



Université Mohamed Khider de Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies
Travaux public
Voies et ouvrages d'art

Réf. : V20

Présenté et soutenu par :
GHARBI Mostafa

Le : Lundi 25 juin 2018

Etude d'un pont à poutre en béton armé sur oued EL-Maleh à Mechta Taberguent Wilaya de Mila

Jury :

Pr.	BENMEBARK SADOK	Pr	Université de Biskra	Président
Dr.	BENSMAN AISSA	MCA	Université de Biskra	Examineur
Pr.	BELOUNAR LAMINE	Pr	Université de Biskra	Rapporteur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

DEDICACES

Je dédie cette mémoire à...

A mon Père RACHID

*Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour,
l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.*

*Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et
nuit pour mon éducation et mon bien être.*

*Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as
consentis pour mon éducation et ma formation.*

A ma très chère mère ZOHRA GHARBI

Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études.

Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mes frères et mes sœurs

Adel , Achraf, Mohamed, Aziz, Fouzia, Mofida.

A mes chères amies

*ABd-ELdjawad, Hakim, Amine, Ilyas, Salah, Khaled, Issam, Souhaib 2,
Mouhamed, Houssam , walid 2, yacine, hicham , Islem, Nouredin,
Oussama, Youcef, Salm, Sifo, Omar,*

Sabrina, khadidja.

A tous mes collègues de travaux public et génie civil promotion 2018

A tous l'équipe de CEM EL-KHAFOURA

*Je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon
affection et mes pensées, vous êtes pour moi des frères, et des amis sur
qui je peux compter.*

*En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les
moments que nous avons passés ensemble, je vous dédiece travail et je
vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.*

Remerciements

En tout premier lieu, je remercie le bon Dieu, tout puissant, de m'avoir donné la force pour survivre, ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés.

Je remercie...

A notre maître et encadreur de la mémoire

Monsieur: Belounar Lamine

Vous avez bien voulu nous confier ce travail riche d'intérêt et nous guider à chaque étape de sa réalisation.

Vous nous avez toujours réservé le meilleur accueil, malgré vos obligations professionnelles.

Vos encouragements inlassables, votre amabilité, votre gentillesse méritent toute admiration.

Nous saisissons cette occasion pour vous exprimer notre profonde gratitude tout en vous témoignant notre respect.

Table des matières

<u>INTRODUCTION GENERALE</u>	1
<u>CHAPITRE I : Généralités sur les ouvrages d'art</u>	
I.1) Définition d'un pont	3
I.2) Classification des ponts	3
I.2.1) Suivant le matériau principal dont ils sont constitués.....	3
I.2.2) Suivant leur fonctionnement mécanique.....	3
I.2.3) Suivant la nature de la voie portée.....	5
I.2.4) Suivant leur disposition en plan.....	5
I.2.5) Suivant leur forme des poutres	5
I.2.6) Suivant la structure transversale	5
I.2.7) Suivant leur durées de service.....	5
I.3) Différentes parties d'un pont	6
I.3.1) La structure du pont	6
I.3.1.1) La dalle	6
I.3.1.2) Entretoises.....	7
I.3.1.3) Poutres principales.....	7
I.3.1.4) Piles et les culées.....	7
I.3.1.5) Fondations.....	7
I.3.2) Les équipements des ponts.....	7
I.3.2.1) appareils d'appui	7
I.3.2.2) Joints de chaussée	8
I.3.2.3) Etanchéité et couche de roulement	8
I.3.2.4) Dispositifs de retenue	9
I.3.2.5) Corniche	9
I.3.2.6) Autres équipements	10
<u>CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage</u>	
II.1) Introduction	11

II.2) Présentation de l'ouvrage	11
II.2.1) Position de l'ouvrage	11
II.2.2) Caractéristiques principal de l'ouvrage	11
II.3) Conception général de l'ouvrage	12
II.3.1) Les données de projet	12
II.3.1.1) Les données fonctionnelles	12
II.3.1.2) Les données naturelles	14
II.3.2) Choix du type d'ouvrage	16
II.4) Les variantes proposées	16
II.5) Les inconvénients et les avantages pour chaque type de variante	17
II.5.1) 1 ^{ère} variante : pont a poutres en béton armé.....	17
II.5.2) 2 ^{ième} variante : pont a poutres en béton précontraint	18
II.6) Conclusion	18
 <u>CHAPITRE III : Caractéristiques des matériaux</u>	
III.1) Historique du béton armé	19
III.2) Le béton	19
III.2.1) Les compositions du béton.....	19
III.2.2) Dosage du béton	20
III.2.3) Résistance mécaniques du béton.....	20
III.3) Acier	23
III.3.1) contrainte limite.....	23
III.4) Conclusion	24
 <u>CHAPITRE IV :Les charges et les surcharges</u>	
IV.1) Calcul des charges	25
IV.1.1) Calcul des charges permanentes (CP).....	25
IV.1.2) Calcul du complement des charges permanentes (CCP)	25
IV.1.3) Poids total du tablier	26
IV.2) Calcul des surcharges	26

CHAPITRE V : Répartition longitudinal des effort

V.1) Répartition longitudinal des efforts	35
V.1.1) La poutre seule	35
V.1.2) La dalle	35
V.1.3) La super structure	35
V.2) Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges	36
V.2.1 Moment flechissant.....	36
V.2.1.1) moment fléchissant à $X=0.5L$	37
V.2.1.2) Moment fléchissant à $X=0.25 L$	42
V.2.2) Efforts tranchants	45
V.2.2.1) Efforts tranchants dus aux surcharges pour $X=0 L$	45
V.2.2.2) Efforts tranchants dus aux surcharges pour $X=0.25L$	47

CHAPITRE VI : Répartition longitudinal des effort

VI.1) Principe de la méthode (GUYON MASSONET)	50
VI.2) Détermination des paramètres α et θ	52
VI.3) Détermination des coefficients de répartition transversale	54
VI.4) Détermination des coefficients $K\alpha$ moy , de chaque poutre	59
VI.5) Calcul des moments fléchissants réels dans chaque poutre	60
VI.6) Ferrailage des poutres	62
VI.6.1) Poutre a vide-phase de construction	62
VI.6.2) Poutre chargée-phase d'exploitation.....	64

CHAPITRE VII : Répartition transversal des effort

VII.1) Introduction	66
VII.2) Présentation de logiciel SAP 2000	66
VII.3) Modélisation	67
VII.3.1) Les étapes de modélisation	68
VII.3.2) Définition des charges mobiles.....	71
VII.4) Comparaison des résultats	77
VII.5) Conclusion	79

CHAPITRE VIII : Etude de l'hourdis

VIII.1) Introduction	80
VIII. 2) Moment dans l'hourdis dus à la flexion localisée	80
VIII.2.1) Moment dues aux charges permanente	80
VIII. 2.2) Moment due aux surcharges.....	83
VIII.3) Calcul des moments	87
VIII.3.1) Moment fléchissant à L'E.L.U :	87
VIII.3.2) Moment fléchissant à L'E.L.S :	87
VIII.4) Effort tranchant	88
VIII.4.1) Les efforts tranchant à E.L.U :	88
VIII.4.2) Les efforts tranchant E.L.S :	88
VIII.5) Récapitulation des moments a prendre en compte pour calculer l'hourdis	89
VIII.5.1) Moments transversaux.....	89
VIII.5.2) Moments longitudinaux.....	89
VIII.6) Ferrailage de la dalle	89
VIII.6 .1) Transversalement.....	89
VIII.6.2) Longitudinalement.....	93
VIII.7) Vérification de la dalle au poinçonnement	94
VIII. 8) Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant	95

CHAPITRE VIII : Etude des pile et des culées

IX.1) Définition	96
IX.2) La pile	96
IX.2.1) Choix de la morphologie.....	96
IX.2.2) Pré dimensionnement des éléments de la pile.....	96
IX.2.3) Calcul de réaction sur la pile.....	99
IX.2.4) Sollicitation dues aux surcharges.....	102
IX.2.5) Etude des différents éléments de la pile.....	103
IX.2.5.1) Etude du Chevêtre	104
IX.2.5.2) ETUDE DES FUTS.....	108
IX.3) La culée	110

IX.3.1) Choix de la morphologie.....	110
IX.3.2) Pré dimensionnement de la culée cote EL-MALEH.....	112
IX.3.3) La stabilité de culée.....	113
IX.3.3.1) Détermination de l'accélération sismique	114
IX.3.3.2) Détermination de coefficient de la poussée.....	114
IX.3.3.3) Détermination des charges et moments de la culée à vide (sans tablier)	115
IX.3.4) Calcul de stabilité :.....	115
IX.3.5) Vérification de la stabilité	118
<u>CONCLUSION GENERALE</u>	119

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I :

Figure I.1 : Pont en maçonnerie	4
Figure I.2 : Pont en béton armé	4
Figure I.3 : Pont Métallique	4
Figure I.4 : Les différentes parties d'un pont.....	6

CHAPITRE II :

Figure II.1 : Position de l'ouvrage	11
Figure II.2 : Profile en long	13
Figure II.3 : Trace en plan	13
Figure II.4 : Vue topographique du site d'implantation	15

CHAPITRE III :

Figure III.1 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.....	22
Figure III.2 : Diagramme du béton à l'E L S	23
Figure III.3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	23

CHAPITRE IV :

Figure IV.1 : Coupe transversale de la poutre	25
Figure IV.2 : Différentes dispositions des camion (2fils).....	29
Figure IV.3 : Différentes dispositions du bt (2 tandem)	31
Figure IV.4 : Différentes disposition des roues Br	32
Figure IV.5 : Différentes disposition pour le Mc 120.....	32
Figure IV.6 : Système exceptionnel D ₂₄₀	33

CHAPITRE V :

Figure V.1 : Schéma statique de la poutre	35
Figure V.2 : Ligne d'influence A(L) et trottoirs	37
Figure V.3 : Coupe longitudinal de surcharge B _C	37
Figure V.4 : Ligne d'influence pour le premier cas du B _C	37

Figure V.5 : Ligne d'influence pour le 2 ^{ème} cas du B_c	39
Figure V.6 : Ligne d'influence pour B_t	40
Figure V.7 : Ligne d'influence de MC_{120}	40
Figure V.8 : Ligne d'influence de D240	41
Figure V.9 : Ligne d'influence $A(L)$ à 0.25 L.....	42
Figure V.10 : Ligne d'influence B_c à 0.25 L.....	42
Figure V.11 : Ligne d'influence de B_t à 0.25L	43
Figure V.12 : Ligne d'influence MC_{120}	43
Figure V.13 : Ligne d'influence de D240	44
Figure V.14 : Surcharge $A(L)$	45
Figure V.15 : Surcharge B_c	45
Figure V.16 : Surcharge B_t	46
Figure V.17 : Système MC_{120}	46
Figure V.18 : Surcharge D240	46
Figure V.19 : Surcharge $A(l)$	47
Figure V.20 : Surcharge B_c	48
Figure V.21 : Surcharge B_t	48
Figure V.22 : Surcharge MC_{120}	48
Figure V.23 : Surcharge D240.....	49

CHAPITRE VI :

Figure VI.1 : Forme de la déformer du pont et la charge appliqué.....	51
Figure VI.2 : Section de la poutre avec hourdis.....	52
Figure VI.3 : Section de la dalle	53

CHAPITRE VIII :

Figure VIII.1 : Coupe transversale l'hourdis.....	80
Figure VIII.2 : Diffusion de charge localisée, p , sur le plan moyen de la dalle.....	81
Figure VIII.3 : Convoi D_{240}	84
Figure VIII.4 : Système Mc_{120}	84
Figure VIII.5 : Système B_c	85

Figure VIII.6 : Système Br	86
Figure VIII.7 : Coupe longitudinale	94
Figure VIII.8 : Coupe transversale	94

CHAPITRE IX :

Figure IX.1 : Coupe longitudinale de la pile	97
Figure IX.2 : Coupe transversale de la pile	98
Figure IX.3 : Les réactions sous charge permanent	98
Figure IX.4 : Les réactions sous A(l)	99
Figure IX.5 : Les réaction sous M_{C120}	99
Figure IX.6 : Les réactions sous D_{240}	100
Figure IX.7 : Les réactions sous B_C	100
Figure IX.8 : Culée remblayée	110
Figure IX.9 : Coupe verticale de la culée	112

Liste des Tableaux

CHAPITRE II :

Tableau II.1 : Avantages et inconvénients des pont en béton armé 17

Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des pont en béton précontrainte 18

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1 : Classe de pont.....27

Tableau IV.2 : Le coefficient a_1 28

Tableau IV.3 : La valeur de $A(L)$ en fonction de voies chargées28

Tableau IV.4 : coefficient B_c30

Tableau IV.5 : Les charges B_c par essieu.....30

Tableau IV.6 : Coefficient B_t31

Tableau IV.7 : Les charges b_t par essieu.....31

Tableau IV.8 : Effort de freinage..... 34

CHAPITRE V :

Tableau V.1 : Les efforts dus au poids propre de la poutre35

Tableau V.2 : Les efforts revenant de la dalle35

Tableau V.3 : Les efforts revenant à la super structure (poutre intermédiaire).....35

Tableau V.4 : Les revenants à la super structure (poutre de rive).....36

Tableau V.5 : Tableau récapitulatif des M , T , R 36

Tableau V.6 : Les coordonnées pour le 1^{er} cas de B_c 38

Tableau V.7 : Les coordonnées pour le 2^{ème} cas de B_c 40

Tableau V.8 : Tableau récapitulatif des Moments flechissants à $X = 0,50L$ 41

Tableau V.9 : Les coordonnées pour de B_c 43

Tableau V.10 : Tableau récapitulatif des Moments flechissants à $X = 0,25L$ 44

Tableau V.11 : Les coordonnées de b_c 45

Tableau V.12 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à $X = 0,00L$ 47

Tableau V.13 : Les coordonnées de bc	48
Tableau V.14 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à $X = 0.25L$	49

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1 : Tableau donnant les valeurs de k.....	53
Tableau VI.2 : Les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,70$	55
Tableau VI.3 : Les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,75$	55
Tableau VI.4 : Les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,712$	55
Tableau VI.5 : Les valeurs de K_1 pour $\theta = 0,70$	56
Tableau VI.6 : Les valeurs de K_1 pour $\theta = 0,75$	56
Tableau VI.7 : Les valeurs de K_1 pour $\theta = 0,712$	56
Tableau VI.8 : Les valeurs de K_α pour $\theta = 0,712$	57
Tableau VI.9 : Les valeurs de K_α pour les position active des poutres	57
Tableau VI.10 : Les valeurs de K_α pour le sous système A(l).....	57
Tableau VI.11 : Les valeurs de K_α pour le sous système B_c	58
Tableau VI.12 : Les valeurs de K_α pour le sous système B_t	58
Tableau VI.13 : Les valeurs de K_α pour le sous système M_{120}	58
Tableau VI.14 : Les valeurs de K_α pour le sous système D_{240}	58
Tableau VI.15 : Les valeurs de K_α sur les trottoirs	59
Tableau VI.16 : Les valeurs de $K_{\alpha\text{ moy max}}$ pour chaque poutre.....	60
Tableau VI.17 : Les combinaisons d'action	60
Tableau VI.18 : Les moments fléchissements longitudinaux réels dus aux surcharges à $X=0.5 L$	61
Tableau VI.19 : Des moments fléchissements longitudinaux réels engendrés dans les différentes poutres après combinaison.....	61

CHAPITRE VII :

Tableau VII.1 : comparaison des résultats de A(L).....	77
Tableau VII.2 : comparaison des résultats de surcharge sur trottoirs.....	77
Tableau VII.3 : comparaison des résultats de D240.....	77
Tableau VII.4 : comparaison des résultats de M120	77
Tableau VII.5 : comparaison des résultats de système B_c	78

Tableau VII.6 : comparaison des résultats de système Bt	78
Tableau VII.7 : Les combinaisons d'action.....	78
Tableau VII.8 : les moments fléchissions longitudinaux réels engendrés dans les différentes poutres après combinaison	79

CHAITRE VIII :

Tableau VIII.1 : Combinaison des moments a l'E.L.U.....	87
Tableau VIII.2 : Combinaison des moments a l'E.L.S	87
Tableau VIII.3 : Combinaison effort tranchant a l'E.L.S.....	88
Tableau VIII.4 : Combinaison effort tranchant a l'E.L.S.....	88

CHAPITRE IX :

Tableau IX.1 : coefficient d'accélération de zone A.....	113
Tableau IX.2 : coefficient de la poussée dynamique globale K_{ad}	114

RESUME

Le but de ce projet est l'étude d'un pont à poutre en béton armé sur oued EL-MALEH MECHTA TABERGUENT WILAYA DE MILA dans le cadre de la réalisation d'un ouvrage d'art qui relie entre le village de Taberguent et la RN79.

Ce pont est composé de trois travées isostatiques de 20m chacune. Après le calcul des sollicitations par la méthode de Guyon-Massonnet et aussi par un calcul numérique à l'aide du logiciel SAP2000, nous procédons à la détermination de ferrailage des éléments constructifs du tablier (poutres , hourdis) ainsi qu'à leurs vérifications selon les règlements en vigueur. En dernier lieu, en établira le dimensionnement des appuis de pont.

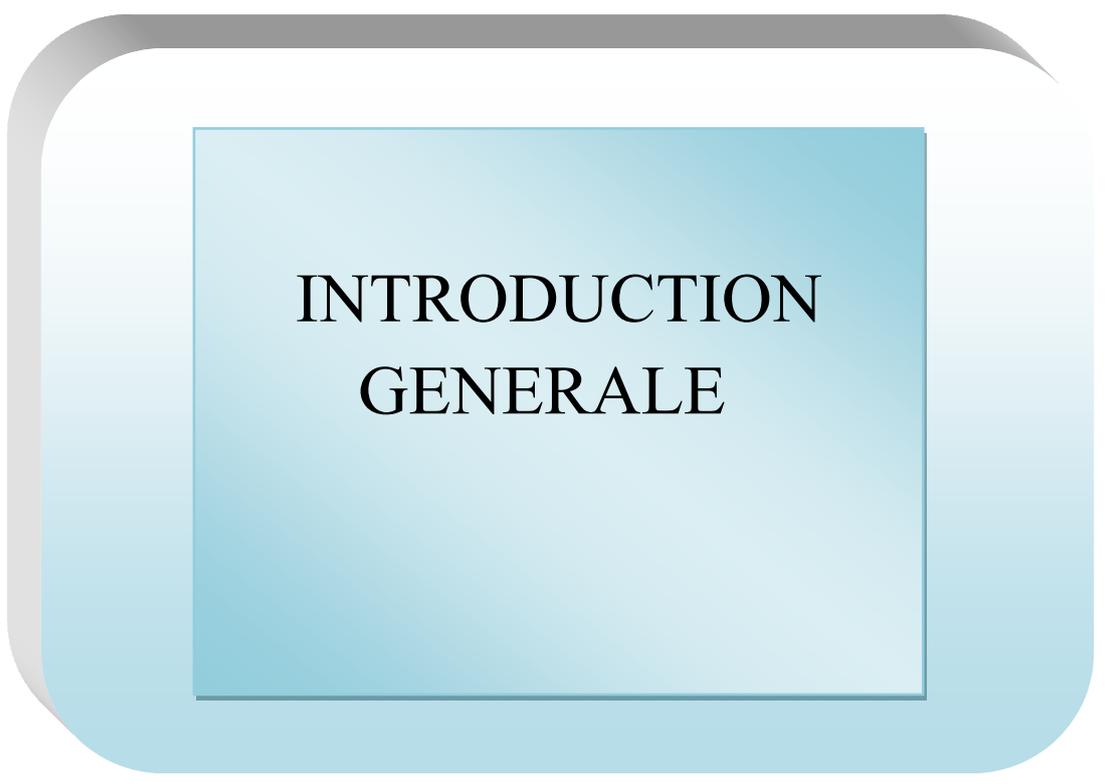
Mots clés : Pont, Béton Armé, Guyon-Massonnet, SAP2000, Ferrailage.

ملخص

الغرض من هذا المشروع هو دراسة وتصميم جسر ذو روافد من الخرسانة المسلحة على واد المالح مشنة تبرقنت ولاية ميلة في إطار إنشاء جسر يربط بين الطريق الوطني رقم 79 و مدينة تبرقنت.

يتكون هذا الجسر من ثلاثة أجزاء متساوية تضاغطيا من الخرسانة المسلحة طول كل واحدة منها 20م . بعد حساب مختلف القوى من خلال طريقة جويون ماسوني وأيضا من قبل الحساب العددي باستخدام برنامج ساب2000 نقوم بإيجاد تسليح العناصر المكونة للجسر (روافد – بلاط) و كذلك مراجعة الحسابات وفقا للوائح المعمول بها وفي الأخير نقوم بتحديد الأبعاد الأولية لدعائم الجسر.

الكلمات المفتاحية : جسر، خرسانة مسلحة، جويون ماسوني، ساب 2000، تسليح.



INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

La construction a toujours été l'une des préoccupations majeures de l'homme, dans notre ère, la construction des ouvrages d'art a connu un grand essor en vertu de leur importance stratégique qui a un impact direct sur les plans : économique, social et environnemental.

En quelques décennies, la construction des ponts a considérablement progressé, non seulement grâce à une utilisation intelligente et une mise en œuvre maîtrisée de matériaux nouveaux aux performances remarquables, mais aussi grâce à la mise au point de méthodes rationalisant la production, régularisant la qualité et augmentant les cadences de fabrication tout en assurant une sécurité croissante pour le personnel d'exécution.

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

L'étude ou la conception d'un pont constitue un travail de synthèse et de discipline et nécessite une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, leur pré dimensionnement et problèmes d'exécutions.

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

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

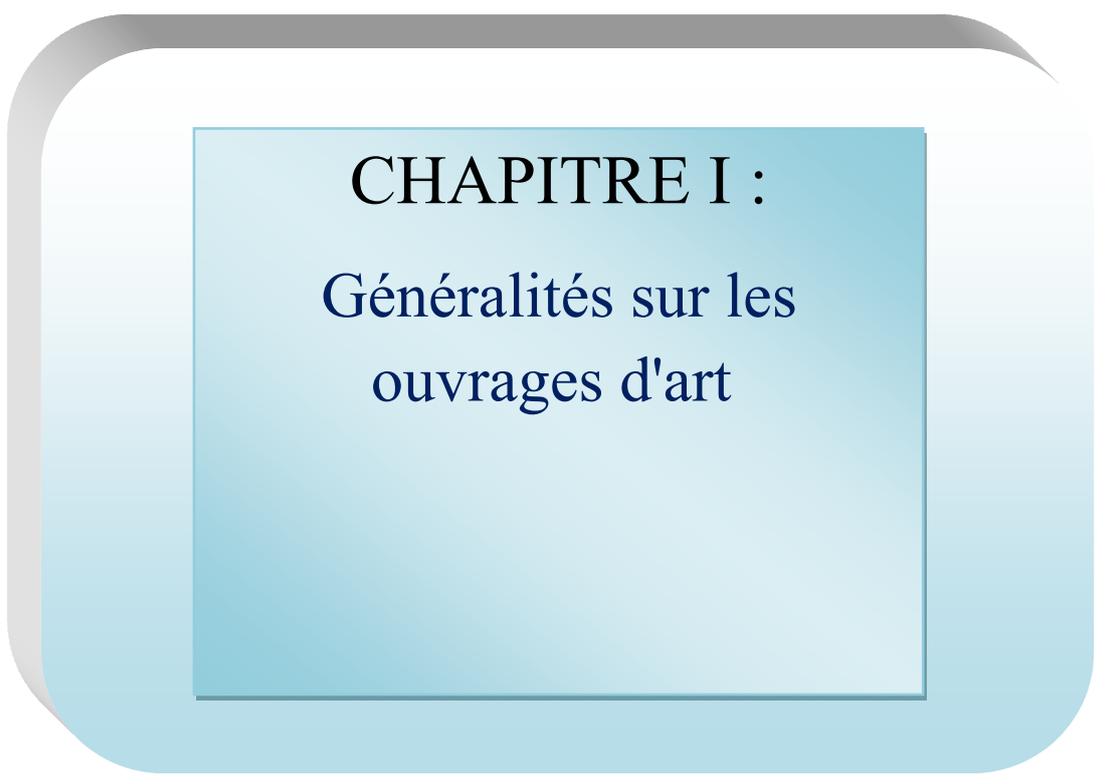
A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usages, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles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

Dans ce mémoire nous essayons d'examiner la conception et l'étude d'un pont isostatique à poutres en béton armé franchissant un Oued, d'une portée de 20 mètres en utilisant deux méthodes de calcul :

- Méthode numérique le calcul se fait à l'aide du logiciel SAP 2000 (en élément finis)
- Le calcul analytique en utilisant la méthode de Guyon-Massonnet . . .

À la base, la structure d'un pont est la suivante :

- ✓ Un tablier constitue la partie qui supporte les voies de circulation.
- ✓ Des culées servent de point d'appui aux extrémités du tablier.
- ✓ Des piles soutiennent le tablier entre les culées, si la longueur du tablier le nécessite.



CHAPITRE I :
Généralités sur les
ouvrages d'art

I.1) Définition d'un pont

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

I.2) Classification des ponts

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

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

I.2.1) Suivant le matériau principal dont ils sont constitués

On parle de:

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

I.2.2) Suivant leur fonctionnement mécanique

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

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



Figure I.1 : Pont en maçonnerie



Figure I.2 : Pont en béton armé



Figure I.3 : Pont Métallique

I.2.3) Suivant la nature de la voie portée

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

I.2.4) Suivant leur disposition en plan

Les ponts sont classés en:

- Ponts droits
- Ponts biais
- Ponts courbes

I.2.5) Suivant leur forme des poutres

On parle de:

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

I.2.6) Suivant la structure transversale

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

I.2.7) Suivant leur durées de service

- ponts provisoires
- ponts définitifs

I.3) Différentes parties d'un pont

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

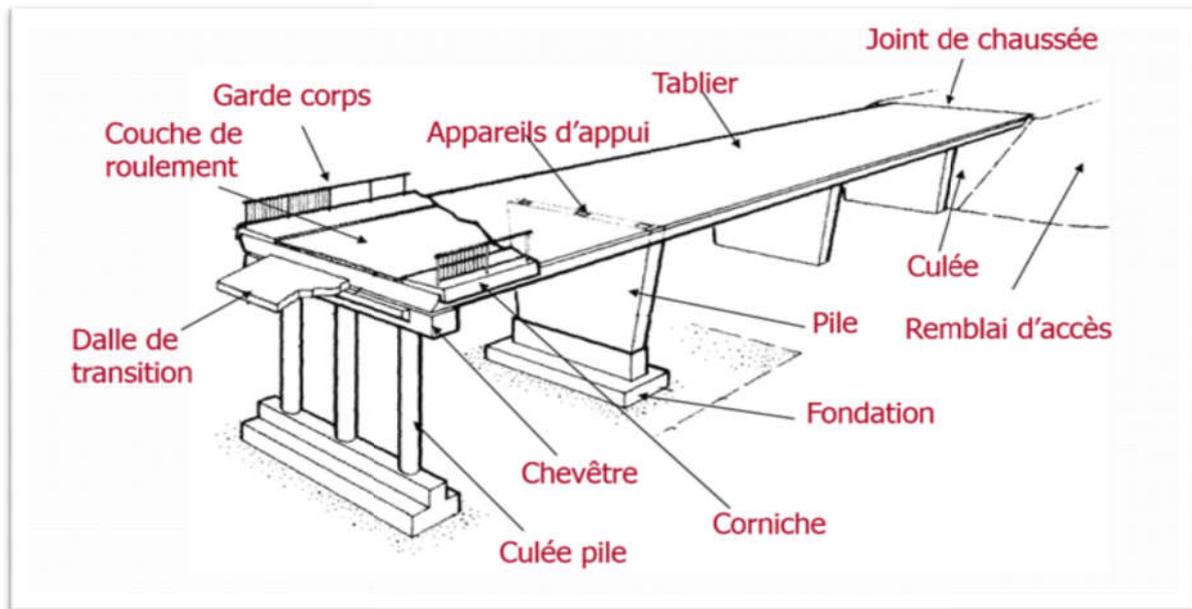


Figure I.4 : les différentes parties d'un pont

I.3.1) La structure du pont

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

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

I.3.1.1) La dalle

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

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

I.3.1.2) Entretoises

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

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

I.3.1.3) Poutres principales

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

I.3.1.4) Piles et les culées

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

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

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

I.3.1.5) Fondations

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

I.3.2) Les équipements des ponts

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

I.3.2.1) appareils d'appui

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

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

I.3.2.2) Joints de chaussée

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

I.3.2.3) Etanchéité et couche de roulement

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

- La chape d'étanchéité

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

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

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

- **La couche de roulement**

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

I.3.2.4) Dispositifs de retenue

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

- **Les garde-corps**

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

- **Les glissières**

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

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

- **Les barrières**

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

I.3.2.5) Corniche

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

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

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

Les corniches sont utilisées pour remplir les fonctions suivantes :

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

I.3.2.6) Autres équipements

En citera tout particulièrement

- **Les dalles de transition**

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

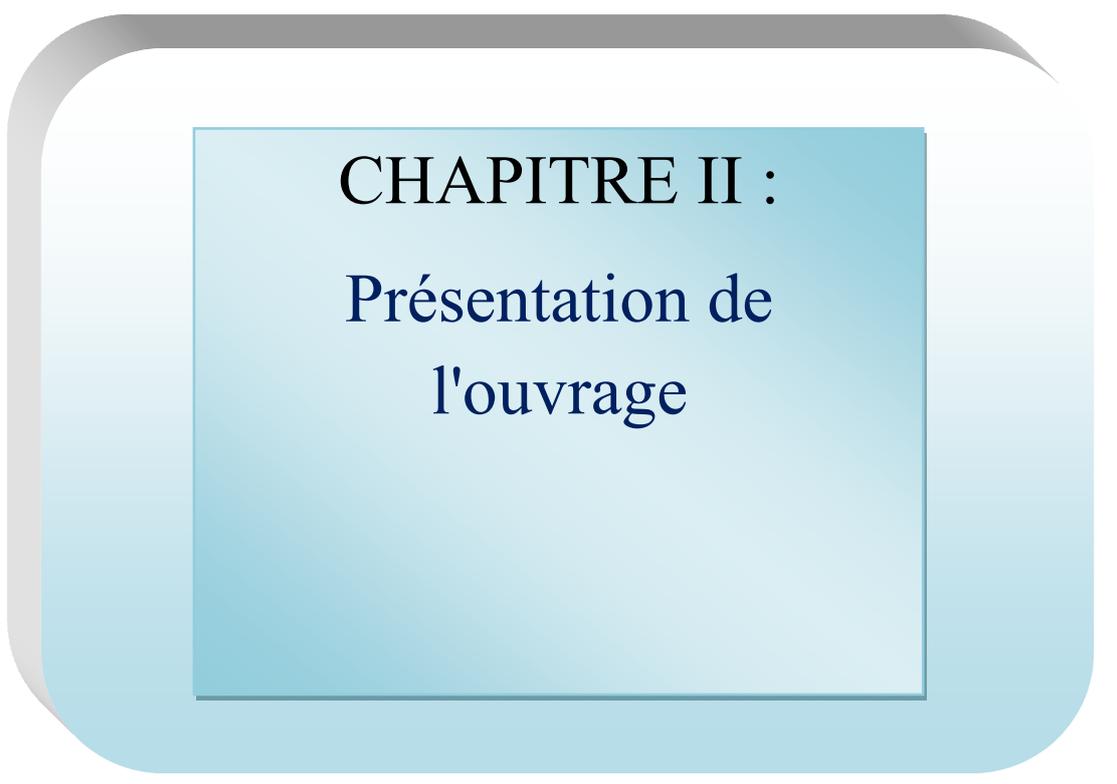
- **Les grilles centrales**

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

- **L'éclairage**

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

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



CHAPITRE II :
**Présentation de
l'ouvrage**

II.1) Introduction

Etant donné les besoins considérables en matière d'ouvrage d'art, dus essentiellement au développement du réseau routier, la création du réseau autoroutier et la croissance économique du pays. La construction des ouvrages d'art a pris une importance, pour cela, il a fallu adopter de nouveaux procédés de construction dans la perspective de réduire les délais d'exécution et les coûts de construction.

II.2) Présentation de l'ouvrage

II.2.1) Position de l'ouvrage

Cette présente étude est élaborée en phase projet d'exécution suite à l'accord donné par la APC de TABERGUEMENT, concernant la variante en Béton armé-réalisation d'un ouvrage permet la liaison entre la RN79 et le village de Taberguent wilaya de Mila.



Figure II.1 : position de l'ouvrage

II.2.2) Caractéristiques principal de l'ouvrage

- ✓ Ouvrage à poutre en béton armé.
- ✓ 06 poutres principales pour chaque travée d'une longueur (L=20m).
- ✓ Les supports (02 culées) sont des éléments monolithiques en béton armé.
- ✓ La largeur du tablier est de 9.6 m
- ✓ Deux trottoirs de 1.3 m pour chacun.

La construction est vérifiée d'après les exigences et la recommandation donnée par le B.A.E.L 91 (B.A) ainsi que DTR (document technique réglementaire) pour les surcharges

Routières. Et RPOA 2008 règlement parasismique applicable aux ouvrages d'art.

Les surcharges considérées sont :

- ✓ Surcharge A(l)
- ✓ Surcharge B_c
- ✓ Surcharge militaire M_{c120}
- ✓ Surcharge exceptionnel D
- ✓ Surcharge sur les trottoirs
- ✓ Le revêtement est en béton bitumineux avec une épaisseur de 6 cm sur montant d'une chape d'étanchéité d'une épaisseur de 2 cm.

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

II.3) Conception général de l'ouvrage

La conception des ponts est basée sur l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, en plus de ça l'ingénieur projeteur possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrage, de leur pré-dimensionnement et leur mode d'exécution.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usages dans chaque cas, le choix de d'ouvrage dépend de contrainte imposée dont les principales sont de deux sortes.

II.3.1) Les données de projet

L'étude d'un pont ne peut commencer que lorsque toutes les données relatives au franchissement sont réunies afin de permettre au concepteur de choisir l'ouvrage le mieux adapté.

II.3.1.1) Les données fonctionnelles

Les données fonctionnelles sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction de franchissement.

a. 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.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Largeur roulable $L_r = 7.00$ m.
- Nombre de voie de circulation = 2 voies.
- La pente : 2.5% en toit.

b. Profil en long

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

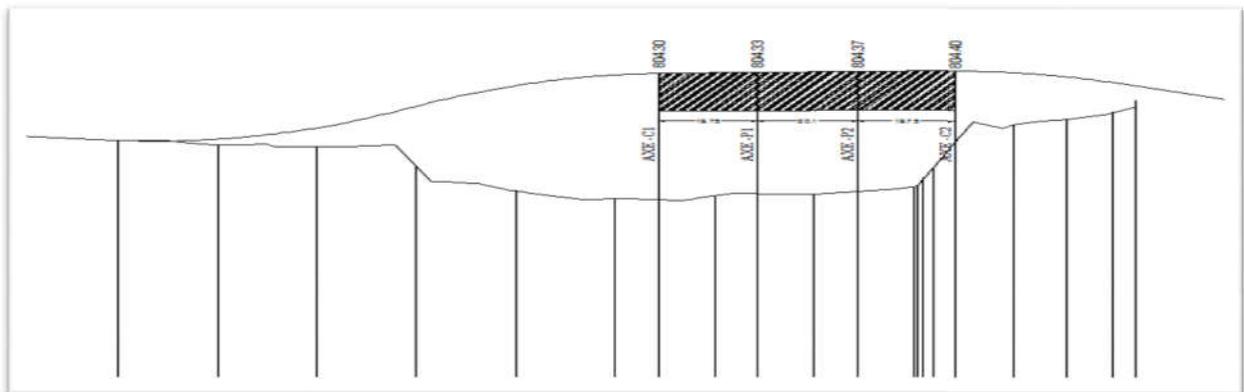


Figure II.2 : Profil en long

c. 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 à un caractère conventionnel. L'ouvrage en plan est droit de longueur totale de 60 m

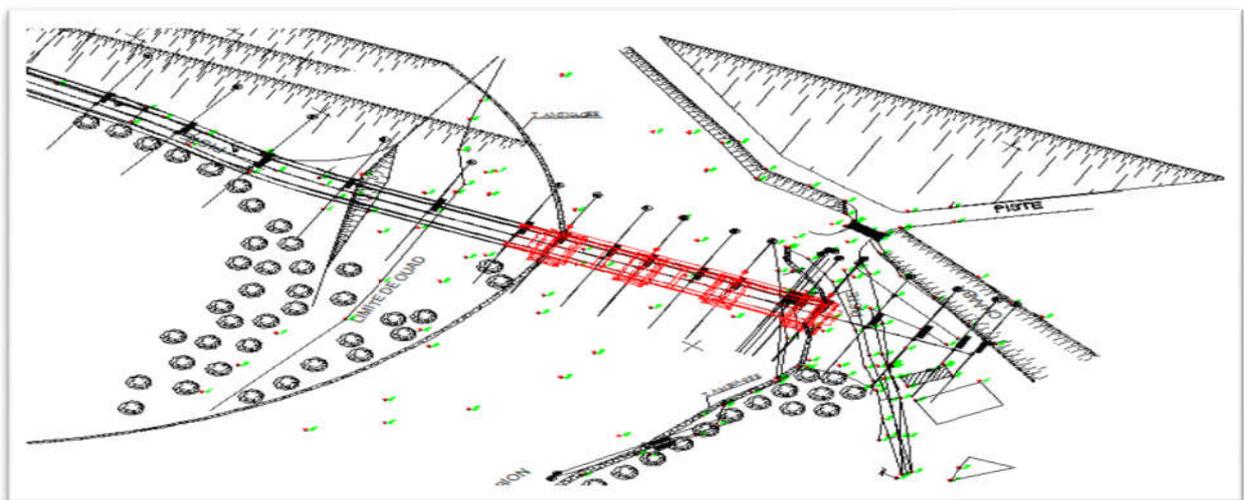


Figure II.3 : Trace en plan

II.3.1.2) Les données naturelles

a. Les données géotechniques

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe (au sens le plus général) et le niveau possible de fondation.

