12.9 \times (y1+y2)/2 = 172.76 \text{ t}$$

Tableau récapitulatif des efforts tranchants dû aux surcharges :

TAB.5.6 Tableau récapitulatif des efforts tranchants dû aux surcharges

désignation		Pour $x=0L$	
		$T_{max}$ (t.m)	$T0=T_{max}/7$
Surcharge A(L)	1voie chargées	60.85	8.69
	2voie chargées	121.70	17.38
Trottoirs	1trottoir	5.01	0.72
	2 trottoirs	10.02	1.43
Système Bc	1convois	50.16	7.17
	2 convois	93.26	13.32
Système Bt	1tandem	33.41	4.77
	2 tandems	66.82	9.55
Convoi mc120		100.08	14.30
Convoi D240		172.76	24.68

*L'effort tranchant maximum le plus défavorable sous combinaison suivante :*

- *A l'E.L.U : 1.35 (G + D240)*

*E.L.U : 1.35 (66.89 + 24.68)*

*T max = 123.62 tf*

- *A l'E.L.S: G + D240*

*E.L.S= 66.89 + 24.68*

- *Tmax= 91.57 tf*

*CHAPITRE VI*

*REPARTITION TRANSVERSALDES  
EFFORTS*

**VI.1) Présentation de la méthode de (GUYON-MASSONNET) :**

La méthode de Guyon –Massonnet repose sur la théorie des plaques orthotropes, elle fait développée par Guyon dans le cas d'une rigidité torsionnelle négligeable d'où la section transversale du pont est considérée comme étant déformable. C'est alors qu'on utilise la méthode de Guyon-Massonnet (développée originalement par Guyon en 1946 et mise sous forme de tableaux numériques par Massonnet en 1954). Cette méthode est une méthode de calcul des dalles ou de réseaux de poutres

**VI.1.2)-Principes fondamentaux de la méthode**

Premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel. Ce premier principe n'est nécessaire que pour les hypothèses mathématiques (continuité des fonctions).

Le deuxième principe est d'analyser de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont est sinusoidale et de la forme:

$$P(x) = P1 \cdot \sin\left(\frac{x}{L}\right)$$

$P$  : est la valeur constante du chargement.

$L$  : portée du pont.

Sous l'effet de cette charge d'excentricité « e », qui agit sur une parallèle { l'axe du pont, ce dernier prend une déformée de forme :

$$W(x, y) = w \cdot \sin\left(\frac{x}{L}\right)$$

Cette dernière devient cylindrique de forme :

$$W0(x, y) = W0 \cdot \sin\left(\frac{x}{L}\right).$$

Si la charge était uniformément répartie sur une largeur  $2b$ . Cette méthode consiste à tracer pour chaque effort interne les lignes d'influence de son coefficient de répartition transversale, et cela, pour différentes excentricités de charge

$$e = \{ \pm b, \pm 3b/4, \pm b/2, \pm b/4, 0b \} \text{ Pour les 9 sections de la largeur de la dalle.}$$

$$y = \{ \pm b, \pm 3b/4, \pm b/2, \pm b/4, 0b \} \text{ Il suffit de prendre la symétrie (ex. de : 0 à b).}$$

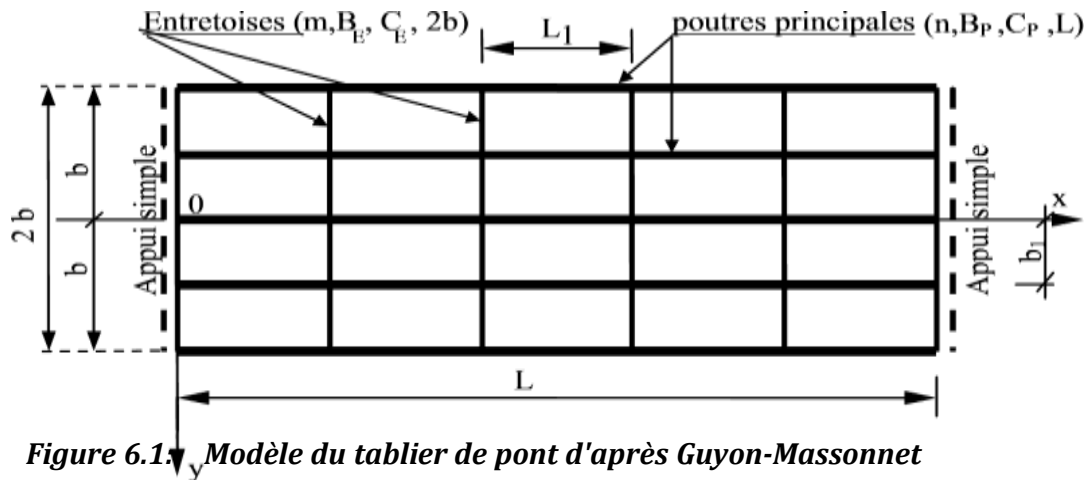


Figure 6.1. Modèle du tablier de pont d'après Guyon-Massonnet

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par :

- leur rigidité à la flexion  $B_p = E \cdot I_p$
- leur rigidité à la torsion  $C_p = G \cdot K_p$

De même, toutes les entretoises sont identiques, et également caractérisées par :

- leur rigidité à la flexion  $B_E = E \cdot I_E$
- leur rigidité à la torsion  $C_E = G \cdot K_E$

$E$  : Module de Young

$G$  : Module de torsion. Avec  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

$\nu$  : coefficient de poisson

$I_p$  : Moment d'inertie de flexion des poutres.  $K_p$

: Moment d'inertie de torsion des poutres.

$I_E$  : Moment d'inertie de flexion des entretoises.  $K_E$ :

Moment d'inertie de torsion des entretoises. Par

unité de longueur, ces rigidités deviennent :

$$P_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E \cdot I_p}{b_1}$$

Rigidité de flexion :

$$P_E = \frac{B_E}{L_1} = \frac{E \cdot I_E}{L_1}$$

Rigidité de torsion :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{G \cdot K_p}{b_1}$$

$$\gamma_E = \frac{CE}{L1} = \frac{G.KE}{L1}$$

Le comportement du pont est complètement défini par 2 paramètres principaux :

-Paramètre de torsion :

$$\alpha = \frac{Y_p + Y_e}{2 \cdot \sqrt{P_p \cdot P_e}}$$

-Paramètre d'entretoisement :

$$\theta = \frac{b}{l} * \sqrt[4]{P_p \cdot P_e}$$

Dans le cas de pont { poutres multiples, la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, on tracera les lignes d'influences des différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

Détermination des paramètres de calcul :

La largeur active est (2b). Le pont est constitué de 7 poutres espacées de 1.7 m(entre-axe des poutres),

$$2b = n \times b_0 = 7 \times 1.7 = 11.9 \text{ donc } b = 5.95$$

### 1-Position active des poutres :

D'après le schéma les positions actives des poutres seront données de la façon suivante :

$$(-0.857b, -0.571b, -0.286b, 0, 0.286b, 0.571b, 0.857b)$$

### Calcul des paramètres $\alpha$ et $\theta$ :

Paramètre d'entretoisement (caractérise la souplesse de l'entretoisement)

$$\theta = \frac{b}{l} * \sqrt[4]{P_p \cdot P_e}$$

$$b = 5.25$$

$$P_p = \frac{Bp}{b1} \quad P_e = \frac{BE}{L1}$$

$$L = 25.25$$

Calcul d' $I_p$  : les poutres de notre projet sont ( inertie variable).

$$I_p = I_0 + (I_m - I_0) \frac{8}{3\pi}$$

$I_0$  = d'inertie de la section d'about avec hourdis

$I_m$  = d'inertie de la section ( mi- travée avec hourdis).

$$I_0 = 16.44 * 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_m = 21.01 * 10^6 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 16.44 * 10^6 + (21.01 - 16.44) * 10^6 * \frac{8}{3\pi} =$$

$$I_p = 20.32 * 10^6 \text{ cm}^4 = 0.2032 \text{ m}^4$$

**2- Rigidité flexionnelle de la poutre**

$$\rho_p = \frac{E \cdot I_p}{b} = \frac{E \cdot 0.2032}{1.7} = 0.1195E$$

**3- Rigidité flexionnelle de la dalle**

$$I = I = \frac{b \times H^3}{12} = \frac{1 \times (0.25)^3}{12} = 1.30 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho_E = 1.30 \times 10^{-4} \cdot E$$

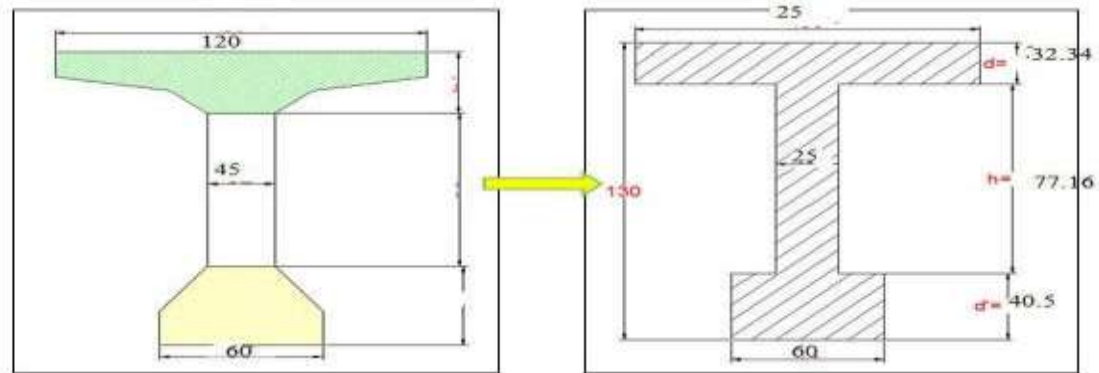
$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{P_p}{\rho_E}} = \frac{5.95}{32.4} \sqrt{\frac{0.1195E}{1.30 \times 10^{-4}}} = 0.568 \approx 0.570$$

$$\theta = 0.570$$

**Calcul du paramètre de torsion  $\alpha$  :**

$$\text{Paramètre de torsion : } \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

Le calcul de la rigidité torsionnelle de la poutre et la dalle est par unité de largeur.



$$\gamma_p = C_p / b_1, b_1 = 1.7m$$

$$C_p = G / 3 [\sum b_i h_i^3 + (b \times h^3 / 2)]$$

$$C_p = (G/3) [(0.60 \times 0.405^2) + (0.7716 \times 0.25^2) + (0.3234 \times 0.252)] = 0.0556 * G$$

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

$\nu = 0.20$  pour le béton précontraint.

$$G = E/2.4 = 0.4166 E. \text{ donc } \gamma_p = 0.0188E$$

$$\gamma_E = C_E / l_0 \text{ avec } l_0 = 1m, C_E = 2 * G * I_E$$

$$I_E = b * h^3 / 12 \quad b = 1m \quad h = 0.25m$$

$$\gamma_E = C_E / l_0 = (2 * 0.00066 * G) / 1 = 0.00186 * E$$

$$\rho_p = E.l_p / b_1 = E * 0.2032 / 1.70 = 0.1195E$$

$$\rho_e = E.l_E / L = 1.30 \times 10^{-4} . E$$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \times \rho_E}}$$

$$a = 0.828 \approx 0.830$$

**Répartition transversale des moments fléchissant :**

Les valeurs de  $k$  pour  $\alpha = 0$  ;  $\alpha = 1$  et  $1 \leq \theta \leq 2$  sont données dans les tableaux de Guyon-Massonnet. Pour un calcul rigoureux de  $k$  dans le cas où  $0 \leq \alpha \leq 1$  on utilisera l'une des formules d'interpolation suivantes la valeur de  $\theta$ .

Si  $0 < \theta < 0.10 \Rightarrow K\alpha = K0 + (K1 - K0) \alpha^{0.05}$

Si  $0.1 < \theta < 1 \Rightarrow K\alpha = K0 + (K1 - K0) \alpha^\beta$

Si  $1 < \theta < 2 \Rightarrow K\alpha = K0 + (K1 - K0) \alpha^{0.5}$

Avec  $\beta = 1 - e^{(0.065 - \theta)/0.663}$  est notre cas  $\beta = 0.905$

Lorsque la valeur de  $\theta$  ne figure pas sur les tables de (G-MASSONNET), les valeurs de  $K_0$  et  $K_1$  doivent subir une interpolation.

Soit :  $\theta_1 \leq \theta \leq \theta_2$

$$K \theta = K (\theta_0) + \left( \frac{\theta - \theta_0}{\theta_1 - \theta_0} \right) (K(\theta_1) - K (\theta_0))$$

$\theta_1=0,55$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$								
		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	$0$	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	$b$
$y$	$e$									
$0$		0,4848	0,7666	1,0360	1,2556	1,3521	1,2556	1,0360	0,7666	0,4848
$b/4$		-0,0883	0,2657	0,6183	0,9592	1,2556	1,4423	1,4571	1,3746	1,2654
$b/2$		-0,5233	-0,1538	0,2230	0,6185	1,0360	1,4571	1,8274	2,0885	2,3046
$3b/4$		-0,8871	-0,5279	-0,1538	0,2657	0,7666	1,3746	2,0885	2,8585	3,6081
$b$		-1,2289	-0,8871	-0,5233	-0,0883	0,4848	1,2654	2,3046	3,6081	5,0997
$\theta=0,55$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$								
		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	$0$	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	$b$
$y$	$e$									
$0$		0,8255	0,9069	1,0016	1,0981	1,1489	1,0981	1,0016	0,9069	0,8255
$b/4$		0,6309	0,7192	0,8275	0,9595	1,0981	1,1940	1,1902	1,1411	1,0889
$b/2$		0,4916	0,5777	0,6859	0,8275	1,0016	1,1902	1,3443	1,4071	1,4308
$3b/4$		0,3922	0,4737	0,5777	0,7192	0,9069	1,1411	1,4071	1,6611	1,8520
$b$		0,3153	0,3922	0,4916	0,6309	0,8255	1,0889	1,4308	1,8520	2,3314

$\theta=0,60$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$								
		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	$0$	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	$b$
$y$	$e$									
$0$		0,3347	0,6968	1,0447	1,3316	1,4594	1,3316	1,0447	0,6968	0,3347
$b/4$		-0,1808	0,2154	0,6119	0,9977	1,3316	1,5237	1,4853	1,3177	1,1155
$b/2$		-0,5241	-0,1615	0,2117	0,6119	1,0447	1,4853	1,8575	2,0778	2,2358
$3b/4$		-0,7808	-0,4806	-0,1615	0,2154	0,6968	1,3177	2,0778	2,9106	3,7122
$b$		-1,0112	-0,7808	-0,5241	-0,1808	0,3347	1,1155	2,2358	3,7122	5,4480
$\theta=0,60$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$								
		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	$0$	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	$b$
$y$	$e$									
$0$		0,7878	0,8839	0,9996	1,1215	1,1878	1,1215	0,9996	0,8839	0,7878
$b/4$		0,5792	0,6761	0,7992	0,9545	1,1215	1,2361	1,2207	1,1510	1,0792
$b/2$		0,4349	0,5243	0,6410	0,7992	0,9996	1,2207	1,3994	1,4582	1,4686
$3b/4$		0,3362	0,4171	0,5243	0,6761	0,8839	1,1510	1,4582	1,7518	1,9607
$b$		0,2627	0,3362	0,4349	0,5792	0,7878	1,0792	1,4686	1,9607	2,5312

$\theta=0,57$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$								
		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	$0$	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	$b$
$y$	$e$									
$0$		0,4248	0,7387	1,0395	1,2860	1,3950	1,2860	1,0395	0,7387	0,4248
$b/4$		-0,1253	0,2456	0,6157	0,9746	1,2860	1,4749	1,4684	1,3518	1,2054
$b/2$		-0,5236	-0,1569	0,2185	0,6159	1,0395	1,4684	1,8394	2,0842	2,2771
$3b/4$		-0,8446	-0,5090	-0,1569	0,2456	0,7387	1,3518	2,0842	2,8793	3,6497
$b$		-1,1418	-0,8446	-0,5236	-0,1253	0,4248	1,2054	2,2771	3,6497	5,2390
$\theta=0,57$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$								
		$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	$0$	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	$b$
$y$	$e$									
$0$		0,8104	0,8977	1,0008	1,1075	1,1645	1,1075	1,0008	0,8977	0,8104
$b/4$		0,6102	0,7020	0,8162	0,9575	1,1075	1,2108	1,2024	1,1451	1,0850
$b/2$		0,4689	0,5563	0,6679	0,8162	1,0008	1,2024	1,3663	1,4275	1,4459
$3b/4$		0,3698	0,4511	0,5563	0,7020	0,8977	1,1451	1,4275	1,6974	1,8955
$b$		0,2943	0,3698	0,4689	0,6102	0,8104	1,0850	1,4459	1,8955	2,4113

*Les valeurs de  $K_a$*

$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	1,4683	2,1211	2,7632	3,3080	3,5573	3,3080	2,7632	2,1211	1,4683
b/4	0,2844	1,0461	1,8255	2,6069	3,3080	3,7438	3,7247	3,4613	3,1405
b/2	-0,5698	0,1806	0,9673	1,8257	2,7632	3,7247	4,5478	5,0510	5,4224
3b/4	-1,2457	-0,5579	0,1806	1,0461	2,1211	3,4613	5,0510	6,7459	8,3345
b	-1,8579	-1,2457	-0,5698	0,2844	1,4683	3,1405	5,4224	8,3345	11,7022

*Les valeurs de  $K_a$  pour la position active des poutres :*

position des poutres	-5,95	-4,4625	-2,975	-1,4875	0	1,4875	2,975	4,4625	5,95
k alfa poutre4 y=0	1,4683	2,1211	2,7632	3,3080	3,5573	3,3080	2,7632	2,1211	1,4683
k alfa poutre 3 y=1,7	0,1152	0,8925	1,6915	2,5067	3,2724	3,8061	3,8621	3,6527	3,3794
k alfa poutre2 y=3,4	-0,7629	-0,0304	0,7426	1,6029	2,5797	3,6494	4,6916	5,5353	6,2544
k alfa poutre 1 y=5,1	-1,5080	-0,8527	-0,1410	0,7196	1,8413	3,3238	5,2102	7,4267	9,7778

**VI.1.1. 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 :**

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

**b. Dans le cas des surcharges ( BC, Bt) les charges sont identiques dans chaque convoi, la formule s'écrit sous la formes :**

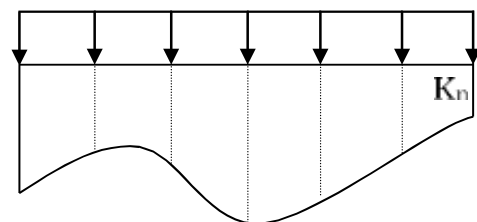
$$K_{a\text{ moy}} = \frac{\sum K_i(y)}{n}$$

Avec : n: le nombre de charges concentrées

**c. Cas des charges uniformément répartie**

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

$$K_{a\text{ moy}} = \frac{\sum A_i}{2bK_0}$$



2b: la largeur

surcharges 2b: la

largeur surcharges

### VI.1.2. 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 :

✓ Moment fléchissant :  $M(x) = \frac{M_0(x)}{K_{\alpha \text{ moy}}} \cdot K_{\alpha \text{ max}}$

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

Tableau donnant les valeurs du Moments fléchissant selon les valeurs  $K_{\alpha \text{ moy}}$  max pour les poutres les plus sollicitées pour  $X=0.5 L$  :

Surcharges		$M_0 \text{ max}$ pour une poutre	$K_{\alpha \text{ moy}}$ max	$M \text{ réel}$ pour une poutre
Trottoir	2 deux trottoirs chargés	11.95	1.35478	16.1896
A(L)	2 voies	145.18	1.08884	158.0777
Bc	1 fille	63.99	1.1086	70.9393
Bt	1 tendem	40.65	1.09034	44.3223
MC120		137.68	1.16175	159.9497
D240		206.57	1.13743	234.9589

- Les combinaisons d'action :

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

Le moment maximum le plus défavorable sous combinaison suivante :

- A l'E.L.U :  $1.35 (G + D_{240})$

E.L.U :  $1.35 (557.53 + 234.96)$

$M \text{ max} = 1069.86 \text{ tf.m}$

- A l'E.L.S:  $G + D_{240}$  E.L.S=  $557.53 + 234.96$

$M \text{ max} = 792.49 \text{ tf.m}$

***CHAPITRE VII:***  
***ETUDE DE LA PRECONTRAINTE***

## VII. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

### VII.1 Principe et définition de la précontrainte

La précontrainte est une technique inventée par Eugène Freyssinet en 1928, qui consiste à tendre les aciers consistants les armatures du béton, et donc à comprimer au repos .

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction. Pour éviter que ce matériau soit trop tendu dans les portées qui sont comprises entre 20 et 125 m. on comprime le béton à l'avance à l'aide d'un ensemble des forces internes de telle façon à assurer le bon fonctionnement de l'élément porteur, ce béton s'appelle le béton précontrainte.

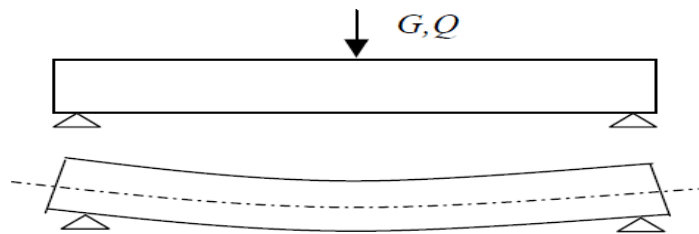


Figure 7.1 : Principe de la précontrainte

### VII.2 Technique de réalisation de la précontrainte

Nous avons deux technique de réalisation de la précontrainte, par pré-tension et par post-tension. La technique la plus utilisé et la plus pratique est celle par post – tension qui à été utilisée dans ce projet.

#### a) Pré – tension

Les armatures sont mises en tension avant la prise du béton. Elles sont ensuite relâchées, mettant ainsi le béton en compression par simple effet d'adhérence.

#### Etapas générales de réalisation :

- Mise en tension des armatures.
- Coulage du béton, durcissement, adhérence entre béton et acier de précontrainte.
- Suppression des tensions extérieures. Premier chute de tension provoquée par le raccourcissement élastique du béton sous la compression.
- Le béton soumis au retrait se raccourcit, provoquant une deuxième chute de tension.

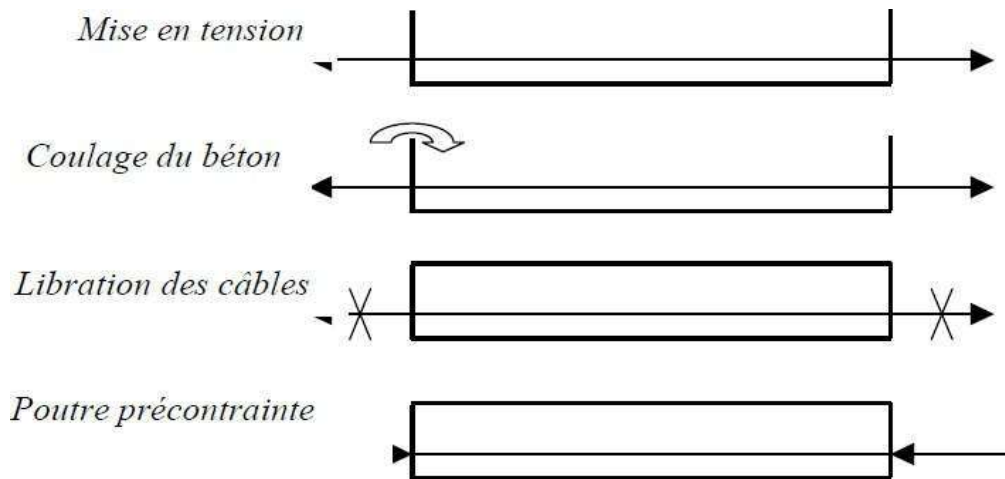


Figure 7.2: Précontrainte par pré-tension

### b) Post – tension

Consiste à disposer les câbles de Précontrainte dans des gaines incorporées au béton. Après la prise du béton, les câbles sont tendus au moyen de vérins de manière à comprimer l'ouvrage au repos.

