

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Ouvrage d'Art et Infrastructures

Présenté par :

Mamouni Abed

Menad Abdelkader

Sujet du mémoire

***Etude d'un pont à haubans
Situé au croisement de la RN23-RN90
(TIARET)***

Soutenu publiquement le :25/05/2016 .devant le jury composé de :

Mr : H.SERBAH

Président

Mr : H.BEKKI

Rapporteur

Mr : T.BENSATALLAH

Co.Rapporteur

M^{lle} : A.DRAOUI

Examineur

Mr : N.KERROUM

Examineur

M^{lle} : Z.RANNAK

Examineur

2016/2017

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à « Allah » le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*Nous tenons aussi à exprimer notre gratitude pour notre cher encadreur **Mr. BEKKI HADJ** pour sa disponibilité et sa patience durant tout notre travail. Sans oublier bien sûr **Mr. BENSATALLAH TAYEB**.*

Nos remerciements vont aussi :

*A tous les professeurs de génie civil pour leur profonde attention porter à notre égard durant tous les années de formation, ainsi que notre chef de département **Mr. BOUAKAZ KHALED**, et les responsables de l'administration pour l'aide qui nous ont apporté.*

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Merci à tous







DÉDICACES

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail, que je dédie :

☞ A ma chère mère, mon cher père, pour leur amour, leur soutien et leur confiance. Rien n'aurait été possible sans eux, et qui n'ont pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que Dieu me les garde en très bonne santé.

*☞ La personne qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais moments ; à très cher binôme **MENAD AËK**, et toutes sa famille.*

☞ Mes oncles, Mes tantes, Mes cousins et cousines

☞ Et toute ma famille.

☞ A toute la promotion 2017 spécialement mes chers amis : Naceur, les deux Abdelkadeur, Yousef, (et la liste ne se termine pas).

☞ Mes amis : Ahmed, Sahraoui, Mahmoud, les trois Khaled, Nourddine, les deux Soufiane, les deux Mohammed, Houcine, et tous les autres.

☞ Et tout qui m'a supporté pour terminer mon projet de fin d'étude.

☞ Tous ceux que j'ai oubliés.

Merci à tous...

M. ABED







DÉDICACES

Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donné la force d'accomplir ce travail, que je dédie :

☞ A Ma chère mère, pour leur amour, leur soutien et leur confiance. Rien n'aurait été possible sans eux qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études, que dieu me le garde en très bonne santé.

*☞ La personne qui a partagé ce travail avec moi dans les bons et mauvais Moments ; à très cher binôme **MAMOUNI ABED** toutes sa familles.*

☞ Mes oncles, Mes tantes.

☞ Et toute ma famille.

☞ A toute la promotion 2017 spécialement mes chers amis :

Les deux Aek, Naceur, Yousef,(et la liste ne se termine pas).

☞ Mes amis : Kadda, Khalef, Ahmed, Ibrahim, Sahraoui, Mahmoud, Amine, AEK, Oussama, Rabeh, Les deux yousef, L'équipe de pharmacie lyna, et tous les autres mes amis.

☞ Et tout qui m'a supporté pour terminer mon projet de fin d'étude.

☞ Tous ceux que j'ai oubliés.

Merci à tous...

MENAD Aek





SOMMAIRE

1- Introduction Générale.....	1
2- Présentation de l'ouvrage.....	3

CHAPITRE I : GENERALITE I

I.1- Introduction :.....	4
I.2- But de l'étude :.....	4
I.3- Données naturelles :.....	4
I.4- Données sismologiques :.....	4
I.5- Données climatiques :.....	5
I.6- Données fonctionnelles:.....	6
I.7-Conclusion :.....	8

CHAPITRE II : CONCEPTION DU PROJET

II.1- Introduction :	9
II.2-Contraintes spécifiques de dimensionnement des ouvrages routiers:.....	9
II.3-Critères de dimensionnement :	9
II.4-Etude des variantes :	10
II.5-Les culées :	22
II.6-Les piles :	24
II.7-Fondation :	25
II.8-Donnees obtenus :.....	26
II.8-Conclusion :	26

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.1-Introduction :	27
III.2-Béton :	27
III.3-L'acier :	31
III.4- Conclusion :.....	34

CHAPITRE IV : CHARGES ET SURCHARGES

IV.1 Introduction :	35
IV.2-Evaluation des charges :	35
IV.3-la force de freinage :	49
IV.4-Conclusion :	50

CHAPITRE V : ANALYSES DES CHARGES

V-Etude du tablier dans les deux sens longitudinal et transversal :	50
V.1-Introduction générale :	50
V.2- Représentation longitudinale :	50
V.3-Répartition transversale :	75
V.4-La méthode numérique (Robot Millenium).....	82
V.5-Conclusion :	84

CHAPITRE VI : ETUD DE TABLIER

VI.1- Etude de la flexion longitudinale :	85
VI.2- Etude de la flexion transversale :	87
VI.3- Calcule des deformations :	88

CHAPITRE VII : LES EQUIPEMENT

VII.1-Joints de chaussée :	90
VII.2-Appareil d'appui :	94
VII.3-Conclusion :	103

CHAPITRE VIII : ETUDE LA PILE

VIII.1-Introduction :	104
VIII.2-Choix de morphologie :	104
VIII.3-Pré dimensionnement des piles (voile) :	104
VIII.4- Etude du voile :	105
VIII.5-Conclusion :	111

CHAPITRE IX : ETUDE DE LA CULEE

IX.1-Introduction	112
IX.2-Pré dimensionnement des culées	112
IX.3-Stabilité de la culée	115
IX.4- Etude et ferrailage de la culée	119
IX.5-Conclusion	137

CHAPITRE X : ETUDE DES CABLES DE PONT HAUBANE

X.1-Introduction	138
X.2- Durabilité des haubans :.....	139
X.3-Fonctionnement et qualités exigées des haubans :.....	139
X.4-Les sollicitations existantes sur les haubans :.....	140
X.5-Les catégories de haubans :.....	141
X.6 -Configuration des câbles :.....	142
X.7- Fonctions d'un ancrage de hauban :.....	146
X.8- Classification des ancrages :.....	148
X.9- Mise en place des haubans :.....	152
X.10- conclusion :.....	155
Conclusion générale	156
Bibliographie	

Liste des figures

Figure 1: Vue générale de l'ouvrage.....	3
Figure 2: la zone du projet.....	3
Figure I.1 : Carte dangerosité sismique Algérie.....	5
Figure I.2 : Trace en plan.....	6
Figure I.3 : Profil en long.....	7
Figure I.4 : Profil en travers.....	7
Figure II.1 : Schéma de structure mixte.....	11
Figure II.2 : Coupe transversale de la poutre sur appui.....	14
Figure II.3 : Poutre en béton précontrainte	17
Figure III.1: Diagramme contraintes déformations du béton a ELU.....	29
Figure III.2 : Diagramme contraintes déformations du béton a ELS.....	29
Figure III.3 : Diagramme déformations du l'acier.....	31
Figure III.4 : Diagramme déformations - contraintes de calcul.....	33
Figure IV.1: section au niveau de la culée.....	35
Figure IV.2 : section au niveau de la pile.....	36
Figure IV.3 : section au niveau du pylône.....	36
Figure IV.4 : système Bc.....	42
Figure IV.5: système B _t	45
Figure IV.6 : Disposition du system Br.....	46
Figure IV.7: Disposition du Convoi militaire Mc ₁₂₀	47
Figure IV.8 : Disposition de system D ₂₄₀	48
Figure V.1 : la ligne d'influence de M _B	59
Figure V.2 : la ligne d'influence de M _C	62
Figure V.3 : la ligne d'influence de T _{RA}	64
Figure V.4 : la ligne d'influence de T _{RB}	66

Figure V.5 : la ligne d'influence de T_{RC}	69
Figure V.6 : la ligne d'influence de T_{RD}	71
Figure V.7 : la ligne d'influence de T_{Ms}	73
Figure VI.1 : Schéma ferrailage.....	87
Figure VII.1 : La rotation d'extrémité d'une poutre	92
Figure VII.2 : Dimensionnement de Joints de chaussée.....	93
Figure VII.3 : Appareil d'appui en élastomère fretté.....	95
Figure VII.4 : Déformation d'appareil d'appuis.....	97
Figure VII.5 : Appareil d'appuis + dé d'appuis	98
Figure VII.6 : Dimensionnement de l'appareil d'appui.....	98
Figure VII.7 : Ferrailage de l'appareil d'appuis	102
Figure VIII.1 : Prés dimensionnement des piles.....	105
Figure VIII.2 : Ferrailage de voile.....	109
Figure VIII.3 : Façonnage de ferrailage de la semelle.....	111
Figure IX.1 : la culé de l'ouvrage.....	113
Figure IX.2 : Dimensionnement de la culé de l'ouvrage.....	114
Figure IX.3 : Poussées des terres.....	120
Figure IX.4 : Ferrailage du mur garde grève	123
Figure IX.5 : Ferrailage de la dalle de transition	125
Figure IX.6 : Ferrailage du mur frontal	131
Figure IX.7 : Vérification des contraintes a l'ELS par SOCOTEC	134
Figure IX.8 : Ferrailage du mur en retour	135
Figure IX.9 : Semelle sous le mur front.....	136
Figure IX.10 : Ferrailage de la semelle.....	137
Figure X.1: les composantes des câbles.....	138
Figure X.2: vue en élévation du pont.....	143
Figure X.3: section du câble.....	144

Figure X.8: schéma des forces.....	145
Figure X.4: disposition des câbles.....	146
Figure X.5 : principe d'ancrage C pour torons gainés collectivement - ancrage réglable sur plaque.....	150
Figure X.6 : principe d'ancrage C pour torons gainés individuellement ancrage non réglable sur chape.....	150
Figure X.7 : principe d'ancrage M pour torons gainés collectivement ancrage non réglable sur chape.....	152

Liste des photos

Photo II.1: Exemple de pont mixte à poutres multiples.....	11
Photo II.2: Exemple de pont à haubans.....	18
Photo X.1: clavettes en cours de fabrication.....	149
Photos X.2 et 3: Mise en place de haubans préfabriqués.....	153
Photo X.4: Enfilage toron par toron d'un hauban du pont.....	154

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Coefficient d'accélération de zone A.....	5
Tableau II.1 : solution régulièrement adaptée pour les ouvrages d'art	10
Tableau II.2 : analyse multicritères	21
Tableau III.1 : valeurs des résistances du béton en fonction des éléments structuraux.....	28
Tableau III.2 : différents caractéristiques du béton	30
Tableau III.3 : différents caractéristiques de l'acier	32
Tableau III.4:Contrainte limite de traction.....	32
Tableau IV.1: Classes d'un pont.....	38
Tableau IV.2: valeurs de a_1	39
Tableau IV.3 : Système de charge A (I) pour les deux voies.....	40
Tableau IV.4:..Système de charge A (I) pour l'étude de tous les cas.....	40
Tableau IV.5 : Coefficient b_c	42
Tableau IV.6: des coefficients dynamiques.....	43
Tableau IV.7 : Système de charge B_c pour les deux voies.....	44
Tableau IV.8 : Système de charge B_c pour l'étude de tout les cas.....	44
Tableau IV.9 : valeurs de b_t	45
Tableau IV.10 : Charges (b_t) par essieu.....	46
Tableau IV.11: La charge major M_c pour l'étude de tout les cas.....	48
Tableau VII.1 : déformation lente (retrait – fluage – température)	96
Tableau VIII.1 : pré dimensionnent des piles	104
Tableau VIII.2 : les charges horizontales	106
Tableau IX.1 : pré dimensionnent des culées	112
Tableau IX.2 : coefficient des poussé	115
Tableau IX.3 : moment et efforts agissent sur la culée	116

Tableau IX.4 : poussé de terre	117
Tableau IX.5 : sur charge sur remblai	118
Tableau IX.6 : récapitulatif des Moments et efforts globaux.....	118
Tableau IX.7 : vérification la stabilité au renversement	119
Tableau IX.8 : valeur de vérification au glissement	119
Tableau IX. 9: évaluation des efforts sur la dalle de transition.....	124
Tableau IX.10 : les moments et efforts agissent sur le mure frontale	126
Tableau X .1 : Les catégories de haubans.....	142
Tableau X.2: calcul des sections des haubans.....	146
Tableau X.3: classification des ancrages.....	148

Résumé

Le projet a pour objet de redistribuer le trafic existant et d'éviter l'encombrement au niveau de l'intersection RN23 - RN90, en assurant un transit direct du trafic afin d'améliorer le niveau de service de la route et donner aux usagers les meilleures conditions de circulation (le confort, liberté de déplacement et le gain du temps de parcours).

Le travail consiste à faire une étude technique d'un pont haubané faisant partie du projet de construction d'un échangeur situé au croisement de la RN 90 et la RN 23 (au PK 238,059 et PK 420,059).

L'étude a permis de vérifier la stabilité de la structure proposée ainsi que le dimensionnement de toutes les parties de l'ouvrage.

Abstract

The project aims is to redistribute the existing traffic and avoid congestion at the RN23 - RN90 intersection by ensuring a direct transit of traffic in order to improve the level of service of the road and to give users the Better conditions of travel (comfort, freedom of movement and saving time).

The work consists of a technical study of a "cable-stayed bridge" which is a part of the construction is project of an interchange located at the intersection of RN 90 and RN 23 (at PK 238,059 et PK 420,059).

The study verified the stability of the proposed structure as well as the dimensioning of all parts of the structure.

ملخص

يهدف المشروع إلى إعادة توزيع الحركة المرورية الحالية وتجنب الازدحام في الطريق الوطني رقم 23 مع تقاطع طريق الوطني رقم 90، وتوفير حركة السير المباشر لتحسين مستوى الخدمة على الطرق وإعطاء المستخدمين ظروف أفضل المرور (الراحة وحرية التنقل والسفر ربح الوقت).

العمل هو تقديم دراسة تقنية من جسر مشكل من أسلاك فولاذية لمشروع وبناء مبادل يقع عند تقاطع الطريق الوطني رقم 90 والطريق الوطني رقم 23 (PK 238,059 et PK 420,059).

دراسة تهدف للتحقق من استقرار الهيكل المقترح وتصميم جميع أجزاء المشروع.

Introduction Générale:

Un ouvrage d'art est une construction de grandes dimensions dont l'étude et la réalisation nécessitent des moyens exceptionnels faisant largement appel aux connaissances et au savoir faire du génie civil.

Parmi les constructions importantes fréquemment utilisées dans la vie humaine c'est la famille des ouvrages d'art. Les ponts constituent une partie assez grande de cette famille vue de sa présence dans le site terrestre et maritime.

En général, un pont soutient une voie de circulation. Il peut également supporter des canaux ou conduites d'eau : il s'agit alors d'un aqueduc. Un viaduc est un ouvrage routier ou ferroviaire de grande longueur, constitué de travées et permettant le franchissement à grande hauteur d'une brèche.

Et pour cela et avec toute cette variation des types d'ouvrages, la conception de ces derniers reste la phase la plus importante pour un ingénieur.

Dans le cadre du développement économique, la wilaya de Tiaret a lancé un programme national pour réaliser une nouvelle autoroute qui comprend plusieurs ouvrages d'arts avec de nouvelles techniques et méthodes de réalisation ; un de ces ouvrages nous a été proposé comme sujet de fin d'études pour nous permettre de mettre en application nos connaissances.

L'étude du plan de développement routier a montré, après avoir effectué une démarche systématique visant la connaissance des trafics, l'importance du réseau routier de la wilaya de TIARET et a signalé la nécessité de l'aménagement avec des capacités nettement supérieures à celles de l'actuel réseau routier.

Ce projet a pour objet de redistribuer l'existant trafic et d'éviter l'encombrement, en assurant un transit direct du trafic afin d'améliorer le niveau de service de la route et donner aux usagers les meilleures conditions de circulation (le confort, facilitation du déplacement et le gain du temps de parcours).

Il est donc recommandé de réaliser **d'un échangeur entre l'intersection RN23 (Vers Sougueur et voie d'évitement RN90).**

Notre projet consiste à réaliser une étude technique d'un pont à haubans comportant le dimensionnement de la structure de l'ouvrage.

Le mémoire est structuré en 10 chapitres:

- Le premier chapitre est consacré aux généralités concernant les ouvrages d'art.
- Dans le deuxième chapitre, on présente la conception technique de notre projet.
- Le troisième chapitre est réservé à la présentation des caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction des ponts.
- Dans le quatrième chapitre, on donne les charges et surcharges utilisées pour le calcul de la structure.
- Le cinquième chapitre est consacré à l'analyse de charges adoptées pour le calcul.
- Le sixième chapitre est réservé à l'étude du tablier, quant au chapitre sept, on présente les équipements du pont.
- Le huitième et le neuvième sont consacrés, respectivement à l'étude de la pile, de la culée et des fondations.
- Le dixième chapitre est réservé au dimensionnement des câbles spécifiques au pont à haubans.
- Nous terminons notre étude par une conclusion générales sur les principaux résultats aux quels nous sommes arrivés.

Présentation de l'ouvrage:

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un ouvrage d'art (pont à haubans).

L'ouvrage d'art en projet se trouve dans l'inter section RN23 (**Vers sougueur et voie d'évitement**), entre le **PK 238,059** et le **PK 420,059**, à peu près 8 Km au l'est la ville de TIARET.

L'ouvrage a une longueur totale du tablier de 182.00 m et un largeur de 23 m (figure 1)

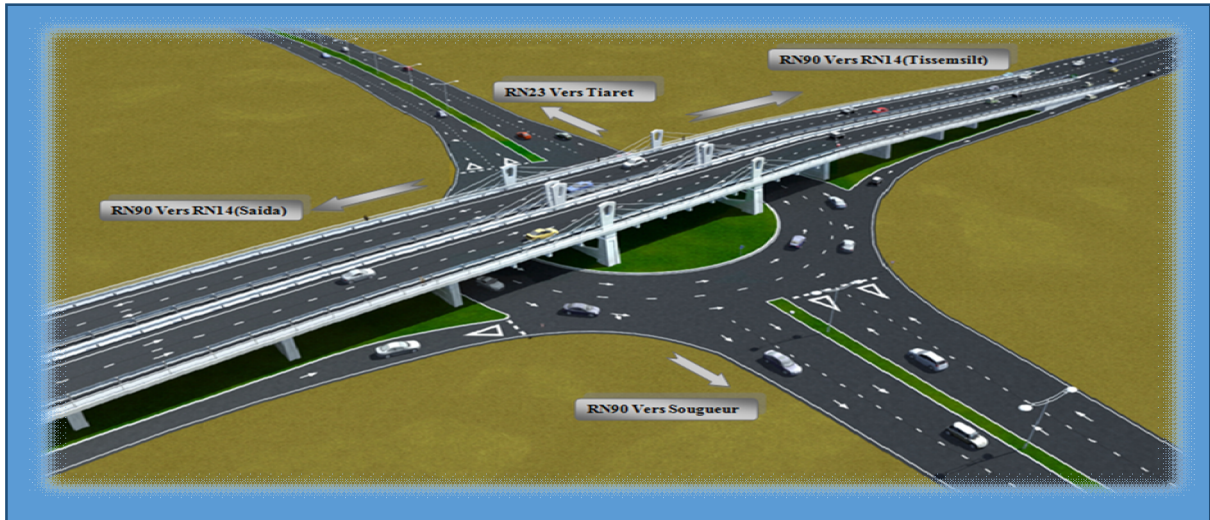


Figure 1: Vue générale de l'ouvrage

La figure 2 représente une la carte de l'algerie dans laquelle le projet est bien situé.

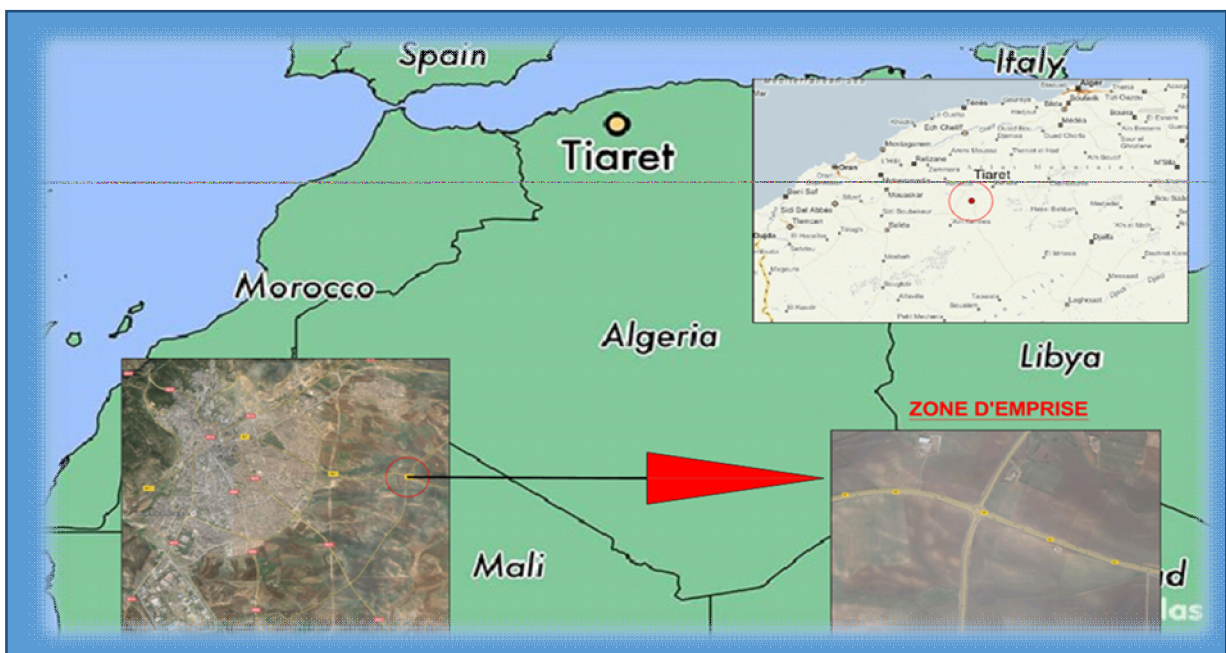


Figure 2: la zone du projet

*« Ne me dites pas que ce problème est difficile,
s'il n'était pas difficile ce ne serait pas un
problème » Maréchal Foch*

Chapitre I :

GENERALITES

I.1-Introduction :

La réalisation d'un ouvrage d'art est luire conféré des qualités fonctionnelles, économiques et esthétiques. L'ouvrage doit être adapté aux contraintes fonctionnelles (voie portée, obstacles franchis) qui lui sont imposées. Qu'il puisse être réalisé au meilleur coût est une nécessité

D'ordre budgétaire. Il est également essentiel de veiller à lui donner des formes et proportions permettant une intégration satisfaisante dans le site

La démarche de conception consistera donc à fixer les choix fondamentaux avant de s'intéressent aux détails, en procédant par l'étape et affinements successifs. C'est ainsi que l'implantation des appuis et le choix du type de l'ouvrage.

I.2- But de l'étude:

Ce projet a pour objet de redistribuer l'existant trafic et d'éviter l'encombrement, en assurant Un transit direct du trafic afin d'améliorer le niveau de service de la route et donner aux usagers les meilleures conditions de circulation (le confort, liberté de déplacement et le gain du temps de parcours).

I.3- Données naturelles :

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

Dans le domaine des ouvrages d'art ou de la construction en général, le risque le plus grave est celui de l'insuffisance des études géotechniques lié souvent à l'acceptation des variantes dont la position des appuis, de ce fait il faut augmenter les marges de sécurité qu'induit une augmentation du prix.

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour les appuis, et de choisir un bon emplacement dont le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

I.4- Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage on l'appelle aussi accélération à la base.

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

Notre ouvrage se situe dans la wilaya de TIARET, elle est classée par le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) en ZONE I.

Donc : La zone d'étude a une sismicité de 0.12 g (zone I) et l'importance de l'ouvrage numéro 2 (pont important)

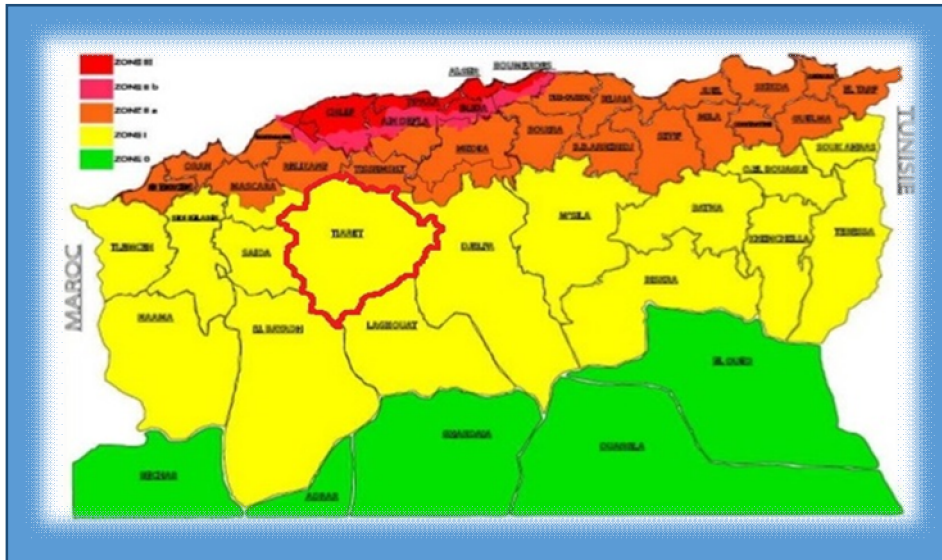


Figure I.1 : Carte dangerosité sismique Algérie

Tableau I.1: Coefficient d'accélération de zone A

GROUPE	ZONE			
	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

I.5- Données climatiques :

I.5.1- La température :

Les effets de la variation de la température sont évidemment pris en compte dans le calcul des structures, ils entrent en action dans le dimensionnement du joint de chaussée et des appareils d'appuis.

I.5.2- La neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts, mais ils peuvent se produire dans certains cas particuliers (Ouvrage en phase de construction).

I.5.3- Le vent :

Les actions dues au vent se manifestent par des pressions exercées normalement aux surfaces qui pour des constructions de basse, sont souvent admises uniformes, ces pressions peuvent être positives (surpression intérieure) ou négatives (dépression intérieure). Ces actions sont fixées par l'actuel règlement des charges (fascicule 61, titre II).

I.6- Données fonctionnelles:

I.6.1- Trace en plan:

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

Dans notre cas : La structure géométrique de l'ouvrage est droite de longueur de 182 m

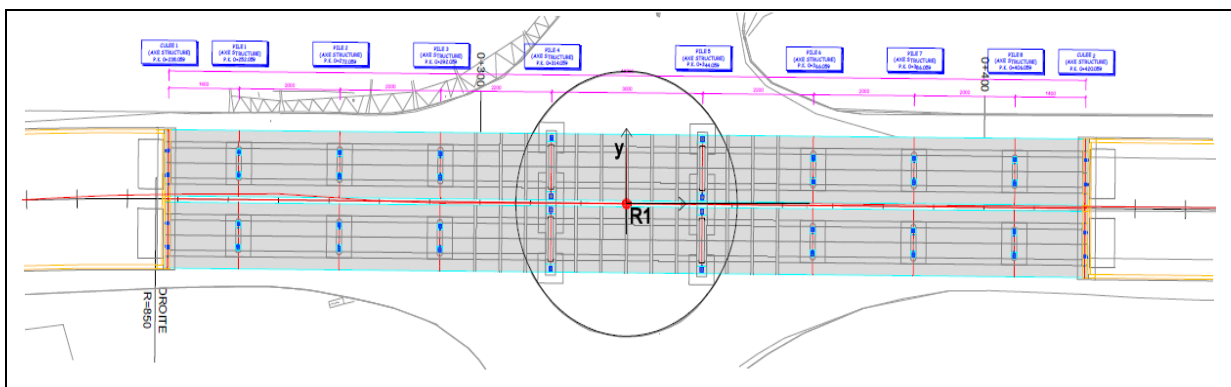


Figure I.2: Trace en plan

I.6.2- Profil en long:

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est en fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long.

Dans notre cas : il présente 09 travées qui nous donnent une longueur totale du tablier 182.00 m muni de deux culées remblayées.

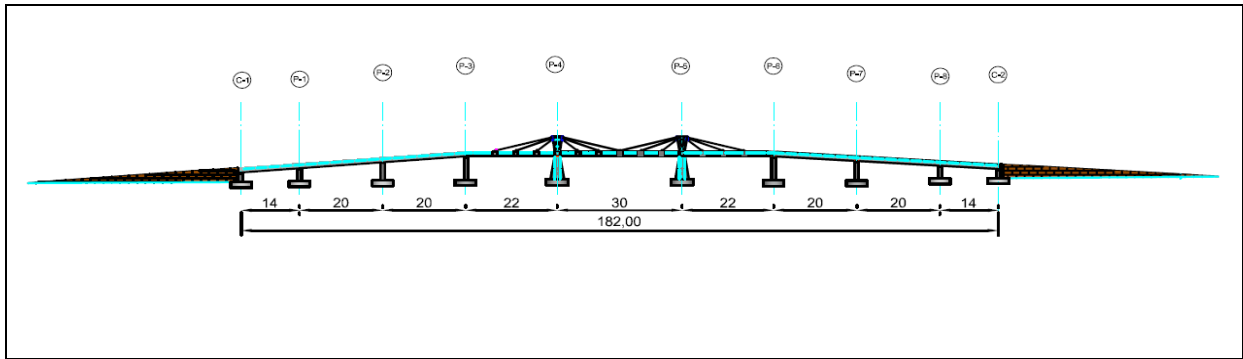


Figure I.3: Profil en long

I.6.3-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.

Les composantes du profil en travers de notre chaussée sont :

- Largeur rouable : $L_r = 8,20$ m
- Largeur utile : $L_t = 11$ m
- Largeur de trottoir : $l_1 = 1$ m ; $l_2=0,5$ m
- Nombre de voies de circulations : $N = 2$ Voies (sens unique).
- dévers en toit de 2%, et -2%

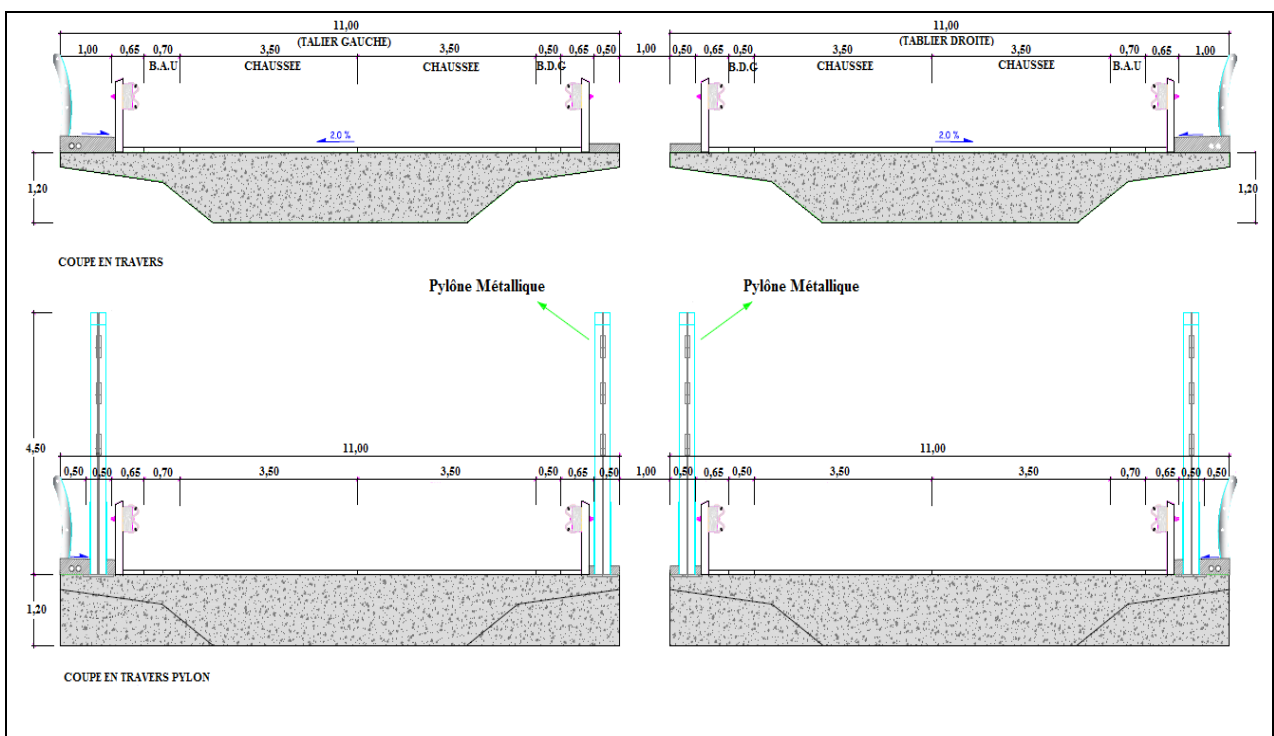


Figure I.4: Profil en travers

I.7-Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les caractéristiques naturelles et fonctionnelles de notre projet.

Le chapitre suivant va porter sur la conception du projet.

*« Rien n'est plus dangereux qu'une idée, quand
on n'a pas qu'une idée » ALAIN.*

Chapitre II :

CONCEPTION DU PROJET

II.1-introduction :

L'objectif est de déterminer du point de vue technique et économique, le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes. Pour cela, il faut connaître cet ensemble de contraintes et conditions pour pouvoir envisager des solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleure solution techniquement et économiquement. Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur.

II.2-Contraintes spécifiques de dimensionnement des ouvrages routiers :

La conception et le dimensionnement des ouvrages routiers doivent respecter les principaux critères suivants :

- ✚ simplicité tant en conception qu'en réalisation,
- ✚ rigidité importante tant en flexion qu'en torsion,
- ✚ durabilité de la structure et des matériaux,
- ✚ facilité d'inspection et de surveillance,
- ✚ entretien minimum.
- ✚ le freinage pour les appuis fixes : ces efforts sont dus à l'adhérence du véhicule.
- ✚ l'interaction voie-ouvrage d'art. Elle est due au déplacement différentiel sous l'effet thermique entre le tablier et leur assise.

II.3-Critères de dimensionnement :

II.3.1-Critères de dimensionnement en situation transitoire ou durable :

Viennent s'ajouter aux caractères spécifiques des actions citées ci-dessus, le respect des critères liés à la sécurité vis-à-vis de la circulation des véhicules et ceux liés au confort des utilisateurs de route, ce qui nécessite une structure beaucoup plus robuste et par conséquent beaucoup plus massive que dans le cas des ponts-routes. Ces principaux critères concernent la limitation :

- ✚ Des déplacements du tablier sous freinage.
- ✚ De la déformation horizontale.
- ✚ Des rotations aux deux extrémités de l'ouvrage.

II.3.2-Dilatation des voies :

La longueur des ouvrages doit être limitée afin de réduire les variations dimensionnelles à des valeurs compatibles avec les appareils de dilatation des voies.

II.3.3-Déformations et vibrations :

Les déformations des ouvrages et les vibrations du tablier doivent être limitées afin de maintenir, en particulier lors du franchissement des ouvrages par des véhicules, la continuité du confort des usagers.

Pour les ouvrages courants, le tableau ci-dessous synthétise en fonction de la portée les solutions les plus régulièrement adaptées.

Tableau II.1 : solution régulièrement adaptée pour les ouvrages d'art

Portée inférieur à 15 m	Portée comprise entre 15 à 25 m	Portée supérieur à 25 m
Cadre Portique Dalle en béton armé Poutrelles enrobées	Poutres en béton armé Poutrelles enrobées	Poutre en béton précontraint (post-tension/pré- tension) Ossature mixte acier-béton

D'après le tableau, On peut envisager trois variantes:

II.4-Etude des variantes :**II.4.1-Variante (1) : Pont mixte à poutre multiples :**

L'introduction de l'acier a permis de réaliser des types de ponts qui n'étaient pas réalisables.

L'évolution des caractéristiques mécaniques de l'acier, la résistance et la limite élastique ont permis de réaliser des ouvrages légers de grandes portées voir très importantes pouvant dépasser les 1000m voir la Photo (II.1).



Photo II.1: Exemple de pont mixte à poutres multiples

II.4.1.1- Forme de la section transversale :

Le béton assure le rôle de table de compression et les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non glissement entre le hourdis et la semelle supérieure du profilé est assurée par des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé). Les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature de manière à intervenir dans la flexion générale.

On obtient ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considérée comme participante à la résistance d'ensemble (figure II.1).

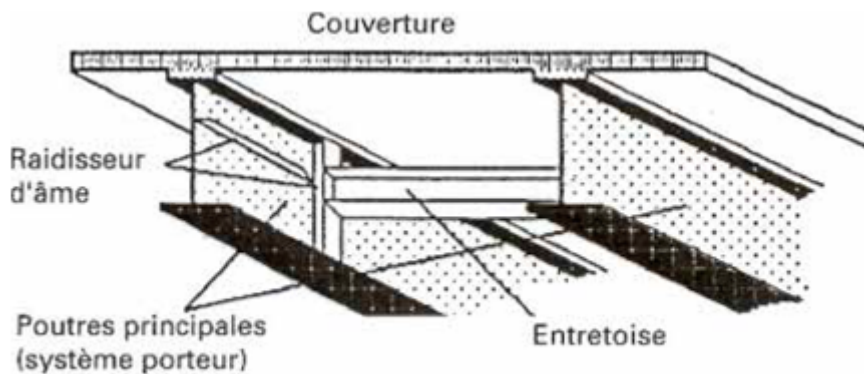


Figure II.1: Schéma de structure mixte

II.4.1.2-Pré dimensionnement de la poutre :

✚ Nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement

La : C'est la largeur du tablier

Et On fixe l'espacement : **d = 5m**

On prendra : **N = 2 poutres**

<i>La</i> (m)	<i>d</i> (m)	$N = La/d$
11,00	5	2,2≈2

✚ Elancement de poutres :

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de L/25 ce qui nous donne **h = 1,2 m**.

✚ Epaisseur de l'âme des poutres :

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

1. Résistance à la corrosion.
2. Résistance au cisaillement.
3. Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
4. Fatigue.

En considérant ces quatre critères, nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi-travée et sur appui sachant que l'épaisseur en travée varie entre 8 et 14 mm et ne dépasse pas 20 mm sur appui, donc nous prendrons :

- ✓ Une épaisseur de **10mm**.

✚ Semelles :

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions de :

1. résistance.
2. instabilité.

❖ Semelle supérieure en travée:

La largeur de la semelle varie entre 200mm et 500mm et l'épaisseur entre 12 et 40mm, on prendra donc :

- ✓ Une largeur de **200mm**.
- ✓ Une épaisseur de **15mm**.

❖ **Semelle supérieure sur appui :**

La largeur de la semelle est fixée entre 400 et 900mm et l'épaisseur entre 20 et 40mm, on prendra donc :

- ✓ Une largeur de **400mm**.
- ✓ Une épaisseur de **20mm**.

❖ **Semelle inférieure en travée :**

La largeur de la semelle est fixée entre 300 et 600mm et l'épaisseur entre 20 et 40mm, on prendra donc :

- ✓ Une largeur de **300mm**.
- ✓ Une épaisseur de **20mm**.

❖ **Semelle supérieure sur appui :**

- ✓ Une épaisseur de **30mm**.
- ✓ Une largeur de **600mm**.

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage.

La largeur de la semelle est fixée entre 600 et 1000mm et l'épaisseur entre 30 et 60mm, on prendra donc :

Pour un ouvrage, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines. (Fig. 2 et 3)

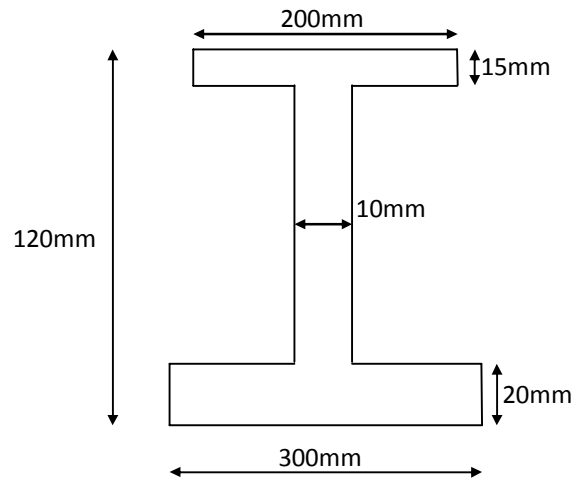


Figure II.2 : Coupe transversale de la poutre à mi travée

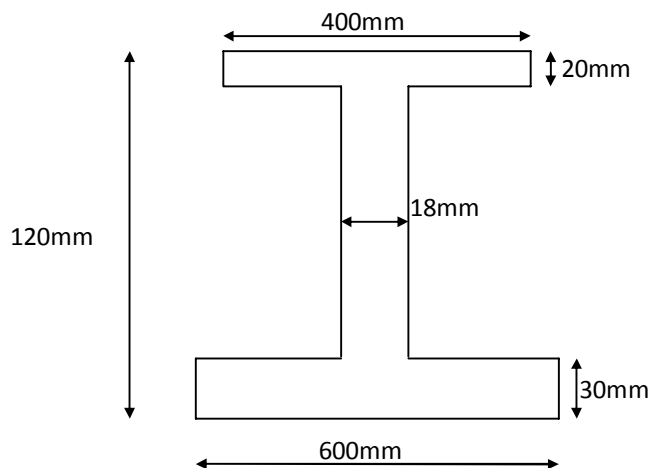


Figure II.3 : Coupe transversale de la poutre sur appui

II.4.1.3-Les avantages :

- La possibilité de franchir de grandes portées.
- La légèreté, donc la diminution du nombre des pieux.
- N'est pas sensible au tassement différentiel.

II.4.1.4-Les inconvénients:

- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.

- Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- Le risque de voilement.
- L'exigence de la surveillance avec des visites périodiques.
- Le coût est plus élevé.

II.4.2-Variante 2 : poutre en béton précontraint

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé.

Il est issu de raisonnement logique suivant : le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction ; on y ajoute donc une compression permanente dite 'précontrainte'. La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend la relève, il permet d'atteindre des portées déterminantes jusqu'à 50m.

Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

2-1 : Les ponts à poutres précontraintes par pré-tension : (PRAD)

Ce type de poutres occupe une gamme de portées allant de 10m à 35m (Figure II.6)

2-2 : Les ponts à poutres précontraintes par post-tension :

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50mètres.

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend en général les éléments suivants :

- **L'ancrage actif** : situé à l'extrémité où s'effectue la mise en tension ;
- **Ancrage passif** : ou ancrage mort, situé à l'extrémité de l'armature opposée à celle où s'effectue la mise en tension (la mise en tension peut être effectuée soit d'un seul côté, soit simultanément par les deux extrémités, dans les deux cas les deux ancrages sont actifs).
- **Le coupleur**: disposition permettant, après la mise en tension d'une armature, de la prolonger par une deuxième. La disposition de jonction est utilisée comme un ancrage passif de la seconde ; après la mise en tension de celle-ci, tout se passe en apparence comme si l'on avait une seule armature continue.

- **Les accessoires** : gaine, manchons d'extrémité évent, tubes d'injection ...etc.
- **Le matériel de mise en tension** : vérin de traction, pompe d'alimentation des vérines, pompes d'injection,...etc.