A la lumière des résultats obtenus des travaux in situ, des essais de laboratoire, et après le calcul relatif aux fondations, nous pouvons faire les conclusions et les recommandations suivantes :

- Les sols mis en évidence se caractérisent par les formations suivantes :

Sondage N°	Nature	Profondeur (en m)
S1	Alluvions d'oued + conglomérat	0,00 – 3,50 m
	Marne grisâtre indurée schisteuse	3,50 – 10,00 m
S2	Alluvions d'oued + conglomérat	0,00 – 4,50 m
	Marne grisâtre indurée schisteuse	4,50 – 10,00 m
S3	Alluvions d'oued + conglomérat	0,00 – 5,50 m
	Marne grisâtre indurée schisteuse	5,50 – 10,00 m

1- La contrainte admissible du sol au niveau des alluvions d'oued et conglomérat
 $\sigma_{adm} = 3,00$ bars.

2- L'ancrage de fondation au niveau des marnes grisâtre indurées schisteuse est comme suite :

Sondage N°1 : $D = 4,00$ m à partir du terrain naturel actuel ; la contrainte admissible
 $\sigma_{adm} = 2,61$ bars.

Sondage N°2 : $D = 5,00$ m à partir du terrain naturel actuel ; la contrainte admissible
 $\sigma_{adm} = 2,98$ bars.

Sondage N°3 : $D = 6,00$ m à partir du terrain naturel actuel ; la contrainte admissible
 $\sigma_{adm} = 3,36$ bars.

3- Les sols en question sont non gonflants.

- 4- Les résultats des analyses chimiques nous ont montré que les sols de fondation sont d'agressivité nulle vis-à-vis du béton de l'infrastructure.

b. Topographie :

Il convient de disposer d'un relevé topographique et d'une vue en plan du site. Il existe aussi certaines conditions climatiques locales intervenantes par fois dans certains projets, c'est le cas notamment des ouvrages implantés à la proximité de la mer.

La prise en compte des particularités climatiques locales se situe essentiellement au niveau de la qualité des matériaux à employer ou de certaines dispositions de détails comme l'enrobage des armatures passives ou actives à l'intérieur du béton. indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages... etc.

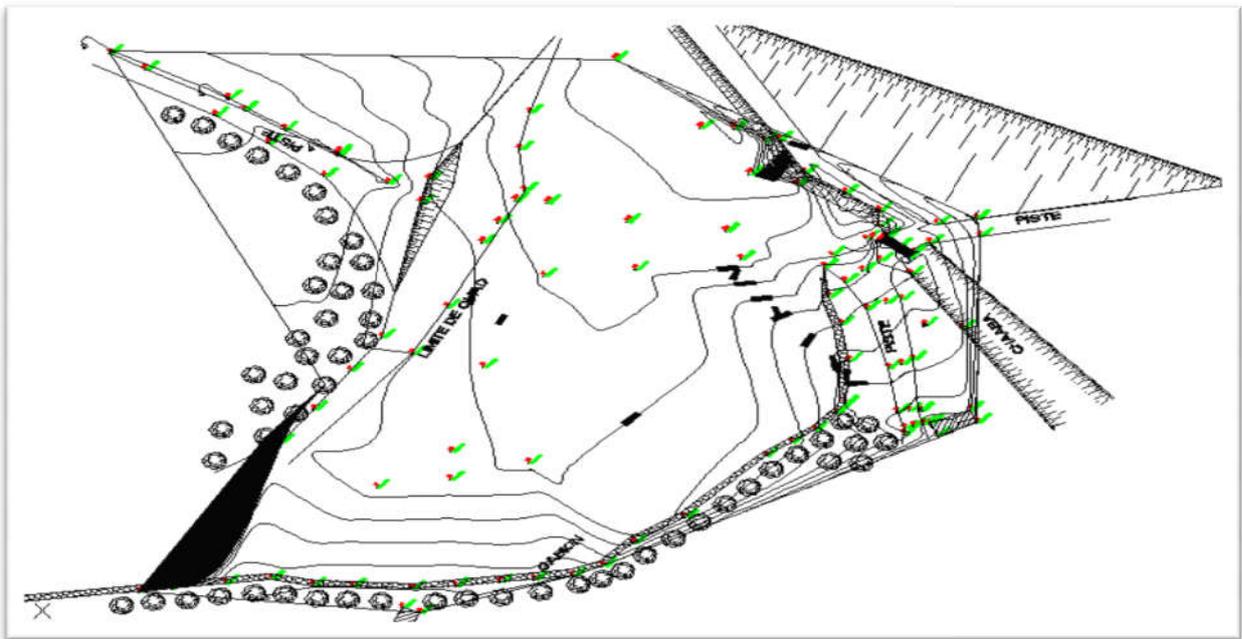


Figure II.4 : Vue topographique du site d'implantation

c. Les données sismologiques

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés sur une construction rigide, ses effets sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante verticale.

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

Zone 0 : négligeable.

Zone I : faible.

Zone IIa : moyenne.

Zone IIb : élevée.

Zone III : très élevée.

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la localité.

Tout ouvrage exposé au domaine d'application des règles parasismiques algériennes, RPA 99 révisé et complété en 2003, doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après :

Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.

Groupe 1B : ouvrage de grande importance.

Groupe 2 : ouvrage courants ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Les paramètres pour dimensionnement de notre ouvrage d'art sont :

Zone sismique **IIa** ; Ouvrage de groupe **2** ; Accélération $A = 0,20 \text{ g}$

d. Les données climatiques

Le vent, la température et la neige.

Il existe aussi certaines conditions climatiques locales intervenantes par fois dans certains projets, c'est le cas notamment des ouvrages implantés à la proximité de la mer. La prise en compte des particularités climatiques locales se situe essentiellement au niveau de la qualité des matériaux à employer ou de certaines dispositions de détails comme l'enrobage des armatures passives ou actives à l'intérieur du béton.

II.3.2) Choix du type d'ouvrage

Suivant le matériau, on peut classer les ponts en plusieurs catégories, les ponts en béton précontraint par pré tension, les ponts en béton précontraint par post tension, les ponts mixtes, chaque type de pont peut avoir des avantages et des inconvénients.

Le choix entre ces types est une opération vaste, elle se base principalement sur le coût (l'économie), le site, les matériaux disponibles, l'esthétique et la disponibilité des entreprises qualifiées et spécialisées dans la réalisation.

II.4) Les variantes proposées

Une présentation de variantes consiste à mener une étude comparative entre deux

Ou plusieurs variantes et d'en choisir une qui réponde techniquement et économique aux

exigences du projet.

Dans la pratique, on effectue une étude comparative de quatre (4) variantes de pont : mixte, métallique, béton armé et béton précontraint. Mais pour ce cas précis de projet, on écarte les deux (02) premières variantes pour entre autres les raisons suivantes : coût relativement élevé induit par la présence d'acier, risques de corrosion de l'acier sous l'effet de l'humidité et de déformabilité sous l'effet de la variation de la température.

Finalement, cette étude revient à opposer sommairement, dans un tableau mettant en exergue avantages et inconvénients, deux (02) variantes seulement :

Première (1^{ère}) variante : pont à poutres en béton armé de 60 m ayant trois (03) travées isostatiques de 20m.

Deuxième (2^{ième}) variante : pont en béton précontraint de 60 m ayant deux (02) travées isostatiques de 30 m.

II.5) Les inconvénients et les avantages pour chaque type de variante

II.5.1) 1^{ère} variante : pont a poutres en béton armé

Tableau II.1 : Avantages et inconvénients des ponts en béton armé

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> * Economique au point de vue de consommations de matériaux. * Exécution facile. * Ne nécessite pas une main d'œuvre hautement qualifiée. * Durabilité. * Bonne résistance aux chocs. * Mise en œuvre et entretien faciles. 	<ul style="list-style-type: none"> * Multiplicité de joint de chaussée (travées) * Portée limitée à 30 m. * Les structures continues sont très rigides et sensibles aux tassements différentiels. * Echafaudage important. * Complication des coffrages le rend relativement coûteux en main d'œuvre

II.5.2) 2^{ème} variante : pont a poutres en béton précontraint

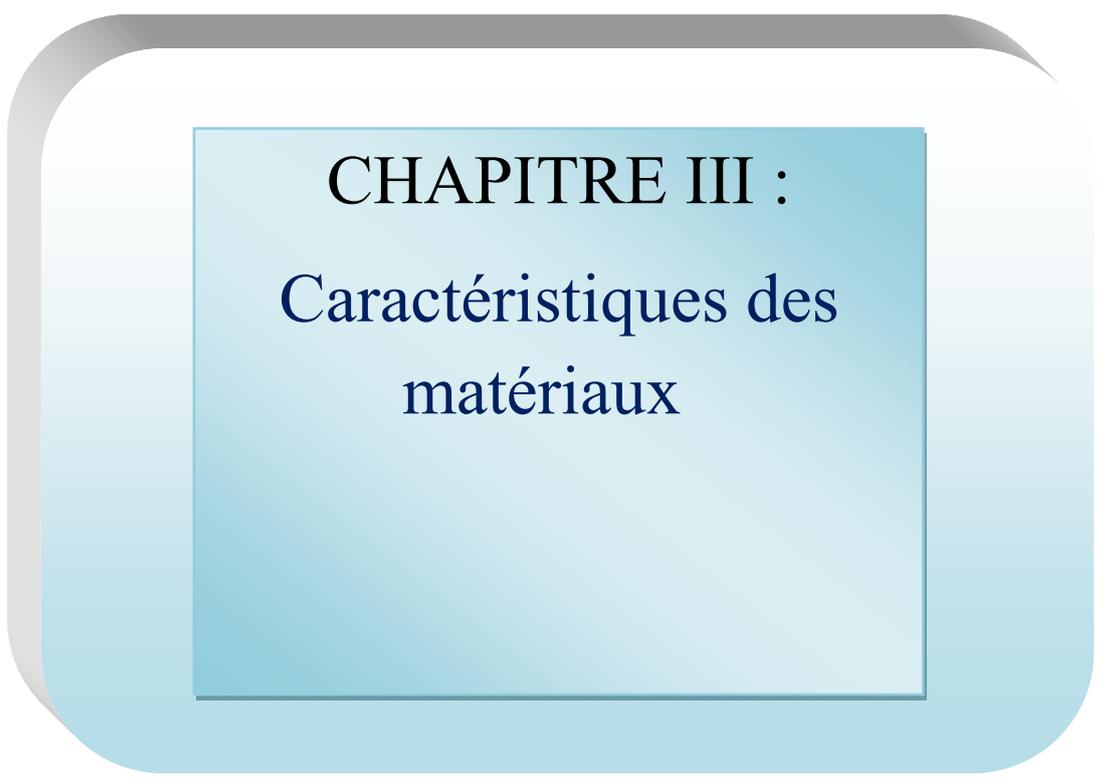
Tableau II.2 : Avantages et inconvénients des ponts en béton précontrainte

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Une meilleure utilisation de la matière, le béton situé autour des armatures de précontraint est toujours comprimée, on limite ainsi la corrosion des aciers. ➤ L'effort précontraint agissant en sens inverse des charges extérieurs limite les déformés. ➤ La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage. ➤ La possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours. ➤ La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles. ➤ L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décinturer ou décoffrer.

II.6) Conclusion

Au terme de cette succincte analyse, on opte pour la 1^{ère} variante, c'est-à-dire un pont à poutres en béton armé de 60 m ayant cinq (03) travées isostatiques de 20 m.

Ce choix est plus particulièrement guidé par la **facilité** dans la **mise en œuvre** et **l'entretien de** l'ouvrage.



CHAPITRE III :
Caractéristiques des
matériaux

III.1) Historique du béton armé

Le premier ouvrage en béton armé fut un bateau en ciment armé (paroi mince de quelques centimètres enrobant un quadrillage de fers) présenté à une exposition à Paris vers 1855 par J. Lambot. L'invention de Lambot fut rapidement suivie par de nombreux champs d'application, auxquels sont attachés les noms de Monier (caisses, réservoir, poutres, etc.), Coignet, Hennebique sur le plan pratique et par la suite Rabut et Mesanger sur le plan théorique.

Depuis 1900 le matériau béton armé n'a pas beaucoup changé. Seules quelques améliorations de la qualité du matériau ont eu lieu avec l'apparition des barres rondes lisses, puis à haute adhérence, et la mise au point de toute une gamme d'adjuvants.

III.2) Le béton

Il est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise.

Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm^2 de section avec une hauteur double du diamètre.

Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 MPa).

III.2.1) Les compositions du béton

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

a. ciment

Le ciment joue un rôle important entre les produits employés dans la construction. La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

b. granulats

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

➤ Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches.

La grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤ Pierrailles

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

III.2.2) Dosage du béton

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

III.2.3) Résistance mécaniques du béton

A. Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 90 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{si } j > 90 \text{ jours}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

B. Résistance à la compression

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

C. Module de déformation longitudinale

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton (E_{ij}) défini par les B.A.E.L comme suit :

➤ Module de déformation instantanée du béton:

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

➤ Module de déformation sous chargement de longue durée (différée) :

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

D. Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson dans le cas de béton armé diminuée put prendre les valeurs

suivantes ν :

$$\begin{cases} 0.2 & \text{pour le béton non fissuré à (l'ELS)} \\ 0 & \text{pour le béton fissuré à (l'ELU)} \end{cases}$$

E. Contrainte limite

E.1) Etat limite ultime

❖ Contrainte ultime du béton

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme contraint déformation.

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{\mu \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Où : le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15

pour les combinaisons accidentelles,

- μ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges: $\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h $\mu = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et $\mu = 0,85$ dans les autres cas.

$$(t > 24) \text{ heures} \quad \mu = 1.$$

$$(1 < t < 28) \text{ heures} \quad \mu = 0,9.$$

$$(t < 1) \text{ heures} \quad \mu = 0,85.$$

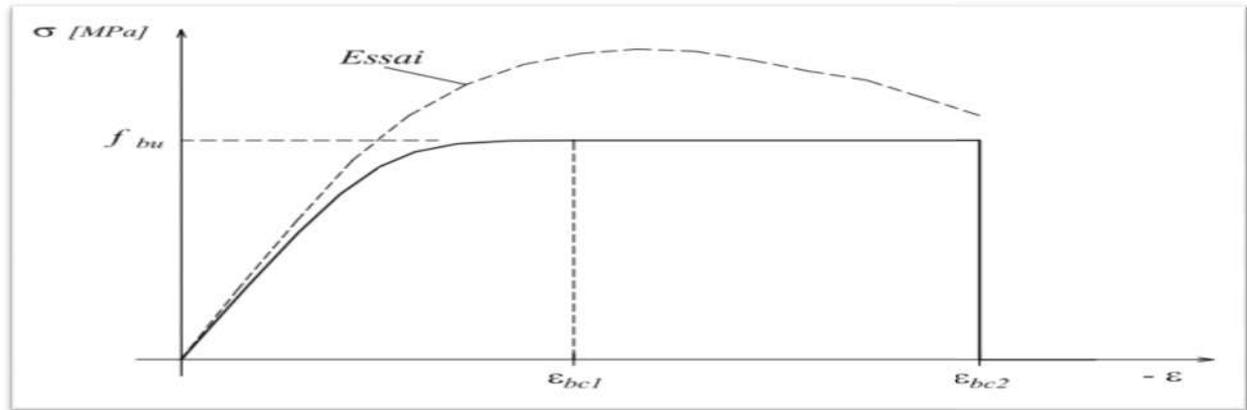


Figure III.1 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU

❖ Contrainte ultime de cisaillement

La contrainte de cisaillement est limitée par $\tau \leq \tau'$

$$\tau = \min(0,15 f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ Mpa}). \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau = \min(0,10 f_{cj} ; 3 \text{ Mpa}). \text{ fissuration peu nuisible.}$$

E.2) Etat limite de service

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte pour cela, la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier .

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

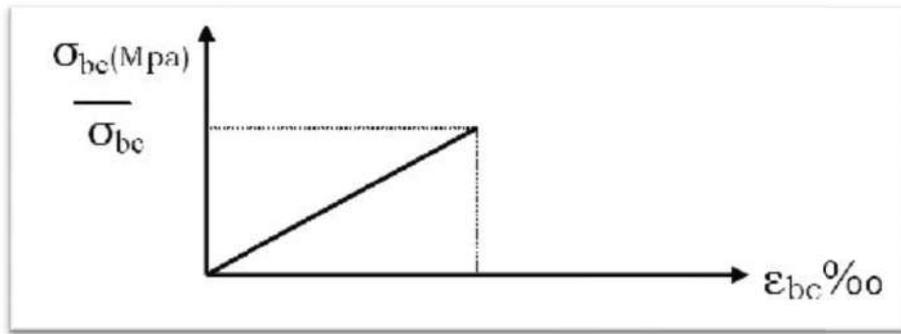


Figure III.2 : Diagramme du béton à l'E L S

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \text{ Avec : } \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

III.3) Acier

Comme le béton n'a pas une bonne résistance à la traction, on est conduit à associer à ce dernier un matériau possédant une meilleure résistance à la traction.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa. Lorsqu'aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture ..

III.3.1) contrainte limite

Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation.

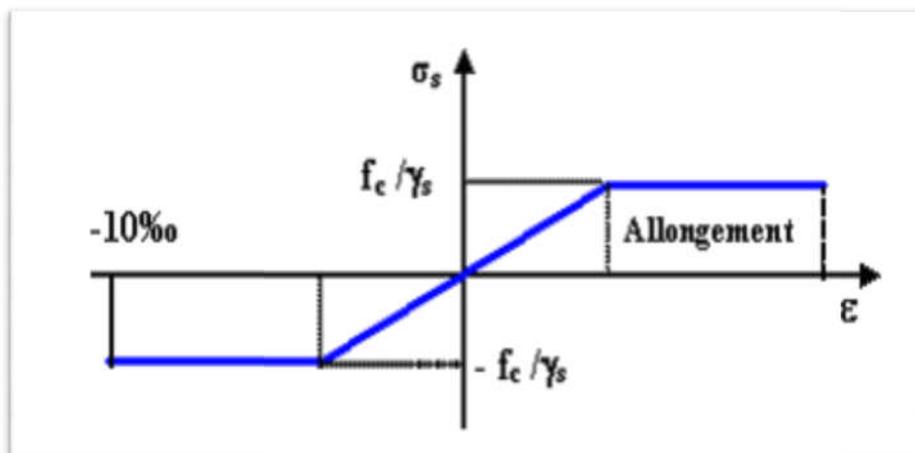


Figure III.3 : diagramme contrainte-déformation d'acier.

Avec : σ_S : contrainte de l'acier
 γ_S : coefficient de sécurité des aciers
 f_e : limite d'élasticité de l'acier
 ε_s : Déformation élastique de l'acier

❖ Contrainte limite de traction

A- E.L.U

$$\sigma_S = f_{SU} = \frac{f_e}{\gamma_S}$$

Avec:

$$\begin{cases} \gamma_S = 1 \text{ cas accidentel.} \\ \gamma_S = 1,15 \text{ cas durable} \end{cases}$$

B- E.L.S

➤ fissuration préjudiciable :

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

➤ fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_S = \text{Min} \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90(\eta \cdot f_{tj})^{1/2} \right\}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 \text{ treillis soudé et ronds lisses.} \\ 1,6 \text{ acier à haute adhérence.} \end{cases}$$

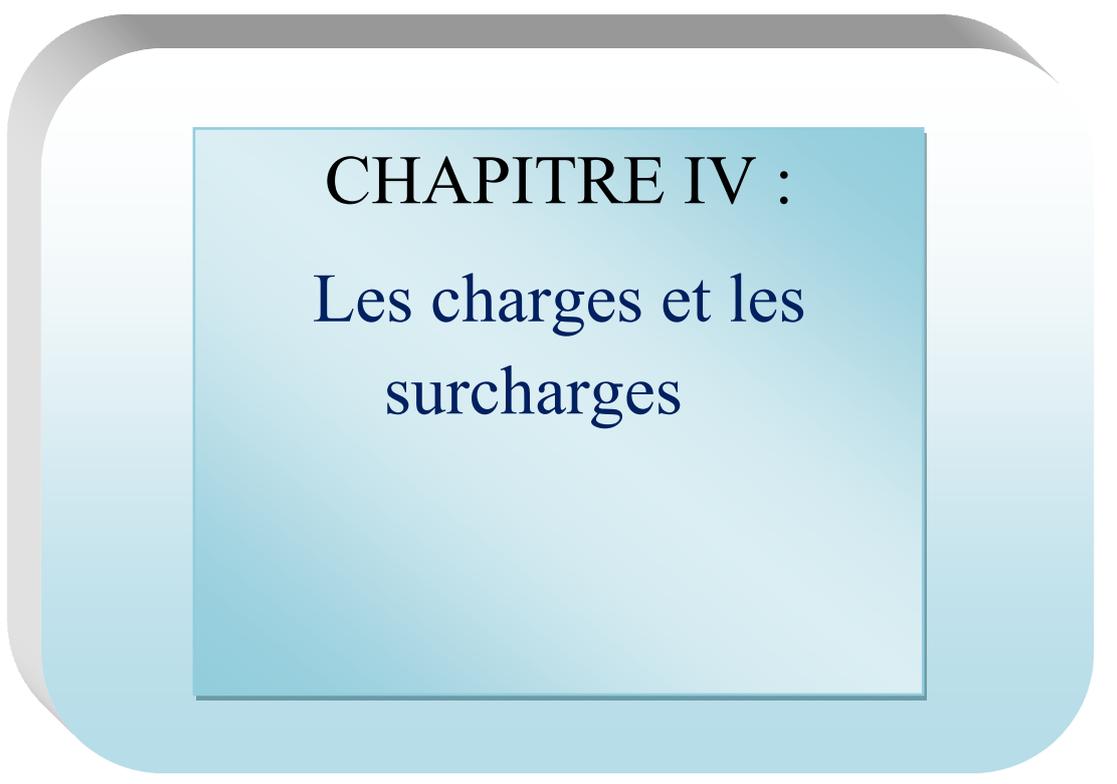
❖ Module d'élasticité de l'acier

Module d'élasticité longitudinale est ($E_s = 200000 \text{ Mpa}$)

III.4) Conclusion

Le béton utilisé a une résistance à la compression à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$ et une masse volumique de 2500 KG/m^3 .

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures à haut adhérence de nuance FeE40.



CHAPITRE IV :
Les charges et les
surcharges

IV.1) Calcul des charges

On peut diviser la charge total de l'ouvrage sur deux secteur 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

a. L'élément poutre

$$p_{\text{poutre}} = 0,35 \times 1,2 \times 2,5 = 1,05 \text{ t/ml}$$

Poids propre d'une poutre par mètre linéaire est :

$$p = 1,05 \text{ t/m}$$

$$\text{Poids total des poutres est : } 1,05 \times 6 = 6,3 \text{ t/ml}$$

Alors :

$$P_{\text{poutre}} = 6,3 \times 20 = 126 \text{ t}$$

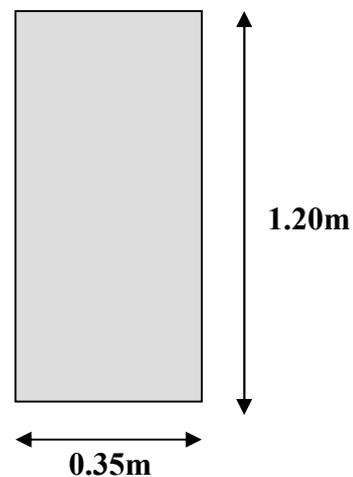


Figure IV.1 : Coupe transversale de la poutre

b. L'élément dalle

$$\text{Poids total du hourdis est : } 9,4 \times 0,25 \times 2,5 = 5,875 \text{ t/ml}$$

$$\text{Alors : } P_{\text{dalle}} = 5,875 \times 20 = 117,5 \text{ t (pour chaque travée)}$$

c. Entretoises

$$P = 0,25 \times 0,4 \times 2,5 \times 2 = 0,5 \text{ t/ml}$$

$$P = 0,5 \times 6,25 = 3,125 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } CP = 126 + 117,5 + 3,125 = 246,625 \text{ t (pour une travée)}$$

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

d. Revêtement

- Poids du revêtement + chapes d'étanchéité :

$$P_r = [(0,06+0,02) \times 2,2] \times 7 = 1,232 \text{ t/ml}$$

Alors : $P_r = 1,232 \times 20 = 24,64 \text{ t}$ (pour une travée)

e. Trottoirs

✓ Poids des corniches : $P_1 = S_1 \times 2,5$

$$S_1 = 0,125 \text{ m}^2 \text{ donc } P_1 = 0,125 \times 2,5 = 0,3125 \text{ t/ml}$$

✓ Poids des trottoirs :

$$S_2 = 1,3 \times 0,3 = 0,39 \text{ m}^2 \text{ donc } P_2 = 0,39 \times 2,5 = 0,975 \text{ t/ml}$$

✓ Poids du garde corps : $p = 0,1 \text{ t/ml}$

$$P_{c+t+g} = (0,3125 + 0,975 + 0,1) \times 2 = 2,775 \text{ t/ml}$$

$$\text{Alors : } P_{c+t+g} = 2,775 \times 20 = 55,5 \text{ t}$$

f. glissière de sécurité

$$P_{gs} = 0,06 \times 2 = 0,12 \text{ t/ml}$$

$$\text{Alors : } P_{gs} = 0,12 \times 2 = 2,4 \text{ t}$$

En fin on a :

$$\text{CCP} = 24,64 + 55,5 + 2,4 = 82,54 \text{ t}$$

IV.1.3) Poids total du tablier d'une seule travée

- En tonne : $GT = 126 + 117,5 + 3,125 + 24,64 + 55,5 + 2,4 = 329,165 \text{ t}$

IV.2) Calcul des surcharges

On distingue :

- Surcharge de type A (L)
- Système B
- La surcharge militaire M c 120.
- La surcharge exceptionnelle convois D 240 t.
- Les surcharges sur trottoirs

❖ **La largeur roulable (Lr)**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures.

❖ **La largeur chargeable (L_c)**

Se déduit de la largeur roulable, en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière) lorsqu'il existe.

Dans notre cas, il n'existe pas des dispositifs de sécurité .donc (L_C = L_R = 7,00m).

❖ **Nombre de voie(m)**

$$N = E\left(\frac{L_C}{3}\right) = E\left(\frac{7}{3}\right) = E(2,33)$$

Donc :N = 2voies

❖ **La largeur d'une voie (L_v)**

$$L_v = \frac{L_C}{m} = \frac{7,00}{2} = 3,50m$$

❖ **La classe de pont**

On distingue trois classe de pont, en fonction de leur largeur roulable qui sont les suivants :

Tableau IV.1 : Classe de pont

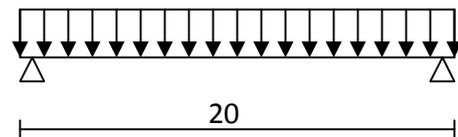
Pont de la 1 ^{ère} classe : L _R ≥ 7 m ou exceptions. 2 ^{ème} classe : 5,5 m < L _R < 7 m. 3 ^{ème} classe : L _R ≤ 5,5m.

a. Système de charge A (L)

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement, ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds. La masse de A (L) exprimée en kilogrammes par mètre carré (Kg/m²), est donnée en fonction de la longueur chargée. l, exprimée en mètre par la formule :

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

La portée : L = 20 m



$$A(L) = 230 + \frac{36000}{20+12} = 1355 \text{ Kg/m}^2 \quad \mathbf{A(L) = 1.355 \text{ t/m}^2}$$

a valeur obtenue sera par la suite multipliée par les coefficients a₁ et a₂ puis par la largeur

d'une voie (respectant les deux voies). Si elle est seule à être chargée afin d'obtenir une force mètre linéaire. Nous obtenons donc la formule suivante : $A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$
 En fonction de la classe du pont et nombre de voies chargés, on a le tableau suivant : qui donnant les valeur du coefficient a_1

Tableau IV.2 : Le coefficient a_1

	1 voie	2 voie	3 voie	4 voie	≥ 5 voie
1 ^{ere} classe	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2 ^{eme} classe	1,00	0,90	/	/	/
3 ^{eme} classe	0,90	0,80	/	/	/

On a : pont de 1^{er} classe

D'autre par, $A(L)$ est multiplier par un autre coefficient (a_2) donné par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V} \quad \text{Avec : } \begin{cases} V_0 = L_V = 3.50\text{m (largeur d'une voie)} \\ V = 3,50\text{m (pont de 1^{er} classe)} \end{cases}$$

$$a_2 = \frac{3.50}{3,50} = 1$$

✓ **Pour une voie chargée :**

Pont de 1^{ere} classe, nombre de voies chargée $n=1$ et $a_1=1, a_2=1$

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

$$A(L) = 1.355 \times 1 \times 1 \times 3.5 = 4.7425 \text{ t/ml}$$

✓ **Pour deux voies chargée :**

Pont de 1^{ere} classe, nombre de voies $n = 2$: $A(L) = 1.355 \times 1 \times 1 \times 7 = 9.487 \text{ t/ml}$

Tableau IV.3 : La valeur de $A(L)$ en fonction de voies chargées

Nombre de voies	a_1	a_2	$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L)$ t/m2	Largeur de voies en m	A (L) t/ml
1	1	1	1.355	3.5	4.7425
2	1	1	1.355	7	9.485

b. Système B

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

- Le système B_c se compose de camions types.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée.
- Le système B_t se compose de groupe de deux essieux dénommés essieux-tandems

Les deux premiers systèmes B_c et B_r s'appliquent à tous les ponts quelle que soit leur classe, le system B_t ne s'applique qu'aux ponts de première ou de deuxième classe

Système B_c

se compose d'un camion comporte 03 essieux de poids total égale à 30 t.

On dispose sur la chaussée plus autant de files ou convois de camion que la chaussée comporte de voie de circulation et on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré

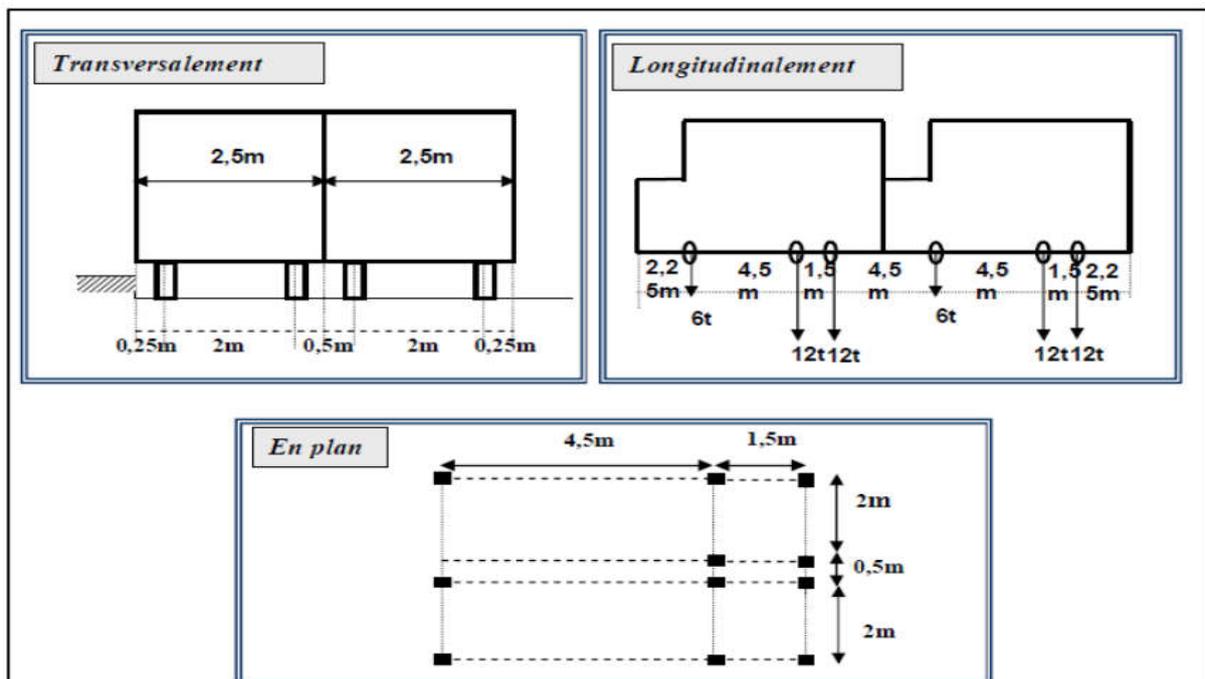


Figure IV.2 : Différentes dispositions des camion (2 fils)

Les charges de système B_c sont multipliées par deux coefficients :

Un coefficient b_c dépend de la classe du pont et nombre de voies donnée par le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Coefficient b_c

Valeur de b_c	Nombre de fils considérés	1	2	3	4	>4
Classe du Pont	1 ^{ère}	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
	2 ^{ème}	1	1	-	-	-
	3 ^{ème}	1	0.8	-	-	-

Un coefficient de majoration dynamique δ_c donné par :

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20L} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Avec : $\begin{cases} L: \text{la longueur du travée} \\ G: \text{la charge permanente.} \\ S: \text{la surcharge maximum.} \end{cases} \quad \begin{cases} L = 20 \text{ m} , G = 329.715 \text{ t} \\ S = 120 \times 1,10 = 132 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow b_c = 1,10$

❖ Pour une voie chargée :

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1+0,20 \times 20} + \frac{0,60}{1+4 \frac{329,715}{72}} \Rightarrow \delta_c = 1.111$$

❖ Pour deux voies chargées :

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1+0,20 \times 20} + \frac{0,60}{1+4 \frac{329,715}{132}} \Rightarrow \delta_c = 1.134$$

Tableau IV.5 : Les charges B_c par essieu

Nombre de voies chargées	b_c	δ_c	Charge par essieu avant (6t)	Charge par essieu arrière (12t)
1	1.2	1.111	$6 \times 1.2 \times 1.111 = 7.9992$	$12 \times 1.2 \times 1.111 = 15.9984$
2	1.1	1.134	$2 \times 6 \times 1.1 \times 1.134 = 14.9688$	$2 \times 12 \times 1.1 \times 1.134 = 29.9376$

✓ **Système Bt**

Un tandem du système Bt comporte deux essieux, tous deux à roues simples répond aux caractéristiques suivantes

- Charge portée par chaque essieu 16 t

Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 2m

-Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.

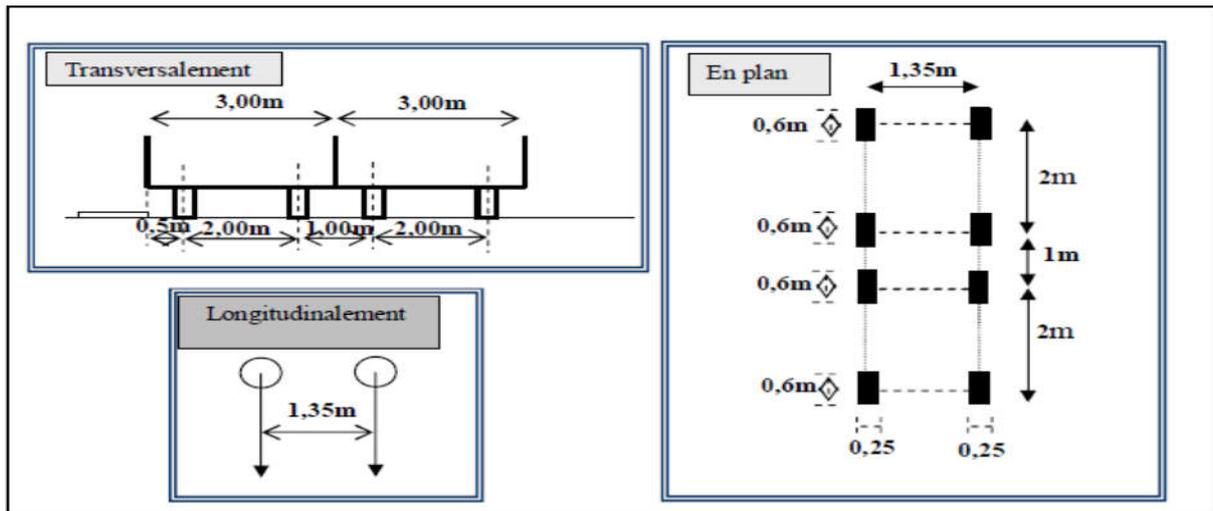


Figure IV.3 : Différentes dispositions du bt (2 tandem)

Les surcharges du système B_t pris en compte sont multipliées par le coefficient b_t , qui est en fonction de la classe du pont et le coefficient de majoration dynamique δb_t , le système B_t à une masse de 32 t.