Etapas générales de réalisation :

- Placement des gaines dans le coffrage.
- Coulage du béton.
- Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles.
- Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- L'injection d'un coulis de ciment

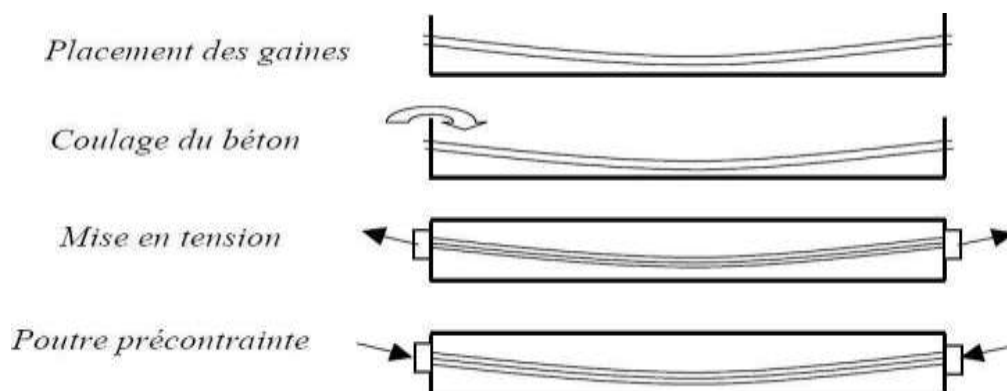


Figure 7.3 : Précontrainte par post-tension

### **C- Montage de la précontrainte :**

*En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :*

- *Pose de gaines.*
- *Montage des ancrages.*
- *Mise en place des torons. (Par tirage, par enfilage).*
- *Pré blocage des ancrages fixés.*
- *Bétonnage.*
- *Mise en tension des câbles.*
- *Coupe des sur longueurs.*
- *Injection.*
- *Cachetage des ancrages.*

*Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin prend appui sur ' plaque d'about '. Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble. Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but de réaliser aussi l'adhérence entre l'acier et le béton de même que la protection de l'acier contre la corrosion, l'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.*

### **D-Injection des câbles :**

*Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ; Ainsi une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection.*

*La recette d'un coulis de ciment : **25 kg** de ciment + **6 kg** de sable **0/2 mm** (tamisé) + **12 litre** d'eau + Plastifiant (**750g** intra plat de Sika).*

*Les câbles sont lavés et soufflés à l'air comprimé pour :*

- *Lever la gaine, débarrasser éventuellement les fils de l'huile souvent employée pour diminuer les frottements.*
- *Mouiller la gaine et les fils pour éviter le bourrage du mortier d'injection et faciliter son écoulement à l'avancement.*

**Vérifier qu'aucun obstacle ne rend difficile l'injection du coulis**

### VII.4 Dimensionnement de la précontrainte

#### 1-Le calcul de la précontrainte

Le B.P.E.L définit deux forces de précontrainte P1 et P2 selon que la section est sous critiques (cas au le fuseau de passage est strictement situé hors de la zone d'enrobage) ou sur critique (cas au le fuseau de passage à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage), ainsi la valeur prise est la maximum P1 et P2

**Tableau 7.1 : Les caractéristiques de la poutre à mi travée**

	Unités	Résultat
Section : B	cm <sup>2</sup>	6 474
$C_{dg} = \mu \Delta / B = v$	cm	83,66
$V' = h - V$	cm	66,34
$IG = I\Delta - Bv^2$	cm <sup>4</sup>	17 844 949,55
$IG / v$	cm <sup>3</sup>	213 304,46
$IG / v'$	cm <sup>3</sup>	268 990,38
$\square = i^2 / (vv') = (IG / B) / (vv')$	/	0,497
$C = \square \times V$	cm	41,58
$C' = \square \times V'$	cm	32,97
$d' = Ht - 0,9 Ht$	cm	15
$M_{MAX}$ (moment maximum à l'ELS)	t <sub>f</sub> .m	764,10
$M_{MIN}$ (moment maximum sous G à l'ELS)	t <sub>f</sub> .m	557,53
$M_Q = M_{max} - M_{min}$	t <sub>f</sub> .m	206,57

#### a) Section sous critique :

Généralement, pour les poutres des ponts on prend la classe II pour vérifier leur résistance.

$$P1 = \frac{\Delta M}{Ph} + \frac{S}{h} \cdot (\bar{\sigma}_{ti} \cdot v + \bar{\sigma}_{ts} \cdot v')$$

Avec :  $\Delta M = M_{max} - M_{min} = (M_G + M_Q) - M_G = M_Q$

$M_{max}$  : Moment du à la charge permanente plus la surcharge.

$M_{min} = M_G$  : Moment du à la charge permanente.

$M_Q$  : Moment du à la surcharge.

$p$  : Rendement géométrique.

$S$  : Section de la poutre.

$h$  : Hauteur de la poutre.

$\bar{\sigma}_{ti}$  : Contrainte admissible en traction sur la fibre inférieure.

$\bar{\sigma}_{ts}$  : Contrainte admissible en traction sur la fibre supérieure.



$f_{prg}$  : Contrainte garantie élastique.

Dans notre cas, nous avons choisis le type torons standards type 12T15 à T.B.R (très basse relaxation) en classe de résistance II conforme aux normes Euro138-6/79, dont ses caractéristiques sont :

$$\begin{aligned}F_{prg} &= 1860 \text{ MPa}; f_{peg} = 1600 \text{ Mpa} \\P_0 &= \min (0.8 f_{prg} A_p, 0.9 f_{peg} A_p) \\A_p &= 12 \cdot 150 = 1800 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$P_0 = \min (1488, 1440) = 1440 \text{ Mpa}$$

$$p_0 \cdot A_p = 1440 \times 1800 \times 10^{-6} \quad p = 2,592 \text{ MN}$$

$$n = \frac{P_0}{P} = \frac{10.22}{2.592} \qquad n = 3.94$$

On prend le nombre des câbles est égale à 4.

- **La nouvelle valeur de la précontrainte :**

$$P_0 = n \times P \qquad P_0 = 4 \times 2.592 \qquad P_0 = 10.37 \text{ MPa.}$$

**Tableau 7.2: Récapitulatif des résultats de précontrainte**

Précontrainte $P_{max} = P_{sur}$ (MN)	L'excentricité « $e_0$ »	Nombre de câbles	Précontrainte initiale $P_0$ (MN)
<u>10.22</u>	<u>-0.6866</u>	<u>4 (12T15)</u>	<u>10.37</u>

### 7.1.5.3) Vérification à l'ELS :

On calcule les contraintes caractéristiques :

$$P_1 = 1.02P_0 - 0.80\Delta P \qquad \Rightarrow \qquad P_1 = 1.02 \times 10.37 - (0.80 \times 0.25 \times 10.37)$$

$$P_2 = 0.98P_0 - 1.20\Delta P \qquad \qquad \qquad P_2 = 0.98 \times 10.37 - (1.20 \times 0.25 \times 10.37)$$

$$P_1 = 8.50 \text{ MN.}$$

$$P_2 = 7.05 \text{ MN.}$$

### Vérification sous combinaison :

- Quasi-permanente :  $P+G$
- Fréquente :  $P+G+0.72Q$
- Rare :  $P+G+1.2Q$

- ✓ **Combinaison Quasi-permanente :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{I} + \frac{M_{min} \times V}{I} > \bar{\sigma}_{ts} \\ \frac{P}{B} + \frac{P \times e \times V'}{I} - \frac{M_{min} \times V'}{I} < \bar{\sigma}_c \end{cases}$$

- Sous  $P_1 = 8.50 \text{ MN}$

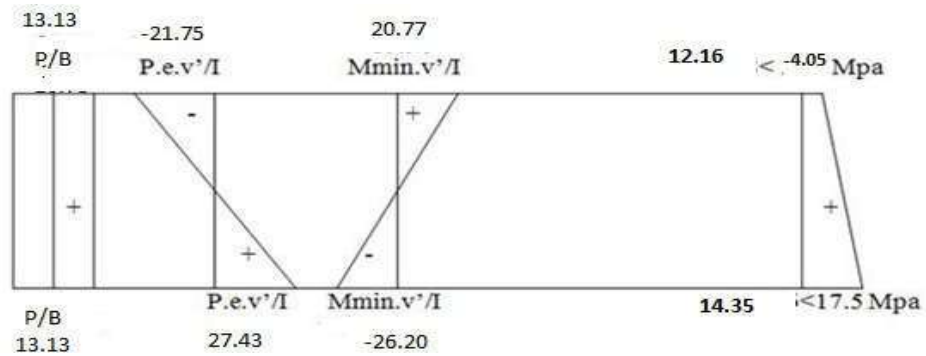


Figure 7.4 : Diagramme des contraintes sous ( $P_1$ )

- Sous  $P_2 = 7.05 \text{ MN}$

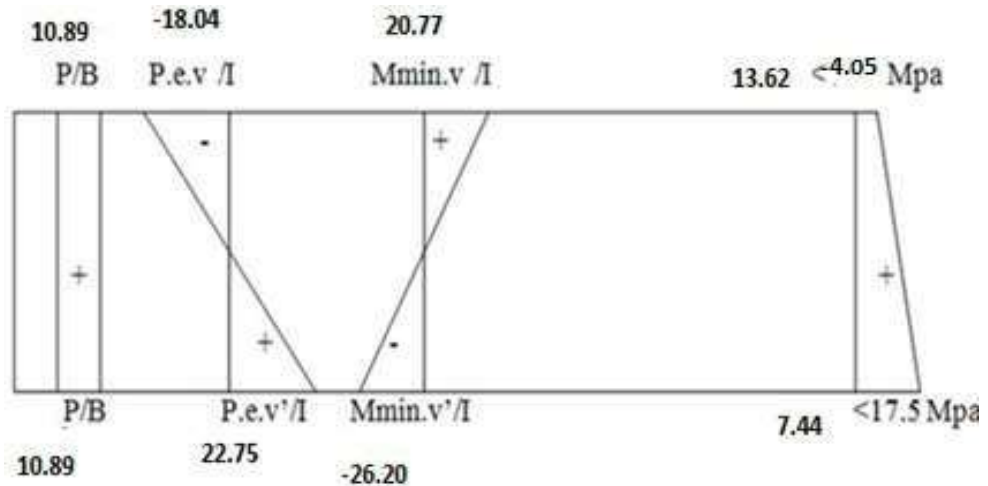


Figure 7.5 : Diagramme des contraintes sous ( $P_2$ )

✓ **Combinaison Fréquente :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{B} + \frac{P.e.v}{I} + \frac{Mmin.v}{I} + \frac{MQ.v}{I} > \bar{\sigma}_{\bar{t}s} = -4.05 \text{ Mpa} \\ \frac{P}{B} + \frac{P.e.v'}{I} - \frac{Mmin.v'}{I} - \frac{MQ.v'}{I} < \bar{\sigma}_{\bar{t}i} = 17.5 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

- Sous  $P_1 = 8.50 \text{ MN}$

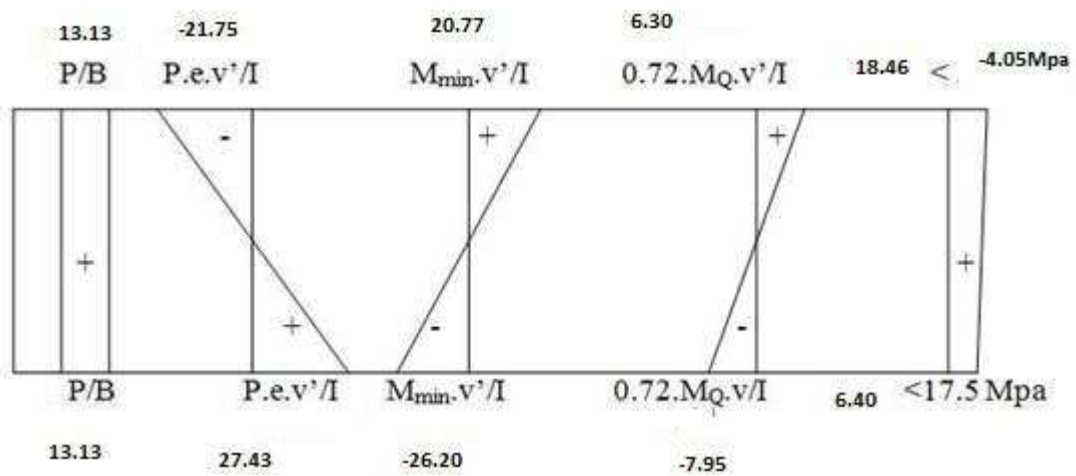


Figure 7.6 : Diagramme des contraintes sous (P1)

- Sous  $P_2 = 7.05 \text{ MN}$

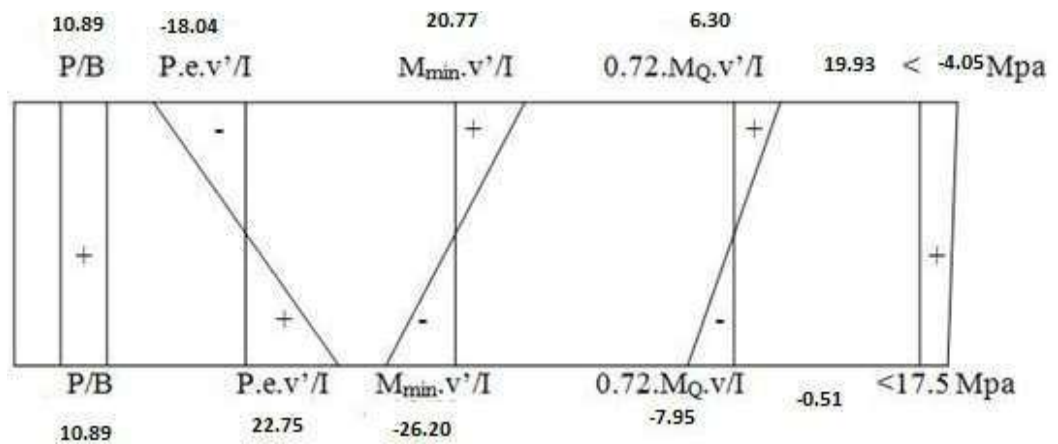


Figure 7.7 : Diagramme des contraintes sous (P2)

✓ **Combinaison Rare :**

Les deux équations suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{B} + \frac{P.e.v}{I} + \frac{M_{\min}.v}{I} + \frac{1.2.M_Q.v}{I} > \bar{\sigma}_{ts} = -4.05 \text{ Mpa} \\ \frac{P}{B} + \frac{P.e.v'}{I} - \frac{M_{\min}.v'}{I} - \frac{1.2.M_Q.v'}{I} < \bar{\sigma}_{ti} = 17.5 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

- Sous  $P_1 = 8.5 \text{ MN}$

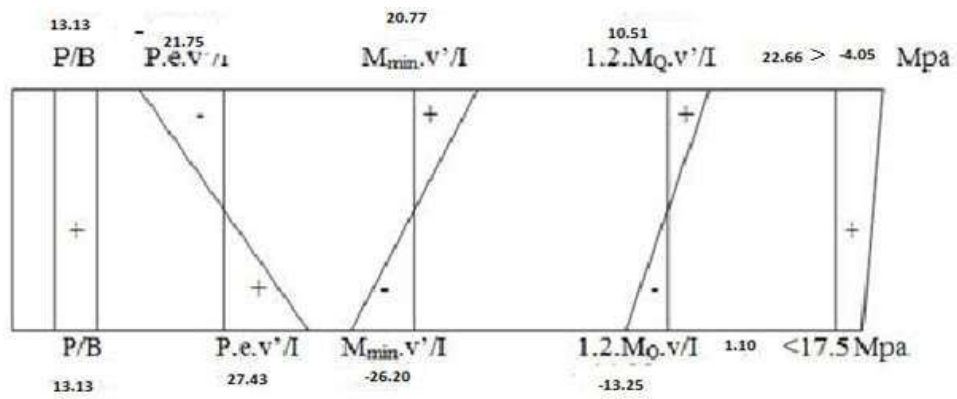


Figure 7.8 : Diagramme des contraintes sous ( $P_1$ )

- Sous  $P_2 = 7.05 \text{ MN}$

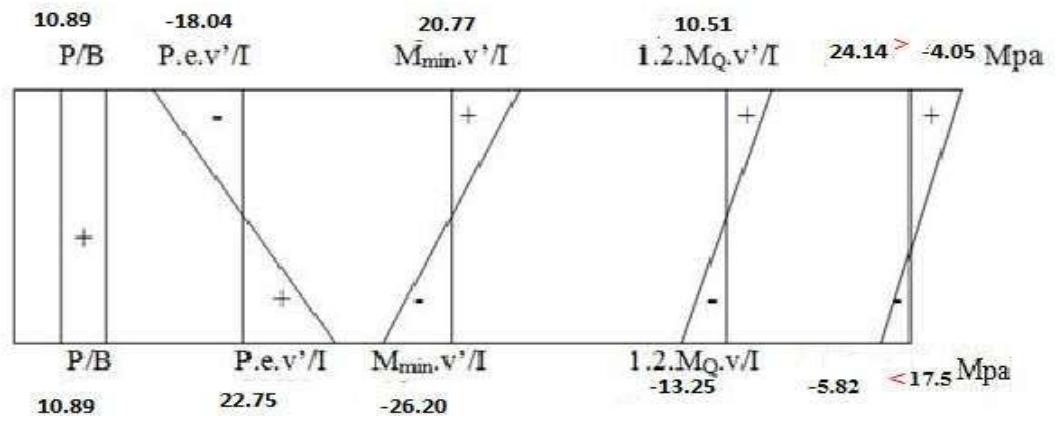


Figure 7.9 : Diagramme des contraintes sous ( $P_1$ )

Toutes les conditions sont respectées sous cette combinaison

#### 7.1.5.4) Vérification à l'E.L.U

La vérification à l'ELU se fait pour une section médiane, nous avons pris pour le calcul une section équivalente.

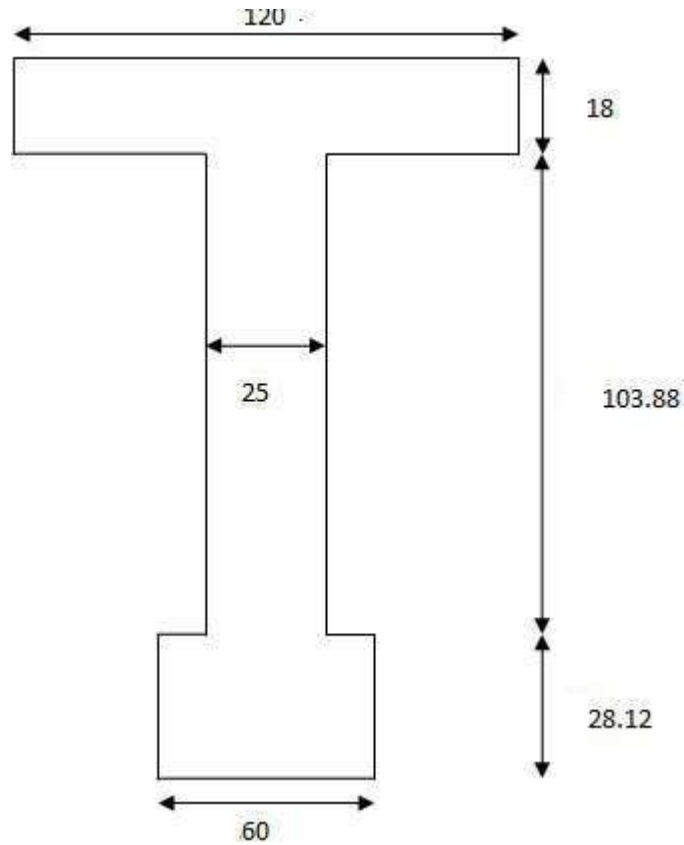


Figure 7.10 : Section équivalente

- *Moment ultime :*

$$Mu = 10.315 \text{ MN.m}$$

- *La contrainte du béton :*

$$\sigma_{bcu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta * y_b}$$

$\sigma_{bcu}$  : Contrainte du béton

$y_b$  : Coefficient de sécurité utilisée pour le béton 1.5,  $\theta=1$   
pour une durée de charge = 24 h

$$\sigma_{bcu} = 19.83 \text{ Mpa.}$$

- **Calcul du moment résistant :**

$$M_t = 0.8 \times b \times h_0 \times \sigma_{bcu} \left( d - \frac{0.8 \times h_0}{2} \right)$$

$$d = Ht - d' \text{ et } d' = Ht - 0.90 \times Ht = 1.75 - 0.90 \times 1.75 = 0.175 \text{ m}$$

$$d = 1.75 - 0.175 = 1.575 \text{ m}$$

$$M_t = 0.8 \times 1.75 \times 0.4856 \times 19.83 \left( 1.575 - \frac{0.8 \times 0.4856}{2} \right)$$

$$M_t = 18.61 \text{ MN.m}$$

$M_t = 21.16 > M_u = 10.315 \text{ MN.m}$  Donc : l'axe neutre est dans la table. Dans ce cas, on considère que :  $M_n = M_u$

La section de la poutre, une section rectangulaire ( $b \times h$ ).

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_n}{b \times d^2 \times \sigma_{bcu}}$$

Avec :

$d$  : La distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre supérieure : La largeur de la section fictive

$$\mu_u = \frac{10.315}{1.75 \times 1.575^2 \times 19.83} \Rightarrow \mu_u = 0.120$$

$$\alpha = (1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) / 1 \Rightarrow \alpha = 0.160$$

$$\Delta s_3 = E_b \cdot (1 - \alpha) / a$$

$s_b$  : Raccourcissement du béton ( $s_b = 3.5\%$ ).

$$\Delta s_3 = 18.37 \% > 10 \% \quad ; \text{ limitons } \Delta s_3 = 10 \%$$

- **Détermination de  $\sigma_1$  et  $s_1$  :**

$$1\sigma_1 = \frac{P_m}{A_p}$$

Avec :

$P_m$  : Précontrainte moyenne.

$A_p$  : Section totale des aciers actifs.

$$P_m = \frac{P_1 + P_2}{2} \Rightarrow P_m = \frac{8.50 + 7.05}{2} \Rightarrow P_m = 7.78 \text{ MN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{7.78}{4 \times 1800 \times 10^{-6}} \Rightarrow \sigma_1 = 1080.55 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_1 = 1080.55 \text{ Mpa} < \sigma_{p_0} = 1440 \text{ Mpa.} \quad \Rightarrow \text{Domaine élastique.}$$

$$E1 = \frac{\sigma_1}{E_p} = \frac{1080,55}{190000} = \Rightarrow s_1 = 5,69 \text{ ‰}$$

- **Détermination de  $\sigma_2$  et  $s_2$  :**

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma_2 = \sigma_1 + 5\sigma_c$$

$\sigma_c$  : La contrainte du béton au niveau du câble.

$$\Sigma c = \frac{Pm}{B} + \frac{Pm \cdot e^2}{I} + \frac{M_{min} \cdot e}{I}$$

$$\sigma_c = \frac{7,78}{0,6474} + \frac{7,78 \times 0,6634^2}{0,178} - \frac{5,575 \times 0,6866}{0,178} \Rightarrow \sigma_c = 9,75 \text{ Mpa.}$$

$$\Sigma_2 = \sigma_1 + 5\sigma_c \Rightarrow \sigma_2 = 1080,55 + 5(9,75)$$

$$\sigma_2 = 1137,30 \text{ Mpa} < \sigma_{p0} = 1440 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Domaine élastique.}$$

$$s_2 = \frac{\sigma_2}{E_p} = \frac{\sigma_2}{190000} \Rightarrow s_2 = 5,98 \text{ ‰}$$

- **Détermination de  $\sigma_3$  et  $s_3$  :**

$$s_3 = s_1 + \Delta s_2 + \Delta s_3 = s_2 + \Delta s_3.$$

$$s_3 = 5,98 + 10 = 15,98 \text{ ‰} > 10 \text{ ‰} \Rightarrow \text{Domaine élastique.}$$

Par approximation on a :  $\sigma_3 = 3036,2 \text{ Mpa}$ .

- **Vérification du ferrailage pour une section rectangulaire :**

$$A_p \geq \frac{F_b}{\sigma_3}$$

$$\text{Avec : } F_b = 0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bcu}$$

$$F_b = 0,8 \times 0,160 \times 1,75 \times 1,575 \times 19,83 \Rightarrow F_b = 6,97 \text{ MN.}$$

$$A_p = 4 \times 1800 \times 10^{-6} = 7,2 \times 10^{-3} \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc } A_p \geq \frac{F_b}{\sigma_3} \Rightarrow 7,2 \times 10^{-3} \geq 2,30 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### 7.1.5.5) Tracée des câbles de la précontrainte :

#### a. Equations des câbles :

on choisit un repère  $(x, y)$ , dont l'axe  $x$  passe par l'extrémité inférieure de la poutre et l'axe  $y$  passe par le milieu de la poutre.

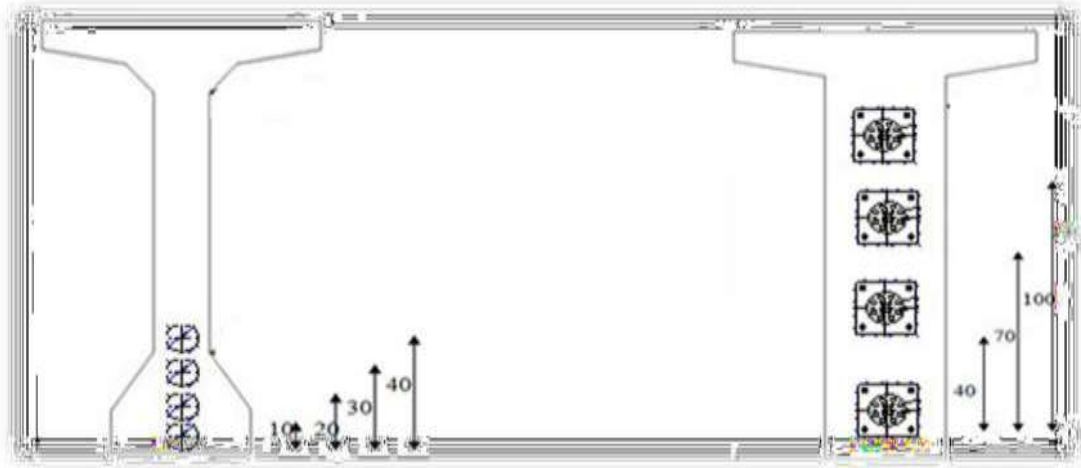


Figure 7.11 : Disposition des câbles

L'équation des câbles serait alors de la forme  $y = ax^2 + b$  1<sup>er</sup> câble

$$\text{pour } x = 0 \Rightarrow y = b = 0.1$$

$$\text{Pour } x = L/2 = 16.70 \text{ m} \Rightarrow y = 0.4 = a \times (16.70)^2 + 0.1 \Rightarrow a = 0.00108$$

- Câble 01  $\Rightarrow y_1 = 0.00108 x^2 + 0.1$

De même les équations des autres câbles seraient donc

- Câble 02  $\Rightarrow y_2 = 0.00179 \times x^2 + 0.2$
- Câble 03  $\Rightarrow y_3 = 0.00251 \times x^2 + 0.3$
- Câble 04  $\Rightarrow y_4 = 0.00323 \times x^2 + 0.4$

Tableau 7.3 Tracé des câbles par rapport à la fibre inférieure

	$x = 0 \text{ m}$	$x = 4.175 \text{ m}$	$x = 8.35 \text{ m}$	$x = 12.525 \text{ m}$	$x = 16.70 \text{ m}$
Câble 01	0.1	0.12	0.175	0.27	0.4
Câble 02	0.2	0.23	0.32	0.48	0.7
Câble 03	0.3	0.34	0.475	0.694	1.00
Câble 04	0.4	0.456	0.625	0.907	1.3

### VIII.4 les pertes de la précontrainte

Pour éviter toute rupture de la poutre au cours du temps, nous sommes obligés d'estimer les différentes pertes qui peuvent exister.