II.4.2.2-Pré dimensionnement de la poutre :

- **Elancement de poutres** : $L/14 \leq h_t \leq L/12$

On prend : $h_t = 2.00\text{m}$

- **Nombre de poutre (N):**

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement :

$$N = La / d + 1$$

La ; est entraxe entre les poutres d'extrémité, égale à **13.7 m**

d : entraxe des poutres $1.5 \leq d \leq 2.5$

On fixe l'espacement : $d=2\text{m}$

$$N = 13.7/2 + 1 = 7.85 \text{ poutres} \rightarrow N=8 \text{ poutres}$$

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

$$0,6h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

On prend : $b=1.4\text{m}$

- **Epaisseur de table de compression (e) :**

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

Donc : $e = 14 \text{ cm}$

- **Largeur de talon (Lt) :**

Pour la valeur Lt , on prend 38 cm, cette valeur peut être modifiée après l'étude du précontraint

$$Lt = 38 \text{ cm.}$$

- **Epaisseur du talon :**

On prend : $e_t = 20 \text{ cm}$

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

b_0 est donné par : $18 \leq b_0 \leq 25$

On fixe : $b_0 = 18 \text{ cm}$

- **Goussets :**

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

- **Gousset du talon :**

En travée : $\alpha=45^\circ \Rightarrow e_t=20 \text{ cm}$

- **Gousset de la table de compression :**

$\alpha_1=7^\circ \Rightarrow e_1=06 \text{ cm}$

$\alpha_2=45^\circ \Rightarrow e_2=10 \text{ cm}$

- **Hourdis (la dalle) h_0 :**

En général $20 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$

On fixe $h_0=25 \text{ cm}$

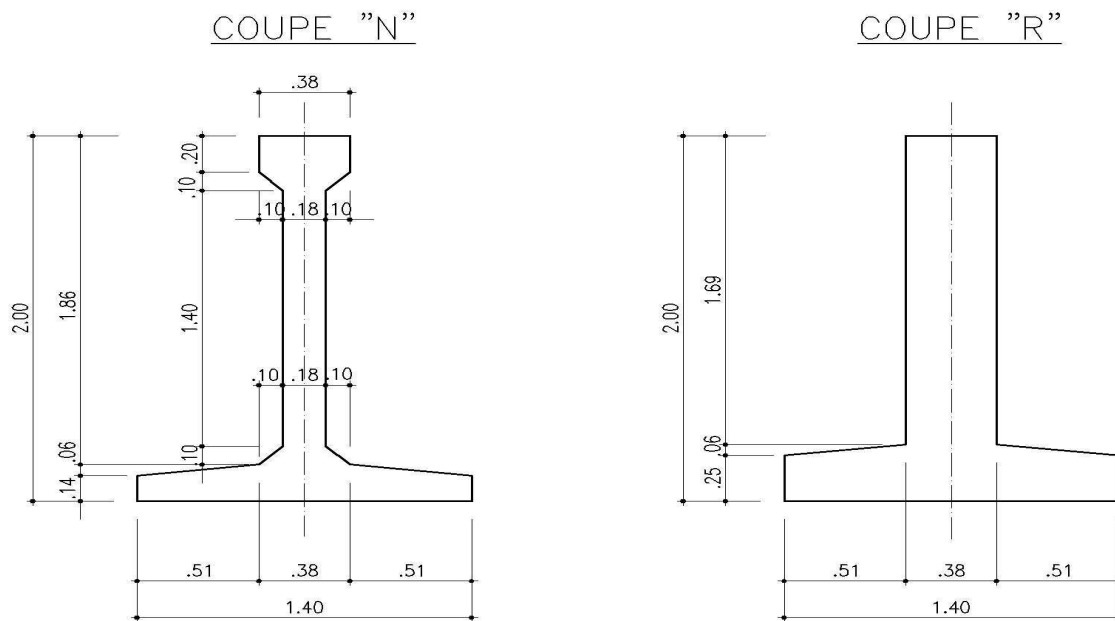


Figure II.4: Poutre en béton précontrainte (coupe N et coupe R)

II.4.2.3-Avantages :

- Limitation des fissures (béton comprimé).
- franchissement des grandes portées.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage.
- La maîtrise de la méthode d'exécution

II.4.2.4-Inconvénients :

- Poids très important.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- Sensibilité au tassement différentiel.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer.
- Le type de cet ouvrage est moins esthétique.
- Le coût très élevé.

II.4.3- Pont à haubans :**II.4.3.1- Description :**

Les ponts à haubans les plus utilisés sont les ponts symétriques à trois travées, dans de tel ponts le groupe des haubans le plus proche des culées (ou des piles-culées) joue un rôle particulier et essentiel : en effet dans ces zones le tablier ne peut se déplacer que verticalement (dans la mesure où la réaction sur culée ou pile-culée reste positive). Et les haubans qui sont ancrés limitent les déplacements horizontaux de la tête des pylônes. C'est pourquoi on les appelle haubans de retenue ; ils donnent à l'ouvrage l'essentiel : sa rigidité.



Photo II.2: Exemple de pont à haubans

II.4.3.2- Pré dimensionnement de la poutre :**• Largeur de la nervure de l'intrados (Li) :**

L_t : la largeur de tablier égale à 11m

$L_i = L_t/2 = 11/2 = 5,5\text{m}$, Donc : $L_i = 5,5\text{ m}$

• La hauteur de voussoir (H) :

L : la longueur de travers égale à 30 m

$H = L/25 = 30/25 = 1,2\text{m}$, $H = 1,2\text{ m}$

• Largeur de l'encorbellement (E) :

$E = L_t - L_i/2 = 11 - 5,5/2 = 2,75\text{m}$, $E = 2,75\text{m}$

-Calcul du Poids :**• voussoir sur pile :**

Le poids par mètre linéaire :

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$S = 9,2 \text{ m}^2$$

$$P_v = \gamma_b \times S$$

$$P_v = 25 \times 9,2 = 230 \text{ KN/m}$$

• voussoir sur pile :

Le poids par mètre linéaire :

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$S = 13,2 \text{ m}^2$$

$$P_v = \gamma_b \times S$$

$$P_v = 25 \times 13,2 = 330 \text{ KN/m}$$

• voussoir sur culée :

Le poids par mètre linéaire :

$$\gamma_b = 35 \text{ KN/m}^3$$

$$S = 9,9 \text{ m}^2$$

$$P_v = \gamma_b \times S$$

$$P_v = 25 \times 9,9 = 247,5 \text{ KN/m}$$

- Caractéristiques géométriques des voussoirs :

• voussoir sur pile :

$$\begin{aligned} \text{Centre de gravité } G : \quad G_x &= 0 \text{ m} \\ G_y &= 0,694 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Inertie : } I_p = I_{xx} = 1,0648 \text{ m}^4$$

• voussoir sur pile : (intermédiaire)

$$\begin{aligned} \text{Centre de gravité } G : \quad G_x &= 0 \text{ m} \\ G_y &= 0,6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Inertie : } I_p = I_{xx} = bh^3/12 = 11(1,2)^3/12 = 1,584 \text{ m}^4$$

• voussoir sur culée :

$$\begin{aligned} \text{Centre de gravité } G : \quad G_x &= 0 \text{ m} \\ G_y &= 0,661 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Inertie : } I_p = I_{xx} = 1,23757 \text{ m}^4$$

II.4.3.3- Les avantages :

- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.
- Simplicité des formes permettant la réutilisation des coffrages.
- La portée de ce type de pont est plus grande.
- Robustesse de la structure.
- Souplesse de l'ouvrage qui encaisse de 4 à 8 cm de tassement différentiel.
- Minceur de la dalle (esthétique) suivant le nombre de travées et le type de dalle.
- Faible sensibilité aux chocs (ex : véhicules).

II.4.3.3. Les inconvénients

- Construction sur étaie de tours : problème sur les cours d'eau, voie ferrée, chaussée de circulation.
- Franchissement limité pour les autoroutes supérieures à 02 fois deux voies.
- Pour la dalle précontrainte : besoin de main d'œuvre qualifiée pour la mise en tension.

II.4.4- Analyse multicritère : - : Peu favorable. / + : Favorable

Tableau II.2 : analyse multicritères

type critère	Pont Métallique	Pont en béton précontraint	Pont à haubans
Economie	-	-	+
Entretien	-	+	+
Esthétique	-	-	+
Exécution	+	+	+

II.4.5-Critiques et conclusion :

a) Pour le pont mixte : les points sensibles de cette variante sont :

« L'économie, entretien et esthétique ».

- Pour l'économie : ce cas demande la préfabrication des poutres (soudure), et le transport.
- Pour l'entretien : sera un problème majeur pour ce type d'ouvrage, nécessite un entretien périodique (peinture).
- Pour l'esthétique : mauvaise intégration par rapport au site.

b) Pour le pont à poutre en béton précontraint : les points sensibles de cette variante sont :

« L'économie, esthétique ».

- Pour l'économie : ce cas demande la préfabrication des poutres, et le transport.
- Pour l'esthétique : mauvaise intégration par rapport au site.

c) Pour le pont à haubans : les points de cette variante sont favorables.

Après les mesures des différents points des trois variantes et en tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet, le choix s'est porté sur le pont à poutre voussoir en béton armée (hyperstatique à 09 travées).

Conclusion :

Le type d'ouvrage qui sera retenu est donc le pont à haubans à poutre voussoir.






II.5-Les culées :

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, leur implantation est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage.

La fonction mécanique de la culée consiste à transmettre les efforts au sol de fondation tout en limitant les déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui et les déplacements verticaux (tassement).

Outre cette fonction mécanique, la culée doit permettre un accès au tablier, et également permettre la visite des appareils d'appuis.

On distingue plusieurs familles de culées :

-  . Les culées enterrées
-  . Les culées remblayées
-  . Les culées creuses
-  . Les culées en terre armée
-  . Les culées contrepoids

II.5.1-Les culées enterrées :

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

II.5.2-Les culées remblayées :

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

Elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire de mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Compte tenu des efforts horizontaux importants, on pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres.

II.5.3-Choix du type de culée :

Notre pont (viaduc routier) est un passage supérieur qui se trouve sur un terrain en remblai.

Il faut prévoir une culée qui maintien les terres de remblai dont on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

II.5.3.1-Culée remblayée :

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.

Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon leurs positions par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

II.5.3.2-Pré dimensionnement de la culée remblayée:

a) Le mur de front :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de **0,8 à 1,2m** selon la hauteur.

Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans de bonnes conditions. D'une manière générale, on cherchera autant que possible à centrer la descente de charge verticale du tablier dans l'axe du mur de front.

Le débord du nu du mur par rapport au nu des appareils d'appui ne doit pas être inférieur à 20cm. L'épaisseur du mur ne doit pas être supérieure à celle de la semelle pour assurer l'encastrement. On fixe l'épaisseur du mur **1,285m**.

b) Mur en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf, éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières, ils sont encastrés à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie arrière.

La longueur de la partie libre ne doit pas dépasser **7 à 8m**.

L'épaisseur des murs en retour est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique on prend **0,60m**.

Longueur du mur en retour se mesure d'après la pente du matériau utilisé pour le remblai

c) Mur garde grève : (garde ballaste)

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

Il s'agit d'un voile en béton armé, construit après achèvement du tablier par reprise de bétonnage sur le sommier. Il doit résister aux efforts de poussées des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

d) Dalle de transition :

Elle se calcul comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposée sur des appuis élastiques sur toute sa surface (contact direct avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids de remblai au dessus de la dalle.

II.6-Les piles :

Une pile est un appui intermédiaire, a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- ✚ Aquatique, terrestre.
- ✚ Mode de construction du tablier.
- ✚ Urbain ou rural.
- ✚ Hauteur de la brèche à franchir.
- ✚ Mode d'exécution des fondations.
- ✚ Liaison avec le tablier.....

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de ce dernier.

On peut les classer en deux familles:

- ✚ Les piles constituées des éléments larges (voiles).
- ✚ Les piles constituées des éléments minces (poteaux ou colonnes).

II.6.1-Les piles voiles:

Elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou de poteaux et elles sont plus favorables mécaniquement.

II.6.2-Piles poteaux ou colonnes:

Elles peuvent être libres en tête si elles sont placées au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appuis, ou liées par un chevêtre dans le cas contraire.

II.6.3-Critères de choix des piles:

Le choix du type des piles fait appel à quatre critères:

- ✚ Critères géométriques.
- ✚ Critères mécaniques.

- ✚ Critères économiques.
- ✚ Critères esthétiques.

Donc on a adopté pour une pile portique pour les raisons suivantes :

- Cette solution permet de gagner du poids et de poser les poutres qui transmettent les efforts au sol par les fûts puis la semelle.
- choix de voile.

II.6.3.1-Pré dimensionnement des éléments de la pile :

- Dimension d'un fût :

Le dimensionnement des voiles des piles fait appel à trois critères:

- ✓ Un critère de résistance mécanique.
- ✓ Un critère de robustesse.
- ✓ Un critère esthétique.

Le nombre des éléments porteurs est lié au nombre des points d'appuis de la structure, et les proportions des éléments porteurs doivent être étudiées à partir de perspectives réalistes.

Longueur de la voile $L_{inf}=6,15m$; $L_{sup}=5m$ et largeur $Lr=1m$ et la hauteur $h=5,75m$

II.7-Fondation :

Le sol de fondation est un des facteurs de choix de l'implantation des appuis et de la répartition des travées, en outre c'est le principal facteur de détermination du type de fondation, de ce fait, on devra veiller à intégrer dans son choix non seulement les conclusions de l'étude de sol, mais également toutes les contraintes de réalisation des fondations.

Selon la nature de sol de fondation le choix du type de fondation s'effectue entre la fondation sur semelle superficielle ou fondation profonde.

II.7.1-Classification des fondations :

a) Fondation superficielle :

Elles sont mises en œuvre lorsqu'il existe dans le sol à faible profondeur une couche suffisamment résistante pour supporter l'ouvrage. Actuellement, on appelle fondation superficielle toute fondation dont l'encastrement dans le sol ne dépasse pas 4 ou 5 fois la largeur B de la semelle.

b) Fondation profonde :

Lorsqu'il n'existe pas une profondeur acceptable ou un terrain de résistance suffisante pour supporter la structure, il faudra ancrer plus profond. Dans la fondation profonde,

On a deux types :

✓ **Fondation par puits (semi profonde)**

✓ **Fondation par pieux (profonde), il y a :**

- Les pieux qui travaillent par frottement et des pieux qui résistent par pointe.
- Les pieux forés et les pieux battus.

II.8-Donnees obtenus:

D'après l'aboratoire (L T P O) :

a) Fondations :

Suite à la nature du terrain traversée par les sondages carottés et aux caractéristiques géotechniques nous préconisons des **fondations superficielle**

b) La contrainte admissible :

La contrainte admissible est calculée d'après l'ensemble des résultats des essais préssiométriques réalisés est de l'ordre de **2.00 bars**.

II.9-Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons procédé à la conception de notre ouvrage à étudié, une analyse multicritère a été adoptée afin de choisir le type de tablier type d'appuis, et ce type de semelles en tenant compte les caractéristique du terrain qui servira comme assiette pour ce projet du contrainte admissible de **2.00 bars**, on peut affirmer que les fondations à adopter pour le pont à haubans pourront être de type **superficiel**.

*« Qui veut changer trouvera toujours
une bonne raison pour faire changer. »*

Chapitre III: CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

III.1-Introduction :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

III.2-Béton :

III.2.1-Définition :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable, gravier et l'eau) le matériau ainsi obtenu résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression et de l'ordre de 20 MPA à 40 MPA et à la traction de 2 à 4 MPa).

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} .

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

Quant aux liants, les plus utilisés pour la mise en œuvre du béton sont les Ciments portland artificiels C.P.A 325, avec un contrôle strict.

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

III.2.2-caractéristiques mécaniques du béton :

a) Résistance du béton à la compression :

La valeur de résistance à la compression caractéristique du béton notée f_{c28} .

$$f_{c28} = \begin{cases} f_{c28} & \text{si } j \geq 28 \text{ j.} \\ f_{c28} = \frac{j}{4,76+0,83 j} = f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ j.} \end{cases}$$

Elle est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle.

Dans notre cas on a :

Tableau III.1 : valeurs des résistances du béton en fonction des éléments structuraux

f_{c28} [N/mm ²]	Élément structural
35	Tablier
30	Fut de piles
30	Culées
30	Béton de fondations
15	Béton de propreté

b) La résistance du béton à la traction :

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPA (pour tablier, fut de piles, culées)}$$

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(30) = 2,4 \text{ MPA (pour le béton de fondations, béton de propreté)}$$

c) Contraintes admissibles :

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

➤ **Contrainte admissibles à la compression:**

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

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

γ_b : coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{situation durable ou transitoire.} \\ 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : le coefficient θ est fixé à 1.

Le coefficient θ est fixé à **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à **24h**, à **0.9** lorsque cette durée est comprise entre **1h** et **24h**, et à **0.85** lorsqu'elle est inférieure à **1h**.

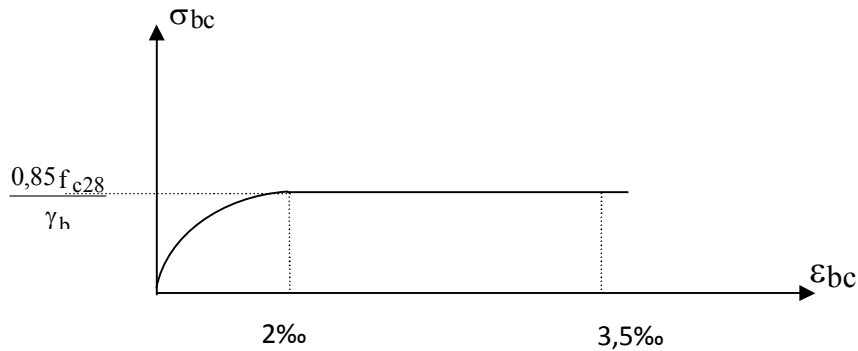


Figure III.1: Diagramme contraintes déformations du béton a ELU.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

f_{Cj} : Résistance caractéristique du béton en compression à j jours.

f_{bu} : Résistance conventionnelle ultime à la compression (contrainte de calcul).

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

- Etat limite "ELS" :

$$\sigma_b = \begin{cases} 0,5 f_{c28} & \text{(En service.)} \\ 0,6 f_{c28} & \text{(En construction.)} \end{cases}$$

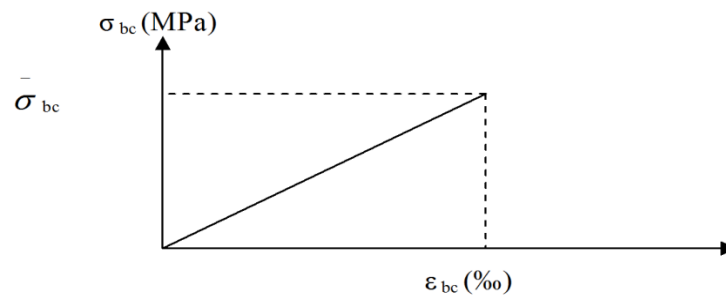


Figure III.2 : Diagramme contraintes déformations du béton a ELS

d) Déformation transversale du béton :

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

➤ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,15**. Quand au cas d'un béton fissuré, ν devient **nul**.

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

Avec :

a : côté de l'élément considéré.

L : longueur de l'élément considéré.

On prend pour les calculs de béton la valeur :

- $\nu = 0,15$ pour un béton non fissuré (ELS).
- $\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU).

➤ **Module de déformation longitudinale du béton E :**

- Module de déformation **instantanée** (courte durée <24 heures) :

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

- Module de déformation **différée** (longue durée) :

$$E_{vj} = E_{ij} / 3 = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPA)}.$$

e) **Les caractéristiques de résistance sont reportées sur le tableau III.2 :**

Tableau III.2 : Différentes caractéristique du béton.

f_{c28} [N/mm ²]	f_{t28} [N/mm ²]	f_{bu} [N/mm ²]	σ_b [N/mm ²]	E_{ij} [N/mm ²]	E_{vj} [N/mm ²]
35	2.7	19,83	21	35981,72	12102.94
30	2.4	17	18	34179.55	11496.76
30	2.4	17	18	34179.55	11496.76
30	2.4	17	18	34179.55	11496.76
15	1.5	8.5	9	27128.33	9124.98

III.3-L'acier :

III.3.1.Définition :

Le matériau acier est un alliage **fer et carbone** en faible pourcentage. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce (0,15 à 0,25 % de carbone) et les aciers de nuance mi-dure et dure (0,25 à 0,40 % de carbone).

On considère pour l'acier un poids volumique : $\gamma_{acier} = 78.5KN / m^3$.

III.3.2. Caractères mécaniques :

a- La limite élastique f_e :

Elle varie en fonction du type d'acier.

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **F_eE500**, sa limite élastique égale à **500MPa**. (Tab.III.3)

Dans le calcul à ELU on introduit un coefficient γ_s tel que :

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1,15 & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \end{cases}$$

b-Module d'élasticité longitudinale (Es) :

Est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à : $E_s = 2.10^5 [MPa]$.

c-Déformations du l'acier :

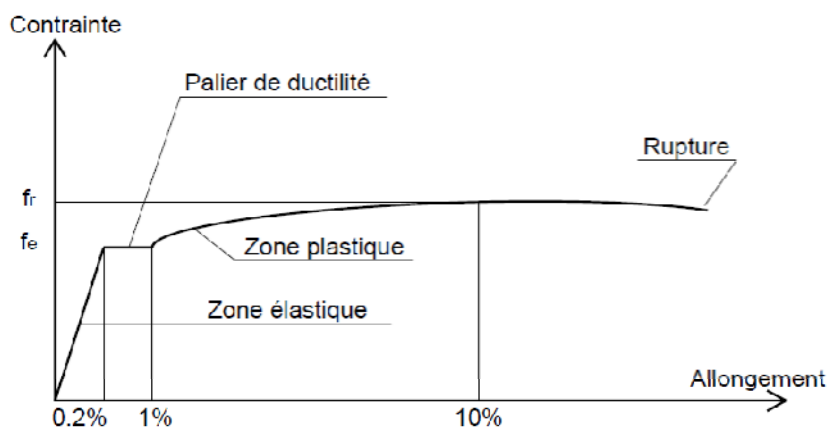


Figure III.3 : Diagramme déformations du l'acier

III.3.3-Nuances :

Il existe **4 nuances** principales qui correspondent à des qualités de **limite élastique** et de résistance différentes. C'est la **limite élastique garantie** f_e qui sert de base aux calculs justificatifs selon le **BAEL 91**.

Tableau III.3 : différentes caractéristique du l'acier.

Nuance		f_c (MPa)	Contrainte de rupture σ_R (MPa)	Allongement de rupture %
RL	FeE215	215	330 à 490	22
	FeE235	235	410 à 490	22
HA	FeE400	400	480	14
	FeE500	500	550	12

III.3.4-Contrainte limite :

➤ **E.L.U :**

Si $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_e \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

Si $\epsilon_e \leq \epsilon_s \leq 10\% \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s$

ϵ_e est pris égal à $f_e / \gamma_s \cdot E_s$ ce qui donne par exemple pour un acier $feE500$, $\epsilon_e = 2,17 \%$

➤ **E.L.S :**

Tableau III.4:Contrainte limite de traction

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	$\sigma_s \leq f_e / \gamma_s$
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right]$ où $\eta=1$ pour RL et $\eta=1.6$ pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right]$

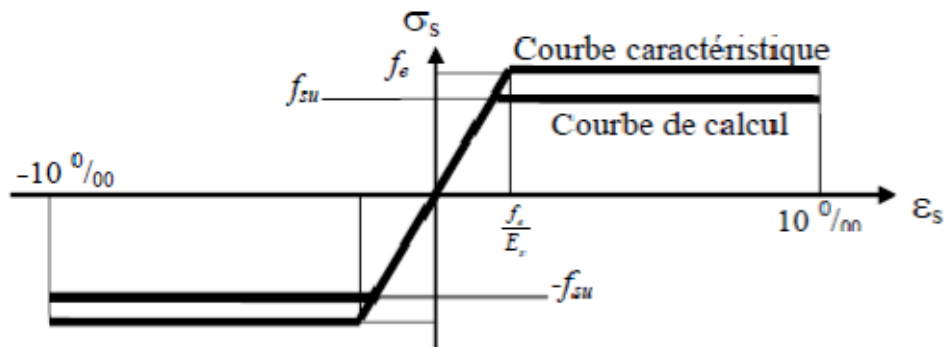
η : Le coefficient de fissuration

III.3.5-Aciers passifs :

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

III.3.6- Diagramme déformations - contraintes de calcul :

Le diagramme de calcul se déduit du diagramme déformations – contraintes conventionnellement défini.



γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ dans le cas général

$\gamma_s = 1$ pour les combinaisons accidentelles.

E_s : module d'élasticité longitudinal

$E_s = 200\,000$ MPa

Figure III.4 : Diagramme déformations- contraintes de calcul

III.3.7-La limite élastique :

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

III.3.8-Module de Young :

Le module d'élasticité longitudinal ' E_p ' des aciers est pris égal à :

$E_p = 2 \times 10^5$ MPa

III.4- Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à la définition caractéristique des matériaux utilisés pour la confection des différents éléments de l'ouvrage à savoir la qualité du béton et des aciers actifs et passifs.

*« La moindre erreur le fausse, la moindre hésitation l'altère,
la moindre lourdeur le dépare »*

Chapitre IV :

CHARGES ET

SURCHARGES

IV.1-Introduction :

Après la conception et le pré-dimensionnement de l'ouvrage ; l'ingénieur doit évaluer les différentes charges sur l'ouvrage étudié tels que les systèmes A_L ; B_c ; B_t ; B_r ; M_{c120} ; D_{240} afin de dimensionner les éléments de l'ouvrage à la résistance tout en assurant leur fonctionnement en toute sécurité.

IV.2-Evaluation des charges :

L'ouvrage doit résister aux efforts appliqués qui sont les suivants :

- ❖ La charge permanente (CP).
- ❖ La charge complémentaire permanente (CCP).
- ❖ Les surcharges routières.

IV.2.1.Calcul des charges permanentes (CP) :

Dalle en BA avant prise du béton :

Largeur de la dalle est de **11m**, son épaisseur est de **1,2m**.

Poids dalle : $P_d = \gamma_b \times S_d$

➤ Dalle 01 : Figure IV.1

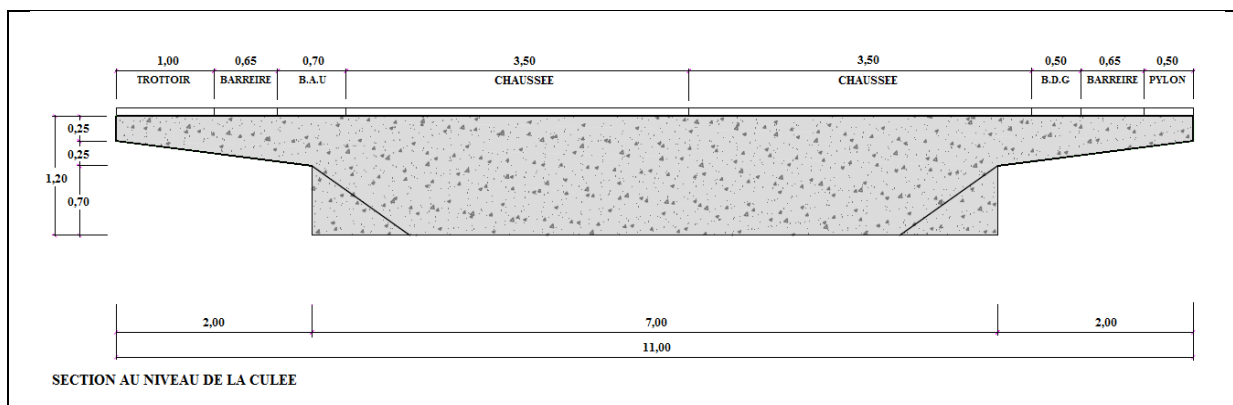


Figure IV.1: section au niveau de la culée

L : longueur de portée (14m), et on a 02 portées.

$$S_{d1} = (0,25 \times 11) + (0,95 \times 7) + 2(0,25 \times 2) / 2 = 9,9 \text{ m}^2.$$

$$P_{d1} = 25 \times 9,9 = \mathbf{247,5 \text{ KN/ml.}}$$

$$G_1 = P_{d1} \times L = 247,5 (14 \times 2) = \mathbf{6930 \text{ KN.}}$$

➤ Dalle 02 : Figure IV.2

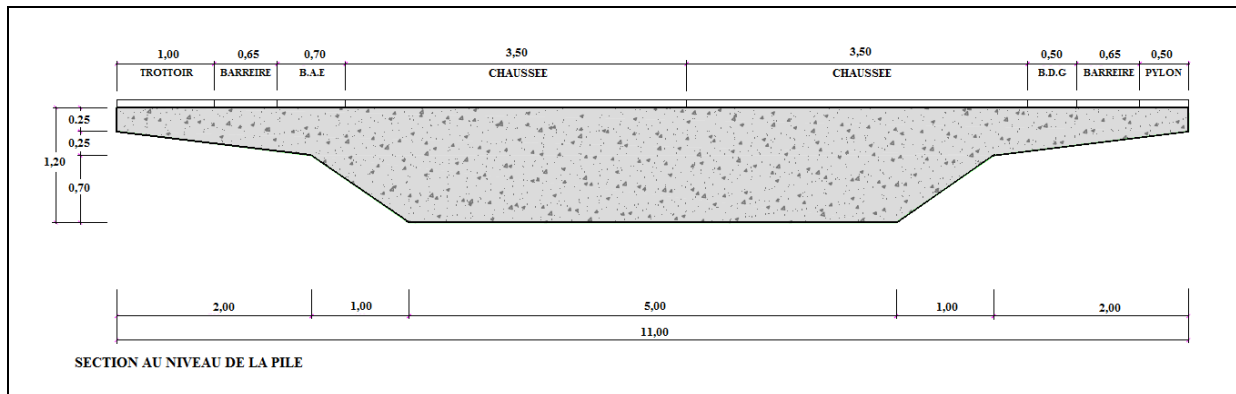


Figure IV.2: section au niveau de la pile

L : longueur de portée (20m), et on a 04 portée.

$$S_{d2} = (0,25 \times 11) + 2(0,25 \times 2) / 2 + ((0,95 \times 7) - 2(0,7 \times 1)) / 2 = 9,2 \text{ m}^2.$$

$$P_{d2} = 25 \times 9,2 = 230 \text{ KN/ml.}$$

$$G_2 = P_{d1} \times L = 230(20 \times 4) = 18400 \text{ KN.}$$

➤ Dalle 03 : Figure IV.3

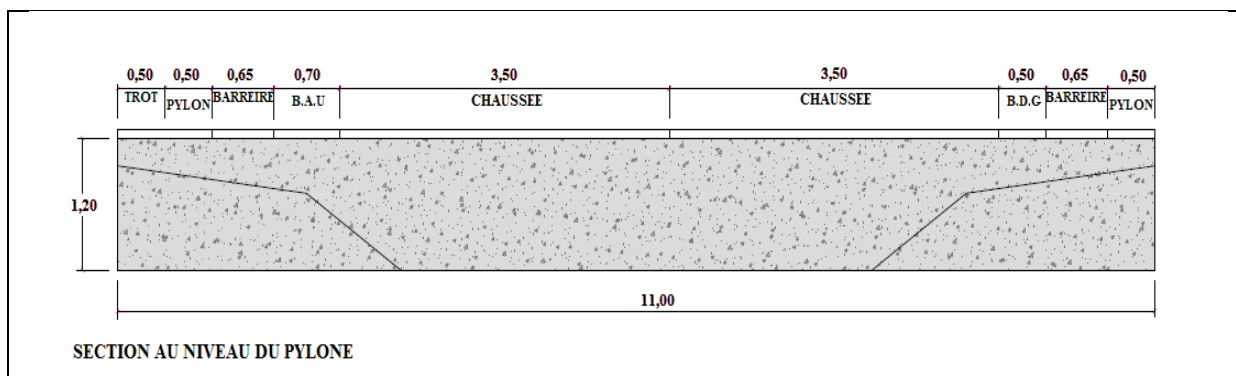


Figure IV.3: section au niveau du pylône

L : longueur de portée (22m), et on a 02 portée.

longueur de portée (30m), et on a 01 portée.

$$S_{d3} = 11 \times 1,2 = 13,2 \text{ m}^2.$$

$$P_{d3} = 25 \times 13,2 = 330 \text{ KN/ml.}$$

$$G_3 = P_{d1} \times L = 330((22 \times 2) + 30) = 24420 \text{ KN.}$$

IV.2.2. Complément des charges permanentes CCP :**a) Revêtement :**

On a 8cm de revêtement et 9,5m de Largeur.

Poids du revêtement : $P_r = \gamma_r \times S_r$.

$$P_r = 24 \times 0,08 \times 9,5 = 18,24 \text{ KN/ml}$$

b) Trottoir :

On a deux trottoirs qui ont deux dimensions :

$$P_t(01) = \gamma_b \times S_{t1} = 25 \times [(0,28 + 0,25) \times 1] / 2 = 6,625 \text{ KN/ml.}$$

$$P_t(02) = \gamma_b \times S_{t2} = 25 \times 0,15 \times 0,5 = 1,875 \text{ KN/ml.}$$

c) Glissière de sécurité : 0,6 KN/ml.

d) Garde corps : 1KN/ml.

e) Pylône : $P_{\text{pylône}} = 241,23 \text{ KN}$, et on a 04 pylônes.

CCP/ml = poids de revêtement + poids de trottoir + Garde corps + 2x (Glissière de sécurité).

$$\text{CCP/ml} = 18,24 + 8,5 + 1 + 1,2 = 28,94 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids total propre du tablier :

$$G = CP + CCP + 4(P_{\text{pylône}}) .$$

$$CP = G_1 + G_2 + G_3 = 6930 + 18400 + 24420 = 49750 \text{ KN.}$$

$$CCP = \text{CCP/ml} \times L = 28,94 \times 182 = 5267,08 \text{ KN.}$$

$$G = 49750 + 5267,08 + 4(241,23) = 55982 \text{ KN.}$$

On prend :

$$G = 5598,2 \text{ t}$$

IV.2.3. Calcul des surcharges :**1) considérations générales :****a) La largeur rouable (Lr) :**

La largeur rouable est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre projet la largeur rouable $L_r = 8,20 \text{ m}$.

b) Largeur chargeable (Lc) :

Elle est définie comme étant la largeur comprise entre les dispositifs de sécurité ou les bordures : on a **Lr = 8,20 m.**

Donc : **Lc = Lr - (0,7+0.5) = 7 m.**

c) Nombre de voies :

C'est la partie entière du quotient par 3 m de la largeur chargeable, Lc en mètre

$$n = \text{int} \left(\frac{Lc}{3} \right)$$

n : nombre de voies.

int : partie entière.

Dans notre cas on a :

$$n = \text{int} \left(\frac{7}{3} \right) = 2,33$$

Donc notre chaussée comporte 2 voies.

d) Largeur d'une voie:

C'est la largeur chargeable divisée par le nombre de voies.

$$v = \frac{Lc}{n}$$

D'après notre cas on a : $v = \frac{7}{2} = 3.5 \text{ m.}$

e) Classification du pont :

On a la largeur rouable égale à 8,20 m, d'après le tableau suivant on choisit la classe du pont.

Tableau IV.1: Classes d'un pont

Classe	Largeur rouable
1	Lr ≥ 7.00m
2	5.50m ≤ Lr ≤ 7.00m
3	Lr ≤ 5.50m

D'après ce tableau : On a **Lr=8,20m** donc notre pont est classé dans la **1^{ère} classe.**

2) les surcharges routières :

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

- La surcharge de type A(L).
- Système Bc.
- Système Bt.
- La surcharge militaire Mc120.
- Le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges sur trottoirs.

a) système A(l) :

La chaussée supporte une charge uniformément répartie dont L'intensité dépend de la longueur chargée :

$$A(L) = 2.30 + \frac{360}{L + 12}$$

L : La longueur chargée, exprimée en m. L= 14 m

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{14 + 12} = \mathbf{16,146 \text{ KN/m}^2}$$

La charge de A(l) est multipliée par le coefficient a₁ de dégressivité transversale donné par le tableau 2.

Tableau IV.2: valeurs de a₁

Classe de pont	Nombre de vois chargées				
	1	2	3	4	≥5
I	1	1	0.9	0.75	0.7
II	1	0.9	-	-	-
III	0.9	0.8			

Pont de classe I }
 Nombre de vois 2 } → a₁ = 1

À partir de A(l) on calcule A1(l) selon la relation :

$$A1(l) = \text{Max} \begin{cases} a_1 \times A(l) = 1 \times 16,146 = 16,146 \text{ KN/m}^2 \\ 4 - 0.002 \times l = 4 - (0.002 \times 14) = 3.972 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Donc **A1(l) = 1,615 t/m².**

Pour obtenir la charge finale A2(l), le système A1(l) est multiplié par le coefficient a₂ décrit

par : $a_2 = \frac{V_0}{L_v}$.

L_v : la largeur d une voie = 3,5 m

$$V_0 = \begin{cases} 3.50 \text{ m pour le pont de classe I} \\ 3.0 \text{ m pour le pont de classe II} \\ 2.75 \text{ m pour le pont de classe III} \end{cases} \rightarrow \text{donc } V_0 = 3.5 \text{ m}$$

$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1.$$

D'après le fascicule 61 titre II le fascicule :

$$A_2(L) = A(L) \times a_1 \times a_2$$

Dans notre projet on a :

Tableau IV.3 : Système de charge A (l) pour les deux voies

Nombre de vois	a_1	a_2	$A(L) \times a_1 \times a_2$	La largeur de voies (l)	$A_2(L)$ t/m
1	1	1	1,615	3,5	5,653
2	1	1	1,615	7	11,305

Tableau IV.4. Système de charge A (l) pour l'étude de tous les cas

	L (m)	$A_1(l)$	a_1	a_2	$l'=7m$	$A_2(L)$ (t/ml)
1 ^{ère} cas	14	1,615	1	1	7	11,305
2 ^{ème} cas	34	1,013	1	1	7	7,091
3 ^{ème} cas	54	0,775	1	1	7	5,425
4 ^{ème} cas	76	0,639	1	1	7	4,473
5 ^{ème} cas	106	0,535	1	1	7	3,745
6 ^{ème} cas	128	0,487	1	1	7	3,409
7 ^{ème} cas	148	0,455	1	1	7	3,185
8 ^{ème} cas	168	0,430	1	1	7	3,010
9 ^{ème} cas	182	0,415	1	1	7	2,905

b) Système de charges B :

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

- Sous système B_c : ce compose de camions types (30 t).
- Sous système B_t : ce compose de groupes de 2 essieux dits « essieux tandems (32t) ».
- Sous système B_r : ce compose d'une roue isolée (10 t).

➤ **Sous système B_c :**

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous les trois à roues simples munies de pneumatique, et répond aux caractéristique suivantes :

Masse totale des essieux 30t: Masse.

Portée par chacun des essieux arrière 12t : Masse portée.

Par l'essieu avant 6t longueur.

D'encombrement 10,5m longueur.

D'encombrement 2,5m largeur.

L'essieu avant au premier essieu arrière 4,5m distance

d'axe en axe des deux roues d'un essieu.

Axe des deux roues d'un essieu 2m.

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation (cf.Art.2.2) et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

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

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

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

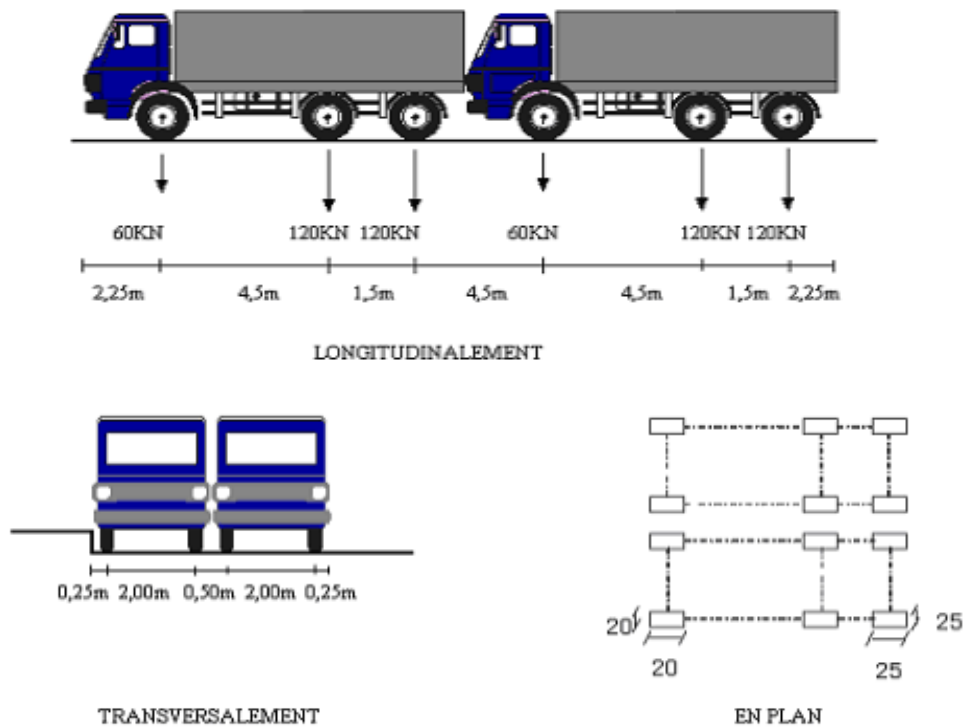


Figure IV.4 : système Bc.

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

Tableau IV.5 : Coefficient b_c.

Nombre de files considérées		1	2	3	4	5
Classe de pont	1	1.2	1.10	0.95	0.8	0.7
	2	1	1	/	/	/
	3	1	0.8	/	/	/

La valeur de bc sera :

-pont de classe I
 -nombre de voies 2

} → bc = 1,10

Chaque camion porte trois essieux à roues simple ayant une masse totale de 30t donc Un essieu avant de 6t, deux essieux arrières de 12t chacune.

La disposition longitudinale et transversale ce sont selon CPC.

La charge Maxe de système Bc est :

$$S_1 = 2 \times 30 \times 2$$

$$S_1 = 120t$$

Détermination de bc :

On a **bc = 1.10**

D'où :

$$S = S_1 \times bc$$

$$S = 120 \times 1,10 = 132t$$

-Calcul des coefficients dynamiques :

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

Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} \quad \text{Tel que :}$$

L = 14 m : portée de travée.

S : la surcharge maximale, **S = 132t.**

G : compte poids propre de tablier (**G=5598,2 t**).

Tableau IV.6: des coefficients dynamiques

Désignation	b _c	S ₁	S	δ _{bc}
1 voie	1,2	60	72	1,107
2 voies	1,1	120	132	1,109

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient bc en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées suivant le fascicule 61 titre II.

Après avoir effectué les calculs, le coefficient de majoration dynamique pour Bc est de :

$$\delta_{bc} = 1,109$$

Tableau IV.7 : Système de charge Bc pour les deux voies

N ^{bre} de voies chargée	bc	Charge par essieu (t)		
1	1.20	E.AV	1 x 6 x 1, 20 x 1, 109	7, 984
		E.AR	1x 12 x 1, 20 x 1,109	15, 969
2	1.10	E.AV	2 x 6 x 1,10 x 1,109	14, 638
		E.AR	2x 12 x 1,10 x 1,109	29,277

Tableau IV.8 : Système de charge Bc pour l'étude de tout les cas

	L(m)	bc	Charge par essieu (t)		
1 ^{ère} cas	14	1,10	E.AV	2 x 6 x 1,10 x 1,109	14, 638
			E.AR	2x 12 x 1,10 x 1,109	29,277
2 ^{ème} cas	34	1,10	E.AV	2 x 6 x 1,10 x 1,054	13,912
			E.AR	2x 12 x 1,10 x 1,054	27,825
3 ^{ème} cas	54	1,10	E.AV	2 x 6 x 1,10 x 1,037	13,688
			E.AR	2x 12 x 1,10 x 1,037	27,376
4 ^{ème} cas	76	1,10	E.AV	2 x 6 x 1,10 x 1,028	13,569
			E.AR	2x 12 x 1,10 x 1,028	27,139
5 ^{ème} cas	106	1,10	E.AV	2 x 6 x 1,10 x 1,021	13,477
			E.AR	2x 12 x 1,10 x 1,021	26,954
6 ^{ème} cas	128	1,10	E.AV	2 x 6 x 1,10 x 1,018	13,437
			E.AR	2x 12 x 1,10 x 1,018	26,875
7 ^{ème} cas	148	1,10	E.AV	2 x 6 x 1,10 x 1,016	13,411
			E.AR	2x 12 x 1,10 x 1,016	26,822
8 ^{ème} cas	168	1,10	E.AV	2 x 6 x 1,10 x 1,015	13,398
			E.AR	2x 12 x 1,10 x 1,015	26,796
9 ^{ème} cas	182	1,10	E.AV	2 x 6 x 1,10 x 1,014	13,384
			E.AR	2x 12 x 1,10 x 1,014	26,769

➤ **b. Sous Système Bt :**

Le tandem type pèse 32t , il est composé de deux essieux identiques dont chacun pèse 16t.

L'essieu est constitué de 2 roues simples munies de pneumatique, la surface d'impact d'une roue est un rectangle dont le coté transversal mesure 0.6 m et de coté longitudinal 0.25 m.