02 tandems : $B_t = 2 \times 32 = 64 \text{ t}$

Tableau IV.6 : Coefficient B_t

Classe du pont	1 ^{er} Classe	2 ^{ème} Classe
b_t	1,00	0,90

- Calcul de δ_c

❖ Pour une voie chargée :

$$S = s \times b_t = 32 \times 1 = 32 \text{ t} \Rightarrow \delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 20} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{329,715}{32}} = 1.094$$

❖ Pour deux voies chargée :

$$S = s \times b_t = 32 \times 2 \times 1 = 64 \text{ t} \Rightarrow \delta_c = 1 + \frac{0,40}{1 + 0,20 \times 20} + \frac{0,60}{1 + 4 \frac{329,715}{64}} = 1.107$$

Tableau IV.7 : Les charges bt par essieu

Désignation	S	B_t	φ_c	Essieu(16t)
1 tandem	32	1.00	1.094	17.504
2 tandem	64	1.00	1.107	35.424

✓ **Système B_r :**

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

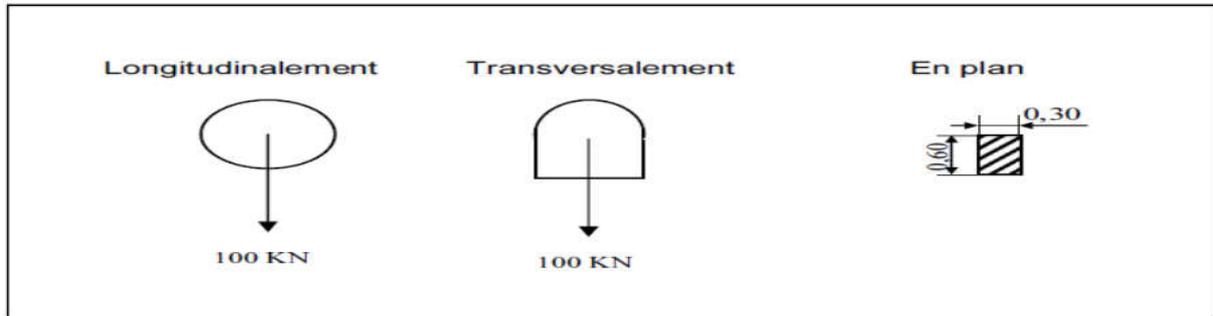


Figure IV.4 : Différentes disposition des roues Br

c. Système militaire M_{C120}:

Le système M_{c 120} se compose de véhicule type à chenilles. Il comporte deux chenilles et le rectangle d'impact de chacune d'elle est supposé uniformément chargé. La pression répartie au mètre linéaire, appliquée par le convoi est :

$$q/ml = \frac{110}{6,1} = 18.03 \text{ t/ml.}$$

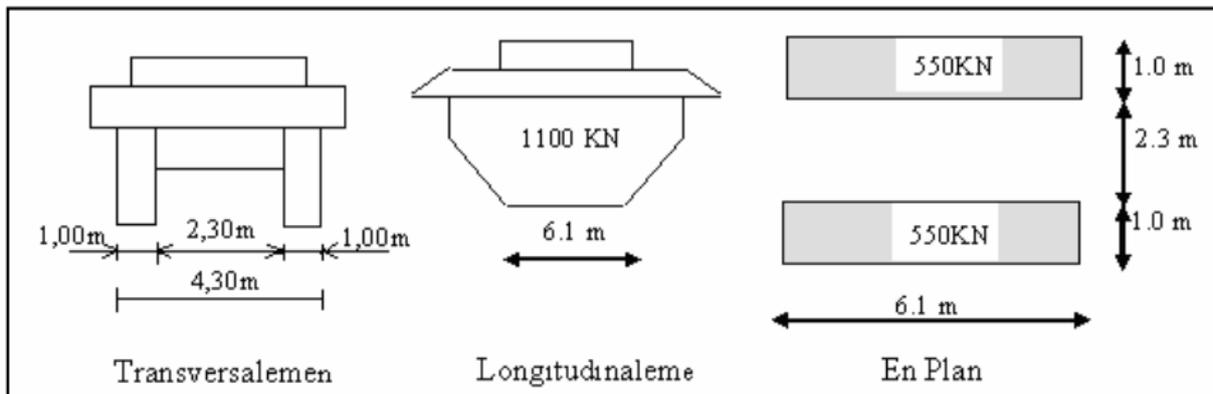


Figure IV.5 : Différentes disposition pour le Mc 120

Le coefficient de majoration étant calculé par la même formule que celle qui est donnée pour le système B. Dans l'application de la formule ci-dessous le système S : représente le poids des charges militaires qu'il est possible de disposer sur la même surface que celle qui est à considérer pour le système B suivant l'élément calculé.

- Calcul de δ_c

$$\delta_c = 1 + \frac{0,40}{1+0,20 \times 20} + \frac{0,60}{1+4 \frac{329,715}{110}} = 1.126$$

Donc : $q = 18.03 \times 1.126 = 20.30 \text{ t/ml}$

d. système de charges exceptionnelles D_{240}

Comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux.

Le poids total est 240 t supposé répartie sur un rectangle uniformément chargé de 3.20 m de largeur et de 18,60 m de longueur.

Le poids /ml : $P = (240 / 18.6) = 12.90 \text{ t/ml}$

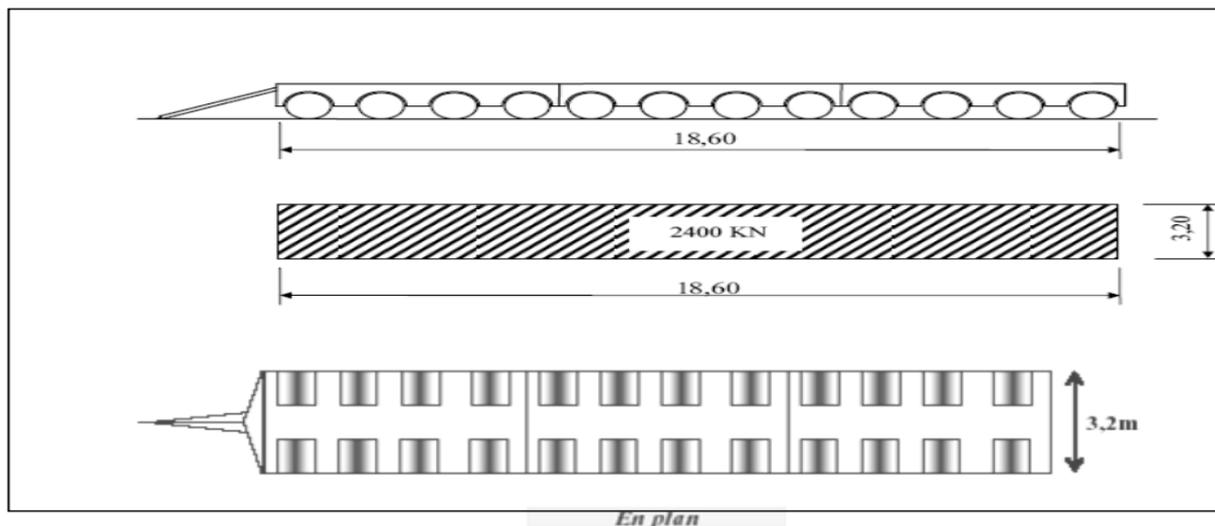


Figure IV.6 : Système exceptionnel D_{240}

e. Surcharges sur trottoir :

On applique sur le trottoir une charge uniformément répartie de 150 Kg/m^2 de façon à produire l'effet le plus défavorable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{un trottoir chargé: } p = 0.15 \times 1.3 = 0.195 \text{ t/ml} \\ \text{deux trottoirs chargés: } p = 2 \times 0.15 \times 1.3 = 0.39 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

f. 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^2) .

g. 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 piles.

❖ $E_H = 0.10G$ dans le sens horizontal .

❖ $E_V = 0.07G$ dans le sens vertical .

Dans notre cas : $\begin{cases} \varepsilon_H = 0.10 \times 329.715 = \mathbf{32.9715\ t} \\ \varepsilon_V = 0.07 \times 329.715 = \mathbf{23.08\ t} \end{cases}$

h. L'effet de freinage

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

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

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

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

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

Tableau IV.8 : Effort de freinage

	$A(L) (t)$	$S(m^2)$	F	$F_H(t)$
1 voie	$4.7425 \times 20 = \mathbf{109.32}$	$3.50 \times 20 = 70$	0,0494	5.4004
2 voies	$9.485 \times 20 = \mathbf{218.6\ 4}$	$7.00 \times 20 = 140$	0,0488	10.6696



CHAPITRE V :
Répartition longitudinal
des efforts

V.1) Répartition longitudinale des efforts

$$M(x) = R_A x - \frac{q}{2} x^2$$

$$R_A = R_B = \frac{q}{2} l = 12.1 \text{ t}$$

$$T(x) = R_A - qx$$

Pour $x=0$: $\begin{cases} M = 0 \\ T = R_A = \frac{q}{2} l \end{cases}$

Pour $x=\frac{l}{2}$: $\begin{cases} M(\frac{l}{2}) = \frac{ql^2}{8} \\ T = 0 \end{cases}$

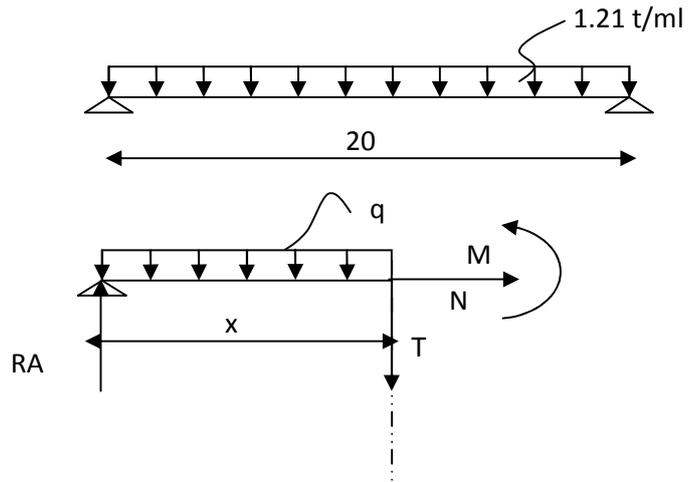


Figure V.1 : Schéma statique de la poutre

V.1.1) La poutre seule

$q = 1.21 \text{ t/ml}$ $R_A = R_B = 12.1 \text{ t}$

Tableau V.1 : Les efforts dus au poids propre de la poutre

Section (x)	M(t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	12.1	12.1
0.25L	45.375	6.05	
0.50L	60.5	0	

V.1.2) La dalle

- Poutre intermédiaire : $p = 2.5 \times 1.6 \times 0,25 = 1 \text{ t/ml}$
- Poutre de rive : $p = 2.5 \times 1.6 \times 0,25 = 1 \text{ t/ml}$

Tableau V.2: Les efforts revenant de la dalle

Section	M(t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	10	10
0.25L	37.5	5	
0.50L	50	0	

V.1.3) La super structure : $G = 4.211 \text{ t/ml}$

- **Poutre intermédiaire** : $p = \text{poids de la super structure divisé par le nombre de poutres}$,
d'où $p = 4.211/6 = 0.702 \text{ t/m}$

Tableau V.3 : Les efforts revenants à la super structure (poutre intermédiaire)

Section	M(t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	7.02	7.02
0.25L	26.33	3.51	
0.50L	35.1	0	

- **Poutre de rive :** p = poids de la super structure divisé par le nombre de poutres
 $p = 4.211/6 = 0.702 \text{ t/ml}$

Tableau V.4 : Les revenants à la super structure (poutre de rive)

Section	M(t.m)	T(t)	R(t)
0.00L	0	7.02	7.02
0.25L	26.33	3.51	
0.50L	35.1	0	

Tableau récapitulatif des M , T, R

Tableau V.5 : Tableau récapitulatif des M , T, R

Section	R(t)	M (t.ml)	T (t)
0,00 L	29.12	0	29.12
0,25 L	/	109.205	14.56
0,50 L	/	145.6	0

V.2) Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges

V.2.1) Moment fléchissant

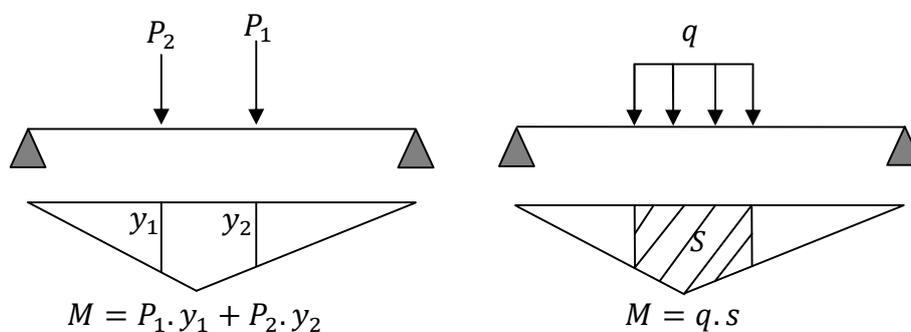
- **Utilisation des lignes d'influences**

La ligne d'influence du moment flechissant en un point donné d'une poutre est une courbe donnant la variation du moment flechissant en ce point quand une force égale à l'unité se déplace sur la poutre .

Pour une poutre isostatique cette courbe est formée de deux droites .

Pour obtenir les moments ,on multiplie les ordonnées des lignes d'influence par la force dans le cas ou cette force est concentrée .

si elle est est repartie uniformément ,on multiplie par l'aire de la ligne d'influence qui se trouve sous cette charge uniforme .



V.2.1.1) moment fléchissant à X=0.5L

a. Surcharge A (L) et trottoirs

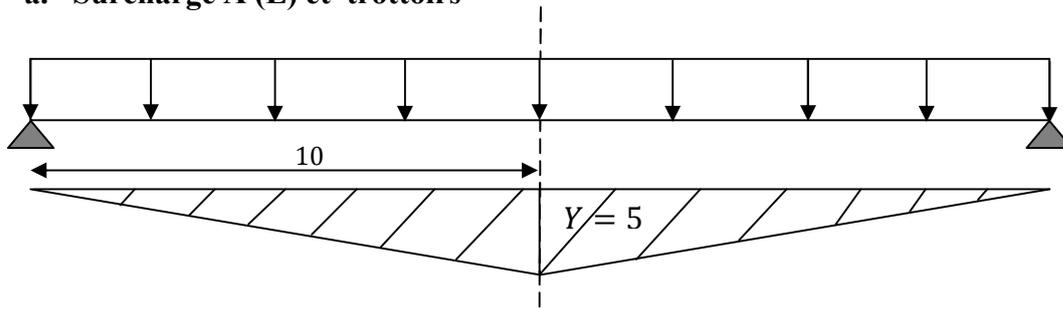


Figure V.2 : Ligne d'influence A(L) et trottoirs

$$Y = 10^2 / 20 \Rightarrow Y = 5 \text{ m} \Rightarrow \sum S_i = 2 \left(\frac{10 \times 5}{2} \right) = 50 \text{ m}^2$$

b. Système B

- Utilisation du théorème de barré

" Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu est la résultante du convoi se trouvant symétriquement par rapport à l'axe de la poutre."

✓ Système Bc

CAS N°1 : La résultante se trouve à droite de l'axe de la poutre

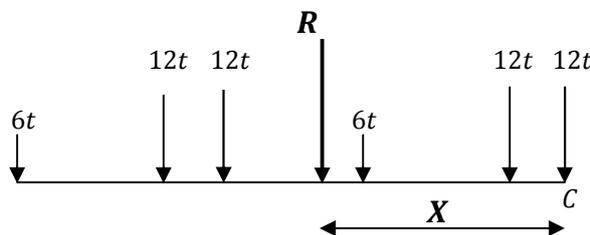


Figure V.3 : Coupe longitudinal de surcharge Bc

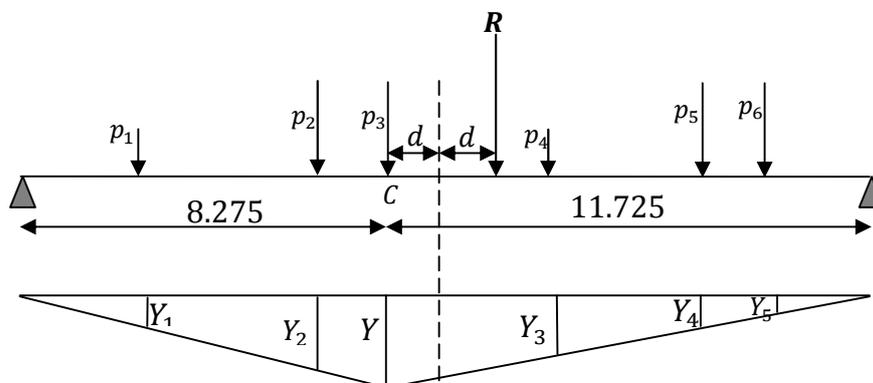


Figure V.4 : Ligne d'influence pour le premier cas du Bc

La résultante du convoi : $R=2 \times 6 + 12 \times 4 = 60t$

• **Position de la résultante**

$$\sum M/O = M_{R/O} = (6 \times 0) + (12 \times 4.5) + (12 \times 6) + (6 \times 10.5) + (12 \times 15) + (12 \times 16.5) = 567 = 60 \cdot X$$

$$X = \frac{567}{60} = 9,45m$$

$$d = X - 6 = 3,45 m$$

$$d/2 = 1,725 m$$

On utilise l'équation de déformée pour calculé les cordonnées : $Y = \frac{x_0(L-x_0)}{L}$

$$x_0 = 10 - 1.725 = 8.275m$$

$$Y = \frac{8.275 \times 11.725}{20} = 4,85m$$

$$\frac{Y_1}{4,85} = \frac{2,275}{8,275} \Rightarrow Y_1 = 1,333m$$

$$\frac{Y_2}{4,85} = \frac{6,755}{8,275} \Rightarrow Y_2 = 3,971m$$

$$\frac{Y_4}{4,85} = \frac{7,225}{11,725} \Rightarrow Y_4 = 2,989m$$

$$\frac{Y_5}{4,85} = \frac{2,725}{11,725} \Rightarrow Y_5 = 1,127m$$

$$\frac{Y_6}{4,85} = \frac{1,225}{11,725} \Rightarrow Y_6 = 0,507m$$

Tableau V.6 : Les cordonnées pour le 1ér cas de Bc

Y ₁	Y ₂	Y	Y ₃	Y ₄	Y ₅
1,333	3,971	4,85	2,989	1,127	0,507

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 4,322m \\ \text{essieux avant: } \sum Y_i = 10,455m \end{array} \right.$$

CAS N°2 : La résultante se trouve à gauche de l'axe de la poutre

La résultante du convoi : $R=2 \times 6 + 12 \times 4 = 60t$.

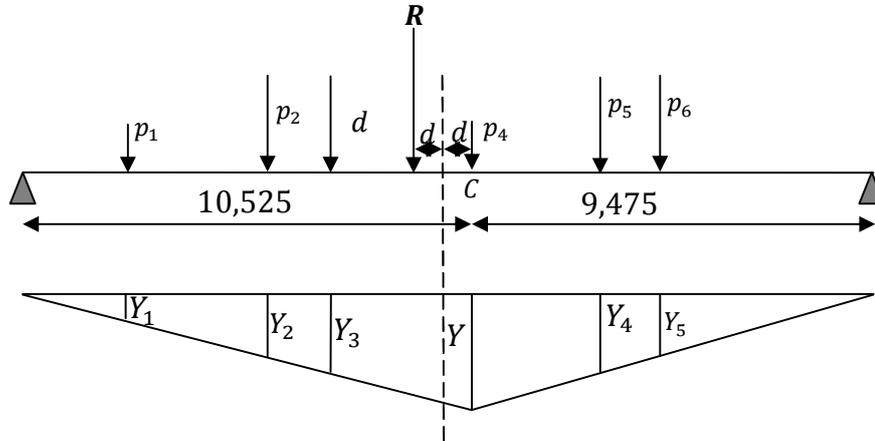


Figure V.5 : Ligne d'influence pour le 2^{ème} cas du B_c

• **Position de la résultante**

$$\sum M/O = M_R/O \Rightarrow (12 \times 0) + (12 \times 1.5) + (6 \times 6) + (12 \times 10.5) + (12 \times 12) + (6 \times 16.5) = 423 = 60 \cdot X$$

$$X = \frac{423}{60} = 7.05m$$

$$d = X - 6 = 1.05 m$$

$$d/2 = 0.525 m$$

On utilise l'équation de déformée pour calculé les coordonnées : $Y = \frac{x_0(L-x_0)}{L}$

$$x_0 = 10 - 0.525 = 9.475m$$

$$Y = \frac{9,475 \times 10.525}{20} = 4.99m$$

$$\frac{Y_1}{4,99} = \frac{0,025}{10,525} \Rightarrow Y_1 = 1,012m$$

$$\frac{Y_2}{4,99} = \frac{4,525}{10,525} \Rightarrow Y_2 = 2,145m$$

$$\frac{Y_3}{4,99} = \frac{6,025}{10,525} \Rightarrow Y_4 = 2,857m$$

$$\frac{Y_5}{4,99} = \frac{4,975}{9,475} \Rightarrow Y_5 = 2.620m$$

$$\frac{Y_6}{4,99} = \frac{3,475}{9,475} \Rightarrow Y_6 = 1,830\text{m}$$

Tableau V.7 : Les coordonnées pour le 2ième cas de Bc

Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y	Y ₄	Y ₅
1,012	2,145	2,857	4,99	2,620	1,830

✓ SYSTEME B_t

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

Le système peut prendre n'importe quelle position (R à droite ou à gauche l'axe de la poutre) sans influencer sur le résultat.

$$X = \frac{16 \times 1,35}{32}$$

$$X = 0,6750\text{m}$$

$$\frac{d}{2} = \frac{X}{2} = 0,3375\text{m}$$

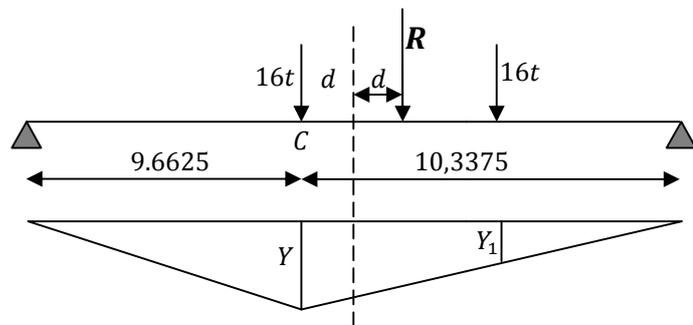


Figure V.6 : Ligne d'influence pour B_t

$$Y = (10,3375 \times 9,6625) / 20 = 4,99\text{m}$$

$$\frac{Y_1}{4,99} = \frac{8,9875}{10,3375} \Rightarrow Y_1 = 4,338\text{m}$$

$$\sum Y = 9,328\text{m}$$

c. Système MC 120

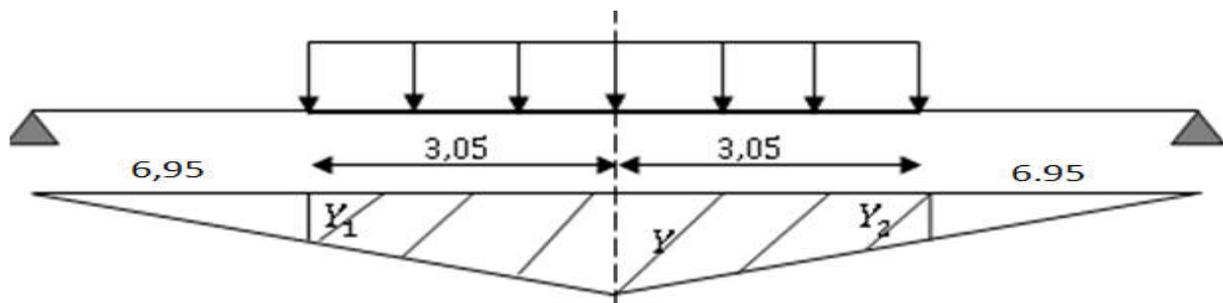


Figure V.7 : Ligne d'influence de MC₁₂₀

$$Y = \frac{10^2}{20} = 5\text{m} \Rightarrow Y_1 = Y_2 = \frac{6,95 \times 5}{10} = 3,475\text{m} \Rightarrow \sum S_i = 2 \left(\frac{5+3,475}{2} \times 3,05 \right) = 25,85 \text{ m}^2$$

d. Charge exeptionnelle D240

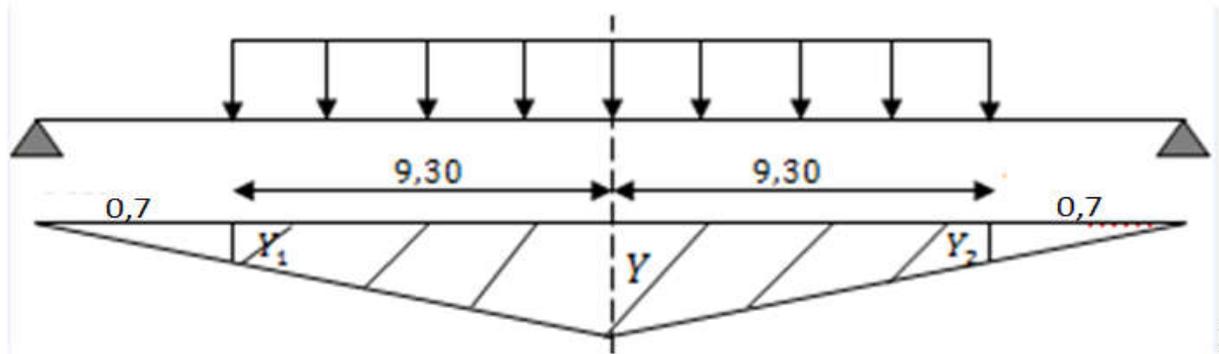


Figure V.8 : Ligne d'influence de D240

$$Y = 10^2 / 20 \Rightarrow Y = 5\text{m} \Rightarrow Y_1 = Y_2 = 0,3763\text{m}$$

$$\Rightarrow \sum S_i = 2 \left(\frac{0,3763 \times 5}{2} \times 9,3 \right) = 49,999\text{m}^2$$

Tableau récapitulatif des Moments flechissants à X = 0,50L

Tableau V.8 : Tableau récapitulatif des Moments flechissants à X = 0,50L

désignation		surcharge	$\sum Y_i(\text{m})$	$\sum S_i(\text{m}^2)$	M(t. m)	$M_0=M/6$
A(L)	1 voie	4.7425		50	237.125	
	2voies	9.485		50	474.25	79.042
B _c	1 file	avant	7.9992	4.332	34.652	5.775
		arrier	15.9984	10.455	167.263	27.877
	2 files	avant	14.9688	4.332	64.845	10.807
		arrier	29.9376	10.455	312.998	52.166
B _t	1 tandem	17.504	9.328		163.277	27.21
	2 tandem	35.424	9.328		330.435	55.072
MC ₁₂₀		20.30		25.85	524.744	87.457
D ₂₄₀		12.90		49.999	644.987	107.498
trottoir	trottoir	0.195		50	9.75	1.625

V.2.1.2) Moment fléchissant à $X=0.25 L$

a. Surcharge A (L) et trottoirs

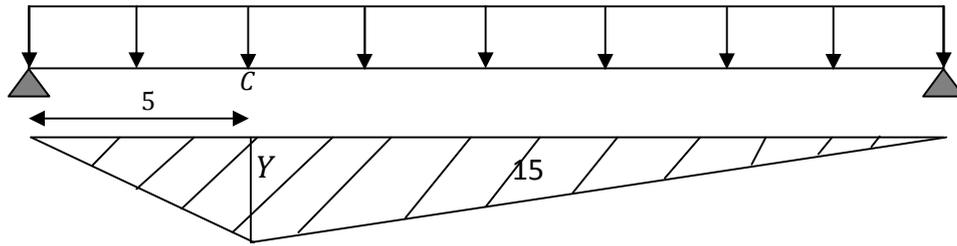


Figure V.9 : Ligne d'influence A(L) à 0.25 L

$$Y = 5 \times 15 / 20 \Rightarrow Y = 3.75$$

$$\Rightarrow \sum S_i = \left(\frac{3.7 \times 5 \times 5}{2} \right) + \left(\frac{3.7 \times 5 \times 15}{2} \right) = 37.5 \text{ m}^2$$

b. Système B

✓ Système B_C

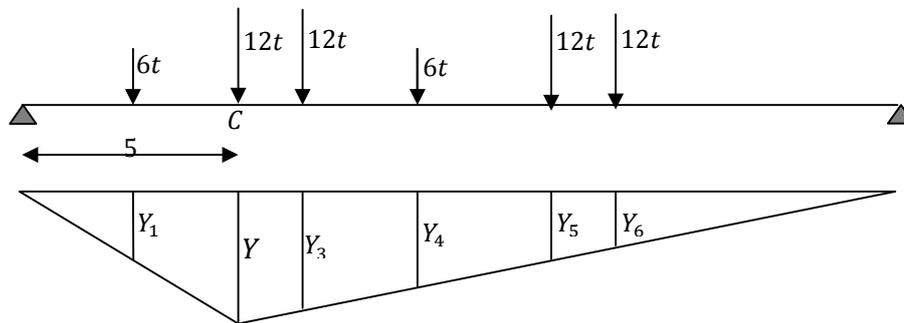


Figure V.10 : Ligne d'influence Bc à 0.25 L

$$\frac{Y_1}{3.75} = \frac{0.5}{5} \Rightarrow Y_1 = 0.375 \text{ m}$$

$$\frac{Y_3}{3.75} = \frac{13.5}{15} \Rightarrow Y_3 = 3.375 \text{ m}$$

$$\frac{Y_4}{3.75} = \frac{9}{15} \Rightarrow Y_4 = 2.250 \text{ m}$$

$$\frac{Y_5}{3.75} = \frac{4.5}{15} \Rightarrow Y_5 = 1.125 \text{ m}$$

$$\frac{Y_6}{3,75} = \frac{3}{15} \Rightarrow Y_6 = 0,750 \text{ m}$$

Tableau V.9 : Les coordonnées pour Bc

Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	Y6
0.375	3.75	3.375	2.25	1.125	0.75

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 2.625 \text{ m} \\ \text{essieux avant: } \sum Y_i = 9 \text{ m} \end{array} \right.$$

✓ SYSTEME Bt

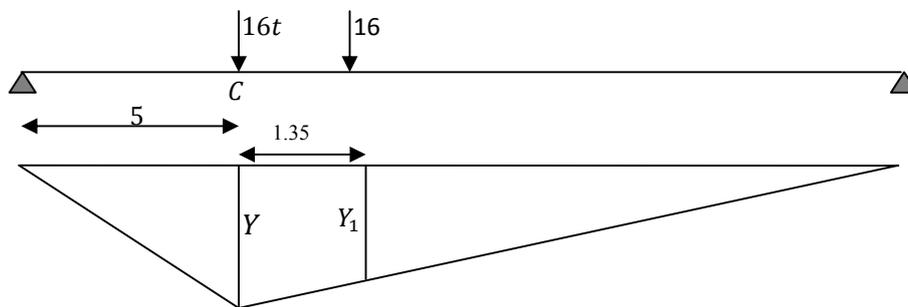


Figure V.11 : Ligne d'influence de B_t à 0.25L

$$Y = 5 \times 15 / 20$$

$$Y=3,75 \Rightarrow Y_1 = 3,4125 \Rightarrow \sum Y_i = 7,1625 \text{ m}$$

c. Système MC120

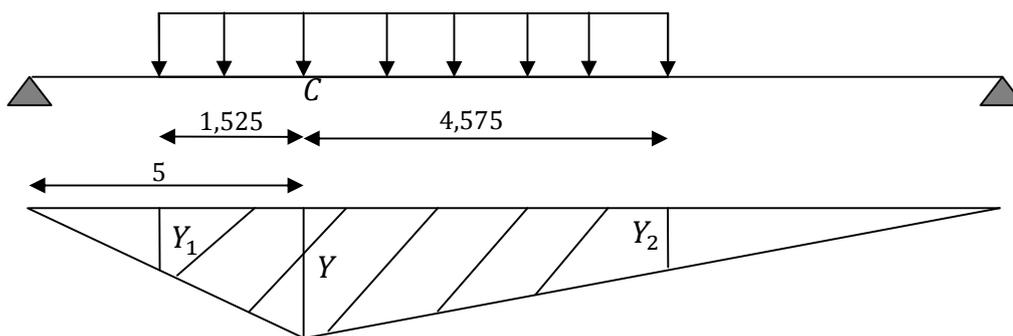


Figure V.12 : Ligne d'influence MC₁₂₀

$$Y = 3,75 \text{ m} \Rightarrow Y_1 = Y_2 = 2,606 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sum S_i = \left(\frac{3,7 \times 2,606}{2} \times 1,525 \right) + \left(\frac{3,7 \times 2,606}{2} \times 4,575 \right)$$

$$\Rightarrow \sum S_i = 19,39 \text{ m}^2$$

d. Charge exceptionnel D240

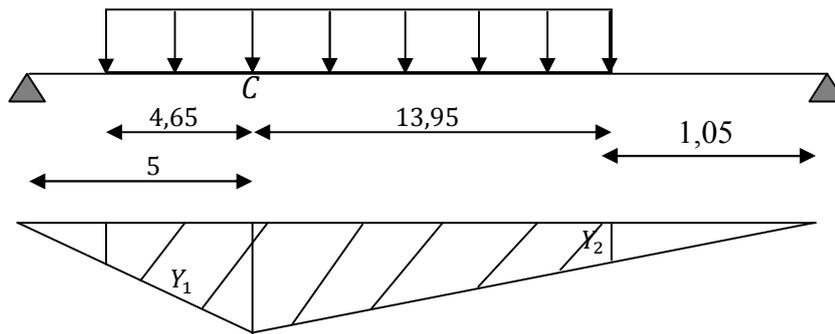


Figure V.13 : Ligne d'influence de D240

$$Y=3,75 \Rightarrow Y_1 = Y_2 = 0,2625 \Rightarrow \sum S_i = \left(\frac{3,75 \times 0,2625}{2} \times 4,65 \right) + \left(\frac{3,75 \times 0,2625}{2} \times 13,95 \right)$$

$$\Rightarrow \sum S_i = 37,316 \text{ m}^2$$

Tableau récapitulatif des Moments flechissants à X = 0,25L

$$M = charge \times \sum Y_i$$

Tableau V.10 : Tableau récapitulatif des Moments flechissants à X = 0,25L

Désination		surcharges	$\sum Y_i$ (m)	$\sum S_i$ (m ²)	M(t. m)	M ₀ =M/6
A(L)	1 voie	4.7425		37.5	177.843	29.64
	2 voies	9.485		37.5	355.687	59.28
B _c	1file	avant	7.9992	2.625	20.997	3.499
		arriere	15.9984	9	143.98	28.89
	2files	avant	14.9688	2.625	39.29	6.55
		arriere	29.9376	9	269.438	44.91
B _t	1tandem	17.504	7.1625		125.37	20.89
	2tandems	35.424	7.1625		253.72	42.287
M _{C120}		20.30		19.39	393.617	65.60
D ₂₄₀		12.90		37.316	481.37	80.229
trottoirs	Trottoir	0.195		37.5	7.3125	1.218
	2 trottoir	0.195		37.5	7.3125	1.218

V.2.2) Efforts tranchants

V.2.2.1) Efforts tranchants dus aux surcharges pour X=0 L

a. surcharge A(L)

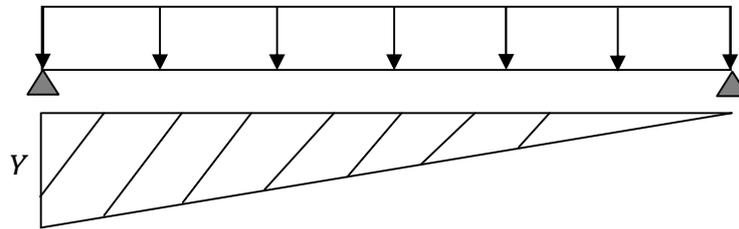


Figure V.14 : Surcharge A(L)

$$Y = 1.00\text{m} \Rightarrow \sum S_i = \left(\frac{1.00 \times 20}{2} \right) \Rightarrow \sum S_i = 10 \text{ m}^2$$

b. surcharge Bc

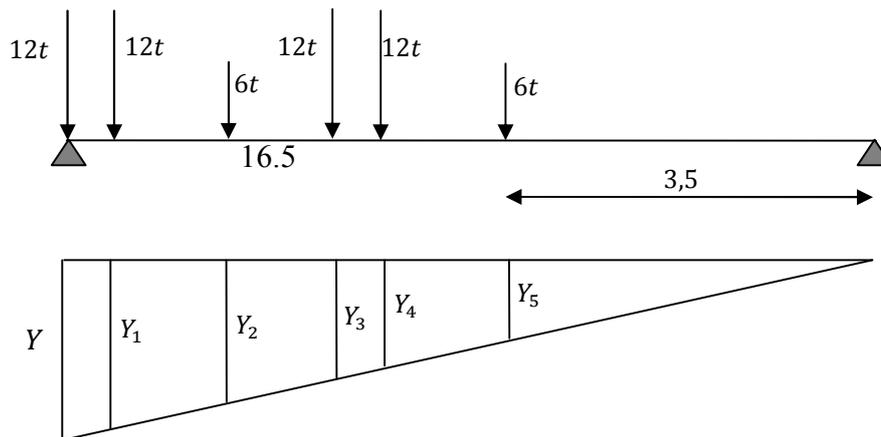


Figure V.15 : Surcharge Bc

Tableau V.11 : Les coordonnées de bc

Y	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5
1.00	0.925	0.70	0.475	0.40	0.175

