

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



Code : 505

Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Projet de Fin d'Études

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

Thème

*Conception et étude d'un ouvrage d'art sur
le dédoublement de la RN1 Seghouan Boughezoul
OA (5.1)*

Présenté pa :

- NOUNI RABAH
- RAMDANE MOHAMED AMINE

Proposé par :

- SAPTA
- SEBAH OMAR

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	7
OBJECTIF ET ORGANISATION DU MEMOIRE.....	8

Chapitre 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1 INTRODUCTION.....	10
1.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	10
1.2.1 Données géométriques.....	10
1.2.2 Données naturelles.....	11
1.2.3 Données topographiques.....	12

Chapitre 2 : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

2.1 INTRODUCTION.....	14
2.2 LE BETON.....	14
2.3 Aciers passifs.....	16
2.4 Aciers des poutre « PRS »	17

Chapitre 3 : CONCEPTION ET PREDIMENTIONEMENT

3.1 INTRODUCTION.....	18
3.2 CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE.....	18
3.3 LES PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE...	18
3.4 CONCEPTION DU TABLIER	18
3.4.1 Variante N°1 : Pont à voussoirs (hauteur constante).....	19
3.4.2 Variante N°2 : Pont mixte bipoutres.....	23
3.4.3 Variante N°3 : Pont à poutres précontrainte par post tension,.....	27
3.5 Analyse multicritères.....	31
3.6 Conclusion :.....	32

..

Chapitre 4 : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

4.1 INTRODUCTION.....	33
4.2 CALCUL DES CHARGES.....	33
4.2.1 Calcul de la charge permanente (CP).....	33
4.2.2 Calcul du complément des charges permanentes (CPP).....	35
4.2.3 Calcul des efforts dus aux charges « CP » et « CCP ».....	42
4.3 CALCUL DES SURCHARGES	40
4.3.1 Caractéristiques du pont	40
4.3.2 Évaluation des surcharges	40
4.3.3 Application des lignes d'influence.....	49
4.3.4 Récapitulation des résultats.....	63

Chapitre 5 : REPARTITION TRANSVERSALE

5.1 INTRODUCTION.....	66
-----------------------	----

5.2 METHODE DE CALCUL.....	66
5.3 CALCUL DES COEFFICIENT DE REPARTITION.....	67
5.3.1 Cas de charge permanente	67
5.3.2 Surcharge « A(l) ».....	67
5.3.3 Surcharge « Bc ».....	68
5.3.4 Surcharge « Bt ».....	68
5.3.5 Surcharge «Mc120 ».....	69
5.3.6 Surcharge «D240 ».....	69
5.3.7 Surcharge trottoir	69
5.4 COMBINAISONS DE CHARGES.....	70

Chapitre 6 : CALCUL DES ELEMENTS DE TABLIER

6.1 CALCUL DE LA SECTION MIXTE	71
6.1.1 Hypothèses de calcul.....	71
6.1.2 Caractéristiques des sections.....	71
6.1.3 Étude de l'effet de retrait et de différence de température.....	76
6.1.4 Calcul de la dénivellation d'appuis	100
6.1.5 Vérification des contraintes.....	103
6.1.6 Vérification de l'âme de la poutre :	88
6.1.7 Vérification de la poutre au déversement	92
6.1.8 Étude des connecteurs.....	94
6.2 CALCUL DES DEFORMATIONS	100
6.2.1 Travée de 35m	100
6.2.2 Travée de 46m	101
6.3 CALCUL DES ENTRETOISES.....	103
6.3.1 Introduction	103
6.3.2 Les entretoise intermédiaire	103
6.3.3 l'entretoise d'about.....	104
6.4 Calcul du soudage	106
6.5 Etude de la corrosion.....	108

Chapitre 7 : ETUDE DE LA DALLE

7.1 INTRODUCTION.....	109
7.2 DALLE CENTRALE	109
7.2.1 Méthode de calcul	109
7.2.2 Moments « Ma » et « Mb » au centre de la dalle.....	110
7.2.3 Calcul des moments fléchissant	110
7.2.4 Calcul de coefficient de majoration dynamique	113
7.2.5 Coefficients de pondération	114
7.3 MOMENTS DE CONTINUITÉ	114
7.3.1 Moment de continuité sur poutre.....	115
7.3.2 Moment de continuité sur entretoise.....	115
7.4 DALLE EN ENCORBELLEMENT	1167
7.4.1 Moment d'encastrement	116
7.4.2 Moments longitudinaux dans le consol.....	117
7.5 BILAN DES MOMENTS.....	117
7.1 Ferrailage de la dalle	117

7.6.1 Ferrailage DALLE CENTRALE	117
7.6.2 Ferrailage dalle en encorbellement	121

Chapitre 08: EQUIPEMENTS DE PONT

8.1 Introduction.....	123
8.2 Appareil d'appuis.....	123
8.2.2 Aire de l'appareil d'appui.....	124
8.2.3 Dimension en plan de l'appareil.....	124
8.3 Calcul des déplacements horizontaux dus au retrait et ΔT	124
8.4 Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure.....	125
8.4.1 Répartition des surcharges	126
8.5 Vérification des contraintes.....	127
8.5.1 Limitation des contraintes de cisaillement.....	127
8.5.2 Limitation de la contrainte de cisaillement.....	128
8.5.3 Condition de non cheminement et non glissement.....	129
8.5.4 Condition de non soulèvement.....	129
8.6 Dimensionnement des frettes.....	130
8.7 Les dés d'appuis.....	130
8.7.1 Les dimensions du dé d'appuis.....	131
8.7.2 Ferrailage du dé d'appui.....	131
8.4 Les joints de chaussés.....	132
8.4.1 Introduction	132
8.4.2 Calcul du souffle des joints	133
8.5 Les gargouilles.....	134

Chapitre 9 : CONCEPTION ET ETUDE DE LA PILE

9.1 INTRODUCTION.....	135
9.2 Choix type de pile :.....	135
9.3 Pré dimensionnement des piles	135
9.4 EVALUATION DES EFFORTS	136
9.4.1 Calcul de poids propre de la pile.....	136
9.4.2 Répartition des charges et surcharges sur la pile.....	137
9.5 ETUDE ET FERRAILAGE DE LA PILE	138
9.5.1 Le chevetre	138
9.5.2 Le fût	141
9.5.3 La semelle.....	143
9.5.3 Etude et ferrailage des pieux	171

Chapitre 10 : CONCEPTION ET ETUDE DE ETUDE DE LA CULEE

10.1 INTRODUCTION.....	149
10.2 PRE DIMENSIONNEMENT.....	149
10.2.1 Mur de garde grève	149
10.2.2 Mur frontal	149
-10.2.3 Sommier d'appuis.....	149
10.2.4 La semelle.....	149
10.2.4 Mur en retour.....	150

10.2.5 Dalle de transition.....	150
10.2.6 Le corbeau.....	150
10.3Évaluation des efforts sollicitant la culée	152
10.3.1 Détermination du coefficient de poussée kad	152
10.4 Calcul des sollicitations.....	152
10.4.1 Charges verticaux.....	152
10.4.2 Charges horizontaux.....	154
10.4.3 Surcharge d'exploitation.....	155
10.4.4 Combinaisons d'actions à l' ELS.....	155
10.4.5 Combinaisons d'actions à l' ELU.....	155
10.4.6Combinaisons d'actions à l' ELA.....	155
10.4.7 Détermination de nombre de pieux.....	156
10.5 Etude et ferrailage de la culée.....	157
11.5.1 Mur garde grève.....	157
10.5.2La dalle de transition.....	160
10.5.3 Corbeau.....	161
10.5.4 Mur en retour.....	162
10.5.5Mur frontal.....	165
10.6 Ferrailage de la semelle (culée).....	167
10.7 Les pieux.....	171
10.8 Plot parasismique.....	174

LISTE DES TABLEAUX

Tab1.1 les résultats des sondages carottés coté	10
Tab. 3.1Caractéristique géométriques des semelles des poutres.....	24
Tab.3.2 Devis estimatif et quantitatif des trois tabliers.....	32
Tableau 4.1 Récapitulation des résultats.....	35
tableau 4.2 Résultats des efforts dus a CCP+CP.....	38
Tableau 4.3 Valeurs du coefficient «a1».....	41
Tableau 4.4 Valeurs du coefficient « a ₂ ».....	41
Tab.4.5Cas de charges pour A(L) une voie chargé	42
Tab.4.6 Cas de charges pour A(L) deux voies chargées.....	42
Tab.4.7 Valeurs du coefficient « bc ».....	43
Tab.4.8 Valeurs du coefficient « bt ».....	53
Tableau 4.9 sollicitations dus aux surcharges des trottoirs.....	48
Tableau .4.10.Efforts dus aBc « cas d'une file chargée etdeux files chargées».....	63
Tableau .4.11.Efforts dus aBt.....	64
Tableau .4.13.Efforts dus a MC120.....	64
Tableau .4.13.Efforts dus à D240.....	65
Tableau 4.14. Efforts dus a A(1)	65
Tab.6.1Coéfficient d'équivalence « n » (Eurocode 3).....	71
Tab.6.2 Caractéristique géométrique des PRS.....	71
Tab.6.3 : Caractéristiques géométriques de la section mixte « 1 »	74
Tab.6.4 : Caractéristiques géométriques de la section mixte « 2 ».....	75
Tab.6.5 : Calcul des contraintes dans la section « 1 ».....	86
Tab.6.6.Calcul des contraintes dans la section « 2 ».....	87
Tab.6.7.Vérification des contraintes de cisaillement.....	88