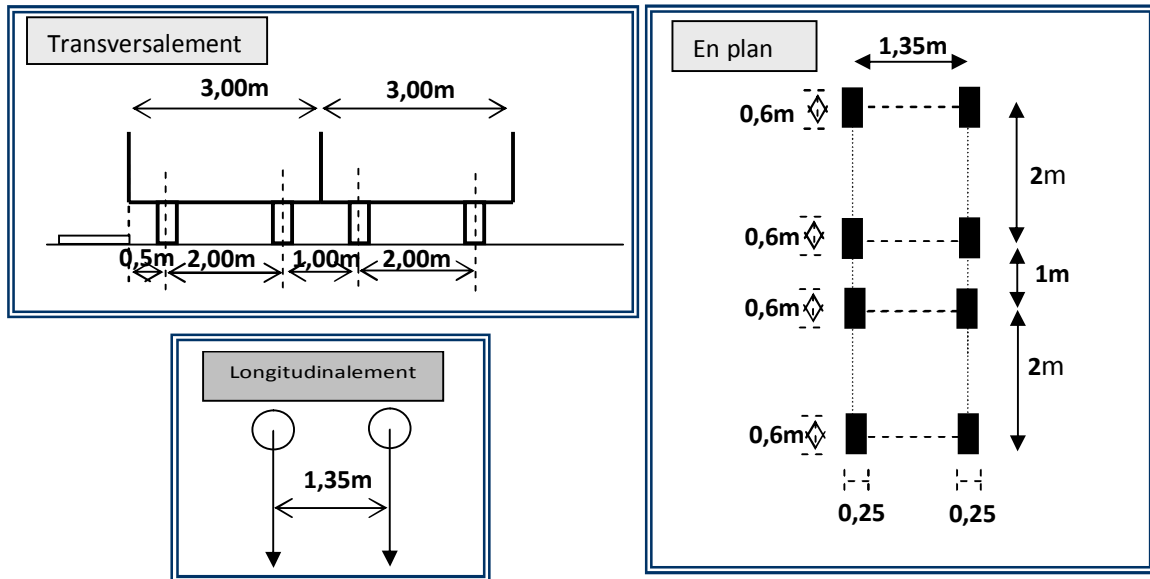


Figure IV.5: système B_t

- il ne s'applique qu'aux pond de première et deuxième classe ;
- le nombre de tandem est limité à deux dans le sens transversal ;
- il est affecté d'un coefficient de pondération b_t qui en fonction de la classe de pont (**voir tableau IV.1**) ;
- Longitudinalement, un seul tandem est disposé.
- Transversalement, si le pont ne comporte qu'une seule voie on disposera un seul tandem, si le pont comporte deux voies et plus, le nombre maximal de tandems n'est limités de deux.

Les valeurs des charges du système B_t prise en compte son multiplié par le coefficient b_t .

Tableau IV.9 : valeurs de b_t

Classe du pont	première	deuxième
Coefficient b_t	1,00	0,90

Les charges du système B_t sont pondérées par un coefficient de majoration dynamique δ :

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

G : La charge permanente de l'ouvrage $\iff G = 5598,2t$.

S: La charge B_t $\iff S = n \times 32 \times b_t$.

Pont première classe $\iff b_t = 1$.

$L = 14\text{m}$.

$S = s \times bt = 64 \times 1 = 64 \text{ t}$.

Tableau IV.10 : Charges (b_t) par essieu

Désignation	b_t	S	δ	Charge par essieu (t)	
Une file	1	32	1,106	16x1x1,107	17,712
Deux files	1	64	1,107	16x2x1,107	35,424

➤ **le system Br :**

Il se compose d'une roue isolée transmettant un effort de « 10t », à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,6 x 0,3 m.

La roue B_r peut être placée n'importe où sur la largeur rouable, pourvue que le sens de déplacement de la roue suit l'axe longitudinal du tablier.

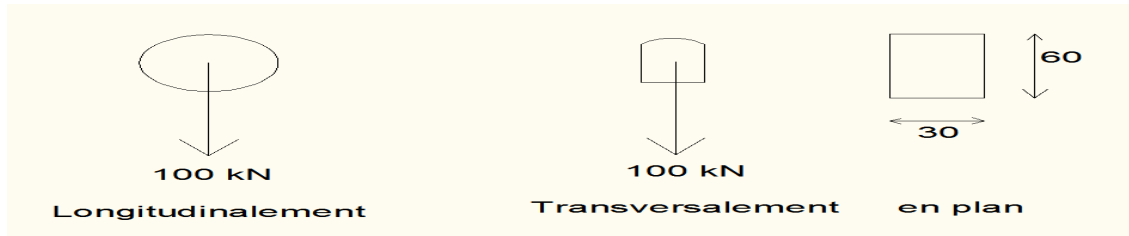


Figure IV.6 : Disposition du system Br.

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 14} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{5598,2}{10}} = 1,105$$

c) Surcharge militaire :

Sur les itinéraires permettant la circulation des convois militaires, les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules militaires du type « Mc80 » et « Mc120 » décrits dans le fascicule 61 du CPS.

Chaque type comporte deux systèmes :

- Mc : véhicules militaires du type chenilles.
- Me : véhicules militaires du type essieux.

Parmi tous ces systèmes le M_{c120} représente le système le plus défavorable.

➤ **les convois militaires « M_{c120} » :**

Il est constitué de deux chenilles, le poids total du véhicules est de 110t.

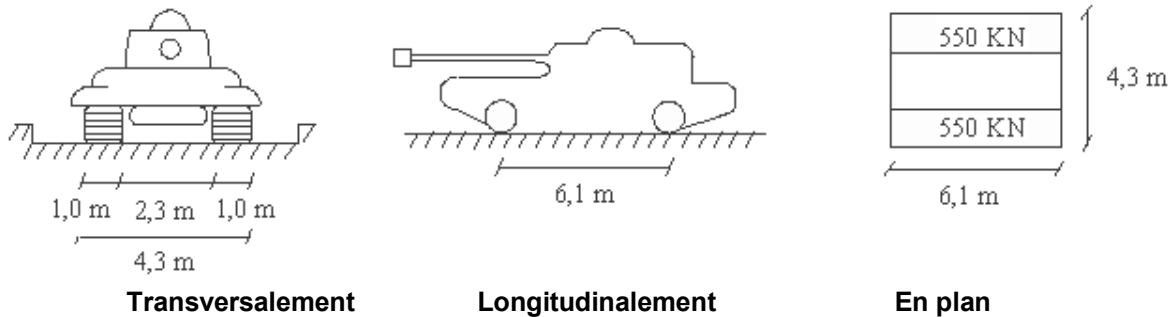


Figure IV.7: Disposition du Convoi militaire M_{c120}.

- **transversalement** : un seul convoi est supposé circuler sur la largeur chargeable L_c, quelque soit le nombre de voies disponible.
- **longitudinalement** : le nombre de convois disposés parallèlement à l'axe du pont, n'est pas limité, la distance minimale de deux véhicules consécutifs est de 30,5 m.

NB :

- Les véhicules sont disposés parallèlement à l'axe de la chaussée ;
- La majoration dynamique s'applique au convoi M_{c120} ;
- Les surcharges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

Le coefficient de majoration dynamique pour M_{c120} est :

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

$$G = 5598,2 \text{ t.}$$

$$S = 110 \text{ t.}$$

$$L = 14 \text{ m.}$$

$$\delta_{M_c} = 1,108.$$

Donc: $P_{M_{c120}} = \delta_{M_{c120}} \cdot S = 1,108 \times 110 = 121,88 \text{ t.}$

Soit par mètre linéaire de chenille :

$$121,88 / 6,1 = 19,98 \text{ t}$$

$M_c = 19,98 \text{ t/ml}$.

Tableau IV.11: La charge major M_c pour l'étude de tout les cas

	L(m)	δ_{M_c}	La charge major $M_c(\text{t/ml})$
1 ^{ère} cas	14	1,108	19,980
2 ^{ème} cas	34	1,054	19,006
3 ^{ème} cas	54	1,036	18,681
4 ^{ème} cas	76	1,027	18,519
5 ^{ème} cas	106	1,021	18,411
6 ^{ème} cas	128	1,017	18,339
7 ^{ème} cas	148	1,016	18,321
8 ^{ème} cas	168	1,014	18,285
9 ^{ème} cas	182	1,013	18,267

d) Surcharge due aux convois exceptionnels :

Certain itinéraires permettent la circulation des convois exceptionnels du type « D » et « E ». ce type charge est indiqué par le CPS du projet à réaliser.

➤ **convoi type D₂₄₀ :**

C'est une remorque composée de trois éléments dont chacun comporte quatre lignes à deux essieux.

Le poids total égale à « 240t » ce poids est supposé répartie au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20 m de largeur ,et de 18,60 m de longueur .

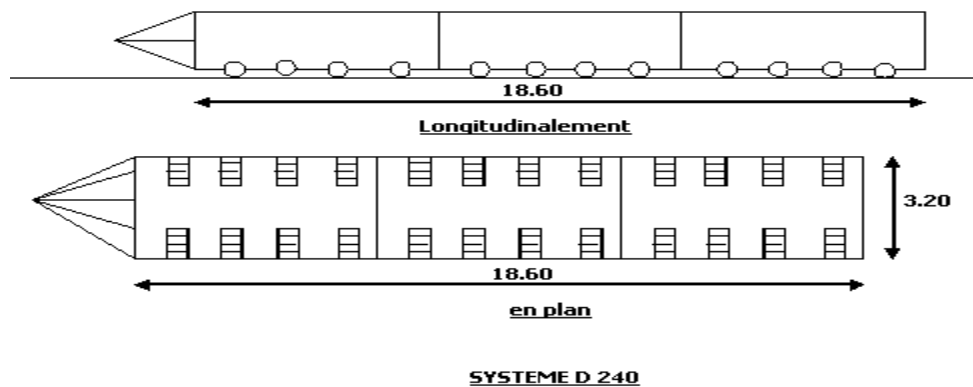


Figure IV.8 : Disposition de system D ₂₄₀

Le poids par mètre linéaire égale à :

$$D_{240} = 240 / 18,6 = 12,903 \text{ t/ml}$$

$$D_{240} = 12,90 \text{ t/ml}$$

- les convois exceptionnels sont supposés rouler sur le pont à une vitesse au maximum de « 10KM/h », ce qui justifie en général l'absence d'efforts de freinage ainsi que la force centrifuge.
 - les charges exceptionnelles ne sont pas concernées par la majoration dynamique.
 - un seul convoi exceptionnel est placé sur le pont quelque soit la longueur.
- **Surcharges sur trottoirs :**

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

Pour 1 trottoir chargé de largeur 1m :

$$P = 0,15 \times 1 = 0,15 \text{ t/ml.}$$

$$P = 0,15 \text{ t/ml.}$$

IV.3-la force de freinage :

Elle est développée par l'un des deux systèmes « A(l) » ou « B_c ». cette force est supposée centrée sur l'axe longitudinal du tablier et dirigée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

La force F_r est maximum des deux effets A(l) et B_c.

a. Freinage du au système A(l) :

$$F_r = \frac{A_2(l) \times S}{20 + 0,0035 \times S} \quad [t].$$

S : l'aire en plan de la partie du tablier chargée par le système A(l) tel que : S=L x L_c.

$$F_r = \frac{1,615 \times (14 \times 7)}{20 + 0,0035 \times (14 \times 7)} = 7,78 \text{ t}$$

b. Freinage du au système B_c :

Parmi les camions disposés sur le pont, un seul est supposé freiner en développant une force égale à son poids. F_r (B_c) = b_c x B_c

$$F_r (B_c) = 1,10 \times 30 = 33 \text{ t.}$$

Donc : F_r = max [F_r (A_l); F_r (B_c)] = max [7,78 ; 33] ⇔ **Fr = 33t.**

IV.4-Conclusion :

Dans ce chapitre on a entamer de calculer l'évaluation des charges dans le but de garantir une bonne résistance de notre projet, tel que les charges permanentes, les charges complémentaires permanentes et les surcharges routières.

*« Tout arrive par les idées; elles produisent les faits,
qui ne leur servent que d'enveloppe. »*

Chapitre V :

ANALYSE DES

CHARGES

V-Etude du tablier dans les deux sens longitudinal et transversal :

V.1-Introduction générale :

L'Etude du tablier est subdivisée en une étude dans le sens longitudinal et étude dans le sens transversal.

-La 1^{ère} étude donne les sollicitations globales (la méthode de la ligne d'influence).

-La 2^{ème} étude donne un coefficient de répartition transversal (C.R.T) ou bien (η), la méthode la plus utilisée c'est la méthode de GUYON. MASSONNET.

Donc les sollicitations moyennes (appliquées sur le tablier et sur les poutres) égale :

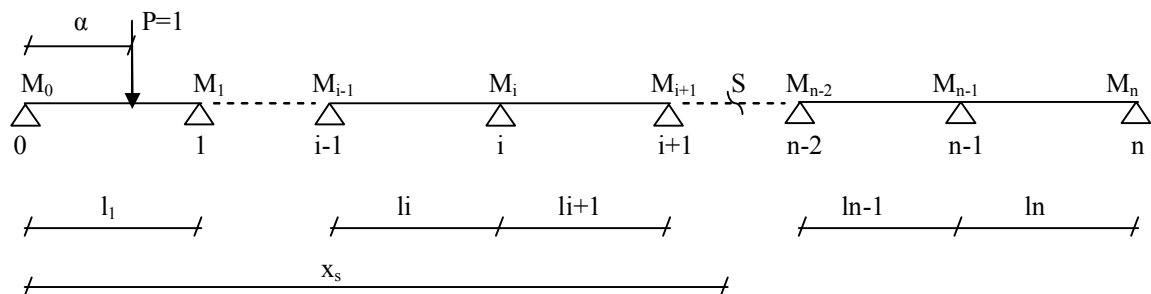
(C.R.T x sollicitations globales)

V.2- Représentation longitudinale :

V.2.1-Les lignes d'influence dans une poutre continue :

En déplaçant la charge unitaire le long de la poutre, on peut déterminer la réaction R , l'effort tranchant T ou le moment fléchissant M dans une section S choisie dans la poutre.

Pour cela, il suffit de calculer les moments fléchissant aux appuis intermédiaires en fonction de l'abscisse x de la charge unitaire. La méthode la plus adéquate est celle des 3 moments.

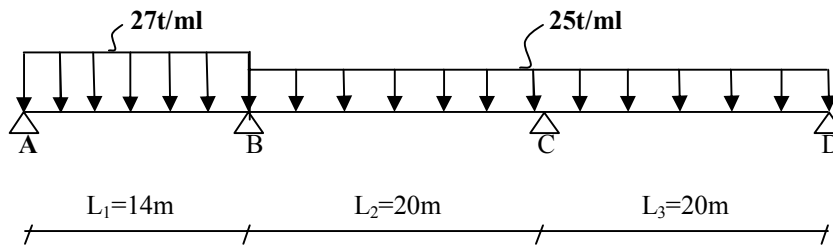


V.2.1.1-L'équation des 3 moments :

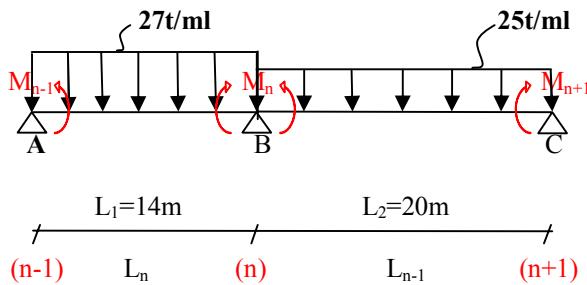
La poutre continue de la figure contient n travées et $(n-1)$ appuis intermédiaires, chacun de ces appuis a un moment fléchissant inconnu, le système est donc $(n-1)$ fois hyperstatique. Pour calculer ces $(n-1)$ inconnues M_1, M_2, \dots, M_{n-1} , on utilise la méthode des 3 moments ou de Clapeyron, elle s'écrit dans sa forme générale pour l'appui i .

1) la ligne d'influence de poids propre G :

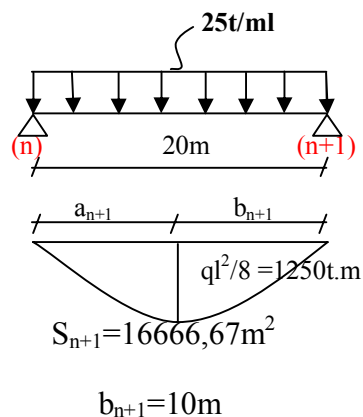
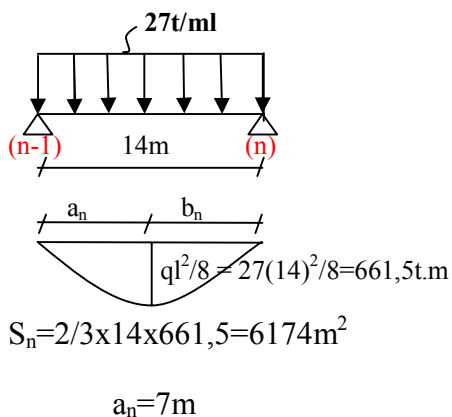
$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6EI \left(\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right)$$



Travée AB-BC :



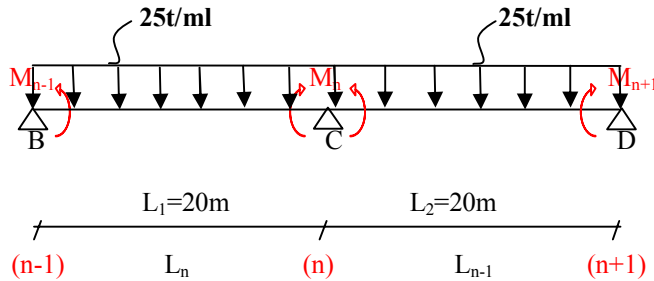
$$\left. \begin{aligned} M_{n-1} &= M_A = 0 \text{ (Appuis simple de rive)} \\ M_n &= M_B \neq 0 \text{ (Appuis inter.....)} \\ M_{n+1} &= M_C \neq 0 \text{ (Appuis inter.....)} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} L_n &= 14\text{m} \\ L_{n+1} &= 20\text{m} \end{aligned}$$



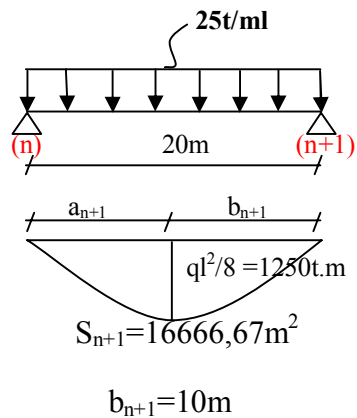
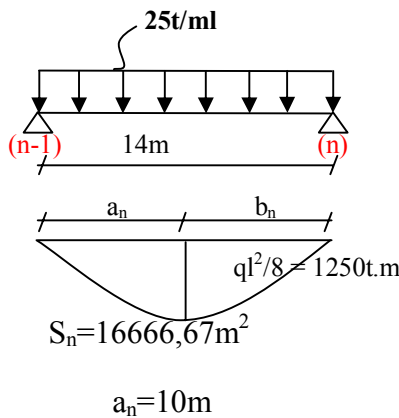
$$0 + 2 M_B (14 + 20) + M_C (20) = -6 \left[\frac{661,5 \times 7}{14} + \frac{16666,67 \times 10}{20} \right]$$

$$68M_B + 20M_C = -68522,01 \quad (\text{eq 01})$$

Travée BC-CD :



$$\left. \begin{aligned} M_{n-1} &= M_B \neq 0 \text{ (Appuis inter.....)} \\ M_n &= M_C \neq 0 \text{ (Appuis inter.....)} \\ M_{n+1} &= M_D \neq 0 \text{ (Appuis simple de rive)} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} L_n &= 20\text{m} \\ L_{n+1} &= 20\text{m} \end{aligned}$$



$$20M_B + 2 M_C (20+20) + 0 = -6 \left[\frac{16666,67 \times 10}{20} + \frac{16666,67 \times 10}{20} \right]$$

$$20M_B + 80M_C = -100000,02 \quad (\text{eq 02})$$

Nous reviendrons maintenant au système d'équations :

$$\left\{ \begin{aligned} 68 M_B + 20 M_C &= -68522,01 && (\text{eq01}) \\ 20 M_B + 80 M_C &= -100000,02 && (\text{eq02}) \end{aligned} \right.$$

Pour déterminer M_B il faut éliminer M_C .

Pour éliminer M_C on multiplie (eq01) x (4).

Le Système devient :

$$\begin{cases} 272 M_B + 80M_C = -274088,04 & \text{(eq01)} \\ 20 M_B + 80M_C = -100000,02 & \text{(eq02)} \end{cases}$$

(eq01) - (eq02) \implies 252 $M_B = -174088.02$

$M_B = -690,8255t.m$

Pour déterminer M_C il faut éliminer M_B .

Pour éliminer M_B on multiplie (eq01) x (20) et (eq02) x (68).

Le Système devient:

$$\begin{cases} 1360 M_B + 400M_C = -1370440,20 & \text{(eq01)} \\ 1360 M_B + 5440 M_C = -6800001,36 & \text{(eq02)} \end{cases}$$

(eq02) - (eq01) \implies 5040 $M_C = -5429561,16$

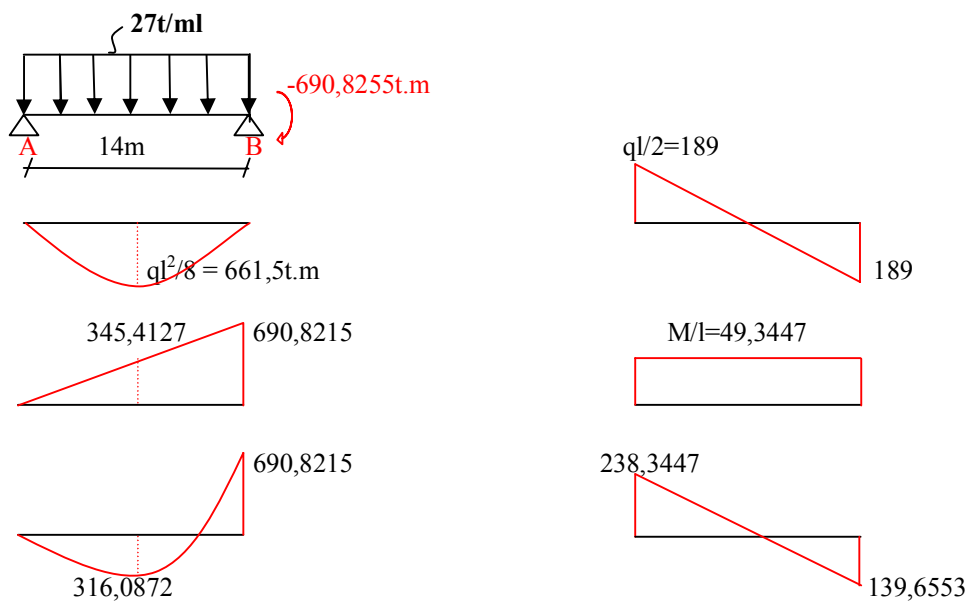
$M_C = -1077,2939t.m$

Les moments sur appuis :

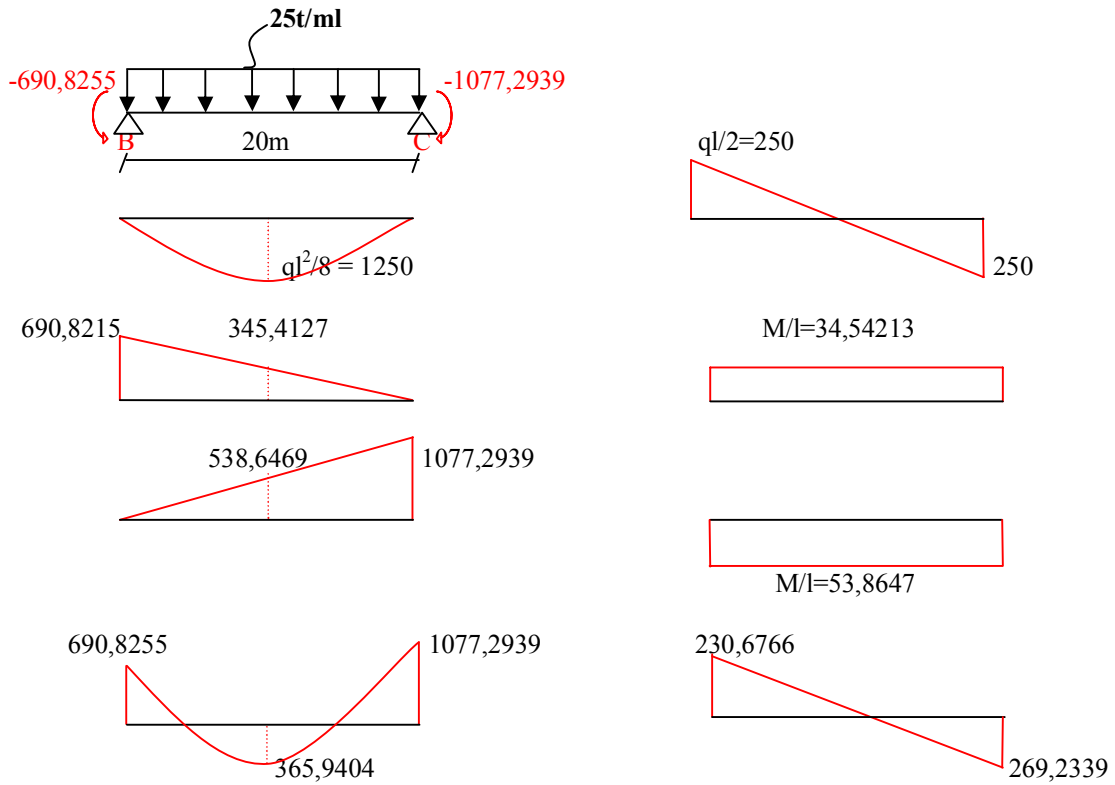
$M_A = 0$; $M_C = -1077,2939t.m$

$M_B = -690,8255t.m$; $M_D = 0$

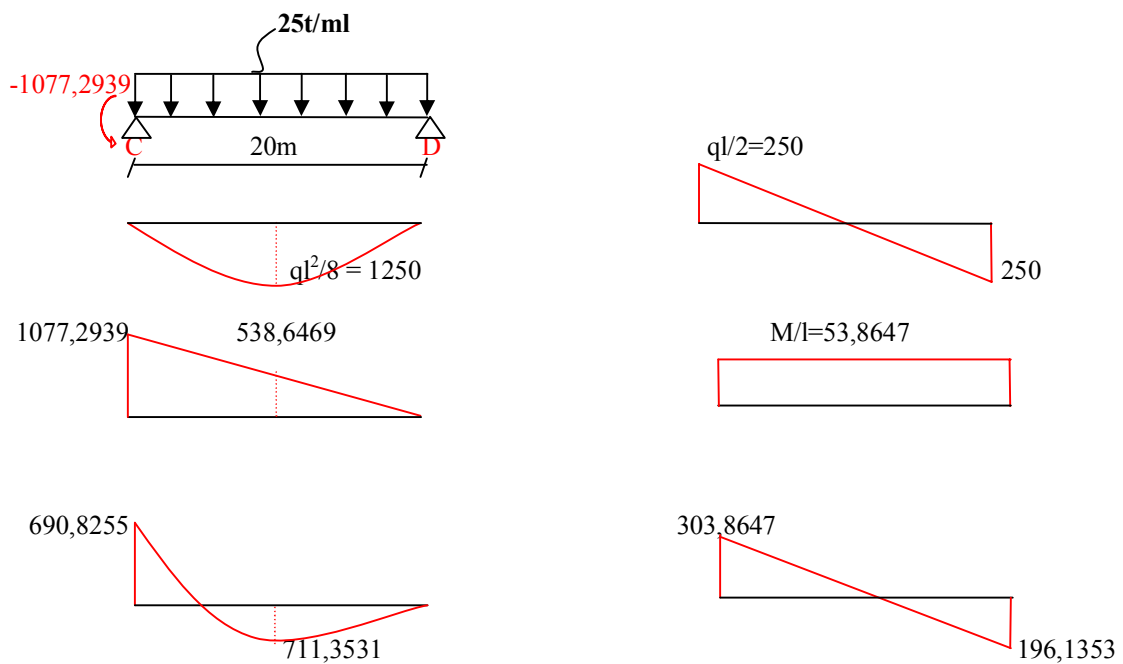
Travée AB :



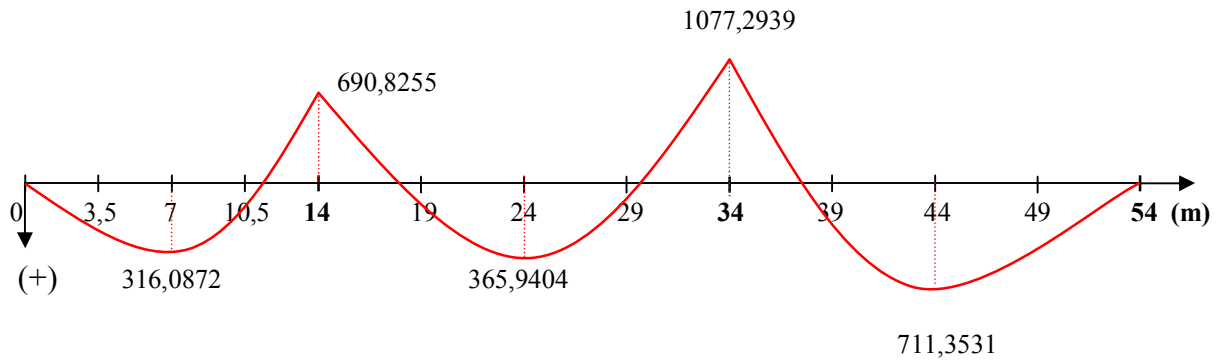
Travée BC :



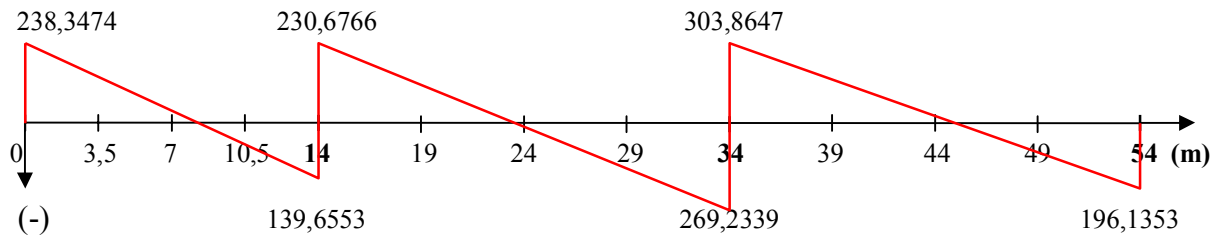
Travée CD :



Moments fléchissant M_G :

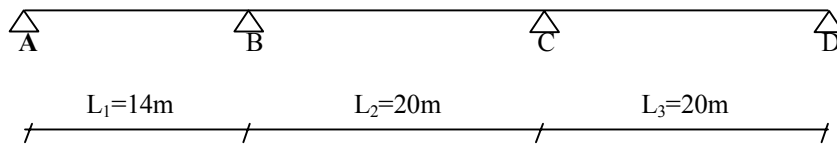


L'effort tranchant T_G :



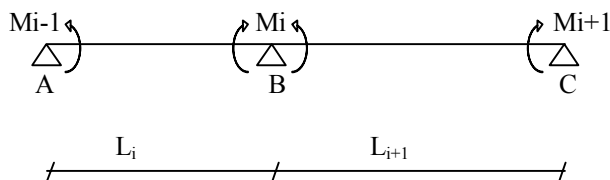
2) la ligne d'influence de la charge unitaire P=1:

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = 6EI (\theta_{id}^\circ - \theta_{ig}^\circ)$$



a) L.I. M_B :

Travée AB et BC :



i=1 :

$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = 6EI (\theta_{1d}^\circ - \theta_{1g}^\circ)$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0=M_A \\ M_1=M_B \\ M_2=M_C \end{array} \right\} \quad M_A L_1 + 2M_B (L_1+L_2) + M_C L_2 = 6EI (\theta_{Bd}^\circ - \theta_{Bg}^\circ)$$

$$14 M_A + 68 M_B + 20 M_C = 6EI (\theta_{Bd}^\circ - \theta_{Bg}^\circ)$$

Avec $M_A=0$ appuis de rive donc :

$$68 M_B + 20 M_C = 6EI (\theta_{Bd}^\circ - \theta_{Bg}^\circ) \iff \text{(eq01)}$$

i=2 :

$$M_1 L_2 + 2M_2 (L_2+L_3) + M_3 L_3 = 6EI (\theta_{2d}^\circ - \theta_{2g}^\circ)$$

$$\left. \begin{array}{l} M_1=M_B \\ M_2=M_C \\ M_3=M_D \end{array} \right\} \quad M_B L_2 + 2M_C (L_2+L_3) + M_D L_3 = 6EI (\theta_{Cd}^\circ - \theta_{Cg}^\circ)$$

Avec $M_D=0$ appuis de rive donc :

$$20 M_B + 80 M_C = 6EI (\theta_{Cd}^\circ - \theta_{Cg}^\circ) \iff \text{(eq02)}$$

Donc, on a système d'équation :

$$\left[\begin{array}{l} 68 M_B + 20 M_C = 6EI (\theta_{Bd}^\circ - \theta_{Bg}^\circ) \quad \text{(eq01)} \\ 20 M_B + 80 M_C = 6EI (\theta_{Cd}^\circ - \theta_{Cg}^\circ) \quad \text{(eq02)} \end{array} \right.$$

Pour déterminer M_B il faut éliminer M_C .

Pour éliminer M_C on multiplie (eq01) x (4).

Le Système devient :

$$\left[\begin{array}{l} 272 M_B + 80 M_C = 24EI (\theta_{Bd}^\circ - \theta_{Bg}^\circ) \quad \text{(eq01)} \\ 20 M_B + 80 M_C = 6EI (\theta_{Cd}^\circ - \theta_{Cg}^\circ) \quad \text{(eq02)} \end{array} \right.$$

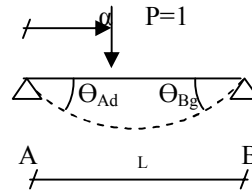
$$\text{(eq01)} - \text{(eq02)} \iff 252 M_B = 24EI (\theta_{Bd}^\circ - \theta_{Bg}^\circ) - 6EI (\theta_{Cd}^\circ - \theta_{Cg}^\circ)$$

$$M_B = \frac{EI [24(\theta_{Bd}^\circ - \theta_{Bg}^\circ) - 6(\theta_{Cd}^\circ - \theta_{Cg}^\circ)]}{252} \iff \text{(eq03)}$$

➤ Calcul de l'angle de rotation de la section Θ_g° et Θ_d° :

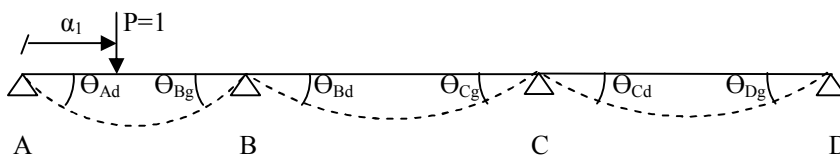
En se basant sur le diagramme du moment fléchissant pour déterminer les rotations des sections Θ_g , Θ_d on a 3 cas possibles en fonction de la position de la charge $P=1$

$$\Theta_{Ad} = - \frac{\alpha(L-\alpha)(2L-\alpha)}{6EI.L}$$



$$\Theta_{Bg} = \frac{\alpha(L^2-\alpha^2)}{6EI.L}$$

1^{er} cas : $0 \leq \alpha_1 \leq 14m$



Θ_{Ad}° (on néglige Θ_{Ad}° par ce qu'il ne contient pas dans le système)

$\Theta_{Bg}^\circ = ?$

$\Theta_{Bd}^\circ = \Theta_{Cg}^\circ = \Theta_{Cd}^\circ = 0$ (la charge nulle)

On va utiliser les deux rotations mais il faut charger les symboles

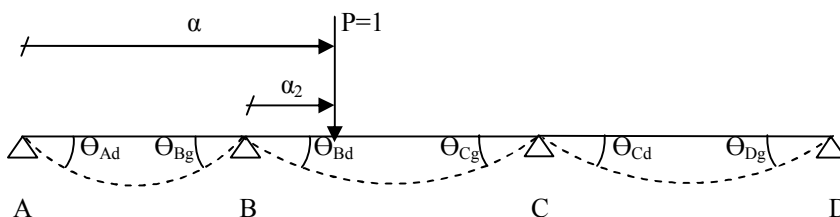
$$\Theta_{Bg}^\circ = \frac{\alpha_1(L_1^2-\alpha_1^2)}{6EI.L_1} \quad \text{avec : } \alpha_1 = \alpha$$

$$\Theta_{Bg}^\circ = \frac{\alpha(14^2-\alpha^2)}{6(14)EI} = \frac{\alpha(196-\alpha^2)}{84EI}$$

On remplaçant la valeur Θ_{Bg}° des dans (l'eq03)

$$M_{B(1)} = \frac{EI \left[24 \left(-\frac{\alpha(196-\alpha^2)}{84EI} \right) \right]}{252} = - \frac{0,286\alpha(196-\alpha^2)}{252}$$

2^{eme} cas : $14 \leq \alpha_2 \leq 34m$



$$\Theta^{\circ}_{Bg} = \Theta^{\circ}_{Cd} = 0$$

$$\Theta^{\circ}_{Bd} = ?$$

$$\Theta^{\circ}_{Cg} = ?$$

$$\Theta^{\circ}_{Bd} = - \frac{\alpha_2(L_2 - \alpha_2)(2L_2 - \alpha_2)}{6EI.L_2} \quad \text{avec : } \alpha_2 = \alpha - L_1$$

$$\Theta^{\circ}_{Bd} = - \frac{(\alpha - L_1)[L_2 - (\alpha - L_1)](2L_2 - (\alpha - L_1))}{6EI.L_2} = - \frac{(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha)}{120EI}$$

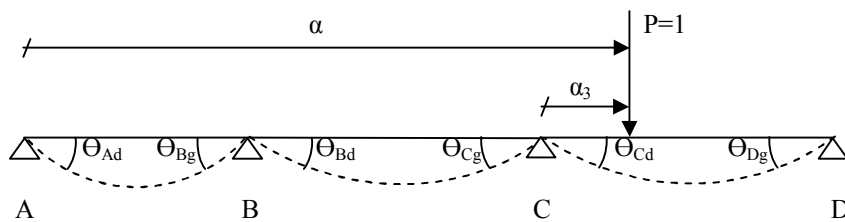
$$\Theta^{\circ}_{Cg} = \frac{\alpha_2(L_2^2 - \alpha_2^2)}{6EI.L_2} = \frac{(\alpha - 14)[400 - (\alpha - 14)^2]}{120EI}$$

On remplaçant les valeurs de Θ°_{Bd} et Θ°_{Cg} dans (l'eq03) :

$$M_{B(2)} = \frac{EI \left[24 \left(\frac{-(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha)}{120EI} \right) - 6 \left(\frac{-(\alpha - 14)[400 - (\alpha - 14)^2]}{120EI} \right) \right]}{252}$$

$$M_{B(2)} = - \frac{0,02(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha) + 0,05[(\alpha - 14)(400 - (\alpha - 14)^2)]}{252}$$

3^{eme} cas : $34 \leq \alpha_3 \leq 54m$



$$\Theta^{\circ}_{Bg} = \Theta^{\circ}_{Bd} = \Theta^{\circ}_{Cg} = 0 \quad (\text{charge est nulle})$$

$$\Theta^{\circ}_{Cd} = - \frac{\alpha_3(L_3 - \alpha_3)(2L_3 - \alpha_3)}{6EI.L_3} \quad \text{avec : } \alpha_3 = \alpha - (L_1 + L_2)$$

$$\Theta^{\circ}_{Cd} = - \frac{(\alpha - 34)[(20 - (\alpha - 34))](40 - (\alpha - 34))}{120EI} = - \frac{(\alpha - 34)(54 - \alpha)(74 - \alpha)}{120EI}$$

En remplaçant la valeur de Θ°_{Cd} dans (l'eq03) :

$$M_{B(3)} = \frac{EI \left[6 \left(\frac{(\alpha - 34)(54 - \alpha)(74 - \alpha)}{120EI} \right) \right]}{252} = \frac{0,05(\alpha - 34)(54 - \alpha)(74 - \alpha)}{252}$$

Pour les 03 intervalles : $\left[\begin{array}{l} 0 \leq \alpha \leq 14m \\ 14 \leq \alpha \leq 34m \\ 34 \leq \alpha \leq 54m \end{array} \right]$, on dessine ligne d'influence de M_B :

L.I.M_B :

α	M_B
0	0
3,5	-0,7299
7	-1,1678
10,5	-1,0218
14 ⁻	0
14 ⁺	0
19	-2,4554
24	-2,9762
29	-0,9673
34 ⁻	0
34 ⁺	0
39	0,5208
44	0,5952
49	0,3720
54	0

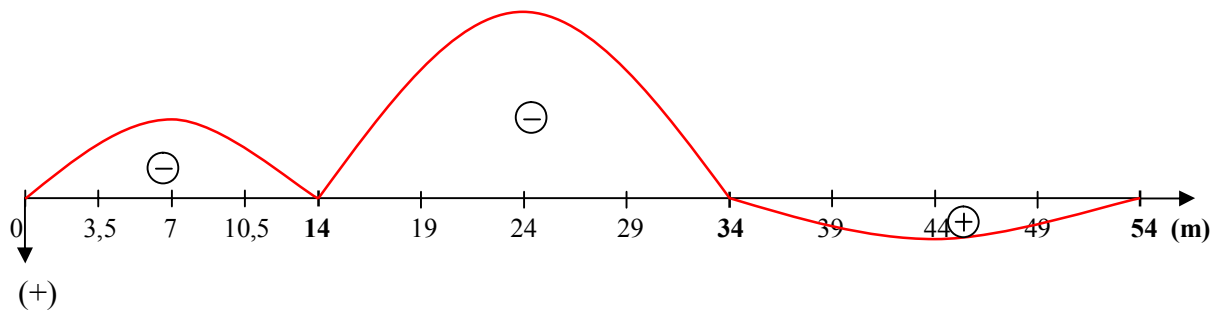
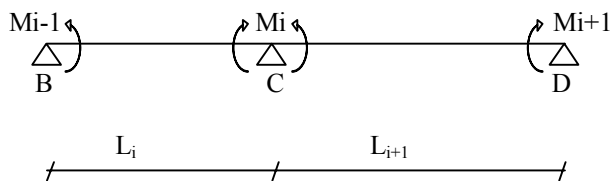


Figure V.1 : la ligne d'influence de M_B

b) L.I. M_C :

Travée BC et CD :



Nous reviendrons maintenant au système d'équations :

$$\left\{ \begin{array}{l} 68 M_B + 20 M_C = 6EI (\Theta_{Bd}^\circ - \Theta_{Bg}^\circ) \end{array} \right. \quad (\text{eq01})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 20 M_B + 80 M_C = 6EI (\Theta_{Cd}^\circ - \Theta_{Cg}^\circ) \end{array} \right. \quad (\text{eq02})$$

Pour déterminer M_C il faut éliminer M_B .