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{essieux avant: } \sum Y_i = 0.875\text{m} \\ \text{essieux avant: } \sum Y_i = 2.8 \text{ m} \end{array} \right.$$

c. surcharge Bt

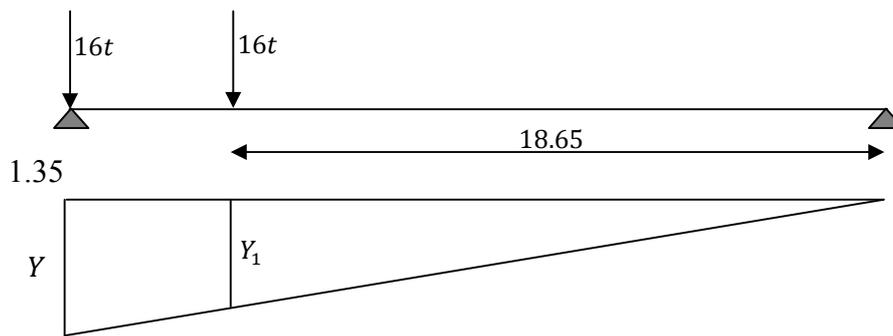


Figure V.16 : Surcharge Bt

$$Y = 1.00\text{m} \Rightarrow Y_1 = 0.9325 \text{ m} \Rightarrow \sum Y_i = 1.9325 \text{ m}$$

d. Système MC120

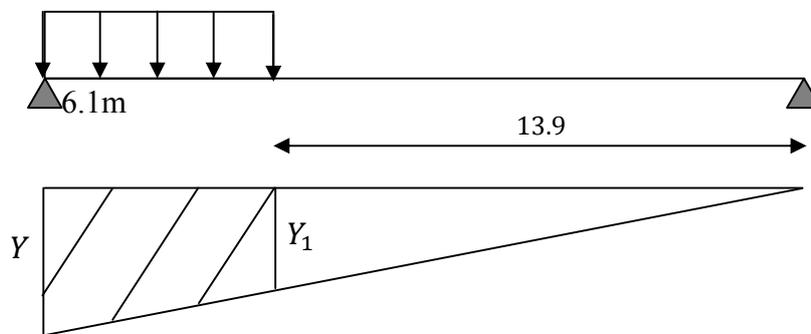


Figure V.17 : Système MC120

$$Y = 1.00\text{m} \Rightarrow Y_1 = 0.695 \text{ m} \Rightarrow \sum Y_i = \frac{6,10}{2} (1 + 0.695) \Rightarrow \sum S_i = 5.169 \text{ m}^2$$

e. Charge exeptionnel D240

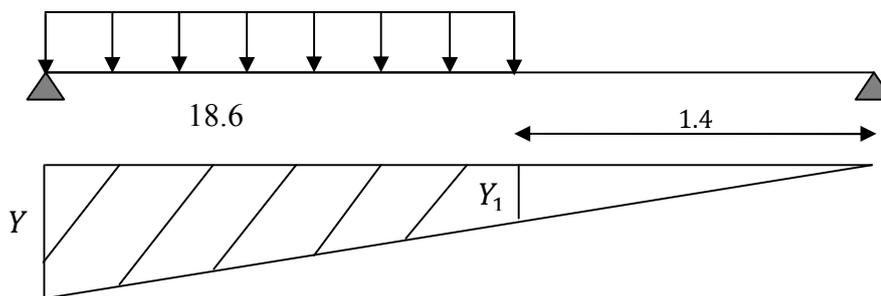


Figure V.18 : Surcharge D240

$$Y = 1.00 \Rightarrow Y_1 = 0.07 \text{ m} \Rightarrow \sum Y_i = \frac{18,60}{2} (1 + 0.07) \Rightarrow \sum S_i = 9.951 \text{ m}^2$$

Tableau récapitulatif des efforts tranchants à X = 0.00L

$T = \text{charge} \times \sum Y_i$ ou $T = \text{charge} \times \sum S_i$

Tableau V.12 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à X = 0.00L

destination		surcharges	$\sum Y_i$ (m)	$\sum S_i$ (m ²)	T(t. m)	T ₀ =T/6
A(L)	1 voie	4.7425		10	47.425	7.90
	2 voies	9.485		10	94.85	15.81
B _C	1 file	avant	7.9992	0.875	6.9993	1.17
		arriere	15.9984	2.8	44.795	7.47
	2 files	avant	14.9688	0.875	13.097	2.18
		arriere	29.9376	2.8	83.825	13.97
B _t	1 tandem	17.504	1.9325		33.826	4.64
	2 tandems	35.424	1.9325		68.456	11.41
M _{C120}		20.30		5.169	104.93	17.49
D _{24 0}		12.9		9.951	128.37	21.39
trottoir	trottoir D	0.195		10	1.95	0.325
	trottoir G	0.195		10	1.95	0.325

V.2.2.2) Efforts tranchants dus aux surcharges pour X=0.25L

a. surcharge A(L) et trottoirs

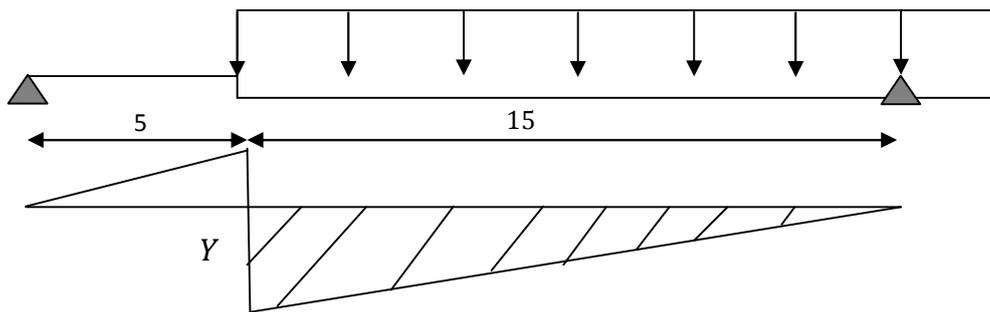


Figure V.19 : Surcharge A(l)

$$Y = \frac{0.7 \cdot 5}{L} \Rightarrow Y = 0.75\text{m} \Rightarrow \sum Y_i = \left(\frac{0.7 \cdot 5 \cdot 15}{2} \right) \Rightarrow \sum S_i = 5.625 \text{ m}^2$$

b. SURCHARGE BC

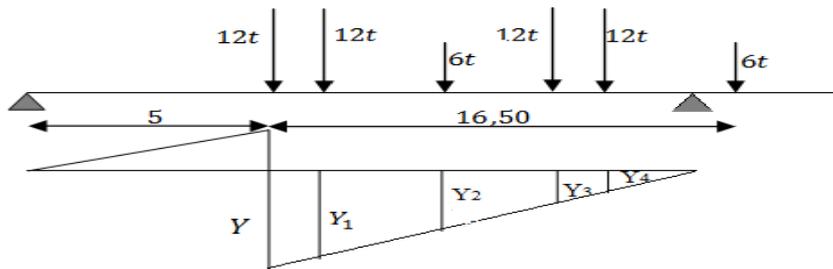


Figure V.20 : Surcharge Bc

Tableau V.13 : Les coordonnées de Bc

Y	Y1	Y2	Y3	Y4
0.75	0.675	0.45	0.225	0.15

{ essieux avant: $\sum Y_i = 0.45$ m
 { essieux avant: $\sum Y_i = 1.8$ m

c. surcharge Bt :

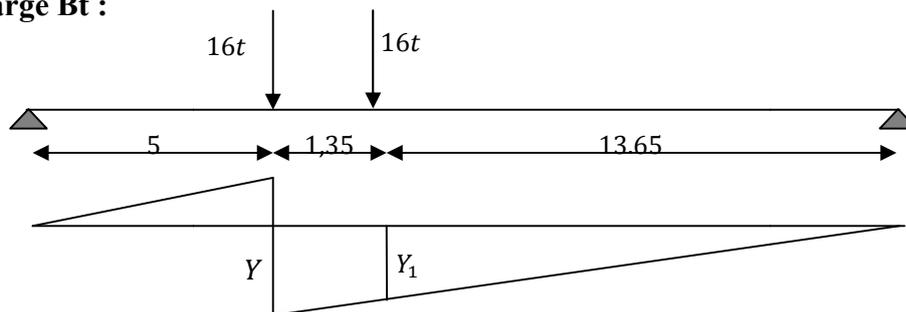


Figure V.21 : Surcharge Bt

$Y = 0.75\text{m} \Rightarrow Y_1 = 0.6825$ m

$\Rightarrow \sum Y_i = 1.4325$ m

d. surcharge MC120 :

$Y = 0,75\text{m}$

$Y_1 = 0.445$

$\sum Y_i = \frac{6.10}{2} (0.75 + 0.445)$

$\sum S_i = 3.645 \text{ m}^2$

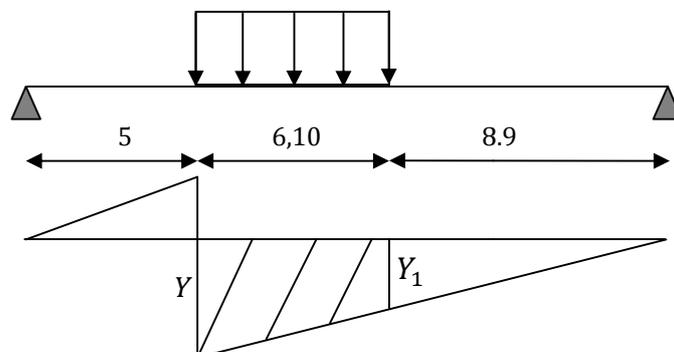


Figure V.22: Surcharge MC120

e. Charge exceptionnelle D240 :

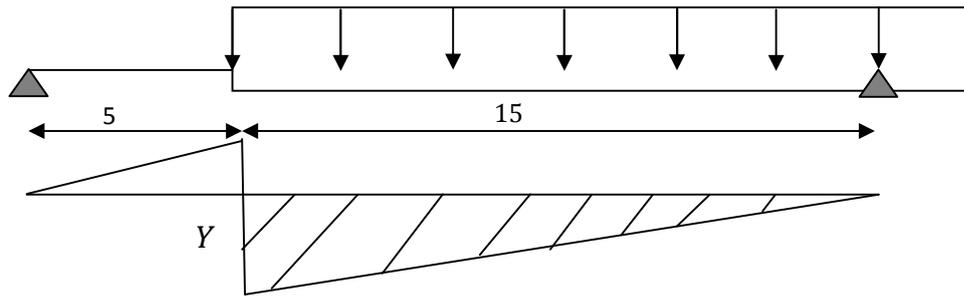


Figure V.23: Surcharge D240

$$Y = 0.75m$$

$$\sum Y_i = \left(\frac{0,7 \cdot 5 \cdot 15}{2} \right)$$

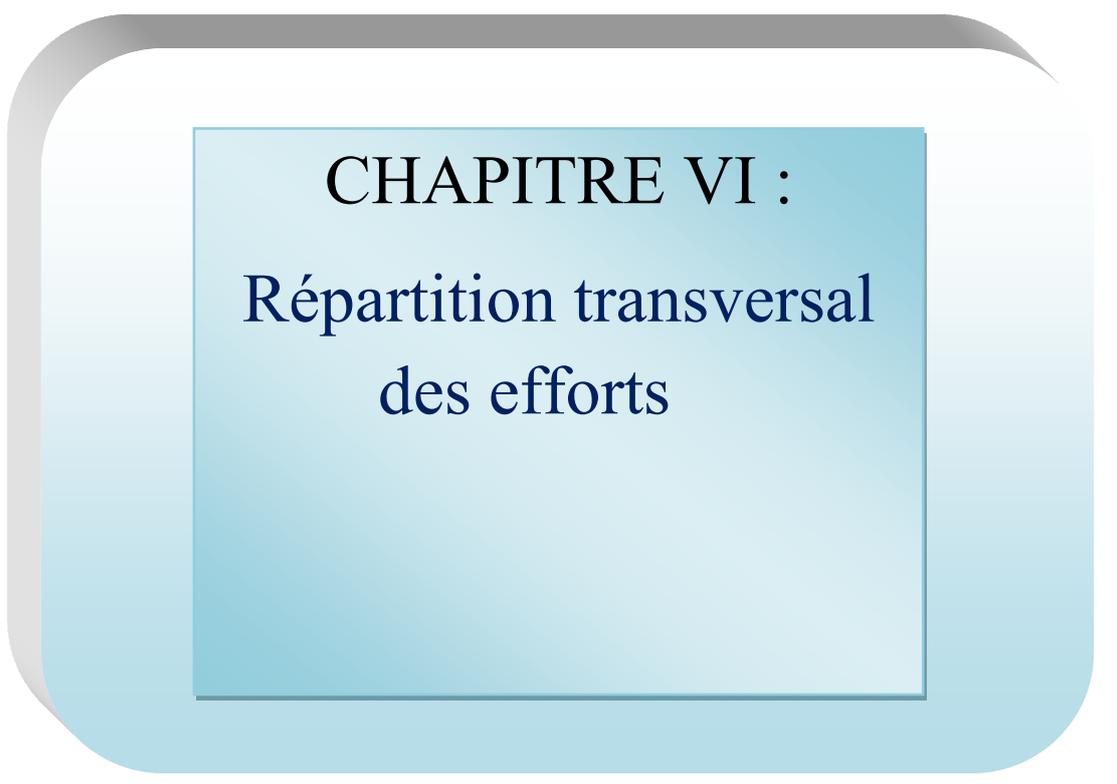
$$\sum S_i = 5.625 \text{ m}^2$$

Tableau récapitulatif des efforts tranchants à X = 0.25L

$$T = \text{charge} \times \sum Y_i \text{ ou } T = \text{charge} \times \sum S_i$$

Tableau V.14 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants à X = 0.25L

desination		surcharges	$\sum Y_i(m)$	$\sum S_i(m^2)$	T(t. m)	$T_0=T/6$
A(L)	1 voie	4.7425		5.625	26.676	4.45
	2 voies	9.485		5.625	53.353	8.89
B _c	1 file	Avant	7.9992	0.45	3.5996	
		Arrière	15.9984	1.8	28.7971	
	2 files	Avant	14.9688	0.45	26.9438	
		Arrière	29.9376	1.8	53.8877	
B _t	1 tandem	17.504	1.4325		25.074	4.18
	2 tandems	35.424	1.4325		50.744	8.46
M _{C120}		20.30		3.645	73.993	12.33
D _{24 0}		12.90		5.625	72.562	12.09
trottoir	trottoir D	0.195		5.625	1.096	0.183
	trottoir G	0.195		5.625	1.096	0.183
2trottoirs		0.39		5.625	2.194	0.366



CHAPITRE VI :
Répartition transversal
des efforts

VI. 1) Principe de la méthode (GUYON MASSONET)

La méthode de (GUYON – MASSONET) consiste à calculer la table d'un pont constitué par un réseau de poutres .elle consiste à transformer la structure réelle composée d'une dalle et un réseau de poutres en une dalle orthotrope d'épaisseur, cette dalle présente la même rigidité que le système initial.

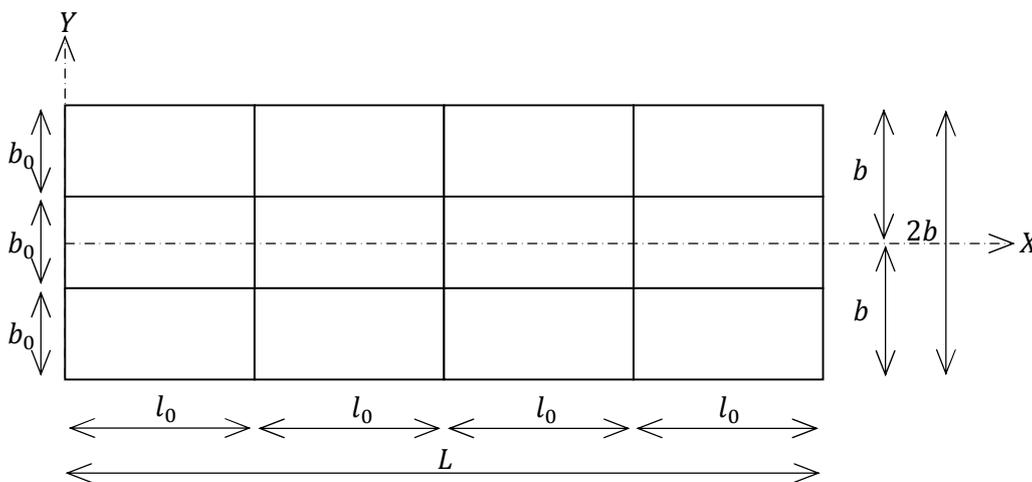
Cette méthode consiste également à tracer les lignes d'influence pour chaque effort, son coefficient de répartition transversale pour différents excentricités des charges :

$$e = \left\{ \mp b, \mp \frac{3b}{2}, \mp \frac{b}{2}, \mp \frac{b}{4}, 0 \right\}$$

Pour les 9 sections de la largeur de la dalle :

$$y = \left\{ \mp b, \mp \frac{3b}{2}, \mp \frac{b}{2}, \mp \frac{b}{4}, 0 \right\}$$

On déplace les surcharges transversalement de façon à obtenir les plus grandes ordonnées pour le calcul des efforts, l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs de coefficients.



On constitue cette structure par une structure équivalente ou les rigidités sont réparties d'une manière continue sur la longueur et sur la largeur.

Les rigidités flexionnelles par unité de longueur seront :

$$\rho_p = \frac{B_p}{b_0} ; \rho_E = \frac{B_E}{l_0}$$

Les rigidités torsionnelles par unité de longueur seront :

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} ; \gamma_E = \frac{C_E}{l_0}$$

L'équation différentielle d'un grillage dont les rigidités sont réparties de manière continue s'écrira :

$$\rho_p \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + (\gamma_p + \gamma_E) \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \rho_E \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}$$

Le grillage général constitue une construction intermédiaire entre la plaque et le grillage simple (dont les répartitions sont continues).il doit satisfaire aussi bien l'équation de la dalle orthotrope que celle du grillage simple.

Cette méthode considère que la charge appliquée $P(x)$ est sous forme sinusoïdale telle que :

$$P(x) = P_1 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Ou P_1 est la valeur constante du chargement.

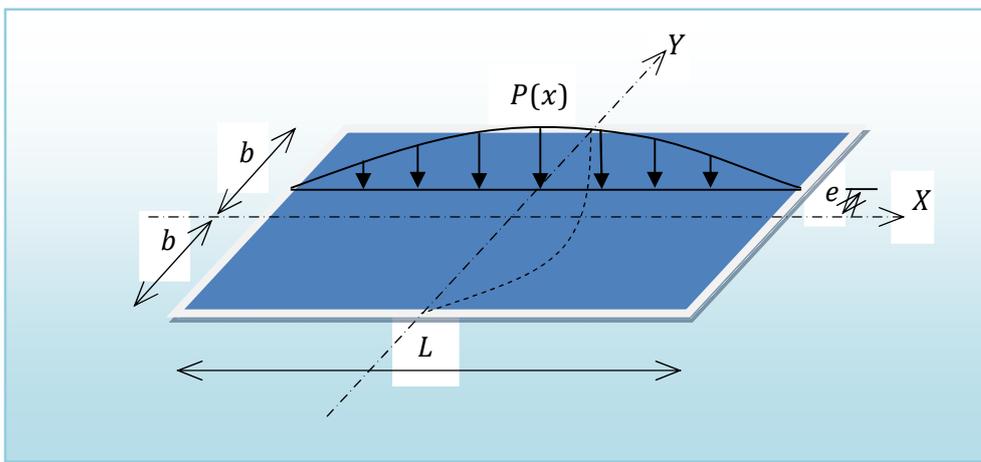


Figure VI.1 : Forme de la déformer du pont et la charge appliqué

Sous l'effet de cette charge répartie sur une parallèle à l'axe du pont, d'excentricité (e),la construction prend une déformée :

$$w(x, y) = w(y) \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Si la charge était uniformément répartie sur la largeur 2b, cette dernière devient cylindrique de forme :

$$w_0(x) = w_0 \sin \frac{\pi \cdot x}{L}$$

Le rapport des déplacements dans les deux sens désigne le coefficient de répartition transversale $w(y)$ telle que :

$$K(y) = \frac{w(x,y)}{w_0(x)} = \frac{w_y}{w_0}$$

VI .2) Détermination des paramètres α et θ :

- **Largeur active :**

$$2b = (n-1) \times b_0 + 2 \times 0.8 \text{ on a } n = 6 \text{ et } b_0 = 1.30 \text{ m}$$

$$2b = 9.6 \Rightarrow b = 4.8 \text{ m}$$

- **Position active des poutres :**

$$(-0.833b, -0.5b, -0.167b, 0.167b, 0.5b, 0.833b)$$

a. La rigidité flexionnelle de la poutre

- **Calcul L'inertie de la poutre I_p :**

La section de la poutre principale est :

$$S_1 = 1,6 \times 0,25 = 0,4 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0,35 \times 1,2 = 0,42 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 = 0,4 + 0,42 = 0,82 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{\sum di \times si}{\sum si} = \frac{(0,4 \times 0,125) + (0,42 \times 0,85)}{0,4 + 0,42} = 0,496$$

I/Δ : Moment d'inertie par rapport à Δ

$$I/\Delta_1 = (b \cdot h^3) / 3 = (1,6 - 0,35) \times 0,25^3 / 3 = 0,00651$$

$$I/\Delta_2 = (b \cdot h^3) / 3 = 0,35 \times 1,45^3 / 3 = 0,356$$

$$I/\Delta = I/\Delta_1 + I/\Delta_2 = 0,00651 + 0,356 = 0,36251$$

$$I_p = I/\Delta - S V^2 = 0,3625 - 0,82 \times (0,496)^2 = 0,161 \text{ m}^4$$

Donc La rigidité flexionnelle de la poutre P_p est :

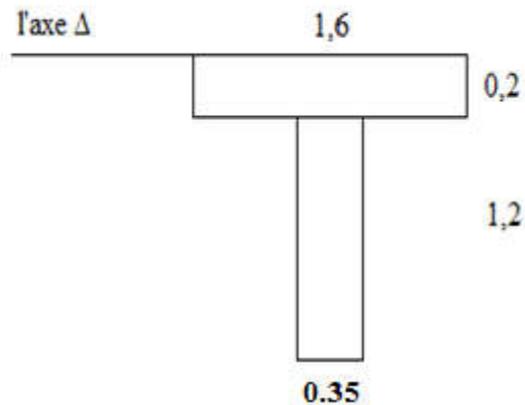
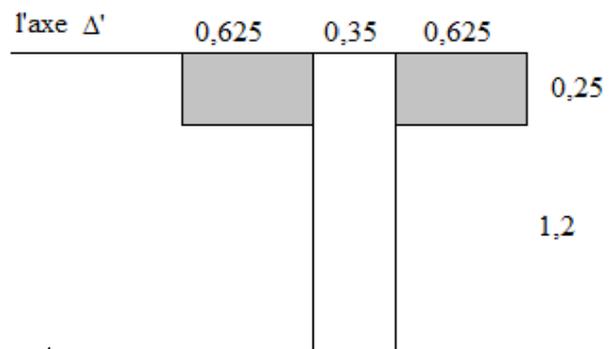


Figure VI.2: Section de la poutre avec hourdis



$$P_p = \frac{E \cdot I_p}{b_0} = \frac{0,161 E}{1,6} = 0,1006 E .$$

b. La rigidité flexionnelle de la dalle

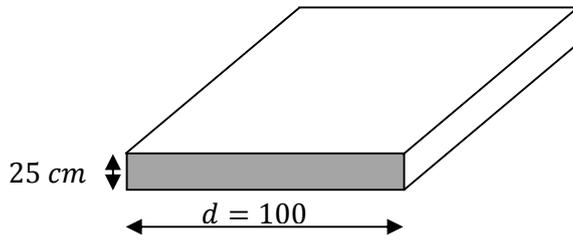


Figure VI.3 : Section de la dalle

$$I_d = (d \cdot h^3) / 12 = (1 \times 0,25^3) / 12 = 0,0013021 \text{ m}^4$$

$$P_D = \frac{E \cdot I_d}{d} = \frac{0,0013021 E}{1} = 0,0013021$$

$$\Rightarrow \theta = \left(\frac{b}{l}\right)^4 \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_D}} = 0,712$$

$\Rightarrow \theta = 0,712 > 0,3$ alors on utilise la méthode de Guyon-Massonnet.

c. La rigidité torsionnelle de la poutre

$$C_p = G \left(\sum k_i \cdot b_i \cdot h_i^3 + \frac{a \cdot h^3}{6} \right)$$

Tableau VI.1 : Tableau donnant les valeurs de k

a/b	1	1,2	1,5	1,75	2	2,25	2,5	3	4	∞
Ki	0.141	0.166	0.196	0.213	0.229	0.240	0.249	0.263	0.281	0.333

a : plus grande dimension .

b : plus petite dimension .

$$\frac{a}{b} = \frac{1,2}{0,35} = 3,42 \gg \text{interpolation} \gg k = 0,272 .$$

$$\text{Donc : } C_p = G \left(0,272 \times 1,2 \times 0,353 + \frac{1,6 \times 0,25^3}{6} \right)$$

$$C_p = 0,01816 G$$

d. La rigidité torsionnelle de la dalle

$$C_D = \frac{1}{6} \times a \times b^3 \times G = \frac{1}{6} \times 1 \times 0,25^3 \times G = 0,0026 G$$

G : module d'élasticité transversal $G = \left(\frac{E}{2(1+\lambda)} \right)$ ou $\lambda = 0.2 \Rightarrow G = \frac{E}{2.4}$

e. Rigidité de torsion de la poutre par unité de longueur

$$\gamma_p = \frac{C_p}{b_0} = \frac{0.01816E}{2.4 \times 1.6} = 0,00473E .$$

a. Rigidité de torsion de la dalle par unité de longueur

$$\gamma_d = \frac{C_D}{1} = \frac{0,0026E}{2.4} = 0,00108E .$$

b. Paramètre de torsion :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_D}{2\sqrt{\rho_P \cdot \rho_D}} = \frac{0,00473E + 0,00108E}{2\sqrt{0,1006E \times 0,0013021E}}$$

$$\alpha = 0.25$$

VI.3) Détermination des coefficients de répartition transversale

Les valeurs de K_α pour $\alpha=0$ et $\alpha=1$ sont données par les tableaux de (GUYON-MASSONNET)

pour un calcul rigoureux de K_α dans le cas ou $0 < \alpha < 1$, on utilisera l'une des formules d'interpolation suivantes la valeur de θ .

$$0 < \theta < 0.10 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0,05}$$

$$0.10 < \theta < 1 \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^\beta \quad \text{Avec : } \beta = 1 - e^{\left(\frac{0,065 - \theta}{0,663} \right)}$$

$$\theta > 1 \quad \Rightarrow K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \cdot \alpha^{0,5}$$

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

Soit : $\theta_1 < \theta < \theta_2$

$$K(\theta) = K(\theta_1) + \left(\frac{\theta - \theta_1}{\theta_2 - \theta_1} \right) (K(\theta_2) - K(\theta_1))$$

- Les valeurs de k_0 :

✓ Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,70$:

Tableau VI.2 : Les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,70$

Y ^e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,0580	1,4938	1,6955	1,4938	1,0580	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,0670	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,0580	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	-0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464

✓ Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,75$:

Tableau VI.3 : Les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,75$

Y ^e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,1260	0,4719	1,0606	1,5732	1,8138	1,5732	1,0606	0,4719	-0,1260
b/4	-0,4324	0,0588	0,5657	1,0920	1,5732	1,8140	1,5951	1,1305	0,6074
b/2	-0,4953	-0,1809	0,1589	0,5657	1,0606	1,5951	1,9919	2,0449	1,9577
3b/4	-0,4508	-0,3299	-0,1809	0,0588	0,4719	1,1305	2,0449	3,0841	4,0292
b	-0,3776	-0,4508	-0,4953	-0,4324	-0,1260	0,6074	1,9577	4,0292	6,6762

✓ Tableau donnant les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,712$:

Tableau VI.4 : Les valeurs de K_0 pour $\theta = 0,712$

Y ^e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,0138	0,5285	1,0586	1,5128	1,7238	1,5128	1,0586	0,5285	-0,0138
b/4	-0,3765	0,0973	0,5812	1,0730	1,5128	1,7363	1,5644	1,1783	0,7392
b/4	-0,5075	-0,1768	0,1747	0,5812	1,0586	1,5644	1,9519	2,0528	2,0368
3b/4	-0,5318	-0,3675	-0,1768	0,0973	0,5285	1,1783	2,0528	3,0394	3,9524
b	-0,5263	-0,5318	-0,5075	-0,3765	-0,0466	0,7392	2,0368	3,9524	6,3495

-

- Les valeurs de k_1 :

✓ Tableau donnant les valeurs de K_1 pour $\theta = 0,70$:

Tableau VI.5: Les valeurs de K_1 pour $\theta = 0,70$

Y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7080	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,7080
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	1,1589	1,0461
b/4	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,7080	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

✓ Tableau donnant les valeurs de K_1 pour $\theta = 0,75$:

Tableau VI.6: Les valeurs de K_1 pour $\theta = 0,75$

Y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6670	0,8035	0,9869	1,2018	1,3294	1,2018	0,9869	0,8035	0,6670
b/4	0,4351	0,5490	0,7110	0,9377	1,2018	1,3825	1,3128	1,1584	1,0233
b/4	0,2906	0,3804	0,5118	0,7110	0,9869	1,3128	1,5717	1,5976	1,5456
3b/4	0,2030	0,2741	0,3804	0,5490	0,8035	1,1584	1,5976	2,0174	2,2628
b	0,1452	0,2030	0,2906	0,4351	0,6670	1,0233	1,5456	2,2628	3,1462

✓ Tableau donnant les valeurs de K_1 pour $\theta = 0,712$:

Tableau VI.7: Les valeurs de K_1 pour $\theta = 0,712$

Y e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,6981	0,8250	0,9910	1,1804	1,2905	1,1804	0,9910	0,8250	0,6981
b/4	0,4698	0,5805	0,7335	0,9422	1,1804	1,3431	1,2896	1,1587	1,0406
b/4	0,3237	0,4145	0,5434	0,7335	0,9910	1,2896	1,5273	1,5643	1,5308
3b/4	0,2324	0,3067	0,4145	0,5805	0,8250	1,1587	1,5643	1,9513	2,1898
b	0,1702	0,2324	0,3237	0,4698	0,6981	1,0406	1,5308	2,1898	2,9891

✓ Tableau donnant les valeurs de K_α pour $\theta = 0,712$:

Tableau VI.8 : Les valeurs de K_α pour $\theta = 0,712$

Y ^e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,27808	0,65011	1,0308	1,3765	1,5462	1,3765	1,0308	0,6501	0,2780
b/4	-0,0295	0,2954	0,64371	1,0193	1,3765	1,5751	1,4518	1,1702	0,8628
b/2	-0,1667	0,0656	0,3259	0,6437	1,0308	1,4518	1,7778	1,8525	1,8293
3b/4	-0,2185	-0,0910	0,0656	0,2954	0,6501	1,1702	1,8525	2,5933	3,2297
b	-0,24072	-0,2185	-0,16671	-0,0295	0,2587	0,8628	1,8293	3,2297	4,9717

✓ les valeurs de K_α pour les position active des poutres :

Tableau VI.9 : Les valeurs de K_α pour les position active des poutres

Y ^e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$P_4=0,167b$	0,07260	0,4131	0,7722	1,1379	1,4328	1,5091	1,3120	0,9975	0,6686
$P_5=0,5b$	-0,1667	0,0656	0,3259	0,6437	1,0308	1,4518	1,7778	1,8525	1,8293
$P_6=0,833b$	-0,2258	-0,1333	-0,0115	0,1875	0,52016	1,0682	1,8448	2,8046	3,8081

✓ Tableau de K_α pour le sous système A(l) :

Tableau VI.10 : Les valeurs de K_α pour le sous système A(l)

	-3,5	-2,4	-1,2	0	1,2	2,4	3,5
Poutre 4	0,4189407	0,772263	1,137977	1,4328943	1,5091988	1,3120703	1,0240124
Poutre 5	0,0697659	0,325954	0,643719	1,03089	1,451813	1,777865	1,8463204
Poutre 6	-0,131427	-0,011528	0,187555	0,5201688	1,0682163	1,8448872	2,7240256

✓ Tableau de K_α pour le sous système B_c :

Tableau VI.11 : Les valeurs de K_α pour le sous système B_c

	-1,25	0,75	1,25	3,25
Poutre 4	1,122617033	1,480584613	1,500998254	1,089422991
Poutre 5	0,630372878	1,293966875	1,465376763	1,830775964
Poutre 6	0,179194088	0,862698557	1,10052588	2,524396004

✓ Tableau de K_α pour le sous système B_t :

Tableau VI.12 : Les valeurs de K_α pour le sous système B_t

	-2	0	+1	+3
Poutre 4	0,8940461	1,4328943	1,49645595	1,1548335
Poutre 5	0,43176988	1,03089	1,38151886	1,8152315
Poutre 6	0,05476684	0,52016887	0,97669244	2,32476633

✓ Tableau de K_α pour le sous système M_{120} :

Tableau VI.13 : Les valeurs de K_α pour le sous système M_{120}

	-0,8	+0,2	+2,5	+3,5
Poutre 4	1,23618446	1,38364311	1,28587465	1,02401248
Poutre 5	0,77264694	0,96623244	1,78409026	1,84632043
Poutre 6	0,29831582	0,46462245	1,92483514	2,72402568

✓ Tableau de K_α pour le sous système D_{240} :

Tableau VI.14 : Les valeurs de K_α pour le sous système D_{240}

	-1,05	0	+1,2	+2,05
Poutre 4	1,17484166	1,4328943	1,5091988	1,36963182
Poutre 5	0,69211538	1,03089	1,451813	1,68265782
Poutre 6	0,22913226	0,52016887	1,06821637	1,61809938

✓ Tableau de K_α sur les trottoirs :

Tableau VI.15: Les valeurs de K_α sur les trottoirs

	-4,8	-3,5	+3,5	+4,8
Poutre 4	0,0726013	0,41894078	1,02401248	0,6686900
Poutre 5	-0,166714	0,06976596	1,84632043	1,829372
Poutre 6	-0,225895	-0,13142742	2,72402568	3,80811666

VI.4) Détermination des coefficients $K_{\alpha moy}$, 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 :

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

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

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

Avec : n: le nombre de charges concentrées

b. Cas des charges uniformément répartie

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

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

2b: la largeur surcharges

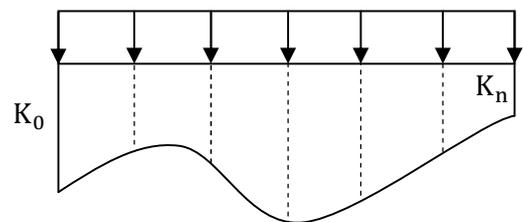


Tableau donnant les valeurs de $K_{\alpha moy}^{max}$ pour chaque poutre :

Tableau VI.16 : Les valeurs de $K_{\alpha moy}^{max}$ pour chaque poutre

		Poutre 4	Poutre 5	Poutre 6
A(L)	1 voie	1,01243061	1,16707008	1,13380018
	2 voies	1,14764666	1,03138069	0,81759977
B _c	1 fille	1,29521062	1,64807636	1,81246094
	2 filles	1,32840572	1,30512312	1,16670363
B _t	1 voie	1,32564473	1,59837518	1,65072939
	2 voies	1,24455746	1,16485256	0,96909862
M _{C120}		1,23242868	1,34232252	1,35294977
D ₂₄₀		1,40574847	1,2020483	0,8026124
Trottoire	1 voie	1,10025661	2,38920008	4,24589252
	2 voies	0,54606114	0,8946861	1,54370498

VI.5) Calcul des moments fléchissants 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 : $M(x) = \frac{M_0(x)}{n} K_{\alpha moy}^{max}$

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

n :le nombre de poutres principales.

- **Les combinaisons d’action**

Tableau VI.17 : Les combinaisons d’action

combinaisons	E. L. U	E. L. S
I	1,35 G + 1,6[Max(A, B) + tr]	G + 1,2[Max(A, B) + tr]
II	1,35 G + 1,35Max[M _{C120} , D ₂₄₀]+1.6tr	G + Max[(M _{C120} , D ₂₄₀) + 1.2tr]

Tableau des moments fléchissements longitudinaux réels dus aux surcharges à X = 0,5L:

Tableau VI.18 : Les moments fléchissements longitudinaux réels dus aux surcharges à X = 0,5L

Moments à X = 0,5L		Poutre4		Poutre5		Poutre6		
Cas de charges	M ₀ /poutre	K _{am}	M _{réel}	K _{am}	M _{réel}	K _{am}	M _{réel}	
Trottoirs	1Trottoir	1,625	1,1002	1,7879	2,3892	3,8824	4,2458	6,8995
	2Trottoirs	3,25	0,5460	1,7746	0,8946	2,9077	1,5437	5,0170
A(L)	1Voie	39,521	1,01243	40,0122	1,1670	46,1237	1,1338	44,8089
	2Voies	79,042	1,1476	90,7085	1,0313	81,5223	0,8175	64,6246
B _c	1Voie	33,652	1,2952	43,5860	1,6480	55,4608	1,8124	60,9929
	2Voies	62,973	1,3284	83,6533	1,3051	82,1873	1,1667	73,4707
B _t	1Tandem	27,21	1,3256	36,0706	1,5983	43,4916	1,6507	44,9163
	2Tandems	55,072	1,2445	68,5398	1,1648	64,1506	0,9690	53,3701
Mc120		87,457	1,2324	107,7837	1,3423	117,3952	1,3529	118,3240
D240		107,498	1,4057	151,1142	1,2020	129,2168	0,8026	86,2789

Tableau des moments fléchissements longitudinaux réels engendrés dans les différentes poutres après combinaison:

Tableau VI.19 : Des moments fléchissements longitudinaux réels engendrés dans les différentes poutres après combinaison

		types de combinaisons	moments fléchissants
			0, 50 L
Poutre 4	ELU	I	313,85
		II	372,72
	ELS	I	233,85
		II	276,11
Poutre 5	ELU	I	302,03
		II	340,32
	ELS	I	224,98
		II	255,58
Poutre 6	ELU	I	291,46
		II	333,64
	ELS	I	217,06
		II	247,21

On constate que la poutre N° : 4 est la plus sollicitée et la combinaison **(G + D240) + 1.6 × TR** représente le cas le plus défavorable pour un moment fléchissant à mi travée.