Tab .6.8 : Récapitulatif des contraintes.....	89
Tab 6.9 : Valeurs minimales du coefficient de voilement k pour différents types de ..solicitations et conditions de bord.....	90
Tab.6.9:Calcul de vérification au voilement Section mi- travée.....	90
Tab .6.10 : Récapitulatif des contraintes sur pile.....	91
Tab.6.10 : Calcul de vérification au voilement sur pile.....	91
Tab.6.11: Calcul de vérification au voilement de l'entretoise.....	105
Tab.7.1.Moments transversaux et longitudinaux de chaque cas de charge.....	114
Tab.7.2. Moments de continuité de chaque cas de charge.....	115
Tab.7.3.Récapitulatif des moments.....	117
Tab 8.1 Déplacement de l'appareil Dou ou efforts dynamiques unitaire	125
Tab 8.2 Déplacement des piles Du aux efforts dynamiques unitaire.....	125
Tab 8.3 répartition des efforts statiques et dynamiques.....	126
Tab.9.1 hauteur des fut	135
Tab.9.2 Réactions verticaux de la pile.....	137
Tab.9.3 Réactions horizontaux et moments correspondants de la pile.....	137
Tab.9.4 moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS	137
Tab.9.5 Bilan d'efforts sur la semelle.....	143
Tab.10.1 les coefficients de poussée K	152
Tab10.2 Calcul des sollicitations.....	153
Tab.10.3 Calcul des poussées dues aux terres.....	154
Tab.10.4 Calcul des poussées dues aux surcharges.....	154
Tab.10.5récapitulatif des efforts (poids propre + poussée) qui sollicite la culée.....	154
Tab.10.6 récapitulatif des efforts des surcharges.....	155
Tab.10.7 combinaisons de charges.....	155
Tab.10.8 combinaisons de charges	155
Tab.10.9 combinaisons de charges	155
Tableau.10.10 Eléments de réduction au D.D.T.....	160
Tableau.10.12 valeurs des sollicitations.....	166
Tableau.10.13 Effort à la base de la voile.....	167
Tableau.10.14 Sollicitations à l'ELU.....	167

LISTE DES FIGURES

Fig .2.1 Diagramme contrainte déformation spécifiques de Fe E355.....	16
Fig. 3.1 Implantation des appuis et culées.....	18
Fig. 3.2 transversale d'un caisson.....	19
Fig. 3.3 Description du voussoir en travée.....	21
Fig. 3.4 Description du voussoir sur pile.....	21
Fig. 3.5 Implantation des appuis et culées.....	22
Fig. 3.6 schéma descriptive d'un Pont mixte bipoutres.....	23
Fig. 3.7 diagramme moment fléchissant due a une charge répartie $p=1t/ml$	24
Fig. 3.8 caractéristiques géométriques des PRS.....	24
Fig. 3.9 Section « S1 » en travée et section « S2 » sur pile.....	25
Fig. 3.10 Implantation des appuis.....	26
Fig.3.11 Caractéristique des sections de la poutre	29
Fig. 4.1 coupe transversale du trottoir.....	34
Fig. 4.2 coupe transversale corniche.	34

Fig. 4.3 coupe transversale garde corps.....	41
Fig. 4.4 schéma statique descriptif de la méthode des 3 moments.....	35
Fig. 4.5 schéma statique du chargement phase	36
Fig. 4.6 Les cas de charges A(L).....	41
Fig. 4.7 Longitudinalement et Transversalement.....	43
Fig. 4.8 system Bt.....	45
Fig. 4.9. system Br.....	46
Fig. 4.10 Les dimensions de système Mc120.....	47
Fig. 4.11 Convoi D240 longitudinalement.....	47
Fig. 4.12 Caractéristique de la fonction M(x) en travée « i ».....	50
Fig. 4.13 Schéma statique 1ère travée chargée.....	50
Fig. 4.14 Schéma statique 2ème travée chargée.....	53
Fig. 4.15 Schéma statique 3ème travée chargée.....	55
Fig. 4.16 Schéma statique 4ème travée chargée.....	57
Fig. 4.17 Schéma statique 5ème travée chargée.....	60
Fig. 4.18 ligne d'influence du moment fléchissant à la section (x=17.5m).....	62
Fig. 4.19 ligne d'influence du l'effort tranchant à la section (x=17.5m).....	62
Fig. 4.20 L.i soumise à des charges concentrées.....	63
Fig. 4.21 L.i soumise à une charge répartie.....	63
Fig. 5.1. Cas de charge permanente.....	67
Fig. 5.2 System A(l) 1voies chargé.....	67
Fig. 5.3 System A(l) 2voie chargée.....	67
Fig. 5.4 System Bc 1file chargée.....	68
Fig. 5.5 System Bc 2files chargées.....	68
Fig. 5.6 System Bt 1 tandem chargé.....	68
Fig. 5.7 System Bt 2 tandems chargées.....	68
Fig. 5.8 System Mc120.....	69
Fig. 5.9 System D240.....	69
Fig. 5.10 Cas d'un trottoir chargé.....	69
Fig. 5.11 Cas de deux trottoirs chargés.....	69
Fig. 6.1 Description des sections PRS.....	72
Fig. 6.2 Largeur participante d'une poutre.....	72
Fig. 6.3 : Travée équivalente « L_e », pour la largeur efficace de la semelle en béton.....	73
Fig 6.4 : Description de la section de béton.....	73
Fig. 6.5 Description de la section mixte.....	74
Fig. 6.6 : Centre de gravité de la section d'acier avec armatures.....	75
Fig 6.7 Comportement de la section mixte.....	76
Fig. 6.8 Voilement d'une plaque mince.....	88
Fig. 6.9 : Déversement d'une plaque mince.....	92
Fig. 6.10 Les différents types de connecteur	94
Fig. 6.11 Variation du flux de cisaillement.....	96
Fig. 6.12 Disposition des goujons sur « L1 ».....	97
Fig. 6.13 Variation du flux de cisaillement.....	98
Fig. 6.14 Disposition des goujons sur « L2 ».....	99
Fig. 6.15 Vérification -a-.....	124
Fig. 6.16 Vérification -b-.....	125
Fig. 6.16: Contre flèche de la travée 35m.....	101
Fig. 6.17 : Contre flèche de la travée 46 m.....	102
Fig. 6.18. Effet du vent sur l'entretoise.....	103
Fig. 6.19. Disposition des vérins.....	104

Fig.6.20: Assemblage bout à bout.....	106
Fig.6.21: Assemblage semelle inferieure.....	107
Fig.6.22: Assemblage semelles supérieures.....	107
Fig.7.1.schémas statique de la dalle.....	109
Fig.7.2 Moment transversale et longitudinale sur la dalle centrale.....	110
Fig.7.3 Diffusion de la charge sur l'hourdis	110
Fig.7.4 Moments de continuité « M_{cp} » et « M_{ce} ».....	114
Fig.7.5 Poids propre sur la dalle d'encorbellement.....	116
Fig.7.6 Surcharge de trottoir sur la dalle d'encorbellement.....	116
Fig.7.7 Surcharge de Br sur la dalle d'encorbellement.....	116
Fig.7.8 Ferrailage de la dalle centrale	121
Fig.7.9Ferrailage longitudinale de la dalle d'encorbellement	122
Fig.7.9Ferrailage transversal de la dalle d'encorbellement	122
Fig8.1 Appareild'appuis.....	123
Fig8.2limitation de la contrainte de cisaillements.....	127
Fig 8.3 Appareil d'appui sur pille.....	130
Fig8.4 dés d'appuis.....	131
Fig 8.5 joints de chassés.....	133
Fig.8.6 Rotation d'extrémité sous chargement	133
Fig9.1 schéma de la pile.....	136
Fig.9.2 schéma statique du chevêtre.....	138
Fig.9.3 ferrailage du chevêtre.....	141
Fig.9.4 ferrailage du fut.....	143
Fig.9.5 Ferrailage de la semelle (nappe inferieure)	146
Fig.9.6 Ferrailage de la semelle (nappe supérieur).....	146
Fig.9.7 Ferrailage de la semelle (vue élévation).....	146
Fig.9.8 ferrailage de pieu.....	148
Fig10.1pré dimensionnement du mur en retour.....	150
Fig10.2Pré dimensionnement du la dalle de transition.....	150
Fig10.3 pré dimensionnement du corbeau.....	150
Fig.10.5 Poussée des terres sur le mur GG	157
Fig.10.6 Poussée de la charge locale située en arriere de mur.....	158
Fig.10.7 Ferrailage de mur garde grève.....	159
Fig 10.8 Dalle de transition.....	160
Fig10.9. ferrailage de la dalle de transition.....	161
Fig10.10 Evaluation des efforts sur le mur en retour.....	162
Fig10.11 Ferrailage du mur en retour.....	165
Fig10.12 Ferrailage du mur frontal.....	168
Fig10.13 Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).....	171
Fig 10.14 Ferrailage de la semelle (nappe supérieur).....	171
Fig.10.15 ferrailage de pieu.....	1.74

INTRODUCTION GENERALE

- On appelle un pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

- La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service d'usagers. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influents sur sa conception.

- Le domaine des ponts a été marqué par une évolution rapide et importante des techniques tant au plan de la conception que des matériaux et de l'exécution. Cette véritable mutation paraît essentiellement due au développement des programmes de réalisation des ouvrages avec comme corollaires la nécessité de les mettre en oeuvre dans des conditions économiques acceptables.