Pour éliminer M_B on multiplie (eq01) x (20) et (eq02) x (68)

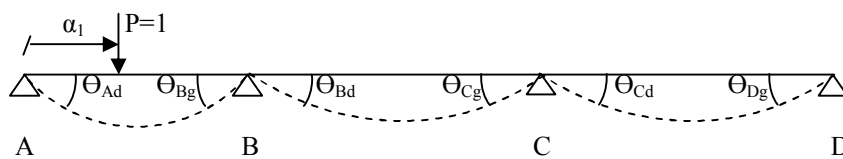
Le Système devient :

$$\begin{cases} 1360 M_B + 400 M_C = 120EI (\theta_{Bd}^\circ - \theta_{Bg}^\circ) & \text{(eq01)} \\ 1360 M_B + 5440 M_C = 408EI (\theta_{Cd}^\circ - \theta_{Cg}^\circ) & \text{(eq02)} \end{cases}$$

$$\text{(eq02)} - \text{(eq01)} \implies 5040 M_C = -120EI (\theta_{Bd}^\circ - \theta_{Bg}^\circ) + 408EI (\theta_{Cd}^\circ - \theta_{Cg}^\circ)$$

$$M_C = \frac{EI[-120(\theta_{Bd}^\circ - \theta_{Bg}^\circ) + 408(\theta_{Cd}^\circ - \theta_{Cg}^\circ)]}{5040} \implies \text{(eq04)}$$

1^{er} cas : $0 \leq \alpha_1 \leq 14m$



θ_{Ad}° (on néglige θ_{Ad}° par ce qu'il ne contient pas dans le système)

$$\theta_{Bg}^\circ = ?$$

$$\theta_{Bd}^\circ = \theta_{Cg}^\circ = \theta_{Cd}^\circ = 0 \text{ (la charge nulle)}$$

On va utiliser les deux rotations mais il faut changer les symboles

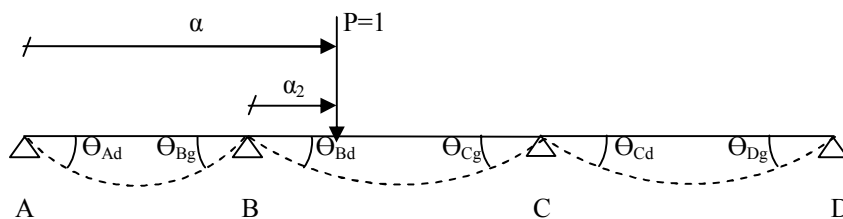
$$\theta_{Bg}^\circ = \frac{\alpha_1 (L_1^2 - \alpha_1^2)}{6EI.L_1} \quad \text{avec : } \alpha_1 = \alpha$$

$$\theta_{Bg}^\circ = \frac{\alpha (14^2 - \alpha^2)}{6(14)EI} = \frac{\alpha (196 - \alpha^2)}{84EI}$$

En remplaçant la valeur θ_{Bg}° dans (l'eq04)

$$M_{C(1)} = \frac{EI \left[120 \left(\frac{\alpha (196 - \alpha^2)}{84EI} \right) \right]}{5040} = \frac{1,43 \alpha (196 - \alpha^2)}{5040}$$

2^{eme} cas : $14 \leq \alpha_2 \leq 34m$



$$\theta_{Bg}^\circ = \theta_{Cd}^\circ = 0$$

$$\Theta^{\circ}_{Bd} = ?$$

$$\Theta^{\circ}_{Cg} = ?$$

$$\Theta^{\circ}_{Bd} = - \frac{\alpha_2(L_2 - \alpha_2)(2L_2 - \alpha_2)}{6EI.L_2} \quad \text{avec : } \alpha_2 = \alpha - L_1$$

$$\Theta^{\circ}_{Bd} = - \frac{(\alpha - L_1)[L_2 - (\alpha - L_1)](2L_2 - (\alpha - L_1))}{6EI.L_2} = - \frac{(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha)}{120EI}$$

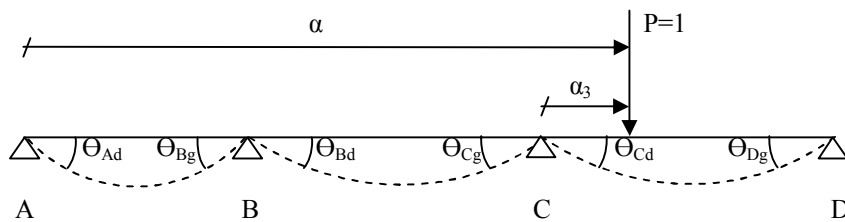
$$\Theta^{\circ}_{Cg} = \frac{\alpha_2(L_2^2 - \alpha_2^2)}{6EI.L_2} = \frac{(\alpha - 14)[400 - (\alpha - 14)^2]}{120EI}$$

On remplaçant les valeurs de Θ°_{Bd} et Θ°_{Cg} dans (l'eq04) :

$$M_{C(2)} = \frac{EI \left[120 \left(\frac{(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha)}{120EI} \right) - 408 \left(- \frac{(\alpha - 14)[400 - (\alpha - 14)^2]}{120EI} \right) \right]}{5040}$$

$$M_{C(2)} = \frac{(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha) - 3,4[(\alpha - 14)(400 - (\alpha - 14)^2)]}{5040}$$

3^{eme} cas : $34 \leq \alpha_3 \leq 54m$



$$\Theta^{\circ}_{Bg} = \Theta^{\circ}_{Bd} = \Theta^{\circ}_{Cg} = 0 \quad (\text{charge est nulle})$$

$$\Theta^{\circ}_{Cd} = - \frac{\alpha_3(L_3 - \alpha_3)(2L_3 - \alpha_3)}{6EI.L_3} \quad \text{avec : } \alpha_3 = \alpha - (L_1 + L_2)$$

$$\Theta^{\circ}_{Cd} = - \frac{(\alpha - 34)[(20 - (\alpha - 34))][(40 - (\alpha - 34))]}{120EI} = - \frac{(\alpha - 34)(54 - \alpha)(74 - \alpha)}{120EI}$$

On remplaçant la valeur de Θ°_{Cd} dans (l'eq04) :

$$M_{C(3)} = \frac{EI \left[-408 \left(\frac{(\alpha - 34)(54 - \alpha)(74 - \alpha)}{120EI} \right) \right]}{5040} = - \frac{3,4(\alpha - 34)(54 - \alpha)(74 - \alpha)}{5040}$$

Pour les 03 intervalles : $\begin{cases} 0 \leq \alpha \leq 14m \\ 14 \leq \alpha \leq 34m \\ 34 \leq \alpha \leq 54m \end{cases}$, on dessine ligne d'influence de M_C :

L.I.M_C :

α	M_C
0	0
3,5	0,1825
7	0,2919
10,5	0,2555
14 ⁻	0
14 ⁺	0
19	-0,7440
24	-1,4286
29	-1,3988
34 ⁻	0
34 ⁺	0
39	-1,7708
44	-2,0238
49	-1,2649
54	0

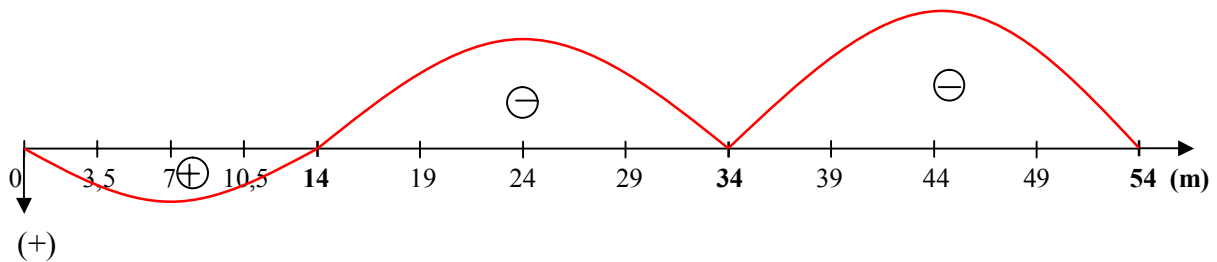


Figure V.2 : la ligne d'influence de M_C

3) La réaction d'appui :

Pour un appui donné, la réaction R_i est la somme des réactions due à la continuité de la poutre et des réactions due à aux charges extérieures

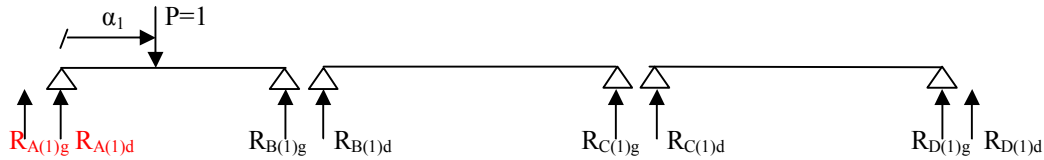
$$R_i = R_{ig}^\circ + R_{id}^\circ + \frac{M_{i-1} - M_i}{L_i} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

➤ En appliquant cette relation pour le nœud A, on aura :

$$R_{A(i)} = R_{A(i)g}^\circ + R_{A(i)d}^\circ + 0 + \frac{M_{B(i)}}{L_i} \tag{eq05}$$

1^{er} cas : $0 \leq \alpha_1 \leq 14\text{m}$

$i=1$



$$R_{A(1)g}^\circ = R_{D(1)d}^\circ = 0 \text{ (ni travée , ni charge)}$$

$$R_{A(1)d}^\circ = ?$$

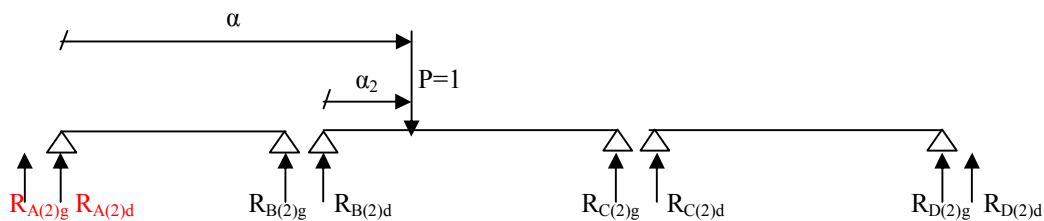
$$\Sigma M/B = 0 \iff -R_{A(1)g}^\circ \cdot L_1 + P(L - \alpha_1) = 0 \iff R_{A(1)g}^\circ = 1 - \frac{\alpha_1}{L_1}$$

en remplaçant la valeur des $M_{B(1)}$ et $R_{A(1)g}^\circ$ dans (l'eq05)

$$R_{A(1)} = 1 - \frac{\alpha_1}{L_1} - \frac{0,286\alpha(196 - \alpha^2)}{252 \cdot L_1} = 1 - \frac{\alpha_1}{L_1} - \frac{0,286\alpha(196 - \alpha^2)}{3528}$$

2^{eme} cas : $14 \leq \alpha_2 \leq 34\text{m}$

$i=2$

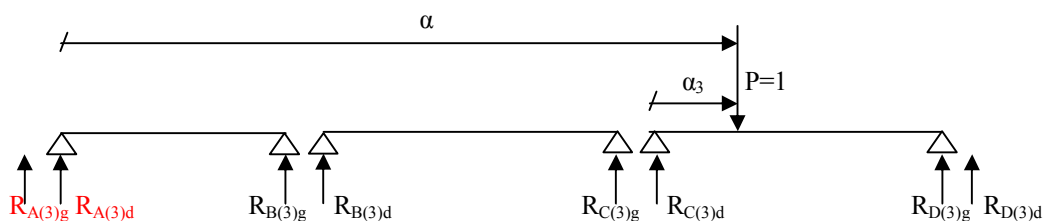


$$R_{A(2)g}^\circ = R_{D(2)d}^\circ = 0 \text{ (la charge nulle)}$$

$$R_{A(2)} = \frac{M_{B(2)}}{L_2} = \frac{-0,02(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha) + 0,05(\alpha - 14)(400 - (\alpha - 14)^2)}{3528}$$

3^{eme} cas : $34 \leq \alpha_3 \leq 54\text{m}$

$i=3$



$$R_{A(3)g} = R_{D(3)d} = 0 \text{ (la charge nulle)}$$

$$R_{A(3)} = \frac{M_{B(3)}}{L_3} = \frac{0,05(\alpha-34)(54-\alpha)(74-\alpha)}{3528}$$

Pour les 03 intervalles : $\begin{cases} 0 \leq \alpha \leq 14\text{m} \\ 14 \leq \alpha \leq 34\text{m} \\ 34 \leq \alpha \leq 54\text{m} \end{cases}$, on dessine la ligne d'influence de R_A :

L.I.T_{RA}:

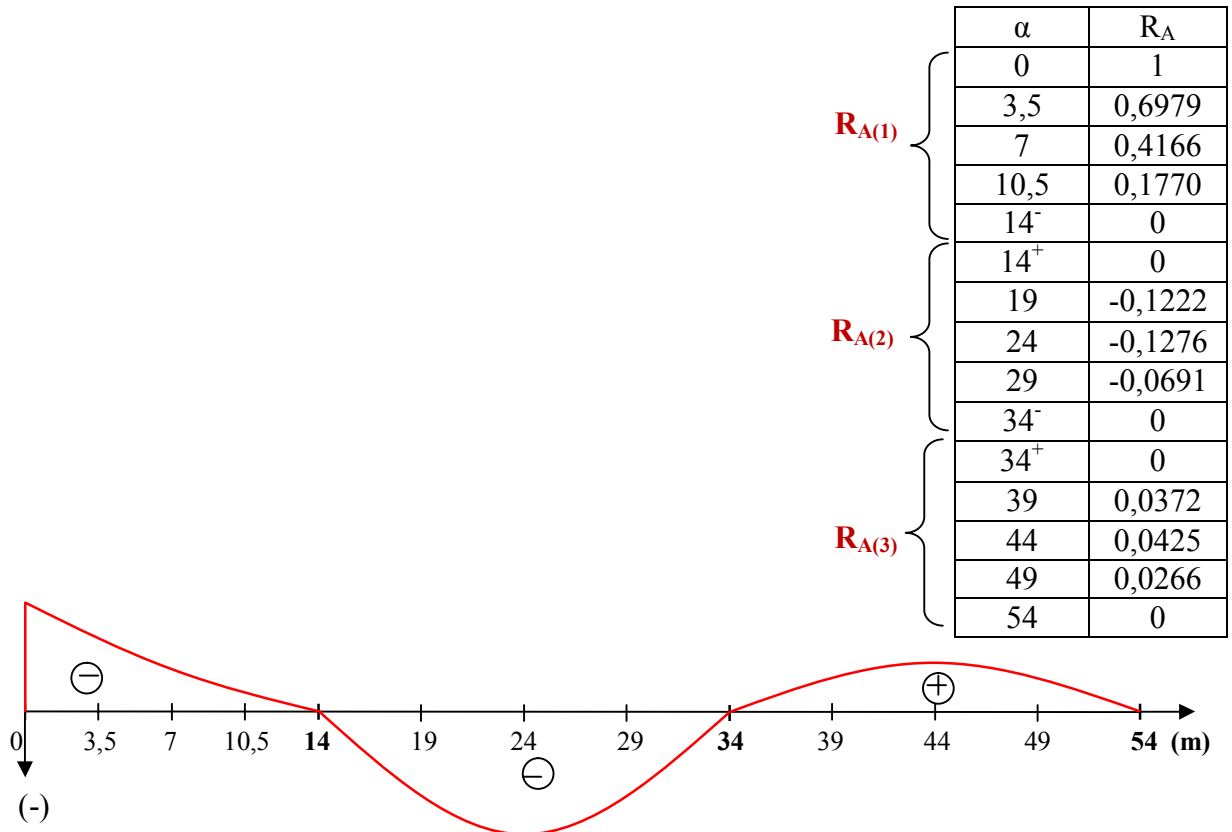


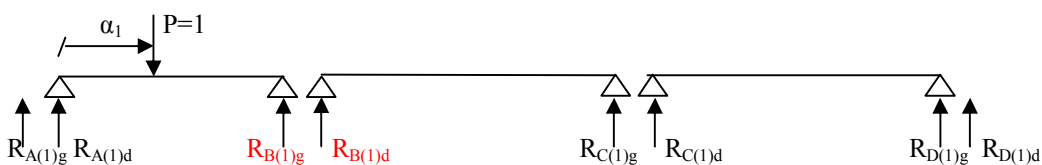
Figure V.3 : la ligne d'influence de T_{RA}

➤ En appliquant cette relation pour le nœud B, on aura :

$$R_{B(i)} = R_{B(i)g} + R_{B(i)d} + \frac{-M_{B(i)}}{L_i} + \frac{M_{C(i)}M_{B(i)}}{L_{i+1}} \quad \text{(eq06)}$$

1^{er} cas : $0 \leq \alpha_1 \leq 14\text{m}$

$i=1$



$R_{B(1)d}^{\circ} = 0$ (Il n'y a pas de charge)

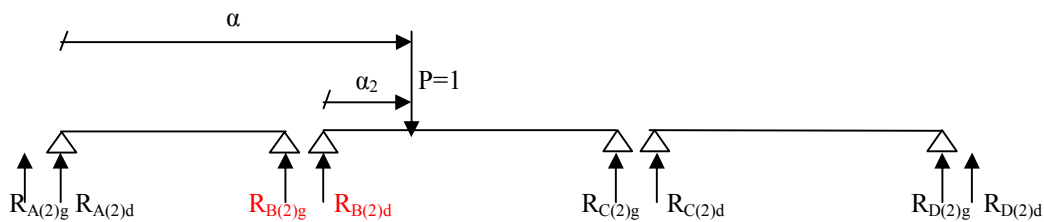
$$\Sigma M/A = 0 \iff R_{B(1)g}^{\circ} \cdot L_1 - P \cdot \alpha_1 = 0 \iff R_{B(1)g}^{\circ} = \frac{P\alpha_1 - \alpha_1}{L_1}$$

On remplace la valeur des $M_{B(1)}$, $M_{C(1)}$ et $R_{B(1)g}^{\circ}$ dans (l'eq06)

$$R_{B(1)} = \frac{\alpha_1}{14} + \frac{0,286\alpha(196-\alpha^2)}{252 \times 14} + \frac{1,43\alpha(196-\alpha^2)}{5040 \times 20} + \frac{0,286\alpha(196-\alpha^2)}{252 \times 20}$$

2^{eme} cas : $14 \leq \alpha_2 \leq 34m$

$i=2$



$R_{B(2)g}^{\circ} = 0$ (Il n'y a pas de charge)

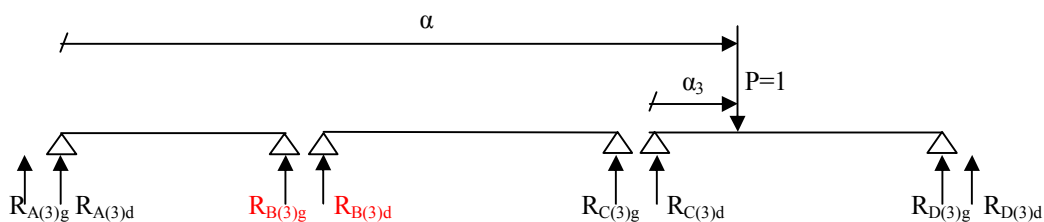
$$\Sigma M/C = 0 \iff -R_{B(2)d}^{\circ} \cdot L_2 + P(L_2 - \alpha_2) = 0 \iff R_{B(2)d}^{\circ} = \frac{P(L_2 - \alpha_2)}{L_2} \text{ avec : } \alpha_2 = (\alpha - L_1)$$

$$R_{B(2)d}^{\circ} = \frac{(L_1 - L_2) - \alpha}{L_2}$$

$$R_{B(2)} = \frac{(L^1 - L^2) - \alpha}{L_2} + \frac{0,02(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha) - 0,05(\alpha - 14)(400 - (\alpha - 14)^2)}{252 \times 14} + \frac{(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha) - 3,4(\alpha - 14)(400 - (\alpha - 14)^2)}{5040 \times 20} + \frac{0,02(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha) - 0,05(\alpha - 14)(400 - (\alpha - 14)^2)}{252 \times 20}$$

3^{eme} cas : $34 \leq \alpha_3 \leq 54m$

$i=3$



$R_{B(3)g} = R_{B(3)d} = 0$ (Il n'y a pas de charge)

$$R_{B(3)} = \frac{-0,05(\alpha-34)(54-\alpha)(74-\alpha)}{252 \times 14} - \frac{3,4(\alpha-34)(54-\alpha)(74-\alpha)}{5040 \times 20} - \frac{0,05(\alpha-34)(54-\alpha)(74-\alpha)}{252 \times 20}$$

Pour les 03 intervalles : $\left[\begin{array}{l} 0 \leq \alpha \leq 14\text{m} \\ 14 \leq \alpha \leq 34\text{m} \\ 34 \leq \alpha \leq 54\text{m} \end{array} \right]$, on dessine ligne d'influence de R_B :

L.I. T_{R_B} :

α	R_B
0	0
3,5	0,3477
7	0,6564
10,5	0,8869
14 ⁻	1
14 ⁺	1
19	0,6454
24	0,1276
29	0,2976
34 ⁻	0
34 ⁺	0
39	-0,1518
44	-0,1735
49	-0,1084
54	0

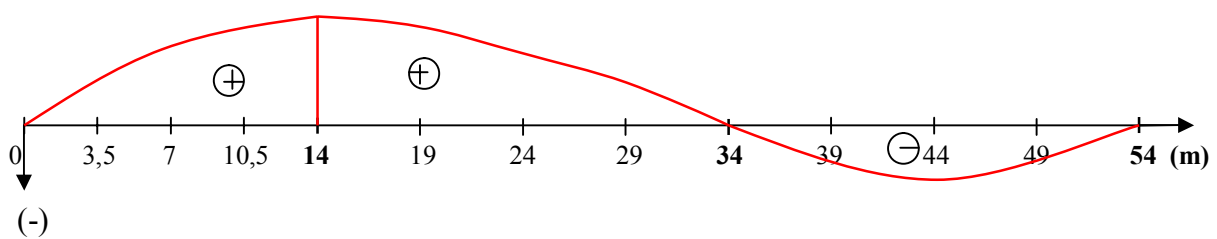


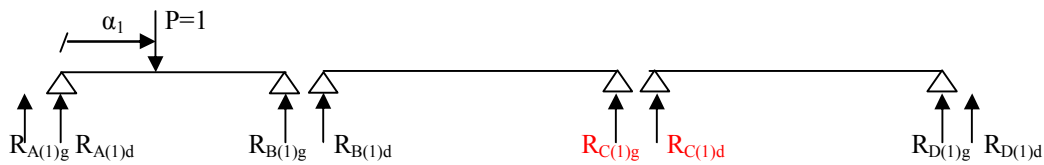
Figure V.4 : la ligne d'influence de T_{R_B}

➤ En appliquant cette relation pour le nœud C, on aura :

$$R_{C(i)} = R_{C(i)g} + R_{C(i)d} + \frac{M_{B(i)} - M_{C(i)}}{L_{i+1}} + \frac{-M_{C(i)}}{L_{i+2}} \quad (\text{eq07})$$

1^{er} cas : $0 \leq \alpha_1 \leq 14\text{m}$

$i=1$



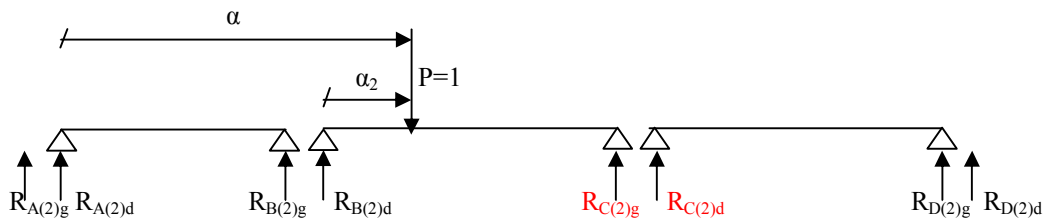
$R^{\circ}_{C(1)g} = R^{\circ}_{C(1)d} = 0$ (Il n'y a pas de charge)

On remplace la valeur des $M_{B(1)}$ et $M_{C(1)}$ dans (l'eq07)

$$R_{C(1)} = \frac{-0,286\alpha(196-\alpha^2)}{252 \times 20} - \frac{1,43\alpha(196-\alpha^2)}{5040 \times 20} - \frac{1,43\alpha(196-\alpha^2)}{5040 \times 20}$$

2^{eme} cas : $14 \leq \alpha_2 \leq 34m$

$i=2$



$R^{\circ}_{C(2)d} = 0$ (Il n'y a pas de charge)

$$\Sigma M/B = 0 \iff R^{\circ}_{C(2)g} \cdot L_2 + P \cdot \alpha_2 = 0 \implies R^{\circ}_{C(2)g} = \frac{P\alpha_2}{L_2} \text{ avec : } \alpha_2 = (\alpha - L_1)$$

$$R^{\circ}_{B(2)d} = \frac{\alpha - L_1}{L_2}$$

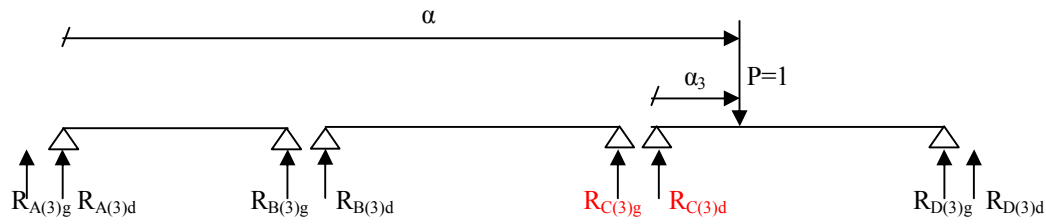
$$R_{C(2)} = \frac{\alpha - L_1}{L_2} + \frac{-0,02(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha) + 0,05(\alpha - 14)(400 - (\alpha - 14)^2)}{252 \times 14}$$

$$- \frac{(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha) - 3,4(\alpha - 14)(400 - (\alpha - 14)^2)}{5040 \times 20}$$

$$- \frac{(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha) - 3,4(\alpha - 14)(400 - (\alpha - 14)^2)}{5040 \times 20}$$

3^{eme} cas : $34 \leq \alpha_3 \leq 54m$

$i=3$



$R_{C(3)g}^{\circ} = 0$ (Il n'y a pas de charge)

$$\Sigma M/D=0 \iff -R_{C(3)d}^{\circ} \cdot L_3 + P(L_3 - \alpha_3) = 0 \iff R_{C(3)d}^{\circ} = \frac{P(L_3 - \alpha_3)}{L_3} \text{ avec : } \alpha_3 = \alpha - (L_1 + L_2)$$

$$R_{C(3)d}^{\circ} = \frac{L_3 - \alpha + L_1 + L_2}{L_3}$$

$$R_{C(3)} = \frac{L_3 - \alpha + L_1 + L_2}{L_3} + \frac{0,05(\alpha - 34)(54 - \alpha)(74 - \alpha)}{252 \times 20} + \frac{3,4(\alpha - 34)(54 - \alpha)(74 - \alpha)}{5040 \times 20}$$

$$+ \frac{3,4(\alpha - 34)(54 - \alpha)(74 - \alpha)}{5040 \times 20}$$

Pour les 03 intervalles : $\left[\begin{array}{l} 0 \leq \alpha \leq 14m \\ 14 \leq \alpha \leq 34m \\ 34 \leq \alpha \leq 54m \end{array} \right]$, on dessine ligne d'influence de R_C :

L.I.T_{Rc} :

	α	R_C
$R_{C(1)}$	0	0
	3,5	-0,0547
	7	-0,0876
	10,5	-0,0766
	14 ⁻	0
$R_{C(2)}$	14 ⁺	0
	19	0,2388
	24	0,5535
	29	0,7835
$R_{C(3)}$	34 ⁻	1
	34 ⁺	1
	39	0,9531
	44	0,7322
	49	0,3951
	54	0

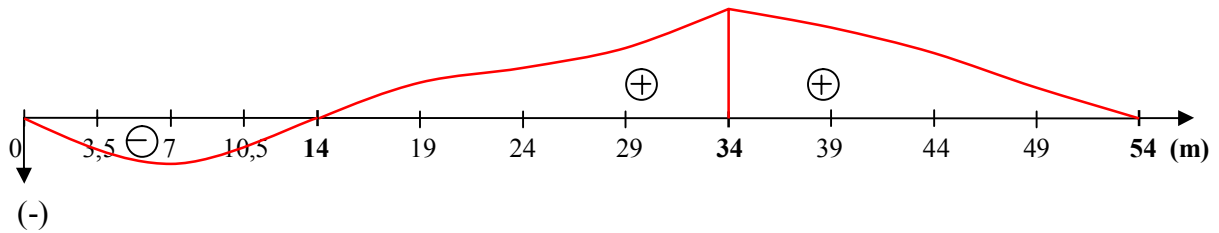


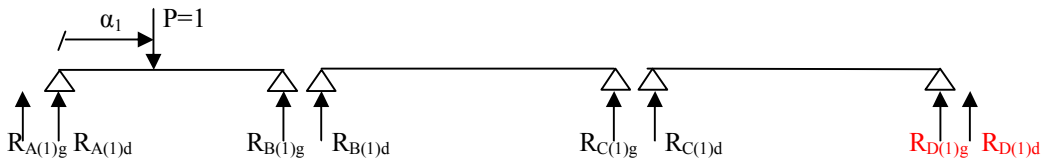
Figure V.5 : la ligne d'influence de T_{Rc}

➤ En appliquant cette relation pour le nœud D, on aura :

$$R_{C(i)} = R_{D(i)g} + R_{D(i)d} + \frac{M_{C(i)}}{L_{i+2}} + 0 \quad (\text{eq08})$$

1^{er} cas : $0 \leq \alpha_1 \leq 14\text{m}$

$i=1$



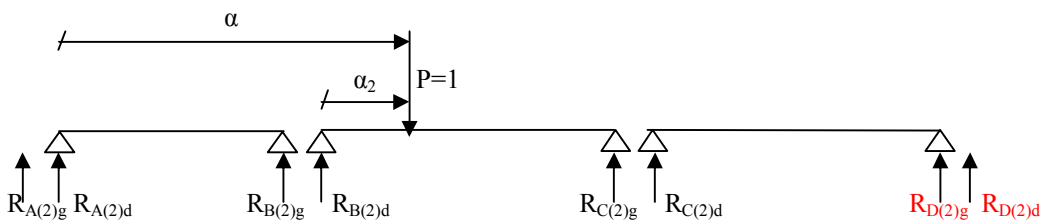
$$R_{D(1)g} = R_{D(1)d} = 0 \quad (\text{Il n'y a pas de charge})$$

On remplace la valeur de $M_{C(1)}$ dans (1'eq08)

$$R_{D(1)} = \frac{1,43\alpha(196-\alpha^2)}{5040 \times 20}$$

2^{eme} cas : $14 \leq \alpha_2 \leq 34\text{m}$

$i=2$

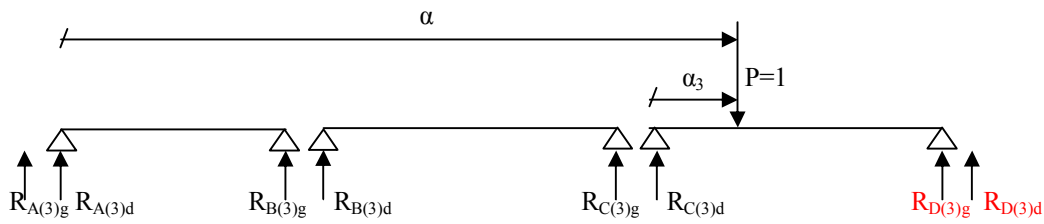


$$R_{D(2)g} = R_{D(2)d} = 0 \quad (\text{Il n'y a pas de charge})$$

$$R_{D(2)} = \frac{(\alpha-14)(34-\alpha)(54-\alpha) - 3,4(\alpha-14)(400 - (\alpha-14)^2)}{5040 \times 20}$$

3^{eme} cas : $34 \leq \alpha_3 \leq 54\text{m}$

$i=3$



$R_{D(3)d} = 0$ (Il n'y a pas de charge)

$$\sum M/C=0 \iff R_{D(3)g} \cdot L_3 + P \cdot \alpha_3 = 0 \iff R_{D(3)g} = \frac{P \cdot \alpha_3}{L_3} \text{ avec : } \alpha_3 = \alpha - (L_1 + L_2)$$

$$R_{C(3)d} = \frac{\alpha - (L_1 + L_2)}{L_3}$$

$$R_{C(3)g} = \frac{\alpha - (L_1 + L_2)}{L_3} - \frac{3,4(\alpha - 34)(54 - \alpha)(74 - \alpha)}{5040 \times 20}$$

Pour les 03 intervalles : $\begin{cases} 0 \leq \alpha \leq 14\text{m} \\ 14 \leq \alpha \leq 34\text{m} \\ 34 \leq \alpha \leq 54\text{m} \end{cases}$, on dessine ligne d'influence de R_D :

L.I.T_{RD} :

	α	R_D
$R_{D(1)}$	0	0
	3,5	0,0091
	7	0,0146
	10,5	0,0128
	14 ⁻	0
$R_{D(2)}$	14 ⁺	0
	19	-0,0372
	24	-0,0714
	29	-0,0699
$R_{D(3)}$	34 ⁻	0
	34 ⁺	0
	39	0,1614
	44	0,3988
	49	0,6867
	54	1

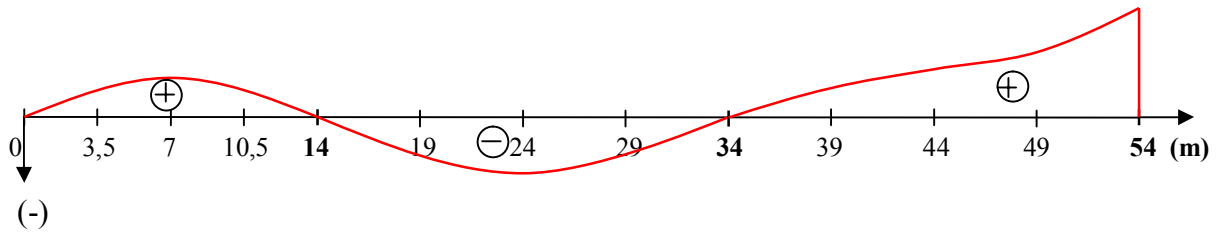
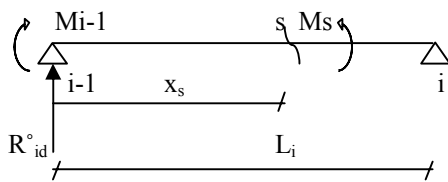


Figure V.6 : la ligne d'influence de T_{RD}

4) Le moment fléchissant dans une section en travée :

Le moment fléchissant M_S du à la continuité de la poutre, il dépend des moments M_{i-1} et M_i aux appuis. D'après la figure, on a :

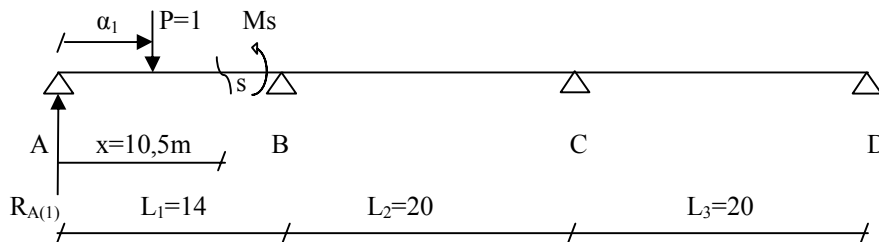


$$M_{Si} = R_{id} \cdot x_s + M_{i-1} = \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i} x_s + M_{i-1}$$

Traçage de L.I de M_s si $s=10,5m$

On a 4 cas selon la position de la charge $P=1$

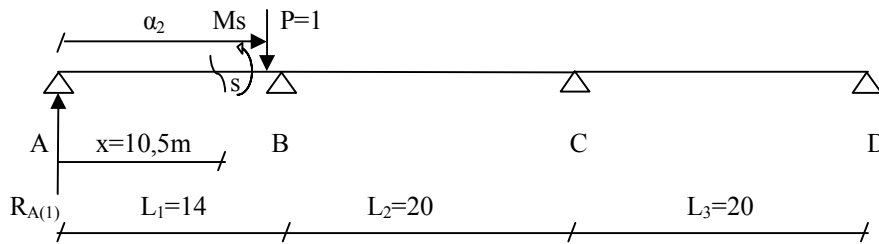
1^{er} cas : $0 \leq \alpha_1 \leq 10,5m$



$$M_{S(1)} = R_{A(1)} \cdot x - P(x - \alpha_1) = R_{A(1)} \cdot 10,5 - (10,5 - \alpha_1) \quad \text{avec : } \alpha_1 = \alpha$$

$$M_{S(1)} = \left(1 - \frac{\alpha_1}{L_1} - \frac{0,286\alpha(196 - \alpha^2)}{252 \cdot L_1} \right) \cdot 10,5 - (10,5 - \alpha_1)$$

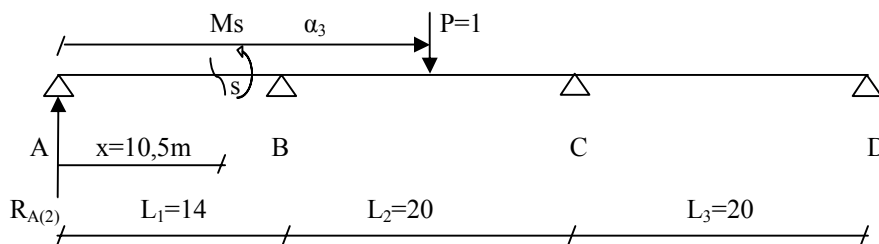
2^{ème} cas : $10,5 \leq \alpha_2 \leq 14\text{m}$



$M_{S(2)} = R_{A(1)} \cdot x$ avec : $\alpha_2 = \alpha$

$M_{S(2)} = \left(1 - \frac{\alpha}{L_1} - \frac{0,286\alpha(196 - \alpha^2)}{252 \cdot L_1}\right) \cdot 10,5$

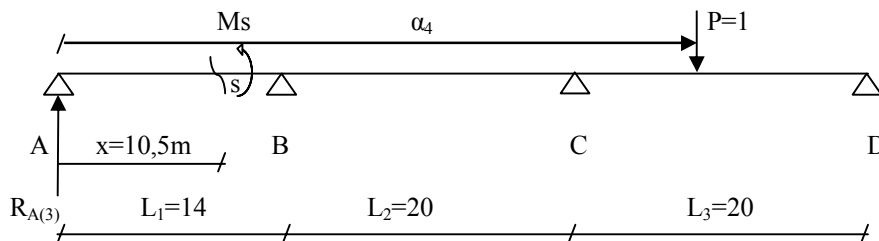
3^{ème} cas : $14 \leq \alpha_2 \leq 34\text{m}$



$M_{S(3)} = R_{A(2)} \cdot x$ avec : $\alpha_3 = \alpha$

$M_{S(3)} = \left(\frac{-0,02(\alpha - 14)(34 - \alpha)(54 - \alpha) + 0,05(\alpha - 14)(400 - (\alpha - 14)^2)}{3528}\right) \cdot 10,5$

4^{ème} cas : $34 \leq \alpha_2 \leq 54\text{m}$



$M_{S(4)} = R_{A(3)} \cdot x$

$M_{S(4)} = \left(\frac{0,05(\alpha - 34)(54 - \alpha)(74 - \alpha)}{3528}\right) \cdot 10,5$

Pour les 03 intervalles : $\left. \begin{array}{l} 0 \leq \alpha \leq 10,5\text{m} \\ 10,5 \leq \alpha \leq 14\text{m} \\ 14 \leq \alpha \leq 34\text{m} \\ 34 \leq \alpha \leq 54\text{m} \end{array} \right\}$, on dessine la ligne d'influence de M_s :

L.I. T_{M_s} :

α	M_s
0	0
3,5	0,3280
7	0,8743
10,5 ⁻	1,8585
10,5 ⁺	1,8585
14 ⁻	0
14 ⁺	0
16	-1,2831
24	-1,3398
29	-0,7255
34 ⁻	0
34 ⁺	0
39	0,3906
44	0,4463
49	0,2793
54	0

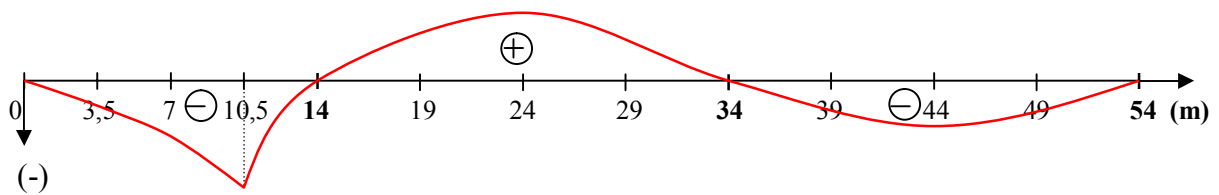


Figure V.7 : la ligne d'influence de T_{M_s}

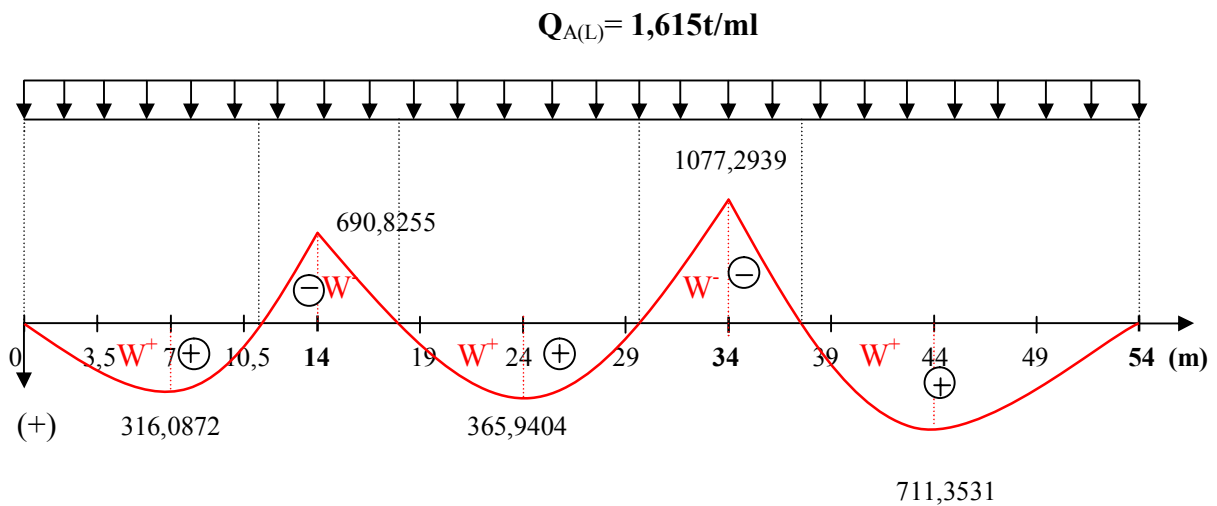
V.2.1.2-Calcul des éléments de réductions dus aux surcharges :

1) Moment fléchissant :

-Surcharge A (L):

$A(L)=1,615t/ml$

➤ Pour le moment de poids propre G :



W : la surface

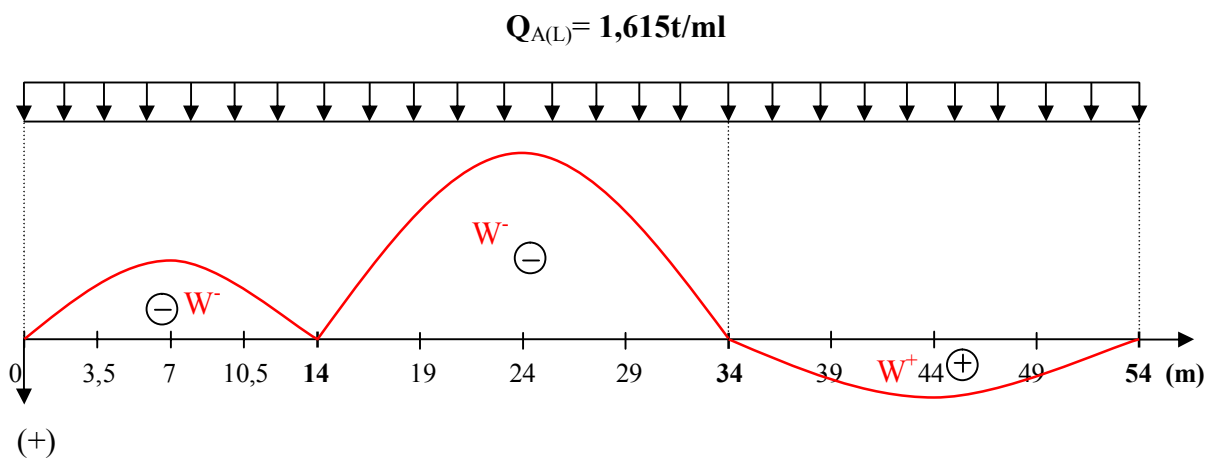
$\Sigma W^+ =7531,294 m^2$

$\Sigma W^- =11147,8979 m^2$

$M^+_{G(AL)}= \Sigma W^+ \times Q_{A(L)}= 7531,294 \times 1,615=12163,0398t.m$

$M^-_{G(AL)}= \Sigma W^- \times Q_{A(L)}= 11147,8979 \times 1,615=18047,4601t.m$

➤ Pour la ligne d'influence de MB :



W : la surface

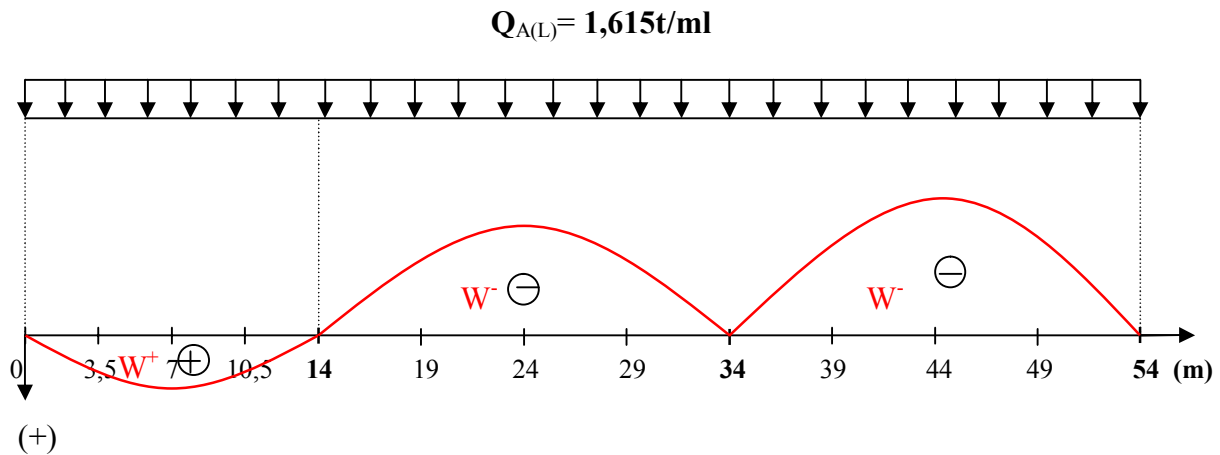
$$\Sigma W^+ = 7,44 \text{ m}^2$$

$$\Sigma W^- = 42,2035 \text{ m}^2$$

$$M^+_{B(AL)} = \Sigma W^+ \times Q_{A(L)} = 7,44 \times 1,615 = 12,0156 \text{ t.m}$$

$$M^-_{B(AL)} = \Sigma W^- \times Q_{A(L)} = 42,2035 \times 1,615 = 68,1586 \text{ t.m}$$

➤ Pour la ligne d'influence de M_C :



W : la surface

$$\Sigma W^+ = 2,5545 \text{ m}^2$$

$$\Sigma W^- = 43,1542 \text{ m}^2$$

$$M^+_{C(AL)} = \Sigma W^+ \times Q_{A(L)} = 2,5545 \times 1,615 = 4,1255 \text{ t.m}$$

$$M^-_{C(AL)} = \Sigma W^- \times Q_{A(L)} = 43,1542 \times 1,615 = 69,6940 \text{ t.m}$$

➤ Le moment total :

$$M^+ = M^+_{G(AL)} + M^+_{B(AL)} + M^+_{C(AL)} = 12179,1809 \text{ t.m}$$

$$M^- = M^-_{G(AL)} + M^-_{B(AL)} + M^-_{C(AL)} = 18185,3127 \text{ t.m}$$

V.3-Répartition transversale :

V.3.1-METHODE DE GUYON MASSONNET :

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il détermine les sections dangereuses (les plus sollicitées) transversalement et longitudinalement.