Donc : $M_{MAX} = 372,72 \text{ t.m}$

VI.6) Ferrailage des poutres

	Charge permanente		Charge d'exploitation	
	M(KN.m)	T(KN)	M(KN.m)	T(KN)
ELS	$Gl^2/8 = 1228,75$	$Gl/2 = 245,75$	2761,1	463,55
ELU	1658,81	331,76	3727,7	625,72

VI.6.1) Poutre a vide-phase de construction :

VI.6.1.a) A ¼ de la travée :

$M_{ser} = 921,56 \text{ KN.m}$; $M_{ult} = 1244,10 \text{ KN.m}$

$H = 120 \text{ cm}$, $d = 115 \text{ cm}$, $b = 35 \text{ cm}$, $\sigma_s = fe / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$

• **E. L .U :**

$M_U = 1244,41 \text{ KN.m} = 1244410 \text{ N.m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$M_U = 1244,41 \text{ KN.m} = 1244410 \text{ N.m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

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

$$\mu = \frac{1244410}{35 \times (115)^2 \times 14.2} = 0.189$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.2646$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.89$$

$$As_u = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = 34.93 \text{ cm}^2$$

La section adoptée $A_s = 8\text{HA}32$

VI.6.1.a) A ½ de la travée :

$M_{ser} = 1228,75 \text{ KN.m}$; $M_{ult} = 1658,81 \text{ KN.m}$

- E. L .U :

$M_U = 1658,81 \text{ KN.m} = 1658810 \text{ N.m.}$

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

$$\mu = \frac{1658810}{35 \times (115)^2 \times 14.2} = 0.252$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.3703$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.85$$

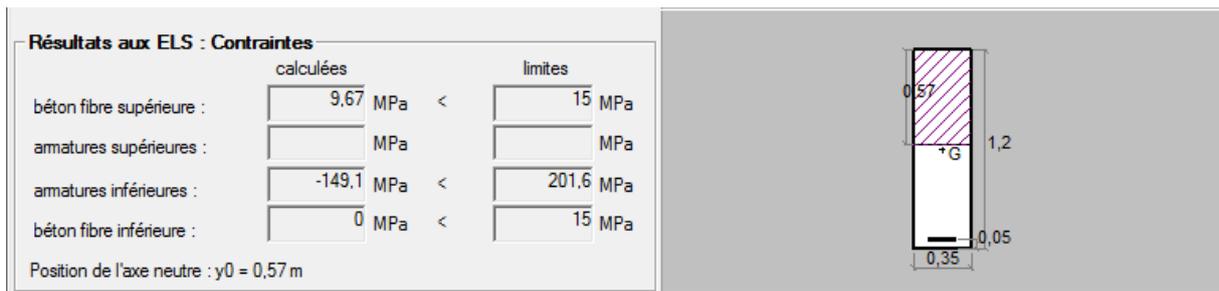
$$A_{su} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = 48,76 \text{ cm}^2$$

La section adoptée $A_s = 8HA32 + 4HA25$

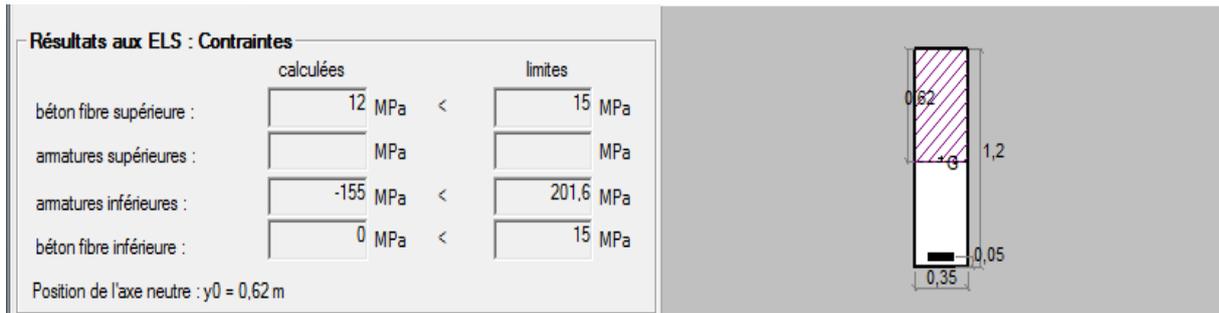
VI.6.1.c) Vérification des contraintes à A L'ELS

A l'aide de SOCOTEC

A ¼ de la travée



A ½ de la travée



VI.6.2) Poutre chargée-phase d'exploitation

VI.6.2.a) A ¼ de la travée

$M_{ser} = 2070,82 \text{ KN.m}$

$M_{ult} = 2795,77 \text{ KN.m}$

$Asu = 69,47 \text{ cm}^2$

VI.6.2.b) A ½ de la travée

$M_{ser} = 2761,1 \text{ KN.m}$

$M_{ult} = 3727,7 \text{ KN.m}$

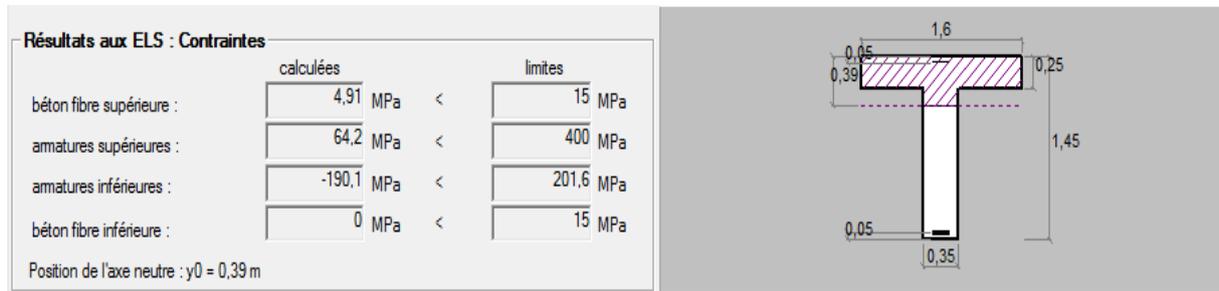
$Asu = 102,97 \text{ cm}^2$

La section adoptée $A_s = 10\text{HA}32 + 5\text{HA}25$

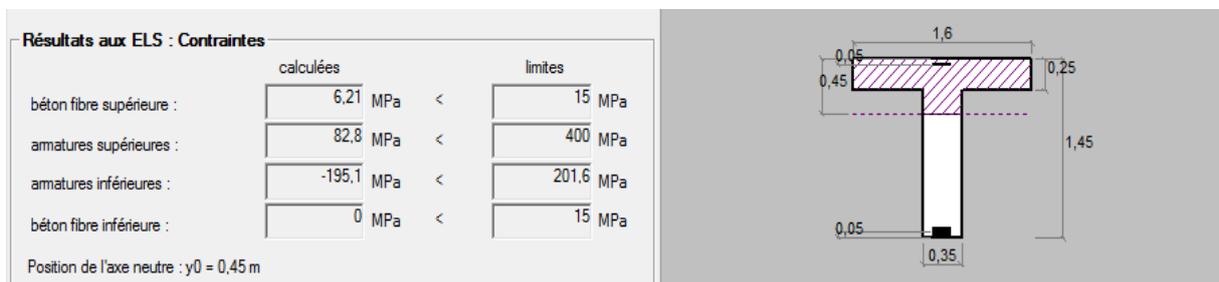
VI.6.2.c) Vérification des contraintes à l'ELS

A l'aide de SOCOTEC

A ¼ de la travée



A ½ de la travée



Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant maximal :

$V_{max} = V_u = 1,35 \times V_G + 1,35 \times V_{D240} = 625,72$

L'effort tranchant réduit :

$$V_{u0}(\text{KN}) = V_u = 625,72$$

Contrainte tangente conventionnelle

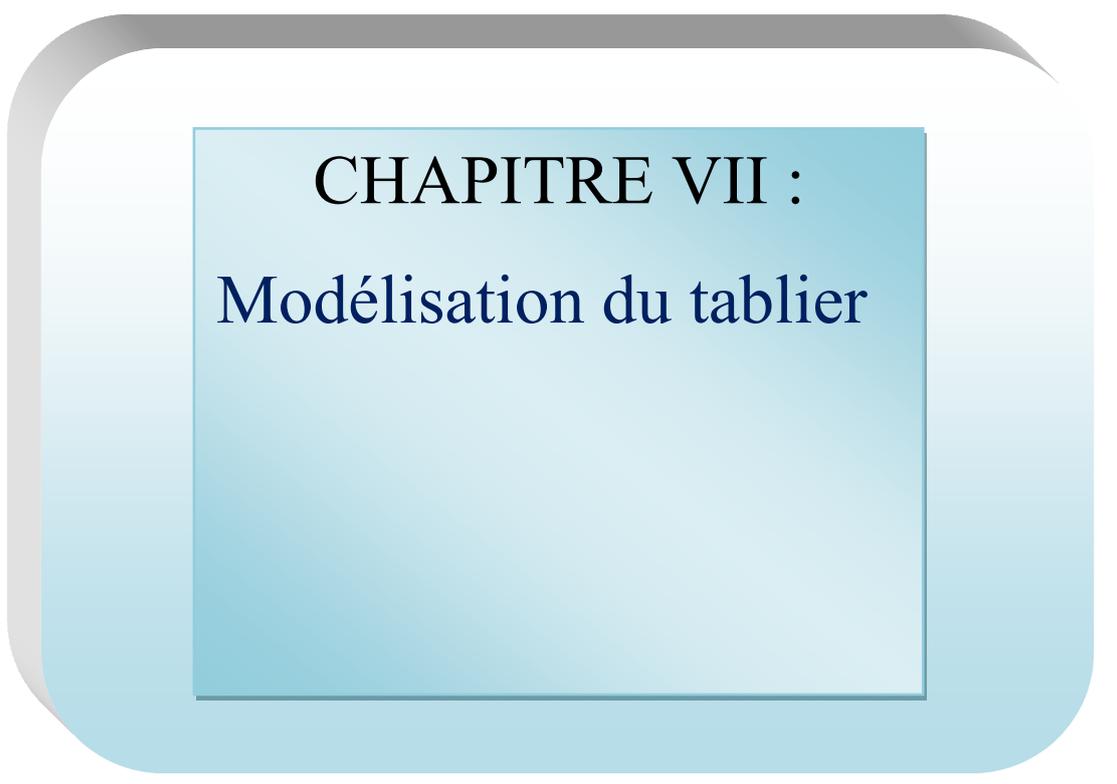
$$\tau_{u0}(\text{MPa}) = \frac{V_u}{b \times d} = 2,21$$

Vérification :

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_{lim} = \min [5 \text{MPa} ; (0,15 f_{c28} / \gamma_b = 0,15 \times 25 / 1,5 = 2,5 \text{MPa})] = 2,5 \text{MPa}$$

$$\tau_{u0} < \tau_{lim} \dots \dots \alpha = 90^\circ$$



CHAPITRE VII :
Modélisation du tablier

VII.1) 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) ne permet généralement l'économie de temps, et met en évidence la maîtrise de trois domaines des sciences de l'ingénieur : la mécanique des milieux continus (MMC), la rhéologie des matériaux et le calcul numérique par ordinateur.

La (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.

La rhéologie permet par l'étude expérimentale des matériaux, de formuler et de valider une description du comportement d'un échantillon du volume représentatif.

La (MEF) est basée sur une idée simple : discrétiser une forme complexe en un grand nombre de sous domaines élémentaires de forme géométriques simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds.

Nous considérons le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis nous assemblons ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soit satisfaite de chaque nœud. La (MEF) utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques, les nœuds et les éléments n'ont forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

VII.2) Présentation de logiciel SAP 2000

SAP2000 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.

Les utilisateurs de SAP2000 pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de SAP2000 afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

SAP2000 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).

SAP2000 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).

SAP2000 permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.



VII.3) Modélisation

Étant donnée que l'ouvrage isostatique avec trois travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 25 cm d'épaisseur avec 6 poutres de longueur de 20 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 où le système de charge est soit centré sur la chaussée ou excentré.

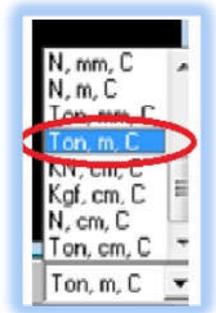
VII.3.1) Les étapes de modélisation

a. Modélisation de la poutre :

Les poutres constituant le tablier sont modélisées de la manière suivante :

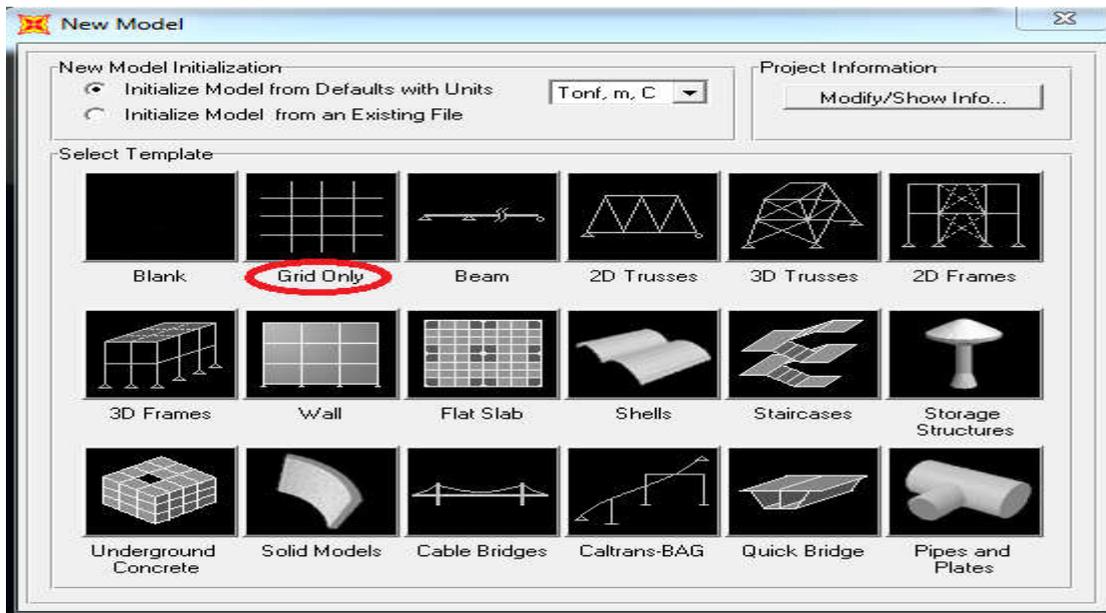
1. Choix de l'unité

Il y a lieu de choisir unité avant d'entamer une session SAP2000, adoptons le Tonf-m-c (tonne-mètre-Celsius)

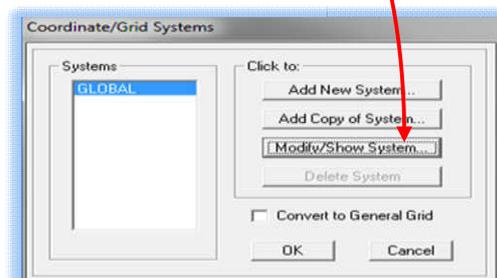
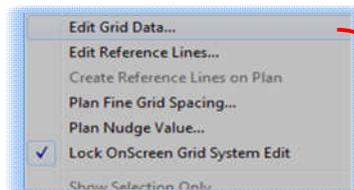


2. Création de la structure

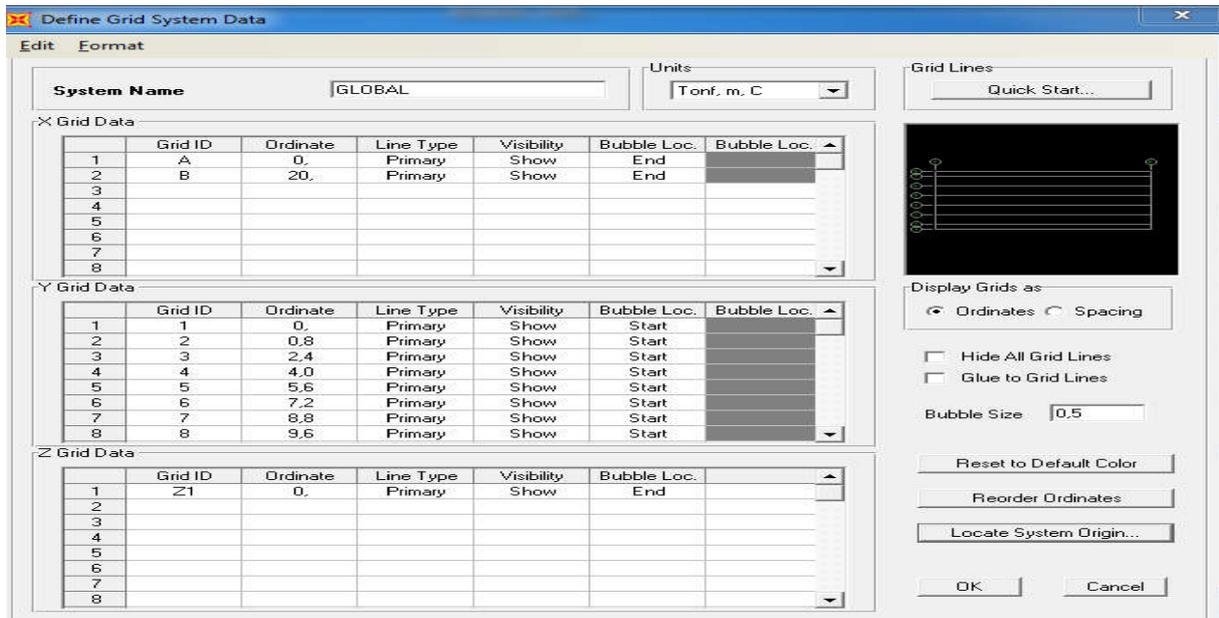
Importation d'un model à partir de la bibliothèque de SAP2000, le menu FILE/NEW MODEL, la boîte suivante s'affiche :



On cliquant par le bouton droit de la souris s'affiche une fenêtre.

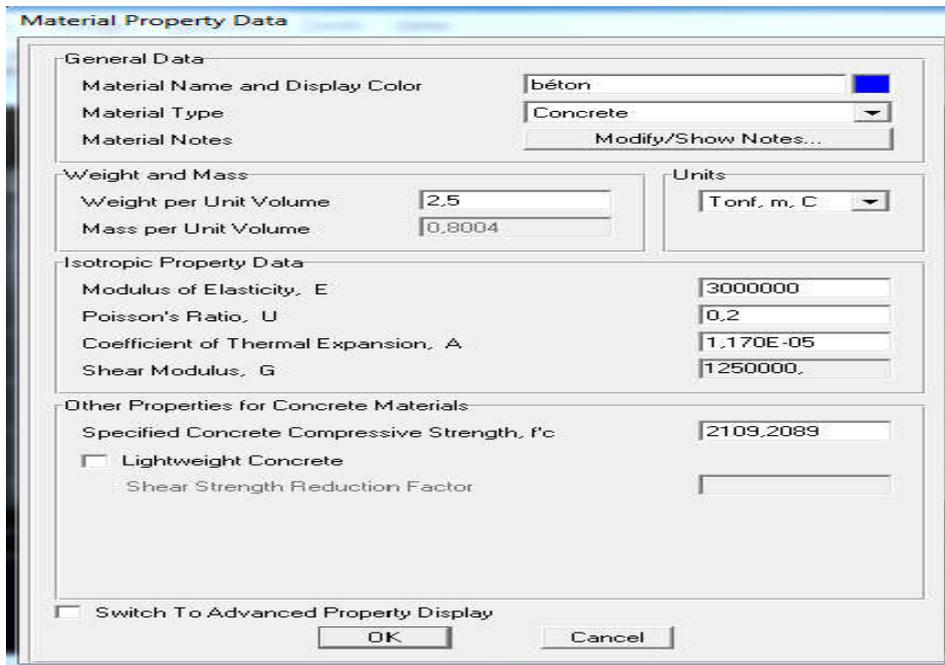


Cette étape permet de choisir un model quelconque.



3. Choix du matériaux

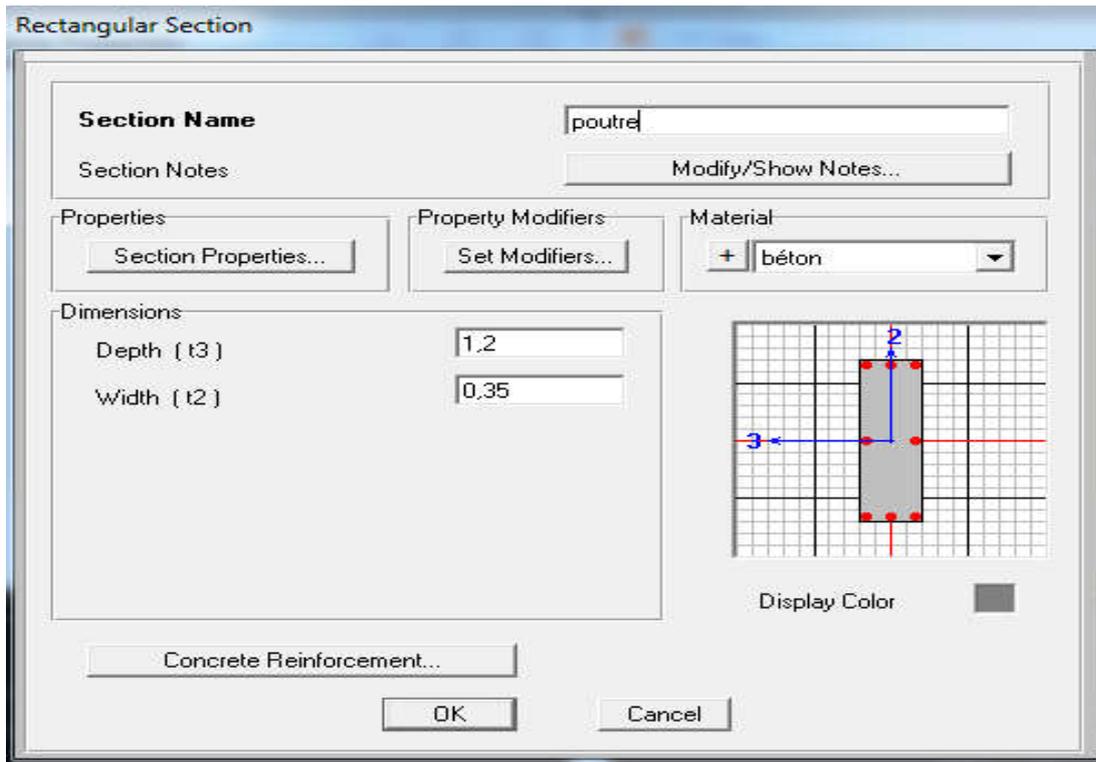
Define → Materials



a. Modélisation de la poutre

Define → Frame section → Add new property → Concrete

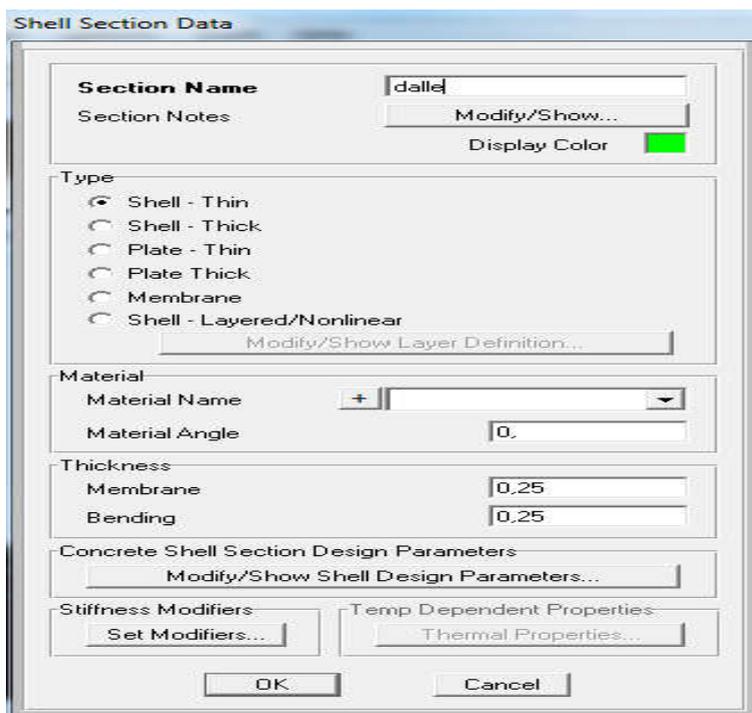
→ Rectangular section



b. Modélisation du tablier :

Défine \longrightarrow Area section

Cette option permet de déclarer le type de plaque, pour notre cas on utilise une plaque épaisse (Plate-Thick) avec une épaisseur de 0.25 m.



c. Choix type d'appuis

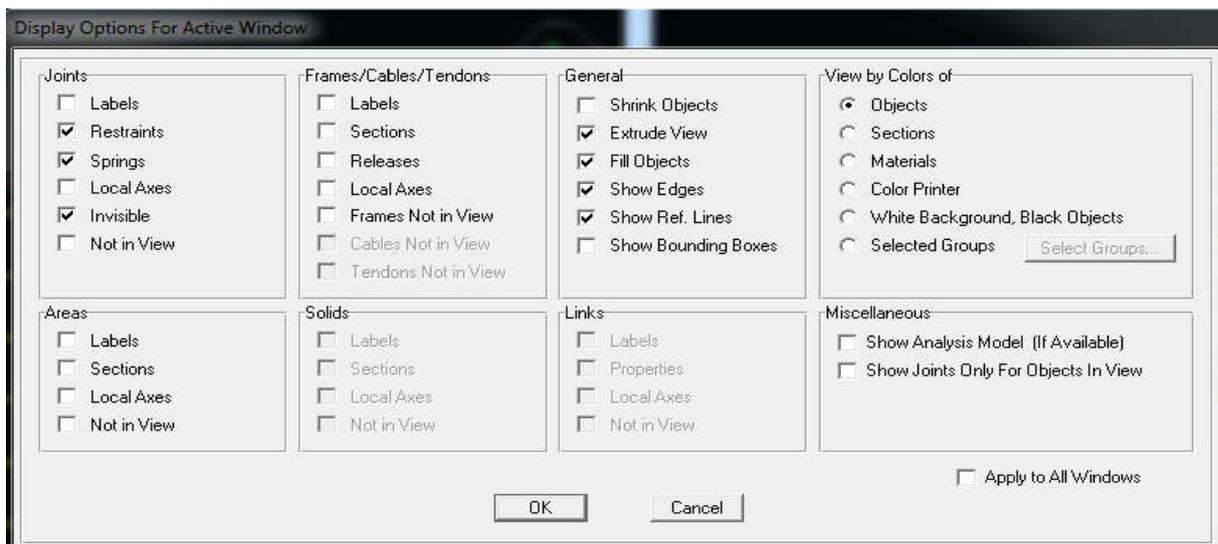
assign \longrightarrow joint \longrightarrow restraint



Après définir les matériaux et les éléments de notre structure en va dessiner ; les poutres, la dalle et défini l'appui.

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc ...) en perspective sur le modèle . Sélectionnez la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci et cliquez sur l'icône **Set Display options...**

Tout en choisissant les options d'affichages suivantes :



VII.3.2) Définition des charges mobiles

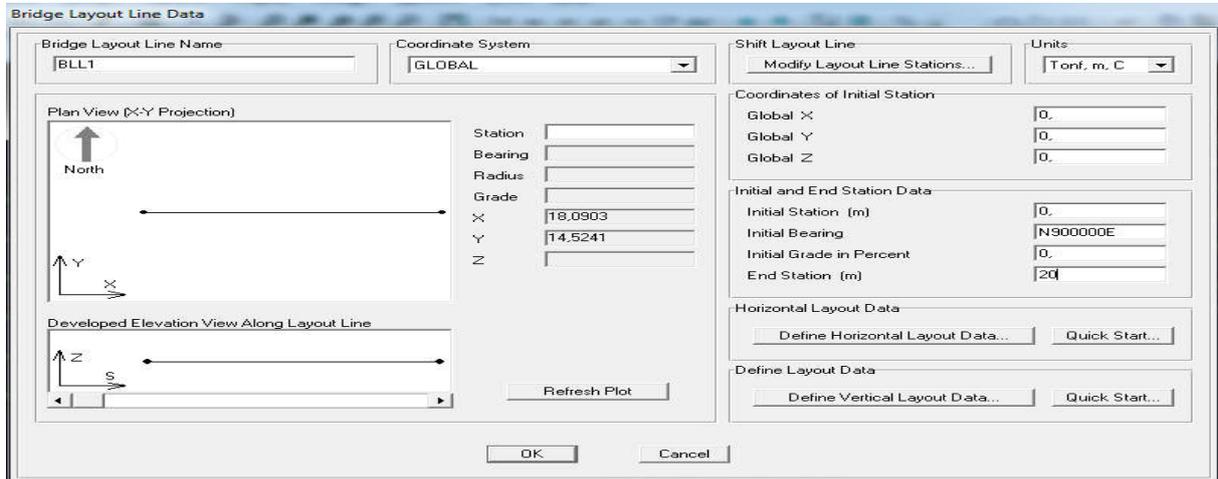
On va définir les charges mobiles a partir le menu Bridge.

Pour créer les chargétapes mobiles on passe par plusieurs

a. Définition de référence des voies (layout lines) :

Cette étape permet de définir une référence pour les voies chargées.

Bridge → Layout lines

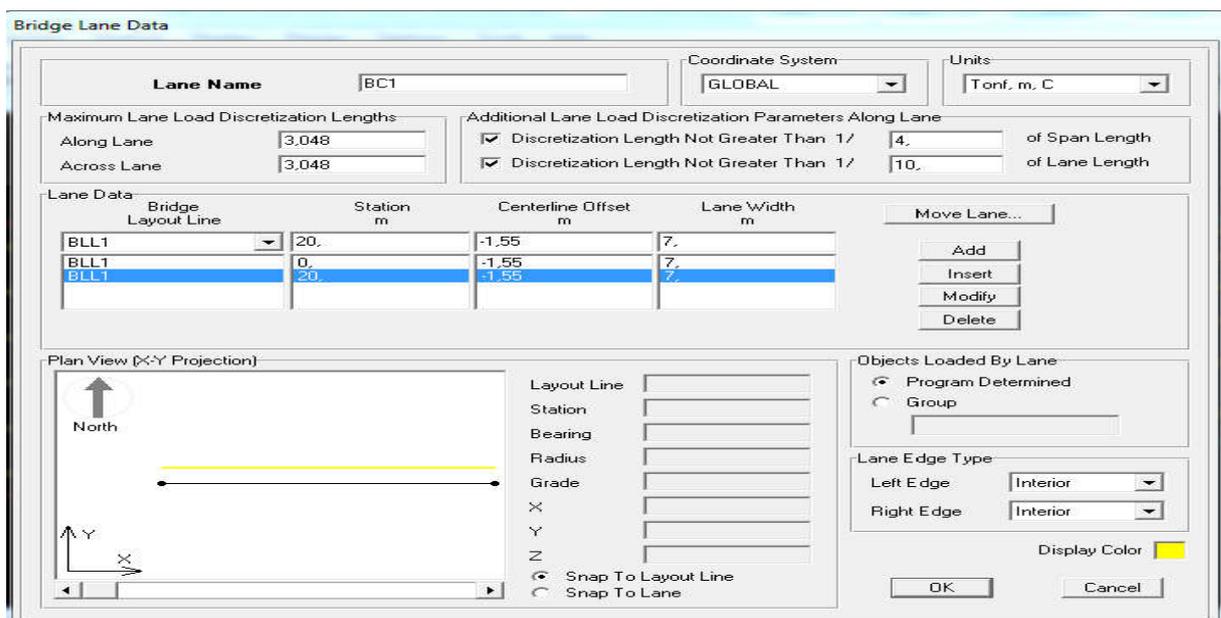


Référence des voies chargée

b. Définition du nombre et le types des voies :

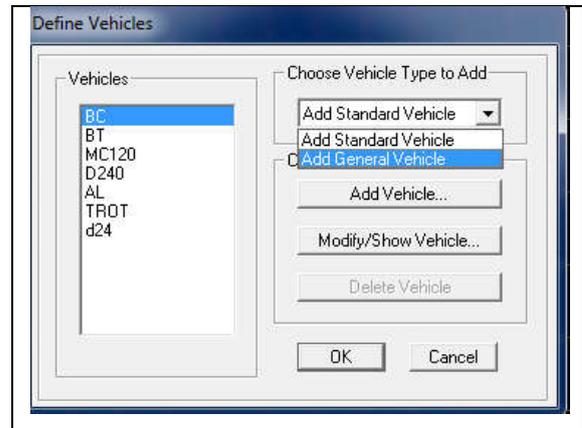
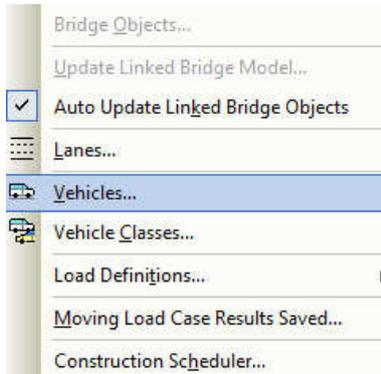
cette démarche consiste à définir le nombre et le type de la voie. et introduire le paramètre de distance entre l'axe de référence et l'axe de la voie qui divers d'un cas à un autre système des charges

Bridge → lanes



c. Définition type de chargement :

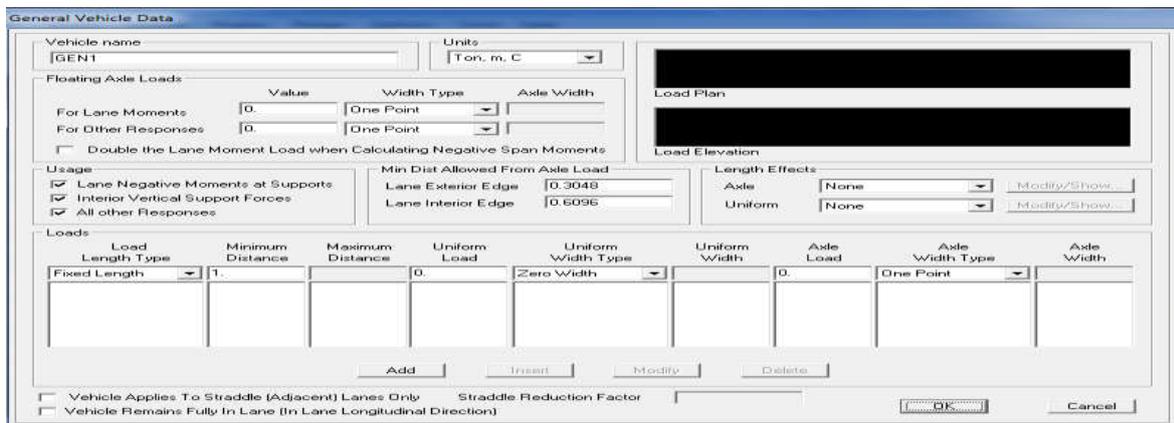
Bridge → véhicules



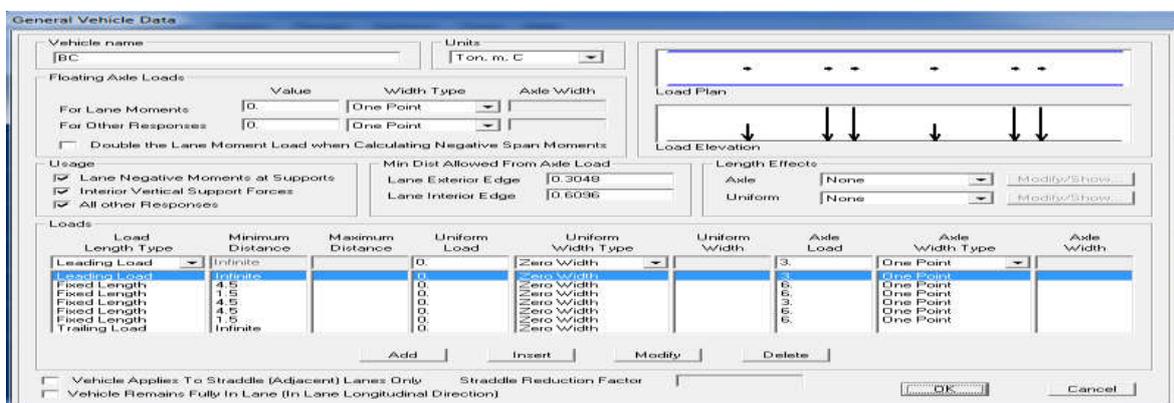
Add Standard Vehicle : définir le type du chargement selon les normes Américaine (AASHTO).

✓ Add General Vehicle : définir le type du chargement général.