- Une telle évolution n'a été possible que par un effort important de recherche du progrès technique, assurant un développement des possibilités et des moyens, et marquer notamment par :

- La recherche d'une certaine standardisation et même industrialisation ;

- L'utilisation des possibilités énormes de l'informatique ;

- La transformation des techniques de conception et de construction permettant d'augmenter les performances et les cadences ;

- Le recours très systématique au béton précontraint ;

OBJECTIF ET ORGANISATION DU MEMOIRE :

L'objectif principal de notre mémoire de fin d'étude, est de réaliser une étude et conception d'un pont . L'ouvrage s'inscrit dans le cadre de dédoublement de la RN1 reliant la ville de SEGHOUAN et la ville de BOUGHEZOUL sur **136** km, Sa longueur est d'environ 208 m et compris entre PK : PK : 5 +100 et 5+308.06

Notre mémoire de fin d'études est principalement divisé en (10) chapitres :

- **Chapitre 01 : *Présentation de l'ouvrage***

Ce chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage tout en indiquant les données nécessaires pour sa conception.

- **Chapitre 02 : *Caractéristiques des matériaux***

Dans ce chapitre on s'intéresse aux choix des matériaux de construction qui conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

- **Chapitre 03: *Conception et pré dimensionnement du tablier***

Dans ce chapitre on exposera le choix et le type d'ouvrage le plus économique qui sera capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

- **Chapitre 04 : *Calculs des charges et surcharges***

Dans ce chapitre on procède à la définition et au calcul des charges et surcharges supportées par le pont, la détermination des efforts engendrés par les charges et surcharges supportées par le pont.

- **Chapitre 05 : *répartition transversale***

Dans ce chapitre est consacré à la répartition transversale des charges ; tel 'que cette dernière qui va nous permettre de déterminer le pourcentage de chargement pris par chaque poutre du tablier.

- **Chapitre 06 : *calcul de la section mixte***

Dans ce chapitre on exposera le calcul de la section mixte et de l'ossature métallique ainsi les vérifications des poutres maitresses et les entretoises par rapport aux instabilités.

- **Chapitre 07 : *calcul de la dalle***

Dans ce chapitre on exposera la détermination des ferrailages longitudinaux et transversaux de la dalle de compression.

- **Chapitre 08 : Équipements de pont**

Dans ce chapitre on exprimera le calcul des équipements de pont car ils sont très importants pour la construction de ce dernier.

- **Chapitre 9 : Conception et Étude des piles**

Dans ce chapitre on s'intéresse à l'étude des piles qui présente un élément très important dans la construction du pont, c'est sur ces piles que repose le tablier et le choix des ces dernières dépend du choix du tablier.

- **Chapitre 10 : Conception et Étude de la culée**

Dans ce chapitre on précède à l'étude de la culée avec le calcul des sections de ferrailage.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1.1 INTRODUCTION :

- D'une façon générale, on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation. Selon le cas on distingue pont-route, pont-rail, pont-canal.

Donc , c'est un ouvrage de franchissement en élévation construit in-situ

On peut également classer les ponts selon :

- le matériau utilisé (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint...).
- la nature de la voie portée (ponts-routes, ponts-rails, ponts-canaux , ponts aqueduc ...).
- la structure (ponts à poutres, ponts-dalles élégies, ponts en arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans, ponts bow-strings, ...).
- la forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

1.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

1.2.1 Données géométrique :

- Tracé en plan :

L'ouvrage s'inscrit dans le cadre de la réalisation de dédoublement de la RN1 reliant la ville de SEGHOUAN et la ville de BOUGHAZOUL sur **48** km, Sa longueur est d'environ 208 m et compris entre PK : 5 + 100 et PK : 5+ 308.06

Le tracé en plan est la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée représenté sur la figure ci-dessous



Fig . 1.1 Tracé en plan de l'ouvrage

-profil en long :

-Le profil en long est la ligne située sur l'extrados de l'ouvrage définissant en élévation du tracé en plan, il doit être défini en tenant compte des exigences fonctionnelles et naturelles. Longitudinalement, le tracé de la voie routière présente une pente de 1%.

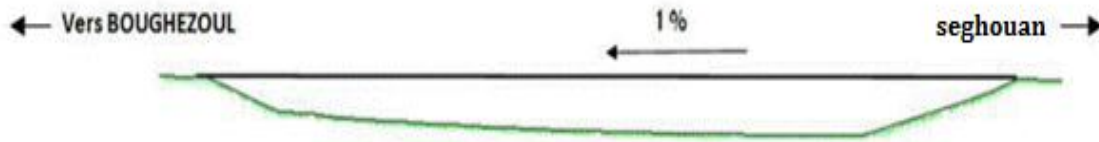


Fig. 1.2 profil en long de l'ouvrage

- Profil en travers :

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

Le profil en travers de la chaussée est défini par :

- Largeur roulable $L_r = 7$ m.
- Nombre de voies de circulations = 2 voies.
- Dévers en toit de 2,5 %.
- Largeur de trottoir : $l = 1.5$ m

1.2.2 Données naturelles :**- Données hydrauliques :**

-Lorsqu'un ouvrage franchit un cours d'eau, un certain nombre de renseignements est nécessaire. En dehors du relevé précis de la topographie du lit, il convient de connaître les niveaux de l'eau qui influent sur la conception générale du franchissement et son implantation dans l'espace, et permet d'apprécier l'opportunité de certaines méthodes d'exécution. Les principaux renseignements sont les niveaux correspondant aux **PHEC** (plus haute eaux connues), et **PBE** (plus basses eaux ou étiage).

Le niveau de **PHEC** permet de caler le profil en long de l'ouvrage. En effet, il est d'usage de dessiner un pont en plaçant les appareils d'appuis au-dessus de cette cote pour éviter la détérioration à la suite d'immersions trop fréquentes. Dans notre projet l'oued possède les données hydrauliques suivantes :

- PHEC = 3m
- PBE = 1.5m
- Vitesse d'écoulement : $v = 5$ m.s
- Débit d'écoulement : 2400 m³.s

-Données géologiques (géotechniques) :

Les données géotechniques du sol sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage, non seulement pour le choix du type de fondation mais elles constituent l'un des éléments de la conception de projet.

Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui donne les informations sur le terrain naturel tel que les paramètres mécaniques de résistance, paramètre rhéologique pour les problèmes de tassement et le fluage et la perméabilité pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles.

- Les essais de pénétration statique et de sondages carottés réalisés présentent la structure Suivante :

Profondeur (m)	Nature du sol
0- 4	Remblai hétérogènes
4-12.45	Sable limoneux, finement argileux de couleur jaune-verdâtre, avec passages consolidés par endroit
12.45 -17.80	Marne peu sableuse a sableuse, grisâtre
17.80 -30	Marne grisâtre ; peu sableuse ; fermant de débris de coquilles

Tableau 1.1 les résultats des sondages carottés.

Le laboratoire recommande des fondations profondes de type pieux encastré de 30 a 35m.

1.2.3 Données topographiques :

Il convient de disposer d'un levé topographique et d'une vue en plan du site indiquant les possibilités d'accès, ainsi que les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages ...etc.

- Données sismologiques:

- Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. En général, le séisme est caractérisé par un spectre de réponse que ce soit des déplacements, vitesses ou des accélérations.

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale. La région de BOUGHEZOUL est classée comme une zone de faible sismicité selon le règlement parasismique Algérien (RPOA2008) ZONE I .

- Données climatiques**1. La température :**

Les effets de température sont bien pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui ($\pm 20^{\circ}\text{C}$).

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).

3. Le vent :

En réalité, l'action du vent induit une pression dynamique sur un pont. Dans les structures rigides telles que les ponts en béton, il est généralement suffisant de la considérer comme une pression statique, par contre pour les ponts souples (ex: pont à haubans), il est nécessaire de mener une étude approfondie sur la variation de l'action du vent pour apprécier la contribution de son comportement dynamique.

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par (D.T.R charges à appliquer pour les calculs des ponts routes) leurs intensités assimilés à une valeur caractéristique vaut :
- 2 KN/m² pour les ouvrages en service.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

2.1 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 armatures et des aciers de construction en relation directe avec le calcul et la conception des ponts.

2.2- Le béton :

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

Le béton est dosé à **400 kg/m³** de ciment **CPA 325**.

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

➤ **La résistance caractéristique à la compression :**

Pour un béton âgé de j jours, on a :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa} \\ 27 \text{ MPa} \end{cases} \text{ si } j \geq 28 \text{ j.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ si } j \leq 28 \text{ j.}$$

Avec :

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton de la superstructure.} \\ 27 \text{ MPa.} & \text{Pour le béton d'appuis et la fondation.} \end{cases}$$

➤ **La résistance caractéristique à la traction :**

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

$$f_{t28} = \begin{cases} 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(35) = 2,7 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa).} \\ 0,6 + 0,06f_{cj} = 0,6 + 0,06(27) = 2,2 \text{ MPa. (Pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa).} \end{cases}$$

➤ **Contrainte de calcul à l'E.L.U:**

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta. \gamma_b$$

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**.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 19,83 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 25,86 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa.} \\ 15,30 \text{ Mpa. En situations durables ou transitoires pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \\ 19,95 \text{ Mpa. En situations accidentelles pour } f_{c28} = 27 \text{ MPa.} \end{cases}$$

➤ **Contrainte de calcul pour l'E.L.S:**

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

➤ **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 **0,2**. Quand au cas d'un béton fissuré, ν devient nul.

-Donc $\nu = 0.2$ pour un béton non fissuré.
 $\nu = 0$ pour un béton fissuré.