**Longitudinalement*, la section pourra être obtenue en appliquant le théorème de BARRE.

**Transversalement*, la méthode de GUYON – MASSONNET reste l'une des plus simples et la plus utilisée.

La méthode de GUYON – MASSONNET permet de calculer le tablier d'un pont constitué par un réseau de poutres.

Elle est constituée pour transformer la structure réelle composée d'une dalle et d'un réseau de poutre en une dalle orthotrope d'épaisseur constante, cette dalle présente la même rigidité que le système initial.

Cette méthode donne des résultats satisfaisants d'où la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

Elle consiste également à tracer les lignes d'influences et de déterminer le coefficient de répartition transversale pour chaque effort.

Dans le cas des ponts à poutres multiples, la section à étudier sera imposée par la position de la poutre, on trace les lignes d'influence pour les différentes excentricités de charges et on retient la section qui donne les plus grandes valeurs du coefficient.

V.3.2-Principes fondamentaux de la méthode :

- Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui à la même rigidité moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel.
- Le deuxième principe est d'analyser de façon approximative l'effet de la répartition Transversal des charges.

V.3.3-Le moment d'inertie :

V.3.3.1-La détermination des moments d'inertie de la poutre :

a) Moment d'inertie de flexion :

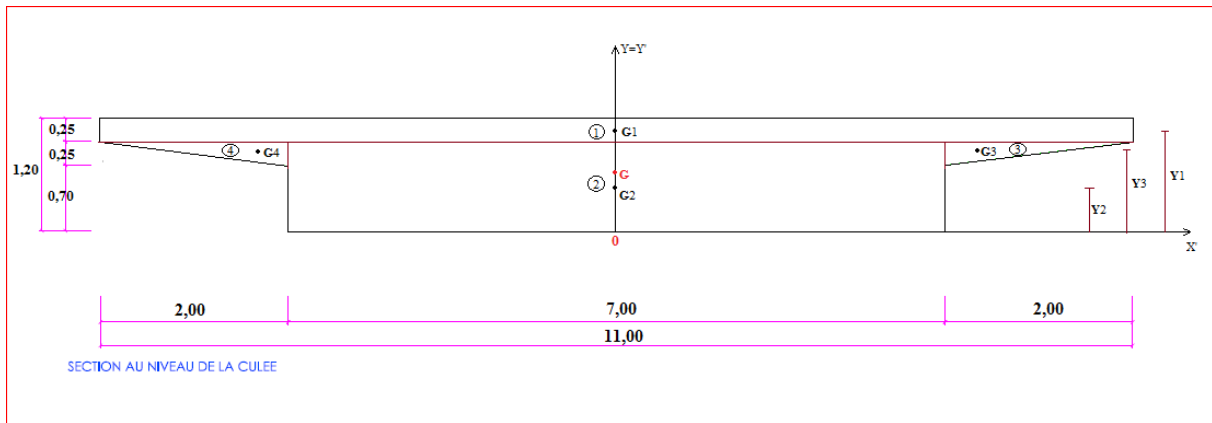
La détermination des moments d'inertie de flexion ne pose aucune difficulté.

On peut utiliser la méthode de Huyens pour les sections complexes:

$$I_p = I_x = \sum_{i=1}^n I_{G_i} + \sum_{i=1}^n A_i \cdot Y_{G_i}^2$$

$$Y_{G_i}^2 = (Y_G - Y_{G_i})^2$$

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$



	A_i (m ²)	Y_i (m)	Y_G (m)	$A_i \cdot Y_i$ (m ³)	I_{Gi} (m ⁴)	Y_{Gi}^2 (m ²)	$A_i \cdot Y_{Gi}^2$ (m ⁴)
1	2,75	1,075	0,661	2,956	0,01432	0,1713	0,4710
2	6,65	0,475	0,661	3,158	0,50013	0,0345	0,2294
3	0,25	0,866	0,661	0,216	0,00086	0,0420	0,0105
4	0,25	0,866	0,661	0,216	0,00086	0,0420	0,0105
Σ	9,9			6,546	0,51617		0,7214

$$I_{G1} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 0,01432 \text{ m}^4$$

$$I_{G3} = \frac{b \cdot h^3}{36} = 0,00086 \text{ m}^4$$

$$I_p = 1,23757 \text{ m}^4$$

b) Moment d'inertie de torsion :

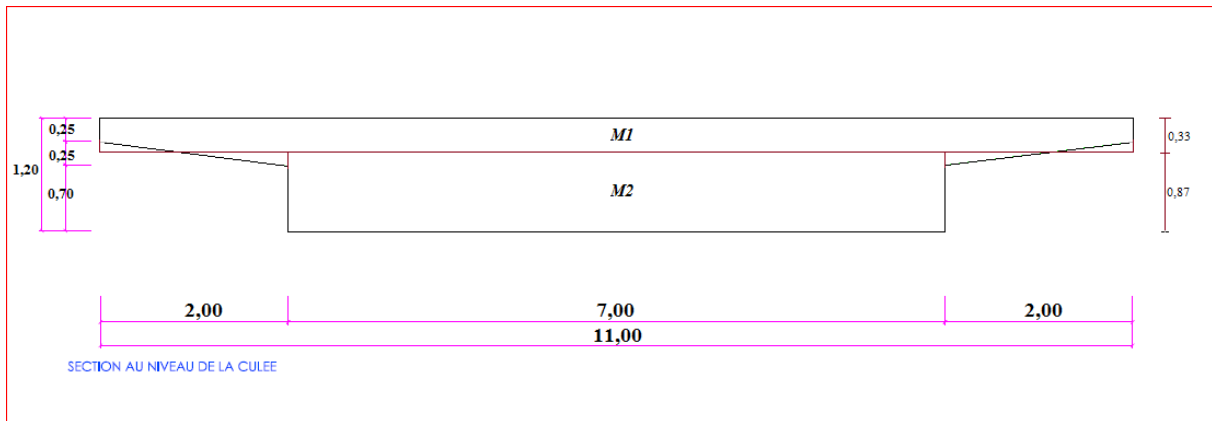
La détermination des moments d'inertie de torsion, fait appel à la théorie de l'analogie de la membrane.

D'après cette théorie, l'inertie de torsion d'un rectangle de longueur **b** et les largeurs **a** (**b > a**) est donnée par :

$$M = k \left(\frac{b}{a}\right) \cdot b \cdot a^3 \quad \text{avec : } k\left(\frac{b}{a}\right) \text{ est une fonction du rapport } \frac{b}{a}$$

Le coefficient $k\left(\frac{b}{a}\right)$ donné par le tableau suivant :

b/a	1	1,2	1,5	1,75	2	2,25	2,5	3	4	5	10	∞
k	0,141	0,166	0,196	0,213	0,229	0,24	0,249	0,263	0,281	0,292	0,312	0,333



$$K_p = M_1 + M_2$$

$$M_1 = k\left(\frac{b}{a}\right) \cdot b \cdot a^3$$

$$k\left(\frac{11}{0,33}\right) = 33,33 \quad \Rightarrow \quad \text{tableau : } k(33,33) = 0,333$$

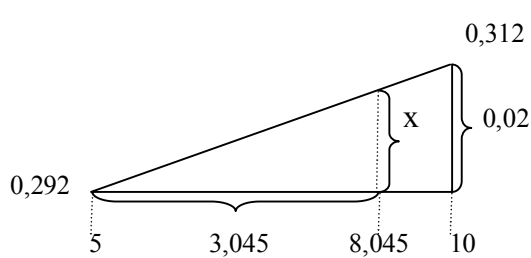
$$M_1 = 0,333 \times 11 \times (0,33)^3 = 0,1316 \text{ m}^4$$

$$M_2 = k\left(\frac{b}{a}\right) \cdot b \cdot a^3$$

$$k\left(\frac{7}{0,87}\right) = 8,045 \quad \text{donc : } 5 < 8,045 < 10 \quad (\text{tableau})$$

On utilise la méthode de l'interpolation entre les deux résultats du tableau

$$k(5) < k(8,045) < k(10)$$



$$\frac{0,02}{5} = \frac{x}{3,045}$$

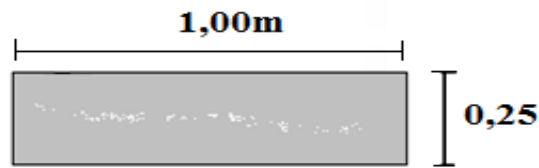
$$x = \frac{0,02(3,045)}{5} = 0,012$$

$$k(8,045) = 0,012 + 0,292 = 0,304$$

$$M_2 = 0,304 \times 7 \times (0,87)^3 = 1,4012 \text{ m}^4$$

$$K_p = M_1 + M_2 = 0,1316 + 1,4012 = 1,5328 \text{ m}^4$$

V.3.3.2-La détermination des moments d'inertie de l'entretoise :



a) Moment d'inertie de flexion :

$$I_E = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,25)^3}{12} = 0,0013 \text{ m}^4$$

b) Moment d'inertie de torsion :

$$K_E = M = k \left(\frac{b}{a} \right) \cdot b \cdot a^3$$

$$k \left(\frac{1}{0,25} \right) = 4 \quad \Rightarrow \quad \text{tableau : } k(4) = 0,281$$

$$K_E = M = 0,281 \times 1 \times (0,25)^3 = 0,00439 \text{ m}^4$$

V.3.4-Les paramètres de G. Massonnet :

a) paramètres de torsion (α) :

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P + \rho_E}} \quad \text{avec :}$$

ρ : Rigidité flexionnelle

$$\rho_P = \frac{B_P}{b_1} = \frac{E \cdot I_P}{b_1} = \frac{247514}{1} = 247514 \text{ MN.m} \quad \text{avec : } E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$\rho_E = \frac{B_E}{L_1} = \frac{E \cdot I_E}{L_1} = \frac{260}{1} = 260 \text{ MN.m}$$

γ : Rigidité torrentielle

$$\gamma_P = \frac{C_P}{b_1} = \frac{G \cdot E_P}{b_1} = \frac{153280}{1} = 153280 \text{ MN.m} \quad \text{avec : } G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{d'où : } \nu = 0 \text{ (E.L.U)}$$

$$\gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{G.K_E}{L_1} = \frac{439}{1} = 439 \text{ MN.m}$$

donc : $\alpha = 9,58$

b) Paramètre d'entretroisement (θ) :

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} \quad \text{ou bien} \quad \theta = \frac{b}{L} \left(\frac{\rho_P}{\rho_E}\right)^{0,25} \quad \text{avec : } b = \frac{Lr}{2} = \frac{8,2}{2} = 4,1\text{m}$$

L : Largeur de travée (14m)

$$\theta = 1,60$$

V.3.5-Calcul du coefficient de répartition : $K\alpha$

La valeur de α dans notre cas et comprise entre 0 et 1 celle de θ également ; les valeurs de $K\alpha$ telles que $\alpha=0$ et $\alpha=1$ sont consignés dans le tableau de GUYON – MASSONNET

Pour le calcul de $K\alpha$, on fait appel aux formules d'interpolation de SATTLER

- $K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{0,05}$ Si $(0 \leq \theta < 0,1)$.
- $K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \alpha^{(1 - e_0\theta)}$ Si $(0,1 \leq \theta \leq 1)$.

$$\text{Avec : } \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,665}$$

- $K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$ Si $\theta > 1$.

On a $\theta = 1,60$ donc : $K\alpha = K_0 + (K_1 - K_0) \sqrt{\alpha}$

✓ Valeurs de K_0 pour $\theta = 1,60$:

Y \ b	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	-0,3723	-0,1521	0,4812	2,0727	3,5656	2,0727	0,4812	-0,1521	-0,3723
b/4	-0,0437	-0,1429	-0,1152	0,4624	2,0727	3,6130	2,1381	0,3712	-0,8790
b/2	0,0416	-0,0495	-0,1451	-0,1152	0,4812	2,1381	3,7055	2,0350	-0,4927
3b/4	0,0286	0,0025	-0,0495	-0,1429	-0,1521	0,3712	2,0350	4,0450	3,6864
b	-0,0013	0,0286	0,0416	-0,0437	-0,3723	-0,8790	-0,4927	3,6864	14,2173

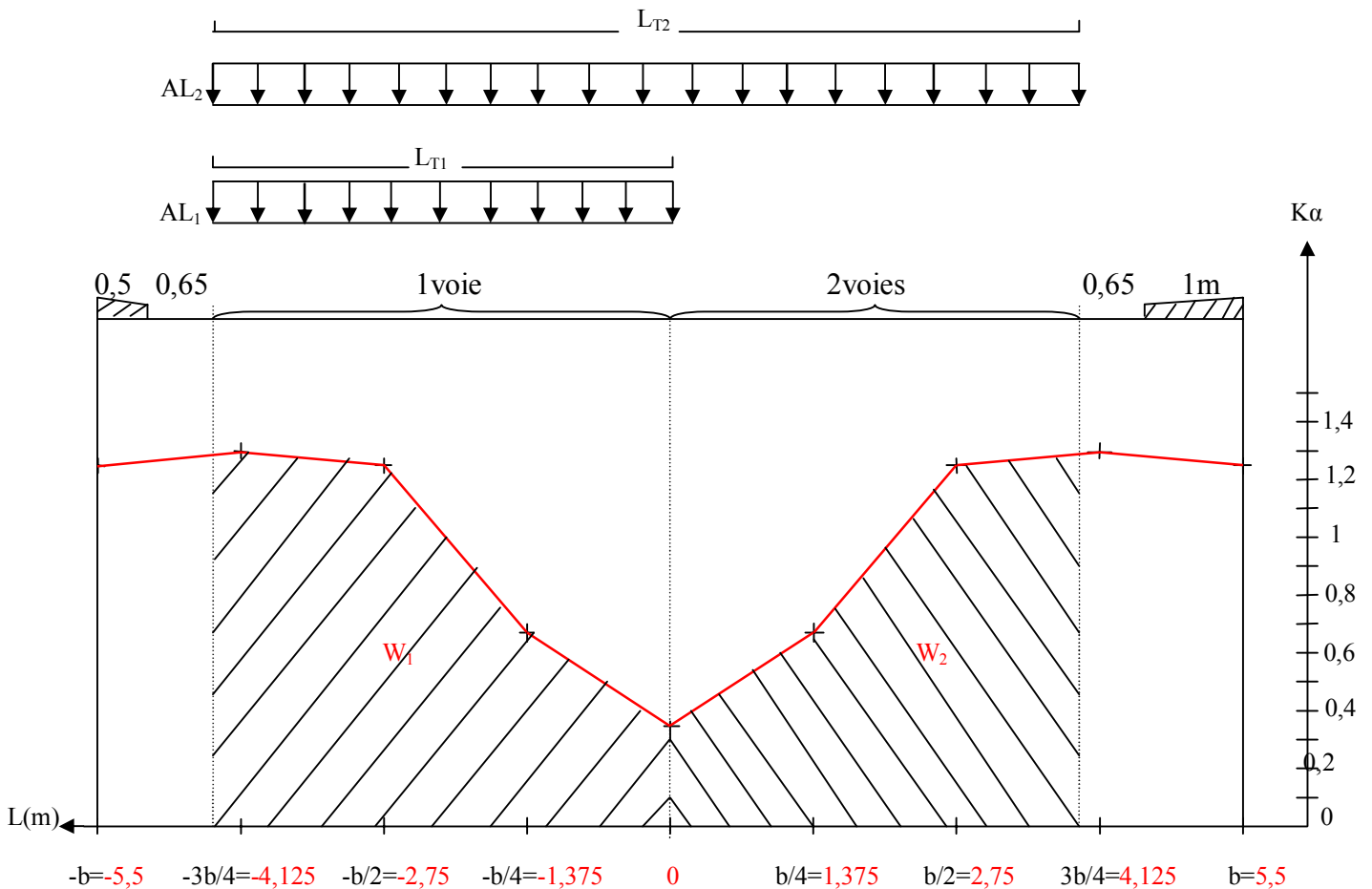
✓ Valeurs de K_1 pour $\theta = 1,60$:

Y \ b	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1545	0,3139	0,7323	1,6215	2,5180	1,6215	0,7323	0,3139	0,1545
b/4	0,0519	0,1123	0,2829	0,7197	1,6215	2,5318	1,6616	0,8225	0,4458
b/2	0,0173	0,0390	0,1032	0,2829	0,7323	1,6616	2,6378	1,9056	1,2251
3b/4	0,0061	0,0142	0,0390	0,1123	0,3139	0,8225	1,9056	3,2374	3,1060
b	0,0025	0,0061	0,0173	0,0519	0,1545	0,4458	1,2251	3,1060	6,7021

✓ Valeur de $K\alpha$ correspondant à la position active de la poutre :

POUTRE (m)	-b=	-3b/4=	-b/2=	-b/4=	0=	b/4=	b/2=	3b/4=	b=
	-5,5	-4,125	-2,75	-1,375	0	1,375	2,75	4,125	5,5
P=0	1,2581	1,2902	1,2583	0,6762	0,3233	0,6762	1,2583	1,2902	1,2581

V.3.6-Traçage la ligne d'influence de $K\alpha$ (pour la poutre), et chargé par système A_L :



V.3.7-Détermination le coefficient de répartition transversal C.R.T (η) de système AL :

$$\eta_{iAL} = K_i^{AL} / n \quad \text{avec } n : \text{nombre des poutres.}$$

$$K_i^{AL} = W_i^{AL} / L_{Ti} \quad \text{avec } W_i^{AL} : \text{surface d'impacte .}$$

L_{Ti} : la largeur transversale chargée

➤ Pour 1 voie chargée :

$$W_1^{AL} = 4,0588 \text{ m}^2 \quad ; \quad L_{T1} = 4,1 \text{ m}$$

$$K_1^{AL} = 4,0588 / 4,1 = 0,9899$$

$$\eta_{1AL} = 0,9899 / 1 = \mathbf{0,9899}$$

➤ Pour 2voies chargée :

$$W_2^{AL} = 3,4151 \text{ m}^2 \quad ; \quad L_{T2} = 8,2 \text{ m}$$

$$K_2^{AL} = (4,0588 + 3,4151) / 8,2 = 0,9114$$

$$\eta_{2AL} = 0,9114 / 1 = \mathbf{0,9114}$$

V.3.8-Moment fléchissant de système AL :

$$M_{AL} = \eta_{iAL} \cdot M_{AL(\text{longitudinal})}$$

➤ Pour 1 voie chargée :

$$M_{AL}^+ = \eta_{1AL} \cdot M_{AL(\text{longitudinal})}^+ = 0,9899 \times 12179,1809 = \mathbf{12056,1712 \text{ t.m}}$$

$$M_{AL}^- = \eta_{1AL} \cdot M_{AL(\text{longitudinal})}^- = 0,9899 \times 18185,3127 = \mathbf{18001,6410 \text{ t.m}}$$

➤ Pour 2voies chargée :

$$M_{AL}^+ = \eta_{2AL} \cdot M_{AL(\text{longitudinal})}^+ = 0,9114 \times 12179,1809 = \mathbf{11100,1055 \text{ t.m}}$$

$$M_{AL}^- = \eta_{2AL} \cdot M_{AL(\text{longitudinal})}^- = 0,9114 \times 18185,3127 = \mathbf{16574,0940 \text{ t.m}}$$

V.4-La méthode numérique (Robot Millenium) : On utilisé l'logicielle Robot Autodesk pour déterminer les contraintes et les moments max et l'effort tranchant max.

V.4.1-Présentation du logiciel

ROBOT Millénium 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, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

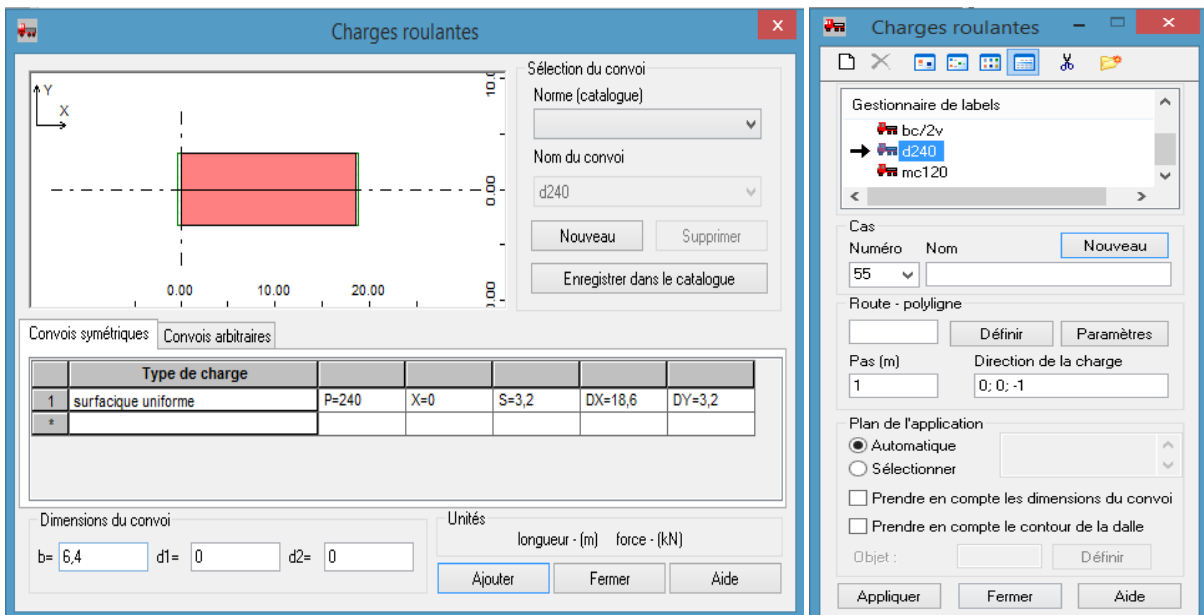
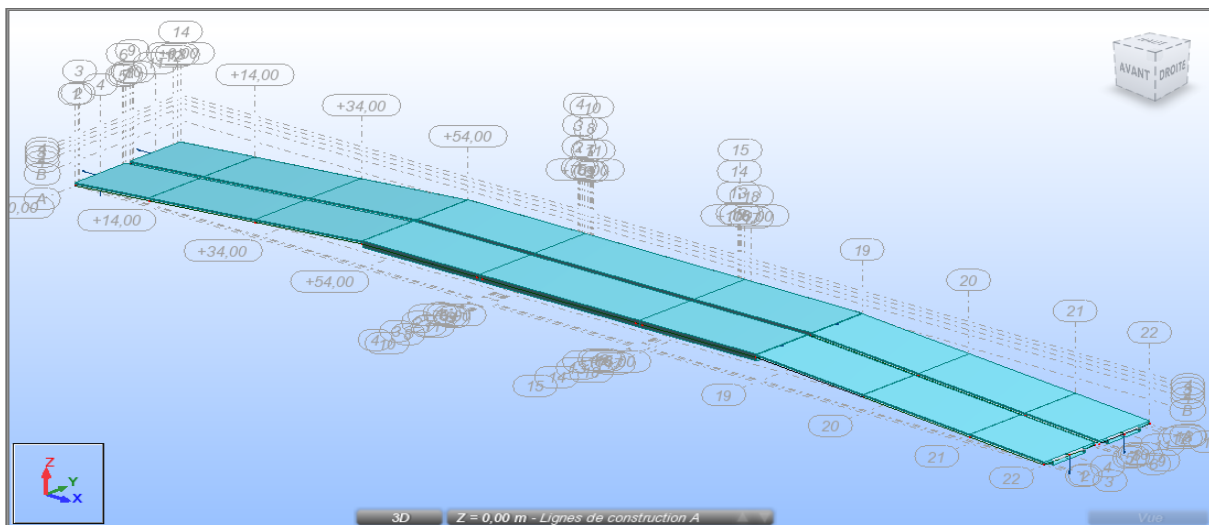
Les utilisateurs de ROBOT Millénium pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes , composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments

volumiques . Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages

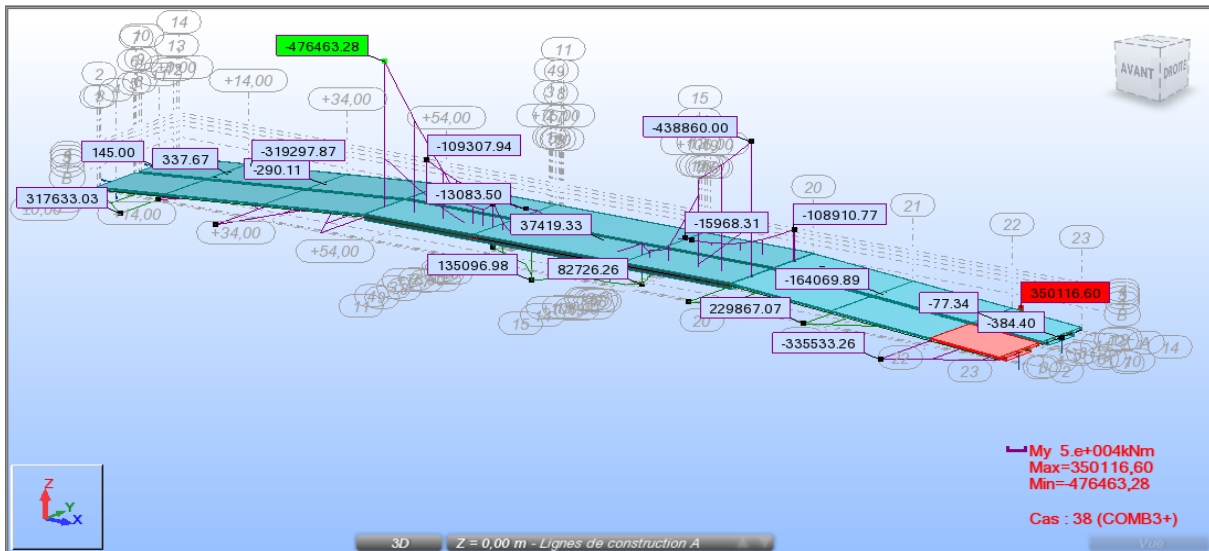
V.4.1-Modélisation

Etant donné que l'ouvrage hyperstatique avec 09 travées, on étudiera toutes les travées (une poutre dalle de 1,2 m d'épaisseur). La poutre est considérée

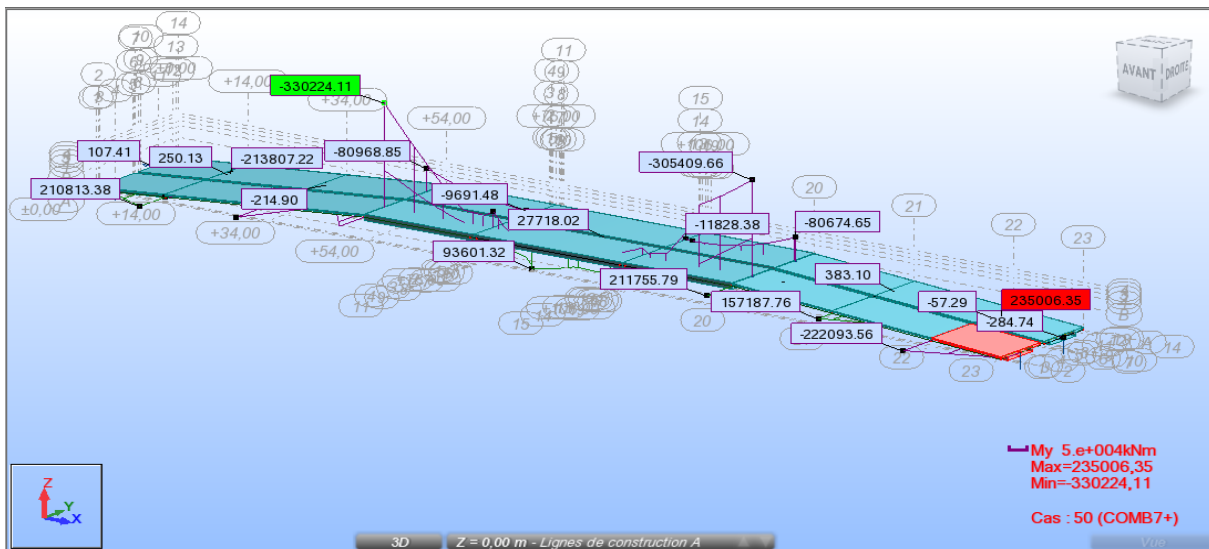
La poutre est considérée comme un élément section, elle est appuyée sur un appui simple d'un côté et d'un autre coté sur un appui double dans chaque travée.



A E.L.U :



A E.L.S :



V.5-Conclusion :

On retient les efforts trouvés sous l'effet des combinaisons la plus défavorables :

	E.L.U	E.L.S
	1.35G + 1.60 Q _{D240}	G + 1.2 Q _{D240}
M _{max}	350116,60 KN.m	235006,35 KN.m

*« Les illusions tombent l'une après l'autre, comme
les écorces d'un fruit, et le fruit, c'est l'expérience »
Nerval (Gérard La brunie, dit Gérard de)*

Chapitre VI :

ETUDE DE TABLIER

IX.1- Etude de la flexion longitudinale :

IX.1.1-Ferrailage :

Le moment maximale (section locale) : $M_{ser}=235006,35 \text{ KN.m}$; $M_u=350116,60 \text{ KN.m}$
 $N = 330 \text{ KN}$ $N_u = 330 \times 1,5 = 495 \text{ KN}$ (ELU)

Donc on étudiera une section rectangulaire en flexion composée (les calculs se feront selon les règles de B.A.E.L)

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{Avec : } f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; \quad \theta = 1 ; \quad \gamma_b = 1,5$$

D'où : $f_{bu} = 19,83 \text{ MPa}$

$$\Psi = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bu}} = \frac{0,495}{1,12 \cdot 19,83} = 0,020 < 0,80 \quad \Leftrightarrow \text{oui}$$

Calculer $e_{Nc} = f(\Psi_1)$

Nous utilisons le graphe $\frac{e_{Nc}}{h} = f(\Psi_1)$

$$\Psi = 0,02 \quad \frac{e_{Nc}}{h} = 0,116$$

$$e_{Nc} = 0,116 \times h = 0,116 \times 1,2 = 0,1392 \text{ m} = 13,92 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

en a $e_1 = 0$ (compression centrée)

$$e_a = \max\{2 \text{ cm} ; L/250\} = \max\{2 \text{ cm} ; 8 \text{ cm}\} \quad \text{Avec : } L = 2000 \text{ cm}$$

D'où : $e_a = 8 \text{ cm}$

$$e_2 = \frac{3(Lf)^2}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi) \quad \text{avec : } \varphi = 2$$

$$Lf = 1,4 L = 1,4 \times 20 = 28$$

$$\alpha = 10 \left[1 - \left(\frac{M_u}{1,5 M_{ser}} \right) \right] = 10 \left[1 - \left(\frac{350116,60}{352509,525} \right) \right] = 0,07$$

$$e_2 = \left(\frac{3(28)^2}{1,2 \cdot 10^4} \right) (2 + 0,07 \times 2) = 0,42 \text{ m} = 42 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 \Leftrightarrow e = 0 + 8 + 42 = 50 \text{ cm}$$

Donc : $e > e_{Nc} = 13,92 \text{ cm} \Rightarrow \text{NON}$

On a une section partiellement comprimée à E.L.U

$$A_s = \max \{ A_{s1} - N_u / \sigma_s; A_{min} \}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot h \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$; $f_{c28} = 35$ MPA ; $f_e = 500$ MPA

D'où : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (35) = 2,7$ MPA

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 120 \cdot 2,7}{500} = \mathbf{14.904 \text{ cm}^2}$$

A_{s1} : section d'armature Calculée à la flexion simple par moment effective :

$$M_{us} = N_u \times e_a$$

$$e_a = d - h/2 + e$$

$d = h - d' = 120 - 4 = 116$ cm ; avec $d' = 4$ cm (l'enrobage)

$$e_a = 116 - 120/2 + 50 = 106 \text{ cm} = 1,06 \text{ m}$$

$$M_{us} = 495 \times 1,06 = 524,7 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{us}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{D'où : } \mu_u = \frac{524,7 \cdot 10^3}{100 \cdot (120)^2 \cdot 19,83} = 0,018 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{où}$$

Pivot A : $\epsilon_s = 10 \%$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 500 / 1,15 = 434,7826 \text{ MPA}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = ??$$

$$A_{st} = M_u / Z \cdot \sigma_{st} ; \quad Z = \beta \cdot d$$

$$\alpha = 1,25(1 - (1 - 2\mu_u)^{0,5}) = 1,25(1 - (1 - 2 \times 0,018)^{0,5}) = 0,023$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,023) = 0,9908$$

$$Z = 0,9908 \times 116 = 114,84 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{524,7 \cdot 10^3}{114,84 \cdot 434,7826} = 10,51 \text{ cm}^2$$

IX.1.2-Condition de non fragilities:

Si: $A_{st} > A_{s \text{ min}} \Rightarrow$ on prend $A_{st} = A_{st \text{ calculer}}$

Si: $A_{st} < A_{s \text{ min}} \Rightarrow$ on prend $A_{st} = A_{s \text{ min}}$

Donc: $A_{st} = A_{s \min} = 14,904$

D'après le B.A.E.L on prend $A_{St} = 15,71 \text{cm}^2/\text{ml} \Leftrightarrow 5 \text{ HA } 20$

IX.1.3-Vérification de condition de non fragilité :

$$\frac{A_{min}}{b \times d} \geq 0.23 \frac{f_{ti}}{F_e} \quad A_{min} = 0.23 \times f_{tj} \times b \times d / F_e$$

$A_{min} = 14,904 \text{ cm}^2$ avec $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.7 \text{ MPa}$

$$\frac{14,904}{100.116} = 0,0013 \geq 0.23 \frac{2.7}{500} = 0,0012 \text{ (Vérifier).}$$

IX.2- Etude de la flexion transversale :

➤ **Pour le sens transversal :**

Dans le sens longitudinale $L_y \Rightarrow A_{sy} = A_{sx} / 3$

$A_{sx} // L_x$ le sens transversal

Donc $A_{sx} = A_{sy} \times 3 = 15,71 \times 3 = 47,13 \text{ cm}^2$

D'après le B.A.E.L on prend $A_{sx} = 49,09 \text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow 10 \text{ HA } 25$

➤ **Pour les cadres :**

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 = 20 / 3 = 6,67 \text{ mm}$$

On a un espacement minimal $\leq 15\phi_l = 15 \times 2 = 30 \text{ cm}$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$ avec un espacement de : 10cm pour la (zone de fonctionnement)

20cm pour la (zone centrale).

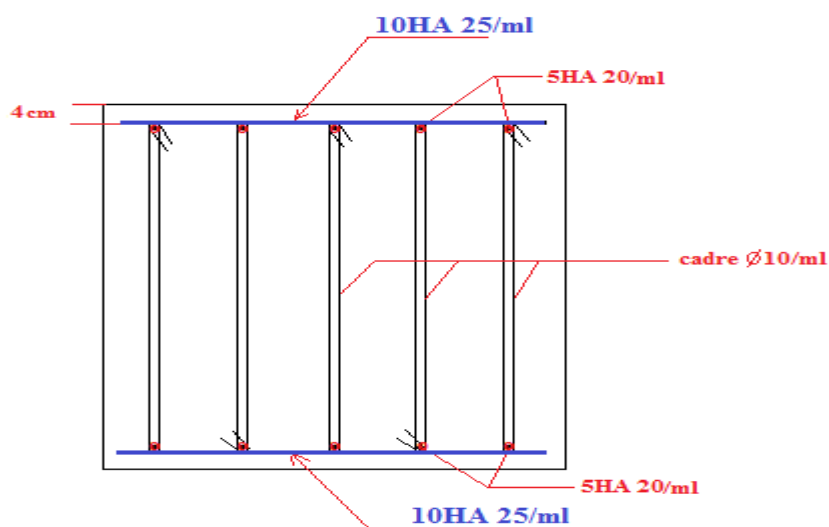


Figure VI.1:Schéma ferrailage.

IX.3- Calcule des déformations :

Le calcul des déformation peut répondre à différents objectifs de plusieurs ordres :

a) Constructif :

Le problème étant alors double, puisqu'il y a lieu d'assurer, d'une part, la continuité des déformations entre les différentes parties d'ouvrage, lorsque la structure est réalisée en plusieurs phases, de façon à obtenir un profil régulier en fin de construction, d'atteindre, à terme, une fois faites les déformations différées du béton, la géométrie escomptée au projet.

Dans ces conditions, il s'agit essentiellement d'évaluer les déformations probables compte tenu des différentes phases de construction, dans l'ouvrage sous l'effet des actions permanentes ou de la combinaison quasi-permanente, pour les compenser par des contreflèches appropriées.

b) Fonctionnel :

Lorsque les déformations conditionnent l'exploitation ou la durabilité de l'ouvrage compte tenu des incertitudes affectant le calcul, il y a lieu d'évaluer par les déformations ou pour leurs variations sous certaines combinaisons d'action, des valeurs possibles définies ci-après, que l'on compare aux valeurs fixées définissant l'état-limite de déformation.

IX.3.1- flèches :

a) Flèches dues au poids propre : Le poids propre est supposé comme étant une charge uniformément répartie à raison de « q /ml ».

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$F_G = \frac{5 QL^4}{384 \cdot E_V \cdot I} \quad L = 30 \text{ m} \quad q = 35,894 \text{ t/ml}$$

I : moment d'inertie de la poutre : $1,584 \text{ m}^4$

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{35} = 12102,94 \text{ MPa}$$

$$F_G = \frac{5 \times 35,894 \times 10^{-2} \times (30)^4}{384 \times 12102,94 \times 1,584} = 0,0395 \text{ m} = 3,95 \text{ cm}$$

b) Flèches dues aux surcharges D_{240} :

$$M_{D_{240}} = qL^2 / 8 = 450t.m \quad q = 4t/ml$$

$$F_{L/2} = \frac{q \cdot a}{384 \cdot E_V \cdot I} (8L^3 - 4a^2 L + a^3)$$

$$F_{L/2} = \frac{4 \times 10^{-2} \times 18,6}{384 \times 12102,94 \times 1,584} (8(30)^3 - 4(18,6)^2 30 + (18,6)^3) = 0,019m = 1,9cm$$

c) La flèche totale :

$$F = F_G + F_{L/2} = 3,95 + 1,9 = 5,85cm$$

La flèche admissible des ponts est de $F_{adm} = L / 200$ tel que :

$$L : \text{la portée de travée} \quad F_{adm} = 3000/200 = \mathbf{15cm}$$

Notre flèche est **5,85cm** est inférieur à la flèche admissible F_{adm}

*« La faiblesse est le seul défaut que l'on ne
saurait corriger » LEON TOLSTOI.*

Chapitre VII :

LES EQUIPEMENTS

VII.1. Joints de chaussée :

VII.1.1-Introduction :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties de l'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

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

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

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

Tout en satisfaisant un certain nombre d'exigences:

Confort et esthétique

- Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.
- Absence de bruits de vibrations.

Résistance

- Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garanti par le bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

Etanche

- En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé, et aussi à une bonne évacuation des eaux.

Fiable

- La clarté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

VII.1.2. Calcul du souffle des joints :

Le joint est dimensionné classiquement pour les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone asismique.

Sa réalisation, en revanche, tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres supports (entrechoquement), en particulier pour les ponts du groupe 01.

On dimensionne les joints de chaussée avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3$$

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait+fluage), et la rotation de l'extrémité sous chargement.

W_T : souffle thermique.

W_S : souffle sismique.

Notre pont est du groupe 02 donc on néglige le souffle sismique.

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

VII.1.2.1. Souffle des déformations (W_D)

- **Rotation d'extrémité sous chargement**

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, est un déplacement horizontal, $\Delta L = h \times \tan \alpha$ on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de **5.00m**.

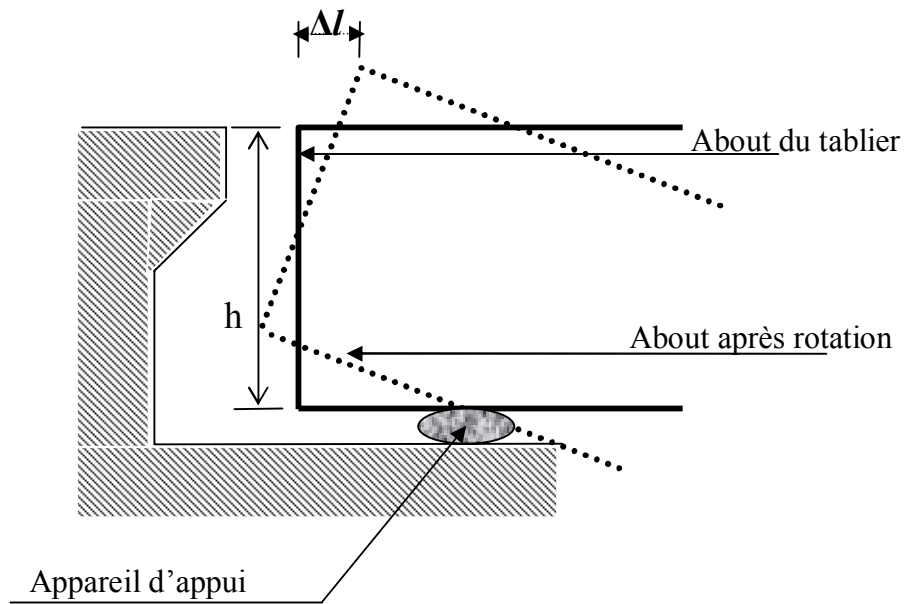


Figure VII. 1 : La rotation d'extrémité d'une poutre

- **Retrait**

$$\frac{\Delta l}{l} = 4 \times 10^{-4} .$$

$$l/2 = 91 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 3,64 \text{ cm}$$

- **Fluage**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation $\frac{\Delta l}{l} = K_{fl} \times 10^{-4}$

k_{fl} : Coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$l/2 = 91 \text{ m} : \quad \frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 2,73 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } W_D = 5 + 3,64 + 2,73 = 11,37 \text{ cm}$$

VII.1.2.2. Souffle thermique (W_T) :

La température étant considérée comme action durées. On prend dans le cas généralement un raccourcissement relatif $\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$.

$$\text{Pour notre cas } l/2 = 91 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 2,73 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } W = 11,37 + (0,4 \times 2,73) = 12,462 \text{ cm}$$

Suivant Δl et la rotation α d'extrémité, on choisit le joint FT150 (Freyssinet).

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service $\pm 10 \text{ mm}$, et des déplacements longitudinaux de 20 à 170 mm.

Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0,03 rad.