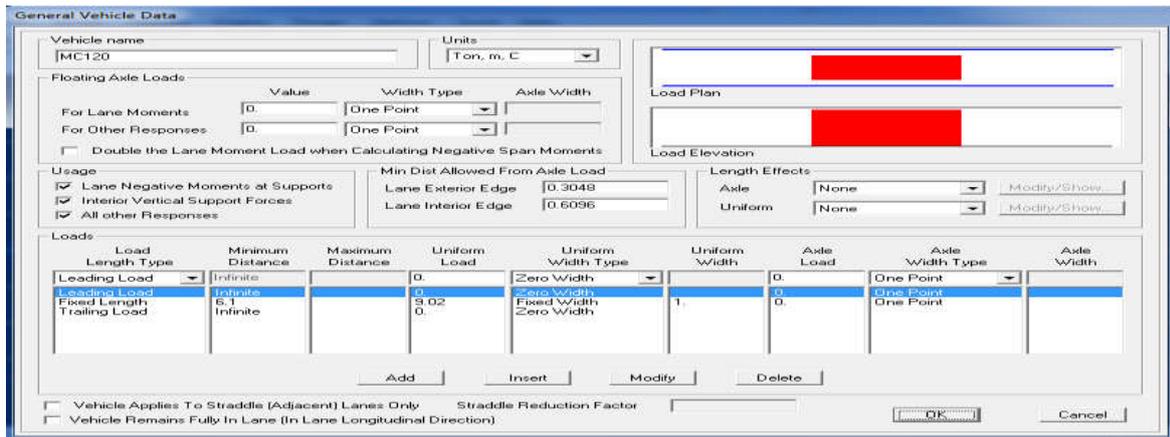
Après une clique sur (Add general vehicle) s'affiche la boite dialogue suivante :



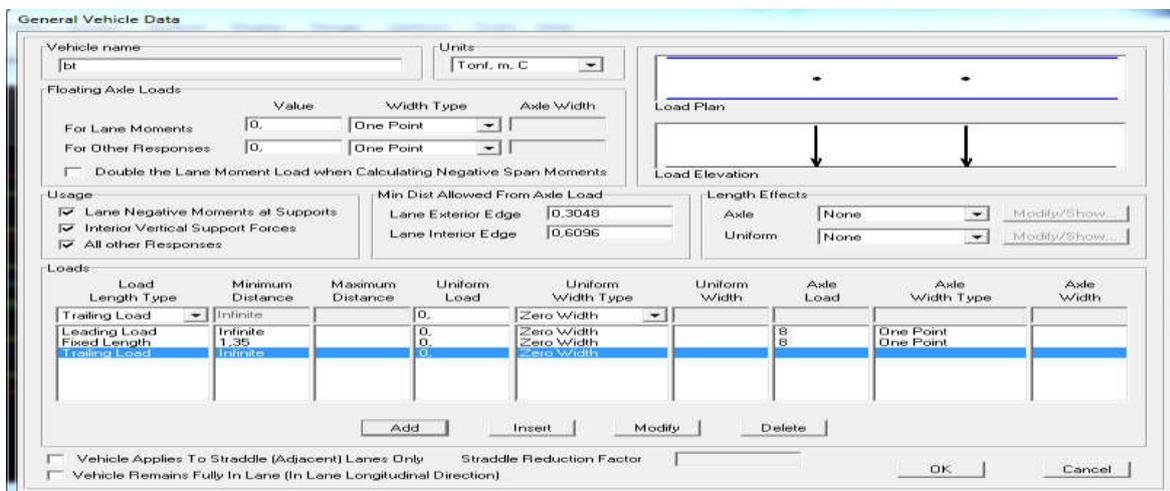
d. Position des charges :



Position du système Bc



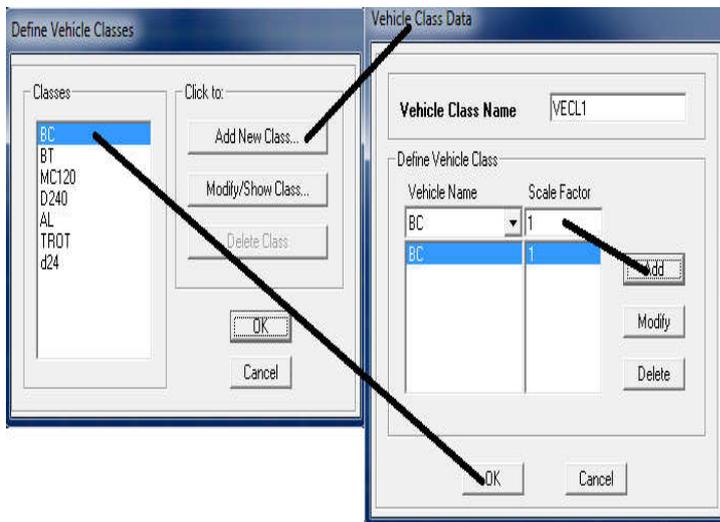
Position de système Mc 120



Position de système Bt

e. définition des véhicules classes :

Bridge → Vehicles classes , la boîte de dialogue suivante s'affiche :



Une clique sur (Add New Class...), cette instruction permet de créer un nouveau cheminement, la boite de dialogue (Vehicle Class Data) s'affiche :

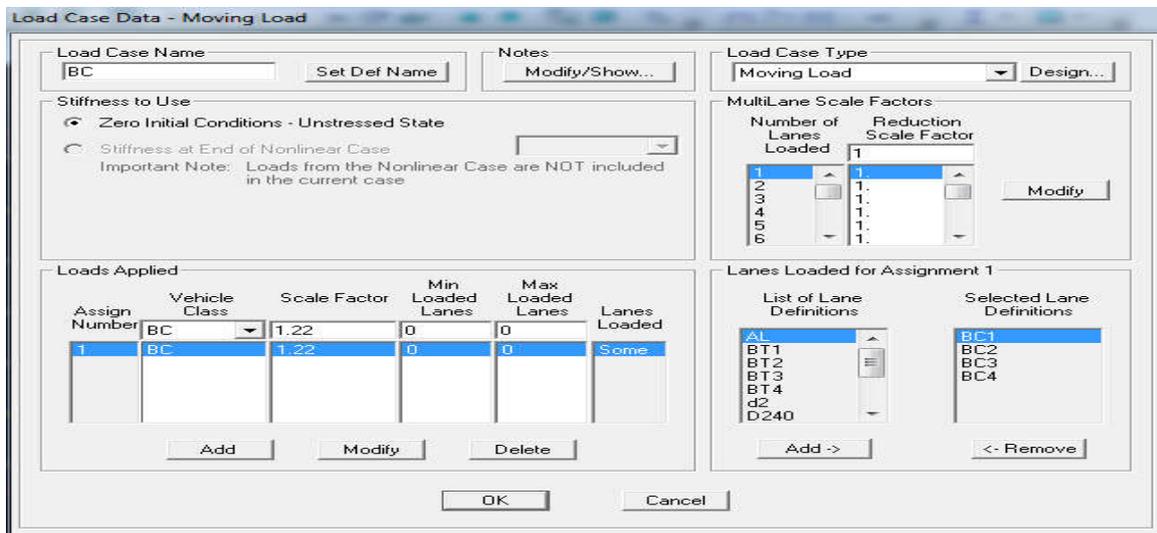
- ✓ Vehicle Class Name : le nom de nouveau cheminement.
- ✓ Vehicle Name : le nom du chargement.
- ✓ Scale Factor : coefficient de sécurité.

Une clique sur Add et sur OK.

f. définition de type de charge :

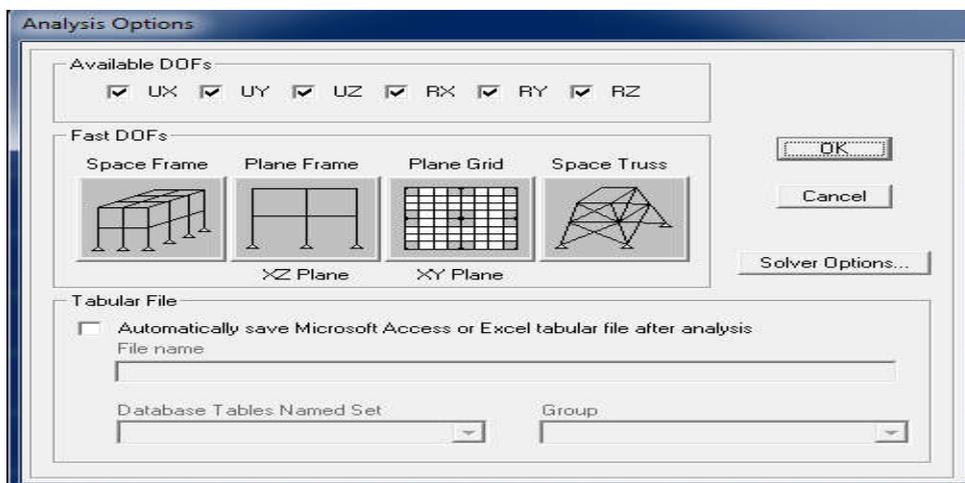
Défine → load cases → add new load case

La boite de dialogue suivante s'affiche :



g. analyse de système :

Analyze → set analysis option → plan grid



Démarrer l'analyse :

Analyse → set load cases to run

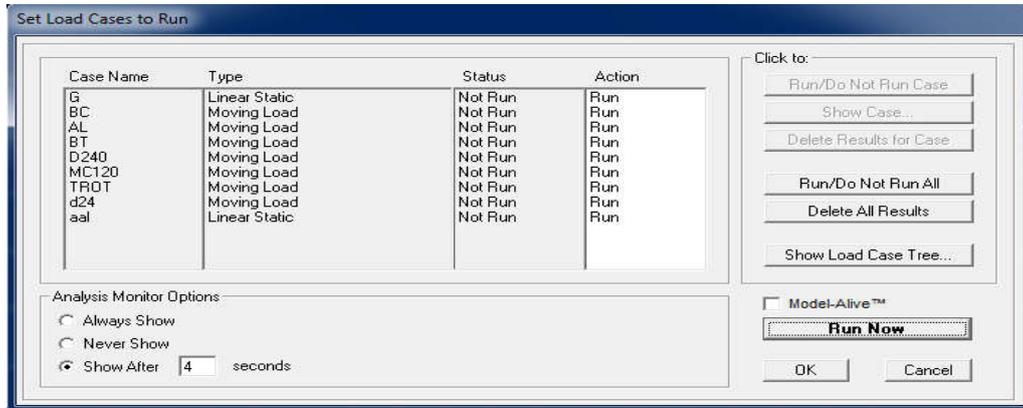
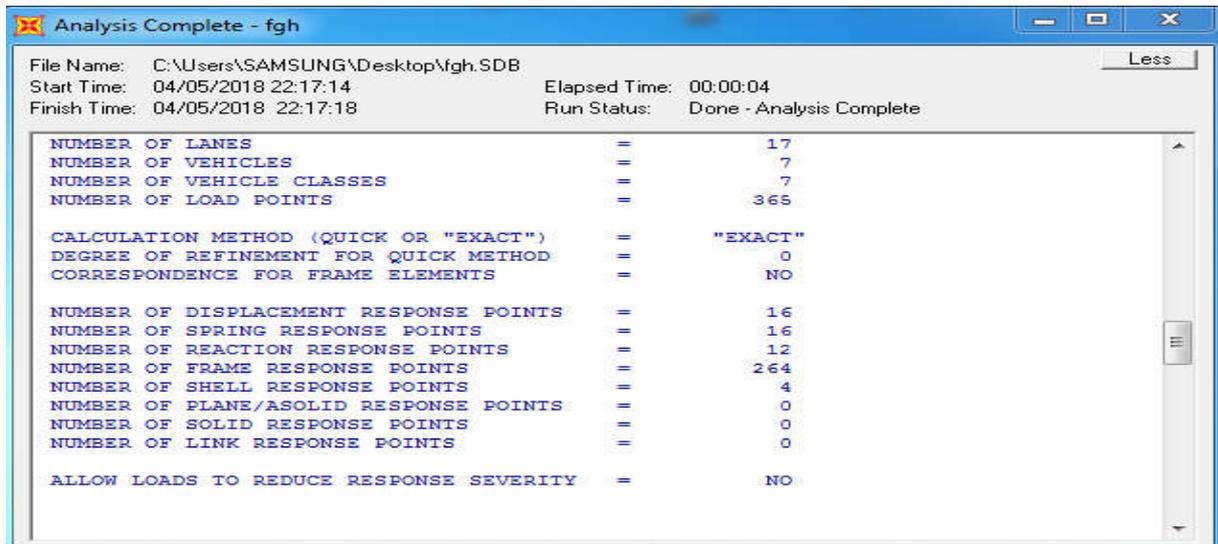


Tableau d'analyse :



VII.4) Comparaison des résultats

- **A(L) :**

Tableau VII.1 : comparaison des résultats de A(L)

N° de poutre	SAP 2000	G.MASSONNET	ΔM
POUTRE 4	91,8327	90,7085	1,1242
POUTRE 5	85.9949	81,5223	4,4726
POUTRE 6	78.3022	64,6246	13,6776

- **Surcharges sur trottoirs :**

Tableau VII.2 : comparaison des résultats de surcharge sur trottoirs

N° de poutre	SAP 2000	G.MASSONNET	ΔM
POUTRE 4	2,17749	1,7746	0,40289
POUTRE 5	2,51099	2,9077	-0,39761
POUTRE 6	3,00007	5,0170	-2,01693

- **D240 :**

Tableau VII.3 : comparaison des résultats de D240

N° de poutre	SAP 2000	G.MASSONNET	ΔM
POUTRE 4	123,8204	151,1142	-27,2938
POUTRE 5	113,4708	129,2168	-15,746
POUTRE 6	99,1784	86,2789	12,8995

- **Mc 120 :**

Tableau VII.4 : comparaison des résultats de M120

N° de poutre	SAP 2000	G.MASSONNET	ΔM
POUTRE 4	106.6800	107,7837	-1,1037
POUTRE 5	114.1141	117,3952	-3,2811
POUTRE 6	119,0011	118,3240	0,6711

- Charge Bc :

Tableau VII.5 : comparaison des résultats de système Bc

N° de poutre	SAP 2000	G.MASSONNET	ΔM
POUTRE 4	97,9737	83,6533	14,3204
POUTRE 5	84,6513	82,1873	2,464
POUTRE 6	67,1002	73,4707	-6,3705

- Charge Bt :

Tableau VII.6 : comparaison des résultats de système Bt

N° de poutre	SAP 2000	G.MASSONNET	ΔM
POUTRE 4	71,6402	68,5398	3,1004
POUTRE 5	58,0178	64,1506	-6,1328
POUTRE 6	54,7661	53,3701	1,396

Les combinaisons d'action

Tableau VII.7 : Les combinaisons d'action

combinaisons	E. L. U	E. L. S
I	$1,35 G + 1,6[\text{Max}(A, B) + \text{tr}]$	$G + 1,2[\text{Max}(A, B) + \text{tr}]$
II	$1,35 G + 1,35\text{Max}[M_{C120}, D_{240}] + 1.6\text{tr}$	$G + \text{Max}[M_{C120}, D_{240}] + 1.2\text{tr}$

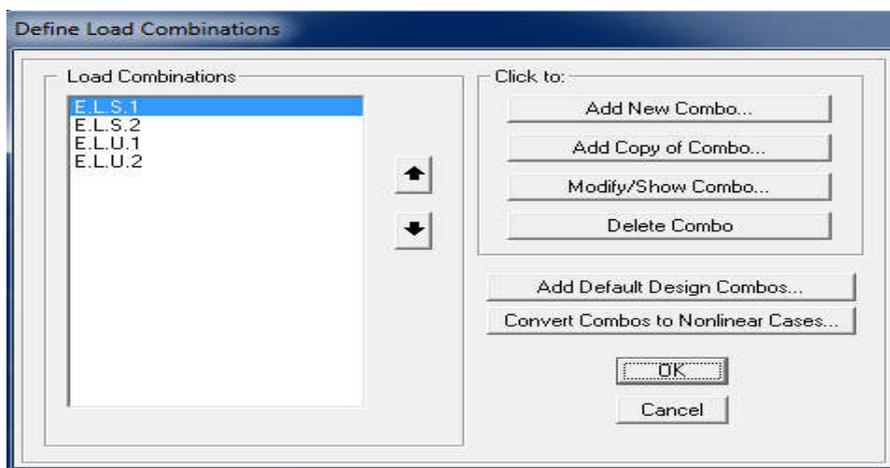
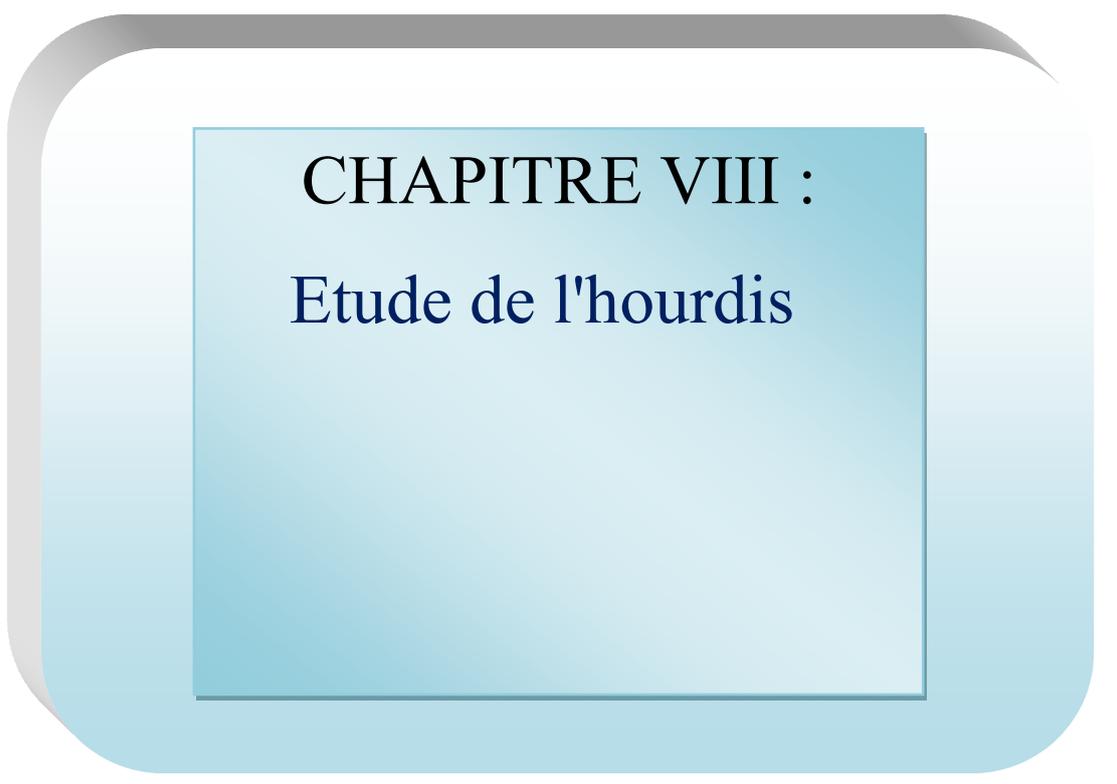


Tableau VII.8 : les moments fléchissements longitudinaux réels engendrés dans les différentes poutres après combinaison

Désignation	P4	P5	P6
E . L . U I	326,123	264,289	295,964
E . L . S I	243,056	229,082	220,437
E . L . U II	336,522	323,951	331,332
E . L . S II	249,3083	240,002	245,476

VII.5) Conclusion

La comparaison entre les résultats obtenus par le calcul manuel utilisant les lignes d'influence et la répartition par la méthode de GUYON MASSONNET et ceux obtenus par le logiciel **SAP2000**, indique qu'il y'a une petite différence entre les deux méthodes.



CHAPITRE VIII :
Etude de l'hourdis

VIII.1) Introduction

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

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

VIII.2) Moment dans l'hourdis dus à la flexion localisée

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

Pour les surcharges Bc,Bt,Br,Mc,120,A(L) et D240 On utilise les abaques de "Pigeaud».

Pour le calcul des moments, dus aux surcharges les abaques nous donnent directement les moments en fonction de E,a,b.

La dalle a une épaisseur de 25 cm recouverte d'une couche d'étanchéité, couche de protection et d'une couche d'asphalte, cette dalle repose sur 6 poutres d'entre axe 1,60 m et sur des entretoises d'about.



Figure VIII.1: Coupe transversale l'hourdi

VIII.2.1) Moment dues aux charges permanente

Ces moments sont calculés en utilisant les abaques de **M^c PIGEAUD** pour les charges uniformément réparties. Les abaques permettent la détermination des moments fléchissant au centre d'une dalle simplement appuyées sur les 4 cotés sur l'action des charges localisées en plaçant au centre de la dalle.

- **Principe de la méthode**

Les dimensions de la dalle (plaque) sont a, b (a : petit coté, b : grand coté // à l'axe de l'ouvrage) et à partie des rapportes ρ et ρ' .

$$\rho = \frac{a}{b} \quad \text{et} \quad \rho' = \frac{1}{\rho}$$

On reporte ces deux valeurs sur l'abaque et on lit en donnée les valeurs de M_1 et M_2 .

$\rho \rightarrow M_1$: moment fléchissant rapporté a l'unité de longueur de l'hourdis dans le sens de la petite portée "a". $L_x = a$

$\rho' \rightarrow M_2$: moment fléchissant analogue relatif au le sens de la grande portée "b". $L_y = b$

Les valeurs des moments fléchissant unitaires au centre de l'hourdis seront donc :

- Sens de la petite portée « a » $\rightarrow M_a = (M_1 + \nu M_2) p$. Transversalement
- Sens de la grande portée « b » $\rightarrow M_b = (M_2 + \nu M_1) p$. Longitudinalement

ν : coefficient de Poisson = 0,15 pour le béton armé.

p : valeur de la charge total de la plaque : $P = G \times L_x \times L_y$

1). Pour les charges uniformes agissant sur un rectangle (dalle incomplètement chargée), les moments M_1 et M_2 sont donnés successivement par onze tableau pour des valeurs de $\rho = \frac{a}{b}$, variante de 1 \rightarrow 0

Il y'a lieu d'interpoler pour les valeurs intermédiaires de $\rho = \frac{U}{V}$ ou $\frac{V}{b}$

2). Pour les charges uniformes agissant sur toute la surface de la plaque (dalle complètement chargée) a

partir du rapport $\rho = \frac{a}{b}$ Les tableaux donnent les valeurs M_1 et M_2

$$\begin{cases} U = u + 2 E \\ V = v + 2 E \end{cases}$$

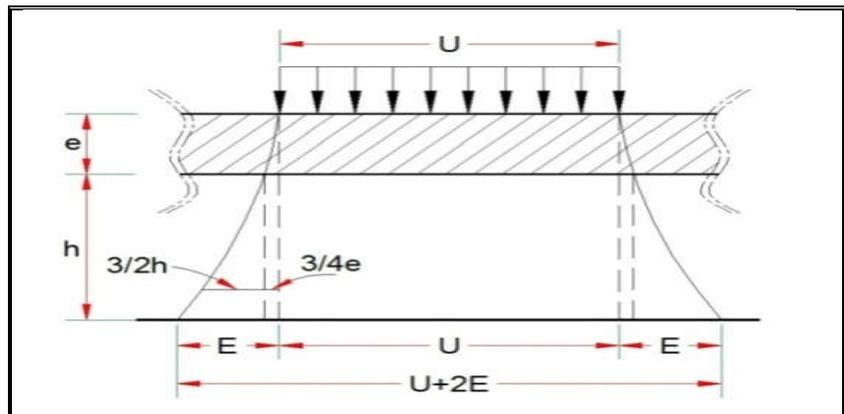


Figure VIII.2: Diffusion de charge localisée, p, sur le plan moyen de la dalle

u, ν : représente l'impacte réel de la roue (les cotes du rectangle sur lequel la charge P s'applique). U, V : représente l'impacte diffusé c-à-dire les dimensions du rectangle de la charge réellement issue de la propagation du système appliquée.

Calcul numérique

• **Moments dues aux charges permanentes**

Les charges permanentes sont les charges de la dalle et des éléments de trottoirs .

On détermine la charge permanente pour 1 m² du tablier.

Charge				
Dalle	0,25	2,5	0,625	
Couche de protection	0,01	2,2	0,022	
Couche d'étanchéité	0,01	2,2	0,022	
Asphalte	0,06	2,2	0,132	$\Sigma G= 0,801 \text{ t/m}^2$

Donc la Poids propre total : $P_1+P_2+P_3+P_4 = 0.625+0.022+0,022+0,132 = 0.801 \text{ t/m}^2$

$$0.801 \times 1,6 \times 20 = 25,632\text{t}$$

Alors :

L_x : longueur de l'hourdis= $L_x = a= 1,6 \text{ m} \rightarrow$ sens petit coté.

L_y : longueur de l'hourdis= $L_y = b= 20 \text{ m} \rightarrow$ sens grand coté.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{a}{b} = \frac{1,6}{20} = 0,08 < 0,4 \text{ la dalle travaille dans le sens x (petit coté).}$$

$$\rho' = \frac{1}{\rho} = \frac{1}{0,08} = 12,5$$

Détermination des moments M_1 et M_2 :

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0,08 \rightarrow M_1 = 0,01 \\ \rho' = 12,5 \rightarrow M_2 = 0,00 \end{array} \right\} \text{ Valeur lues sur l'abaque}$$

• **moment du aux poids propre :**

$$M_x = (M_1+0.15M_2).P \Rightarrow M_x = (0,01+0.15 \times 0,00).25,632=0,25632 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.8M_x = 0,205056 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = -0.5 M_x = 0,12816 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = (M_2+0.15M_1).P \Rightarrow M_x = (0,00+0,15 \times 0,01).25,632= 0,038448 \text{ t.m/ml}$$

En travée : $M_{ty} = 0.8M_y = 0,0307584 \text{ t.m/ml}$

Sur appui : $M_{ay} = -0.5 M_y = 0,019224 \text{ t.m/ml}$

• **Effort tranchant**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{coté a: } T_a = \frac{P}{3L} = \frac{25,632}{3 \times 20} = 0,4272 \text{ t/ml} \\ \text{Coté b: } T_b = \frac{P}{2L + a} = \frac{25,632}{2 \times 20 + 1,6} = 0,616154 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

VIII.2.2) Moment due aux surcharges

Pour le calcul des moments dues aux surcharges Nous utilisons les abaques de « SETRA » (Calcul de l'hourdis de pont).

Ces abaques donnent directement les moments fléchissant au centre de la plaque en fonction de à, b et E.

E : la hauteur de répartition

a : la petite portée l_x

b : la grande portée l_y

a. calcul de E

$$E = \frac{3}{4}(\text{épaisseur de la chaussée}) + \frac{1}{2}(\text{épaisseur de la dalle}) = 6 + 12,5 = 18,5 \text{ cm} = 0.185 \text{ m}$$

$$l_x = a = 1.60 \text{ m}$$

$$l_y = b = 20 \text{ m.}$$

a. Système A (L)

A(L) max pour 2 voies chargées.

$$P = A(L) \times L_x \times L_y = 1.355 \times 1,6 \times 20 = 43,36 \text{ t}$$

$$M_x = (M_1 + 0.15M_2).P \Rightarrow M_x = (0.01 + 0.15 \times 0.00).25.632 = 0.256 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.8M_x = 0.205 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = -0.5 M_x = -0,128 \text{ t.m/ml}$$

$$M_y = (M_2 + 0.15M_1).P \Rightarrow M_x = (0.00 + 0.15 \times 0.01).25,632 = 0.038 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.8M_x = 0.0307 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = -0.5 M_x = -0.0192 \text{ t.m/ml}$$

b. Système D 240

$$P = d_{240} \times L_x \times L_y = 4.03 \times 1.6 \times 20 = 128,96 \text{ t}$$

Alors :

$$U = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m.}$$

$$V = 3.2 + 2 \times 0.185 = 3.57 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{18,97}{1,6} = 11,856 \\ \frac{V}{l_x} = \frac{3,57}{1,6} = 2,232 \end{cases} \frac{V}{l_y} = 0.179, \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,01 \\ M_2 = 0,00 \end{cases}$$

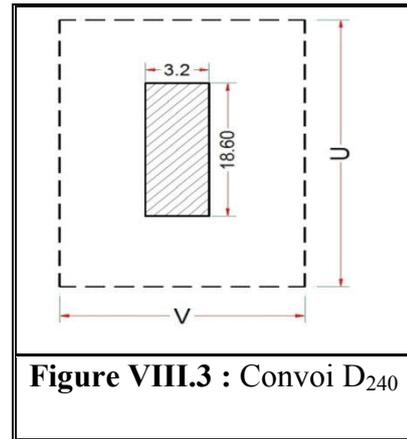


Figure VIII.3 : Convoi D₂₄₀

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + 0.15M_2) \cdot P \Rightarrow M_x = (0.01 + 0.15 \times 0.00) \cdot 128,96 = 1,2896 \text{ t.m/ml} \\ M_y = (M_2 + 0.15M_1) \cdot P \Rightarrow M_y = (0.00 + 0.15 \times 0.01) \cdot 128,96 = 0,1934 \text{ t.m/ml} \end{cases}$$

• **Effort tranchant**

$$U > V \Rightarrow \begin{cases} T_U = \frac{P}{2U+V} = \frac{128,96}{2 \times 18,97 + 3,57} = 3,1067 \text{ t/ml} \\ T_V = \frac{P}{3U} = \frac{128,96}{3 \times 18,97} = 2,2660 \text{ t/ml} \end{cases}$$

c. Système Mc120

$$\delta M_{120} = 1 + \frac{0,4}{1 + (0,2 \times 9,4)} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{60,5}{110}} = 1,33$$

$$P = S \times \delta M_{c120} = 55 \times 1,33 = 73.15 \text{ t.}$$

$$\begin{cases} U = 1 + 2 \times 0.185 = 1.37 \text{ m.} \\ V = 6.1 + 2 \times 0.185 = 6.47 \text{ m} \end{cases}$$

Alors :

$$\begin{cases} \frac{U}{l_x} = \frac{1,37}{1,6} = 0,86 \\ \frac{V}{l_x} = \frac{6,47}{1,6} = 4,04 \end{cases}, \frac{V}{l_y} = 0.324 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,04 \\ M_2 = 0,00 \end{cases}$$

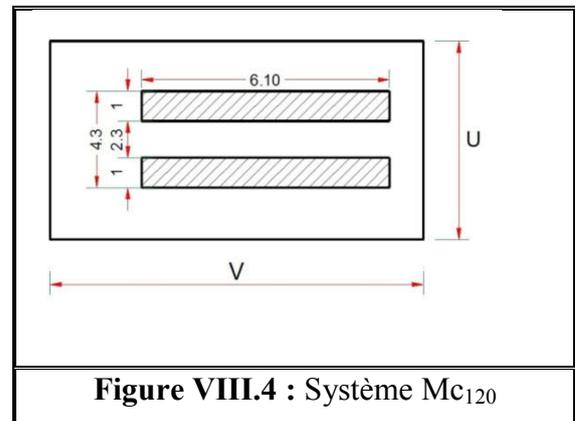


Figure VIII.4 : Système Mc₁₂₀

$$\begin{cases} M_x = (0,04 + 0,15 \times 0,00) \times 73,15 = 2,926 \text{ t.m} \\ M_y = (0,00 + 0,15 \times 0,04) \times 73,15 = 0,4389 \text{ t.m} \end{cases}$$

• Effort tranchant

$$U < V \Rightarrow \begin{cases} T_U = \frac{P}{3V} = \frac{55}{3 \times 6.47} = 2,83t \\ T_V = \frac{P}{2V+U} = \frac{55}{2 \times 6.47 + 1.37} = 3,84t \end{cases}$$

d. Système Bt :

Tandem de deux essieux de 16 t, chaque roue pèse 8 t

La surface d'impacte d'une roue est rectangulaire « a.b » $\begin{cases} a = 0,25 \\ b = 0,60 \end{cases}$

La répartition sur feuillet moyen de la dalle est :

$$U = a + 2E = 0.25 + 2 \times 0.185 = 0.62m.$$

$$V = b + 2E = 0.6 + 2 \times 0.185 = 0.97m.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \frac{U}{Lx} = \frac{0.62}{1.6} = 0.3875, & \quad \left\{ \begin{aligned} \frac{V}{Ly} = 0.0485 \Rightarrow M_1 = 0.15 \end{aligned} \right. \end{aligned} \right.$$

$$\frac{V}{Lx} = \frac{0.97}{1.6} = 0,60625 \quad M_2 = 0.05$$

$$\begin{cases} M_x = (0.15 + 0,15 \times 0.05) 16 = 2,52 t.m \\ M_y = (0.05 + 0,15 \times 0.15) 16 = 1,16 t.m \end{cases}$$

• Effort tranchant :

$$U < V \Rightarrow \begin{cases} T_U = \frac{P}{3V} = \frac{16}{3 \times 0,97} = 5.498 t \\ T_V = \frac{P}{2V+U} = \frac{16}{2 \times 0,97 + 0,62} = 6.25 t \end{cases}$$

e. Système Bc (02 Camions adjacents) :

La charge total = 4 (camions) x 6 = 24 T.

$$\begin{cases} U = 0.75 + 2 \times 0.185 = 1.12 m. \\ V = 1.75 + 2 \times 0.185 = 2.12 m. \end{cases}$$

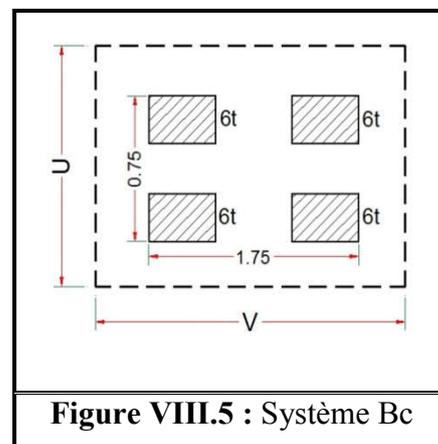


Figure VIII.5 : Système Bc

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{1.12}{1.6} = 0.7 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{2.12}{1.6} = 1.325 \end{array} \right. , \frac{V}{l_y} = 0.106 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,09 \\ M_2 = 0,01 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = (0,09 + 0,15 \times 0,01) 24 = 2,196 \text{ t.m} \\ M_y = (0,01 + 0,15 \times 0,09) 24 = 0,564 \text{ t.m} \end{cases}$$

• Effort tranchant :

$$U < V \Rightarrow \begin{cases} T_U = \frac{P}{3V} = \frac{24}{3 \times 2.12} = 3.77 \text{ t} \\ T_V = \frac{P}{2V+U} = \frac{24}{2 \times 2.12 + 1.12} = 4.48 \text{ t} \end{cases}$$

f. Système Br :

La charge total= 10t

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 0.3 + 2 \times 0.185 = 0.67 \text{ m.} \\ V = 0.6 + 2 \times 0.185 = 0.97 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{0.67}{1.6} = 0.42 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{0.97}{1.6} = 0.61 \end{array} \right. , \frac{V}{l_y} = 0.0485 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.15 \\ M_2 = 0.05 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = (0.15 + 0,15 \times 0.05) 10 = 0.987 \text{ t.m} \\ M_y = (0.05 + 0,15 \times 0.15) 10 = 0.44 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$U < V \Rightarrow \begin{cases} T_U = \frac{P}{3V} = \frac{10}{3 \times 0.97} = 3.44 \text{ t} \\ T_V = \frac{P}{2V+U} = \frac{10}{2 \times 0.97 + 0.67} = 3.83 \text{ t} \end{cases}$$

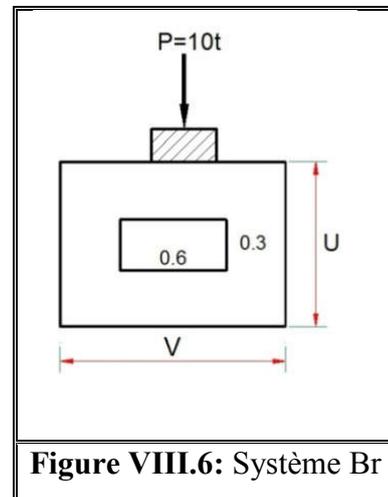


Figure VIII.6: Système Br

VIII.3) Calcul des moments

VIII.3.1) Moment fléchissant à L'E.L.U

Tableau VIII.1 : Combinaison des moments a l'E.L.U

Surcharge	Moment		σ	σM_q	M_T
1.35G+1.6A(l)	M_x	0.256	1.00	0.256	0.7556
	M_y	0.038		0.038	0.1127
1.35G+1.6Br	M_x	0.987	1.08	1.066	2.0516
	M_y	0.44		0.480	0.8199
1.35G+1.6Bt	M_x	2.52	1.086	2.736	4.7236
	M_y	1.16		1.259	2.0663
1.35G+1.6Bc	M_x	2.196	1.106	2.428	4.2308
	M_y	0.564		0.623	1.0487
1.35(G+Mc120)	M_x	2.926	1.1	3.218	4.6903
	M_y	0.438		0.481	0.7012
1.35(G+D240)	M_x	1.289	1.00	1.289	2.0861
	M_y	0.193		0.193	0.3124

VIII.3.2) Moment fléchissant à L'E.L.S

Tableau VIII.2 : Combinaison des moments a l'E.L.S

Surcharge	Moment		σ	σM_q	M_T
G+1.2A(l)	M_x	0.256	1	0.256	0.5635
	M_y	0.038		0.038	0.0840
G+1.2Br	M_x	0.987	1.08	1.066	1.5355
	M_y	0.44		0.480	0.6144
G+1.2B _T	M_x	2.52	1.086	2.736	3.5395
	M_y	1.16		1.259	1.5492
G+1.2B _C	M_x	2.196	1.106	2.428	3.1699
	M_y	0.564		0.623	0.7860
G+M _{c120}	M_x	2.926	1.1	3.218	3.4743
	M_y	0.438		0.481	0.5194
G+D240	M_x	1.289	1.00	1.289	1.5453
	M_y	0.193		0.193	0.2314

VIII.4) Effort tranchant

VIII.4.1) Les efforts tranchant à E.L.U

Tableau VIII.3 : Combinaison effort tranchant a l'E.L.S

Surcharge	effort		σ	σTq	T_T
1.35G+1.6A(l)	T_x	0,901	1.00	0.901	2.0183
	T_y	0,709		0,709	1.9667
1.35G+1.6Br	T_x	3.44	1.08	3.7152	6.5210
	T_y	3.83		4.1364	7,4500
1.35G+1.6Bt	T_x	5.498	1.086	5.9708	10,1300
	T_y	6.25		6.7875	11.6918
1.35G+1.6Bc	T_x	3.77	1.106	4.1696	7.2480
	T_y	4.48		4.9548	8.7594
1.35(G+Mc120)	T_x	2.83	1.1	3.113	4.7792
	T_y	3.84		4.224	6.5342
1.35(G+D240)	T_x	3.106	1.00	3.106	4.7698
	T_y	2.266		2.266	3.8909