Module de déformation longitudinale du béton E :

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

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

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{MPa}).$$

2.3 Aciers passifs :

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

➤ **La limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **F_eE40 type 2**, sa limite élastique égale à **400 MPa**.

$$\text{Pour } \phi \leq 20\text{mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_e = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } \phi \geq 20\text{mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_e = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

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

$$\begin{array}{ll} \gamma_s = 1 & \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \\ \gamma_s = 1.15 & \longrightarrow \text{Situation durable ou transitoire.} \end{array}$$

➤ **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.}$$

➤ **Contrainte limite de traction :**

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

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

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

Avec : $n = 1$ \longrightarrow Treillis soudés et ronds lisses.

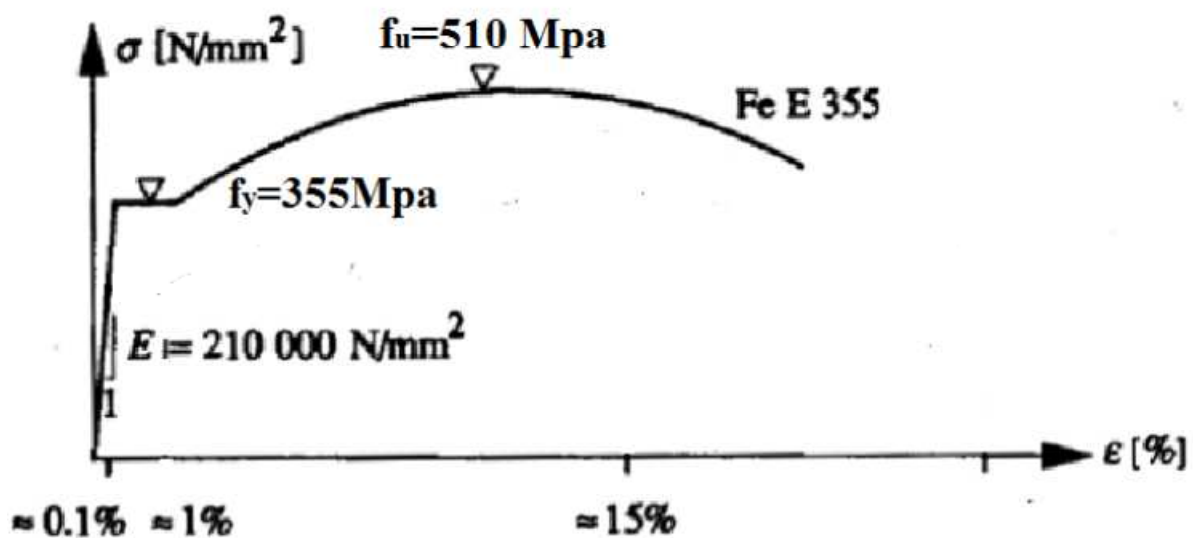
$n = 1,6$ \longrightarrow Aciers à haute adhérence.

2.4 Aciers des poutre « PRS » (profilés reconstitués soudés)

Ils sont classés en trois catégories :

- Aciers normaux : $\sigma_e \leq 300\text{Mpa}$.
- Aciers à haute limite élastique : $300\text{Mpa} < \sigma_e \leq 400\text{Mpa}$.
- Aciers à très haute limite élastique : $\sigma_e \geq 400\text{Mpa}$.

L'acier utilisé pour les poutres est l'acier de nuance S355 ayant une limite élastique $f_y=355\text{Mpa}$.



Caractéristiques mécaniques

Compression simple : $\sigma_a = \sigma = 240 \text{ N/mm}^2$

Traction simple : $\sigma_a = \sigma = 270 \text{ N/mm}^2$

Cisaillement : $\tau = 0,6 \times \sigma = 216 \text{ N/mm}^2$

CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

3.1 INTRODUCTION :

-La conception d'un pont consiste à faire une combinaison technico-économique adéquate vis-à-vis des contraintes naturelles et fonctionnelles imposée, en respectant l'aspect architectural pour une meilleure intégration.

Possédant une bonne connaissance des divers types d'ouvrages, et de leurs pré dimensionnements et de leurs sujétions d'exécutions ; l'ingénieur concepteur doit élaborer une solution à la fois économique et originale. Pour cela, le concepteur est invité à ordonner tous les recueils dans un ordre chronologique pour élaborer une solution qui répond à toutes les sujétions .

3.2 CRITERES DE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

Dans le cas de notre franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais, tout d'abord,

Nous citons les différents critères de choix qui sont :

- L'obstacle à franchir.
- la voie portée : pont (route, rails.....).
- le matériau principal dont ils sont constitués.
- la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- la disposition en plan : droits, biais, courbes.
- leur durée de vie prévue : définitif ou provisoire.

3.3 LES PARAMETRES INTERVENANTS DANS LE CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE :

Les profils de la chaussée (en long, en travers, en plan).

- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution d'accès à l'ouvrage.

3.4 CONCEPTION DU TABLIER :

Nous proposons 3 variantes suivantes :

- **Variante 1** : Pont à voussoirs
- **Variante 2** : Pont mixte
- **Variante 3** : Pont à poutre précontraint par post-tension

3.4-1 Variante N°1

Pont à voussoirs (hauteur constante)

Introduction :

L'emploi très fréquent de la méthode de construction en encorbellement témoigne des nombreux avantages de ce procédé qui permet de s'affranchir de tout cintre ou échafaudage. Dans les cas les plus courants, elle consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé voussoir, on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte.

Le tronçon devient alors autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la fabrication du tronçon suivant. Lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Le tablier peut être de hauteur constante ou variable. Il est plus facile à confectionner dans le premier cas que dans le second, mais la hauteur constante ne peut convenir que dans une gamme de portées limitées, de l'ordre de 40 à 60 ou 70 m.

Dans notre ouvrage on prend la **hauteur constante**.

Avantages et inconvénients :

Les avantages :

- La durée d'utilisation (l'entretien) est plus longue.
- Suppression du cintre et échafaudages cas des valles très profond
- Franchir des portées plus importantes
- les caissons offrent une meilleure résistance à la torsion, ce qui en fait une structure de choix pour les ponts courbes.
- Sa structure de pont donne une belle forme esthétique.

Les inconvénients :

- Les effets de fluage du béton et de la relaxation des aciers conduisent alors à de délicats problèmes de réglage des fléaux et de redistribution de sollicitation dans les structures rendues continues.
- La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et câbles et pour la mise en tension des câbles
- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton armé.
- Difficulté de modification et de démolition.

-Implantation des appuis :

Pour cette variante, il y a 4 travées hyperstatiques de longueurs variables

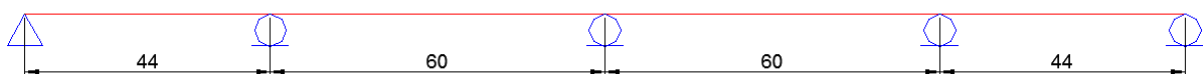


Fig. 3.1 Implantation des appuis et culées

❖ Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

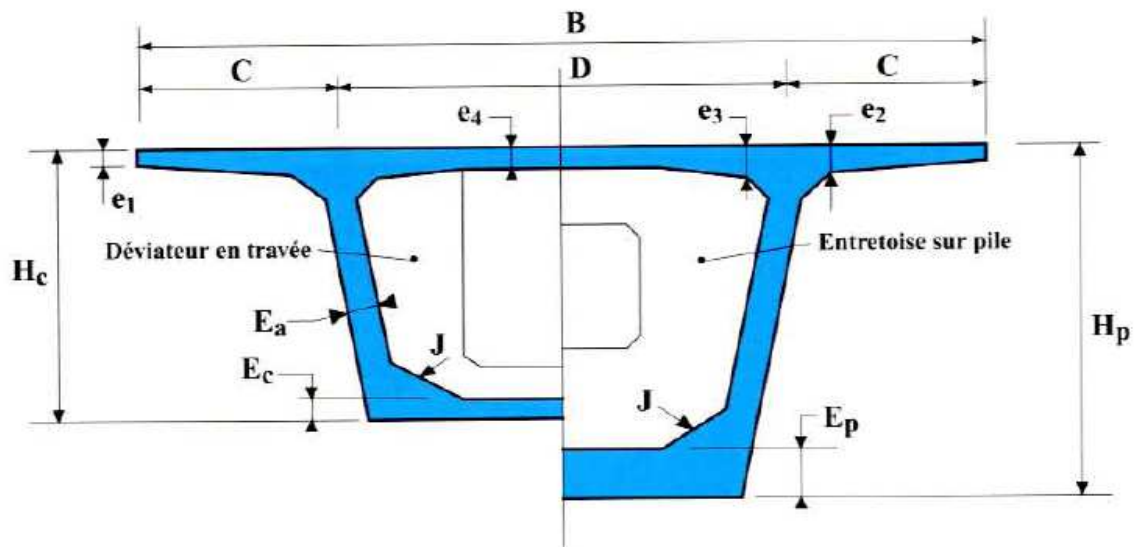


Fig. 3.2 transversale d'un caisson

- **Largeur de la nervure de l'intrados (D) :**

B : la largeur de tablier égale à 10.5 m

$$D = B / 2 = 10.5 / 2 = 5.25 \text{ m. Donc : } D = 5.25 \text{ m}$$

- **La hauteur de voussoir (H) :**

L : la longueur de travers égale à 60m donc on prendra les voussoirs de hauteurs constante ; $H = H_p = H_c$

$$L / 25 \leq H \leq L / 22 \text{ On prend } H = 2.5$$

- **Hourdis supérieur :**

- ✓ Dans un caisson simple les âmes sont souvent implantées au quart de largeur de caisson :

$$C = B / 4 = 2.625 \text{ m}$$

- ✓ **Largeur de l'encorbellement :**

$$\text{On prend } b = 1.7 \text{ m}$$

- ✓ Epaisseur de hourdis supérieur :

- à l'extrémité $e_1 = 20 \text{ cm}$
- à l'enracinement de l'encorbellement

$$C / 8 < e_2 < C / 7 \text{ On prend } e_2 = 35 \text{ cm}$$

- à l'encastrement la valeur e_3 peut être estimée à

$$0.10 + D/25 = 0.35\text{m} \quad e_3 = 35 \text{ cm}$$

- à mi portée

$$D/25 < e_4 < D/30 \text{ On prend } e_4 = 20 \text{ cm}$$

• **Épaisseur des âmes :**

L'épaisseur de l'âme est conditionné à la fois par le type de câblage adopté et par les Conditions de résistance à l'effort tranchant.