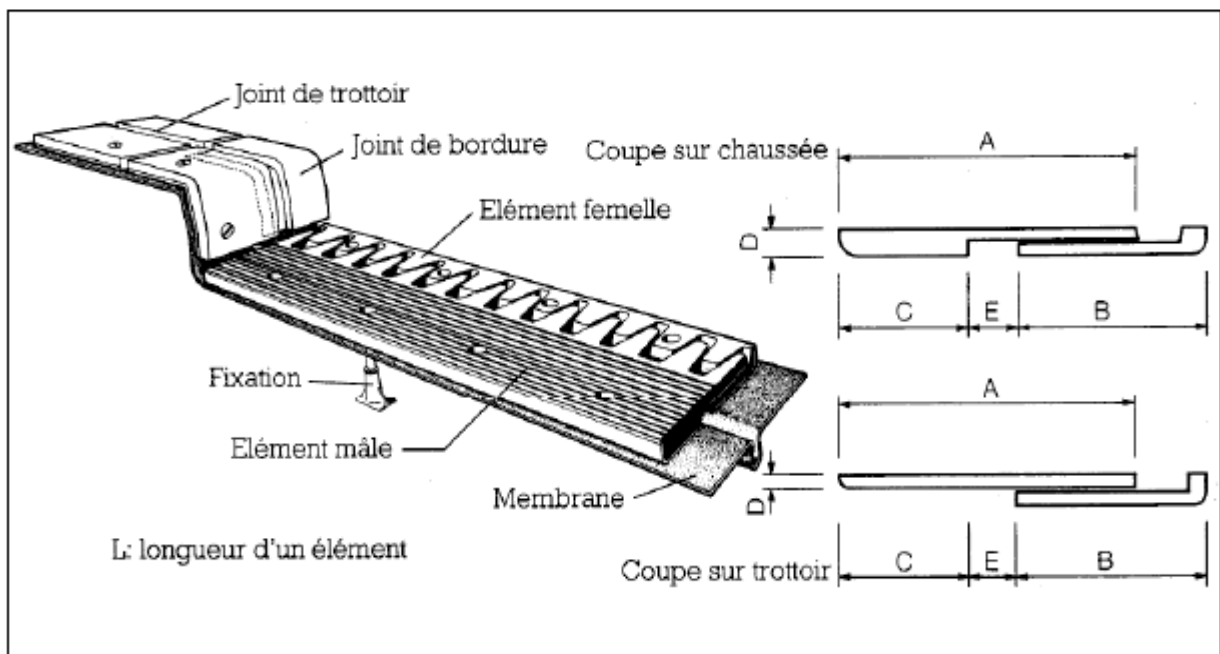
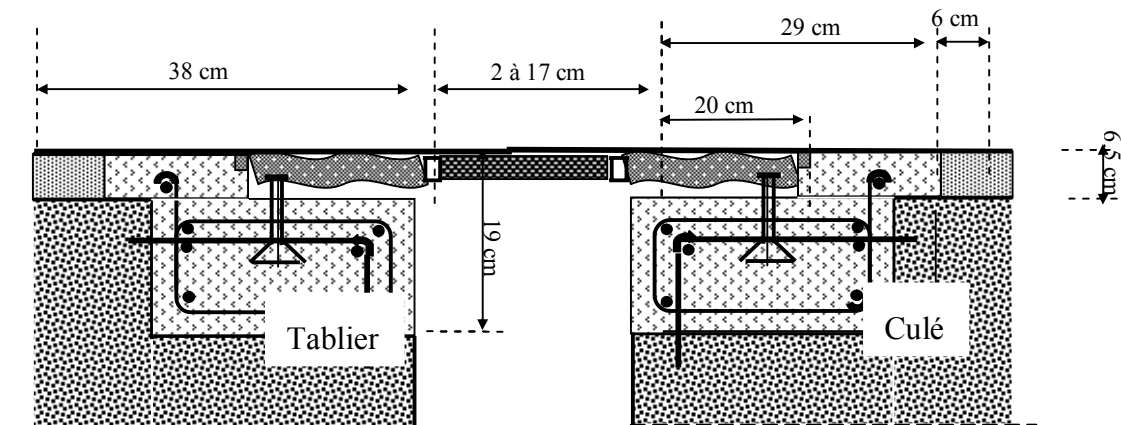


Figure VII. 2 : Dimensionnement de Joints de chaussée

VII.2. Appareil d'appui :

VII.2.1-Introduction :

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux.

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support, est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

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

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

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

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer ci-dessous :

Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

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

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

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

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.



Figure VII. 3 : Appareil d'appui en élastomère fretté.

VIII.2.2- Dimensionnement

Le dimensionnement des appareils d'appuis est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

Le module de déformation transversale G est de 0,8MPa pour les ponts routes. On considère que $a < b$, l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes $T = n \times t$. D'où n : est le nombre de feuillet élémentaires et t : leur épaisseur.

- **Compression : sous réaction verticale**

$$R_{\max} = 14835,38 \text{ KN}$$

$$\sigma'_m = \frac{N_{\max}}{ab} \leq \sigma, \text{ avec } N_{\max} = \frac{R}{2} = 7417,69 \text{ KN} = 7417690 \text{ N}$$

- **Dimensionnement des appareils d'appuis :**

D'après le document SETRA BT N°4/1974 :

Hauteur nette de l'élastomère :

La condition à vérifier est : $T \geq \frac{U_1}{0,5}$

U_1 : déformation lente (retrait, fluage, température)

$$\Delta r = \varepsilon_r \cdot L/2 = 2 \cdot 10^{-4} \cdot 182/2 = 0,0182\text{m}$$

$$\Delta T = \varepsilon_T \cdot L/2 = 3 \cdot 10^{-4} \cdot 182/2 = 0,0273\text{m}$$

$$L/2 = 91\text{m} ; \Delta L/91 = 3 \cdot 10^{-4} \implies \Delta L_f = 0,0273\text{m}.$$

Tableau VII. 1 : déformation lente (retrait, fluage, température)

Dus au fluage	Dus au retrait	Dus à la température	$U_1 = \Delta r + \Delta T + \Delta f$
$\Delta f = 2,73 \text{ cm}$	$\Delta r = 1,82 \text{ cm}$	$\Delta T = 2,73 \text{ cm}$	7,28cm

Donc : $T \geq \frac{7,28}{0,5} = 14,56\text{cm}$ on prend $T = 15\text{cm}$.

On prendra : $T = 15\text{cm}$. ; Soit : **6feuilles de 25mm**

• **Hauteur totale de l'appareil d'appui :**

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomère

t_s : épaisseur d'une frette

SETRA BT N°4/1974 $\implies t = 25 \text{ mm}, t_s = 5 \text{ mm} \implies H_{\text{Totale}} = 210\text{mm}$

-Détermination des dimensions de l'appareil d'appui :

Selon le bulletin technique N°04 de SETRA.

Aire de l'appareil d'appui :

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$2\text{MPa} \leq \sigma_m = \frac{N_{\text{max}}}{a \cdot b} \leq 15\text{MPa} \quad \text{avec :}$$

- σ_m : la contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max}
- N_{max} : réaction d'appui.
- 2 MPa : condition de non cheminement.
- 15 MPa : condition de non écrasement.

D'où : $0,494\text{m}^2 \leq a \times b \leq 3,708\text{m}^2$

• Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Condition de non - flambement : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

$5T \leq a \leq 10T$ $75\text{cm} \leq a \leq 150\text{cm}$

On prend : $a = 75\text{cm}$ et $b = 80\text{cm}$

Donc on optera pour un appareil type : « CIPEC 750x800x7(25+5) »

Nous avons donc :

6 feuillets d'élastomères intermédiaire d'épaisseur $t = 25 \text{ mm}$

2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t/2 = 12,5\text{mm}$

7 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 4\text{mm}$.

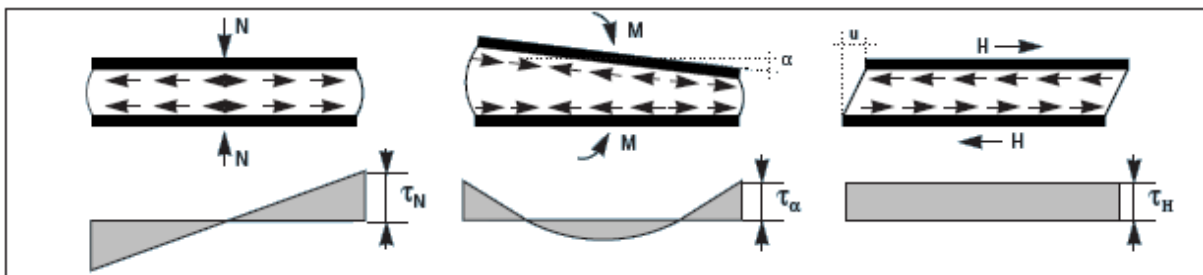
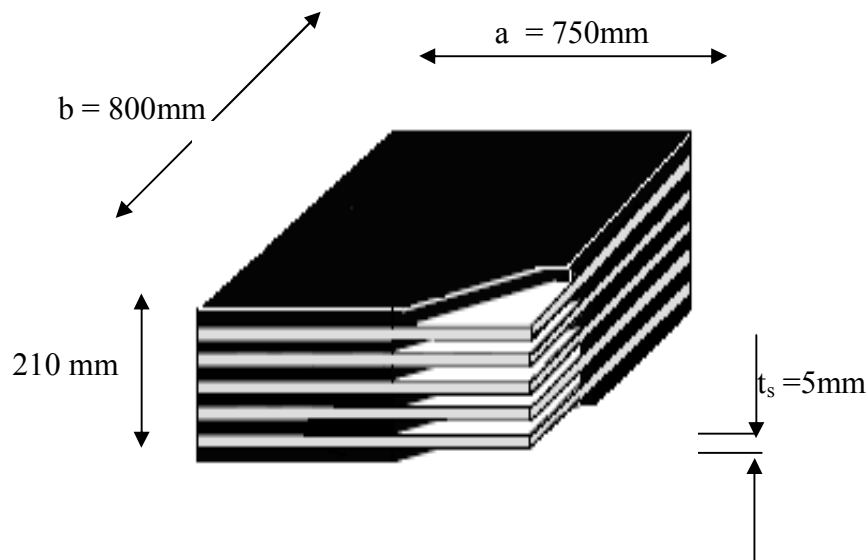


Figure VII. 4: Déformation d'appareil d'appuis.

VIII.2.3- Les dés d'appuis :

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

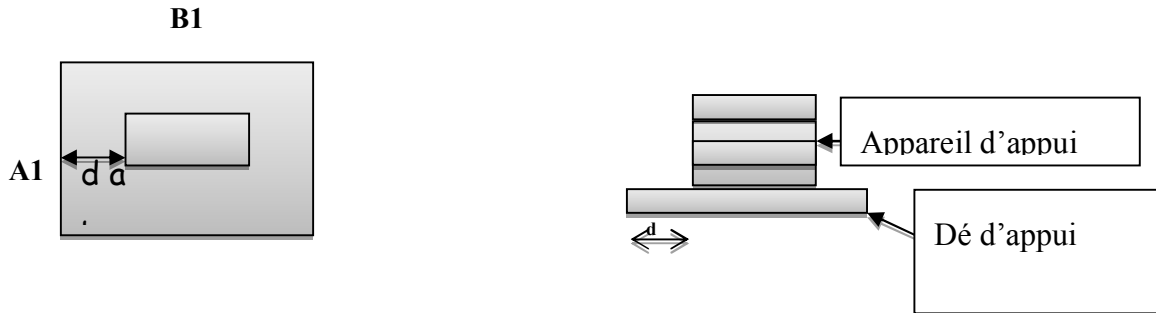


Figure VII. 5: Appareil d'appui + dé d'appui

• Les dimensions de dés d'appuis :

Dimensionnement du dé au glissement de l'appareil d'appui :

$$A = a + |d_a^+| + |d_a^-| + 50 \text{ mm}$$

$$B = b + |d_b^+| + |d_b^-| + 50 \text{ mm}$$

d_a^+ : Déplacement dans un sens
 d_a^- : Déplacement dans le sens opposé.
 d_b^+ : Déplacement dans un sens
 d_b^- : Déplacement dans le sens opposé

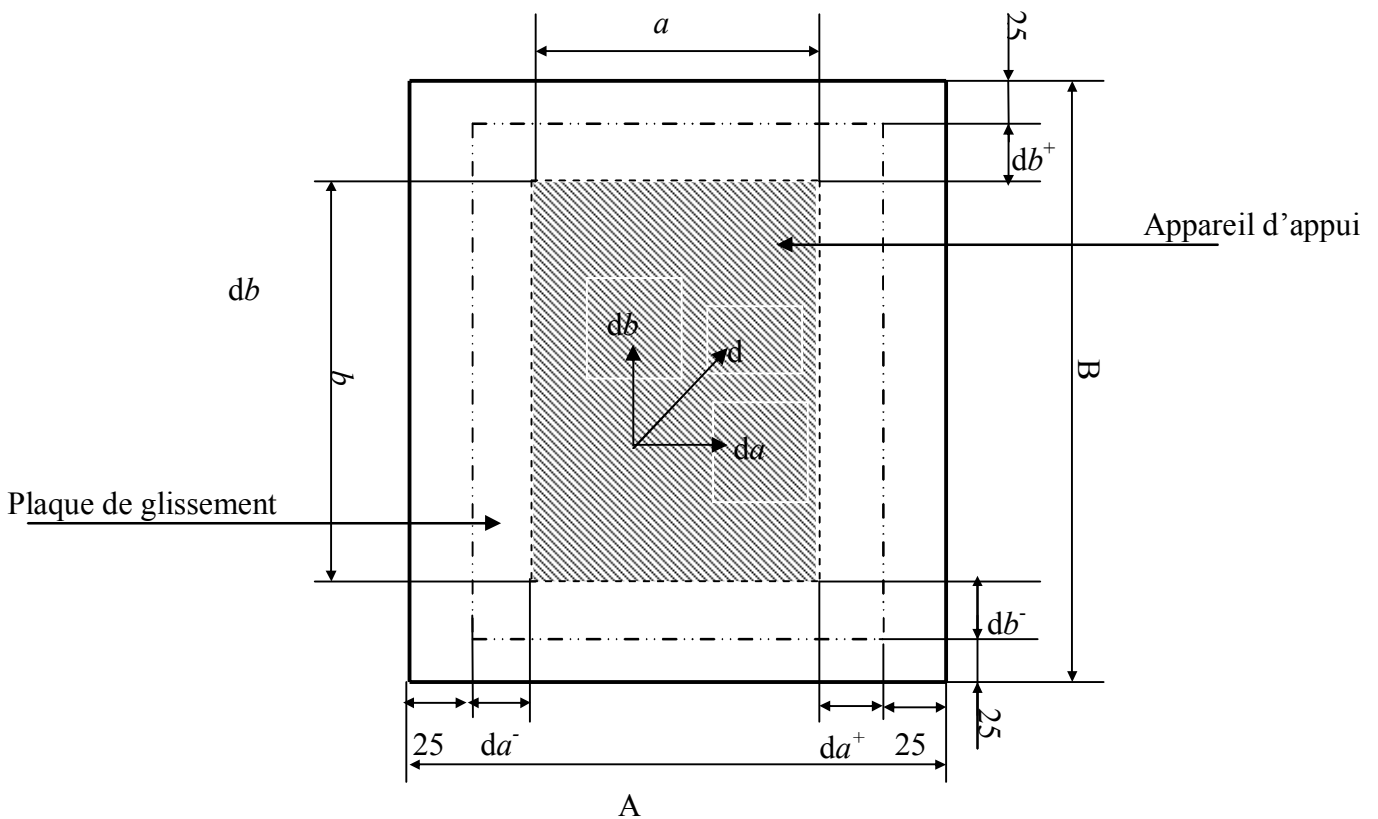


Figure VII. 6 : Dimensionnement de l'appareil d'appui

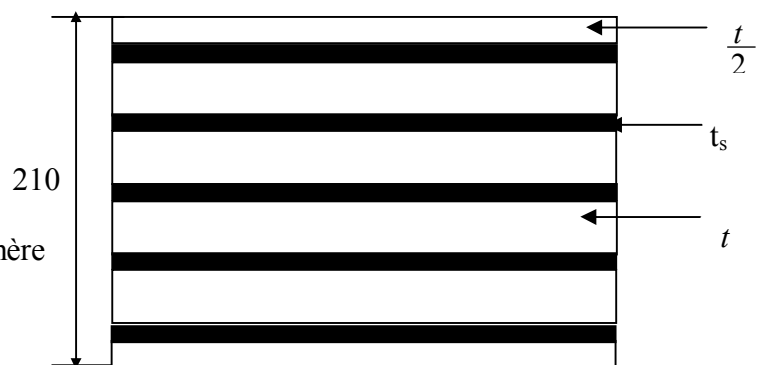
Pour un déplacement dans les deux cotés égal à 10 cm :

$$A = 100 + 50 + 750 = 900 \text{ mm}$$

$$B = 100 + 50 + 800 = 950 \text{ mm}$$

t : l'épaisseur d'un feuillet d'élastomère

t_s : l'épaisseur d'une frette



VII.2.4-Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions :

VII.2.4.1-Efforts horizontaux :

a) Système(L) : $F = 7,78t$

$$F = (7,78 / 2 \times 2) \times 1.5 = 2,9175t$$

b) Système Bc :

L'effort de freinage correspond à la charge Bc est égale à :

$$F_r = 33t$$

La force qui revient à chaque appareil d'appui :

$$F = (F_r / 2 \times 2) \times 1.5 = 12,375 t$$

c) Effort du au séisme :

$$\epsilon_h = 0.1 G \quad \text{horizontalement}$$

$$\epsilon_v = \pm 0.07 G \quad \text{verticalement}$$

Avec le poids propre du tablier : $G = 5598,2t$

$$\epsilon_h = 0.1 \times 5598,2 = 559,82t \quad ; \quad \epsilon_v = \pm 0.07 \times 5598,2 = \pm 391,874 t$$

Donc :

$$\epsilon_{h/appui} = 559,82 / 2 \times 2 = 139,955 t$$

$$\epsilon_{v/appui} = \pm 391,874 / 2 \times 2 = \pm 97,9685 t$$

d) Effort du à la déformation (déplacements) :

$$\epsilon = 7,28 \text{ cm} ; \text{ Avec } \epsilon = \Delta_{\max}$$

G : module de déformation transversale

$$G = 80 \text{ t/m}^2 \text{ pour des variations lentes}$$

$$G = 160 \text{ t/m}^2 \text{ pour des variations instantanées}$$

Et la hauteur nette de l'élastomère $T = 15\text{cm}$

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = (H \times T) / (G \times a \times b) \quad \text{donc } H = G \times a \times b \times \varepsilon / T$$

$$H = 80 \times 0.75 \times 0.80 \times 0.0728 / 0.15 \quad H = 23,296\text{t}$$

VII.2.5-Vérification :

Sollicitation sous charges verticales :

Contraintes de compression : il faut $\sigma_m < 150 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_m = N_{\max} / a \times b = 741,769 \times 10^3 / (75 \times 80) = 123,628 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

VII.2.5.1. Contrainte de cisaillement au niveau du frettage crée par cet effort :

$$\tau_N = 1.5 \times \sigma_m / \beta$$

Avec :

β : coefficient de forme et c'est égale à :

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = \frac{75 \times 80}{2 \times 2,5 \times (75 + 80)} = 7,742$$

$$\tau_N = 1.5 \times 123,628 / 7.742 = 23.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N < \bar{\tau} = 24 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{condition est vérifiée}$$

$$\bar{\tau} = 3 \times G = 3 \times 8 = 24 \text{ kg/cm}^2$$

VII.2.5.2. Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal :

a) Sous déplacement lent :

$$\tau_{H1} = G \times U_1 / T = G \text{ tg } \gamma_1$$

Avec :

G : module d'élasticité transversale

T : hauteur nette de l'élastomère $T = 15\text{cm}$

$$\tau_{H1} = G \times U_1 / T = 8 \times 7,28 / 15 = 3.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 0.5 \times G = 4 \text{ kg/cm}^2, \tau_{H1} < \bar{\tau} \quad \text{c'est vérifiée}$$

b) Sous un effort dynamique (freinage):

1) Force de freinage dû au Bc :

$$\text{Force de freinage due à Bc : } F = \frac{33.10^3}{4} = 8250 \text{ kg}$$

$$\tau_{H2} = F / a \times b = 8250 / (75 \times 80) = 1,375 \text{ kg/cm}^2$$

2) Déformation lente + Déformation rapide dues au freinage :

Il faut que : $\tau_H \leq 0,7 G$.

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2} = 3,88 + (0,5 \times 1,375) = 4,56758 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_H = 0,7 \times G = 5,6 \text{ kg/m}^2, \tau_H < \bar{\tau}_H \quad \text{c'est vérifiée}$$

VII.2.6-Sollicitation due à une rotation α_T :

La contrainte de cisaillement sous la rotation α_T vaut :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{T} \right)^2 \alpha_T \quad \text{Avec : } \alpha_T = \alpha + \alpha_0$$

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

α : égale à 0.003rad.

$$\tau_\alpha = \frac{8}{2} \left(\frac{75}{15} \right)^2 \times (0,02 + 0,003) = 0,46 \text{ kg/cm}^2$$

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

a) $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha \leq 5 G$

$$\tau = 23,95 + 1,375 + 0,48 = 25,805 \text{ Kg/cm}^2 \leq 40 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Vérifié.}$$

b) Condition de non cheminement et non glissement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{m \min} \geq 20 \text{ Kg/cm}^2 \text{ telle que : } \sigma_{m \min} \text{ est due au poids propre de poutre} \\ H \leq f \cdot N_{\min}, \text{ telle que } f: \text{ Coefficient de frottement} = 0,10 + (0,60 / \sigma_{m \min}) \end{array} \right.$$

$$N_{\min} = 741,769 \text{ t}$$

$$\sigma_{\min} = 741,769 \times 10^3 / 75 \times 80 = 123,63 \geq 20 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Vérifié.}$$

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0,1 + (0,6 / 123,63) = 0,105 \text{ t.}$$

$$f \times N_{\min} = 0,105 \times 741,769 = 77,88 \text{ t.}$$

• H due à la déformation lente :

H : force horizontale correspondante à N_{\min} .

$$H = G \times a \times b \times \varepsilon / T.$$

$$H = 80 \times 0,75 \times 0,80 \times 0,0728 / 0,15 = 23,296 \text{ t}$$

VII.2.7-Dimensionnement des frettes :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} t_s \geq \frac{\alpha x \sigma_m}{\beta x \sigma_e} \\ t_s \geq 2\text{mm.} \end{cases}$$

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$\sigma_e = 2200 \text{ Kg/cm}^2$ (Acier E24-1: $e < 3\text{mm}$ {SETRA Bulletin technique})

$t_s \geq 75 \times 123,63 / 8,076 \times 2200 = 0,5 \text{ cm} = 5\text{mm}$ et $t_s \geq 2 \text{ mm}$. **C'est vérifié**

On prendra : $t_s = 5 \text{ mm}$.

VIII.3.8. Ferrailage des dés d'appuis : (support des appareils d'appuis) :

Le dimensionnement du dé d'appui est A.B = (900. 950) mm

La section de frettage doit reprendre un effort égal à $0,04 R_{\max}$

$$N_{\max} = 741,769\text{t}$$

$$A = 0,04 \times R_{\max} / \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_s = 2 \times f_e / 3 = 333,333\text{MPa} \quad f_e = 500$$

$$A = 0,04 \times 741,769 / 333,333 = 8,9 \text{ cm}^2$$

On prendra **8Ø12** soit $A = 9,05 \text{ cm}^2$ longitudinalement et transversalement.

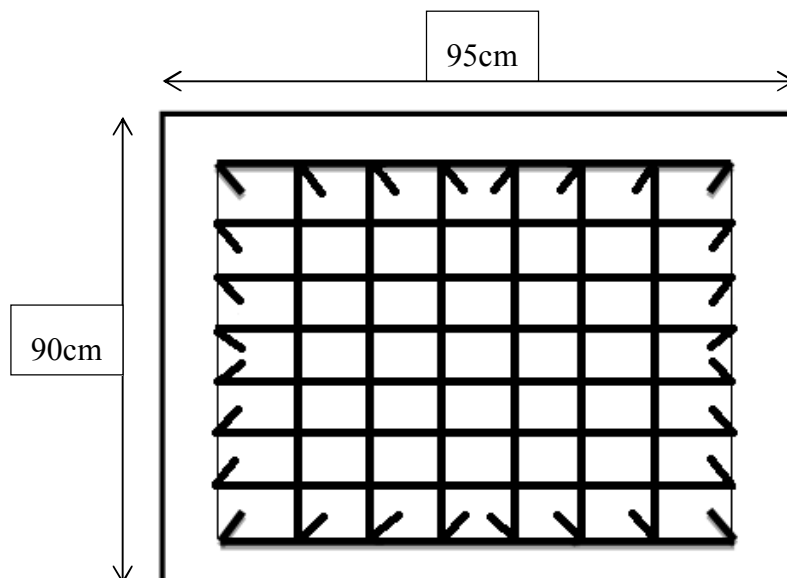


Figure VII. 7 : ferrailage de l'appareil d'appui

VII.3 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons choisis le type de joint de chaussée et dimensionné les appareils d'appuis, et nous avons calculé le ferrailage des dés d'appuis afin de supporter les différentes sollicitations verticale et horizontales.

*« Le commencement de toutes les sciences, c'est
l'étonnement de ce que les choses sont, ce qu'elles sont »
ARISTOTE*

Chapitre VIII :

ETUDE DE LA PILE

VIII.1-Introduction :

La pile est un appui intermédiaire d'un pont à travées multiples. Son rôle est transmettre des charges verticales et horizontales du tablier vers les fondations. La pile est constituée de 3 parties:

- ✚ Le sommier: c'est la partie supérieure de la pile qui reçoit les charges du tablier, elle est en béton armé.
- ✚ Le fût: c'est la partie verticale qui fait descendre les charges vers la fondation. le fût est construit soit en B.A soit en B.P en maçonnerie ou en métal. en élévation, le fût représente une certaine obliquité β
- ✚ Mode de liaison entre la pile et le tablier.

Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elle, ou partiellement ou totalement encastré.

VIII.2- Choix de la morphologie :

Il existe plusieurs types de piles, pile à fût, pile voile...etc

Le choix du type des piles voile dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques de la pile elle même, du site d'implantation de l'ouvrage et les différentes types de sollicitations agissant sur la pile, pour cela nous avons le choix de plusieurs types de piles. Pour notre cas, on va proposer une pile composée de pile voile.

VIII.3- Pré dimensionnement des piles (voile) :

Tableau VIII. 1 : Pré dimensionnement des piles

	voile	La semelle
La hauteur H(m)	5,75	1,5
La largeur B (m)	1,00	5,00
La longueur L (m)	5,00	7,00
Béton de propriété	/	0.15

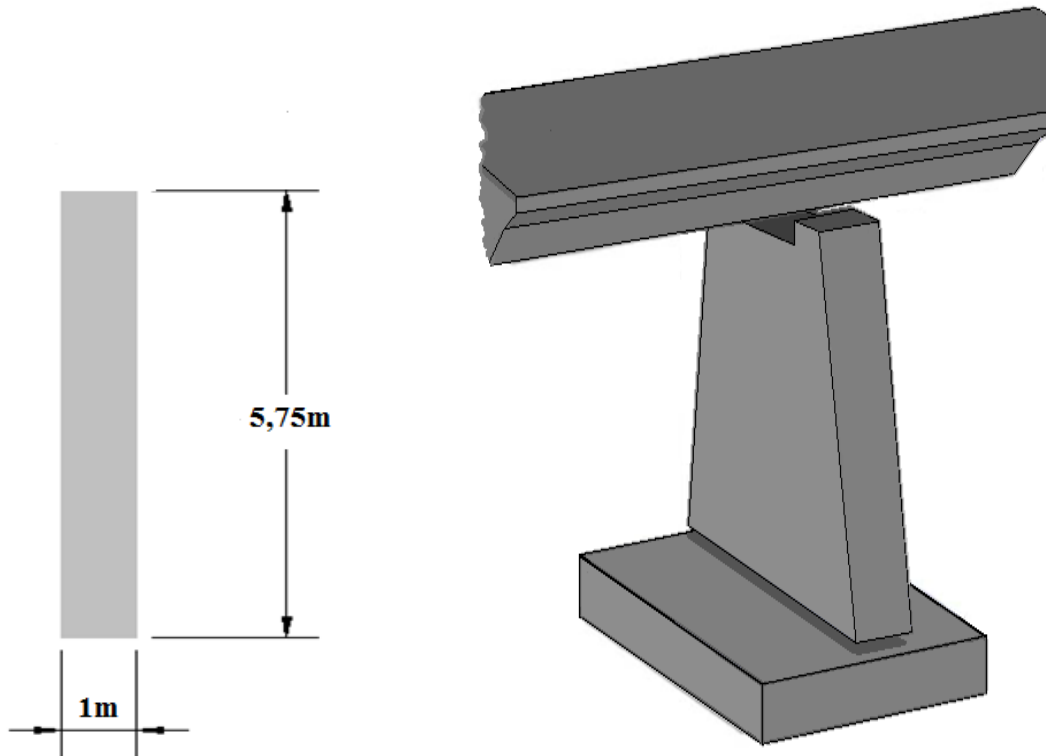


Figure VIII. 1 : Pré dimensionnement des piles

VIII.4- Etude du voile :

Le voile a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Il est sollicité en **flexion composée**.

VIII.4.1-Evaluation des charges et surcharges en conditions normales :

a) Charges verticales :

- Charge permanente :

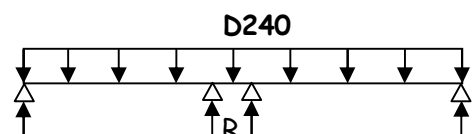
- Poids propre du tablier : $V_t = \frac{517,88}{5} = 103,576t/ml$

- Poids propre du voile : $V_f = \frac{76,05}{5} = 15,21t/ml$

- Surcharges

Poids de surcharges de D₂₄₀ :(cas le plus défavorable)

$V_{D240} = 240 t$



$$V_{D240}=240/5=48\text{t/ml}$$

La Charge verticale totale : $Q_V = 166,786\text{t/ml}$

b) charges horizontales :

• **Les efforts horizontaux :**

Freinage dû au système Bc : $H_{Bc} = 33/5 = 6,6 \text{ t/ml}$

• **Variation linéaire :**

Les efforts considérés sont dus aux : Seul l'effort dû à la température agit dans un seul sens. Pour le retrait et le fluage, ils s'agissent dans deux sens, donnant un effort nul.

Donc : $\varepsilon = \Delta t = 2,73 \text{ cm}$ due à la température

$$H = 1,282\text{t} ; \text{ Soit } H/5 = 0,256\text{t/ml}$$

Tableau VIII. 2 : les charges horizontales

	H (t/ml)	V(t/ml)	Bras de levier (m)	M (t.m)
Poids du tablier	/	103,576	/	/
Poids du voile	/	15,21	/	/
D₂₄₀	/	48	/	/
Freinage	6,6	/	7,53	49,698
Variation linéaire	0.256	/	7,53	1,928

VIII.4.2-Calcul des sollicitations :

- **1^{er} combinaison : condition normale (sans séisme) :**

a) **charge verticale :** $N = Q_V = 166,786\text{t/ml}$.

b) **charge horizontale :** Freinage + variation linéaire = 51,626t.m

- **2^{ème} combinaison : Condition extrême (avec séisme) :**

Séisme vertical = $\pm 0.07G = \pm 0.07 \times 166,786 = \pm 11,675 \text{ t/m}$

a) **charge verticale :**

$$N_{\max} = 166,786(1+0.07) = 178,461\text{t}$$

$$N_{\min} = 166,786(1-0.07) = 155,111\text{t}$$

b) charge horizontale :

$$G = 166,79 \text{ t/ml.}$$

$$\text{séisme horizontal} = 0.1 \times G = 16,679 \text{ t}$$

$$\text{Séisme + variation linéaire} = 16,679 + 0.256 = 16,935 \text{ t}$$

$$M_s = 0.1 ((103,576 \times 7,53) + (15,21 \times 5,75)) = 86,738 \text{ t.m}$$

$$\text{➤ } M_{\text{Séisme}} = M_s = 86,738 \text{ t.m}$$

$$\text{➤ } M_{\text{Variation linéaire}} = M_{v,l} = 16,935 \text{ t.m,} \quad \text{Donc } M_t = M_s + M_{v,l} = 103,673 \text{ t.m}$$

VIII.4.3-Ferraillage de voile :**➤ Condition normale :**

$$N_{\text{ser}} = 166,786 \text{ t}$$

$$N_{\text{ul}} = 1.35 \times 166,786 = 225,1611 \text{ t}$$

$$M_{\text{ul}} = 1.6 \times M_{\text{Freinage}} + 1.35 \times M_{\text{séisme horizontal}}$$

$$M_{\text{ul}} = 1.6 \times 49,698 + 1.35 \times 16,935 = 102,379 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ser1}} = 1.2 \times 49,698 + 16,935 = 76,573 \text{ t.m}$$

- Ferraillage de voile à L'ELU en conditions normale :

On à utiliser SOCOTEC (logicielle pour calculer le ferraillage)

$$N_u = 225,1611 \text{ t}$$

$$M_u = 102,379 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 10 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} A = 27,08 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{array} \right\} \text{ d'après le tableau de ferraillage, on prend : } \mathbf{9HA20/ml (28,27 \text{ cm}^2)}$$

$$\text{Béton} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_c = 500 \text{ MPa}$$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\xi_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2.17\% < \varepsilon_{es} = 10\%; \quad \bar{\sigma}_{st} = \varepsilon_s \times E_s = 434 \text{ MPa}; \quad n = 15; \quad A_s = 28,27 \text{ cm}^2;$$

$$d = 1 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$F(x) = (b_0 \cdot x^2) / 2 + n \cdot A' (x - d') - n \cdot A (d - x)$$

$$F(x) = (1 \cdot x^2)/2 + 15 \cdot 0 \cdot (x - d') - 15 \cdot 28,27 \cdot 10^{-4} (0,9 - x) = 0$$

$$F(x) = 0,5x^2 + 0,0424x - 0,0381 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = 0,07638 > 0 \Rightarrow x_1 = -b - \sqrt{\Delta}/2a = -0,3187 \quad ; \quad x_2 = -b + \sqrt{\Delta}/2a = 0,2339$$

On prend : $x_2 = x = 0,2339$

$$I = \left(\frac{bx^3}{3}\right) + n \cdot A_s (d-x)^2$$

$$I = 0,023 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 7,7871 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-x) = 332,6430 \text{ MPa} < 434 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié.}$$

➤ **Condition extrême (avec séisme) :**

$$N_{max} = 178,461 \text{ t}$$

$$N_{min} = 155,111 \text{ t}$$

$$M_{max} = 103,673 \text{ t.m.}$$

- Ferrailage de voile en condition sismique : SOCOTEC

$$N_{max} = 178,461 \text{ t}$$

$$M_{max} = 103,673 \text{ t.m}$$

Enrobage = 10cm

$$\left. \begin{array}{l} A = 27,44 \\ A' = 0 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \text{ après le tableau de ferrailage en prend : } \mathbf{9HA20/ml (28,27 \text{ cm}^2)}$$

Béton = 30MPa

Acier : $f_e = 500 \text{ MPa}$

- Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\xi_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2,17\% < \varepsilon_{es} = 10\%; \quad \bar{\sigma}_{st} = \varepsilon_s \times E_s = 434 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$F(x) = (b_0 \cdot x^2)/2 + n \cdot A' (x - d') - n \cdot A (d - x)$$

$$F(x) = (1 \cdot x^2)/2 + 15 \cdot 0 \cdot (x - d') - 15 \cdot 28,27 \cdot 10^{-4} (0,9 - x) = 0$$

$$F(x) = 0,5x^2 + 0,0424x - 0,0381 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = 0,07638 > 0 \Rightarrow x_1 = -b - \sqrt{\Delta}/2a = -0,3187 ; x_2 = -b + \sqrt{\Delta}/2a = 0,2339$$

On prend : $x_2 = x = 0,2339$

$$I = \left(\frac{bx^3}{3}\right) + n \cdot A_s (d-x)^2$$

$$I = 0,023 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 7,7871 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-x) = 332,6430 \text{ MPa} < 434 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié.}$$

➤ **Armature Transversales :**

$$\phi_t \geq \phi_l/3 = 20/3 = 6,67 \text{ mm}$$

On a un espacement minimal $\leq 15\phi_l = 15 \times 2 = 30 \text{ cm}$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$ avec un espacement de : 10cm pour la (zone de fonctionnement)

15cm pour la (zone centrale).

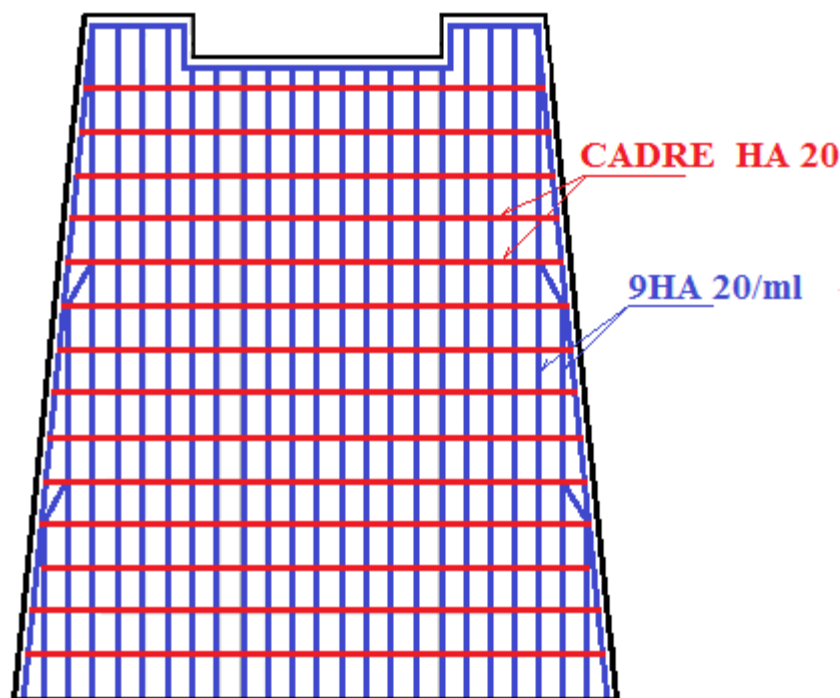


Figure VIII. 2 : Ferrailage du voile

VIII.4.4-ferraillage de la semelle :

➤ semelle de la pile(voile) :

a) En premier lieu, on calcule la longueur élastique (Le) de la semelle :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E_b * I}{(k * B)}}$$

Avec :

I : inertie de la section transversale de la semelle

$$I = B * \frac{h^3}{12}$$

E_b : module d'élasticité du béton ($E_b=2.10^5$ MPa)

h : la hauteur de la semelle (h=1,5m)

B : largeur de la semelle (B= 7m)

K : coefficient de raideur de sole en pratique K varie entre 0.5 à 12 kg/cm²

Pour notre cas $K= 12\text{kg/cm}^2 = 0,12 \text{ MN/m}^2$ (très bon sol)

Donc : $l_e = 4,762\text{m}$

b) Vérification de la rigidité de la semelle :

$$l \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e$$

l : Entraxe des poteaux

$3,75\text{m} \leq 7,48\text{m}$ Ok

Le calcul se fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol (Trapézoïdale ou triangulaire)

c) Ferrailage :

La semelle rectangulaire (7x5) → on calcule le ferrailage dans :

➤ Le sens Transversalement :

On applique la méthode de bielles :

$$A_s = \frac{N_i(B - D)}{8 * d * \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{965,18 * 10^3 (700 - 500)}{8 * 140 * 434,78}$$

$A_s = 396,41\text{cm}^2 \rightarrow 51\text{HA}32 (410,16) \text{ St}=10\text{cm}$

➤ le sens longitudinal :

$$(51 \times 5) / 7 = 36,42$$

On prend : 36HA32 avec un espacement de 10cm (double nappe) :

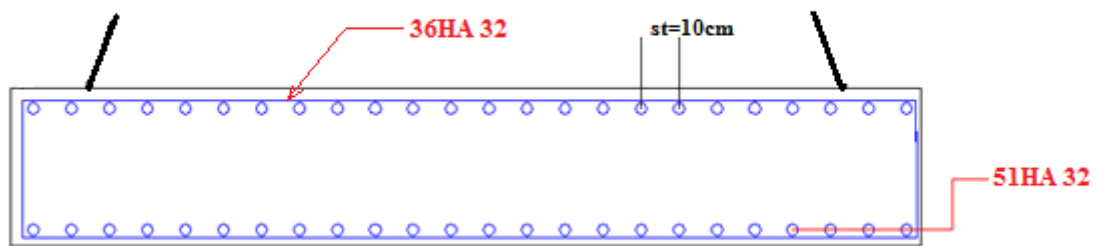


Figure VIII. 3 : façonnage de ferrailage de la semelle

VIII.5- Conclusion:

Dans ce chapitre, on a présenté les étapes de dimensionnement des piles et des semelles ainsi que le calcul et le schéma des ferrailages.

*« La facilité est le plus beau don de la nature à la condition qu'on n'en use jamais. » Chamfort
(Sébastien Roch Nicolas, dit Nicolas de)*

Chapitre IX :

ETUDE DE LA

CULEE

XII.1- Introduction :

La culée est un appui de rive (d'extrémité) du pont, elle assure la continuité entre la chaussée de la route à celle portée par le pont.

Elle doit reprendre les efforts horizontaux et le soutènement des terres de remblai.

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 du site.
- ✓ Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

XII.2- Pré dimensionnement des culées :

Tableau IX. 1 : Pré dimensionnement des culées

	Mur grade grève	Mur de front	Mur en retour	Dalle de transition
Hauteur (m)	1,4	1,94	3,34	0,3
Epaisseur (m)	$e = \text{Max} (0,30\text{m}, h/8) = (0,30\text{m}, 0,175\text{m})$ $e = 0,3\text{m}$	1,285	0,6	8,2 (largeur)
Longueur (m)	Et celle de tablier 11	Et celle de tablier 11	2	5

a) La semelle :

- Epaisseur : 1,00m.
- Largeur : 3,5m.
- Longueur 11m.
- Béton de propreté : 0,15 m

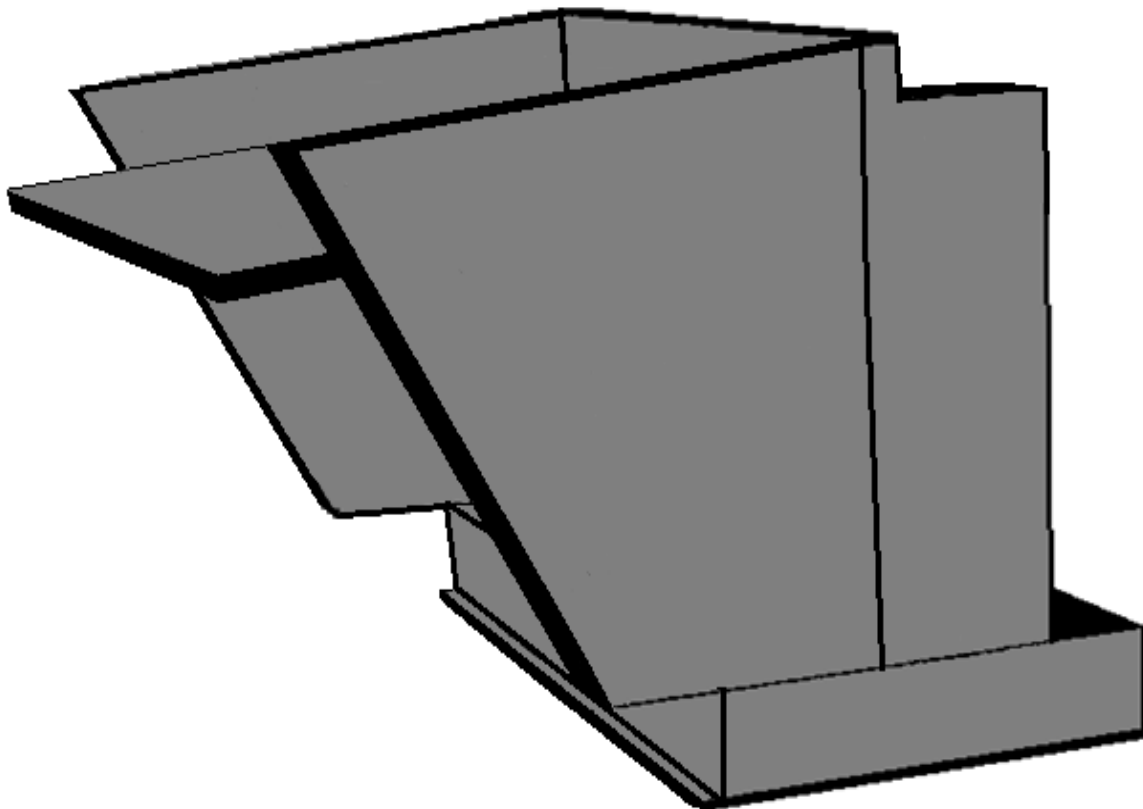


Figure IX. 1 : la culée de l'ouvrage.