VIII.4.2) Les efforts tranchant E.L.S

Tableau VIII.4 : Combinaison effort tranchant a l'E.L.S

Surcharge	effort		σ	σTq	T_T
G+1.2A(l)	T_x	0.901	1.00	0.901	1.5084
	T_y	0.709		0.709	1.4669
G+1.2Br	T_x	3.44	1.08	3.7152	4.8854
	T_y	3.83		4.1364	5.5798
G+1.2B _T	T_x	5.498	1.086	5.9708	7.5921
	T_y	6.25		6.7875	8.7611
G+1.2B _C	T_x	3.77	1.106	4.1696	5.4307
	T_y	4.48		4.9548	6.5619
G+M _{c120}	T_x	2.83	1.1	3.113	3.5402
	T_y	3.84		4.224	4.8401
G+D240	T_x	3.106	1.00	3.106	3.5332
	T_y	2.266		2.266	2.882

VIII.5) Récapitulation des moments a prendre en compte pour calculer l'hourdis

VIII.5.1) Moments transversaux

	M_{max} ELU (T.m)	M_{max} ELS (T.m)	Moment ELU (T.m)	Moment ELS (T.m)
Moment sur appuis $0,5 M_{max}$	4.7236	3.5395	2.3618	1.7697
Moment sur travée $0,8 M_{max}$			3.7788	2.8316

VIII.5.2) Moments longitudinaux

	M_{max} ELU (T.m)	M_{max} ELS (T.m)	Moment ELU (T.m)	Moment ELS (T.m)
Moment sur appuis $0,5 M_{max}$	2.0663	1.5492	1.0331	0.7746
Moment sur travée $0,8 M_{max}$			1.6530	1.2393

VIII.6) Ferrailage de la dalle

VIII.6.1) Transversalement

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

a. En travée

- E. L .U :

$M_U = 3.7788 \text{ t.m/ml} = 37788 \text{ N.m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

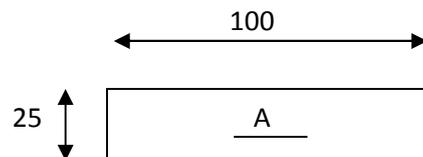
$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{37788}{100 \times (22,5)^2 \times 14.2} = 0.053$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.068$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$



$$\sigma_s = fe / \gamma_s = 348MPa$$

$$Asu = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = 4.98 \text{ cm}^2$$

• **E.L.S :**

$$M_{S.max} = 2.8316 \text{ t.m} = 28316 \text{ N.m}$$

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times fe; 110\sqrt{1.6f_{tj}}\right) = 201.63MPa \Rightarrow \mu_s = 0.0028 \rightarrow \beta_1 = 0.99 \rightarrow z_1$$

$$.z_1 = d \times \beta_1 = 0.225 \times 0.99 = 0.225 \text{ m}$$

$$.A_{ser} = \frac{M_{S.max}}{z_1.\bar{\sigma}_{st}} = 6.24 \text{ cm}^2/ml$$

On choisit 4HA16 = 8.04 cm²

On vérifier la condition de non fragilité

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

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

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

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

Vérification des contraintes

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

$$E = 2D.d = 54.27$$

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

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

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

$$\sigma_{bc} = K.y_1 = 4.43MPa < 15MPa$$

$$\sigma_b = 0,6 f_{cj} = 15 MPa$$

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

Acier

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

Fissuration préjudiciable :

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

$$\eta = 1.6$$

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

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

Espacement max

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

$$e = 20 cm < 33cm \quad (C.V)$$

b. En appuis

• **E.L.U:**

$$M_U = 2.3618 \text{ t.m} = 23618 \text{ N.m}$$

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

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

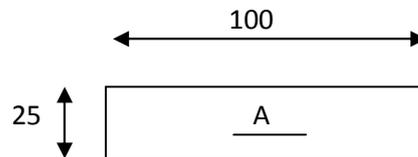
$$\mu = \frac{23618}{100 \times (22.5)^2 \times 14.2} = 0.0329$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.042$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348MPa$$



$$A_{su} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 3.08 \text{ cm}^2$$

• **E.L.S:**

$$M_{S,max} = 1.7697 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu_s = 0.0017 \rightarrow \beta_1 = 0.99 \rightarrow z_1 = 0.225$$

D'où : $A_{ser} = 3.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On choisit $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

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

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

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

Vérification des contraintes

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

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

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

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

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

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

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

Acier

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

Fissuration préjudiciable :

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

; $\eta=1.6$

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

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

Espacement max

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

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

VIII.6.2) Longitudinalement

En travée

- **E.L.U :**

$$M_{U.max} = 1.6530 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu_u = 0.0225 \rightarrow \alpha_u = 0.0284 \rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_{su} = 2.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **E.LS :**

$$M_{S.max} = 1.2393 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu_s = 0.00124 \rightarrow \beta_1 = 0.9994 \rightarrow z_1 = 0.225$$

$$\text{D'où : } A_{ser} = 2.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

En appuis

- **ELU :**

$$M_{U.max} = 1.0331 \text{ t.} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml} \rightarrow \mu_u} = 0.0143 \rightarrow \alpha_u = 0.018 \rightarrow \beta = 0.99$$

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

- **ELS :**

$$M_{S.max} = 0.7746 \text{ t.m/ml} \rightarrow \mu_s = 0.017 \rightarrow \beta_1 = 0.99 \rightarrow z_1 = 0.225$$

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

$$\text{On prend } 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

$$A_x: \begin{cases} A_{tx} = 8.04 \text{ m}^2/\text{ml} , \text{ soit } 4\text{HA}16 \\ A_{ax} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 4\text{HA}12 \end{cases}$$

$$A_y: \begin{cases} A_{ty} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} , \text{ soit } 4\text{HA}10 \\ A_{ay} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ soit } 4\text{HA}10 \end{cases}$$

Plan de ferrailage de la dalle

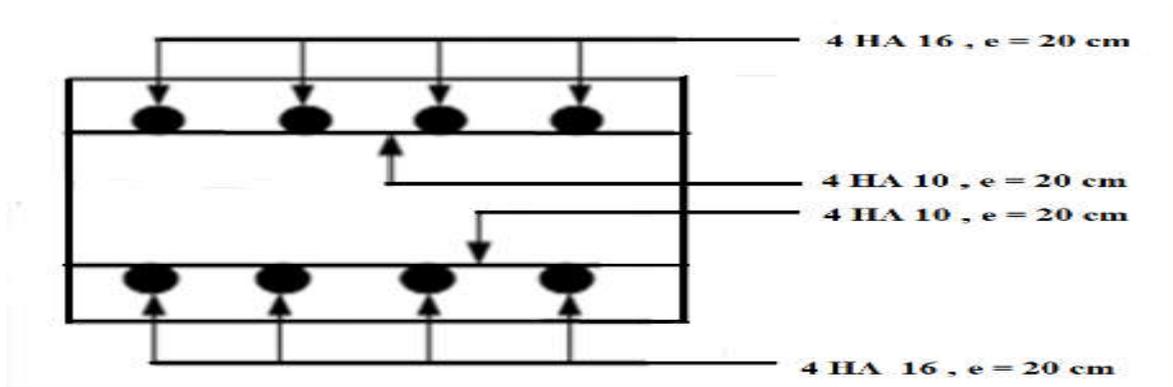


Figure VIII.7 : Coupe longitudinale

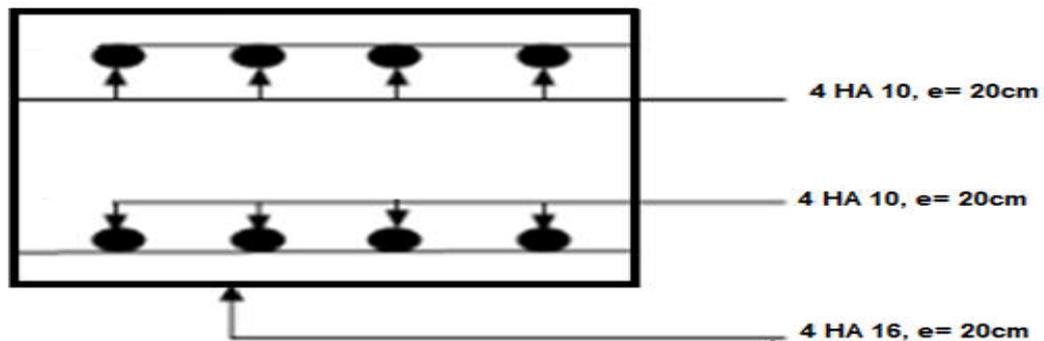


Figure VIII.8 : Coupe transversale

VIII.7) Vérification de la dalle au poinçonnement

Sous l'action d'une charge localisée considérable appliquée sur un hourdis, il ya lieu de vérifier la résistance de ce dernier au poinçonnement.

Lorsque les charges localisées sont éloignées des bords. On admet qu'aucune armature particulière n'est requise, sous condition de vérifier la formule suivante :

$$Q_u \leq 0,045 u_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

u_c : Le périmètre du contour de l'aire « S » sur laquelle, agit la charge dans le plan moyen.

h_0 : L'épaisseur de la dalle.

Q_u : est charge de calcul vis-à-vis de l'E . L . U

$$Q_u = 1,6 \cdot p_i \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

✓ **Sous la roue B_r** : $P=10t$

$$\begin{cases} u = 0,30 \\ v = 0,60 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u' = 0,67 \\ v' = 0,97 \end{cases} \Rightarrow U_c = 2 \times (u' + v') = 2 \times (0,67 + 0,97) = 3,28m$$

$$Q_u = 1,6 \times 10 \times 10^{-2} = 0,16 \leq 0,045 \times 0,25 \times 3,28 \times \frac{25}{1,5} = 0,615 \dots \dots \dots C.V$$

✓ **Sous la roue B_c** : $u=25 \text{ cm}$; $v =25\text{cm}$; $P =6t$

$$\begin{cases} u' = 1,12 \\ v' = 2,12 \end{cases} \Rightarrow U_c = 2 \times (u' + v') = 2 \times (1,12 + 2,12) = 6,48m$$

$$Q_u = 1,6 \times 6 \times 10^{-2} = 0,096 \leq 0,045 \times 0,25 \times 6,48 \times \frac{25}{1,5} = 1,215 \dots \dots \dots C.V$$

✓ **Sous la roue B_t** : $u=60 \text{ cm}$; $v =25\text{cm}$; $P =8t$

$$\begin{cases} u' = 0,62 \\ v' = 0,97 \end{cases} \Rightarrow U_c = 2 \times (u' + v') = 2 \times (0,62 + 0,97) = 3,18m$$

$$Q_u = 1,6 \times 8 \times 10^{-2} = 0,128 \leq 0,045 \times 0,25 \times 3,18 \times \frac{25}{1,5} = 0,59625 \dots \dots \dots C.V$$

VIII. 8) Condition relative au non-emploi d'armature d'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si la contrainte tangente τ est t.q :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_d \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}. \text{ Dans ce cas on prend une bande de 1m de largeur et 0.25m d'hauteur (l'épaisseur de la dalle) :}$$

T_{max} : est obtenu d'après la combinaison la plus défavorable :

$$1.35G + 1.6Bt = 10.9119t$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{10.9119 \times 10^4}{1.10^3 \times 250} = 0.4365 \text{ MPa} \leq 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa. CV}$$

D'où pas d'armature d'effort tranchant.

CHAPITRE IX :

Conception et
dimensionnement de pile
et culée

IX.1) Définition

La définition des appuis d'un ouvrage est un des options fondamentales du projet.

Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble, le choix ne peut se faire que progressivement, ou à la limite, itérativement ; il résulte d'une vaste synthèse qui englobe

- La nature et le mode de construction
- Les contraintes naturelles du site
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

IX.2) La pile

La pile est un appui intermédiaire qui a pour rôle essentiel de supporter le tablier du pont, elle est composée d'un chevêtre ; de trois fûts et d'une fondation.

- ❖ **Chevêtre** : c'est un élément en béton armé sur le quel s'appuient les poutres par l'intermédiaire d'appareils d'appuis. assure la transmission des charges aux fûts.
- ❖ **Fût** : c'est un élément en béton armé et quelque fois en métal et a pour rôle d'assurer la transmission des charges aux fondations.
- ❖ **Fondation** : c'est une semelle superficielle ; elle est en béton armé ; elle assure la transmission des efforts de l'ouvrage au sol.

IX.2.1) Choix de la morphologie

Le choix de type de pile dépend essentiellement des caractéristiques géométriques mécaniques de la pile elle-même, du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitation agissant sur la pile.

Notre ouvrage franchit un oued, pour cela nous avons opté pour une pile composée d'un fût et un chevêtre à inertie variable.

IX.2.2) Pré dimensionnement des éléments de la pile

▪ Chevêtre :

La hauteur est déterminée par la condition suivante :

- Hauteur : $1m < H < 1.6m$ On prend $H = 1.20m$.
- Largeur : $E = 2X + 0.7 = 2(0.35) + 0,7 = 1.40m$, $E = 1.40m$.
- Longueur du chevêtre : Pour sa longueur, elle est égale à la largeur du tablier.

Donc : $L_{ch} = 9.4 m$.

▪ **Fût:**

- Hauteur : $H_{Fût} = H_{pile} - HC_{heavêtre} = 4,8 - 1,2 = 3,6$ m. on prend $H_{Fût} = 3,6$ m
- diamètre $\varnothing = 1.00$ m
- Nombre du fût : $n = 3$ fûts

▪ **Semelle :**

- La largeur : 5 m
- La longueur : $L = 9.4$ m.
- La hauteur : $H = 1,2$ m.

Béton de propreté : 0,50 m.

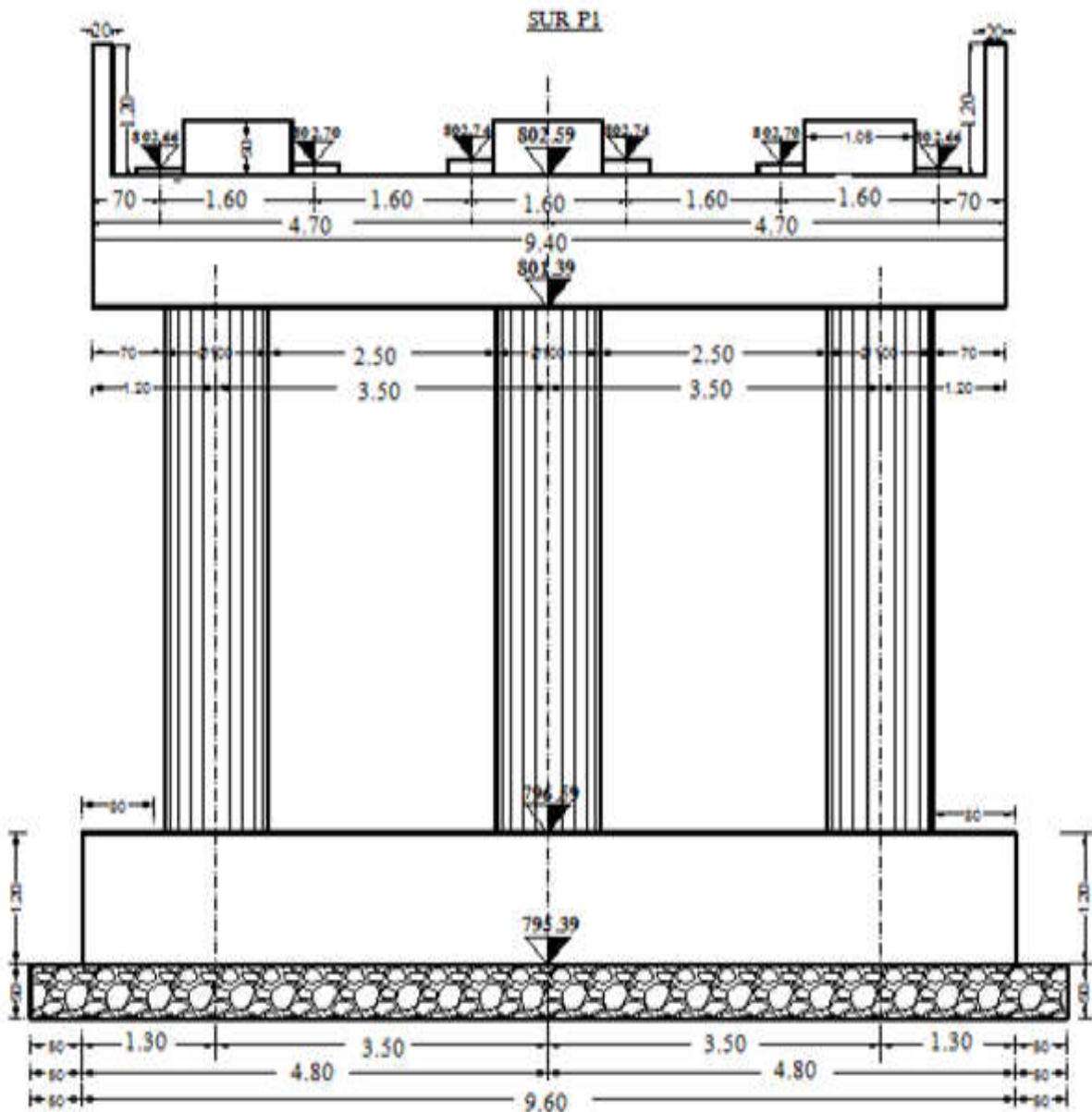


Figure IX.1 : Coupe longitudinale de la pile

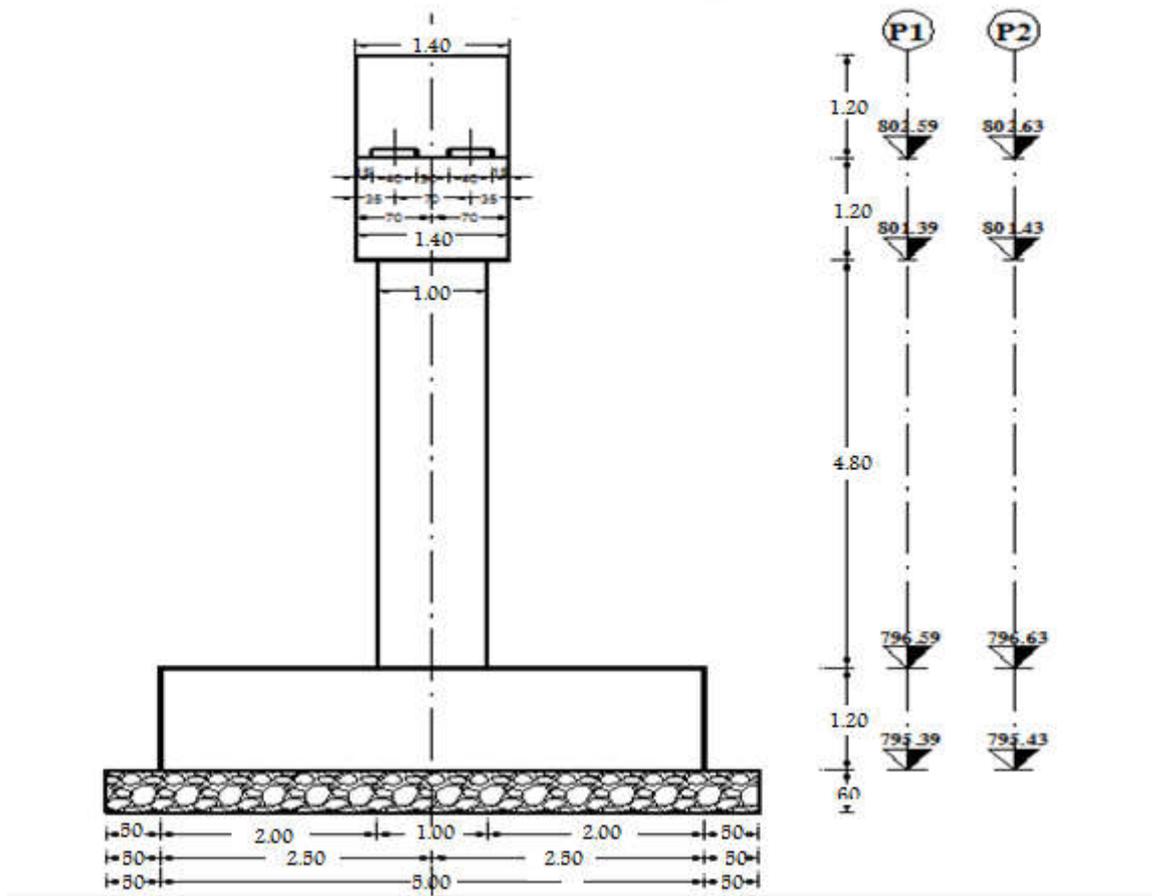


Figure IX.2 : Coupe transversale de la pile

IX.2.3) Calcul de réaction sur la pile

1. Charge permanente

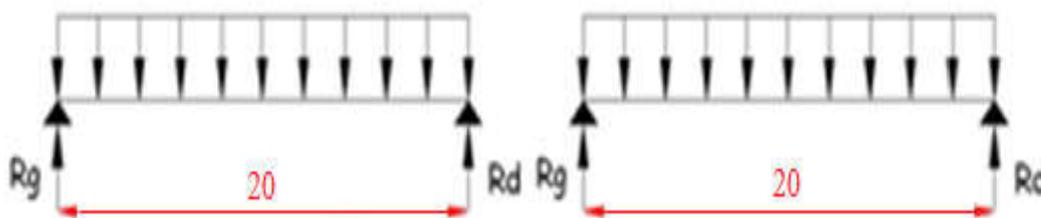


Figure IX.3 : Les réactions sous charge permanent

Réaction sur la pile : $R_p = (G_{tot1} + G_{tot2}) / 2 \longrightarrow R_p = 329.715 \text{ t}$

2. Surcharge A(L)

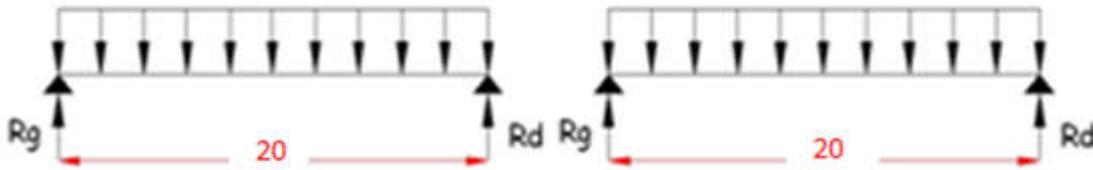


Figure IX.4 : Les réactions sous A(l)

$q = 9.485 \text{ t/ml}$

$$R_D = R_G = \frac{ql}{2} = \frac{9.485 \times 20}{2} = 94.85 \text{ t} \Rightarrow R = R_G + R_d = 189.7 \text{ t}$$

3. Surcharge sur trottoir

$q = 0.39 \text{ t/ml}$

$$R_G = R_D = \frac{ql}{2} = \frac{0.39 \times 20}{2} = 3.9 \text{ t/ml}$$

→ $R = R_G + R_D = 7.8 \text{ t/ml}$

4. Surcharge Mc 120

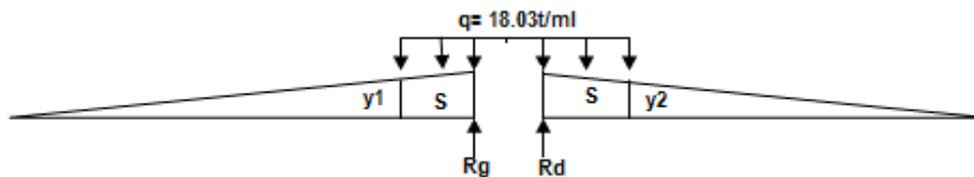


Figure IX.5 : Les réactions sous Mc120

L_c : distance entre deux appuis = 1.00 m

$q = 18.03 \text{ t/ml}$

• Travée 1 :

$$x_1 = \frac{6.1-1}{2} = 2.55 \text{ m}$$

$$y = 1 \rightarrow \frac{y_1}{17.45} = \frac{y}{20} \rightarrow y_1 = 0.87$$

$$s = \frac{1+0.87}{2} \times 2.55 \rightarrow s = 2.38 \text{ cm}^2$$

$$R_G = s \times q = 2.38 \times 18.03 = 42.91$$

$$R_G = 42.91 \times 1.1 = 47.201$$

• Travée 2 :

Identique au travée 1 $\longrightarrow R_D = R_G = 42.91 \text{ t/ml}$

$$\longrightarrow R = R_D + R_G = 47.201 + 47.201 = 94.402 \text{ t/ml}$$

5. Surcharge D240

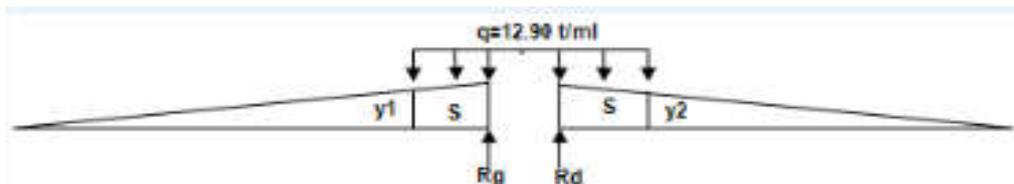


Figure IX.6 : Les réactions sous D₂₄₀

$$q = 12.9 \text{ t/ml}$$

• Travée 1 :

$$X_1 = \frac{18.6 - 1}{2} = 8.8 \text{ m}$$

$$y = 1 \longrightarrow \frac{y_1}{11.2} = \frac{y}{20} \longrightarrow y_1 = 0.56$$

$$s = \frac{1 + 0.56}{2} \times 8.8 \longrightarrow s = 6.864 \text{ cm}^2$$

$$R_G = s \times q = 12.9 \times 6.864 = 88.55 \text{ t/ml}$$

• Travée 2 :

Suivant les mêmes étapes de travées 1, on trouve : $R_D = 93.65 \text{ t/m}$

$$\longrightarrow R = R_G + R_D = 177.1 \text{ t/ml}$$

6. Système Bc

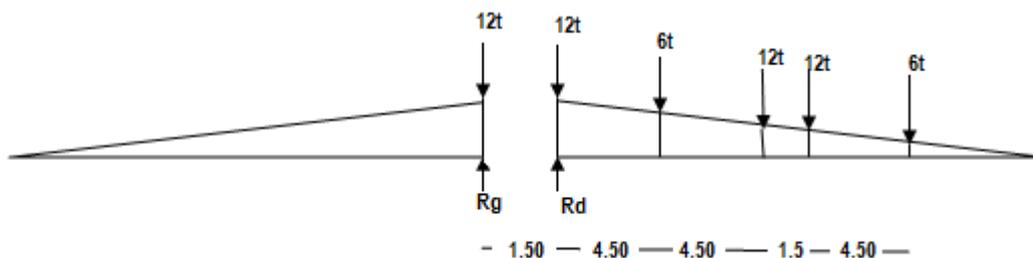


Figure IX.7 : Les réactions sous B_C

$n =$ nombre de voie

$$\delta_c = 1.134$$

$$b_c = 1.1$$

- **Travée1 :**

$$\sum F_{/0} = 0 \longrightarrow 12 \times 19.5 - R'_{p1} \times 20 = 0 \longrightarrow R'_{p1} = 11.7 \text{ t}$$

$$R_{p1} = n \times \delta_c \times b_c \times R'_{p1} = 2 \times 1.134 \times 1.1 \times 11.7 \longrightarrow \mathbf{R_{p1} = 29.19t}$$

- **Travée2 :**

$$\sum F_{/0} = 0 \longrightarrow$$

$$(12 \times 20) + (6 \times 15.5) + (12 \times 11) + (12 \times 9.5) + (6 \times 5) - (R'_{p2} \times 20) = 0$$

$$\longrightarrow R'_{p2} = 30.45 \text{ t}$$

$$R_{p2} = n \times \delta_c \times b_c \times R'_{p1} = 2 \times 1.134 \times 1.1 \times 30.45 \longrightarrow \mathbf{R_{p2} = 75.97 \text{ t}}$$

Donc : $\mathbf{R_p = 105.16 \text{ t}}$

Efforts horizontaux

- **Freinage**
- **Système A(L)**

$$H_{A(L)} = \frac{1}{20 + 0,0035S} \times A \times S .$$

$$H_{A(L)} = \frac{1}{20 + 0,0035(7 \times 20)} \times 1.355 \times (7 \times 20) \longrightarrow H_{A(L)} = 9.258 \text{ t}$$

IX.2.4) Sollicitation dues aux surcharges

Les actions qui exercent sur la pile sont principalement les suivantes:

- Le poids propre de la pile (chevêtre et poteaux) et en plus l'action Permanente du tablier.
- Les actions sismiques dans l'axe X.
- Un moment de torsion et un moment M_x au niveau de chevêtre à cause de la nature dissymétrique de chargement Bc.
- Une force horizontale due au freinage de surcharge Bc.

- La surcharge de trottoir

Détermination des différents cas de charges

Les charges d'exploitation

Désignation	Al	Bc	D240	Mc120	trottoirs
N (t)	189.7	105.16	177.1	94.402	7.8
H(t)	9.258	15	/	/	/
h(m)	9.4	9.4	/	/	/
M(t.m)	87.03	141	/	/	/

IX.2.5) Etude des différents éléments de la pile

Calcul des sollicitations

Pour l'analyse statique de la pile, nous avons jugé d'utiliser le logiciel de calcul des éléments finis SAP2000,

Pour cela on a utilisé les éléments suivants :

- Chevêtre : élément poutre en B.A avec une section rectangulaire
- Poteaux : en B.A avec une section circulaire
- La semelle : encastrement parfait
- Force statique : pression uniforme sur l'axe médiane de L'élément poutre
- Force sismique : force horizontale répartie sur l'axe neutre de la chevêtre

Les charges permanentes

- **Poids propre du tablier** : $P_{tab} = 329.715t$
- **Poids propre des poteaux** : $P_{pot} = 28.26t$

	B	H	Nbr
Semelle	1.00	4.80	3

- **Poids propre de la semelle** : $P_{sem} = 144 t$

	B	H	L
Semelle	5.00	1.20	9.60

- **Poids des remblais sur la semelle** : $P_{rem} = 230.28t$

- Poids du chevêtre : $P_{chev}=39.48t$

	B	H	L
chevêtre	1.40	1.20	9.40

- Poids propre des plots + dés d'appuis : $P_{plot+dés}=2.592 t$

	B	L	H	Nbr
Dés d'appuis	0.45	0.40	0.13	12
Plots	0.40	0.60	1.05	3

- TOTAL : $P_{tot}=774.327 t$

IX.2.5.1) Etude du Chevêtre

Charge uniforme

$$P_u = \frac{1.35 \times (\text{poids chevêtre} + \text{poids dés appuis et plots})}{\text{longeur chevêtre}} = \frac{1.35(39.48+2.592)}{9.4} = 6.04 \text{ t/ml}$$

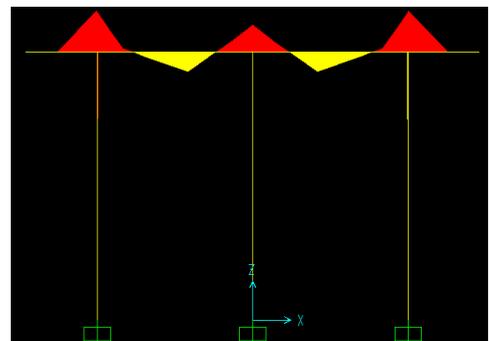
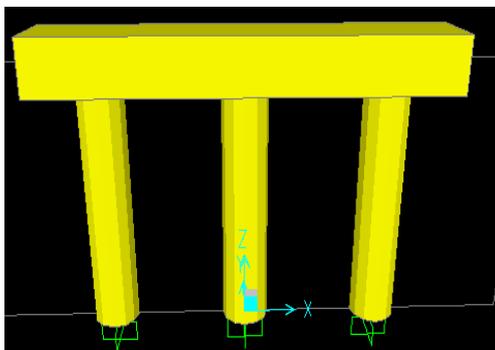
$$P_s = \frac{(\text{poids chevêtre} + \text{poids dés appuis et plots})}{\text{longeur chevêtre}} = 4.48 \text{ t/ml}$$

Charge concentré

$$Q_U = \frac{1.35 \times (\text{charge permanente} + \text{poids dés appuis}) + 1.6(A(l) + \text{trot})}{\text{nombre de poutre}}$$

$$Q_U = \frac{1.35(329.715+2.592) + 1.6(189.7+7.8)}{6} = 127.44 \text{ t/ml}$$

$$Q_s = \frac{(\text{charge permanente} + \text{poids dés appuis}) + 1.2(A(l) + \text{trot})}{\text{nombre de poutre}} = 94.88 \text{ t/ml}$$



	M_u (kn.m)	M_s (kn.m)	T(kn)
Travée	423.40	315.30	1571.30
Appuis	856.91	638.06	

IX.2.5.1.1) Ferrailage du chevêtre

❖ Armatures longitudinales

sur Appuis

- Contrainte du béton $f_{c28}=25\text{MPa}$
- Limite élastique de l'acier $f_e= 400 \text{ MPA}$
- Section rectangulaire
- Largeur de la section $b=1,4 \text{ m}$
- Hauteur totale $h=1,2 \text{ m}$
- enrobage $0,05 \text{ m}$
- $M_u= 856.91 \text{ KN.m}$
- $M_s= 638.06 \text{ KN.m}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,34$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.0325 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right) = 0.0413$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.983$$

$$A_{su} = \frac{85.691 \times 10^{-2}}{0.983 \times 1.15 \times 348} = 21.80 \text{ cm}^2$$

La section adoptée $A_s = 11 \text{ HA20 } e = 13 \text{ cm}$

Sur Travée

$$M_u = 423.40 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 315.30 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 MPa$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.0161 MPa$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_{SC} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right) = 0.0202$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.991$$

$$A_{Su} = \frac{42.34 \times 10^{-2}}{0.991 \times 1.15 \times 348} = 10.67 cm^2$$

La section adoptée $A_s = 11HA16$ $e = 13$ cm

Armatures transversales

- Condition de l'espacement min

$$s_t \leq \min(0.9d, 40cm)$$

$$s_t \leq \min(1.035, 40cm)$$

$$s_t \leq 40cm$$

On adopte $s_t = 15cm$

- $$A = \frac{b s_t (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\alpha = 90^\circ$$

K=1 flexion simple

$$F_e = 400 \text{ mpa}$$

$$F_{ij} = 2.1 \text{ mpa}$$

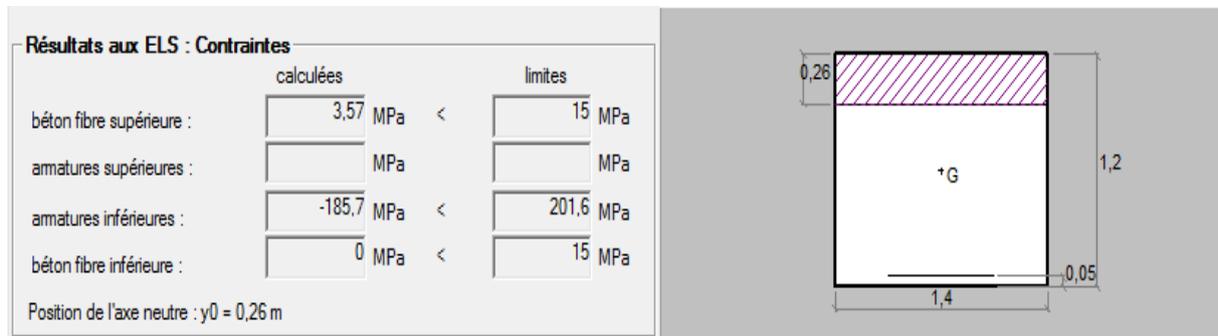
$$A = \frac{b s_t (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)}{0.8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$A = 2,27 \text{ cm}^2$, On adopte 6T12 = 6.79cm² (3cadres T12)

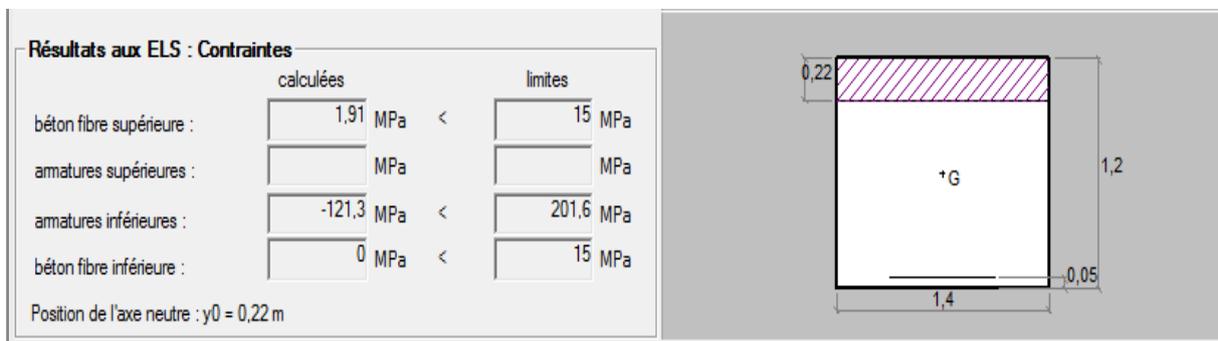
Vérification des contraintes a l'ELS

A l'aide de SOCOTEC :

Appuis :



Travée:



Vérification de l'effort tranchant

$$T = 1571.3 \text{ KN}$$

$$d = 1.15 \text{ m}$$

$$b = 1.4 \text{ m}$$

La contrainte de cisaillement

$$\tau = T/bd$$

$$\tau = 0.98 \text{ MPA}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u \leq \min(0.15f_{cj}/\gamma_b, 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u \leq \min(3.75, 4 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u \leq 3.75 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.75 \leq 3.75 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{vérifier}$$

Condition de non fragilité

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \max\{\tau_u / 2, 0.4 \text{ Mpa}\}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} = \frac{6.79 * 400}{140 * 15} = 1.293 \text{ Mpa}$$

$$\max\{\tau_u / 2, 0.4 \text{ mpa}\} = 0.4 \text{ Mpa}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq 0.4 \text{ mpa} \dots\dots\dots\text{vérifier}$$

IX.2.5.2) Etude des fûts

IX.2.5.2.1) Evaluation des actions sur fûts

Les charges appliquées sont :

- Réaction du tablier R= 329.715 t
- Poids propre du chevêtre P = 36.96 t
- Poids des dèd d'appuis et plots P =2.59 t
- Poids propre des Poteaux P = 28.26 t

Soit Nt (t) = 397.525t

Donc chaque fût reprend N/3 alors P (t) = 132.25 t

Moment dû au séisme.