Avec : L est la portée principale exprimée en mètre.

$$E_a = L/275 + 1.25 B/L - 0.125$$

$$E_a = 32 \text{ cm}$$

- L'angle α qui fait l'âme avec la verticale est de $\alpha = 27^\circ$

• **Hourdis inférieur :**

- L'épaisseur à mi travée $E_c = 20\text{cm}$

- L'épaisseur sur pile $E_P = 50\text{cm}$

- Largeur de hourdis inférieur $= D - 2(H - e_3) \text{ tg } \alpha = 4.46 \text{ m}$

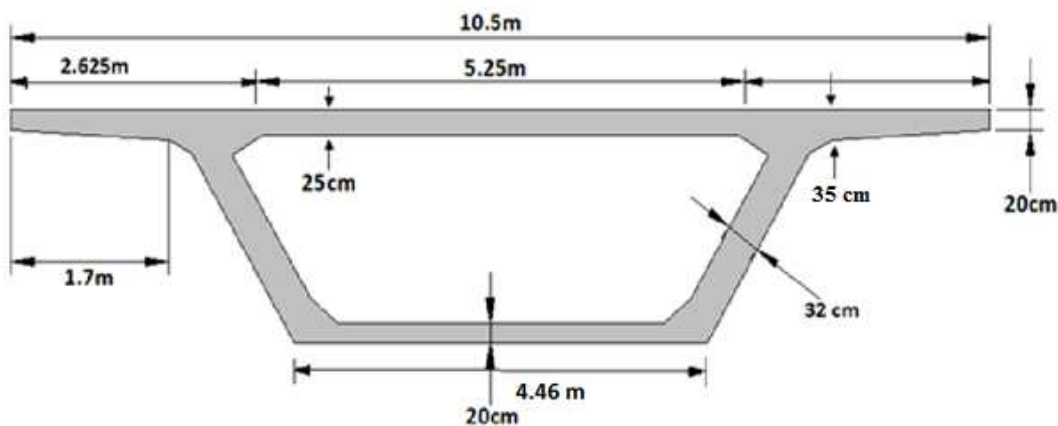


Fig. 3.3 Description du voussoir en travée

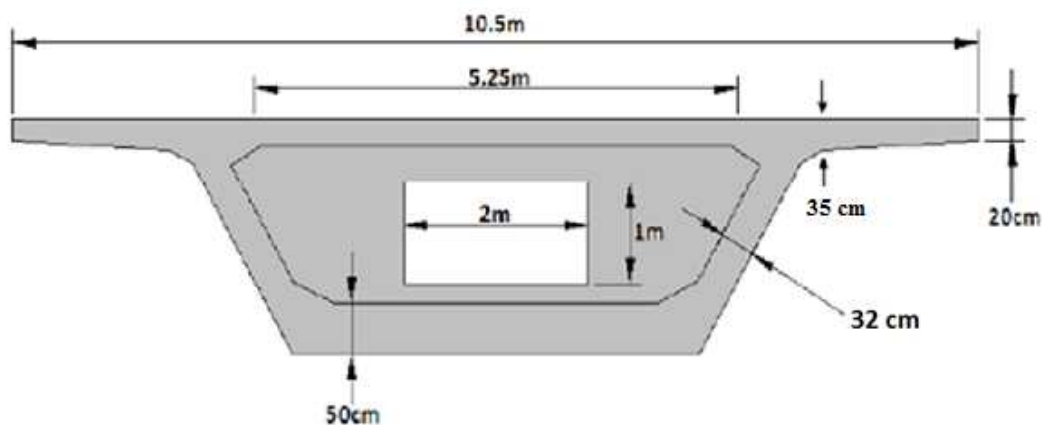


Fig. 3.4 Description du voussoir sur pile.

3.4-2 Variante N°2

Pont mixte bipoutres

-Introduction :

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement de la dalle par rapport à l'ossature donc la particularités réside de faire fonction cet matériaux selon leur aptitudes notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier la gamme usuelle des portées pour les pont mixtes varie de 30a100m environ pour les travées continues et de 25a90m pour les travées indépendantes

+ les avantages :

- ✓ La possibilité de franchir de grandes portées (30 à 100) m
- ✓ La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.
- ✓ La durée de vie longue
- ✓ La précision dimensionnelle des ossatures.
- ✓ Rapidité d'exécution.
- ✓ La facilite de modification

+ Les inconvénients :

- ✓ Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et de la Fatigue dans les assemblages
- ✓ la stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- ✓ Demande des mains d'œuvre qualifiées (surtout les soudeurs).
- ✓ L' exigence de la surveillance avec des visites périodique.
- ✓ Les poutres en I sont sensibles au déversement pour les ensembles des pièces du Pont

-Implantation des appuis :

Pour cette variante, il y a 5 travées hyperstatiques de longueurs variables.

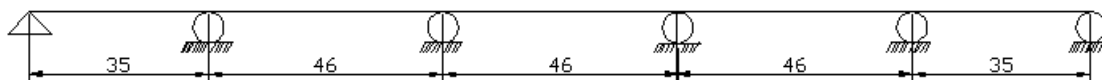


Fig. 3.5 Implantation des appuis et culées.

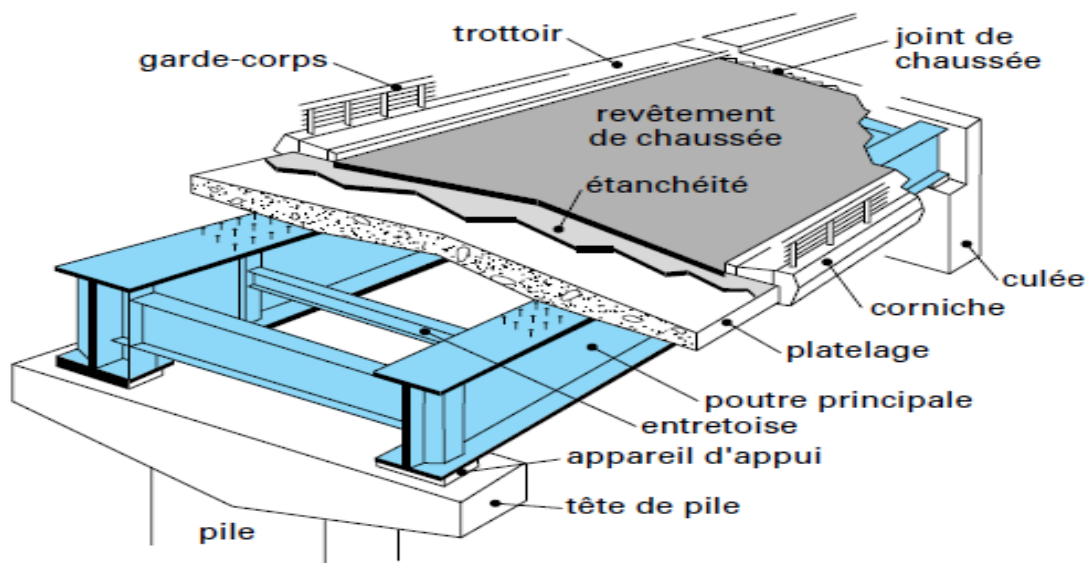


Fig. 3.6 schéma descriptive d'un Pont mixte bipoutres

- Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

- **La poutre :**

- **Espacement des poutres :**

Le tablier n'est pas très large, on peut appuyer la dalle seulement sur deux poutres Espacées d'environ 0.55 fois la largeur de la dalle, et relié par des entretoises.

La largeur du tablier égale à 10,5 m.

On fixe l'espacement : $d = 0.55 \times \text{la largeur du pont.}$

$= 0.55 \times 10,5 = 5.8 \text{ m}$

- **La hauteur des poutres « h » :**

L'élancement optimal d'un pont mixte bipoutre de travées continues et hauteur constante est égale à $= L/28$

Donc la hauteur de la poutre est : $h = 46/28 = 1.64 \text{ m}$

On prend $h = 1.7 \text{ m.}$

- **Coupe transversale se la poutre :**

- **Épaisseur 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.