#### 7.1.6.1) les pertes instantanées

Dans le cas de la post tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

##### a) Les pertes de tension par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension. La tension appliquée  $\sigma_{P0}$  à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse «  $x$  » sa nouvelle valeur par la relation :

$$\sigma_{Pfr}(x) = \sigma_{P0} \times e^{-(fa_1+px)}$$

$$\Delta\sigma_{frott} = \sigma_{P0} - \sigma_{Pfr}(x)$$

$\sigma_{P0}$  : La tension à l'origine initiale;

$e$  : La base de logarithmes népériens ;

$f$  : Coefficient de frottement en courbe  $rd^{-1}$  ;

$\alpha_1$  : Somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance  $x$  (rd) ;

$p$  : Coefficient de frottement en ligne ( $m^{-1}$ ) ;

$x$  : La distance de la section considérée (m).

Pour cette vérification on prend le câble moyen (câble 03).

$$Y = 0.00251x^2 + 0.3$$

$$\alpha_1 = 0.0050 x$$

D'après le B.P.E.L :

$$p = 0,002m^{-1} ; f = 0,20$$

**Tableau 7.4: Perte due aux frottements**

	$x = 0 m$	$x = 8.35 m$	$x = 16.7 m$	$x = 25.05 m$	$x = 33.4 m$
$\alpha_1$	0	0.04175	0.0835	0.12525	0.167
$fa_1 + px$	0	0.02505	0.0501	0.07515	0.1002
$\sigma_{Pfr}(x)$	1440	1404.38	1369.63	1335.75	1302.70
$\Delta\sigma_{frott}$	0	35.62	70.37	104.25	137.3

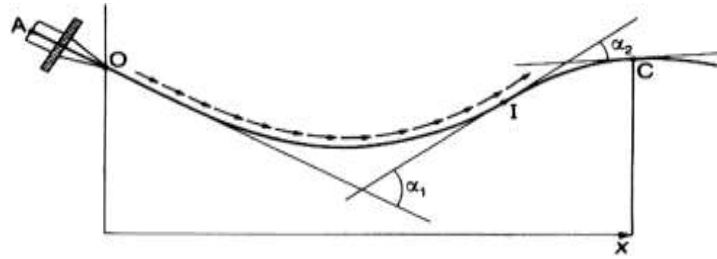


Figure 7.11: Angle de déviation

**b) Les pertes de tension par recul d'ancrage :**

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

Si :  $d \leq L/2$  il faut tirer le câble par les deux extrémités.

Si :  $d > L/2$  il faut tirer le câble par une seule extrémité.

La distance de glissement «  $d$  »

$$d = \sqrt{\frac{g \times E_p \times L_{AB}}{\Delta\sigma_B}}$$

Avec :

$g$  : l'intensité du recul d'ancrage = 6 mm

$E_p$  : module d'élasticité de l'acier

$g \times E_p = 0.006 \times 1.90 \cdot 10^5 = 1140 \text{ MN/m}$ .

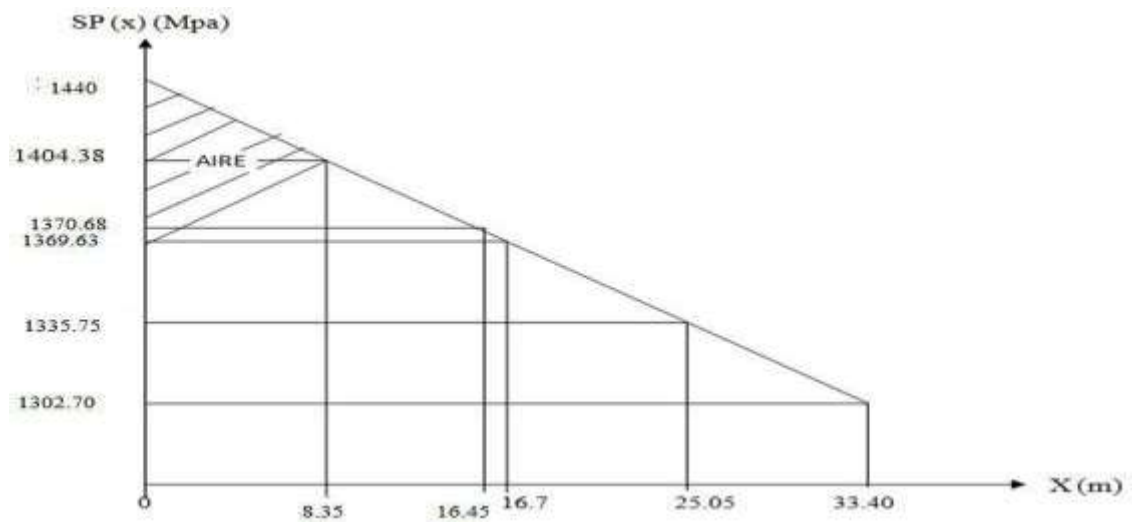


Figure 7.12 : Représentation des tensions par suite des pertes par frottement et par glissement le long du câble

$$\text{Pour } x = L/4 = 8.35 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 292.50$$

$$\text{Pour } x = L/2 = 16.7 \text{ m} \Rightarrow A_2 = 1155.47$$

$$A_1 \leq g x E_p \leq A_2 \Rightarrow \text{l'effet de recul d'ancrage se fait sentir entre } L/4 \text{ et } L/2$$

$$\Rightarrow 8.35 \leq d \leq 16.7 \text{ m}$$

$$d = \sqrt{\frac{g x E_p \times L_{AB}}{\Delta \sigma_{AB}}} = \sqrt{\frac{1140 \times 16.7}{1440 - 1369.63}} = 16.45 \text{ m}$$

$d = 14.29 < L/2 = 16.7 \text{ m} \Rightarrow \text{On tire les câbles des deux extrémités.}$

$$\frac{\sigma_{P0} - \sigma_P(d)}{\sigma_{P0} - \sigma_P(16.7)}$$

$$\sigma_{P0} - \sigma_P(d) \times 16.7 = \sigma_{P0} - \sigma_P(16.7) \times d$$

$$\sigma_P(d) = \frac{-16.45 \times (1440 - 1369.63)}{16.7} + 1440$$

$$\sigma_P(d) = 1370.68$$

**Tableau 7.5: Perte dues au glissement**

$X(m)$	0	8.35	16.45	16.7	16.95	25.05	33.4
$\Delta\sigma_g = \Delta\sigma_{fr} - \sigma_g$	137.30	68.77	0	0	0	68.77	137.30

**Caractéristiques géométriques des sections**

- $X = 0.00L$

**Tableau 7.6: Caractéristiques géométriques des sections à  $X = 0.00L$** 

Désignation	$B (cm^2)$	$Z (cm)$	$S_{\Delta} (cm^3)$	$I_0 (cm^4)$	$I_{\Delta} (cm^4)$
Section brute	9063	/	754 560		79 205 940
Gaines	477	79.10	37 728	401.92	7 920 594
Section nette	8586	/	716 832		71285346

$$V = S/\Delta / B = 83.26cm.$$

$$V' = h - V = 66.74cm$$

$$IGN = I/\Delta - B \times V^2 = 8458567.26 cm^4.$$

$$B_{gaine} = 2 \times (8)^2 / 4$$

$$I_{0gaine} = 2 (8)^4 / 64$$

$$p = IG / (V \times V' \times B) = 0.36 = 36 \%$$

- $X = 0.25L$

**Tableau 7.7: Caractéristiques géométriques des sections à  $X = 0.25L$** 

Désignation	$B (cm^2)$	$Z (cm)$	$S_{\Delta} (cm^3)$	$I_0 (cm^4)$	$I_{\Delta} (cm^4)$
Section brute	6 150,49	/	541 629		63 157 333
Gaines	323.51	88.06	27 081,43	803.84	6 315 733,29
Section nette	5826.98	/	514 547,08		56 841 599,57

$$V = S/\Delta / B = 83.66cm.$$

$$V' = h - V = 61.94 cm$$

$$IGN = I/\Delta - B \times V^2 = 13794347 cm^4.$$

$$p = IG / (V \times V' \times B) = 0.4328 = 43.28 \%$$

- $X = 0.50L$

**Tableau 7.8: Caractéristiques géométriques des sections à  $X = 0.50L$**

Désignation	$B (cm^2)$	$Z (cm)$	$S_{\Delta} (cm^3)$	$I_0 (cm^4)$	$I_{\Delta} (cm^4)$
Section brute	6 150,49	/	541 629		63 157 333
Gaines	323.51	88.06	27 081,43	803.84	6 315 733,29
Section nette	5826.98	/	514 547,08		56 841 599,57

$$V = S/\Delta / B = 83.66 \text{ cm.}$$

$$V' = h - V = 61.94 \text{ cm}$$

$$IGN = I/\Delta - B \times V^2 = 13794347 \text{ cm}^4.$$

$$p = IG / (V \times V' \times B) = 0.4328 = 43.28 \text{ \%}.$$

**c) Pertes dues aux raccourcissements instantanés du béton**

$$\sigma_{rac} = \frac{N-1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ij}} * \sigma_b$$

$$\sigma_{rac} = 2.00. \sigma_b$$

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e_p^2}{I} - \frac{Mg \cdot e_p}{I}$$

$$P = A_p(\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{ins})$$

- **Détermination de l'excentricité «  $e_p$  »**

Pour les calculs on utilise les sections nettes :

$$e_p = V - Z$$

**Tableau 7.9: Section nette de la poutre**

X	S(m <sup>2</sup> )	V(m)	V'(m)	I(m <sup>4</sup> )	e <sub>p</sub> (m)
0	0.9063	0.7909	0.7091	0,1953	-0.0416
L/4	0.61505	0.8366	0.6634	0,1784	0.0440
L/2	0.61505	0.8366	0.6634	0,1784	0.0440
3L/4	0.61505	0.8366	0.6634	0,1784	0.0440
L	0.9063	0.7909	0.7091	0,1953	-0.0416

$$0.75 \times g \times L^2 / 8 \quad \text{pour } x = L/4 \text{ et } x = 3L/4$$

$$Mg = g \times L^2 / 8 \quad \text{pour } x = L/2$$

$$0 \quad \text{pour } x = 0 \text{ et } x = L$$

Avec :  $g = 25.10^{-3} \times (\text{Section nette})$

**Tableau 7.10: Les valeurs des moments Mg selon la longueur de la poutre**

X	0	8.35	16.7	25.05	33.4
M <sub>g</sub>	0	1.52	2.03	1.52	0

**Tableau 7.11: Les pertes dues au raccourcissement élastique**

X	0	8.35	16.7	25.05	33.4
P	8.04	8.09	8.34	8.09	8.04
σ <sub>b</sub>	8.94	12.87	8.79	12.87	8.94
σ <sub>rac</sub>	17.88	25.73	17.58	25.73	17.88

**Tableau 7.12: Les pertes instantanées**

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
Δσ <sub>fr</sub>	0	35.62	70.37	35.62	0
Δσ <sub>g</sub>	137.30	68.77	0	68.77	137.30
Δσ <sub>rac</sub>	17.88	25.73	17.58	25.73	17.88
Δσ <sub>i</sub>	155.18	130.12	87.95	130.12	155.18

**7.1.6.2) Les Pertes différées :**

Elles sont liées à l'évolution rhéologique des matériaux, acier et béton au cours du temps et comprennent :

**a) Pertes par retrait du béton :**

$$\Delta\sigma_{ret} = s_r * [1 - r(j)] \times E_p$$

Avec  $s_r$  : Le raccourcissement d'une poutre, la valeur est prise par le BPEL en fonction du climat

$$s_r = 2.5 \cdot 10^{-4}$$

$$r(j) = \frac{j}{1+9 \times r_m} \quad \text{avec : } j : \text{Age du béton à la date de la mise en tension } .r_m$$

: Rayon moyen de la pièce en cm.

- **Détermination de  $r_m$  :**

$$r_m = \frac{\text{Section brute}}{\text{perimètre}} = \frac{6474}{557.16} = 11.62 \text{ cm}$$

$$r(28) = \frac{28}{1 + 9 \times r_m} = 0.27$$

$$\Delta\sigma_{ret} = 2.5 \times 10^{-4} \times [1 - 0.27] \times 1.90 \times 10^5$$

$$\Leftrightarrow \Delta\sigma_{ret} = 34.67 \text{ MPa.}$$

**b) Pertes par relaxation des aciers :**

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante. Elle dépend de la nature de l'acier, de son traitement et l'on distingue des aciers :

A la relaxation normale « RN » Très

basse relaxation « TBR »

Compte tenu de faible différence des couts existant entre ces aciers, l'économie réalisée sur les aciers par une perte par relaxation plus faible fait choisir en général « TBR »

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en pourcentage

$$p_{1000} = 2.5\%$$

$$\Delta\sigma_{rel}$$

$$(x) = \frac{6}{100} \times p_{1000} \times (u - u_0) \times \sigma_{pi}(x)$$

Avec :

$\sigma_{pi}$  : La tension initial de l'acier c.-à-d. après perte instantané

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$$

$$u = \frac{\sigma_{pi}}{f_{prg}}$$

$u_0$  : Un coefficient pris égal à 0.43

**Tableau 7.13 : Perte due à la relaxation des aciers**

	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\sigma_{pi}$	1284.82	1274.26	1281.01	1205.63	1147.52
$U$	0.691	0.685	0.689	0.648	0.617
$\Delta\sigma_{relax}$	49.10	48.74	49.76	39.42	32.18

**c) Pertes dus aux fluages du béton :**

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps ; on constate que la déformation totale augmente et atteindre trois fois la déformation instantanée.

Pour le calcul du fluage, on va considérer les caractéristiques géométriques brutes ; après injection de la coulisse c.-à-d. poutre + hourdis.

**Tableau 7.14 : Section nette de la poutre + dalle**

$X$	$S(m^2)$	$V(m)$	$V'(m)$	$I(m^4)$	$e_p(m)$
0	1.3100	1.048	0.702	0.4017	0.252
8.35	1.0188	1.149	0.601	0.2399	0.749
16.7	1.0188	1.149	0.601	0.2399	0.749
25.05	1.0188	1.149	0.601	0.2399	0.749
33.4	1.3100	1.048	0.702	0.4017	0.252

$$\Delta\sigma_{\text{fluage}} = 2.5 \times \frac{E_p}{E_{ij}} \times \sigma_b = 13.35 \sigma_b$$

**Tableau 7.15: Récapitulatif des pertes (MPa)**

	0	L/4	L/2	3L/4	L
$\Delta\sigma_{ret}$	34.67	34.67	34.67	34.67	34.67
$\Delta\sigma_{relax}$	49.10	48.74	49.76	39.42	32.18
$\Delta\sigma_{flu}$	98.90	295.21	285.01	295.21	98.90
$\Sigma pd$	182.67	378.62	369.44	369.3	165.75
<i>Pertes instantanées totale</i>	155.18	130.12	87.95	130.12	155.18
<i>Pertes différées total</i>	182.67	378.62	369.44	369.3	165.75
<i>Pertes total</i>	337.85	508.74	457.39	499.42	320.93
<i>% des pertes</i>	14.5	21.83	19.63	21.43	13.77

$$Perte\ moyen = \sum \Delta\sigma_i / i = 25.00\%$$

Donc la valeur moyenne des pertes calculées : 18.23% < 25% qui est la valeur des pertes proposé au début du calcul de la précontrainte.

Si on prend 18.23% des pertes retranchant de la force de précontrainte, la force devient plus grande, donc avec cette valeur des pertes on restant toujours dans le domaine des contrainte admissibles.

**IX.4 Vérification de la flexion à mi – travée**

**a) Calcul aux E.L.S :**

La vérification est effectuée à mi travée point critique en flexion, on vérifiera que les contraintes restent dans le domaine des contraintes admissibles suivant :

-Phase 1 :A la mise en tension en considérant la poutre seule avec une précontrainte à50% le B.P.E.L donne  $P_{max}=1.02 p_0 - 0.8 \Delta p_i$

- Phase 2 : ce commence dès que la dalle est coulée jusqu'à la mise en service de la structure dans cette phase en considère les pertes instantanées et différées.

- **A la mise en tension**

Pour le calcul, on utilise les caractéristiques géométriques de la section nette

- **La détermination de l'excentricité «  $e_p$  »**

**Tableau 7.16 : La détermination de l'excentricité**

X	S(m <sup>2</sup> )	V(m)	V'(m)	I(m <sup>4</sup> )	e <sub>p</sub> (m)
0	0.9063	0.7909	0.7091	0,1953	-0.0416
L/4	0.61505	0.8366	0.6634	0,1784	0.0440
L/2	0.61505	0.8366	0.6634	0,1784	0.0440
3L/4	0.61505	0.8366	0.6634	0,1784	0.0440
L	0.9063	0.7909	0.7091	0,1953	-0.0416

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P_1}{B} - \frac{P.e.v}{I} + \frac{M_{min.v}}{I} > \bar{\sigma}_t s = -4.05Mpa \dots \dots \text{ fibre superieure} \\ \frac{P_1}{B} + \frac{P.e.v}{I} - \frac{M_{min.v}}{I} < \bar{\sigma}_t i = 17.5Mpa \dots \dots \text{ fibre inferieure} \end{array} \right.$$

Avec  $p_1 = 0.5 (1.02p_0 - 0.8\Delta p_i)$  à la mise en tension en considère 50% de précontraintes.

$P_0 = 9.45 M.N$  (la valeur de la précontrainte réelle).

$$\Delta p_i = \frac{\Delta \sigma_i}{\sigma_{p0}} \cdot p_0$$

**Tableau 7.17: Détermination des contraintes à la mise en tension**

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta \sigma_i$	155.18	130.12	87.95	130.12	155.18
$\Delta p_i(Mpa)$	1.117	0.960	0.665	1.010	1.235
P1 (M.N)	4.84	4.90	5.02	4.88	4.97
Mmin(MN.m)	0	1.52	2.03	1.52	0
$\sigma_s$ (Mpa)	6.55	12.29	14.34	12.29	6.55
$\sigma_i$ (Mpa)	4.12	3.64	1.98	3.64	4.12

Alors les conditions sont vérifiées.

- *En service*

On utilise les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite.

**Tableau 7.18 : Les caractéristiques géométriques brutes pour sections composite**

X	S(m <sup>2</sup> )	V(m)	V'(m)	I(m <sup>4</sup> )	e <sub>p</sub> (m)
0	1.3100	1.048	0.702	0.4017	0.252
8.35	1.0188	1.149	0.601	0.2399	0.749
16.7	1.0188	1.149	0.601	0.2399	0.749
25.05	1.0188	1.149	0.601	0.2399	0.749
33.4	1.3100	1.048	0.702	0.4017	0.252

Le B.P.E.L donne  $P_{min} = 0.98 p_0 - 1.2 \Delta p$  et on considère les pertes instantanées et différées.

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P_2}{B} - \frac{P.e.v'}{I} + \frac{M_{min}.v'}{I} > \bar{\sigma}_t s = -4.05 \text{Mpa} \dots \dots \text{ fibre superieure} \\ \frac{P_2}{B} + \frac{P.e.v'}{I} - \frac{M_{min}.v'}{I} < \bar{\sigma}_t i = 17.5 \text{Mpa} \dots \dots \text{ fibre inferieure} \end{array} \right.$$

Avec  $P_2 = 0.98 p_0 - 1.2 \Delta p$

$$\Delta p_i = \frac{\Delta \sigma_i^*}{\sigma_{p0}} p_0$$

**Tableau 7.19 : Détermination des contraintes**

X(m)	0	8.35	16.7	25.05	33.4
$\Delta \sigma_i$	337.85	508.74	457.39	499.42	320.93
$\Delta p_i$ (Mpa)	2.43	3.75	3.46	3.88	2.55
$P_2$ (M.N)	7.24	5.65	6.01	5.51	7.09
$M_{min}$ (MN.m)	0	1.52	2.03	1.52	0
$\sigma_s$ (Mpa)	1.46	-0.55	-3.37	-0.55	1.46
$\sigma_i$ (Mpa)	11.14	10.39	13.84	10.39	11.14

Les contraintes en E.L.S sont inférieure aux contraintes admissibles, donc les sollicitations agissent restant dans le domaine de sécurité.

#### X.4 Ferrailage de la poutre :

Nous choisissons des armatures (H.A) constituées de nuance feE500

##### a) Armature de peau :

- **Sens longitudinal :**

Leur but est de répartir les effets de retrait et la variation de la température disposée dans la zone périphérique de la poutre, un minimum de  $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

On prend  $3T12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

- **Sens transversal :**

Dans les parties de la section ou le béton est tendue, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimales  $A_s$ .

$$A_s = \frac{Bt}{1000} + \frac{Nbt \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{bt}}$$

$Bt$  : surface du béton tendu ( $\text{cm}^2$ ).

$Nbt$  : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

$f_{tj}$  : contraintes de traction du béton calculée à partir de  $f_{cj}$ .

$\sigma_{bt}$  : contrainte de traction réelle dans le béton

$f_e$  : la limite élastique des aciers passifs

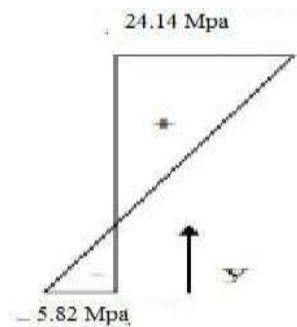


Figure 3.53 : Diagramme des contraintes sous « p2 » (combinaison rare)

$$\sigma_s = 24.14 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_i = -5.82 \text{ Mpa}$$

- **Calcule de y :**

$$5.82/y = 24.14/h - y$$

$$(1.75 - y) \times (5.82) = 24.14y$$

$$Y = 0.339 \text{ m} > 5 \text{ cm} \text{ donc il faut mettre des armatures passives (B.P.E.L)}$$

$$Bt = (0.60 \times 0.339) = 0.2034 \text{ m}^2$$

$$Nbt = \frac{1}{2} \sigma_s \times Bt = \frac{1}{2} * 24.14 * 0.2034 = 0.59 \text{ M.N}$$

$$As = 18.5 \text{ cm}^2$$

On prendra 6HA20 avec une section nominale de 18.85 cm<sup>2</sup>.