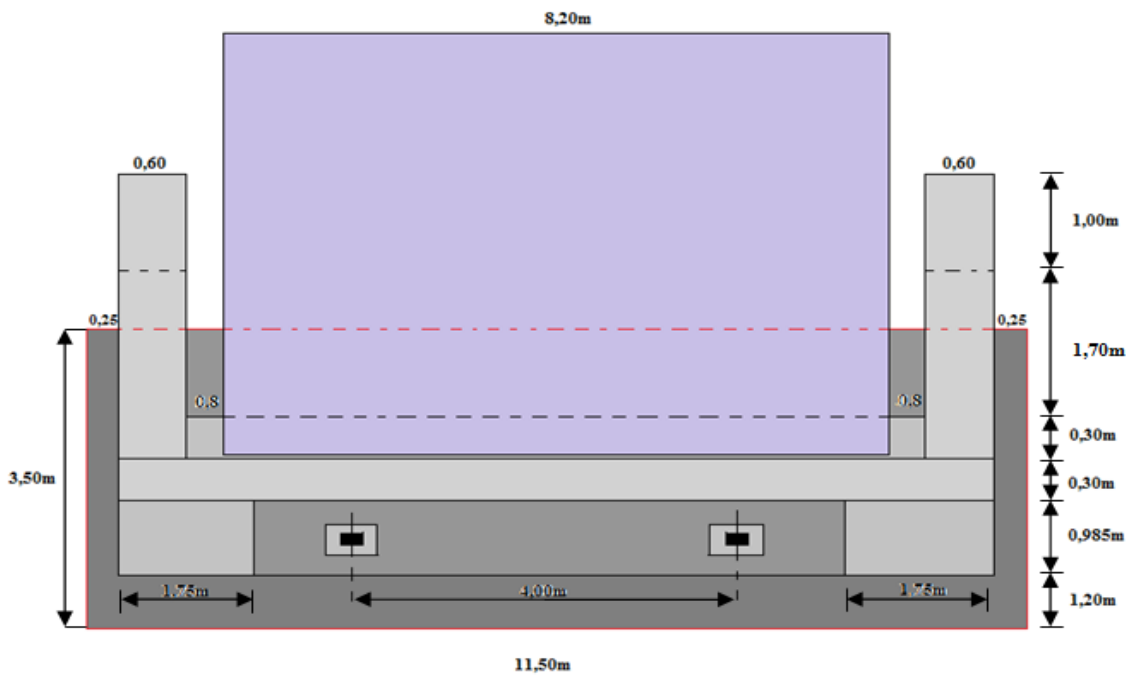
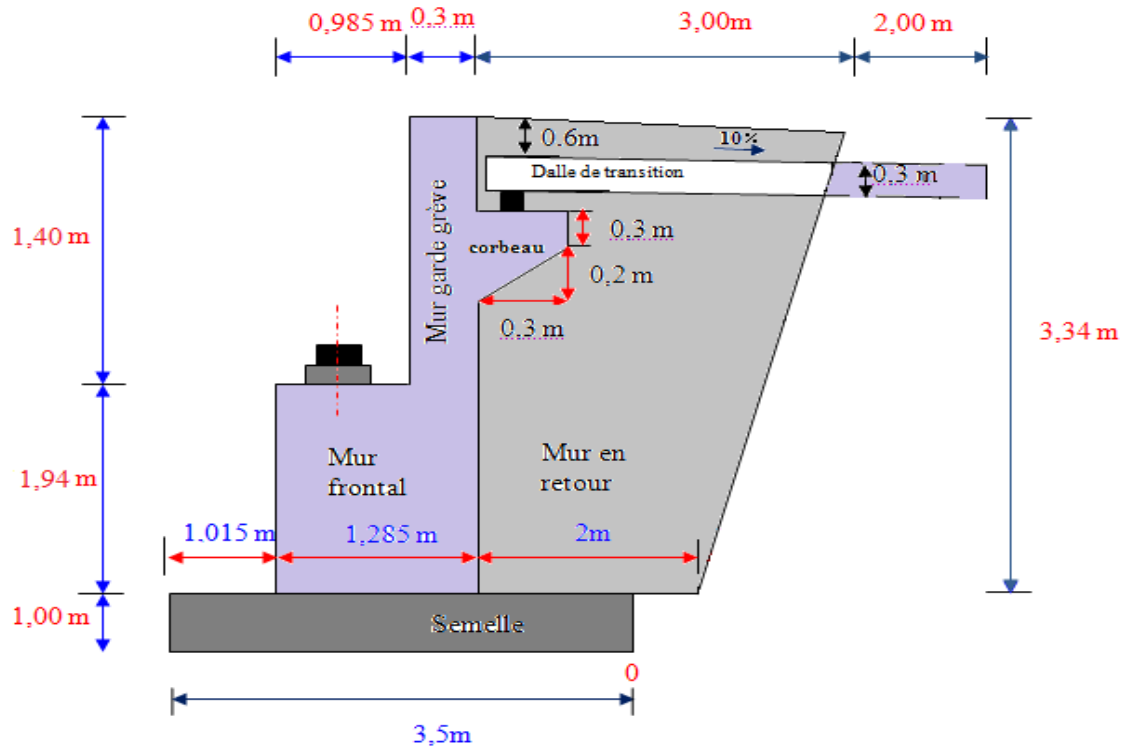


Figure IX. 2 : Dimensionnement de la culé de l'ouvrage.

IX.3-Stabilité de la culée :

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique.

Le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE

a) Détermination du coefficient de poussée k_{ah} :

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha - \beta) \cos(\alpha + \beta)}} \right)} \times k \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$: fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$: angle de frottement remblai-culée.

$\varepsilon_H = 0,1$ Coefficient sismique horizontale

$\varepsilon_V = 0,07$ Coefficient sismique verticale

$$k = \sqrt{\varepsilon H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2}$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \quad \theta = \operatorname{arctg} \left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \right)$$

Le coefficient de poussée pour les différents est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX. 2: Coefficient de poussées

Désignation	ε_H	ε_V	κ	k_{ah}
Condition sismique	0,1	-0,07	0,935	0,3740
	0,1	+0,07	1,075	0,4197
Condition normale	0	0	1	0,3333

b) Calcul des sollicitations

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

Tableau IX. 3: Moments et efforts agissant sur la culée

Désignation	P (KN)	$P\epsilon_H$	$(1+\epsilon_V)P$	V	H	M_R	M_S
Mur garde grève+ Le corbeau	C.N : $(0,42+0,12)\times 11\times 25=148,5$	0	148,5	3,55	1,11	0	164,84
	$H + V^+$	14,85	158,9	3,55	1,11	52,72	176,38
	$H + V^-$	14,85	138,11	3,55	1,11	52,65	153,3
Mur en retour	C.N : $2(8,35\times 0,6\times 25)=250,5$	0	250,5	1,78	0,255	0	63,88
	$H + V^+$	25,05	268,035	1,78	0,255	44,589	68,35
	$H + V^-$	25,05	232,965	1,78	0,255	44,589	59,41
Mur de front	C.N : $1,285\times 1,94\times 11\times 25=685,55$	0	685,55	1,97	1,658	0	1136,64
	$H + V^+$	68,555	733,54	1,97	1,658	135,053	1216,21
	$H + V^-$	68,555	637,56	1,97	1,658	135,053	1057,07
Semelle	C.N : $1\times 3,5\times 11,5\times 25=1006,25$	0	1006,25	0,5	1,75	0	1760,94
	$H + V^+$	100,63	1076,69	0,5	1,75	50,315	1884,21
	$H + V^-$	100,63	935,81	0,5	1,75	50,315	1637,67
Remblai sur semelle	C.N: $0,5\times 3,5\times 11,5\times 18=362,25$	0	362,25	1,25	1,75	0	633,94
	$H + V^+$	36,225	387,61	1,25	1,75	45,28	678,32
	$H + V^-$	36,225	336,89	1,25	1,75	45,28	589,56

Dalle de transition	C.N: $8,2 \times 5 \times 0,3 \times 25 = 307,5$	0	307,5	3,61	1,485	0	456,64
	H + V ⁺	30,75	329,025	3,61	1,485	111,007	488,60
	H + V ⁻	30,75	285,975	3,61	1,485	111,007	424,67

• **Poussée des surcharges de remblai**

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L \text{ avec } \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3, \text{ poids volumique des terres.}$$

Tableau IX. 4: poussée de terre

Désignation		P (KN)	$k_{ah} \times P$	$(1+\epsilon_v)P$	V	M _R
Mur GG + Mur Front	C.N	$0.5 \times (3,34)^2 \times 11 \times 18 \times 0.333$	367,77		1,11	408,22
	C.S+	$0.5 \times (3,34)^2 \times 0.4197 \times 11 \times 18$	463,52		1,11	514,51
	C.S-	$0.5 \times (3,34)^2 \times 0.374 \times 11 \times 18$	413,05		1,11	458,49
Semelle	C.N	$0.5 \times (1)^2 \times 0.333 \times 11,5 \times 18$	34,47		0,33	11,38
	C.S+	$0.5 \times (1)^2 \times 0.4197 \times 11,5 \times 18$	43,44		0,33	14,34
	C.S-	$0.5 \times (1)^2 \times 0.374 \times 11,5 \times 18$	38,71		0,33	12,77

a) Calculs des poussées dues aux Surcharges :

- $P = K_a \gamma H l$

Tableau IX. 5: surcharges sur remblai.

Désignation	P	$k_{ah} \times P$	$(1+\epsilon_v)P$	V	M_R
Mur GG + Mur Front	0.333x18x3,34x11	220,22		1,67	367,77
	0.4197x18x3,34x11	277,56		1,67	463,53
	0.374x18x3,34x11	247,33		1,67	413,04
Semelle	0.333x18x1x11	65,93		0,5	32,97
	0.4197x18x1x11	83,10		0,5	41,55
	0.374x18x1x11	74,05		0,5	37,03

b) Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux :

Tableau IX. 6: Récapitulatif des Moments et efforts globaux.

Désignation	Condition	$\epsilon_H \times P$	$(1+\epsilon_v)P$	M_R	M_S
TOTAL	C.N	688,39	2760,55	820.34	4216,88
	H + V ⁺	1143,68	2953,8	1472,89	4512,07
	H + V ⁻	1049.2	2567,31	1360,22	3921,68

c) Vérification de la stabilité de la culée :

Stabilité au renversement :

$$M_s / M_r \geq 1.5 \quad \Leftrightarrow \quad \text{dans les conditions normale}$$

$$M_s / M_r \geq 1.0 \Leftrightarrow \quad \text{dans les conditions sismique}$$

Les résultantes sont regroupées sur le tableau ci-dessous :

Tableau IX. 7: vérification la stabilité au renversement

Cas	ΣMs	ΣMr	$\Sigma Ms/Mr$	Condition	Vérification
1	4216,88	820.34	5,14	≥ 1.5	OK
2	4512,07	1472,89	3,06	≥ 1	OK
3	3921,68	1360,22	2,88	≥ 1	OK

c) Vérification au glissement :

- C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au glissement (C.S.G) égale à 1,5 donc on doit vérifier que :

$$\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v)P}{\sum \varepsilon_h P} > 1,5$$

- C.S : en condition sismique le C.S.G égale à 1.

$$\text{donc on vérifie que: } \mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v)P}{\sum \varepsilon_h P} > 1$$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Tableau IX. 8: Valeurs de vérification au glissement

Cas	$\sum \varepsilon_h P$	$\sum (1 + \varepsilon_v)P$	μ	Résultat	C.S.G	Vérification
1	688,39	2760,55	0.58	2,32	1,5	Ok
2	1143,68	2953,8	0.58	1,49	1	Ok
3	1049.2	2567,31	0.58	1,42	1	Ok

IX.4- Etude et ferrailage de la culée :

a) Mur garde grève :

- Evaluation des efforts sur le mur garde grève :

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

✚ Forces verticales :

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.

✚ Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un système Bc

✚ Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante: $P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} P_t \cdot h = \frac{1}{6} K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

Avec K_a : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = 0.333$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

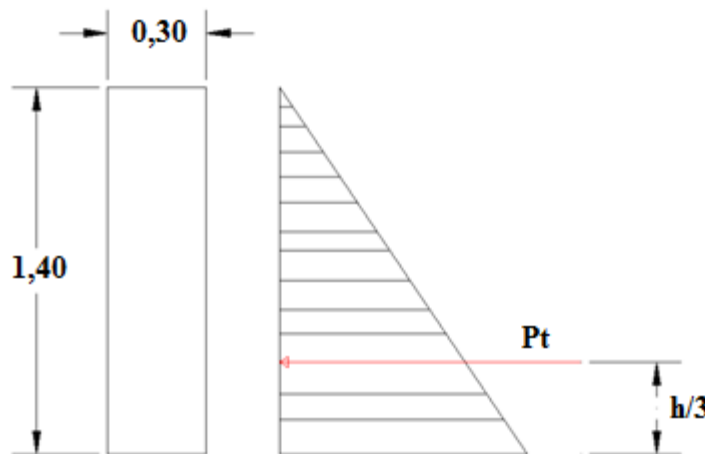


Figure IX. 3: Poussées des terres

$h = 1,4 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève sur le mur

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol.

Alors : $M_t = 0,274 \text{ t.m/ml}$

- Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx \quad \text{Avec : } K = K_a \cdot bc \cdot \delta \cdot \gamma$$

Coefficient de pondération $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS.

$bc = 1,1$: coefficient de pondération du système bc pour deux voies chargées

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$$K_a = 0,33$$

$$h = 1,4$$

$$K_{ELU} = 0,33 \times 1,1 \times 1 \times 1,6 = 0,58$$

$$K_{ELS} = 0,33 \times 1,1 \times 1 \times 1,2 = 0,44$$

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} [-x+h \ln(1+4X)+0,25\ln(1+4X)]_0^{1,4}$$

$$\text{ELU: } M_p = 3,36t.m/ml.$$

$$\text{ELS: } M_p = 2,55t.m/ml.$$

🚦 Moment du à la force de freinage :

Nous considérons un essieu d'un camion Bc au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue $6t$. Compte tenu de l'écartement des deux roues ($2m$), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève, la diffusion des efforts se fait suivant des directions à 45%

À partir du bord du rectangle d'impact d'où :

$$M_f = \frac{2.p.h}{0,25+2h} \mu = 5,51 \times \mu$$

$$\text{ELU: } M_f = 8,816t.m/ml.$$

$$\text{ELS: } M_f = 6,612t.m/ml.$$

$$\text{Le moment total à l'encastrement: } M_{ELU} = 1,35 M_t + (M_p + M_f) = 12,55t.m/ml.$$

$$M_{ELS} = M_t + (M_p + M_f) = 9,436t.m/ml.$$

▪ Ferrailage :

a) Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de $1m$ linéaire:

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.3 \times 0.9 = 0.27 \text{ m.}$$

$$\sigma_{bc} = (0,85 f_{cj}) / (\theta \cdot \gamma_b) = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0.101 < 0.186 ; \Rightarrow \text{pivot A: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.133$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.947$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 11,29 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : **10HA 16** pour $A_{st} = 20,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

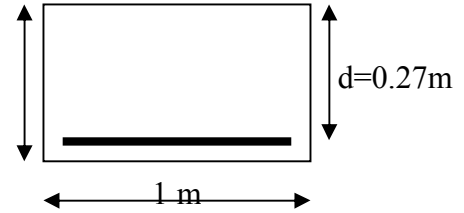
$$\text{C.N.F } \Rightarrow A_{s \text{ min}} = 0.23 \text{ b.d. } \frac{f_{tj}}{f_e} = 2,98 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ min}} < A_{st}$

Alors : $A_{st} = 20,11 \text{ cm}^2$ Soit : **10HA 16**

Pour l'armateur de construction on prend (Pas d'acier comprimé).

$$A_{sc} = \frac{A_{st}}{3} = 6,7 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } \mathbf{6HA12}, \text{ pour } A_{sc} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$



▪ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{ij}}) = 215.55 \text{ MPa.}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$F(x) = (b_0 \cdot x^2) / 2 + n \cdot A' (x - d) - n \cdot A (d - x)$$

$$F(x) = 0.5x^2 + 0.03017x - 0,00815 = 0$$

$$\Delta = 0,0171 \Rightarrow x = 0,101 \text{ m}$$

$$I = (\frac{bx^3}{3}) + n \cdot A_s (d - x)^2$$

$$I = 1,20 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 7,94 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - x) = 199,34 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié.}$$

-Horizontalement :

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm, les deux forces pour le croquis de ferrailage.

- C.N.F

$$A_{s \min} = 0.23 b.d. \frac{f_{tj}}{f_e} = 7.29 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \min} < A_{st}$

Alors : $A_{st} = 11.29 \text{ cm}^2$, Soit : **10HA 16**, pour $A_{st} = 20.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour l'armature de construction on prend (Pas d'acier comprimé).

$$A'_{sc} = \frac{A_{st}}{3} = 6.7 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : } \mathbf{6HA12}, \text{ pour } A_{sc} = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

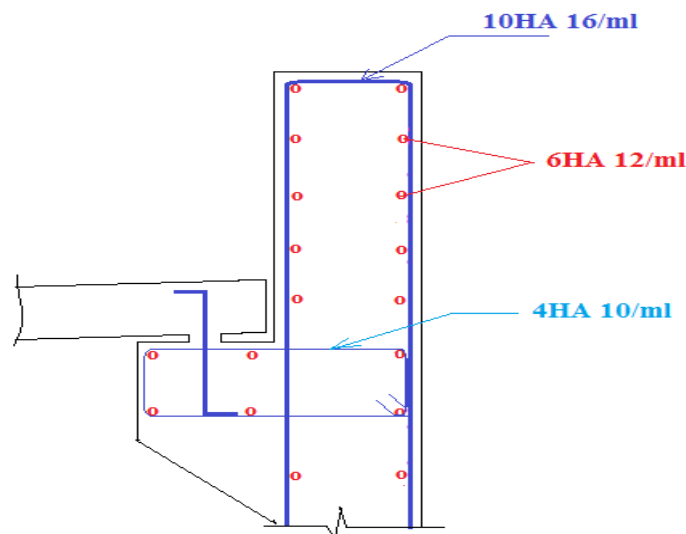


Figure IX. 4: Ferrailage du mur garde grève

b) Dalle de transition :

Elle se calcul comme une dalle rectangulaire supposée simplement appuyée, sachant que réellement elle est reposé sur des appuis élastique sur toute ça surface (contacte directe avec le sol).

Elle est soumise à son poids propre, les surcharges et le poids de remblai au dessus de la dalle.

- **Evaluation des efforts :**

$$\text{Remblai : } \gamma_{\text{sol}} \times 0.6 \times 1 = 1.08 \text{ t/ml.}$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } 0.3 \times 2.5 \times 1 = 0.75 \text{ t/ml}$$

$$\text{Revêtement : } 2.4 \times 0.08 \times 1 = 0.192 \text{ t/ml}$$

Surcharges : 1,20x1 t/ml (surcharges sur remblai)

L=5m.

Tableau IX. 9: évaluation des efforts sur la dalle de transition.

Type de charge	Q (t/ ml)	Moment (t.m) (QL ² /8)
Poids propre	0,75	2,344
Revêtement	0,192	0,6
Remblai	1,08	3,375
Surcharges	1,20	3,75

🚧 Combinaison :

à l' E.L.S :

$$M_{ser} = MG + 1.2 MQ = (2,344+0,6+3,375) + 1,2(3,75) = \mathbf{10,819t /ml}$$

à l'E.L.U :

$$M_u = 1.35MG + 1.6 MQ = 1.35 \times (2,344+0,6+3,375) + 1,6(3,75) = \mathbf{14,53 t /ml}$$

🚧 Ferrailage :

Ferrailage en flexion simple :

$$d=0,9h=0,27m \quad ; \quad b=1m$$

$$\sigma_{bc} = (0,85f_{cj}) / (\theta \cdot \gamma_b) = 17MPa$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,117 < 0,186 ; \Rightarrow \text{pivot A} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.156$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.938$$

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \mathbf{13,19 \text{ cm}^2 / ml.}$$

on prend : **8HA 20** pour $A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2 / ml.$

$$C.N.F \Rightarrow A_{s \min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 2,98 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \min} < A_{st}$

Alors : $A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2$ Soit : **8HA 20/ml**

Pour l'armature de construction on prend (Pas d'acier comprimé).

$$A_{sc} = \frac{A_{st}}{3} = 8,38 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : } \mathbf{8HA12}, \text{ pour } A_{sc} = 9,09 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{nf_{ij}}\right) = 215.55 \text{ MPa}.$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}.$$

$$F(x) = (b_0 \cdot x^2)/2 + n \cdot A' (x-d) - n \cdot A (d-x)$$

$$F(x) = 0.5x^2 + 0.0377x - 0.0102 = 0$$

$$\Delta = 0,022 \Rightarrow x = 0,109 \text{ m}$$

$$I = \left(\frac{bx^3}{3}\right) + n \cdot A_s (d-x)^2$$

$$I = 1,40 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 8,50 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-x) = 185,47 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié}$$

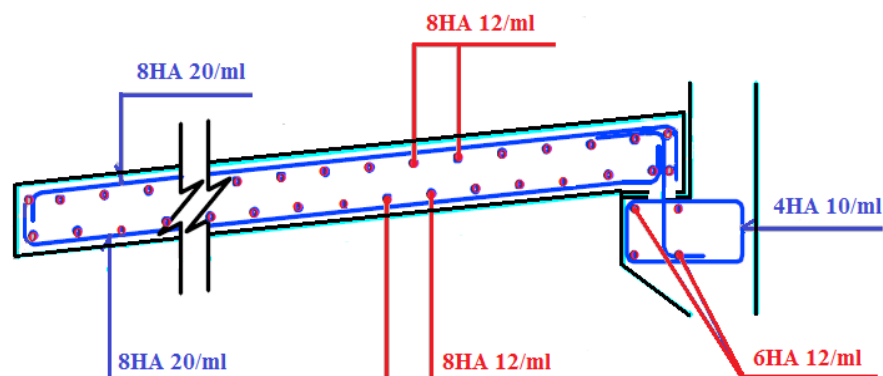


Figure IX. 5: Ferrailage de la dalle de transition

c) **Mur frontal :**

▪ **Evaluation des charges et surcharges :**

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

✚ **Forces verticales :**

- Réaction du tablier du à la charge permanente.

- Réaction de la surcharge D_{240}
- Poids propre de mur garde grève.
- Leur poids propre.

Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un système Bc
- Forces de dalle de transition

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Tableau IX. 10: Ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal

Désignation	P(KN)	$P\varepsilon_h$	$(1+\varepsilon_v)P$	V	H	M_R	M_S
Mur garde grève+ Le corbeau	C.N : $(0,42+0,12) \times 11 \times 25 = 148,5$	0	148,5	3,55	1,11	0	164,84
	H + V ⁺	14,85	158,9	3,55	1,11	52,72	176,38
Mur en retour	C.N : $2(8,35 \times 0,6 \times 25) = 250,5$	0	250,5	1,78	0,255	0	63,88
	H + V ⁺	25,05	268,035	1,78	0,255	44,589	68,35
Mur de front	C.N : $1,285 \times 1,94 \times 11 \times 25 = 685,55$	0	685,55	1,97	1,658	0	440,81
	H + V ⁺	68,555	733,54	1,97	1,658	135,053	1216,21
Poussée sur MGG+MDF	$0.5 \times (3,34)^2 \times 11 \times 18 \times 0.333$	367,77	0.00	1,11	/	408,22	/
	$0.5 \times (3,34)^2 \times 0.4197 \times 11 \times 18$	463,52	0.00	1,11	/	514,51	/
Freinage	C.N : 330	33	0	4,34	/	143,22	0
	0	0	0	/	/	0	0

Tablier	C.N : $P_{T(culée)}=3751,16$	0	3751,16	3,8	1,315	0	4932,77
	H + V ⁺	375,11 6	4013,74	3,8	1,315	1425,44	5278,07
Dalle de transition	C.N: $8,2 \times 5 \times 0,3 \times 25 = 307,5$	0	307,5	3,61	1,485	0	456,64
	H + V ⁺	30,75	329,025	3,61	1,485	111,007	488,60
Remblai de Dalle de transition	C.N: $8,2 \times 5 \times 0,6 \times 18 = 442,80$	0	442,80	4,04	1,485	0	657,56
	H + V ⁺	44,28	473,80	4,04	1,485	178,89	703,59
TOTAL	C.N :		5587,39			1065,95	6718,12
	H + V ⁺		5978,51			2870,92	7932,83

➤ **Condition normale :**

Effort normal : $\sum (1+\epsilon_v) P = 558,739t$.

ELS : $N = P/L = 50,79 t/ml$.

ELU: $N = 1,35(50,79) = 68,57 t/ml$.

Moment: $M = \sum M_s - \sum M_r = 565,22t.m$.

ELS: $M = 51,38t.m/ml$.

ELU: $M = 69,36t.m/ml$.

➤ **Condition sismique :**

Effort normal : $\sum (1+\epsilon_v)P = 597,851t$.

ELS : $N = 54,31 t/ml$.

ELU: $N = 73,32 t/ml$.

Moment: $M = \sum M_s - \sum M_r = 506,19t.m$.

ELS: $M = 46,02t.m/ml$.

ELU: $M = 62,13t.m/ml$.

▪ **Ferrailage :**

a) **Verticalement :**

Le ferrailage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 30 MPa$; $b_0 = 1m$; $h = 1,94 m$.

❖ Condition sismique.

A P.E.L.U:

$$M_u = 62,13 \text{ t.m/ml}$$

$$N_u = 73,23 \text{ t/ml}$$

$$e_0 = M_u / N_u \Rightarrow e_0 = 0,85$$

$$M_{au} = N_u \cdot e_A$$

$$M_{au} = N_u (e_0 + d - h_i/2) = 73,23 \times 1,626 \Rightarrow M_{au} = 119,07 \text{ t.m}$$

Puis on a :

$$\psi = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = 0,0222$$

0.0222 < 0.81 il faut calculer l'excentricité critique : $\frac{e_{NC}}{h} = f(\psi)$

$$\frac{e_{NC}}{h} = 0,166$$

$$e_{NC} = 32,2 \text{ cm}$$

e = 85 cm > 32,2 cm \Rightarrow Section Partiellement Comprimée

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,023 < 0,186; \Rightarrow \text{pivot A: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

$$A' = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 15,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{C.N.F } \Rightarrow A_{s_{\min}} = 0,23 \text{ b.d. } \frac{f_{tj}}{f_e} = 19,27 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s_{\min}} > A_{st}$

Alors : $A_{st} = 19,27 \text{ cm}^2$, Soit : **8HA20**, pour $A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armature de construction :

$$A'_s = A_s / 3 = 8,38 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : } \mathbf{5HA16/ml} \text{ pour : } \mathbf{A'_s = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

▪ Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}}\right) = 215,55 \text{ MPa}$.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$F(x) = (b_0 \cdot x^2) / 2 + n \cdot A' (x - d) - n \cdot A (d - x)$$

$$F(x) = 0.5x^2 + 0.0377x - 0.0658 = 0$$

$$\Delta = 0.133 \Rightarrow x = 0,326\text{m}$$

$$I = \left(\frac{bx^3}{3}\right) + n \cdot A_s (d-x)^2$$

$$I = 0,0875 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 1,71 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-x) = 112,03 \text{ MPa} < 215,55 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié}$$

❖ **Condition normale :**

$$M_u = 69,36 \text{ t.m/ml}$$

$$N_u = 68,57 \text{ t/ml}$$

$$e_0 = M_u / N_u \Rightarrow e_0 = 1,01$$

$$M_{au} = N_u \cdot e_A$$

$$M_{au} = N_u (e_0 + d - h_t/2) = 68,57 \times 1,786 \Rightarrow M_{au} = 122,47 \text{ t.m}$$

Puis on a :

$$\psi = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = 0,021$$

$$0,021 < 0,81 \quad \text{il faut calculer l'excentricité critique : } \frac{e_{NC}}{h} = f(\psi)$$

$$\frac{e_{NC}}{h} = 0,166$$

$$e_{NC} = 32,2 \text{ cm}$$

e = 101 cm > 32,2 cm \Rightarrow Section Partiellement Comprimée

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,024 < 0,186 \quad ; \Rightarrow \text{pivot A: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,03$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

$$A' = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 16,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{C.N.F} \Rightarrow A_{s \min} = 0,23 \text{ b.d. } \frac{f_{tj}}{f_e} = 19,27 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \min} > A_{st}$

Alors : $A_{st} = 19,27 \text{ cm}^2$, Soit : **8HA20**, pour $A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armature de construction :

$$A'_s = A_s / 3 = 8,38 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 5HA16/ml pour : } A'_s = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\text{En fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right) = 215,55 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$F(x) = (b_0 \cdot x^2) / 2 + n \cdot A' (x-d) - n \cdot A (d-x)$$

$$F(x) = 0,5x^2 + 0,03298x - 0,0576 = 0$$

$$\Delta = 0,116 \Rightarrow x = 0,307 \text{ m}$$

$$I = \left(\frac{bx^3}{3}\right) + n \cdot A_s (d-x)^2$$

$$I = 0,0779 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 2,02 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-x) = 142,37 \text{ MPa} < 215,55 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié}$$

b) Horizontalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$;

$$b_0 = 1 \text{ m} ; h = 1,94 \text{ m.}$$

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique.

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 19,27 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 8HA 20 pour : } A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Armature de construction :

$$A'_s = A_s / 3 = 8,37 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 5HA16/ml pour : } A'_s = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

a) Disposition constructive :

$$\frac{A_s}{4} < A < \frac{A_s}{3} \Rightarrow 5HA 14 \quad A_s = 7,7 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}$$

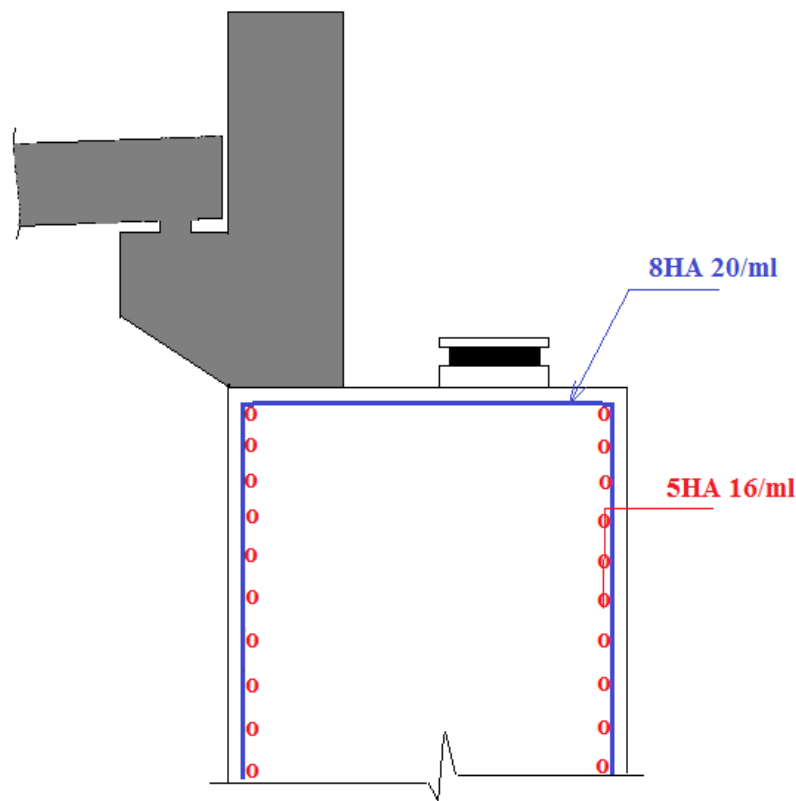


Figure IX. 6: Ferrailage du mur frontal

d) Mur en retour :

▪ Evaluation des efforts :

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont. Il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur y compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 1 m de l'extrémité théorique du mur et comprennent une charge **verticale de 4t** et une charge horizontales de **2t**.

✚ Efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} [0,333 \times 1,8 \times (3,34)^2 \times 1] = 3,34 \text{ t/ml}$.
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1,2 \times 3,34 \times 0,333 \times 1 = 1,33 \text{ t/ml}$.
- Poussée de la surcharge concentrée ($4/2=2t$) : $P_{sc} = 2 \times 1,2 = 1,4 \text{ t}$.

- **Les moments :**

- Poussée des terres : $M_t = 3,34 \times \frac{3,34}{3} = 3,72 \text{ t.m /ml.}$

- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 1,33 \times 3,34/2 = 2,22 \text{ t.m /ml.}$

- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 1,4 \times 3,34 = 4,68 \text{ t.m.}$

- **Les combinaisons :**

ELU : $M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 16,06 \text{ t.m /ml.}$

ELS: $M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 12 \text{ t.m /ml.}$

- ✚ **Efforts verticaux :**

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 0,6 \times 3,34 \times 2,5 = 5,01 \text{ t/ml.}$

- Poussée de la surcharge concentrée (4t) : $P_{sc} = 4 \times 1.2 = 4,8 \text{ t.}$

- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 0.3 \text{ t/ml.}$

- **Les moments :**

- Poids propre du mur : $M_G = 5,01 \times \left(\frac{3,34}{2}\right) = 8,37 \text{ t.m /ml.}$

- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 4,8 \times 3,34 = 16,03 \text{ t.m.}$

- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 0.3 \times 0.5 = 0.15 \text{ t.m/ml.}$

- **Les combinaisons :**

ELU : $M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 37,15 \text{ t.m /ml.}$

ELS: $M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 27,76 \text{ t.m /ml.}$

❖ **Le ferrailage:**

a) **Ferrailage horizontal:**

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$M_{ELU} = 16,06 \text{ t.m /ml.}$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa ; } b_0 = 1 \text{ m ; } d = 0,54 \text{ m.}$

$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma_{bc}} = 0.032 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\alpha = 1.25.(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0,041$

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

$A_{sc} = 0$

$A_{st} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = 6,95 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ Soit : 6HA 16 pour : $A_{st} = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right) = 215.55 \text{ MPa}$.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$F(x) = (b_0 \cdot x^2) / 2 + n \cdot A' (x - d) - n \cdot A (d - x)$$

$$F(x) = 0.5x^2 + 0.30159x - 0.301 = 0$$

$$\Delta = 0.71 \quad \Leftrightarrow x = 0.54 \text{ m}$$

$$I = \left(\frac{bx^3}{3}\right) + n \cdot A_s (d-x)^2$$

$$I = 0.114 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 3,99 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-x) = 202,86 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié}$$

➤ **Ferraillage vertical:**

$$A_s = 12,06 / 4 = 3,015 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : } \mathbf{6 \text{ HA10/ml}}$$

a) Ferraillage de suspension :

$$M_{ELU} = \mathbf{37,15 \text{ t.m /ml}}$$

$$M_{ELS} = \mathbf{27,76 \text{ t.m /ml}}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.54 \text{ m}$$

🚧 **Ferraillage: (SOCOTEC)**

$$A' = 0$$

$$A = 16,48 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : } \mathbf{8 \text{ HA20/ml}} \text{ pour } A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_s = A_{st} / 3 = 8,38 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit } \mathbf{6 \text{ HA16}} \text{ pour } A'_s = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \mathbf{0,23 b d f_{tj} / f_e} = 5,96 \text{ cm}^2 \text{ la condition vérifiée, donc en prend :}$$

$$A_s = 25,13 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \mathbf{8 \text{ AH } 20/\text{ml}}$$

▪ Vérification des contraintes à l'ELS :

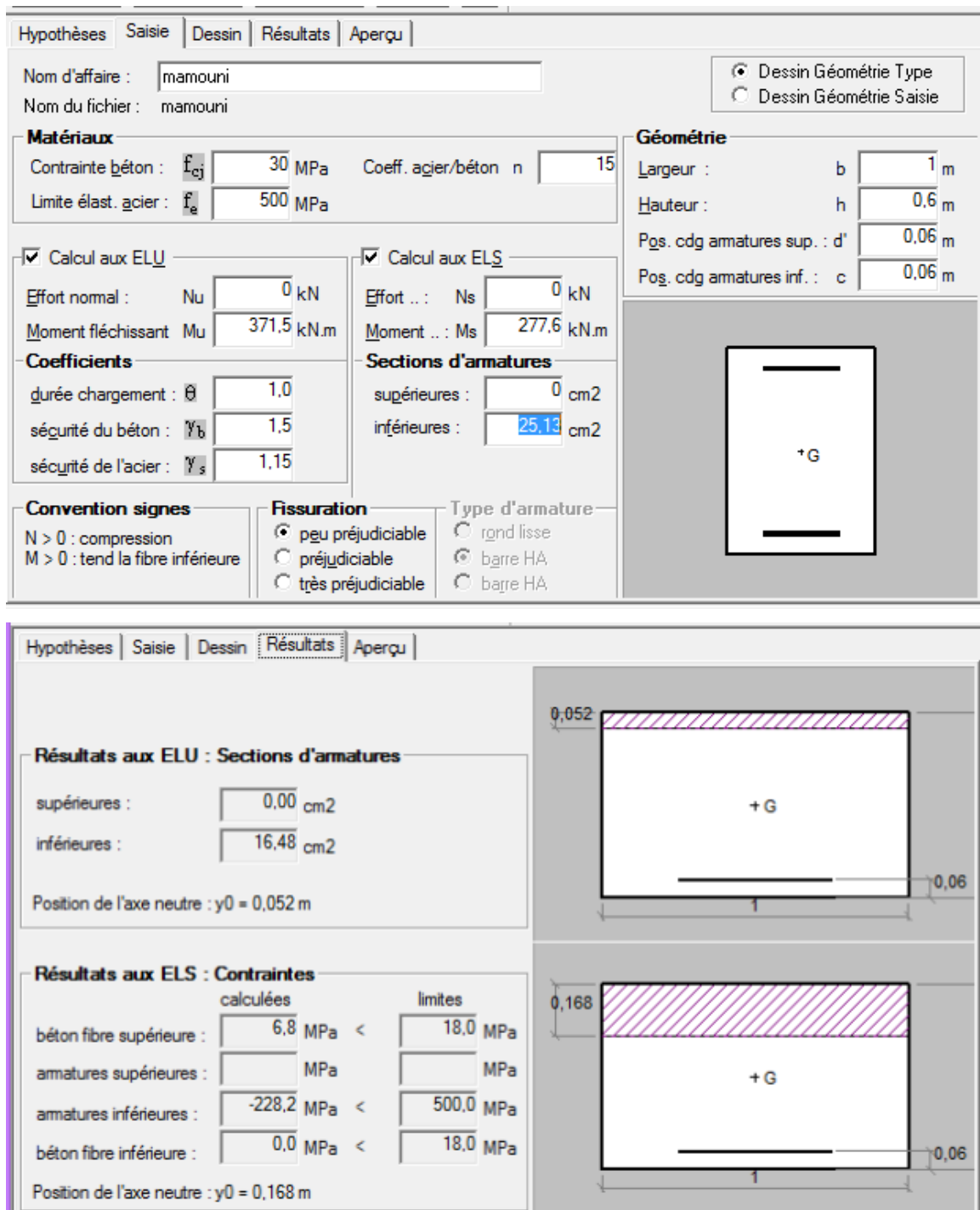


Figure IX. 7 : vérification des contraintes à l'ELS par SOCOTEC

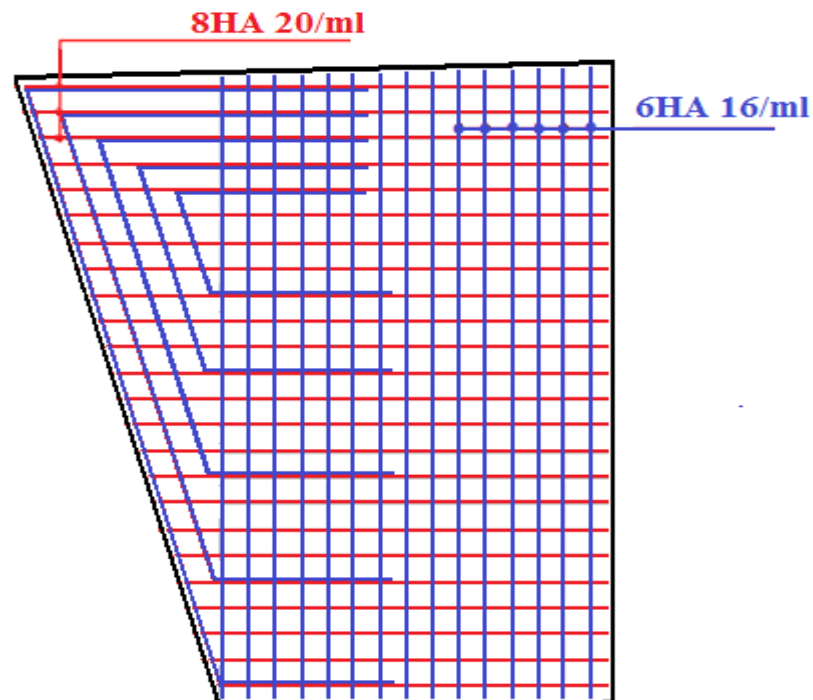


Figure IX. 8: Ferrailage du mur en retour.

➤ **Calculs des fondations :**

a) Les dimensions de la semelle :

Longueur $A = 11,5\text{m}$

Largeur $B = 3,5\text{m}$

Hauteur $D = 1\text{m}$

$q = 2760,55\text{ KN}$

b) Semelle continue sous mur :

Type de répartition :

$e_0 \geq B/6$

$0,0925 < 3,5/6 = 0,583\text{m}$ donc la répartition est trapézoïdale.

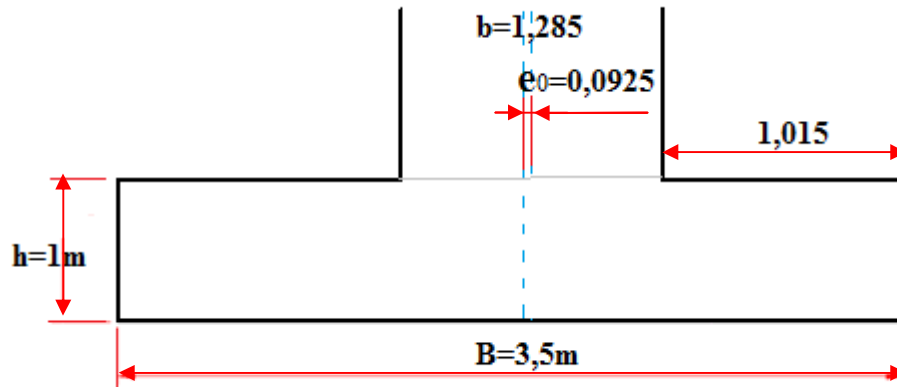


Figure IX. 9: semelle sous le mur de front

✚ a-Vérification des contraintes :

Il faut que : $\sigma_1 \leq 1.33\sigma_{sol}$ (dans le cas général)

$$\sigma_1 = \frac{1+3\frac{e_0}{B}}{A.B} P_{ser} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_1 = \frac{1+3\frac{0,0925}{3,5}}{11,5(3,5)} 2760,55 = 70,40 \text{ kN/m}^2 = 0,704 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1,11 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_1 = 0,704 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sol} = 2 \text{ kg/cm}^2$$

✚ b-Calcul des armatures :

On applique la méthode des consoles, la semelle est sollicité a la flexion simple sous le moment M_1 .

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0.35b \right)^2 \left(1 + \frac{4e_0}{B} + \frac{1,4e_0b}{B^2} \right) \frac{P_{ser}}{2B} ;$$

$$M_1 = \left(\frac{3,5}{2} - 0,35 \times 1,285 \right)^2 \left(1 + \frac{4(0,0925)}{3,5} + \frac{1,4(0,0925)1,285}{3,5^2} \right) \frac{2760,55}{2(3,5)}$$

$$M_1 = 746,45 \text{ kN.m}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\alpha \cdot \gamma_b} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,073 < 0,186 ; \Rightarrow \text{pivot A} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25.(1-\sqrt{1-2.\mu})=0,095$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.962$$

$$A_{sc}=0$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = 26,77 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 8HA 25 pour : } A_{st} = 39,27 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_s // \text{mur} \Rightarrow A_{s(\text{mur})} = (A_s / 4) \times B$$

$$A_s(\text{mur}) = (39,27/4) \times 3,5$$

$$A_s(\text{mur}) = 34,36 \text{ cm}^2$$

On prend: 20HA16 St = 15 cm

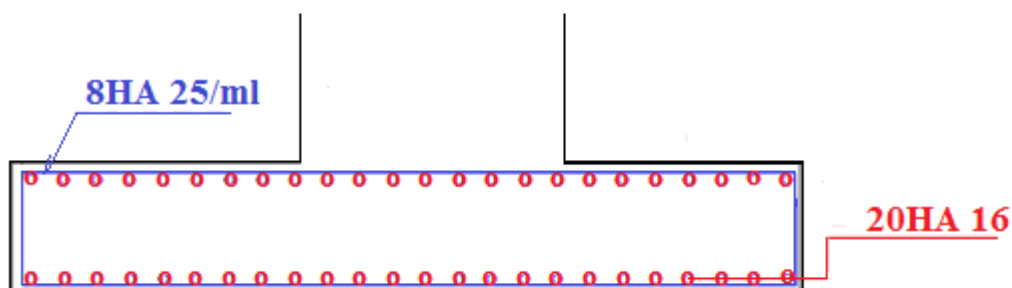


Figure IX. 10: ferrailage de la semelle

IX.5- Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons procédé au dimensionnement de la culée et ses éléments (mur garde grève, dalle de transition, mur en retour et le mur de front). Le calcul de différentes sollicitations ainsi que la vérification de la stabilité de la culée ont été fait. A la fin nous avons donné les schémas de ferrailage de ces éléments ainsi que celui de la semelle de la culée.