On suppose que la hauteur des poutres est constante qui est de $H = 1700 \text{ mm}$

Et on prend une épaisseur

$$t_w = 18 \text{ mm}$$

○ **Largeur et épaisseur des semelles « b_s , b_i , t_s , t_i » :**

Le diagramme du moment fléchissant dans le cas d'une charge unitaire Répartie sur tout le pont. Change de signe qui nous conduit à choisir plusieurs Section de poutres (sur appuis- à mi travée)

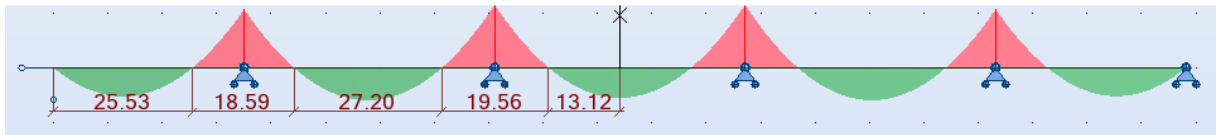


Fig. 3.7 Diagramme moment fléchissant due a une charge répartie $p=1t/ml$.

b_s : largeur de la semelle supérieur.
 b_i : largeur de la semelle inférieur.
 t_s : épaisseur de la semelle supérieur.
 t_i : épaisseur de la semelle inférieur.
 t_w : épaisseur de l'âme.

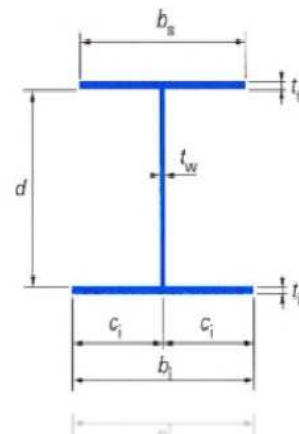


Fig. 3.8 Caractéristiques géométriques des PRS

-Le tableau 3.1 montre le choix des semelles des sections en fonction de leur position.

Position de la section	Semelle supérieur (mm)		Semelle inférieur (mm)	
	Epaisseur « t_s » $25 \leq t_s \leq 70$	Largeur « b_s » $400 \leq b_s \leq 700$	Epaisseur « t_i » $30 \leq t_i \leq 150$	Largeur « b_i » $500 \leq b_i \leq 700$
$0 < x < 25.53m$ « S_1 »	35	500	50	700
$25.53m < x < 44.12 m$ « S_2 »	45	500	70	700
$44.12 m < x < 71.32 m$ « S_1 »	35	500	50	700
$71.32 m < x < 90.88m$ « S_3 »	45	500	70	700
$90.88m < x < 104 m$ « S_1 »	35	500	50	700

Tab 3.1 Caractéristique géométriques des semelles des poutres.

-La section des semelles est limitée. Pour éviter tout risque de voilement lorsqu'elles sont comprimées, le rapport de leur largeur b à leur épaisseur t doit respecter la condition suivante .

$$b/t \leq 0.9\sqrt{E/f_y}$$

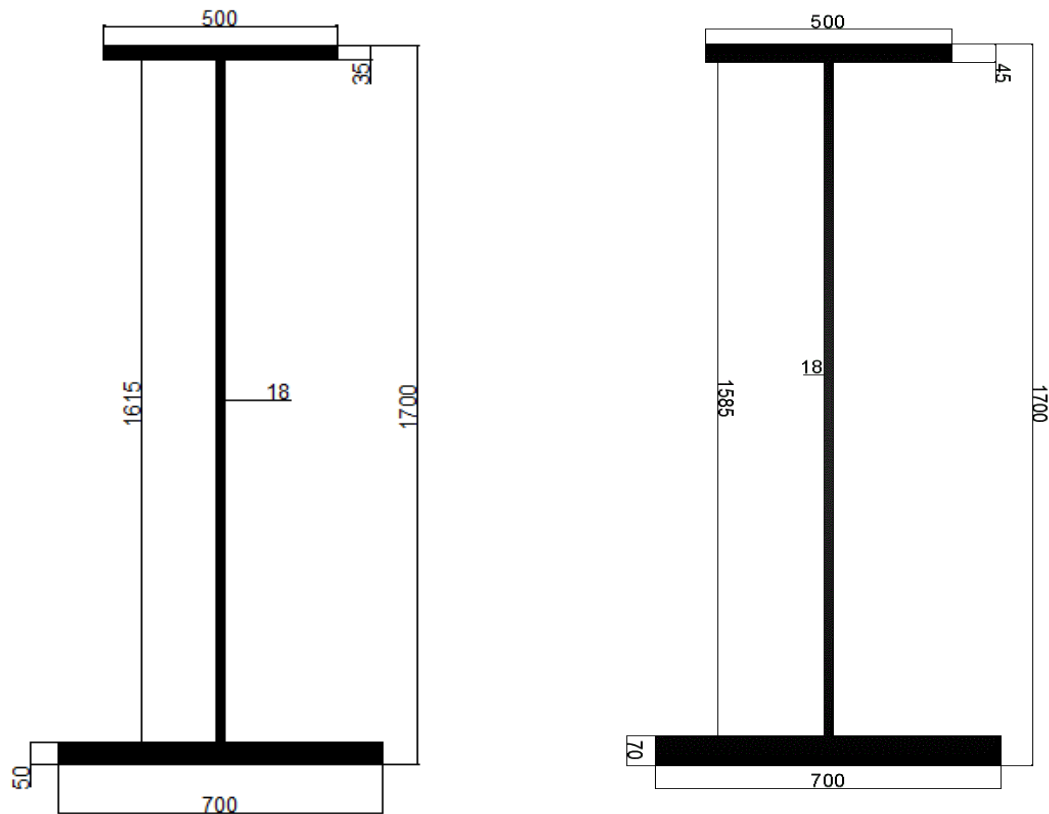


Fig. 3.9 Section « S1 » en travée

section « S2 » sur pile

La dalle :

Dans notre cas, on a une pré-dalle (gousset sur poutre) de 5cm qui précède la dalle en Béton armé qui a une épaisseur de 25 cm.

Les entretoises :

-On désigne deux type d'entretoises selon leur fonctionnement et leur position

➤ **entretoises intermédiaire :**

Sont positionné a la mi-hauteur des poutre principale avec une hauteur comprise entre un dixième et un quinzième de l'écartement des poutres sont efficaces contre le déversement des poutres.

➤ **entretoises d'Abou :** elles ont un Rolle très utile pour le vérinage de tablier.

on préconise des profilé métallique

➤ IPE 400 pour les entretoises intermédiaires espacées de 5.75m

➤ HEB 900 pour les entretoises d'Abou

❖ **Nombre entretoise :**

-36 pour les entretoises intermédiaires

- 6 pour les entretoises d'Abou

3.4-3 Variante N°3

Pont à poutres précontrainte par post tension

-Introduction :

- Dans ce procédé les aciers de précontrainte sont tendus après le durcissement du béton .Tout d'abord, les câbles de précontraint sont placés dans le coffrage et enfilés dans des Gains, et ensuite, le béton est coulé .après le durcissement du béton, on tend les aciers de Précontrainte, qui peuvent glisser dans les gaine à l'aide de vérins placés aux extrémités de L'élément en béton et on bloque les câbles à l'aide d'ancrages.

-Une fois les aciers tendus et ancrés, on procède à l'injection des gaines avec un coulis de Ciment et à l'aide d'une pompe. Lors de l'injection, on remplit tout le vide que l'acier de Précontrainte laisse à l'injection de sa gaine de mortier. L'injection permet de créer L'adhérence de 'aciers de précontrainte au béton par l'intermédiaire de la gaine. Parfois dans Certaines application, les gaines ne sont pas injectées .c' est le cas, par exemple, des câbles de précontraintes extérieurs. Dans ce dernier cas, la force de précontrainte est transmise aux Ancrages car il n'y a pas d'adhérence entre les deux matériaux.

-La précontrainte par post-tension est utilisée principalement pour les ponts de grande Portée.

-Avantages et inconvénients :

Les avantages :

- Bonne protection des armatures d' acier.
- Possibilité de franchir des grandes portées (30à50) m.
- La possibilité d' assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage.
- Facilité d' étude et d' exécution.
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.

les inconvénients :

- Poids propre très élevés
- Déformation des poutres par fluage a la comprissions
- L'élancement des poutres importune
- L'obligation que la mise en tension soit faite pour pouvoir décoffrer les poutres

Implantation des appuis :

Pour cette variante, il y a 7 travées isostatiques de longueurs identiques

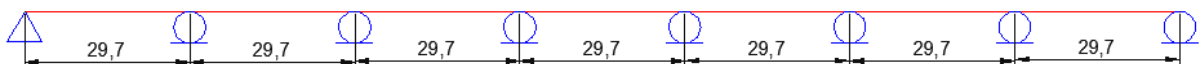


Fig. 3.10 Implantation des appuis

Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

➤ Nombre de poutres :

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

$$N = (L_a / \lambda) + 1$$

L'espacement entre poutre « λ » est compris entre : $1.5 < \lambda < 2.5$

Nous choisirons : $\lambda = 1.75\text{m}$. Alors : $N = (10.5/1.75) + 1 = 7$ donc $N = 7$ poutres.

➤ La hauteur des poutres « h_{tm} , h_{te} » :

il varie entre 20 et 22 donc

$L/22 < h_t < L/20$: hauteur de la poutre.

Travées du milieu « h_{tm} »

$$1.35\text{m} < h_{tm} < 1.48\text{m}$$

Nous prenons $h_{tm} = 1.4\text{ m}$

➤ La largeur de la table de compression « b » :

$$0,6h_t < b_m < 0,7h_t$$

$$0.84\text{ m} < b_m < 0.98\text{m}$$

On fixe: $b_m = 0.9\text{ m}$.

➤ Épaisseur de la table de compression « e » :

$$12 \leq e \leq 15\text{cm}$$
 On fixe : $e = 15\text{cm}$.

➤ Largeur de talon « L_t » :

-La largeur des talons dépend de l'élanement des poutres, mais elle est pratiquement insensible à leur portée.

$$50 \text{ M} \leq L_t \leq 80\text{cm}$$
 On prend : $L_t = 60\text{ cm}$.