#### XI.4 Vérification De l'Efforts Tranchants

##### a) Vérification à l'E.L.S

- Vérification à LA Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau < \min (\tau_1 ; \tau_2)$

$$\tau = \frac{V}{b_n \times Z}$$

$V$  : l'effort tranchant

réduit  $b_n$  : largeur

netted'about

$Z$  : bras de levier

$I$  : moment d'inertie par rapport au centre de gravité ( $I = 0.178 \text{ m}^4$ )

$Z = 1.575 \text{ m}$  ;  $b_n = 0.56 \text{ m}$  ;

$Bn = b_0 - 0.5 \Phi g = 0.60 - 0.5 * 0.08 = 56 \text{ cm}$

$$V = V_u - p \times \sin \alpha$$

L'inclinaison  $\alpha$  du câble N2

$$y = a \times x^2 \text{ on prendre : } x = L/2 = 16.7 \text{ m}$$

$y$  : l'ordonnée du câble moyenne au

$$\text{about} a = y/x^2 = 1/16.7^2 = 3.58 \times 10^{-3}$$

$$\text{Donc } \alpha = y' = 2.a.x = 2 (0.00358) (16.7) = 6.78^\circ$$

$$V = V_{\max} \text{ en E.L.S} = 0.916 \text{ M.N}$$

$P$  : c'est  $p(x=0)$  dans la phase mise en tension d'après le B.P.E.L on considère : 50% de la force de précontrainte et en tenant compte des pertes instantanées si seulement .

$$P = 0.5 (1.02 p_0 - 0.8 \Delta p_i)$$

$$\Delta p_i = \Delta \sigma_i \cdot p_0 / \sigma p_0$$

$$\Delta p_i = 155.18 \cdot 10370 / 1440 = 1.117 \text{ M.N}$$

$$P = 0.5 ( 1.02 \times 10.37 (-0.8 \times (1.117)) ) = 4.84 \text{ M.N}$$

$$V = 0.916 - 4.84 \times \sin \times (6.78) = -0.463 \text{ M.N}$$

$$r(0) = 0.42 / 0.56 \times 1.575 = 0.48 \text{ M.N}$$

$$r \leq \text{Min} (\bar{r}_1 ; \bar{r}_2) \text{ Avec :}$$

$$\bar{r}_1^2 = \sigma_X \sigma + 0.4 f_{tj} * (f_{tj} + 2/3 (\sigma_X + \sigma))$$

Avec :

$$\sigma : \text{Contrainte normale transversale } \sigma = 0 \text{ P} = 0.98 \times P_0 - 1.2 \times \Delta p$$

$$\Delta p = \Delta \sigma / \Delta p_0$$

$$. p_0 = 424.86 * 10.37 / 1440 = 3.06 \text{ Mpa}$$

$$p = 0.98 (10.37) - 1.2 (3.06) = 6.49 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_x(0) = \frac{6.49}{0.8366} = 7.75 \text{ Mpa}$$

$$\bar{r}_1^2 = 0.4 \cdot 2.7 (2.7 + 2/3 * (7.75))$$

$$\bar{r}_1^2 = 8.50 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{r}_1 = 2.92 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_x = 7.75 \text{ MPa} < 0.4 f_{c28} (0.4 * 35) = 14 \text{ MPa.}$$

$$\bar{r}_2^2 = \frac{2 \cdot ftj}{fcj} * (0.6 fcj - \sigma_x) \cdot ftj$$

$$\bar{r}_2^2 = \frac{2 * 2.7}{35} * (0.6 * 35 - 7.75) * 2.7$$

$$\bar{r}_2^2 = 5.52 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{r}_2 = 2.35 \text{ MPa}.$$

D'où  $r = 0.62 \text{ MPa} < \bar{r}_2 = 2.35 \text{ MPa}$ ..... condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte de la compression :**

La condition qui doit vérifier est :

$$\sigma_x < 0.4 f_{cj} \quad \sigma_x = 8.39 \text{ MPa} < 0.4 \cdot (35) = 14 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

- **Vérification à l'ELU :**

**Justification de la compression de la bielle du béton :**

Il faut vérifier que :

$$r_u < \frac{f_{cj}}{4 \cdot \gamma_b}$$

$$V_u = 5.82 \text{ MN}.$$

$$P = 6.49 \text{ MN}.$$

$$V_{ru} = V_u - P \cdot \sin \alpha = 5.82 - 6.49 \cdot \sin(6.78^\circ) = 5.05 \text{ M.N}$$

$$r_u = \frac{V_{ru}}{b_n \times Z} = \frac{5.05}{0.56 \times 1.575} = 5.72 \text{ MPa}$$

$$r_u = 5.72 \text{ MPa} < \frac{35}{4 \cdot 1.5} = 5.83 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

- **Détermination du ferrailage transversal :**

On calcul le ferrailage par rapport le cas le plus défavorable ( pont chargé)

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq (r_u - f_{tj}/3) \tan \beta_u$$

- **L'inclinaison des bielles :**

$$\tan 2\beta_u = \frac{2r_u}{\sigma_x} = \frac{2 \times 5.72}{7.75} = 1.47$$

$$\beta_u = 27.88^\circ \quad \text{selon le B. P. E. L } \beta_u \text{ à } 30^\circ$$

$$\frac{A_t}{b_n \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq (r_u - f_{tj}/3) \tan \beta_u$$

$$\frac{A_t}{0.56 \times S_t} \times \frac{500}{1.15} \geq (0.68 - 2.7/3) \cdot \tan(30^\circ)$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq -3.58 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{ml}$$

*Donc on adopte le ferrailage minimum*

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.4 \cdot \frac{b_n \times v_s}{f_e 500} = 0.4 * \frac{0.56 \times 1.15}{500}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 5.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

*On prend comme ferrailage 4T14 = 6.16 cm<sup>2</sup>*

**• L'espacement maximum des cadres :**

$$S_t \leq \text{Min} (0.8h ; 3b_0 ; 1) = \text{Min} (0.8*1.5 ; 3*0.60 ; 1) \quad S_t \leq \text{min} (1.2 ; 1.8 ; 1) = 1 \text{ m.}$$

*On prend  $S_t = 50 \text{ cm}$ .*

**CHAPITRE VIII:**  
Calcul de L'Hourdis

**ETUDE DE L' HOURDIS****1. ÉTUDE DE LA FLEXION LOCALISEE****8.1.1 Moment dans l' hourdis dû à la flexion localise**

Soit une dalle a une épaisseur de 25cm recouvert d'une couche de revêtement de 8 cm  
 Les abaques Pigeaud permettent de déterminer les moments fléchissant au centre d'une dalle, rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 cotés pour une charge uniformément répartie sur un rectangle

Les abaques ci-joints visent à déterminer les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires

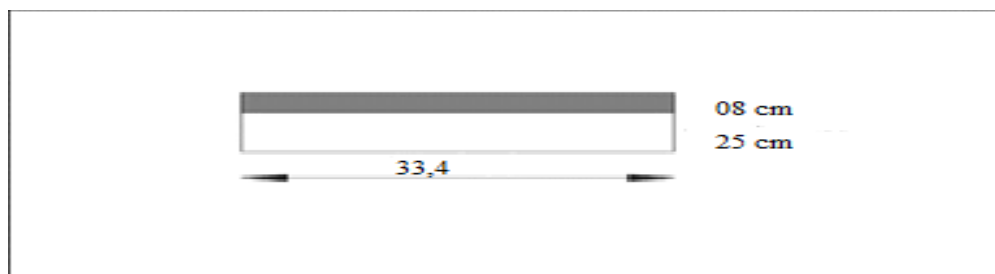


Fig8.1 : moment de l'hourdis

**1-Moment due à la charge permanente :**

Ces moments sont calculé ont utilisant les abaques de Pigeaud pour les charges uniformément répartie, les abaques permettant la détermination des moments fleurissants rapportés à l'unité de longueur au centre d'une dalle simplement appuyée sur 4 cotés. et pour les surcharges  $A(l)$ ,  $B_c$ ,  $B_t$  et  $M_{c120}$  on utilise les abaques de pigeaud figurant dans les documents SETRA

**1-1-Moments  $M_a$  et  $M_b$  au centre de la dalle :**

Pour l calcul des moments dues aux surcharges les abaques nous donnent directement ces moments en fonction de  $E$ ,  $a$  et  $b$  où :

$E$  : la hauteur de répartition

$a$  : la petite portée  $l_x$

$b$  : la grande portée  $l_y$

Calcul de E :

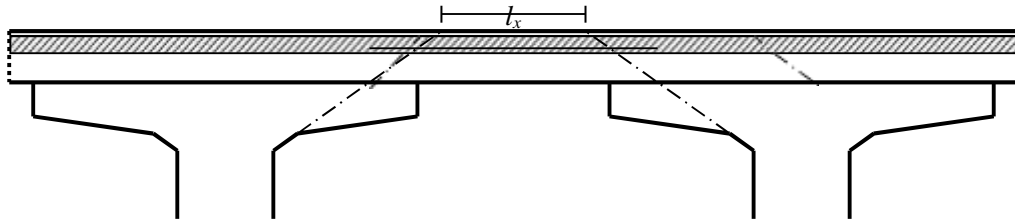


Fig8.2 : Longueur  $L_x$

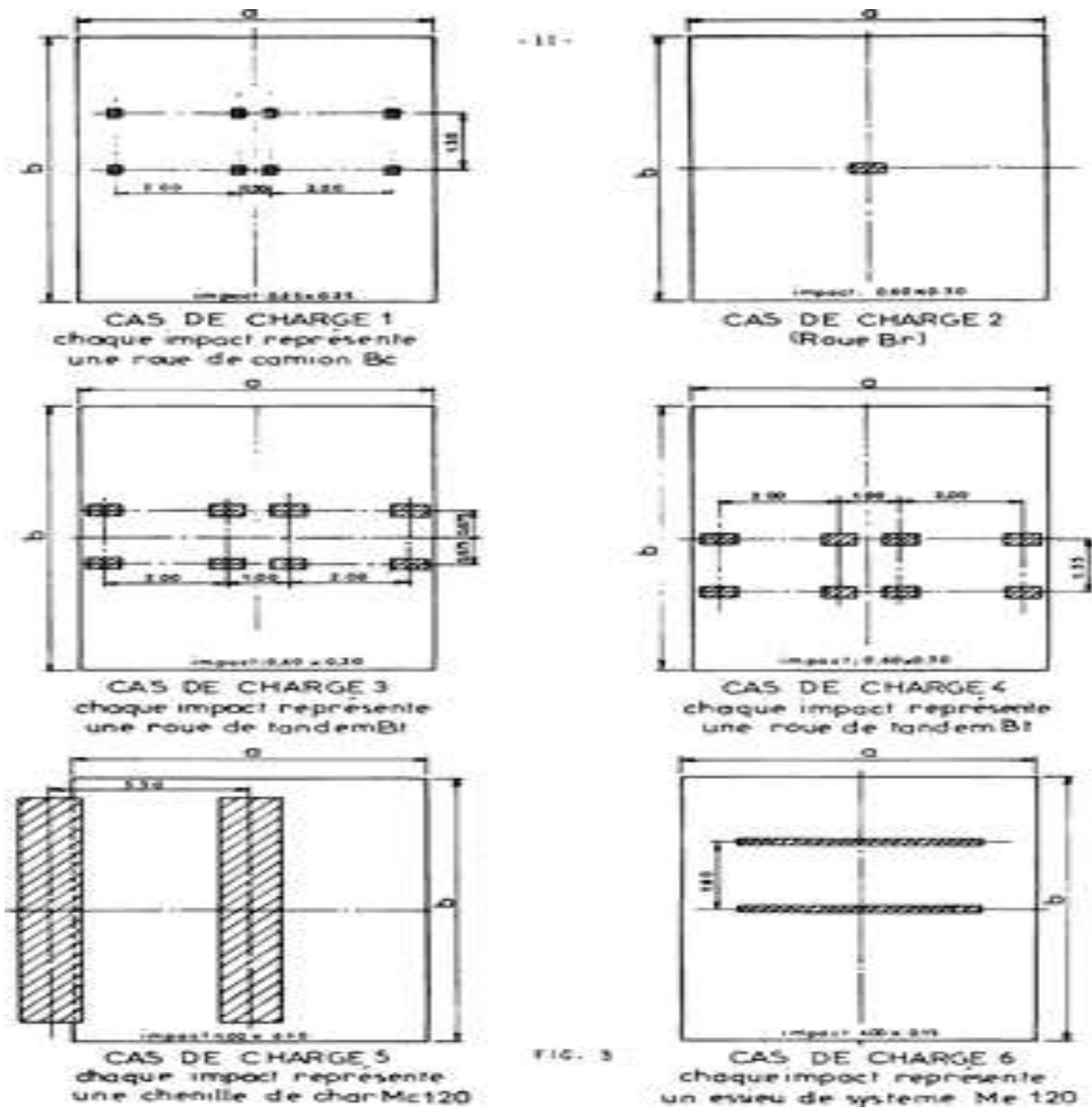


FIG. 3

Fig8.3 : Cas des charges

## HAUTEUR DE REPARTITION

$$E = \frac{3}{4} e + \frac{h}{2} \quad (\text{voir figure 2})$$

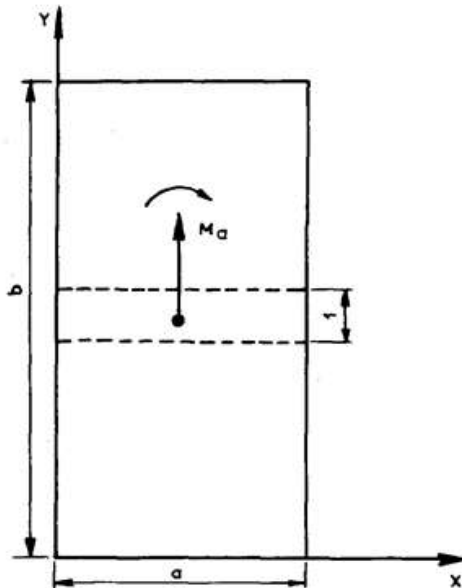


FIG:1

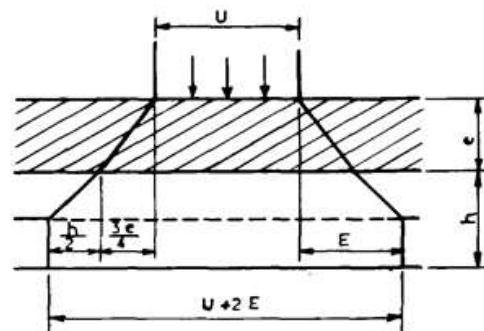


FIG:2

Fig8.4 : Hauteur de répartition

$$E = \frac{3}{4}(\text{épaisseur de la chaussée}) + \frac{1}{2}(\text{épaisseur de la dalle}) = 6 + 12.5 = 18.5 \text{ cm} = 0.185 \text{ m}$$

$$l_x = a = 1 - (2 \times 0.185) = 0.63 \text{ m}$$

$$l_y = b = 33.4 \text{ m}$$

**1-2-Charge permanente :**

$$\text{Poids propre des hourdis :} \quad 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{Poids propre de revêtement :} \quad 0.08 \times 2.3 = 0.184 \text{ tf/m}^2$$

$$\text{Poids total} = P \times l_x \times l_y = (0.625 + 0.184) \times 33.4 \times 0.63 = 17.02 \text{ tf}$$

**2-Moment due au poids propre :**

Le poids propre étant une charge uniformément répartie, on utilise les abaques de Pigeaud donnant les moments  $M_1$  et  $M_2$  en fonction de :

$$\rho = a / b \quad a < b$$

$$\rho' = b / a \quad a < b$$

$M_1$  : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée

$$l_x = a$$

$M_2$  : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande portée

$$l_y = b$$

Les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre de la dalle seront donc :

$$M_a = (M_1 + \gamma M_2) P$$

$$M_b = (M_2 + \gamma M_1) P$$

$\gamma$  : Coefficient de poisson, = 0.15 pour le béton armé

$$\rho = l_x / l_y = 0.63 / 33.4 = 0.0189 < 0.4$$

$$\rho' = l_y / l_x = 33.4 / 0.63 = 53.016$$

Donc le panneau travail dans un sens (celui de la portée)

### 2-1-Moment longitudinal $M_b$ :

$$\rho = 0.0189$$

$$M_1 = 0.004$$

$$\rho' = 53.016$$

$$M_2 = 0.000$$

$$M_b = (M_2 + 0.15M_1) \times P = (0.15 \times 0.004 + 0.00) \times 17.02 = 0.0102 \text{ tf.m/ml}$$

En travée :  $0.8M_b = 0.8 \times 0.0102 = 0.00816 \text{ tf.m/ml}$

Sur appui :  $M'_{br} = -0.5M_b = -0.5 \times 0.0102 = -0.0051 \text{ tf.m/ml}$

### 2-2-Moment transversal $M_a$ :

$$M_a = (M_1 + 0.15M_2) \times P = (0.004 + 0.15 \times 0.00) \times 17.02 = 0.0681 \text{ tf.m/ml}$$

En travée :  $M_{ar} = 0.8 M_a = 0.05448 \text{ tf.m/ml}$

Sur appui :  $M'_{ar} = -0.5M_b = -0.0341 \text{ tf.m/ml}$

### 3-Moment due à la surcharge $A(l)$ :

$$A(l)_{max} = 1.041 \times 33.4 \times 0.63 = 21.90 \text{ tf}$$

### 3-1-Moment longitudinal $M_b$ :

$$M_b = (M_2 + 0.15M_1) \times P = 0.15 \times 0.004 \times 21.90 = 0.01314 \text{ tf.m/ml}$$

En travée :  $M_{br} = 0.8 M_b = 0.01051 \text{ tf.m/ml}$

Sur appui :  $M'_{br} = -0.5 M_b = -0.00657 \text{ tf.m/ml}$

### 3-2-Moment transversal $M_a$ :

$$M_b = (M_1 + 0.15M_2) \times P = 0.004 \times 21.90 = 0.0876 \text{ tf.m/ml}$$

En travée :  $M_{ar} = 0.8 M_a = 0.0700 \text{ tf.m/ml}$

Sur appui :  $M'_{ar} = -0.5M_a = -0.0438 \text{ tf.m/ml}$

### 4-Moment due à la surcharge $B_c$ :

Calculons le coefficient de majoration dynamique  $\delta$  :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times l} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec :

$l$  : min [ sup ( entre axes des poutres de rive , largeur roulable ) , portée de la travée ]

$$l : \min [ \text{sup} ( 10.2 , 7 ) , 33.4 ] = 7 \text{ m}$$

$G$  : poids total d'une section de couverture sur une carrée de cotée  $l = 8 \text{ m}$

Poids propre de l'hourdis :  $0.25 \times (8)^2 \times 2.5 = 40 \text{ tf}$

Poids propre du revêtement:  $0.08 \times (8.00 \times 7) \times 2.3 = 10.304 \text{ tf}$

Poids propre de la superstructure:  $8.00 \times 2.063 = 16.504 \text{ tf}$

Poids total :  $G = 66.808$

Surcharge maximale :  $S = 2 \times 30 = 60 \text{ tf}$

$\delta = 1.26$

#### 4-1-Moment longitudinal :

Les abaques de pigeaud donnent les moments pour des valeurs de  $a \geq 2m$  et nous avons dans notre cas  $a = 0.63$  qui ne figure pas dans les abaques on prend  $a = 2m$

$b = \text{infini} (33.4m)$  ,  $a = 2m$  ,  $E = 0.185$

D'après l'abaque  $M_b = 1240 \text{ kg.m/ml}$

Le moment majoré est :  $M'_b = M_b \times b_c \times \delta \times 1.2 \times 0.8$

$M'_b = 1.240 \times 1.1 \times 1.26 \times 1.2 \times 0.8 = 1.6499 \text{ tf.m/ml}$

#### 4-2-Moment transversal :

$b = \text{infini} (33.4m)$  ,  $a = 2m$  ,  $E = 0.185$

D'après l'abaque  $M_a = 2480 \text{ kg.m/ml}$

$M'_a = 2.480 \times 1.1 \times 1.26 \times 1.2 \times 0.8 = 3.2998 \text{ t.m/ml}$

#### 5-Surcharge $B_r$ :

##### 5-1-Moment transversal :

$b = \text{infini} (33.4m)$  ,  $a = 2m$  ,  $E = 0.185$

D'après l'abaque  $n$   $M_b = 1120 \text{ kg.m/ml}$

$M'_b = 1.120 \times 1.1 \times 1.26 \times 1.2 \times 0.8 = 1.4902 \text{ t.m/ml}$

##### 5-2-Moment longitudinal :

$b = \text{infini} (33.4m)$  ,  $a = 2m$  ,  $E = 0.185$

D'après l'abaque  $M_a = 1250 \text{ kg.m/ml}$

$M'_a = 1.25 \times 1.1 \times 1.26 \times 1.2 \times 0.8 = 1.6632 \text{ t.m/ml}$

#### 6-Surcharge $M_{c120}$ :

Calculons le coefficient SMC :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 8.00} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{47.232}{110}} = 1.33$$

##### 6-1-Moment transversal :

$b = \text{infini} (33.4m)$  ,  $a = 2m$  ,  $E = 0.185$

D'après l'abaque  $M_a = 2760 \text{ kg.m/ml}$

$M'_a = 2.760 \times 1.1 \times 1.33 \times 0.8 = 3.2303 \text{ t.m/ml}$

##### 6-2-Moment longitudinal :

Le moment longitudinal est néant

**7-Surcharge du Convoie D<sub>240</sub> :**

On utilise les abaques de Pigeaud pour la surcharge uniformément répartie sur un rectangle concentrique  $U * V$  au milieu de la dalle :

$$U = a + 2 E = 0.630 + 2 \times 0.185 = 1 \text{ m}$$

$$V = b' + 2E = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m}$$

$$U/a = 1.5873 \quad , \quad V/a = 30.1111 \quad , \quad V/b = 0.5679$$

**7-1-Moment transversal :**

$$M_a = ( M_1 + 0.15 M_2 ) \times P$$

$M_1$  et  $M_2$  étant les moments unitaires pour une charge concentrée  $P = 1$  s'exerçant sur la surface réduit  $U \times V$ , on utilise les tables de Pigeaud pour avoir  $M_1$  et  $M_2$  (abaque N°61)

$$\text{On a : } \rho = 0.01893$$

On doit interpoler entre 0.0 et 0.2 :

$$\text{Pour } \rho = 0.0$$

$$V/a = 30.1111 \quad , \quad U/a = 1.5873$$

D'après les tables on aura :

$$M_1 = 0.04 \quad , \quad M_2 = 0.0009$$

$$\text{Pour } \rho = 0.4$$

$$V/a = 30.1111 \quad , \quad U/a = 1.5873$$

D'après les tables on aura :

$$M_1 = 0.03387 \quad , \quad M_2 = 0.00048$$

Donc on aura pour  $\rho = 0.02733$

$$M_1 = 0.0396 \quad , \quad M_2 = 0.000872$$

$$\text{Pour } \rho = 0.4$$

$$V/a = 29.4245 \quad , \quad U/a = 1.4976$$

$$P = ( 240 \times 0.63 ) / 3.2 = 47.250 \text{ tf}$$

$$M_a = ( M_1 + \gamma M_2 ) \times P = ( 0.0396 + 0.15 \times 0.000872 ) \times 47.250 = 1.8772 \text{ t.m/ml}$$

$$M'_a = 0.8 M_a = 1.5018 \text{ t.m/ml}$$

**7-2-Moment longitudinal :**

$$M_b = ( M_2 + \gamma M_1 ) \times P = ( 0.000872 + 0.15 \times 0.0396 ) \times 47.25 = 0.3218 \text{ t.m/ml}$$

$$M'_b = 0.8 M_b = 0.2574 \text{ t.m/ml}$$

**8-Moment de continuité sur appui :**

Pour déterminer les moments de continuité dans les dalles de couverture des pont à poutres sous chaussée ; on considère les cas de charges symétrique par rapport aux appuis de la dalle qui sont les poutres principales, les abaques utilisées dans les documents SETRA déterminant les moments fléchissant maximaux produits au milieu des côtés encastré de la dalle ; par les surcharges réglementaires (titre II CPC) en fonction de :

- l'épaisseur  $E$  ( $\frac{1}{2}$  épaisseur de la dalle +  $\frac{3}{4}$  épaisseur de la chaussée)
- du demi largeur 'A' de l'appui constitué par une poutre principale, 'A' est la demi-largeur de l'âme augmentée s'il y a lieu d'un gousset dessinée à  $45^\circ$
- des dimensions : a et b de la dalle

b est parallèle à l'axe de l'ouvrage , et a perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage .

**Moment de continuité sur poutre  $M_{cp}$  :**

On note pour un pont de 1<sup>ère</sup> classe, les cas de charge les plus défavorable sont les systèmes  $B_c$  et  $M_{c120}$

**8-1-Système  $B_c$  :**

$$b = \text{infini (33.4m)} \quad , a = 2m \quad , E = 0.185 \quad A = 12.5+15 = 27.5\text{cm}$$

$$D'après l'abaque N°15 \quad M_{cp} = 1480 \text{ kg.m/ml}$$

$$M'_{cp} = 1.480 \times 1.1 \times 1.26 \times 1.2 = \mathbf{2.4615} \text{ t.m/ml}$$

**8-2-Système  $M_{c120}$  :**

$$b = \text{infini (33.4m)} \quad , a = 2m \quad , E = 0.185 \quad A = 12.5+15 = 27.5\text{cm}$$

$$D'après l'abaque N°24 \quad M_{cp} = 1740 \text{ kg.m/ml}$$

$$M'_{cp} = 1.740 \times 1.33 = 2.3142 \text{ t.m/ml}$$

**9-Récapitulation des moments à prendre en compte pour ferrailer l'hourdis :****Flexion générale :**

$$\text{Moment en travée} \quad M_{>0} = 6.1847 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui} \quad M_{<0} = 0.9333 \text{ t.m}$$

**Flexion localisée :****Charges permanentes :****Moment transversal :**

$$\text{Moment en travée} \quad M_1 = 0.05448 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui} \quad M_2 = -0.0341 \text{ t.m}$$

**Moment longitudinal :**

$$\text{Moment en travée} \quad M_1 = 0.00816 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui} \quad M_2 = -0.0051 \text{ t.m}$$

**Surcharges :****Moment transversal :**

$$\text{Moment en travée} \quad M = 3.2303 \text{ t.m}$$

**Moment longitudinal :**

$$\text{Moment en travée} \quad M = 1.6632 \text{ t.m}$$

**Moment de continuité :**

$$\text{Moment de continuité} \quad M_{cp} = \mathbf{2.4615} \text{ 96 t.m}$$

**Moments maximums :****Transversalement :**

$$\text{Moment en travée} \quad M_{max} = 6.1847 + 0.05448 + 3.2303 = 9.4721 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui} \quad M_{max} = 0.9333 + 0.0341 + 2.5696 = 3.5369 \text{ t.m}$$

**Longitudinalement :**

$$\text{Moment en travée} \quad M_{max} = 0.00816 + 1.6632 = 1.6713 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment sur appui} \quad M_{max} = 0.0051 \text{ t.m}$$

**10- Etude de l'effort tranchant :****Charge total P uniformément répartie sur toute la surface de la dalle :****Poids propre :**

Nous calculons les efforts tranchant en employant le formule approchée donnée par Pigeaud :

$$P = 0.63 \times 33.4 \times (0.25 \times 2.5 + 0.08 \times 2.3) = 17.02 \text{ tf}$$

L'effort tranchant par unité de longueur est :

$$\text{Au milieu de la petite côte 'a'} : T_a = P/3b = 17.02 / 100.2 = 0.1698 \text{ t/ml}$$

$$\text{Au milieu de la grande côte 'a'} : T_b = P/2b + a = 17.02 / 66.8 + 0.63 = 0.8847 \text{ t/ml}$$

**10-1-Effort tranchant due aux surcharges :**Vue l'effet important qu'ont remarqué pour le surcharges du type B<sub>r</sub> on fait aussi l'étude pour cettecas de charge :**10-2-Effet du système M<sub>c120</sub> :**

$$P = 110 \text{ t}$$

$$\text{Impact réel : } u \times v = (1.00 \times 6.10) = 6.1000 \text{ m}^2$$

$$\text{Impact diffusée : } U \times V = (1.37 \times 6.47) = 8.8639 \text{ m}^2$$