On propose de calculer la charge sismique par la méthode statique équivalente.

$$F_e = 0,1 \times p$$

$$F_e (t) = 39,7525$$

IX.2.5.2.2) Ferrailage des fûts

E.L.U:

Effort normal Nu = 1407.7 KN

Moment Mu =746.1 KN

E.L.S:

Effort normal $N_s = 1042.7$ KN

Moment $M_s = 552.6$ KN

Contrainte du béton $f_{c28}=25$ MPA

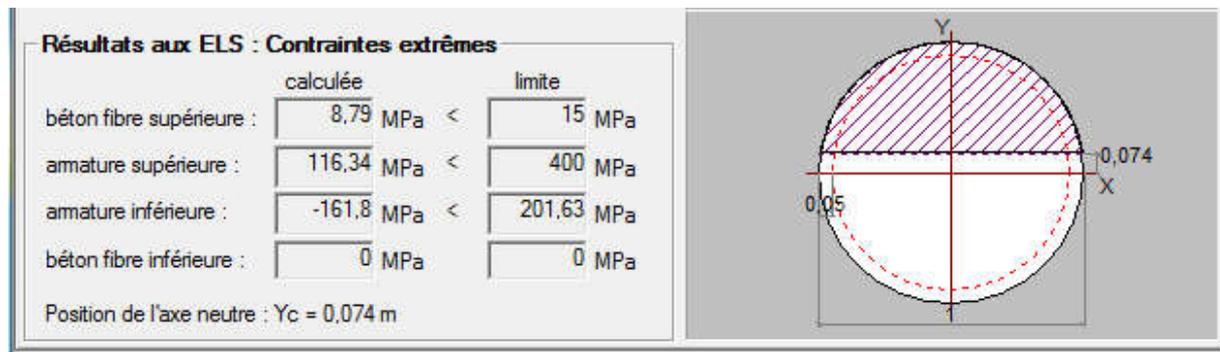
D'après SOCOTEC on trouve :

$A_c = 49,32\text{cm}^2$

$A_{min} = 62,80\text{cm}^2$

$A_{ad} = 117.81\text{ cm}^2$ soit 24T25

- **Vérification des contraintes a l'ELS**



IX.3) La culée

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure du pont, elle sert comme appuis extrême du tablier du pont mais son rôle principal est d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain de façon à avoir une continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont

Il existe deux types de culées :

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles de site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

IX.3.1) Choix de la morphologie

Nous avons opté pour une culée remblayée, qui jouent le double rôle de soutènement des terres, et de structure porteuse, par l'intermédiaire des appareils d'appuis, avec un mur en retour en voile. Composée d'un ensemble des éléments qui sont :

- Un mur frontal sur lequel s'appuie le tablier.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblai d'accès au pont.
- Un mur de garde grève destinée à isoler le tablier de contact de remblai.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition qui limite les déformations des chaussées dues aux tassements du remblai.
- Dalle de transition qui sa largeur varie entre 3 à 6m selon la hauteur de remblai.
- Une fondation superficielle .
- Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

✚ Les fonctions mécaniques :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une transmission d'efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation il faut comprendre une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanentes.

✚ Les fonctions techniques :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- l'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'en peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

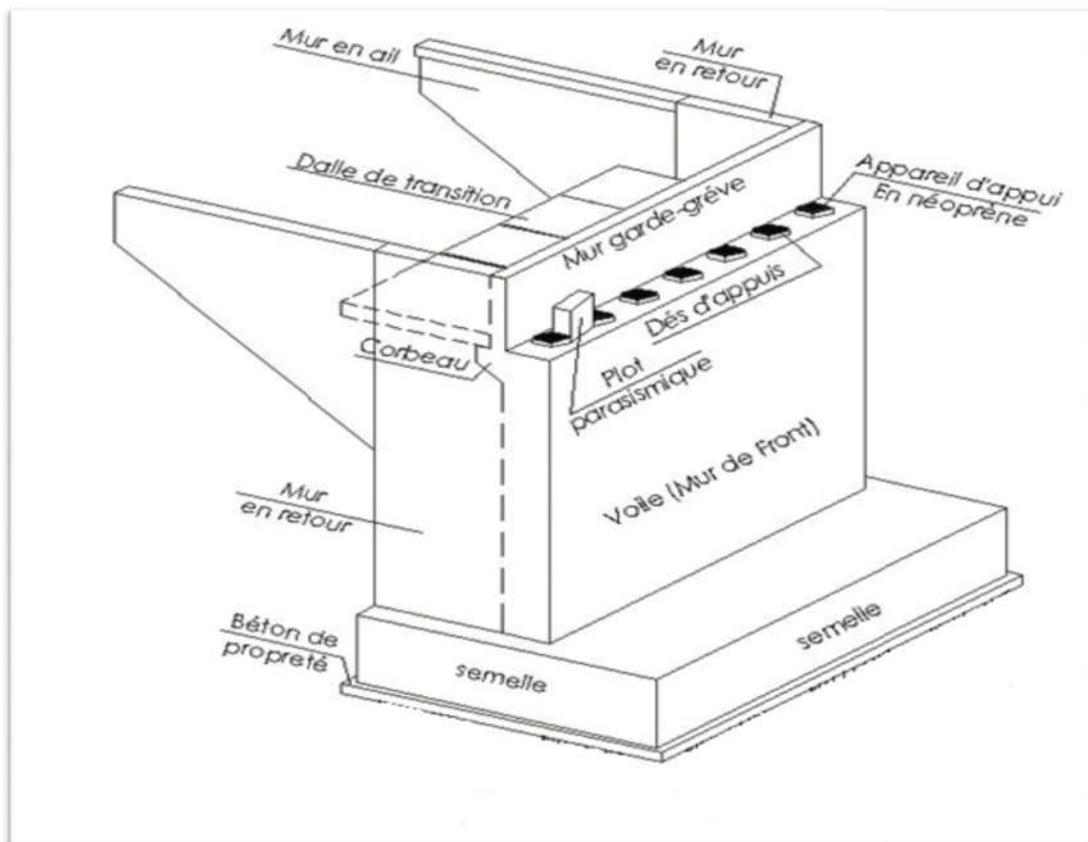


Figure IX.8 : Culée remblayée

IX.3.2) Pré dimensionnement de la culée cote EL-MALEH :

La hauteur total de la culée est : 8.8 m.

1- Mur garde grève :

- Hauteur : $H = \text{appareil d'appuis} + \text{poutre} + \text{dalle} = 1.6\text{m}$
- Epaisseur : $E = 0.30\text{m}$
- Longueur : $L = 9.4\text{m}$

2- Mur de front :

- Hauteur : $H = H_{\text{culée}} - H_{\text{MGG}} - H_{\text{semelle}} = 8.8 - 1.6 - 1.2 = 6\text{m}$
- Epaisseur : $E = 1.20\text{ m}$
- Longueur : $L = 9.40\text{m}$

3- La semelle :

- Hauteur : $H = 1.20\text{m}$
- Largeur : $l = 6\text{m}$
- Longueur : $L = 10.4\text{m}$
- Béton de propreté : $E_{\text{bp}} = 0.50\text{m}$

4- La dalle de transition :

- Epaisseur : $E = 0.30\text{ m}$
- Largeur : $l = 4\text{m}$
- Longueur : $L = 8.4\text{m}$
- Pente : $P = 10\%$

5- Le corbeau (tri) :

- Hauteur : $H = 0.35\text{ m}$
- Epaisseur : $E = 0.30\text{ m}$
- Longueur : $L = 10.4 - 2 \times 1 = 8,40\text{ m}$

6- Le corbeau (rect) :

- Hauteur : $H = 0.30\text{ m}$
- Epaisseur : $E = 0.30\text{ m}$
- Longueur : $L = 8,40\text{ m}$

7- Mur en retour :

- Hauteur : $H = 7.55\text{ m}$
- Largeur : $l = 0.50\text{ m}$
- Longueur : $L = 1.95\text{ m}$

γ béton (KN/m ³)	25	Hauteur de garde greve	1.60	
γ remblai (KN/m ³)	18	Longueur mur de front	9.40	
Angle de frottement du remblai ϕ remblai	32°	Longuer semelle de fondation	10.40	
A (pont de moyenne importance et site IIa)	0.20	Epaisseur de :		Détail corbeau
		-dalle de transition	0.30	
		-mur en retour	0.50	
		-Aile mur en retour	0.30	
Surcharge q(KN/m ²)	10	Angle de frottement fondation sol ϕ	30°	

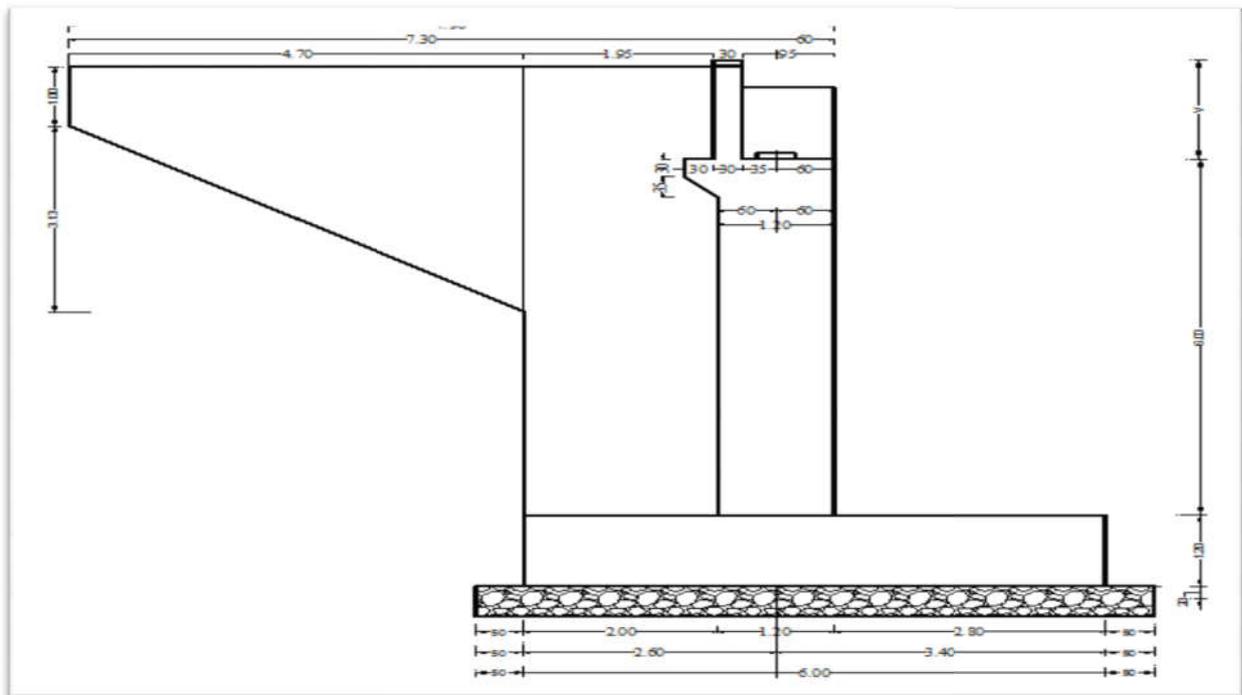


Figure IX.9 : Coupe verticale de la culée

IX.3.3) La stabilité de culée :

la culée subit des charges horizontales défavorables (qui provoquent le glissement ou le renversement) et des charges verticales favorables qui augmentent la stabilité , la culée sera étudiée vis-à-vis les conditions sismiques dans les cas suivants :

- Aucune charge sismique Condition normale (CN)

- L'accélération sismique verticale est vers le haut (H+V⁻)
- L'accélération sismique verticale est vers le bas (H+V⁺)

IX.3.3.1) Détermination de l'accélération sismique :

Selon le règlement parasismique d'ouvrage d'art (RPOA2008) l'accélération sismique est déterminée en fonction de zone sismique et l'importance de l'ouvrage (groupe) à partir du tableau suivant :

Tableau IX.1 : coefficient d'accélération de zone A

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

Notre pont et d'importance moyenne donc il est classé en groupe (2), et situé dans la zone sismique (IIa) donc l'accélération A=0.20

L'accélération horizontale : Kh= A = 0.20

L'accélération verticale : Kv= 0.3Kh = 0.06

IX.3.3.2) Détermination de coefficient de la poussée :

Coeffiicient de la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la culée (diagramme de pression rectangulaire).

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

$$\theta = \arctang \left(\frac{Kh}{1 + kv} \right)$$

φ : Angle de frottement interne

$\beta = 0$: Angle de talus avec l'horizontale (sol de remblai horizontale)

Tableau IX.2 : coefficient de la poussée dynamique globale K_{ad}

A	k_h	k_v	θ	φ	k_{ad}	$k_{ad}^*(1\pm k_v)$
0	0	0	0.00	30	0.333	0.333
0.20	0.20	-0.06	12.01	30	0.484	0.455
0.20	0.20	0.06	10.68	30	0.463	0.491

IX.3.3.3) Détermination des charges et moments de la culée à vide (sans tablier) :

Les charges et moments agissants sur la culée sont venus :

- Des éléments constructifs de la culée.
- Les remblais derrière la culée.
- Les poussées des remblais et de la surcharge.

Remarque 1 :

La surcharge q (10KN/m^2) derrière la culée est considérée peu éloignée pour cela on s'intéresse seul à l'effet horizontal (la poussée) et l'effet vertical (le poids) est négligé.

Remarque 2 :

Le poids volumique de sol est prise égale à 18 KN/m^3 .

IX.3.4) Calcul de stabilité :**1) Calcul des poids propres et bras de leviers :**

DESIGNATION	Forme	Nombre	B(m)	H(m)	L(m)	Poids(KN)	Bras levier H(m)	Bras levier V(m)
Mur garde greve	R	1	0.30	1.60	9.40	112.8	3.9	8.00
Corbeau rect	R	1	0.30	0.30	8.40	18.9	4.15	7.05
Corbeau tri	T	1	0.30	0.35	8.40	11.0	4.10	6.78
Mur de front	R	1	1.20	6.00	9.40	1692	3.40	4.20
Des d'appuis	R	6	0.40	0.13	0.45	3.5	3.40	7.27
Plots parasismique	R	3	1.05	0.60	0.40	18.9	3.40	7.27
Dalle de transition	R	1	4.00	0.30	8.40	252	6.00	7.35
Semelle	R	1	6.00	1.20	10.40	1872	3.00	0.60
Mur en retour	R	2	1.95	7.55	0.50	368.1	5.00	4.40
Aile en retour rect	R	2	4.70	1.00	0.30	70.5	8.35	8.30
Aile en retour tri	T	2	4.70	3.13	0.30	110.3	7.57	6.76
Remblai gauche	R	1	2.80	3.80	10.4	1992	1.40	3.10
Remblai droit	R	1	2.00	6.00	10.4	2246	5.00	4.20

Total culée = 8768 KN

2) Stabilité vis-à-vis du poids propre :

Désignation	Poids (KN)	Cas	Effort horizontale H	Effort vertical V	Bras levier H	Bras levier V	M renversement	M stabilité
Mur garde greve	112.8	CN	0.00	112.8	3.90	8.00	0.00	439.92
		H+V ⁻	22.56	106.03	3.90	8.00	180.48	413.52
		H+V ⁺	22.56	119.57	3.90	8.00	180.48	466.32
Corbeau rect	18.9	CN	0.00	18.9	4.15	7.05	0.00	78.44
		H+V ⁻	3.78	17.77	4.15	7.05	26.65	73.75
		H+V ⁺	3.78	20.02	4.15	7.05	26.65	83.08
Corbeau tri	11.0	CN	0.00	11.00	4.10	6.78	0.00	45.10
		H+V ⁻	2.20	10.34	4.10	6.78	14.92	42.39
		H+V ⁺	2.20	11.66	4.10	6.78	14.92	47.81
Mur de front	1692	CN	0.00	1692.00	3.40	4.20	0.00	5752.80
		H+V ⁻	338.40	1590.48	3.40	4.20	1421.28	5407.63
		H+V ⁺	338.40	1793.52	3.40	4.20	1421.28	6097.97
Dés + plots	22.4	CN	0.00	22.40	3.40	7.27	0.00	76.16
		H+V ⁻	4.48	21.06	3.40	7.27	32.57	71.60
		H+V ⁺	4.48	23.74	3.40	7.27	32.57	80.72
Dalle de transition	252	CN	0.00	252.00	6.00	7.35	0.00	1512.00
		H+V ⁻	50.40	236.88	6.00	7.35	370.44	1421.28
		H+V ⁺	50.40	267.12	6.00	7.35	370.44	1602.72
Semelle	1872	CN	0.00	1872.00	3.00	0.60	0.00	5616.00
		H+V ⁻	374.40	1759.68	3.00	0.60	224.64	5279.04
		H+V ⁺	374.40	1984.32	3.00	0.60	224.64	5952.96
Mur en retour	368.1	CN	0.00	368.10	5.00	4.40	0.00	1840.5
		H+V ⁻	73.62	346.01	5.00	4.40	323.93	1730.05
		H+V ⁺	73.62	390.19	5.00	4.40	323.93	1950.95
Aile en retour rect	70.5	CN	0.00	70.50	8.35	8.30	0.00	588.68
		H+V ⁻	14.10	66.27	8.35	8.30	117.03	553.35
		H+V ⁺	14.10	74.73	8.35	8.30	117.03	624.00

Aile en retour tri	110.3	CN	0.00	110.3	7.57	6.76	0.00	834.97
		H+V ⁻	22.06	103.68	7.57	6.76	149.13	784.86
		H+V ⁺	22.06	116.92	7.57	6.76	14.13	885.08
Remblai gauche	1992	CN	0.00	1992	1.40	3.10	0.00	2788.8
		H+V ⁻	398.4	1872.48	1.40	3.10	1235.04	2621.47
		H+V ⁺	398.4	2111.52	1.40	3.10	1235.04	2956.13
Remblai droit	2246	CN	0.00	2246	5.00	4.20	0.00	11230.00
		H+V ⁻	449.2	2111.24	5.00	4.20	1886.64	10556.20
		H+V ⁺	449.2	2380.76	5.00	4.20	1886.64	11903.80

Cumul	Cas	H	V	Mr	Ms
Action du poids propre	CN	0.00	8768	0.00	30803.37
	H+V ⁻	1753.60	8241.92	5982.75	28955.14
	H+V ⁺	1753.60	9294.07	5982.75	32651.54

3) stabilité vis-à-vis des poussées des remblais :

Désignation	Forme poussée	Rappel Formule	Cas	Effort H	Effort V	Bras levier H	Bras levier V	Mr	Ms
Mur garde greve+mur de front (tri)	$1/2 \times 0.333 \times 18 \times 7.6^2 \times 9.4$		CN	1627.20			3.733	6074.34	
	$1/2 \times 0.455 \times 18 \times 7.6^2 \times 9.4$		H+V ⁻	2223.36			5.000	11116.8	
	$1/2 \times 0.491 \times 18 \times 7.6^2 \times 9.4$		H+V ⁺	2399.27			5.000	11996.3	
Semelle (Rec)	$0.333 \times (18 \times 7.6) \times 1.2 \times 10.4$		CN	568.52			0.600	341.11	
	$0.455 \times (18 \times 7.6) \times 1.2 \times 10.4$		H+V ⁻	776.81			0.600	466.09	
	$0.491 \times (18 \times 7.6) \times 1.2 \times 10.4$		H+V ⁺	838.27			0.600	502.96	
Semelle (Tri)	$1/2 \times 0.333 \times 18 \times 1.2^2 \times 10.4$		CN	44.88			0.400	17.952	
	$1/2 \times 0.455 \times 18 \times 1.2^2 \times 10.4$		H+V ⁻	61.33			0.600	36.798	
	$1/2 \times 0.491 \times 18 \times 1.2^2 \times 10.4$		H+V ⁺	66.18			0.600	39.708	

Cumul	Cas	H	Mr
Stabilité vis-à-vis des poussée des remblais	CN	2240.60	6433.40
	H+V ⁻	3061.50	11619.67
	H+V ⁺	3303.72	12538.97

4) stabilité vis-à-vis de la surcharge de 10KN/m² :

Désignation	Formule	Cas	Effort H	Effort V	Bras levier H	Bras levier V	Mr	Ms
Mur garde greve+mur de front (Rect)	0.333×10×7.6×9.4	CN	237.90			5.00	1189.5	
	0.455×10×7.6×9.4	H+V ⁻	325.05			5.00	1625.25	
	0.491×10×7.6×9.4	H+V ⁺	350.77			5.00	1753.85	
Semelle (rect)	0.333×10×1.2×10.4	CN	41.56			0.60	24.936	
	0.455×10×1.2×10.4	H+V ⁻	56.78			0.60	34.068	
	0.491×10×1.2×10.4	H+V ⁺	61.28			0.60	36.768	

Cumul	Cas	H	Mr
Stabilité vis-à-vis des poussée de la surcharge de 10 KN/m ²	CN	279.46	1214.436
	H+V ⁻	381.83	1659.318
	H+V ⁺	412.05	1790.618

Pour assembler les efforts (horizontaux et verticaux) et les moments (renverseurs et stabilisateur) nous allons suivre les deux combinaisons suivantes :

- ✓ 1,35G +1,5Q pour le cas normal.
- ✓ G +Q +E pour les autres cas sismique.

Le bilan des efforts et moments après la combinaison est donnée dans le tableau suivant :

cumul	Cas	H	V	Mr	Ms
1.35G+1.5Q	CN	3444.00	11836.80	10506.74	41584.55
G+E+Q	H+V ⁻	5196.93	8241.92	19261.74	28955.14
G+E+Q	H+V ⁺	5469.37	9294.07	20312.34	32652.54

IX.3.5) Vérification de la stabilité :

La stabilité de la culée sera étudiée vis-à-vis le glissement, le renversement et la rupture du sol sous la semelle les coefficients de sécurité pris sont 1,5 pour le glissement et le renversement dans le cas normale, et 1,2 pour le glissement 1,3 pour le renversement dans les cas sismiques la capacité portance du sol est de 280 KPa.

- **Stabilité au glissement :**

$$FG=V / H =3.44 < 1.5 \quad \text{la stabilité au renversement est vérifier} \quad (\text{cas normal})$$

$$FG=V / H =1.59 > 1.2 \quad \text{la stabilité au renversement est vérifier} \quad (\text{cas sismique (1)})$$

$$FG=V / H =1.70 > 1.2 \quad \text{la stabilité au renversement est vérifier} \quad (\text{cas sismique (2)})$$

- **Stabilité au renversement :**

$$FR=Ms / Mr =3.96 > 1.5 \quad \text{la stabilité au renversement est vérifier} \quad (\text{cas normal})$$

$$FR=Ms / Mr =1.51 > 1.3 \quad \text{la stabilité au renversement est vérifier} \quad (\text{cas sismique (1)})$$

$$FR=Ms / Mr =1.61 > 1.3 \quad \text{la stabilité au renversement est vérifier} \quad (\text{cas sismique (2)})$$

- **Vérification du tiers central :**

$$B(m) = 6.00 \quad B/6 =1.00$$

$$e=(B/2)-d = 0.37 \quad \text{avec } d=(Ms-Mr)/V \quad (\text{cas normal})$$

$$e=(B/2)-d = 1.82 \quad \text{avec } d=(Ms-Mr)/V \quad (\text{cas sismique 1})$$

$$e=(B/2)-d = 1.67 \quad \text{avec } d=(Ms-Mr)/V \quad (\text{cas sismique 2})$$

$e > B/6$ donc le tiers central \rightarrow pas de soulèvement

- **Determination des contraintes :**

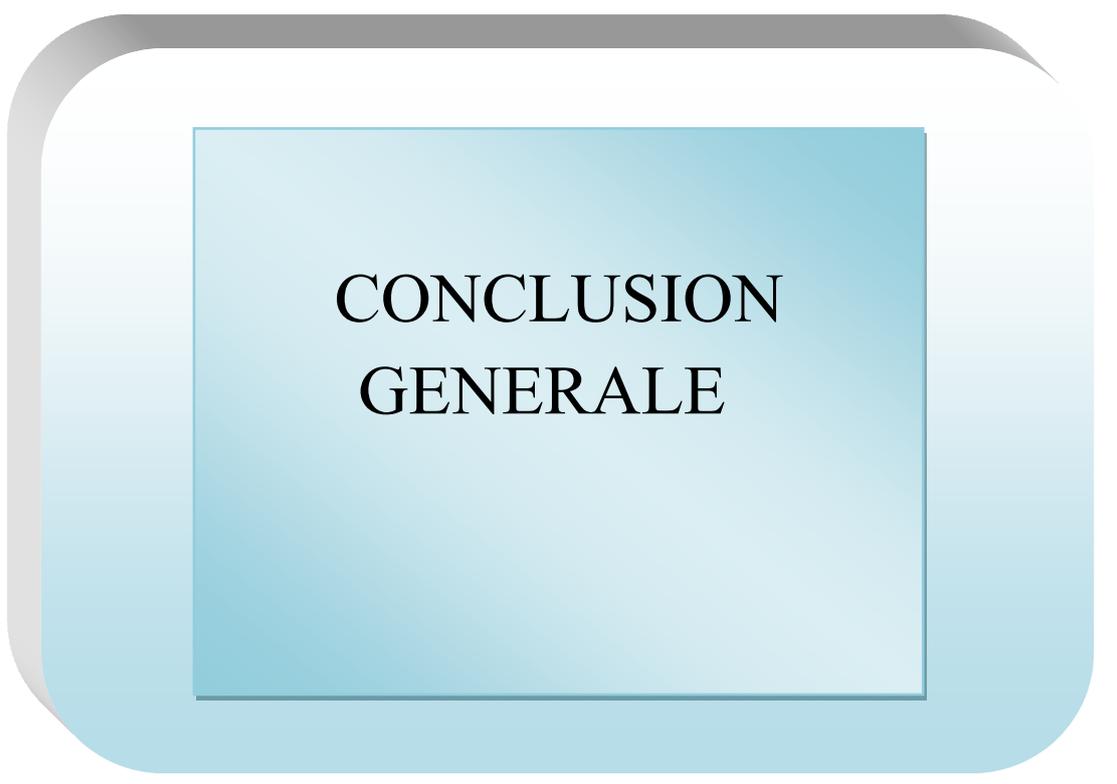
$$\sigma_{\min} = \frac{V}{(L.B)} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{11836.8}{(10.4 \times 6)} \left(1 - \frac{6 \times 0.37}{6}\right) = 119.51 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{(L.B)} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{11836.8}{(10.4 \times 6)} \left(1 + \frac{6 \times 0.37}{6}\right) = 259.87 \text{ KPa}$$

$$P_u = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 259.87 + 119.51}{4} = 224.78 \text{ KPa}$$

$$P_u = 224.78 \text{ KPa} < q_{\text{adm}} = 280 \text{ KPa}$$

Donc la rupture du sol n'est pas à craindre.



**CONCLUSION
GENERALE**

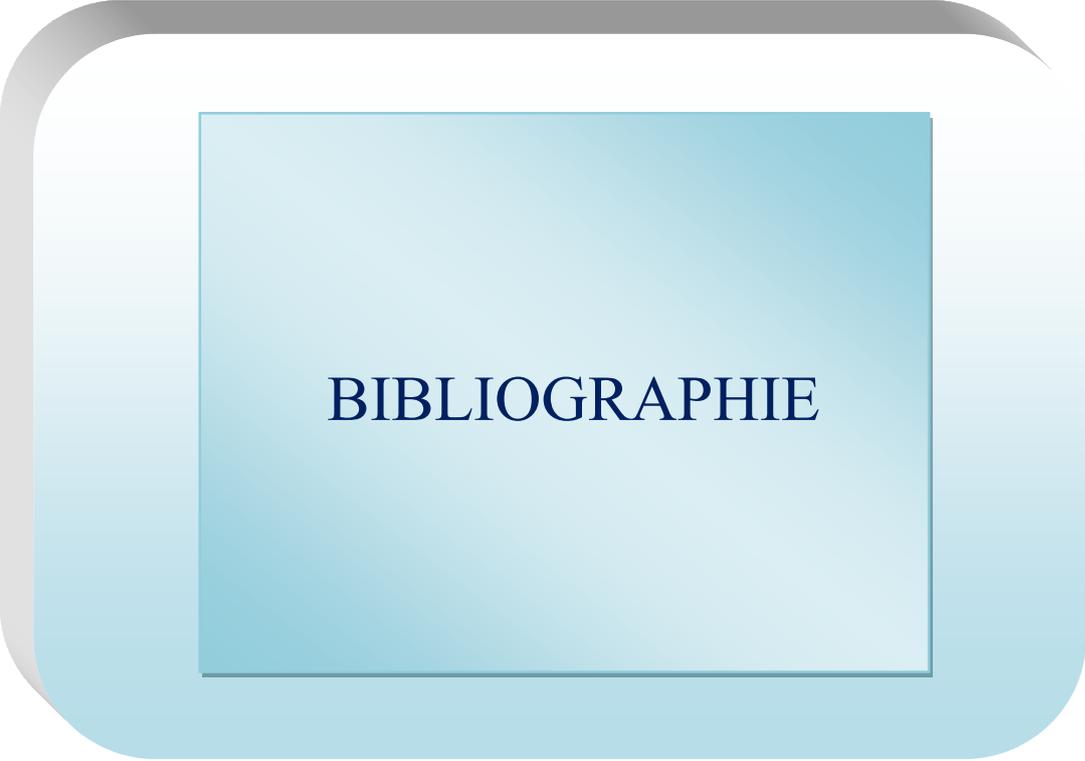
CONCLUSION GENERALE

L'élaboration d'un projet de pont est une nouvelle expérience dans le cycle de formation d'élève ingénieur, qui nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, et des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures d'autre part.

Dans notre projet les procédés de calcul sont faites manuellement et par l'utilisation des logiciel (**SAP2000** , **AUTOCAD** , **SOCOTEC** ...) pour bien comprendre les différentes méthodes de calcul, les phénomènes de conception.

En générale, l'étude d'un pont met en évidence la maitrise de plusieurs domaines des sciences de l'ingénieur telles que la résistance des matériaux, la mécanique des millieux continus, la rhéologie des matériaux ainsi le calcul numérique par ordinateur.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études. C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à l'**UMKB**.



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE :

• DOCUMENTS :

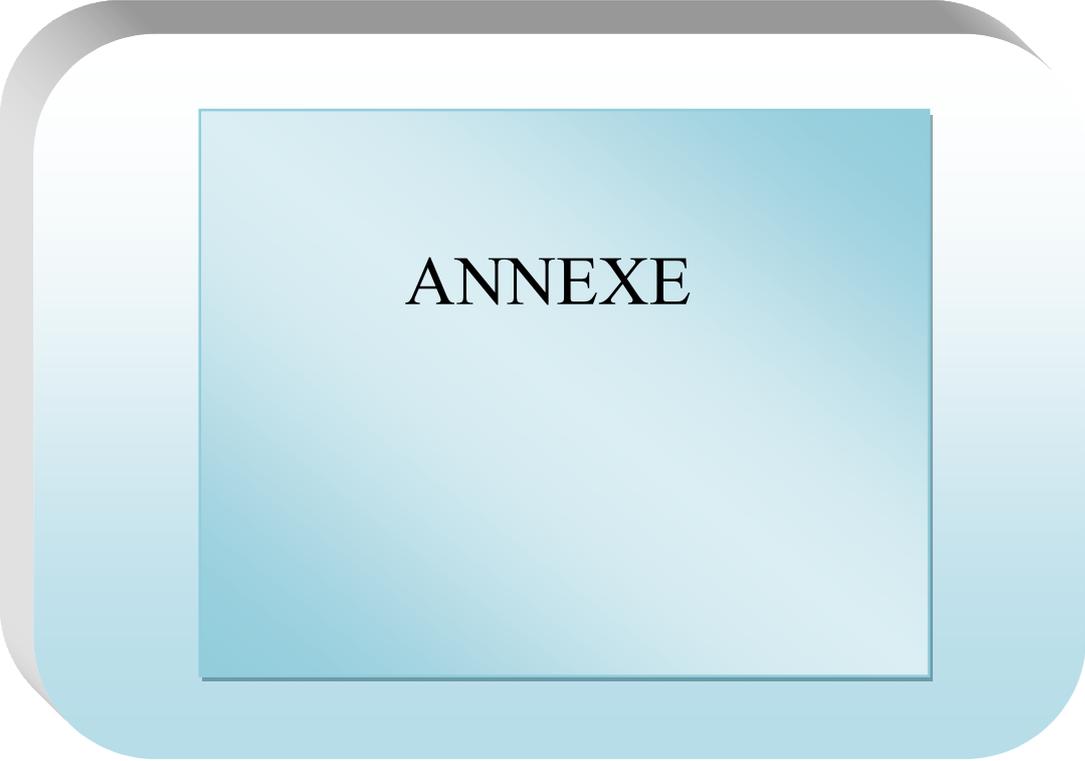
- ✓ Appuis des tabliers PP73 SETRA.
- ✓ BAEL 1991.
- ✓ BETON ARME AUX ETATS LIMITES : ENPC.
- ✓ CONCEPTION DES PONTS : CALGARO ET BERNARD GELY.
- ✓ DOCUMENTS S E T R A.
- ✓ Fascicule 61 titre II.
- ✓ M.Ben Ouézdou ; Etude de la répartition transversale des charges sur les ponts à poutres par la méthode de Guyon-Massonnet.
- ✓ REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN DES OUVRAGES D'ARTS (RPOA).
- ✓ THESES DE FIN D'ETUDE : ENTP.
- ✓ THESES DE FIN D'ETUDE : ENP.
- ✓ THESES DE FIN D'ETUDE : UNIVERSITE MED KHEIDAR BISKRA.

• COURS :

- ✓ COURS DE BETON ARME « UMKB ».
- ✓ COURS ET TD PONTS MED «UMBK ».
- ✓ G. GRATTESAT « Conception des ponts », cours de l'école nationale des ponts et chaussées, ENPC Paris, 1984.
- ✓ J. A. CALGARO et A. BERNARD-GELY « Techniques d'Ingénieurs - conception des ponts -».
- ✓ OUVRAGES D'ART : ENTP.
- ✓ Réunion d'ingénieurs « Cours de ponts », 2ème édition, Paris, 1977, LCTP.

• LOGICIELS :

- ✓ AUTO CAD.
- ✓ MICROSOFT EXCEL.
- ✓ MICROSOFT WORD.
- ✓ SAP 2000.
- ✓ SOCOTEC : FERRAILLAGE.



ANNEXE

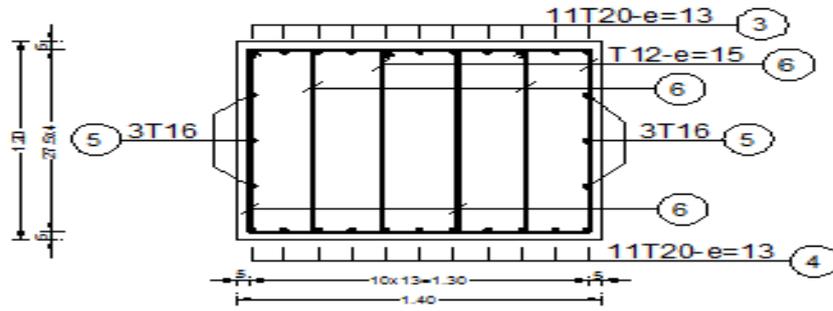
TABLE DE SECTION D'ARMATURE UTILISER

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

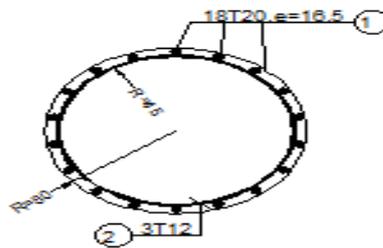
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70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

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre φ en mm.

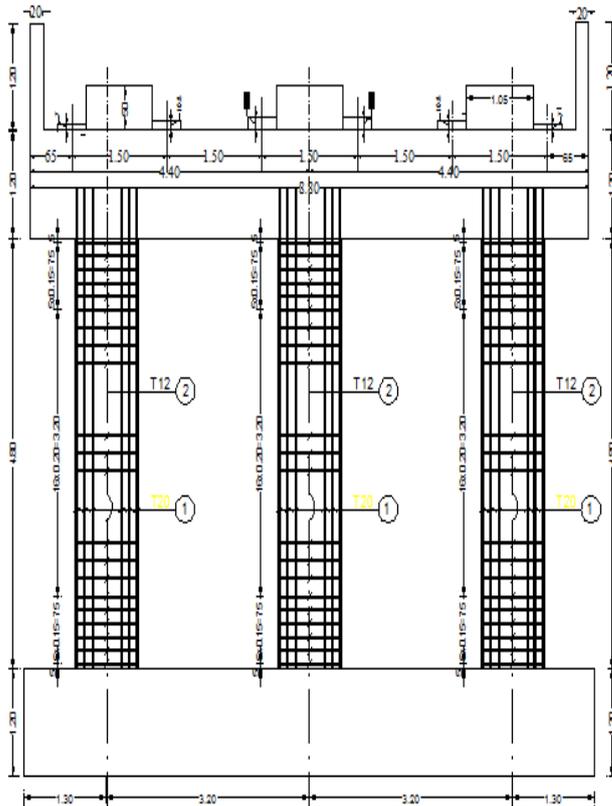
COUPE TRANSVERSALE CHEVETRE. ECH:1/25.



FERAILLAGE POTEAU. ECH:1/25.



COUPE LONGITUDINALE. ECH:1/50



COUPE TRANSVERSSE. ECH:1/50

SUR AXE PILE