➤ Épaisseur du talon « e_t » :

$$\text{On fixe : } e_t = 15\text{cm}.$$

➤ Épaisseur de l'âme en travée « b_0 » :

Puisque $18\text{ cm} < b_0 < 25\text{ cm}$ donc on fixe :

$$b_0 = 20\text{ cm}.$$

➤ Épaisseur de l'âme à l'about « b_0 » :

L'épaisseur de l'âme doit être augmentée pour reprendre l'effort tranchant qui sera maximum à l'appui et aussi pour permettre de placer les ancrages des câbles convenablement.

$$\text{On fixe : } b_0 = 60\text{ cm}.$$

➤ 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 :

$$45^\circ < \alpha < 56^\circ.$$

- Gousset du talon:**En travée :**

$$\alpha_3 = 45^\circ, e_3 = 20\text{cm.}$$

A l'appui

il n'y a pas de gousset

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

$$\alpha_1 = 11^\circ e_1 = 5\text{ cm.}$$

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

A l'appui:

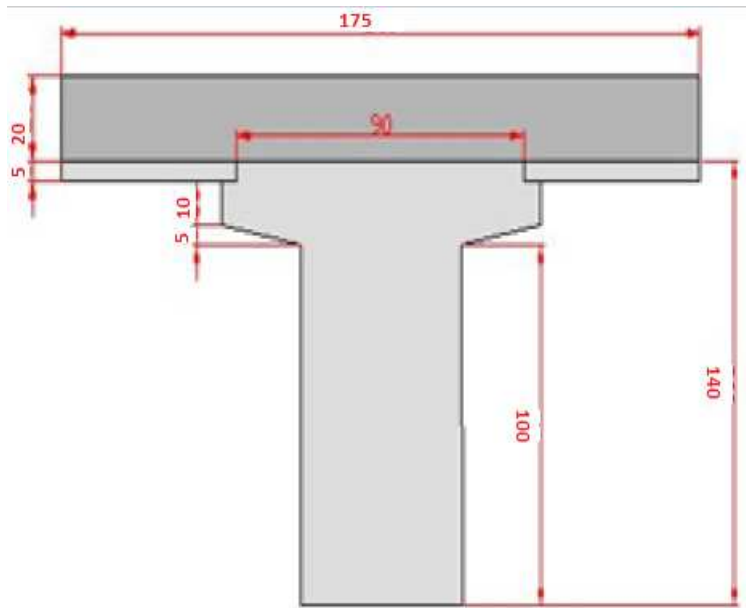
$$\alpha_1 = 11^\circ e_1 = 5\text{cm.}$$

➤ Epaisseur de l'hourdis (la dalle) « h₀ »:

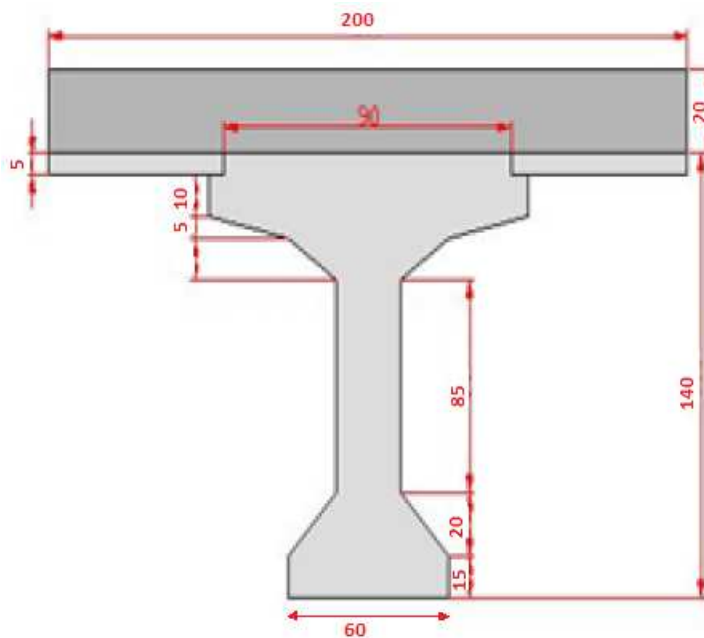
$18\text{cm} \leq h_0 \leq 25\text{cm}$ On prend : $h_0 = 20\text{cm}$.

➤ La dalle :

Dans notre cas, on a une pré-dalle (gousset sur poutre) de 5cm qui précède la dalle en Béton armé qui a une épaisseur de 25 cm



Section d'about + Hourdis



Section à mi travée + Hourdis

Fig.3.11 Caractéristique des sections de la poutre .

3.4.4 Analyse multicritères :

Dans cette analyse, on tiendra compte des 4 critères principaux, qui sont :

- L'économie.
- L'entretien.
- L'esthétique.
- L'exécution.

❖ L'exécution :

1 . Pont à poutre multiples (précontraint par poste tension) :

-La construction d'un pont à poutres ne demande pas des grands moyens sauf pour la Préfabrication des poutres dans des moules spéciales et parfois on a affaire à l'indisponibilité de ces derniers pour des portées importantes, sans oublier bien sûr la complexité des moyens de transports pour ce genre de poutres.

2. Pont mixte (bipoutre) :

- Rapidité d'exécution de ce type
- Possibilité de franchir des grandes portées (30-100m)
- La construction est effectuée de manière simple par la réalisation des appuis (culées et piles) puis la mise en place des poutres (PRS) à l'aide d'une grue et on termine par le coulage d'une dalle en béton armé.
- Précision d'usinage des poutres.

3 Pont à voussoirs (hauteur constante) :

- La construction de ce pont se passe par plusieurs étapes et de manière très compliquée, elle demande une main qualifiée et un matériel spécifique ; la première étape est la construction des piles pour poser les voussoirs successivement et la mise en tension des câbles de précontraintes qui demande des techniques bien soignées.

❖ L'entretien :

1-Pont mixte (bipoutre) :

-Le seul problème des ponts mixtes est l'entretien périodique contre la corrosion justifiée, mais ce problème a été réglé par l'utilisation des peintures de protection à caractéristique résistante au phénomène d'oxydation.

2-Pont à voussoirs (hauteur constante) :

Ce mode des ponts ne demande aucun entretien périodique. Mais dans le cas d'un choc on constate une difficulté de réhabilitation

3-Pont à poutre multiples (précontraint par poste tension) :

- L'entretien n'est pas demandé dans ce type sauf dans le cas de chocs des camions aux poutres qui nécessitent parfois de la mise en place de la précontrainte extérieure ou le remplacement direct des poutres endommagées.

❖ **L'esthétique :**

- Ces trois types de ponts ont une forme relativement naturelle et s'intègre de manière Satisfaisante dans le paysage.

❖ **L'économie :**

- Il est très difficile de donner des éléments d'estimation qui ne deviennent pas trop rapidement obsolètes. En effet, au cours de ces dernières années, le coût des ponts a largement fluctué en fonction de l'évolution, parfois erratique, de celui des matériaux de base (béton et acier), en fonction de conditions économiques générales qui ont plus ou moins favorisé la mise en concurrence, des entreprises, et en fonction de l'évolution du coût de la main-d'œuvre qui a, d'ailleurs, directement influencé sur la conception des ouvrages dans le sens d'une Simplification des formes.

- Nous avons donc à développer quelques idées générales et à donner quelques rations Permettant de faire des estimations sommaires en fonction des données économiques, en Dernier nous allons faire un devis estimatif et quantitatif.
Le coût d'un pont résulte de la somme des coûts de ses trois parties principales, à savoir :

✓ **le tablier :**

Dont le coût augmente grossièrement comme le carré de la Portée.

✓ **-les appuis (piles et culées) :**

Hors fondations, qui sont d'assez faible importance dans le budget total, même si leur coffrage a été travaillé sur le plan architectural.

✓ **Les fondations :**

Dont l'estimation précise est toujours délicate car, malgré les sondages, leur exécution réserve Souvent des surprises ; cependant, pour une brèche donnée, ce poste diffère assez peu d'une solution à l'autre du moment.

✓ **Les prix généraux :**

Comprennent des prestations rémunérées par des prix souvent forfaitaires, l'installation de chantier, études d'exécution, épreuves, contrôles de laboratoire, etc.

On adopte en moyenne une valeur de l'ordre de 12 % du prix total de l'ouvrage.

- **Fondations :**

Le prix des fondations est rapporté de façon très sommaire au mètre cube de béton de semelle et/ou de pieu. Il comprend le béton, les armatures, le coffrage, le forage des pieux, etc.

- **Tablier :**• **Tabliers en béton précontraint :**

Ponts à poutres précontraintes par post-tension :

Le volume de béton est estimé à partir des caractéristiques géométriques de la dalle et des poutres.

Ponts à voussoirs :

Le volume de béton est estimé à partir de l'épaisseur équivalente « e » :

$$e(m) = 0,4 + 0,0035L$$

Aciers passifs: 120 à 140 kg par m³ de béton.

Aciers actifs: 45 kg par m³ de béton.

• **Tablier en ossature mixte :**

- La dalle couverture en béton armé est estimée a partir de sa géométrie (épaisseur, largeur, longueur)

-Le tonnage d'acier d'un pont mixte à deux poutres en I peut être estimé à l'aide de la formule statistique suivante :

$$q \text{ (kg/m}^2\text{)} = 0.105 x^{1.6} + 100$$

q : désigne la masse d'acier par mètre carré de surface utile de tablier.