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

$$T_U = (P/2) / (3 \times V) = P / (6 \times V) = 2.8335 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

$$T_V = (P/2) / (2V + U) = P / (4 \times V + 2 \times U) = 3.8434 \text{ t/ml}$$

**10-3-Effet du convoie D<sub>240</sub> :**

$$\text{Impact réel : } u \times v = (0.63 \times 18.6) = 11.718 \text{ m}^2$$

$$\text{Impact diffusée : } U \times V = (1 \times 18.97) = 18.97 \text{ m}^2$$

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

$$T_U = (P \times u / 3.2) / (3 \times V) = P \times u / (9.6 \times V) = 0.8302 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

$$T_V = (P \times u / 3.2) / (2 \times V + U) = 1.2134 \text{ t/ml}$$

**10-4-Effet des surcharges A(l):**

$$A(l) = 1.041 \text{ t/m}^2$$

$$P = 1.041 \times 33.4 \times 0.63 = 21.90 \text{ t}$$

Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

$$T_b = P / (3 \times b) = 21.90 / 100.2 = 0.2185 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :

$$T_V = P / (2b + a) = 21.90 / (66.8 + 0.63) = 0.3247 \text{ t/ml}$$

**10-5-surcharge de type B<sub>r</sub> :**

$$P = 10 \text{ t}$$

$$\text{Impact réel : } u \times v = (0.30 \times 0.60) = 0.1800 \text{ m}^2$$

*Impact diffusée :*

$$U \times V = (0.37 \times 0.97) = 0.3589 \text{ m}^2$$

*Donc l'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petit côté est :*

$$T_U = P / (3 \times V) = 3.4364 \text{ t/ml}$$

*L'effort tranchant par unité de longueur au milieu du petite côté est :*

$$T_V = P / (2V + U) = 4.3290 \text{ t/ml}$$

**Nota :**

*Les surcharges A (l) seront pondérées et en plus  $M_{c120}$  sera majoré par le coefficient  $\delta$  mais pas de pondération pour les surcharges  $D_{240}$  d'ou les pondérations suivantes :*

**11-1-Surcharge  $M_{c120}$  :**

$$T_u = T \times \delta_{mc120} = 2.8335 \times 1.33 = 3.7685 \text{ t}$$

$$T_v = T \times \delta_{mc120} = 3.8434 \times 1.33 = 5.1117 \text{ t}$$

**11-2-Surcharge  $B_r$  :**

$$T_u = T \times 1.26 \times 1.2 = 3.4364 \times 1.26 \times 1.2 = 5.1958 \text{ t}$$

$$T_v = T \times 1.26 \times 1.2 = 4.3290 \times 1.26 \times 1.2 = 6.5454 \text{ t}$$

**11-3-Surcharge A(l) :**

$$T_u = T \times 1 \times 1 \times 1.2 = 0.2185 \times 1.2 = 0.2622 \text{ t}$$

$$T_v = T \times 1 \times 1 \times 1.2 = 0.3247 \times 1.2 = 0.3896 \text{ t}$$

*On remarque que la surcharge  $B_r$  un effet très important sur la dalle donc la combinaison à faire pour avoir le  $T_{max}$  est  $T_G + 1.2 T_P$*

**12-Effort tranchant due à  $G+1.2P$  :**

*Transversalement :*

$$T_a = 0.1698 + 1.2 \times 5.1958 = 6.4047 \text{ t}$$

*Longitudinalement :*

$$T_b = 0.8847 + 1.2 \times 6.5454 = 8.7391 \text{ t}$$

**13-Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = T / (b \times z) \leq 1.15 \bar{\sigma}_b = \bar{\tau}_b$$

*Avec :*

$\tau_b$  : contrainte de cisaillement dans l'hourdis

$\bar{\tau}_b$  : contrainte admissible du béton

$t$  : 8.7391 t

$b$  : 100 cm

$$Z = (7/8) \times h = (7/8) \times 25 = 21.87 \text{ cm}$$

*D'où :*

$$\tau_b = \frac{8.7391 \times 10^3}{100 \times 21.87} = 3.99 \text{ kg/cm}^2 < 8.17 = \bar{\tau}_b \quad \text{condition vérifiée}$$

**14- Ferrailage du hourdis :**

**14-1- Transversalement :**

$\mu$  : Coefficient de frottement de remplissage.

$M_u$  : moment à l'état limite ultime.

$\sigma_{bc}$  : contrainte de compression du béton .

$\gamma_b$  : 1.15

$D_{240}$  combinaisons sont rares

**14-1-1-En travée :**

$$M_{cp} = 0.05448 t.m$$

$$M_{CD} = 6.1847 + 3.2303 = 9.415 t.m/ml$$

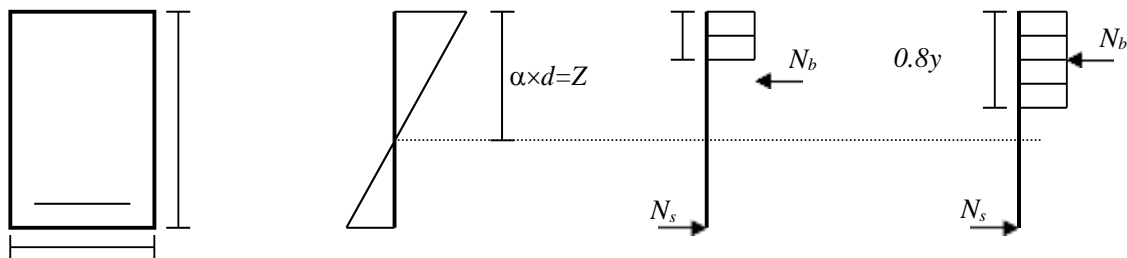
$$M_u = 1.35 \times 0.05448 + 1.35 \times 9.415 = 12.7837 t.m/ml$$

$$f_{bu} = 19.38$$

$$\mu = \frac{12.7837 \times 10^{-2}}{1 \times 0.225^2 \times 19.38} = 0.1302 \quad \mu < 0.186$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1302}}{0.8} = 0.175$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.175) = 0.2093 m$$



$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.7837 \times 10^{-2}}{0.2093 \times 500 / 1.15} = 14.04 cm^2 \text{ On prend } 8\varnothing 16 = 16.08 cm^2$$

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier constituant les armatures transversales = 500 MPa

**14-1-2-Sur appui :**

$$M_{cp} = -0.0341 t.m/ml$$

$$M_{CD} = -0.9333 - 2.4615 = -3.3948 t.m/ml$$

$$M_u = 1.35 (-0.9673 - 3.5029) = -6.0347 t.m/ml$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.0347 \times 10^{-2}}{1 \times 0.225^2 \times 19.38} = 0.06150 \quad \mu < \mu_c$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06150}] = 0.0794$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.0794) = 0.2179 m$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.0347 \times 10^{-2}}{0.2179 \times 500} = 6.3698 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5\emptyset 14 \text{ ----- } 7.7 \text{ cm}^2$$

**14-2-Longitudinalement :**

**14-2-1-En travée :**

$$M_{cp} = 0.00816 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{CD} = 1.6632 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 1.35 (0.00816 + 1.6632) = 2.2563 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.2563 \times 10^{-2}}{1 \times 0.225^2 \times 19.38} = 0.02299$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}] = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02584}] = 0.0291$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.0291) = 0.2224 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.2563 \times 10^{-2}}{0.2224 \times 500 / 1.15} = 2.33 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4\emptyset 10 \quad \text{soit } 3.14 \text{ cm}^2$$

**14-2-2-Sur appui :**

$$M_{cp} = 0.9333 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{CD} = 0.0051 \text{ t.m/ml}$$

$$M_u = 1.35 (0.9333 + 0.0051) = 1.2668 \text{ t.m/ml}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.2668 \times 10^{-2}}{1 \times 0.225^2 \times 19.38} = 0.0129$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}] = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0129}] = 0.0162$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.225 \times (1 - 0.4 \times 0.0162) = 0.2235 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.2668 \times 0.01}{0.2235 \times 500 / 1.15} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Comme les sections calculées longitudinalement (en travée  $A_t = 2.33 \text{ cm}^2$  sur appui  $A_t = 1.30 \text{ cm}^2$ ) sont négligeables, donc on fait ferrailage constructif c'est pour cela nous avons calculé des sections qui satisfait la condition de non fragilité du béton qui est donnée par B.A.E.L 91 .

**Condition de non fragilité :**

$$\rho = (A_t / bd) \geq 0.23 (f_{ij} / f_e)$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 1 \times 0.225 \times 2.7 / 500 = 2.79 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

On prend  $4\emptyset 10$  soit  $A_{s \min} = 3.14 \text{ cm}^2$

***CHAPITRE IX:***  
***Modélisation du tableau***

**IX. Introduction :**

*La modélisation a pour objectif d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.*

*La mécanique des milieux continus (MMC) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu (continuité du milieu et de ses évolutions) et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.*

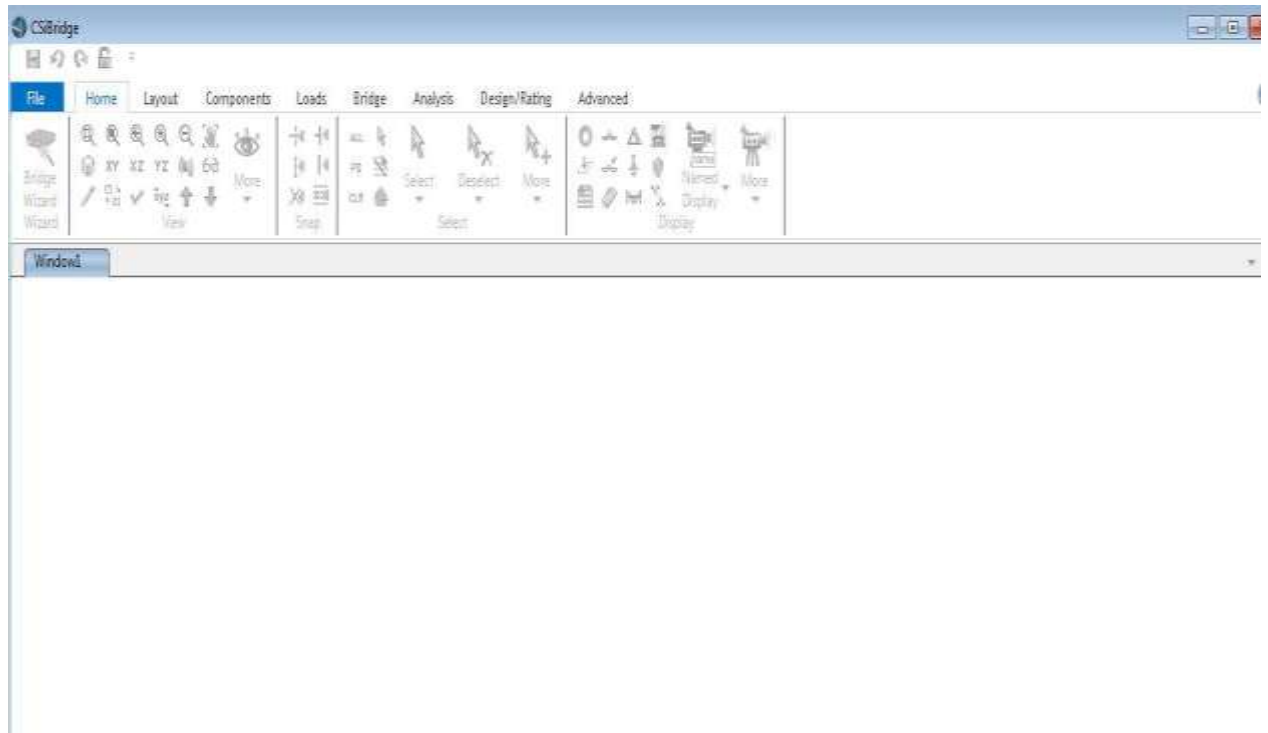
**IX.1. Présentation de logiciel CSiBridge20**

*CSiBridge20 est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Éléments axisymétriques, Éléments Volumiques.*

*CSiBridge20 permet de roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques). Le convoi est un ensemble de forces de directions, valeurs et positions données. Pour chaque pas, le convoi est déplacé d'une position vers la suivante. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).*

*CSiBridge20 peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles).*

-Fenetre d'ouverture du logiciel



Ce logiciel comprend 09 fenêtres :

- File.....Fichier
- Home.....Menu principale
- layout.....Lignes
- Components.....Compositions
- Loads.....Forces
- Bridge.....Pont
- Analysis.....Analyse
- Design/Rating.....Dessin
- advanced.....Paramètres avancées

### IX.2. . Modélisation :

Étant donné que l'ouvrage isostatique a une seule travée indépendante, on étudiera une seule travée de longueur de 32.4 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.

#### IX.2.1. Les étapes de modélisation :

Les étapes de modélisation sont :

a-entrée des dimensions global du pont(longueur ,largeur, Nombre des voies, largeur des voies.

b- entrée des données des matériaux.

c- entrée des données de la section de la poutre et les autres éléments du pont (culé, chevette, pille, appareils d'appuis, fondations...)

d- entrée des types de surcharges et combinaisons des charges.

e-assemblage des données et analyse

f-exploitation des données et Résultats.

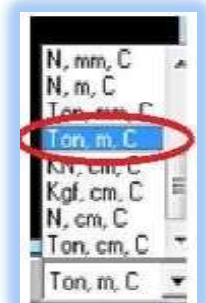
#### IX.2.2. Modélisation de la poutre :

Les poutres constituant le tablier sont modélisées de la manière suivante :

##### a. choix de l'unité :

Il y a lieu de choisir unité avant d'entamer une session

CSiBridge20,adoptons le Ton-m-c (tonne-mètre-Celsius)

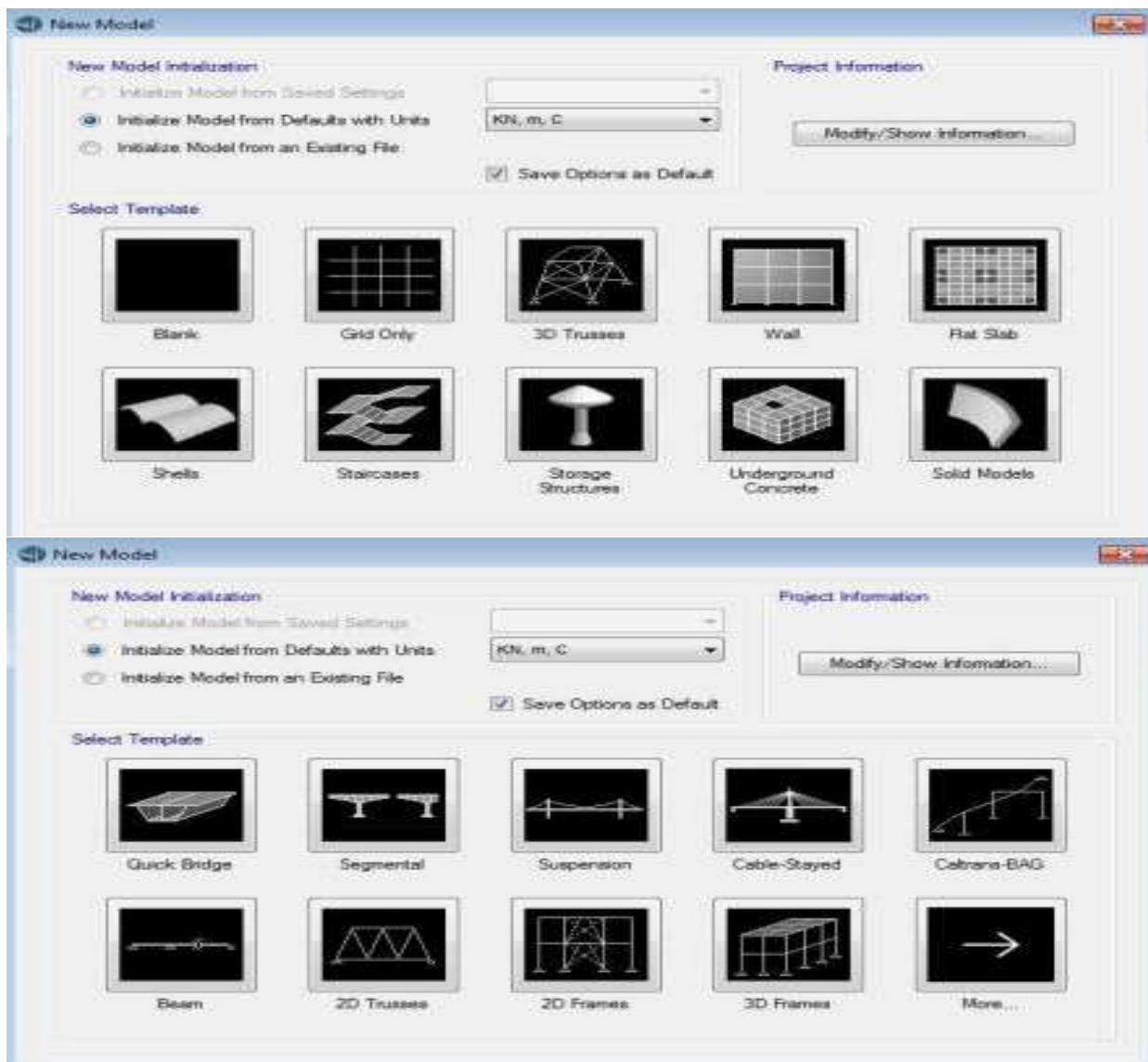


##### b. création de la structure :

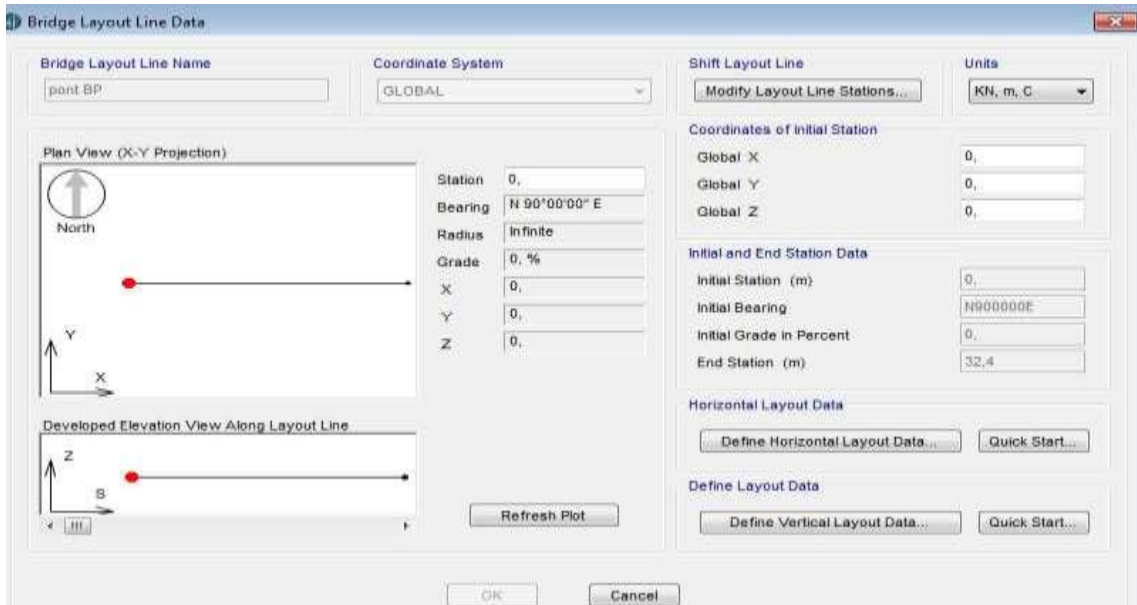
Importation d'un modèle à partir de la bibliothèque de

CSiBridge20, le menuFILE/NEWMODEL, la boite suivante s'affiche

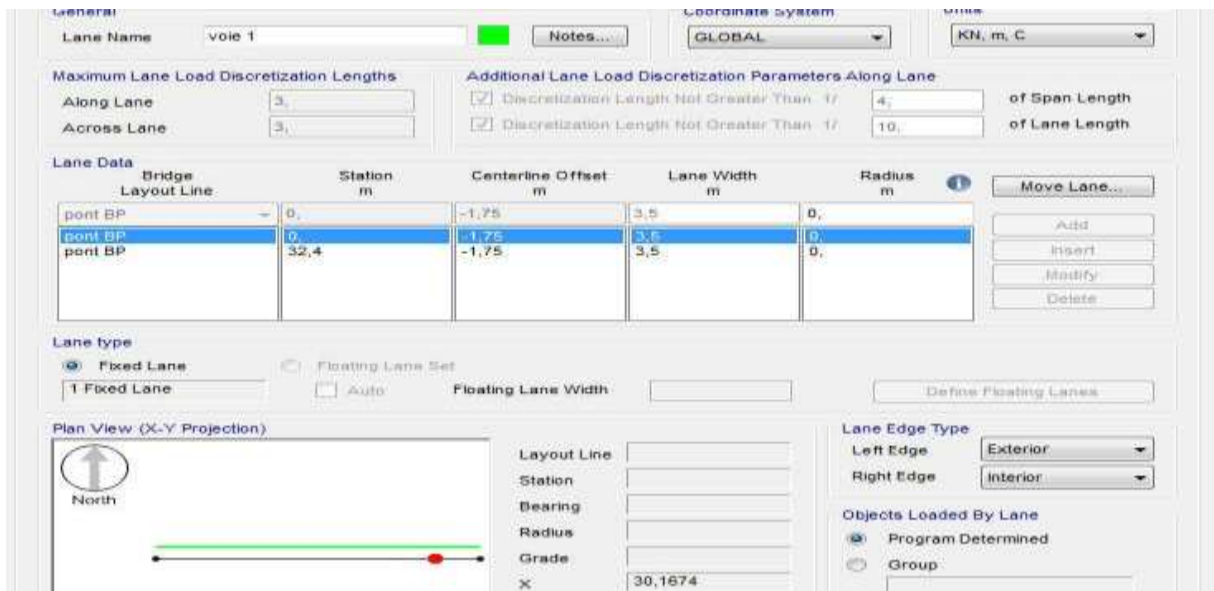
on choisi **More** en suite **Blank**:



On cliquant par le bouton droit de La souris s'affiche une fenêtre **Layout** on fait entrer la longueur (**layout Line**) du travée 32.4 m .