« Je n'ai pas échoué mille fois mais j'ai trouvé mille méthodes qui ne marchent pas » Albert Einstein

Chapitre X :

ETUDE DES CABLES DE PONT HAUBANE

X.1- Introduction :

Les câbles sont utilisés notamment pour les ponts suspendus ou haubanés, les pylônes haubanés, les couvertures suspendues ou les contreventements.

Les torons sont des assemblages de fils métalliques enroulés hélicoïdalement autour d'un fil central et constitués d'acier à très haute limite d'élasticité atteignant plusieurs fois celle de l'acier traditionnel de charpente. Ils peuvent contenir des centaines de fils et atteindre des limites de rupture de plusieurs centaines de tonnes. Leur module d'élasticité intrinsèque E_c est plus petit que celui du matériau acier à cause de l'enroulement des fils en hélice : une valeur de 170.000 [MPa] n'est pas rare.

Les câbles sont constitués d'un ensemble de torons alignés (on parle de câbles à torons parallèles) ou enroulés autour d'une âme centrale métallique ou textile (on parle alors de cordages). Les cordages possèdent un module d'élasticité intrinsèque encore plus faible, qui peut être inférieur à 140.000 [MPa].

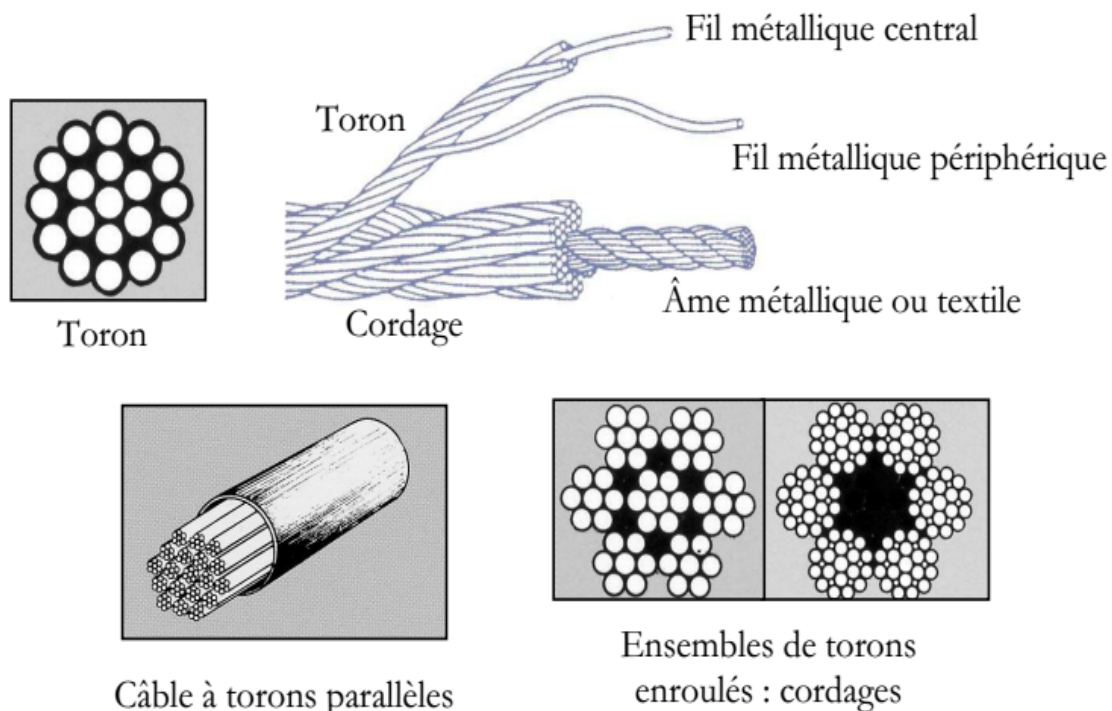


Figure X.1: les composantes des câbles

X.2- Durabilité des haubans :

La notion de durabilité des ouvrages haubanés est complexe à définir avec précision car chacun d'eux est un cas d'espèce qui dépend au moins des paramètres suivants :

- conception générale de l'ouvrage ;
- conditions de service ;
- dimensions de l'ouvrage et notamment longueur des haubans ;
- environnement de l'ouvrage (naturel ou industriel, terrestre ou marin, etc.)

X.3-Fonctionnement et qualités exigées des haubans :

En raison de leur nature et de leur mode d'installation, les haubans sont souvent comparés, et parfois confondus, avec les câbles de précontrainte.

Cependant, bien que technologiquement proches, leur nature et leur fonctionnement sont totalement différents.

X.3.1- Surtensions :

La tension des câbles de précontrainte longitudinale d'un pont en béton précontraint s'exerce directement sur le tablier et dépend peu des charges appliquées.

Les câbles de précontrainte peuvent donc être considérablement tendus lors de leur installation.

Inversement, les câbles d'un pont haubané sont les éléments tendus d'une structure triangulée constituée par le tablier, le pylône et les haubans.

Dans cette configuration, la tension des haubans équilibre sensiblement les charges verticales s'exerçant sur le tablier et varie de manière importante avec les charges d'exploitation.

Cette tension est réglée lors de l'installation pour optimiser le moment fléchissant dans le tablier.

X.3.2- Charges de fatigue :

Les charges d'exploitation induisent des variations de tension des haubans. De même, les effets du vent peuvent générer des vibrations des haubans et de la structure. Ces chargements répétés, même de faible intensité, peuvent endommager par fatigue la capacité de résistance de l'acier des haubans.

L'analyse de la résistance à la fatigue des haubans doit considérer deux aspects complémentaires :

- les contraintes de traction pure dues aux charges d'exploitation, et dont l'amplitude est bien plus grande que pour les câbles de précontrainte ;
- les contraintes de flexion au droit des ancrages, dues principalement aux vibrations des haubans, mais aussi aux déformations relatives des haubans et de la structure. Ces contraintes sont négligeables pour les câbles de précontrainte.

X.3.3- Agressions environnementales :

Contrairement aux câbles de précontrainte, les haubans sont directement exposés aux agressions de l'environnement : pluie, vent, rayonnement ultra-violet, cycles gel-dégel, etc.

X.3.4- L'effet des câbles sur la conception des haubans :

Les haubans, qui constituent les éléments clés de la stabilité des ponts haubanés, doivent offrir les meilleures garanties opérationnelles. L'analyse de leur durabilité doit être menée très sérieusement lors de la conception initiale ou de la qualification d'un procédé de haubanage.

Cependant, les haubans restent les éléments les plus vulnérables de la structure, et il subsiste une part d'aléas dans l'appréciation de leur durabilité. En outre, on ne peut exclure toute possibilité d'accident de la route qui les endommagerait.

C'est pourquoi la conception des haubans doit permettre leur remplacement rapide et sans conséquences nuisibles à l'ouvrage ni sérieuse interruption de trafic. Toutes les dispositions de protection devront garantir des possibilités d'inspection, de réglage et de maintenance, afin d'atteindre la durée de vie souhaitée ou de déterminer la nécessité d'un remplacement.

X.4-Les sollicitations existantes sur les haubans :

X.4.1- Sollicitations mécaniques :

Les sollicitations statiques et dynamiques. Rappelons celles qui concernent directement le hauban :

- variations d'effort normal liées aux charges d'exploitation ;
- flexions du hauban liées au vent, à la pluie ou à l'action combinée des deux : vibrations de faible amplitude et de fréquence importante, avec un très grand nombre de cycles.
- flexion statique liée aux erreurs de positionnement des ancrages, dont l'origine est :
 - défaut de perpendicularité du hauban par rapport à sa face d'appui sur l'ouvrage

X.4.2- Sollicitations environnementales :

Les agressions environnementales sur l'ouvrage et les haubans doivent être caractérisées spécifiquement pour chaque projet, afin de mettre en place des solutions capables d'y résister. On peut notamment citer :

- la pluie ;
- le vent et le vent de sable ;
- le soleil (rayonnement ultraviolet, chaleur du rayonnement infrarouge) ;
- les variations thermiques, globales ou différentielles;
- le froid et ses conséquences (glace, etc. selon la situation géographique) ;
- les agressions diverses : oiseaux, rongeurs, vandalisme, chocs divers provenant de chargements instables sur des véhicules, etc.
- les incendies de véhicules sur l'ouvrage

X.4.3-Sollicitations provisoires de construction :

Il s'agit à la fois :

- Des sollicitations de manutention et de mise en place : blessure, déformation excessive, etc. contre les quelles il faut protéger le hauban par des dispositifs adaptés et des outils bien étudiés.
- Des contraintes mécaniques résultant d'un état statique provisoire en phase de construction : sur chargement liés à certaines phases d'exécution, etc.

Les vérifications réglementaires sont communément effectuées pour les éléments structurels en phase de construction, mais il convient également de s'assurer de l'intégrité des éléments de protection (revêtement métallique, gaines, etc.)

X.5-Les catégories de haubans :

Les câbles de haubans sont constitués de diverses armatures en acier. On peut distinguer trois catégories de haubans, en fonction des armatures élémentaires utilisées (fils ou torons) :

Tableau X.1 : Les catégories de haubans

Abréviation	Désignation	Armatures en acier revêtu
MTP	Multi-torons parallèles	Torons de précontrainte T15,2 ou T15,7 gainés individuellement et/ou collectivement
MFP	Multi-fils parallèles	Fils ronds boutonnés gainés collectivement
TMC	Toron multi-couches	Fils ronds et/ou fils profilés

Les prescriptions générales sur la partie courante des haubans, et notamment leur protection anti-corrosion, puis fixe des prescriptions de détail pour chacune des trois catégories ci-dessus.

X.5.1-Catégories d'utilisation :

Les procédés de haubanage performants sont sensiblement plus coûteux que les procédés de précontrainte. Afin de limiter ces surcoûts, sur des structures où les câbles sont moins sollicités, une seconde catégorie d'utilisation a été définie

X.6 -Configuration des câbles :

La configuration des haubans constitue l'un des éléments fondamentaux de la conception des ponts haubanés.

Elle influence en effet de façon déterminante non seulement le comportement structural de l'ouvrage, mais également la procédure de montage et l'économie.

On a choisi une suspension à deux nappes latérales disposées aux bords du tablier en semi-harpe qui est une solution intermédiaire entre les configurations limites en harpe et en éventail. Cette disposition permet de combiner de manière judicieuse les avantages inhérents à ces deux conceptions, tout en évitant leurs désavantages. Une configuration en semi-harpe s'avère souvent idéale et un grand nombre de ponts haubanés modernes sont réalisés selon ce principe.

En écartant les haubans dans la partie supérieure du mât, on facilite une bonne conception des détails d'ancrage. Les câbles situés près du mât sont plus inclinés que ceux d'une suspension en harpe.

X.6.1- Disposition asymétrique :

Les conditions topographiques nécessitent fréquemment le franchissement d'un obstacle au moyen d'une seule portée, sans qu'il soit possible de réaliser l'équilibre à l'aide d'une travée arrière asymétrique.

Dans ce cas il peut s'avérer judicieux d'adopter une suspension en forme de rênes caractérisée par une concentration des câbles de retenue.

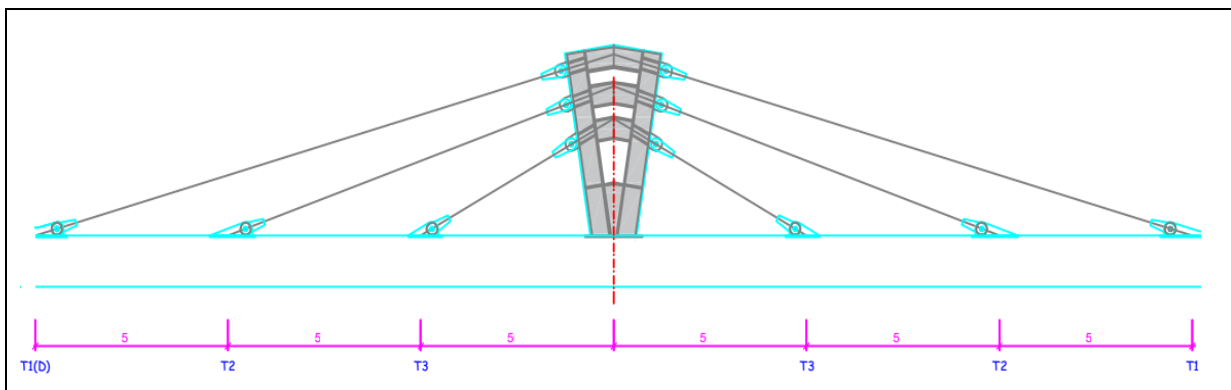


Figure X.2: vue en élévation du pont

X.6.2- Le type de hauban adopté :

Nous avons opté dans le cadre de ce projet pour des câbles de catégorie MTP : haubans Multi-Torons Parallèles. Les haubans MTP sont constitués de torons parallèles, ancrés individuellement et protégés par un dépôt métallique et une gaine injectée individuelle ou collective.

Les armatures des haubans MTP sont des torons conformes à la norme NF A 35-035(révision 2000), ayant les caractéristiques suivantes :

- Diamètre nominal : 15,7 mm (torons T15, 7).
- Section résistante nominale : 150 mm².
- Masse linéique nominale du toron nu : 1,172 Kg/m.
- Revêtement de protection d'un dépôt métallique de zinc ou d'un alliage zinc et aluminium normalisé compris entre 190 et 350 g/m² (épaisseur moyenne de 26 à 40 µm environ).
- Classe de résistance f_{prg} 1860 Mpa (f_{prg} : la contrainte de rupture garantie).
- Allongement relatif sous charge maximale A_{gt} supérieur ou égale à 3,5%.

- Module d'élasticité du faisceau de torons parallèles de l'ordre de 190 Gpa +5% ou – 5%.
- Très basse relaxation (TBR): inférieur ou égale à 2,5% à 1000 heures sous 0,7 Fm (à 20).
- Catégorie B de la NF A 35-035(révision 2000), c'est-à-dire armatures d'aptitudes particulières satisfaisant aux conditions d'essai suivantes :
 - Tenue en fatigue : 2 millions de cycle avec une contrainte maximale de 0,45 Frg et une variation de contrainte de 300 Mpa.
 - coefficient de traction déviée inférieur ou égal à 20 %.

Les valeurs nominales et les tolérances s'appliquent aux produits revêtus et s'entendent donc revêtement métallique compris. Les longueurs de torons produites de façon courante peuvent contenir des soudures faites sur les fils individuels avant tréfilage, mais ne peuvent contenir aucune soudure effectuée pendant ou après le tréfilage.

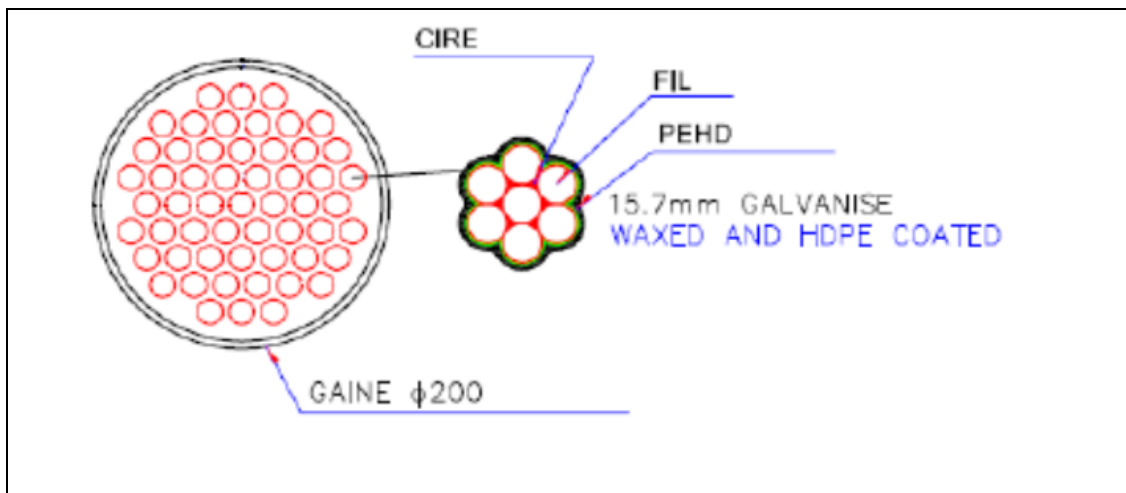


Figure X.3: section du câble

X.6.3- Les haubans :

Cette variante se compose de trois paires de haubans ayant un espacement au niveau du tablier de **5 m** et un espacement de : 0,919m entre tirant 1et 2 , 0,787m entre tirant 2et 3au niveau du pylône.

On suppose que chaque paire de hauban supporte la moitié de tablier précédente et la moitié de tablier suivant, ce qui fait que les 3 haubans supportent le poids de 5 m de longueur.

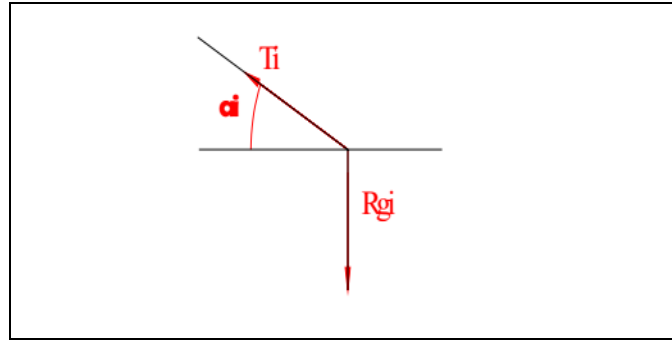


Figure X.8: schéma des forces

X.6.3.1- Calcul de la tension au niveau des câbles :

$$\sin \alpha_i = R_{gi}/T_i$$

Donc : $T_i = R_{gi}/\sin \alpha_i$.

Ou : T_i : la force du hauban i.

R_{gi} : la réaction du hauban i sous les charges permanentes et les surcharges.

α_i : l'inclinaison du hauban i par rapport à l'horizontale.

On a alors : $A_i = R_{gi}/\sin \alpha_i \cdot \sigma_g$

X.6.3.2- Calcul des sections des câbles :

A_i : la section du hauban.

σ_g : contrainte admissible réduite dans les haubans sous le poids propre et les surcharges. Pour déterminer la contrainte admissible réduite σ_g des haubans il faut définir le critère à prendre en compte :

Critère de fatigue → $\sigma_g = (g/q) \Delta \sigma_{adm}$ si $q/g > 0,3$

Critère de résistance → $\sigma_g = (1 + (q/g))^{-1} \sigma_{adm}$ si $q/g \leq 0,3$

σ_{adm} : contrainte admissible maximale des haubans : $\sigma_{adm} = 0,45 \beta z$

βz : la contrainte de rupture de l'acier égale à 1860 N/mm²

$$\sigma_{adm} = 0,45 \times 1860 = 837 \text{ N/mm}^2.$$

g : la charge permanente $g=358,94 \text{ KN/m}$.

q : les surcharges $q = q_{D240} = 40 \text{ KN/m}$ d'où :

$$q/g = 0,11 \rightarrow \sigma_g = (1 + (q/g))^{-1} \sigma_{adm}$$

$$\sigma_g = (1+0,11)^{-1} \times 837 = 754,05 \text{ N/mm}^2.$$

S_i : la section de calcul de 2 haubans.

K_i : la raideur d'un seul hauban avec $K_i = E \cdot A_i / 2 \cdot L_i$

E : le module d'élasticité des haubans.

L_i : la longueur du hauban i .

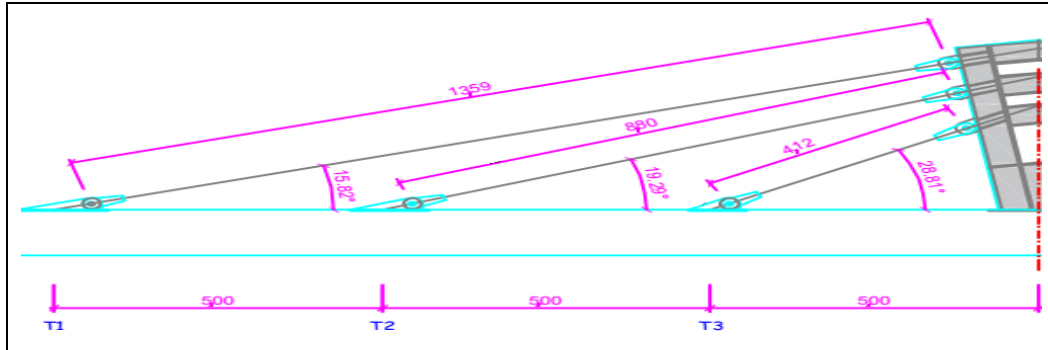


Figure X.4: disposition des câbles.

Tableau X.2: calcul des sections des haubans

H	x_i (m)	z_i (m)	α_i (°)	Longueur des haubans (m)	Réaction R_{gi} (KN)	Force T_i (KN)	Section S_i (mm ²)	A_i (mm ²)	Type de hauban	Raideur K_i (KN/m) pour un câble
1	5	2,148	28,81	4,12	1994,7	4139,18	5489,27	2x2850	2x19T15	6571,60
2	10	3,067	19,29	8,8	1994,7	6038,15	8007,62	2x4050	2x27T15	4372,16
3	15	3,864	15,82	13,59	1994,7	7316,88	9703,44	2x4950	2x33T15	3460,26

X.7- Fonctions d'un ancrage de hauban :

Les deux extrémités d'un hauban sont appelées zones d'ancrage et sont composées à la fois :

- de l'ancrage proprement dit, c'est-à-dire les dispositifs mécaniques qui transmettent la tension du hauban aux éléments d'attache de la structure (pièce de pont, nervure, tête de pylône, etc.)
- de la zone de transition, qui s'étend de l'ancrage au début de la zone courante du hauban (câble et barrières de protection) ; la zone de transition comprend notamment des déviateurs, des dispositifs de guidage transversal, des amortisseurs externes, ainsi que des pièces de raccordement avec la zone courante.

L'ancrage et la zone de transition assurent cinq fonctions suivantes :

X.7.1- Transfert de l'effort du hauban :

L'ancrage mécanique est composé principalement d'une pièce mécanique intermédiaire qui doit être dimensionnée pour bloquer les armatures constituant le câble et transmettre leur effort à la structure d'attache. Cette pièce intermédiaire s'appelle tête d'ancrage pour les catégories de câbles MTP et MFP à torons ou fils parallèles. Dans le cas des haubans TMC à torons multi-couches, on parle plutôt de douille d'ancrage.

Les armatures élémentaires sont bloquées, individuellement ou collectivement, par un dispositif de blocage spécial s'appuyant sur la pièce intermédiaire :

- clavettes coniques ou manchons sertis pour câbles MTP ;
- boutons pour les câbles MFP éventuellement complétés par le coincement du faisceau de fils dans un matériau de remplissage ;
- frisures des fils élémentaires des câbles TMC, collectivement coincés par un matériau de remplissage dans l'alésage conique de la douille d'ancrage. L'ensemble des armatures épanouies et solidarisées dans la douille constitue le culot.

Certains TMC de petit diamètre (15 à 29 mm) à couches non croisées peuvent également être ancrés par clavettes coniques.

X.7.2- Filtration des déflexions angulaires :

L'ancrage peut comprendre des dispositifs de guidage du câble, destinés à éviter totalement ou partiellement que les déflexions angulaires du câble ne se propagent jusqu'à la tête d'ancrage ou la douille.

X.7.3- Possibilité de réglage :

L'ancrage peut comprendre des dispositifs permettant à la tête d'ancrage ou à la douille de se déplacer par rapport à la structure pour assurer les réglages suivants du hauban :

- réglage axial de la tension du hauban ;
- réglage initial en orientation.

X.7.4- Protection anticorrosion et étanchéité

La conception des dispositifs d'ancrage doit prolonger de façon continue dans la zone d'ancrage les deux barrières, qui assurent la protection anticorrosion et l'étanchéité de la zone courante du hauban.

X.7.5- Démontrabilité

La conception des ancrages doit permettre le changement du câble.

X.8- Classification des ancrages :

En fonction du principe de blocage des armatures, on peut distinguer quatre familles d'ancrages de hauban, qui conviennent généralement à une catégorie de câble bien définie, comme indiqué dans le tableau ci-dessous.

Tableau X.3: classification des ancrages

Abréviation	Principe de blocage	Catégorie de câble concernée
C	Clavettes coincées dans la tête d'ancrage *	MTP (protégés individuellement ou collectivement)
M	Manchons sertis appuyés sur la tête d'ancrage *	MTP (protégés individuellement ou collectivement)
B ou B+R	Boutons appuyés sur une plaque + coincement conique éventuel par Remplissage à la résine	MFP
F+R	Frisure + coincement conique par Remplissage de la douille	TMC

Par ailleurs, on peut faire d'autres distinctions entre les différents types d'ancrages :

- **ancrage actif**, où est effectuée la mise en tension du câble, et **ancrage passif** qui ne subit pas de mise en tension ;
- **ancrage bas**, au niveau du tablier, et **ancrage haut** dans le pylône. L'ancrage bas d'un hauban est particulièrement exposé à l'eau qui ruisselle le long du câble, ce qui impose des dispositions spécifiques ;
- **ancrage fixe**, dont la tête est fixe par rapport à la structure, et **ancrage réglable**, dont la tête peut être déplacée par rapport à la structure, selon l'axe du hauban.

Enfin, une différence importante distingue les haubans utilisant des ancrages **C** de tous les autres : la longueur à vide d'un câble constitué de torons parallèles ancrés par clavettes est variable au cours du réglage, contrairement aux autres types de haubans pour lesquels la longueur à vide de l'armature tendue est fixée de façon irréversible avant d'introduire l'effort de traction.

X.8.1- Ancrages c pour câblent de type MTP :

Ces ancrages sont utilisés pour des haubans multi-torons, gainés individuellement ou collectivement.



Photo X.1: clavettes en cours de fabrication

X.8.2- Liaison d'un ancrage C à la structure - Zone d'ancrage :

L'ancrage s'adapte au cas par cas, en fonction des besoins du projet, afin de permettre :

- la transmission de l'effort d'ancrage du hauban à la structure environnante ;
- le réglage initial et ultérieur de la tension du hauban ;
- le réglage éventuel de l'orientation du hauban.

Dans les cas courants, la tête d'ancrage peut être :

- vissée dans la structure ou dans une chape fixée à la structure ;
- appuyée directement sur la structure ou sur une chape ;
- appuyée sur la structure par l'intermédiaire d'un tube d'appui épais fileté extérieurement et d'un écrou, permettant un réglage en longueur.

Les différents types d'ancrage sont représentés schématiquement sur les dessins de principe ci-dessous

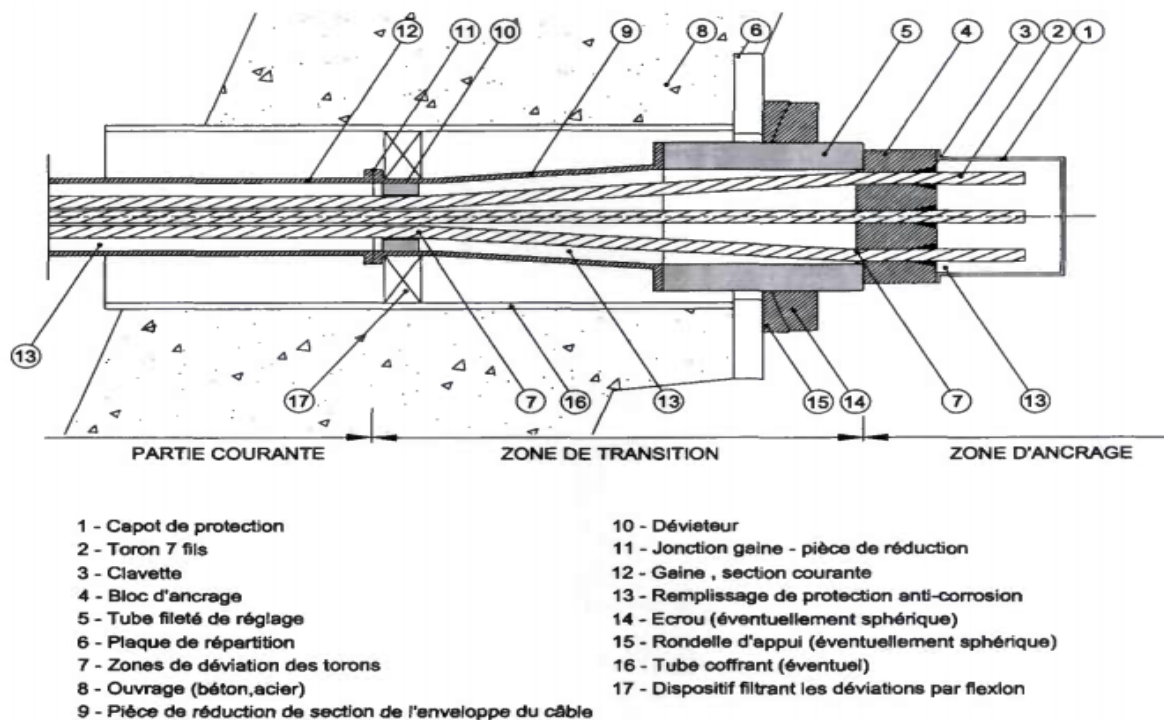


Figure X.5 : principe d'ancrage C pour torons gainés collectivement - ancrage réglable sur plaque

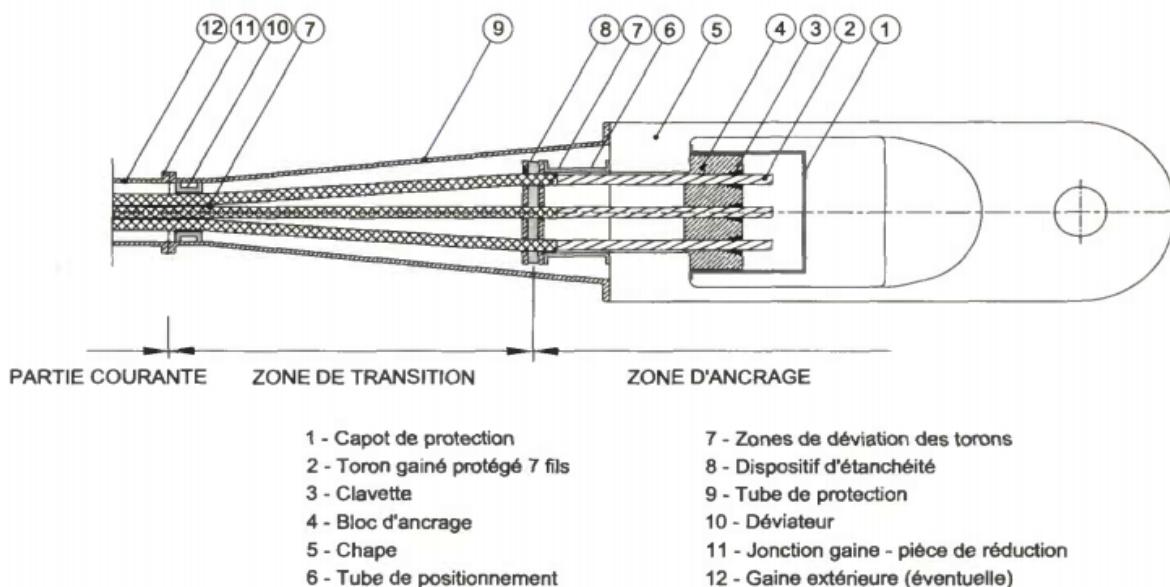


Figure X.6 : principe d'ancrage C pour torons gainés individuellement ancrage non réglable sur chape

La zone de transition, qui s'étend de la fin de la partie courante du hauban à l'ancrage proprement dit, permet l'épanouissement des torons de la section courante à la tête d'ancrage. La longueur de la zone de transition dépend du nombre de torons et des dispositions technologiques retenues pour assurer leurs déviations. La zone de transition comprend un ou plusieurs déviateurs, permettant de transformer un faisceau de torons parallèles en faisceau divergeant.

Des dispositions doivent être prises pour éviter les risques de fatigue ou d'usure en chaque point singulier : à chaque déviation du faisceau de torons, au niveau de l'entrée dans la tête d'ancrage, etc. Ces dispositions doivent être efficaces contre les surtensions axiales du hauban et les déflexions angulaires permanentes ou transitoires du câble.

X.8.3- Ancrages M pour câbles de type MTP :

Ces ancrages sont utilisés pour des haubans multi-torons, gainés individuellement ou collectivement. Dans leurs dispositions générales, ils ne diffèrent des précédents que par la nature de l'ancrage individuel des torons.

L'ancrage est obtenu par sertissage par extrusion à froid d'un manchon en acier spécial sur chacun des torons constitutifs du hauban, après qu'il ait été enfilé à travers un trou cylindrique de la tête d'ancrage. L'effort est transféré du toron à la tête d'ancrage par appui du manchon sur cette dernière.

Le sertissage des manchons étant difficile à réaliser en place, ce type d'ancrage est généralement utilisé sur les haubans préfabriqués.

Ces ancrages présentent l'avantage d'une très grande sécurité vis-à-vis du risque induit par une détensions complète du hauban. Toutefois, il convient de s'assurer d'un contact permanent des manchons sur la plaque d'ancrage, pour éviter les chocs en cas de décollement.

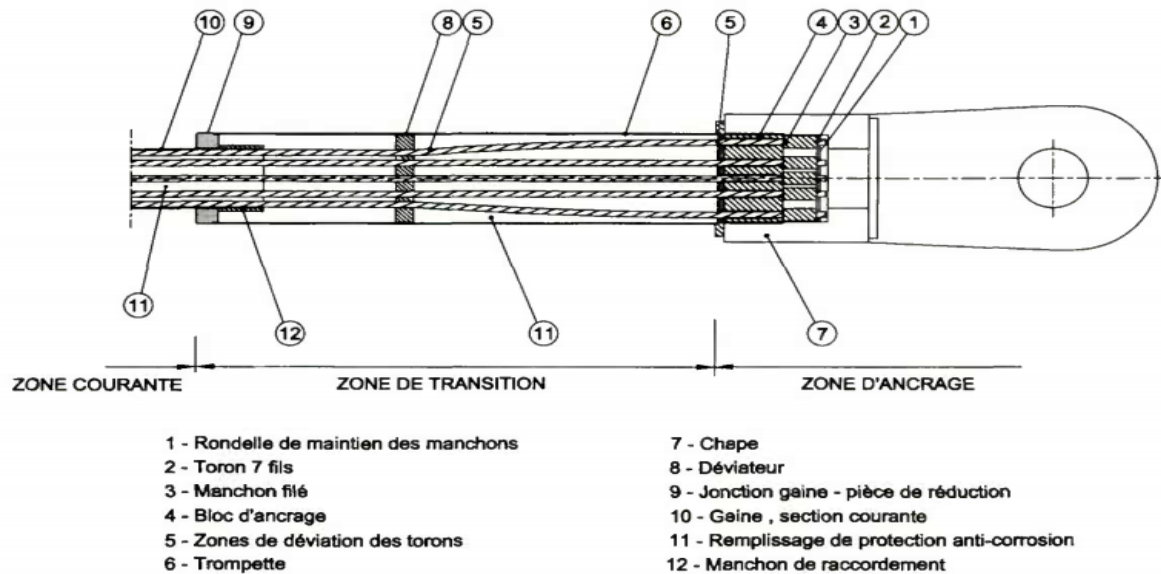


Figure X.7 : principe d'ancrage M pour torons gainés collectivement
 ancrage non réglable sur chape

Comme pour les autres haubans préfabriqués, les dispositifs de réglage doivent inclure une provision tenant compte de l'imprécision, souvent minime, de préfabrication du câble et surtout des tolérances géométriques de réalisation de l'ouvrage à haubaner.

X.9- Mise en place des haubans :

X.9.1- Mise en place des pièces d'attache :

Les pièces d'attache des haubans, tubes coffrant utilisés sur les ouvrages en béton ou plaques d'appui sur charpente métallique, sont généralement mises en place et réglées par l'entreprise générale ou le charpentier.

Il convient de suivre des procédures de réglage permettant de garantir une précision en orientation compatible avec les possibilités du procédé de haubanage. Sauf indication contraire du projet, les pièces d'attache doivent être installées avec une précision en orientation de ± 5 milli radians ($\pm 0,29$ degrés).

Il y a lieu de tenir compte des déformations ultérieures de l'ouvrage pendant la construction, ainsi que des déviations angulaires par effet de chaînette pour donner aux pièces d'attache une orientation compatible avec celle du hauban à la mise en service de l'ouvrage, sous charges permanentes.

Le contrôle de la position des pièces d'attache des haubans est un point d'arrêt avant le bétonnage ou le soudage. Ce point d'arrêt doit être levé par une fiche de contrôle qui sera remise à l'EDS (**entreprise distributrice spécialisée**) avant le début des opérations de pose du hauban.

X.9.2- Mise en place des haubans préfabriqués :

Description :

L'installation et la mise en tension des haubans préfabriqués s'adaptent aux conditions de chaque projet. Pour un pont à haubans, on procède généralement comme suit :

1. déroulement des câbles ;
2. hissage du bout de câble, avec un treuil ou une grue, et mise en place de l'ancrage haut dans le pylône, puis accrochage au moyen d'un écrou de blocage ou d'un axe ;
3. enfilage de l'ancrage bas à travers les pièces d'attache au tablier, et fixation provisoire ;
4. mise en tension du câble et fixation définitive au moyen d'un écrou de blocage ;
5. réglage, en fonction des consignes du bureau d'études.



Photos X.2 et 3: Mise en place de haubans préfabriqués

X.9.3- Mise en place toron par toron :

Les haubans MTR ancrés par clavettes sont souvent mis en place toron par toron. Cette opération comprend généralement les étapes suivantes :

- le cas échéant, mise en place entre les deux ancrages du conduit collectif préalablement assemblé. La gaine peut alors reposer sur un premier toron ou être suspendue à un câble auxiliaire par l'intermédiaire de suspentes de longueur appropriée.
- pour chaque toron, un par un :
 1. mise en place du toron, par enfilage dans la gaine collective ou hissage avec un système de téléphérique. A la fin de cette phase, la partie courante du toron est approximativement à sa position définitive, mais ses extrémités ne passent pas nécessairement dans les ancrages du hauban.
 2. enfilage des extrémités du toron dans les trous appropriés des deux plaques d'ancrage et mise en place des clavettes.
 3. mise en tension du toron au vérin mono toron.Réglage du hauban, en fonction des consignes du bureau d'études.



Photo X.4: Enfilage toron par toron d'un hauban du pont

Pendant les opérations d'enfilage, une surveillance attentive des points singuliers du hauban (ancrages, points de guidage et selle éventuelle) est nécessaire pour éviter d'endommager la protection individuelle des torons.

Des dispositions doivent être prises pour que l'extrémité du toron en cours d'enfilage ne blesse pas la gaine collective ni les gaines individuelles des autres torons.

Des dispositions adéquates doivent garantir le parallélisme des torons sur toute la longueur du hauban, et leur ancrage dans des trous correspondants des deux têtes d'ancrage.

X.9.4- Protection anticorrosion en cours de montage :

Suivant les procédés de haubanage, toutes les protections anticorrosion des armatures ne sont pas mises en place dès l'installation du câble sur l'ouvrage. Si le délai précédant la protection définitive des armatures atteint plusieurs mois, l'EDS met en place une protection anticorrosion temporaire adaptée

X.10- conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les Procédés technologiques de mise en place des câbles dans le cas des ponts haubanés.

Il a été présenté également la méthode de calcul des sections des câbles ainsi que le choix du type MTP (Multi Torons Parallèles).

Conclusion générale

L'élaboration d'un projet nécessite la réflexion et le bon sens d'une part, d'autre part des connaissances étendues dans le domaine d'emploi des différents types de structures, sur les bases de leur dimensionnements, les sujétions liées aux différentes méthodes d'exécution, et des dispositions constructives qui conditionnent la durabilité de la structure à long terme.

Nous avons traité dans ce mémoire les principales étapes de l'étude d'un pont en commençant par la conception générale, une fois que les variantes ont été définies et pré-dimensionnées, nous avons retenu la variante la plus avantageuse pour l'étudier plus profondément dans la partie réalisation.

Ce projet de fin d'études, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'un ouvrage d'art, ainsi que les différents règlements (B.A.E.L) d'une part, et d'acquérir des connaissances sur les différents logiciels (ROBOT, AUTOCAD, SOCOTEC) d'autre part.

À l'issue de ce travail de fin d'études, on peut déduire certains points essentiels dans un projet d'ouvrage d'art :

- l'élaboration et l'exécution d'un projet d'ouvrage d'art nécessitent une bonne reconnaissance de site ainsi la nature d'obstacle franchi.
- la conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées.
- un projet de pont ne peut être établi que par ou avec un ingénieur expérimenté, possédant une solide culture technique dans les domaines de modélisation des structures, des normes et des conception et de calcul et de propriété physique et mécanique des matériaux utilisables dans des conditions économiques acceptables et des méthode d'exécution.
- Le béton et l'acier sont les matériaux privilégiés pour la construction d'un pont.
- Le recours à la fabrication permet de faciliter l'exécution, de gagner le délai et nécessite moins de mains d'œuvre toute en garantissant une meilleure qualité, ont grandement orienté la conception des ponts modernes.

Pour cela, la culture technique de demain des ouvrages d'arts constitue une source d'information indispensable à chacune des étapes de la naissance d'un pont. En cet effet, cette reconnaissance permet :

➤ au stade d'étude : de bien définir le projet (recherche sur la solution techniquement envisageable en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur le plan technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possible, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

➤ au stade de l'exécution : de réaliser les travaux avec des minimum de financement possible (choix des moyens et des matériels adaptés à la conception choisie, et les techniques de procédées...etc.).

Le type d'ouvrage choisi est un pont à haubans de 182m de 09 travée représente, en fait, une bonne solution à notre projet de construction de l'échangeur reliant la RN 23 et la RN 90 au niveau de la wilaya de Tiaret entre le PK 238,059 et le PK 240,059.

Finalement, ce projet, qui constitue pour nous une première expérience, nous a permis de bénéficier des connaissances théoriques et de l'expérience des gens du domaine, et d'avoir une idée sur la vie professionnelle.

Bibliographique :

Les ouvrages :

- ❖ J.A. Calgaro, M. Virlogeux. Projet et construction des ponts. presses de l'école nationale des ponts et chaussée, presses du pont 01/11/2000 (3^{ème} édition).
- ❖ J.A. Calgaro, Anne Bernard-Gély. Conception des ponts, presse du pont cours de l'école nationale des ponts et chaussées 01/08/1994.
- ❖ J.Mathivat construction par encorbellement successif, cimetièrre du père -Lachaise(67° division) 1991, 2^{ème} édition 1992.
- ❖ Haubans : Recommandations de la commission interministérielle de la précontrainte (Novembre 2001), SETRA document diffusé par le service d'études techniques des routes et autoroutes centre des techniques des ouvrages d'art 46,avenue Aristide Briand-BP100-92225 BAGNEUX CEDEX –France.
- ❖ Jean-Pierre Mouglin ,cours de béton armé B.A.E.L.91, BERTI Editions.

Thèses :

- ❖ Thèses d'option ouvrage d'art (ENTP).
- ❖ Thèse d'option ouvrage d'art(USTHB).

Les Cours :

- ❖ Cours 4ème année d'O.A. Mr. FEDGHOUCHE, E.N.T.P.
- ❖ Cours mécaniques des sols 4ème année, Mr BEN.ABDELOUAHAB, E.N.T.P.
- ❖ Cours 4ème année béton armé Mr.BENRADOUANE.

Logiciels :

- ❖ ROBOT (VERSION 17.0) : MODELISATION.
- ❖ AUTO CAD 2004 : DESSIN.
- ❖ SAP 2000.
- ❖ Word 2010.

Sites Internet:

- ❖ Wikipédia