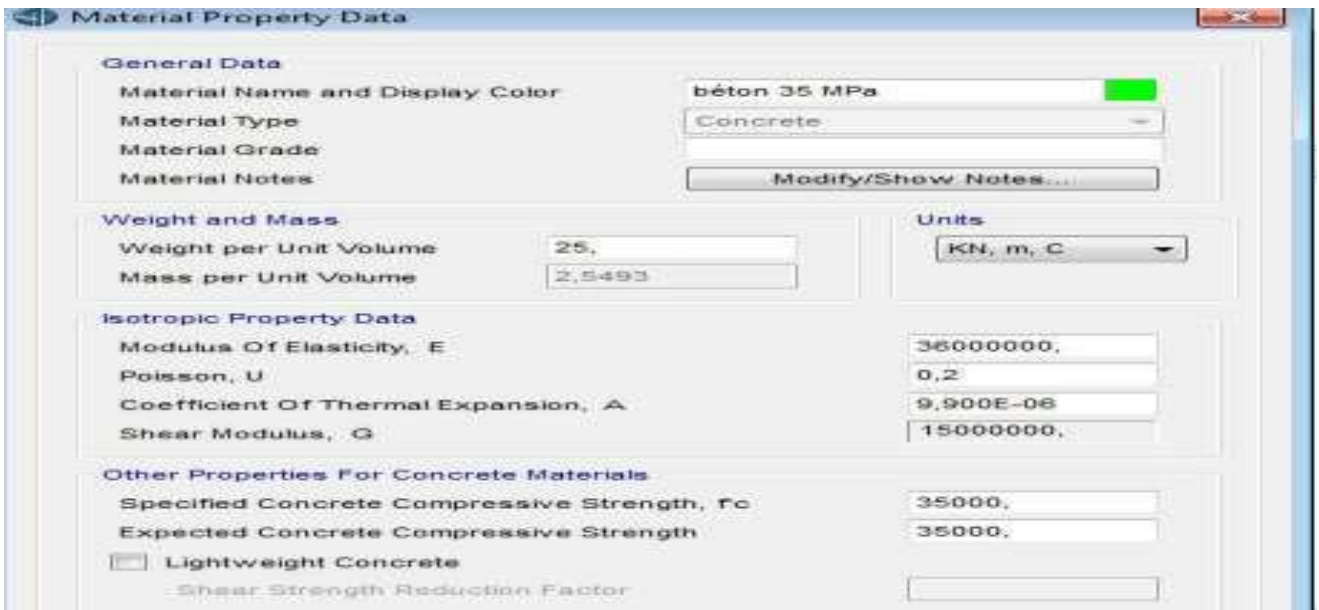
Ensuite on fait entrer les largeurs et le nombre des voies (**layout-Lane**)



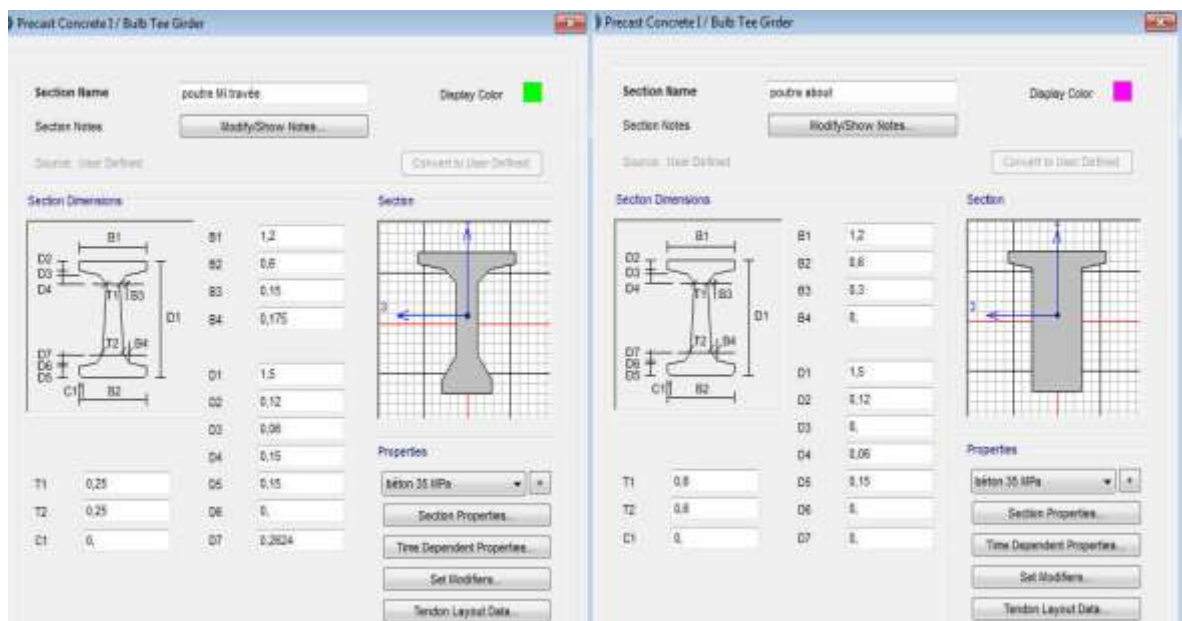
*c. Choix du matériau : fenêtre Component*

*Définie-----Matériel property Data*

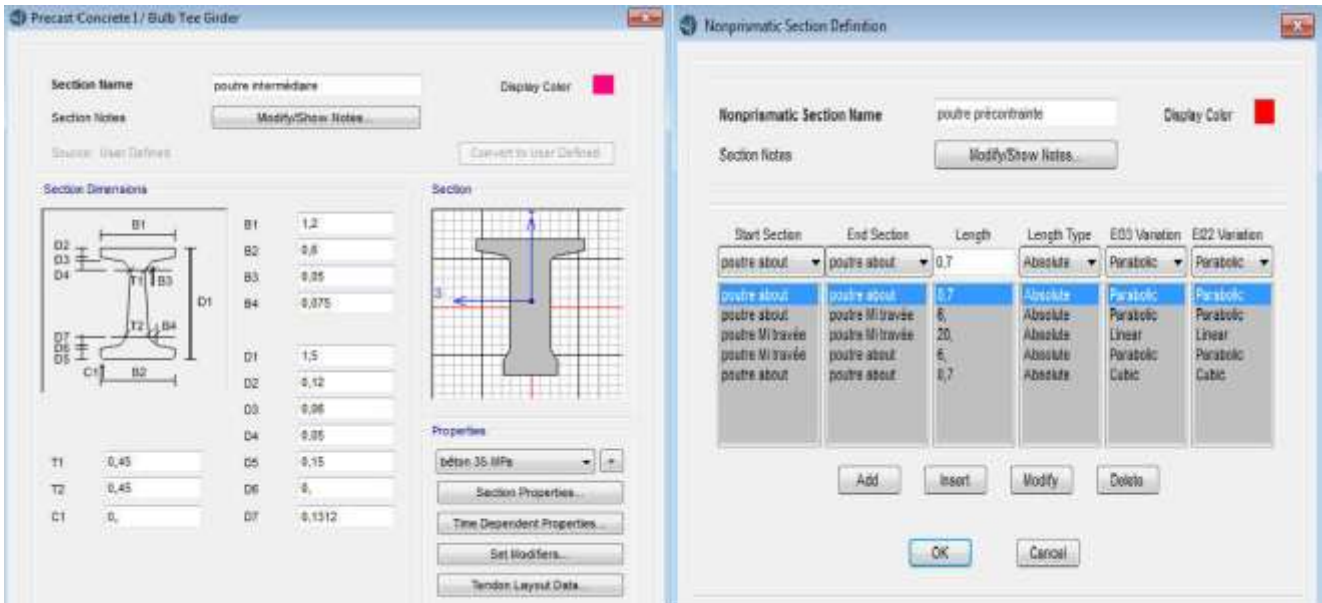
*Béton 35 ou 27 Mpa*



*d. Modélisation de la poutre :*

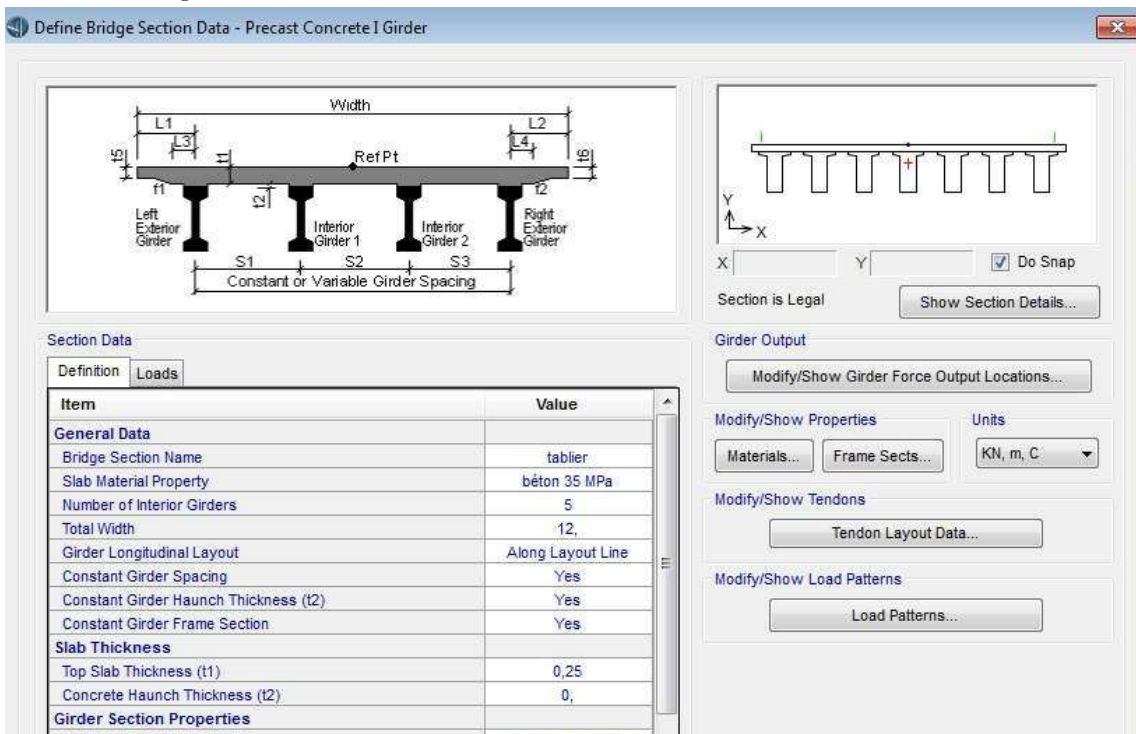


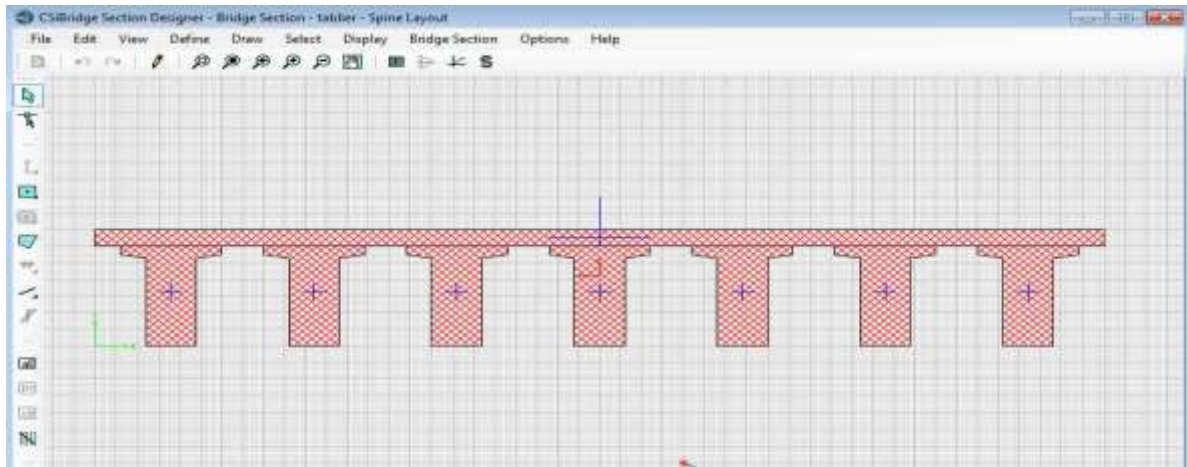
e. *farne property.....poutre à mi- travée ;About-Intermédiaire-poutre précontrainte*



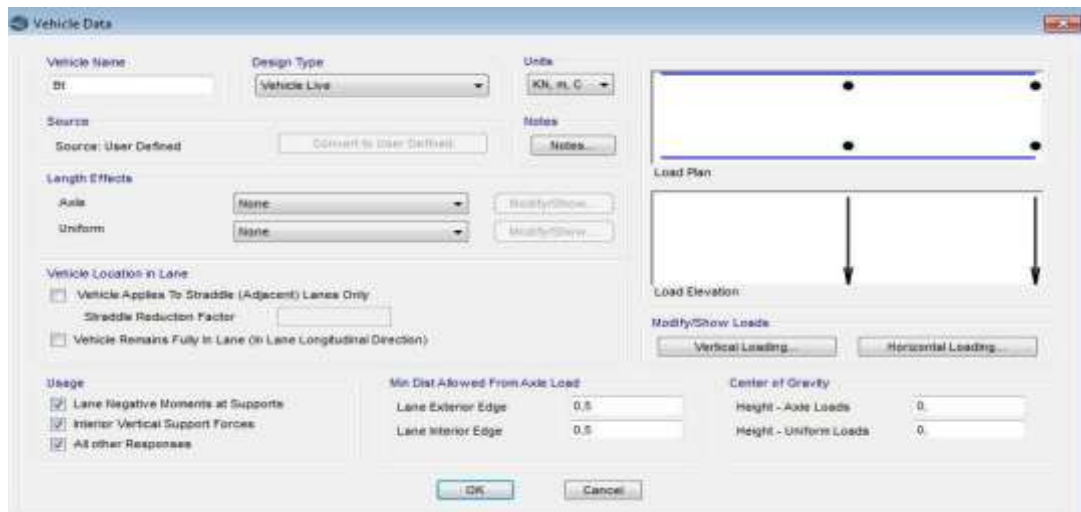
f. *Modélisation du tablier :*

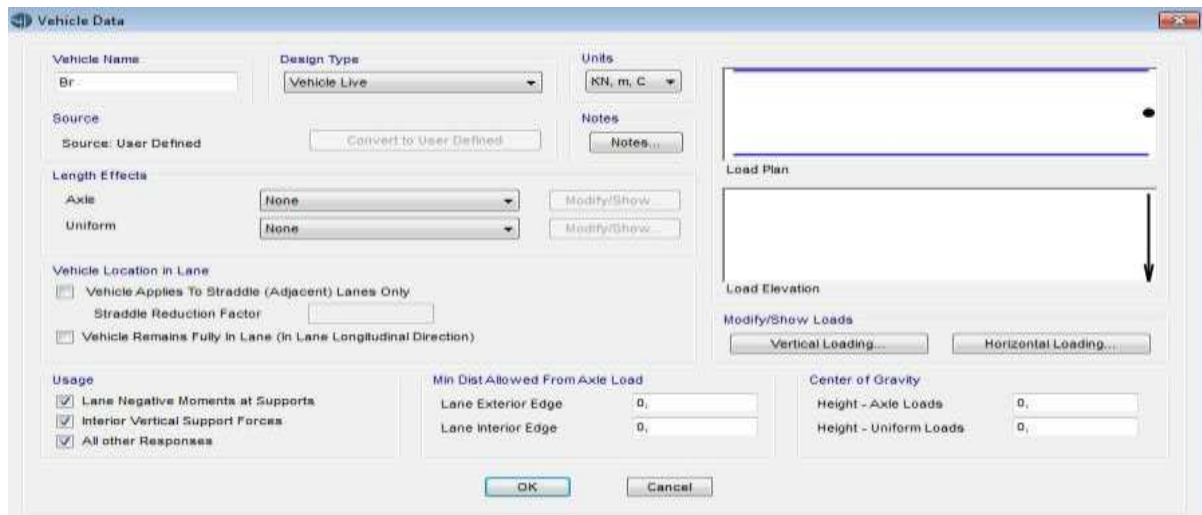
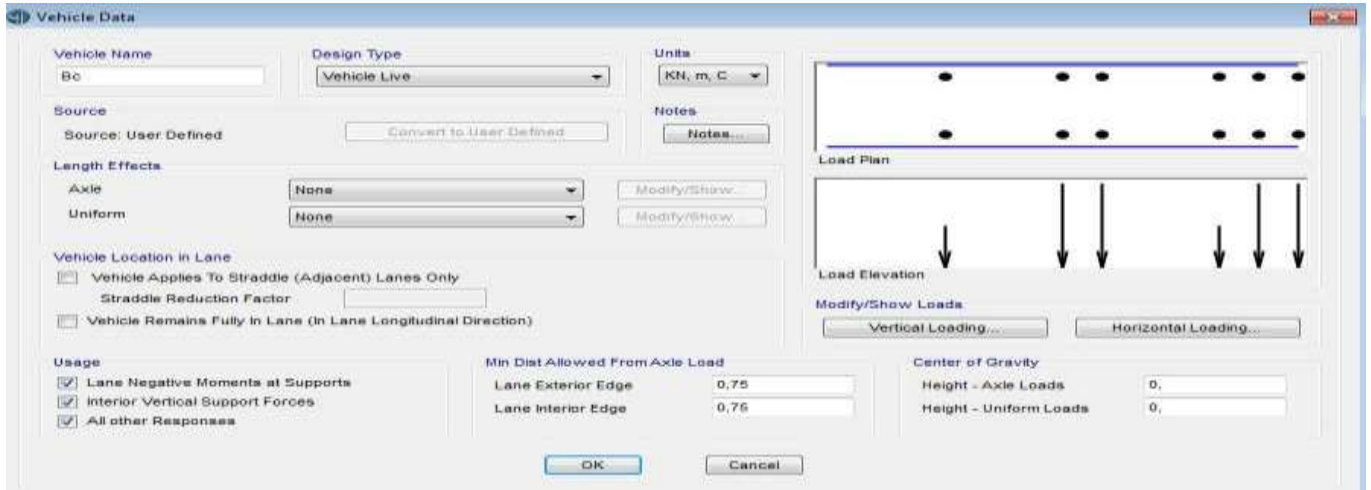
*Define* → nombre de poutre-largeur du tablier-distance entre axe des poutres + épaisseur de la dalle et revêtement

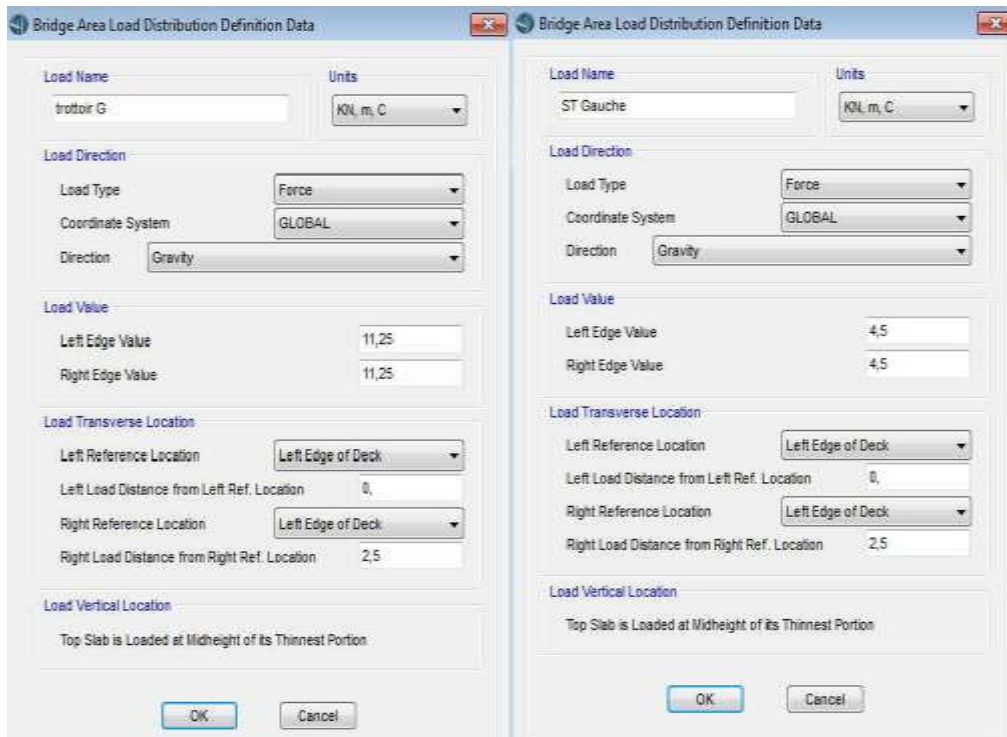
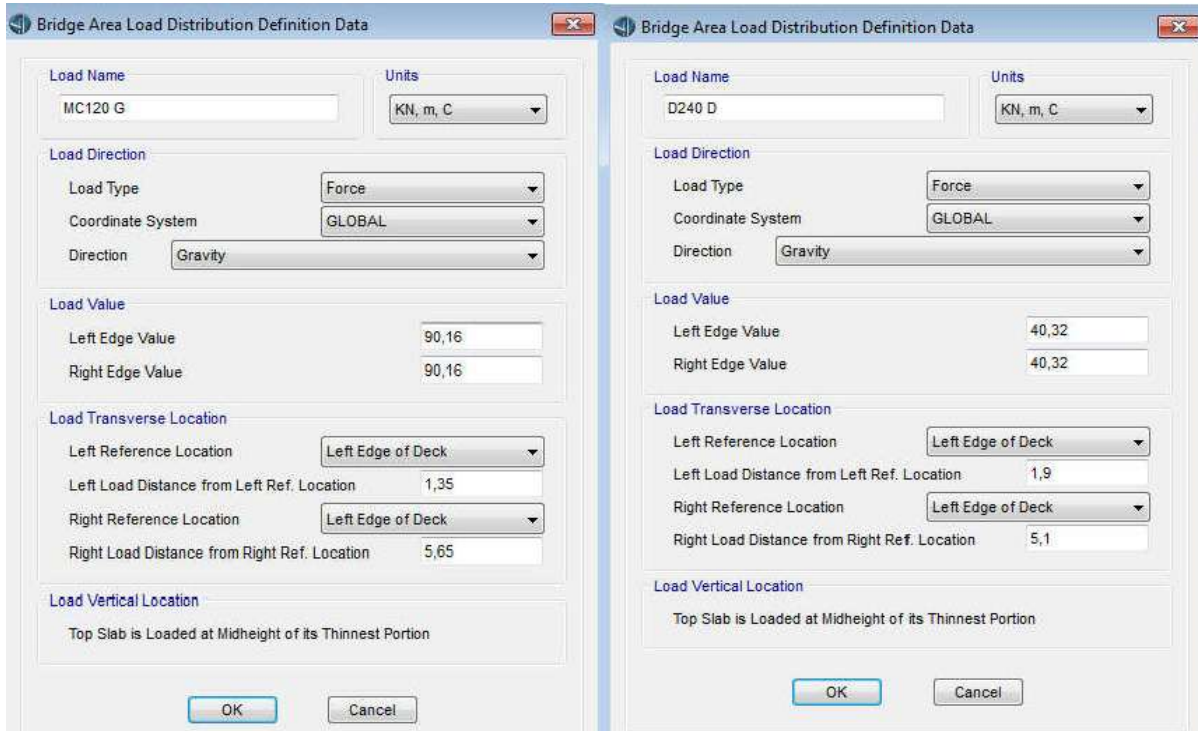




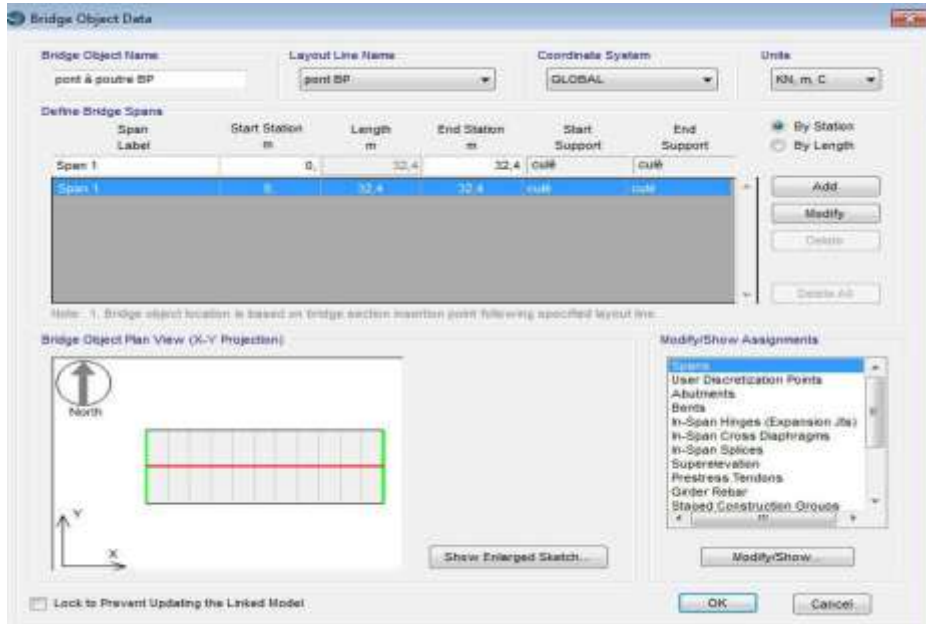
*Choix type des surcharges Bc , Bt, Br A(L), MC120 , D240 Trottoirs et Surcharge trottoirs: fenêtre Loads surcharge live +surcharge de surface(aera load)*







*e-fenêtre Bridge -----choix des travées dans notre cas une seule travée de 32.4 m*



*g-Fenêtre Design Rating ..... Combinaison des charges (ELS-ELU)*



## **Conclusion Générale:**

*Dans ce mémoire nous avons fait la conception et l'étude d'un pont à poutre en béton précontraint par post tension. Le choix de type d'ouvrage a été basé essentiellement sur des critères esthétiques et d'exécution entre les deux variantes proposées à savoir, pont en béton précontraint et pont en béton armé. Les différents autres types de pont ont été écartés préalablement vue aux contraintes rencontrés et l'impossibilité de réalisation et d'implantation. Le pré dimensionnement des éléments du tablier a été basé sur le document (S.E.T.R.A).*

*L'étude du tablier a été faite par la méthode Guyon -Massonnet et numérique (CSI-BRIDGE), le calcul nous a permis de déterminer la poutre la plus sollicitée. Toute les vérifications ont été effectuées pour l'étude de la précontrainte des torons utilisés pour chaque poutre. La dalle a été ferraillée en flexion simple en supposant les deux moments (transversal et longitudinal).*

*La méthode de la méthode Guyon -Massonnet reste utilisée pour le calcul et la répartition des efforts transversale ,cette méthode on peut remplacer par des logiciels qui utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Éléments axisymétriques, Éléments Volumiques.*

*Cette démarche de modélisation par la méthode des éléments finis (MEF) met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur :*

*La mécanique des milieux continus, la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.*

*La mécanique des milieux continus (MMC) apporte un cadre mathématique et physique en assimilant la matière à un milieu continu (continuité du milieu et de ses évolutions) et en permettant la définition des notions de déformation, de contrainte et de loi de comportement.*

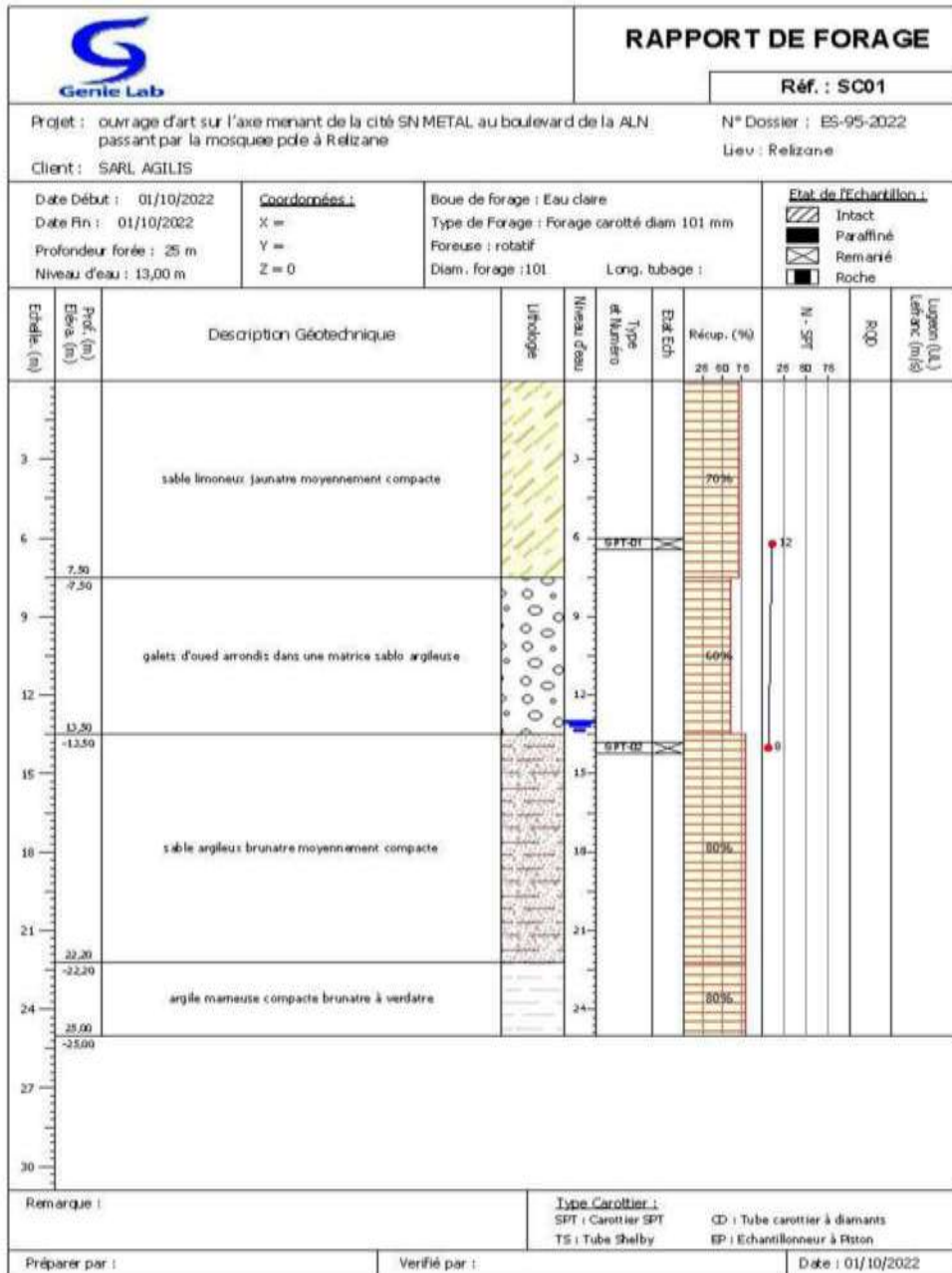
*Pour l'utilisation des logiciels l'étudiant soit prudent, car ces logiciels doivent être adaptés pour les règlements algériens à savoir le règlement RPOA .*

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

- [1]. *BPEL 91 révisé 99: règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites (fascicules 62, titre 1er, section ii du CCTG) (cahiers CSTB 2578 et 3193). avril 1992.*
- [2]. *BAEL 91 modifié 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites révisées 99.*
- [3]. *guide de conception & d'application du règlement RPOA 2008. Ministère des travaux publics. mars 2008.*
- [4]. *Règlement parasismique des ouvrages d'art. Ministère des travaux publics. mars 2008.*
- [5]. *Ponts à poutres préfabriquées précontrainte par post-tension (VIPP), guide de conception. Service d'études techniques des routes et autoroutes (S.E.T.R.A). février 1996.*
- [6]. *Fascicule 62 titre ii, section ii : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites -BPEL 91 révisé 99 - avril 1999 – ministère de l'équipement, des transports et du logement. Thenoz -mai 1972)*
- [8]. *normes S.E.T.R.A « guide de conception des ponts à poutres préfabriquées en précontraintes par post-tension (septembre 1996)*
- [9]. *Robert Chaussin « béton précontraint » -« édition technique de l'ingénieur 2006-france »*
- [10]. *rapport étude S.A.R.L Agilis étude réalisation 2023*
- [11]. *rapport géotechnique de laboratoire génie labo octobre 2022*
- [12]. *Cours de RDM ,ponts béton armé et béton précontraint 3<sup>ème</sup> licence, 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> master en travaux public,*
- [13]. *Jean Armand Calgario –généralité, fondations appuis ouvrages courants – édition : presses école pont chaussée 2000-france*
- [14]. *Guy Graffesat –conception -Edition -Eyrolles-1978-France*

# ANNEXES

## FICHES DU RAPPORT GEOTECHNIQUE



. Rapport de forage SC01

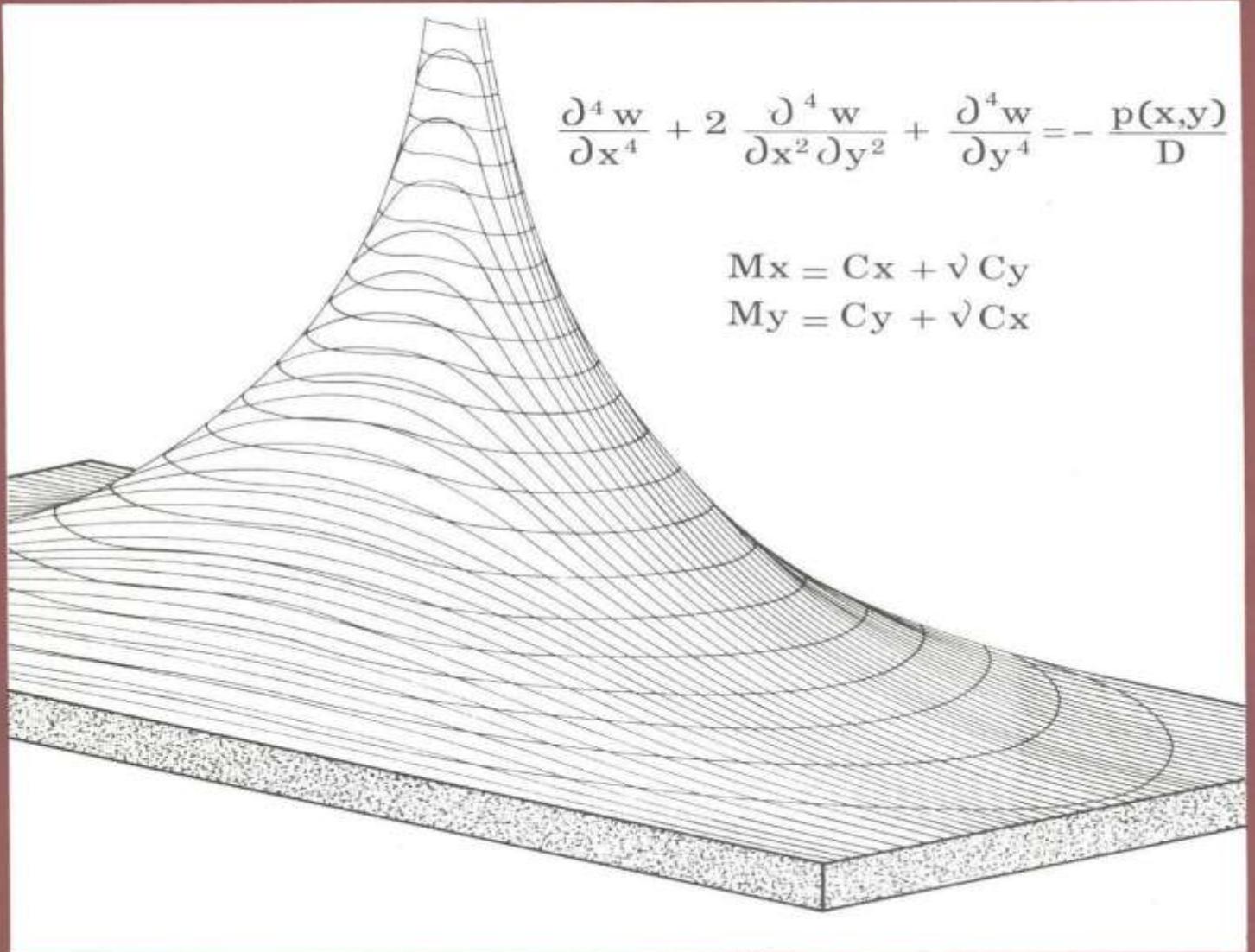


Nature du sol selon le profondeur

# calculs de hourdis de ponts

**SETRA**  
DIVISIONS  
DES  
OUVRAGES D'ART

Bulletin technique n° 1



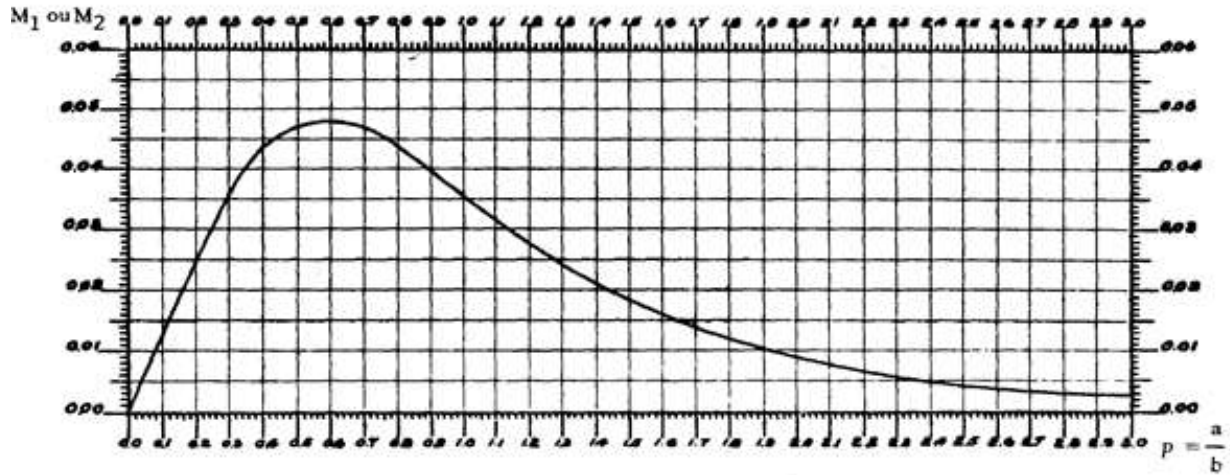
$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = - \frac{p(x,y)}{D}$$

$$M_x = C_x + \nu C_y$$

$$M_y = C_y + \nu C_x$$

ABAQUE N° - 61 -

MOMENT FLECHISSANT AU CENTRE D'UNE DALLE RECTANGULAIRE  
SIMPLEMENT APPUYEE SUR SES QUATRE COTES SOUS L'EFFET D'UNE CHARGE TOTALE  
P = 1 UNIFORMEMENT REPARTIE



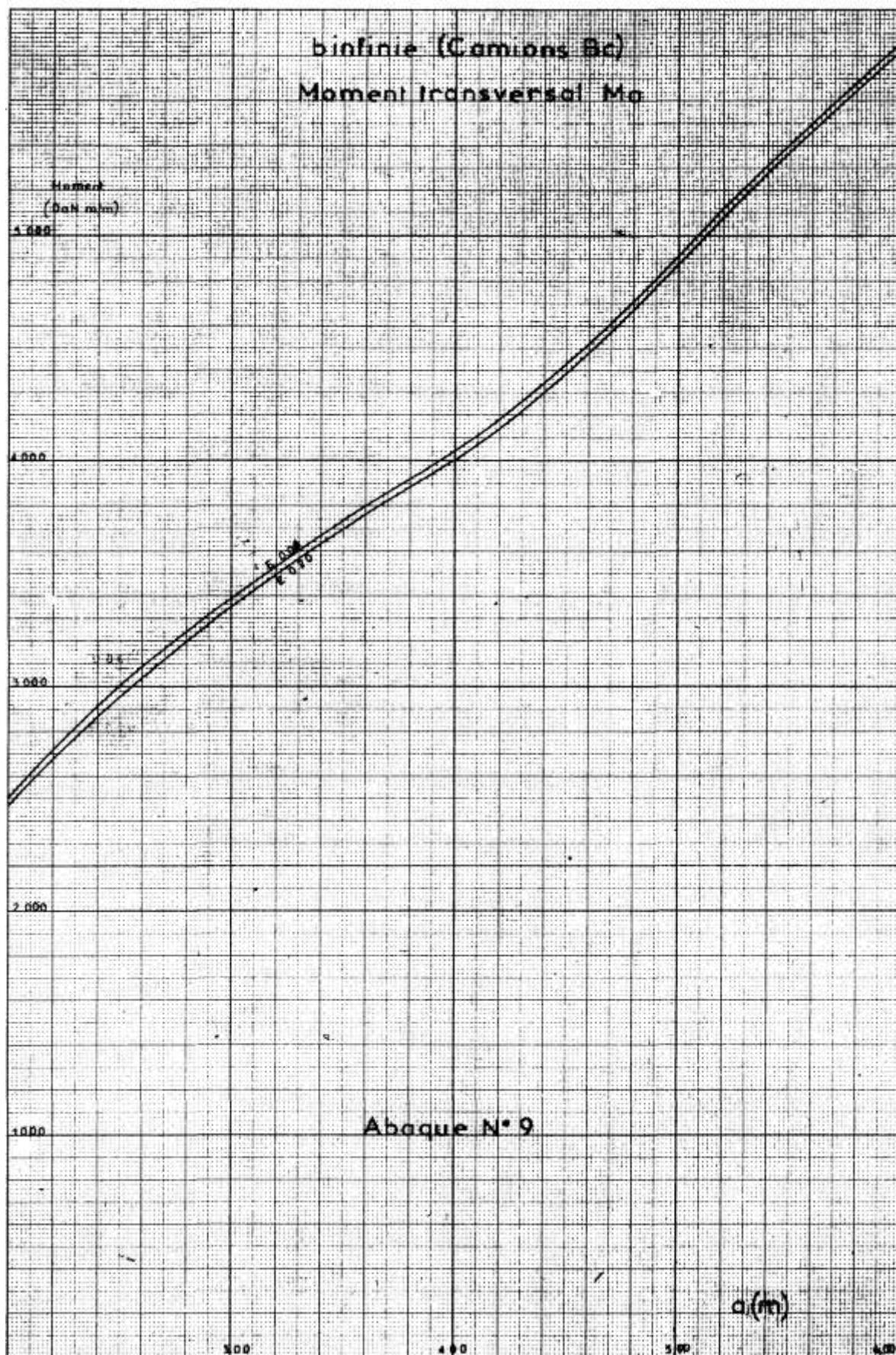
L'abaque ci-dessus (Pigeaud) donne la fonction  $M_1$  obtenue avec l'argument  $\rho = \frac{a}{b}$  ( $a < b$ )  
et la fonction  $M_2$  obtenue avec l'argument inverse  $\rho' = \frac{1}{\rho} = \frac{b}{a}$

On en déduit les valeurs des moments fléchissants unitaires au centre. Avec les mêmes notations que ci-dessus :

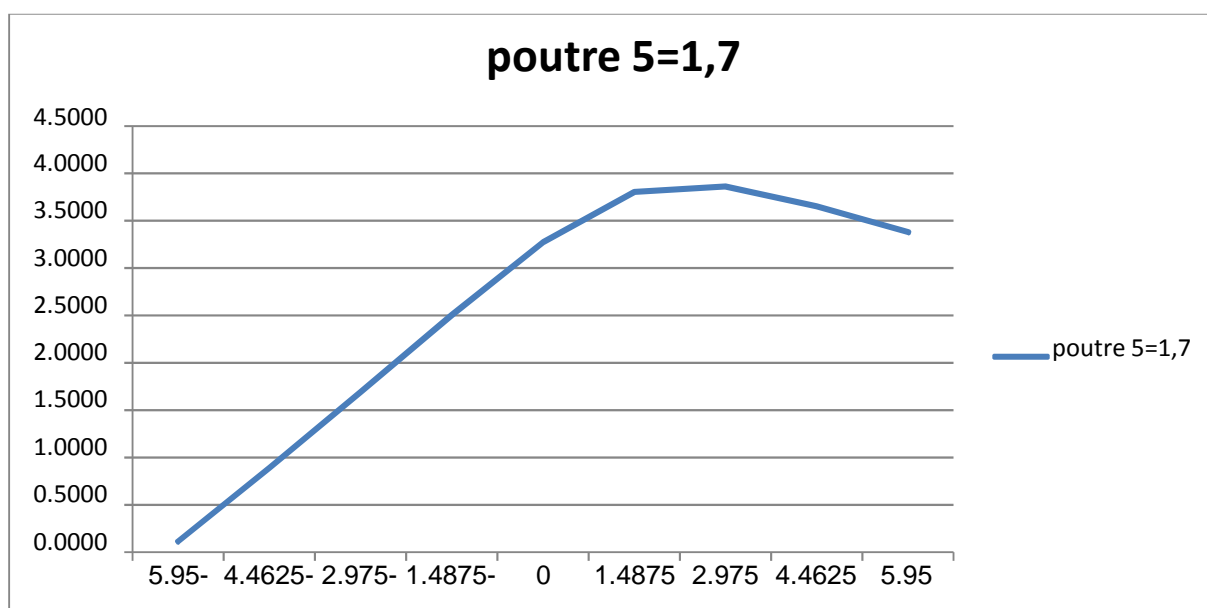
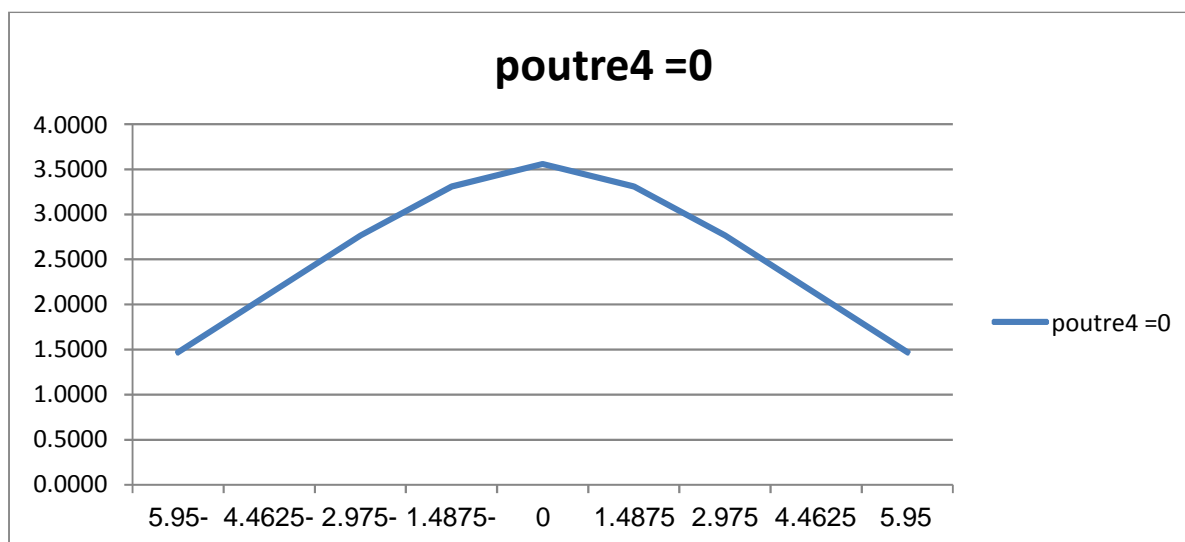
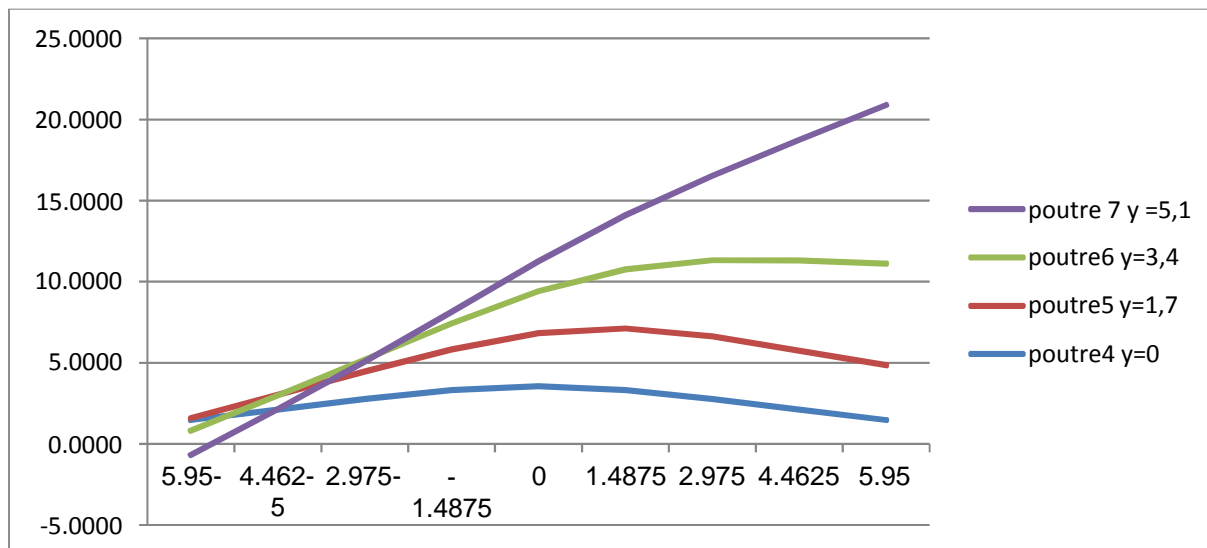
$$M_a = M_1 + \nu M_2 \text{ (à multiplier par la charge totale P)}$$

$$M_b = M_2 + \nu M_1$$

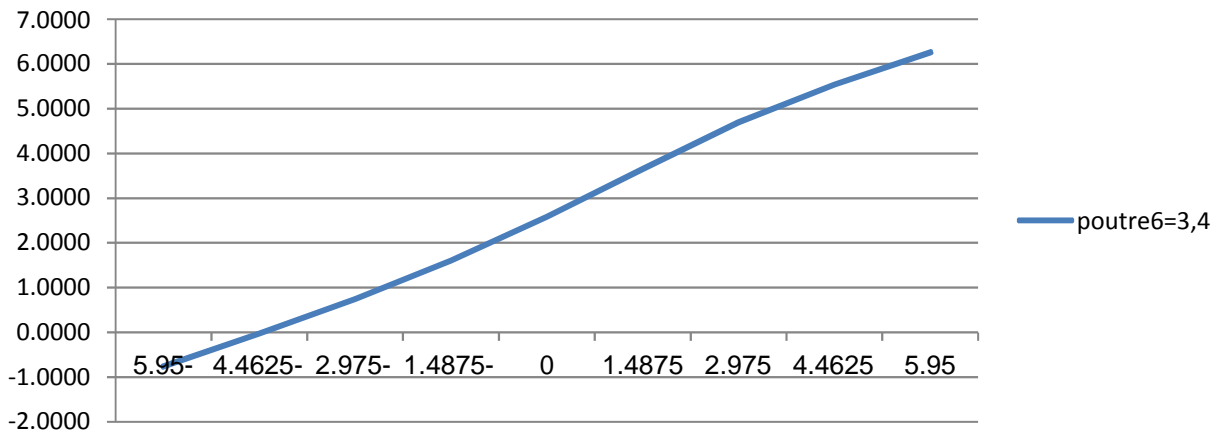
$\nu$  : coefficient de Poisson égal à 0,15 pour le béton  
0,30 pour l'acier



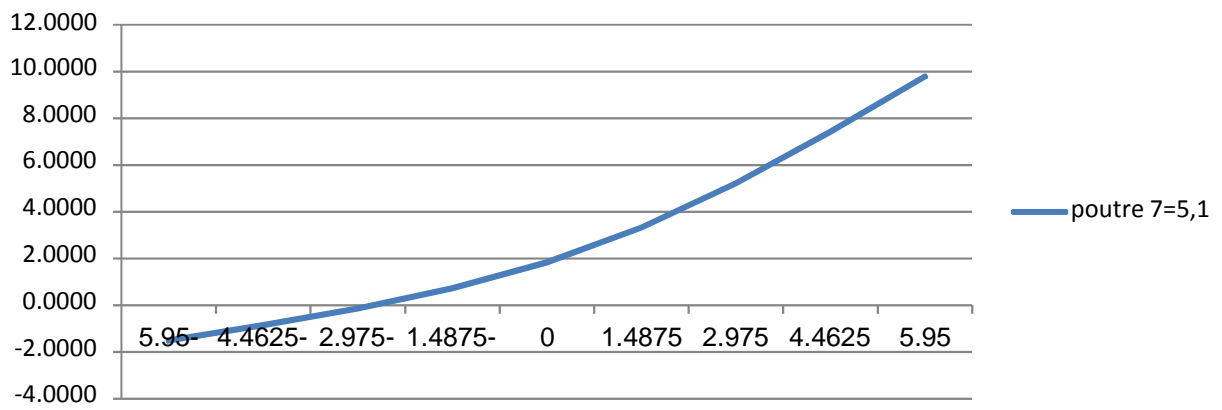
# Ligne d'influence



### poutre6=3,4



### poutre 7=5,1



Theta:0,57	-5,95	-4,4625	-2,975	-1,4875	0	1,4875	2,975	4,4625	5,95	0	KMAX
Chargement G Permanent	1,07745	1,03078	1,00678	0,9956	0,99236	0,99558	1,00673	1,0307	1,07733	0,99236	<b>1,07745</b>
PIETONS trottoir de GAUCHE	2,48258	2,01562	1,56826	1,1762	0,86157	0,62299	0,44851	0,32223	0,22694	0,86157	<b>2,48258</b>
PIETONS trottoir de DROITE	0,22698	0,32226	0,44855	0,62303	0,86159	1,17621	1,56823	2,0155	2,48234	0,86159	<b>2,48234</b>
PIETONS sur deux trottoirs	1,35478	1,16894	1,00841	0,89961	0,86158	0,8996	1,00837	1,16886	1,35464	0,86158	<b>1,35478</b>
Roue 6t trottoir de GAUCHE	2,86101	2,19046	1,61711	1,16239	0,82021	0,57233	0,3969	0,27239	0,17872	0,82021	<b>2,86101</b>
Roué 6t trottoir de DROITE	0,17875	0,27242	0,39693	0,57236	0,82023	1,1624	1,61707	2,19034	2,86073	0,82023	<b>2,86073</b>
Charge A(l) 1 voie GAUCHE	1,12714	1,1457	1,18186	1,18177	1,10365	0,96526	0,81972	0,69805	0,60789	1,10365	<b>1,18186</b>
Charge A(l) 2 voies GAUCHE	0,79909	0,85665	0,93905	1,02052	1,07381	1,08884	1,06957	1,0347	1,01663	1,07381	<b>1,08884</b>
Charge A(l) 3 voies GAUCHE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>0</b>
Chargement A(l) CHAUSSEE	0,87723	0,92801	1,00249	1,06874	1,09425	1,0687	1,00242	0,92792	0,87712	1,09425	<b>1,09425</b>
Charge A(l) 1 voie DROITE	0,60797	0,69812	0,81979	0,96531	1,10368	1,18174	1,18179	1,1456	1,127	1,10368	<b>1,18179</b>
Charge A(l) 2 voies DROITE	1,01675	1,03479	1,06963	1,08887	1,07381	1,02048	0,93898	0,85656	0,79899	1,07381	<b>1,08887</b>
Charge A(l) 3 voies DROITE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>0</b>
Convoi Bc situés à GAUCHE	0,97796	1,01355	1,06973	1,10861	1,09911	1,03122	0,93103	0,83493	0,76625	1,09911	<b>1,10861</b>
Convoi Bc en axe chaussée	0,86717	0,92183	1,00112	1,07321	1,10455	1,07322	1,00113	0,92183	0,86716	1,10455	<b>1,10455</b>
Convoi Bc situés à DROITE	0,76629	0,83497	0,93106	1,03123	1,09911	1,1086	1,0697	1,0135	0,97789	1,09911	<b>1,1086</b>
Roue Br excentrée GAUCHE	1,73151	1,59742	1,44593	1,21656	0,9727	0,75773	0,58566	0,45515	0,35649	0,9727	<b>1,73151</b>
Roue Br en axe de chaussée	0,80925	0,88564	0,99179	1,1043	1,16351	1,10435	0,99186	0,88573	0,80935	1,16351	<b>1,16351</b>
Roue Br excentrée DROITE	0,35654	0,45519	0,58571	0,75778	0,97274	1,21657	1,44588	1,59729	1,73131	0,97274	<b>1,73131</b>
Tandem Bt situés à GAUCHE	0,88303	0,93109	1,00217	1,06415	1,09034	1,06411	1,00211	0,931	0,88293	1,09034	<b>1,09034</b>
Tandem Bt centrés en axe	0,88303	0,93109	1,00217	1,06415	1,09034	1,06411	1,00211	0,931	0,88293	1,09034	<b>1,09034</b>
Tandem Bt situés à DROITE	0,88303	0,93109	1,00217	1,06415	1,09034	1,06411	1,00211	0,931	0,88293	1,09034	<b>1,09034</b>
Char Mc80 situé à GAUCHE	1,13426	1,14301	1,1667	1,15368	1,09038	0,97242	0,83768	0,72246	0,63771	1,09038	<b>1,1667</b>
Char Mc80 en axe chaussée	0,8542	0,9141	0,99991	1,08047	1,10815	1,08043	0,99984	0,91401	0,8541	1,10815	<b>1,10815</b>
Char Mc80 situé à DROITE	0,63779	0,72253	0,83774	0,97247	1,0904	1,15366	1,16663	1,14291	1,13413	1,0904	<b>1,16663</b>
Char Mc120 situé à GAUCHE	1,07056	1,08712	1,12007	1,1223	1,08433	1,00163	0,8868	0,7828	0,70748	1,08433	<b>1,1223</b>
Char Mc120 centré en axe	0,87243	0,92559	1,00308	1,07088	1,09119	1,07084	1,00301	0,9255	0,87232	1,09119	<b>1,09119</b>
Char Mc120 situé à DROITE	0,70757	0,78288	0,88687	1,00168	1,08434	1,12227	1,12	1,08702	1,07043	1,08434	<b>1,12227</b>
Char Me80 situé à GAUCHE	1,12714	1,1457	1,18186	1,18177	1,10365	0,96526	0,81972	0,69805	0,60789	1,10365	<b>1,18186</b>
Char Me80 en axe chaussée	0,83147	0,89966	0,99571	1,09235	1,13466	1,09231	0,99564	0,89957	0,83136	1,13466	<b>1,13466</b>
Char Me80 situé à DROITE	0,60797	0,69812	0,81979	0,96531	1,10368	1,18174	1,18179	1,1456	1,127	1,10368	<b>1,18179</b>
Char Me120 situé à GAUCHE	1,06996	1,09738	1,14417	1,16178	1,10886	0,99128	0,85568	0,73922	0,65354	1,10886	<b>1,16178</b>
Char Me120 centré en axe	0,8387	0,90426	0,99705	1,08862	1,12735	1,08858	0,99698	0,90417	0,8386	1,12735	<b>1,12735</b>
Char Me120 situé à DROITE	0,65362	0,7393	0,85575	0,99133	1,10888	1,16175	1,1441	1,09728	1,06983	1,10888	<b>1,16175</b>
Convoi D/E situé à GAUCHE	0,73186	0,81206	0,9223	1,04474	1,13212	1,13634	1,06994	0,99105	0,93726	1,13212	<b>1,13634</b>
Convoi D/E centré en axe	0,82884	0,89798	0,9952	1,09368	1,13743	1,09363	0,99512	0,89789	0,82874	1,13743	<b>1,13743</b>
Convoi D/E situé à DROITE	0,93738	0,99115	1,07002	1,13638	1,13211	1,04469	0,92223	0,81198	0,73176	1,13211	<b>1,13638</b>

Theta:0,57	-5,95	-	-2,975	-	0	1,4875	2,975	4,4625	5,95	-1,7	KMAX
		4,4625		1,4875							
Chargement G Permanent	1,07745	1,03078	1,00678	0,9956	0,99236	0,99558	1,00673	1,0307	1,07733	0,99664	1,07745
PIETONS trottoir de GAUCHE	2,48258	2,01562	1,56826	1,1762	0,86157	0,62299	0,44851	0,32223	0,22694	1,22765	2,48258
PIETONS trottoir de DROITE	0,22698	0,32226	0,44855	0,62303	0,86159	1,17621	1,56823	2,0155	2,48234	0,59453	2,48234
PIETONS sur deux trottoirs	1,35478	1,16894	1,00841	0,89961	0,86158	0,8996	1,00837	1,16886	1,35464	0,91109	1,35478
Roue 6t trottoir de GAUCHE	2,86101	2,19046	1,61711	1,16239	0,82021	0,57233	0,3969	0,27239	0,17872	1,22013	2,86101
Roué 6t trottoir de DROITE	0,17875	0,27242	0,39693	0,57236	0,82023	1,1624	1,61707	2,19034	2,86073	0,54338	2,86073
Charge A(l) 1 voie GAUCHE	1,12714	1,1457	1,18186	1,18177	1,10365	0,96526	0,81972	0,69805	0,60789	1,18619	1,18619
Charge A(l) 2 voies GAUCHE	0,79909	0,85665	0,93905	1,02052	1,07381	1,08884	1,06957	1,0347	1,01663	1,01017	1,08884
Charge A(l) 3 voies GAUCHE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Chargement A(l) CHAUSSEE	0,87723	0,92801	1,00249	1,06874	1,09425	1,0687	1,00242	0,92792	0,87712	1,06126	1,09425
Charge A(l) 1 voie DROITE	0,60797	0,69812	0,81979	0,96531	1,10368	1,18174	1,18179	1,1456	1,127	0,94391	1,18179
Charge A(l) 2 voies DROITE	1,01675	1,03479	1,06963	1,08887	1,07381	1,02048	0,93898	0,85656	0,79899	1,08796	1,08887
Charge A(l) 3 voies DROITE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Convoi Bc situés à GAUCHE	0,97796	1,01355	1,06973	1,10861	1,09911	1,03122	0,93103	0,83493	0,76625	1,10524	1,10861
Convoi Bc en axe chaussée	0,86717	0,92183	1,00112	1,07321	1,10455	1,07322	1,00113	0,92183	0,86716	1,06487	1,10455
Convoi Bc situés à DROITE	0,76629	0,83497	0,93106	1,03123	1,09911	1,1086	1,0697	1,0135	0,97789	1,01832	1,1086
Roue Br excentrée GAUCHE	1,73151	1,59742	1,44593	1,21656	0,9727	0,75773	0,58566	0,45515	0,35649	1,25176	1,73151
Roue Br en axe de chaussée	0,80925	0,88564	0,99179	1,1043	1,16351	1,10435	0,99186	0,88573	0,80935	1,08958	1,16351
Roue Br excentrée DROITE	0,35654	0,45519	0,58571	0,75778	0,97274	1,21657	1,44588	1,59729	1,73131	0,73048	1,73131
Tandem Bt situés à GAUCHE	0,88303	0,93109	1,00217	1,06415	1,09034	1,06411	1,00211	0,931	0,88293	1,057	1,09034
Tandem Bt centrés en axe	0,88303	0,93109	1,00217	1,06415	1,09034	1,06411	1,00211	0,931	0,88293	1,057	1,09034
Tandem Bt situés à DROITE	0,88303	0,93109	1,00217	1,06415	1,09034	1,06411	1,00211	0,931	0,88293	1,057	1,09034
Char Mc80 situé à GAUCHE	1,13426	1,14301	1,1667	1,15368	1,09038	0,97242	0,83768	0,72246	0,63771	1,1588	1,1667
Char Mc80 en axe chaussée	0,8542	0,9141	0,99991	1,08047	1,10815	1,08043	0,99984	0,91401	0,8541	1,07142	1,10815
Char Mc80 situé à DROITE	0,63779	0,72253	0,83774	0,97247	1,0904	1,15366	1,16663	1,14291	1,13413	0,95305	1,16663
Char Mc120 situé à GAUCHE	1,07056	1,08712	1,12007	1,1223	1,08433	1,00163	0,8868	0,7828	0,70748	1,12483	1,12483
Char Mc120 centré en axe	0,87243	0,92559	1,00308	1,07088	1,09119	1,07084	1,00301	0,9255	0,87232	1,06388	1,09119
Char Mc120 situé à DROITE	0,70757	0,78288	0,88687	1,00168	1,08434	1,12227	1,12	1,08702	1,07043	0,98602	1,12227
Char Me80 situé à GAUCHE	1,12714	1,1457	1,18186	1,18177	1,10365	0,96526	0,81972	0,69805	0,60789	1,18619	1,18619
Char Me80 en axe chaussée	0,83147	0,89966	0,99571	1,09235	1,13466	1,09231	0,99564	0,89957	0,83136	1,08045	1,13466
Char Me80 situé à DROITE	0,60797	0,69812	0,81979	0,96531	1,10368	1,18174	1,18179	1,1456	1,127	0,94391	1,18179
Char Me120 situé à GAUCHE	1,06996	1,09738	1,14417	1,16178	1,10886	0,99128	0,85568	0,73922	0,65354	1,1631	1,1631
Char Me120 centré en axe	0,8387	0,90426	0,99705	1,08862	1,12735	1,08858	0,99698	0,90417	0,8386	1,07758	1,12735
Char Me120 situé à DROITE	0,65362	0,7393	0,85575	0,99133	1,10888	1,16175	1,1441	1,09728	1,06983	0,97186	1,16175
Convoi D/E situé à GAUCHE	0,73186	0,81206	0,9223	1,04474	1,13212	1,13634	1,06994	0,99105	0,93726	1,02792	1,13634
Convoi D/E centré en axe	0,82884	0,89798	0,9952	1,09368	1,13743	1,09363	0,99512	0,89789	0,82874	1,08146	1,13743
Convoi D/E situé à DROITE	0,93738	0,99115	1,07002	1,13638	1,13211	1,04469	0,92223	0,81198	0,73176	1,13006	1,13638

Theta:0,57	-5,95	-4,4625	-2,975	-1,4875	0	1,4875	2,975	4,4625	5,95	-3,4	KMAX
Chargement G Permanent	1,07745	1,03078	1,00678	0,9956	0,99236	0,99558	1,00673	1,0307	1,07733	1,01201	<b>1,07745</b>
PIETONS trottoir de GAUCHE	2,48258	2,01562	1,56826	1,1762	0,86157	0,62299	0,44851	0,32223	0,22694	1,6923	<b>2,48258</b>
PIETONS trottoir de DROITE	0,22698	0,32226	0,44855	0,62303	0,86159	1,17621	1,56823	2,0155	2,48234	0,40829	<b>2,48234</b>
PIETONS sur deux trottoirs	1,35478	1,16894	1,00841	0,89961	0,86158	0,8996	1,00837	1,16886	1,35464	1,0503	<b>1,35478</b>
Roue 6t trottoir de GAUCHE	2,86101	2,19046	1,61711	1,16239	0,82021	0,57233	0,3969	0,27239	0,17872	1,76907	<b>2,86101</b>
Roué 6t trottoir de DROITE	0,17875	0,27242	0,39693	0,57236	0,82023	1,1624	1,61707	2,19034	2,86073	0,35706	<b>2,86073</b>
Charge A(l) 1 voie GAUCHE	1,12714	1,1457	1,18186	1,18177	1,10365	0,96526	0,81972	0,69805	0,60789	1,17233	<b>1,18186</b>
Charge A(l) 2 voies GAUCHE	0,79909	0,85665	0,93905	1,02052	1,07381	1,08884	1,06957	1,0347	1,01663	0,91409	<b>1,08884</b>
Charge A(l) 3 voies GAUCHE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>0</b>
Chargement A(l) CHAUSSEE	0,87723	0,92801	1,00249	1,06874	1,09425	1,0687	1,00242	0,92792	0,87712	0,98023	<b>1,09425</b>
Charge A(l) 1 voie DROITE	0,60797	0,69812	0,81979	0,96531	1,10368	1,18174	1,18179	1,1456	1,127	0,78191	<b>1,18179</b>
Charge A(l) 2 voies DROITE	1,01675	1,03479	1,06963	1,08887	1,07381	1,02048	0,93898	0,85656	0,79899	1,06	<b>1,08887</b>
Charge A(l) 3 voies DROITE	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>0</b>
Convoi Bc situés à GAUCHE	0,97796	1,01355	1,06973	1,10861	1,09911	1,03122	0,93103	0,83493	0,76625	1,05352	<b>1,10861</b>
Convoi Bc en axe chaussée	0,86717	0,92183	1,00112	1,07321	1,10455	1,07322	1,00113	0,92183	0,86716	0,9773	<b>1,10455</b>
Convoi Bc situés à DROITE	0,76629	0,83497	0,93106	1,03123	1,09911	1,1086	1,0697	1,0135	0,97789	0,90166	<b>1,1086</b>
Roue Br excentrée GAUCHE	1,73151	1,59742	1,44593	1,21656	0,9727	0,75773	0,58566	0,45515	0,35649	1,49744	<b>1,73151</b>
Roue Br en axe de chaussée	0,80925	0,88564	0,99179	1,1043	1,16351	1,10435	0,99186	0,88573	0,80935	0,95925	<b>1,16351</b>
Roue Br excentrée DROITE	0,35654	0,45519	0,58571	0,75778	0,97274	1,21657	1,44588	1,59729	1,73131	0,54448	<b>1,73131</b>
Tandem Bt situés à GAUCHE	0,88303	0,93109	1,00217	1,06415	1,09034	1,06411	1,00211	0,931	0,88293	0,98101	<b>1,09034</b>
Tandem Bt centrés en axe	0,88303	0,93109	1,00217	1,06415	1,09034	1,06411	1,00211	0,931	0,88293	0,98101	<b>1,09034</b>
Tandem Bt situés à DROITE	0,88303	0,93109	1,00217	1,06415	1,09034	1,06411	1,00211	0,931	0,88293	0,98101	<b>1,09034</b>
Char Mc80 situé à GAUCHE	1,13426	1,14301	1,1667	1,15368	1,09038	0,97242	0,83768	0,72246	0,63771	1,1612	<b>1,1667</b>
Char Mc80 en axe chaussée	0,8542	0,9141	0,99991	1,08047	1,10815	1,08043	0,99984	0,91401	0,8541	0,97397	<b>1,10815</b>
Char Mc80 situé à DROITE	0,63779	0,72253	0,83774	0,97247	1,0904	1,15366	1,16663	1,14291	1,13413	0,80198	<b>1,16663</b>
Char Mc120 situé à GAUCHE	1,07056	1,08712	1,12007	1,1223	1,08433	1,00163	0,8868	0,7828	0,70748	1,11148	<b>1,1223</b>
Char Mc120 centré en axe	0,87243	0,92559	1,00308	1,07088	1,09119	1,07084	1,00301	0,9255	0,87232	0,97983	<b>1,09119</b>
Char Mc120 situé à DROITE	0,70757	0,78288	0,88687	1,00168	1,08434	1,12227	1,12	1,08702	1,07043	0,85482	<b>1,12227</b>
Char Me80 situé à GAUCHE	1,12714	1,1457	1,18186	1,18177	1,10365	0,96526	0,81972	0,69805	0,60789	1,17233	<b>1,18186</b>
Char Me80 en axe chaussée	0,83147	0,89966	0,99571	1,09235	1,13466	1,09231	0,99564	0,89957	0,83136	0,96645	<b>1,13466</b>
Char Me80 situé à DROITE	0,60797	0,69812	0,81979	0,96531	1,10368	1,18174	1,18179	1,1456	1,127	0,78191	<b>1,18179</b>
Char Me120 situé à GAUCHE	1,06996	1,09738	1,14417	1,16178	1,10886	0,99128	0,85568	0,73922	0,65354	1,13113	<b>1,16178</b>
Char Me120 centré en axe	0,8387	0,90426	0,99705	1,08862	1,12735	1,08858	0,99698	0,90417	0,8386	0,96885	<b>1,12735</b>
Char Me120 situé à DROITE	0,65362	0,7393	0,85575	0,99133	1,10888	1,16175	1,1441	1,09728	1,06983	0,81963	<b>1,16175</b>
Convoi D/E situé à GAUCHE	0,73186	0,81206	0,9223	1,04474	1,13212	1,13634	1,06994	0,99105	0,93726	0,88831	<b>1,13634</b>
Convoi D/E centré en axe	0,82884	0,89798	0,9952	1,09368	1,13743	1,09363	0,99512	0,89789	0,82874	0,96556	<b>1,13743</b>
Convoi D/E situé à DROITE	0,93738	0,99115	1,07002	1,13638	1,13211	1,04469	0,92223	0,81198	0,73176	1,04645	<b>1,13638</b>

Theta:0,57	-5,95	-4,4625	-2,975	-1,4875	0	1,4875	2,975	4,4625	5,95	-5,1	KMAX
<b>Chargement G Permanent</b>	1,07745	1,03078	1,00678	0,9956	0,99236	0,99558	1,00673	1,0307	1,07733	1,0472	<b>1,07745</b>
<b>PIETONS trottoir de GAUCHE</b>	2,48258	2,01562	1,56826	1,1762	0,86157	0,62299	0,44851	0,32223	0,22694	2,21278	<b>2,48258</b>
<b>PIETONS trottoir de DROITE</b>	0,22698	0,32226	0,44855	0,62303	0,86159	1,17621	1,56823	2,0155	2,48234	0,27867	<b>2,48234</b>
<b>PIETONS sur deux trottoirs</b>	1,35478	1,16894	1,00841	0,89961	0,86158	0,8996	1,00837	1,16886	1,35464	1,24573	<b>1,35478</b>
<b>Roue 6t trottoir de GAUCHE</b>	2,86101	2,19046	1,61711	1,16239	0,82021	0,57233	0,3969	0,27239	0,17872	2,46862	<b>2,86101</b>
<b>Roué 6t trottoir de DROITE</b>	0,17875	0,27242	0,39693	0,57236	0,82023	1,1624	1,61707	2,19034	2,86073	0,22964	<b>2,86073</b>
<b>Charge A(l) 1 voie GAUCHE</b>	1,12714	1,1457	1,18186	1,18177	1,10365	0,96526	0,81972	0,69805	0,60789	1,13363	<b>1,18186</b>
<b>Charge A(l) 2 voies GAUCHE</b>	0,79909	0,85665	0,93905	1,02052	1,07381	1,08884	1,06957	1,0347	1,01663	0,82822	<b>1,08884</b>
<b>Charge A(l) 3 voies GAUCHE</b>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>0</b>
<b>Chargement A(l) CHAUSSEE</b>	0,87723	0,92801	1,00249	1,06874	1,09425	1,0687	1,00242	0,92792	0,87712	0,90236	<b>1,09425</b>
<b>Charge A(l) 1 voie DROITE</b>	0,60797	0,69812	0,81979	0,96531	1,10368	1,18174	1,18179	1,1456	1,127	0,65578	<b>1,18179</b>
<b>Charge A(l) 2 voies DROITE</b>	1,01675	1,03479	1,06963	1,08887	1,07381	1,02048	0,93898	0,85656	0,79899	1,02331	<b>1,08887</b>
<b>Charge A(l) 3 voies DROITE</b>	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	<b>0</b>
<b>Convoi Bc situés à GAUCHE</b>	0,97796	1,01355	1,06973	1,10861	1,09911	1,03122	0,93103	0,83493	0,76625	0,99436	<b>1,10861</b>
<b>Convoi Bc en axe chaussée</b>	0,86717	0,92183	1,00112	1,07321	1,10455	1,07322	1,00113	0,92183	0,86716	0,89449	<b>1,10455</b>
<b>Convoi Bc situés à DROITE</b>	0,76629	0,83497	0,93106	1,03123	1,09911	1,1086	1,0697	1,0135	0,97789	0,8017	<b>1,1086</b>
<b>Roue Br excentrée GAUCHE</b>	1,73151	1,59742	1,44593	1,21656	0,9727	0,75773	0,58566	0,45515	0,35649	1,65147	<b>1,73151</b>
<b>Roue Br en axe de chaussée</b>	0,80925	0,88564	0,99179	1,1043	1,16351	1,10435	0,99186	0,88573	0,80935	0,84881	<b>1,16351</b>
<b>Roue Br excentrée DROITE</b>	0,35654	0,45519	0,58571	0,75778	0,97274	1,21657	1,44588	1,59729	1,73131	0,4098	<b>1,73131</b>
<b>Tandem Bt situés à GAUCHE</b>	0,88303	0,93109	1,00217	1,06415	1,09034	1,06411	1,00211	0,931	0,88293	0,90664	<b>1,09034</b>
<b>Tandem Bt centrés en axe</b>	0,88303	0,93109	1,00217	1,06415	1,09034	1,06411	1,00211	0,931	0,88293	0,90664	<b>1,09034</b>
<b>Tandem Bt situés à DROITE</b>	0,88303	0,93109	1,00217	1,06415	1,09034	1,06411	1,00211	0,931	0,88293	0,90664	<b>1,09034</b>
<b>Char Mc80 situé à GAUCHE</b>	1,13426	1,14301	1,1667	1,15368	1,09038	0,97242	0,83768	0,72246	0,63771	1,13529	<b>1,1667</b>
<b>Char Mc80 en axe chaussée</b>	0,8542	0,9141	0,99991	1,08047	1,10815	1,08043	0,99984	0,91401	0,8541	0,88447	<b>1,10815</b>
<b>Char Mc80 situé à DROITE</b>	0,63779	0,72253	0,83774	0,97247	1,0904	1,15366	1,16663	1,14291	1,13413	0,6825	<b>1,16663</b>
<b>Char Mc120 situé à GAUCHE</b>	1,07056	1,08712	1,12007	1,1223	1,08433	1,00163	0,8868	0,7828	0,70748	1,07612	<b>1,1223</b>
<b>Char Mc120 centré en axe</b>	0,87243	0,92559	1,00308	1,07088	1,09119	1,07084	1,00301	0,9255	0,87232	0,8989	<b>1,09119</b>
<b>Char Mc120 situé à DROITE</b>	0,70757	0,78288	0,88687	1,00168	1,08434	1,12227	1,12	1,08702	1,07043	0,74683	<b>1,12227</b>
<b>Char Me80 situé à GAUCHE</b>	1,12714	1,1457	1,18186	1,18177	1,10365	0,96526	0,81972	0,69805	0,60789	1,13363	<b>1,18186</b>
<b>Char Me80 en axe chaussée</b>	0,83147	0,89966	0,99571	1,09235	1,13466	1,09231	0,99564	0,89957	0,83136	0,86641	<b>1,13466</b>
<b>Char Me80 situé à DROITE</b>	0,60797	0,69812	0,81979	0,96531	1,10368	1,18174	1,18179	1,1456	1,127	0,65578	<b>1,18179</b>
<b>Char Me120 situé à GAUCHE</b>	1,06996	1,09738	1,14417	1,16178	1,10886	0,99128	0,85568	0,73922	0,65354	1,08154	<b>1,16178</b>
<b>Char Me120 centré en axe</b>	0,8387	0,90426	0,99705	1,08862	1,12735	1,08858	0,99698	0,90417	0,8386	0,87216	<b>1,12735</b>
<b>Char Me120 situé à DROITE</b>	0,65362	0,7393	0,85575	0,99133	1,10888	1,16175	1,1441	1,09728	1,06983	0,69881	<b>1,16175</b>
<b>Convoi D/E situé à GAUCHE</b>	0,73186	0,81206	0,9223	1,04474	1,13212	1,13634	1,06994	0,99105	0,93726	0,77377	<b>1,13634</b>
<b>Convoi D/E centré en axe</b>	0,82884	0,89798	0,9952	1,09368	1,13743	1,09363	0,99512	0,89789	0,82874	0,86432	<b>1,13743</b>
<b>Convoi D/E situé à DROITE</b>	0,93738	0,99115	1,07002	1,13638	1,13211	1,04469	0,92223	0,81198	0,73176	0,96399	<b>1,13638</b>