Quantités et prix unitaire	PONT MIXTE	PONT VOUSOIR	PONT A POUTRES
Volume du béton tablier (m ³)	546	1332.24	1310.4
Tonnage d'acier PRS t/m ²	26624	/	/
Tonnage d'acier PRS totale (t)	128.8	/	/
Tonnage d'acier passif (t)	65.52	186.513	170.352
Tonnage d'acier actif (t)	/	60	58
nombre d'appareil D'appuis	12	10	98
Nombre de joints de chaussées	2	2	8
Prix unitaire de béton/m ³ DA	21000	36000	21000
Prix unitaire acier PRS DA	390000	/	/
Prix unitaire acier passif DA/t	90000	90000	90000
Prix unitaire acier actif DA/m ³ de béton	/	12000	10000
Prix unitaire appareil d'appuis	90000	90000	90000
Prix unitaire du joint de chaussée DA/ml	80000	80000	80000
Cout total béton DA	11466000	47960640	27518400
Cout total PRS DA	50232000	/	/
Cout total acier passifs DA	5896800	16786170	15331680
Cout total acier actif DA	/	15986880	13104000
Cout total des appareils d'appuis DA	1080000	900000	8820000
Cout total des joints de chaussées DA	1200000	1200000	4800000
Cout final de tablier DA	698 744 800	82 833 690	69 574 080

Tab.3.2 Devis estimatif et quantitatif des trois tabliers.

- 3.4.5 Conclusion :

-Après avoir analysé les variantes adéquates a notre ouvrage, d'après les données qu'on a à notre disposition.

Notre choix s'est porté sur un **tablier mixte hyperstatique**.

REPARTITION TRANSVERSALE

5.1 INTRODUCTION :

- La répartition transversale des charges dans les constructions planes dépend de l'efficacité des liaisons transversales des éléments portants principaux.

La répartition transversale (interaction transversale) est autant plus grande quand les liaisons transversales sont parfaites ou, en d'autres termes, qu'un plus faible pourcentage du chargement total est repris par l'élément directement chargé.

Après avoir évalué les efforts longitudinaux les plus défavorables en différentes sections, nous procédons à la répartition transversale de ces efforts sur les deux poutres, afin de trouver la part de chaque poutre et avoir les efforts puis les solliciter, pour cela nous allons utiliser la méthode de Courbon qui a les conditions suivantes :

- La largeur du pont est nettement inférieure à sa longueur.
- Les entretoises sont supposées très rigides vis-à-vis des poutres avec des déformations nettement inférieures à celles des poutres.
- les poutres sont parallèles entre elles et soumises aux mêmes liaisons.
- les axes d'entretoises sont perpendiculaires aux axes des poutres.
- les inerties sont supposées constantes avec une variation permise dans les rapports 1 et 2 tout en gardant la même hauteur

Pour notre cas c'est la dalle qui joue un rôle essentiel dans la distribution transversale des efforts cela est dû à sa liaison rigide avec les poutres par le biais des connecteurs.

5.2 METHODE DE CALCUL :

-Les réactions sont appliquées sur l'hourdis, la méthode de Courbon montre que la réaction R_i comptée positivement vers le haut appliquée par la poutre (i) sur l'hourdis supportant une charge concentrée « P » à l'abscisse « α » est donnée par :

$$R_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \Delta_i \quad \text{avec} \quad \Delta_i = 1 + \frac{\sum I_i}{\sum I_i L_i} + L_i e$$

I_i = Inertie de la poutre (i), e : l'abscisse de la charge « p ». L_i : l'abscisse de l'appui,

Δ_i : coefficient pour lequel il faut multiplier les éléments de réduction : moments, efforts tranchants et réaction d'appuis. Ainsi, chaque poutre reprend une charge proportionnelle à son inertie.

Les poutres utilisées sont de même inertie ainsi de même espacement.

$$R_i = \frac{1}{n} P \Delta_i \quad \text{et} \quad \Delta_i = 1 + 6 \frac{n+1-2i}{n^2+1} \frac{e}{\lambda}$$

n : le nombre de poutres ($n=2$) ; P : résultante du système

λ : espacement des poutres ($\lambda = 5.8\text{m}$)

e : abscisse de la résultante ; e : excentricité du système de charge .

$$\text{donc : } R_i = \frac{1}{n} M \Delta_i \quad T_i = \frac{1}{n} T \Delta_i$$

M_i : moment pris par la poutre (i) ; T_i : effort tranchant pris par la poutre (i).

M : moment total calculé. ; T : effort tranchant total calculé.

5.3 CALCUL DES COEFFICIENT DE REPARTITION " Δ_i " :

Cause de symétrie, nous allons faire le calcul pour une seule poutre donc :

$$\Delta_i = 1 + \frac{3e}{11.6}$$

5.3-1 Cas de charge permanente :

Pour $i=1$, $e = 0$

$$\Delta_i = 1 + \frac{3.0}{11.6} = 1$$

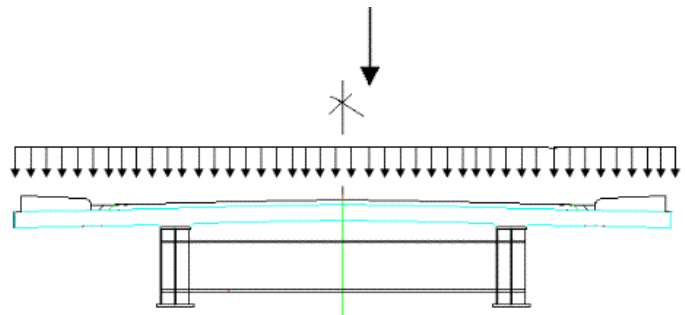


Fig 5.1 : Cas de charge permanente.

5.3-2 Surcharge « A(I) » :

Une voie chargée :

$e = 1.875\text{m}$

$$\Delta_i = 1 + \frac{3 \cdot 1.875}{11.6} = 1.484$$

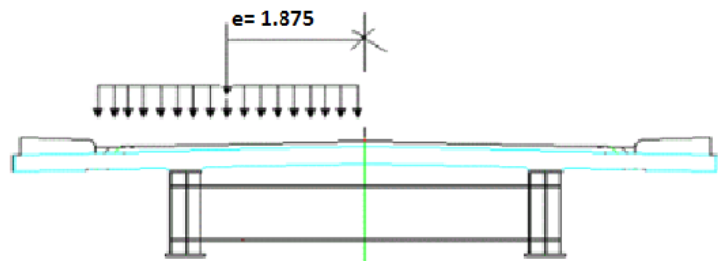


Fig 5.2 System A(I) 1voies chargé

Deux voies chargées :

$e = 0$

$$\Delta_i = 1 + \frac{3.0}{11.6} = 1$$

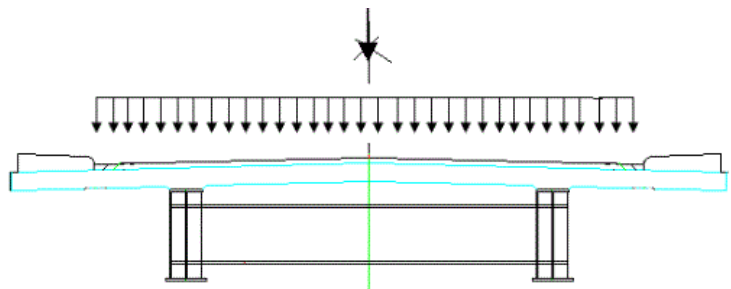


Fig 5.3 System A(I) 2voies charges

5.3-3 Surcharge « Bc » :

Une file chargée :

$$e = 0$$

$$\Delta i = 1 + \frac{3 \cdot 2.25}{11.6} = 1$$

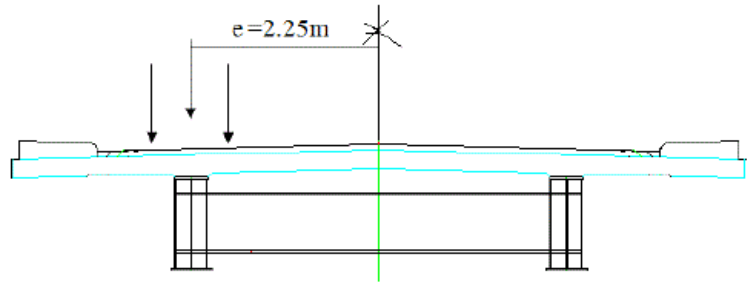


Fig 5.4 System Bc 1file charge

Deux files chargées :

$$e = 0$$

$$\Delta i = 1 + \frac{3 \cdot 1}{11.6} = 1.258$$

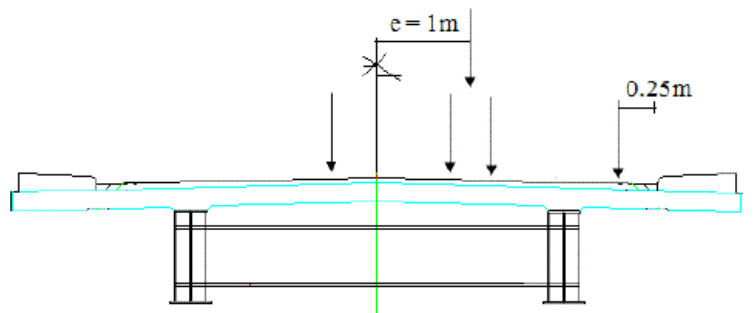


Fig 5.5 System Bc 2files chargées.

5.3-4 Surcharge « Bt » :

Un tandem chargé :

$$e = 0$$

$$\Delta i = 1 + \frac{3 \cdot 2}{11.6} = 1.517$$

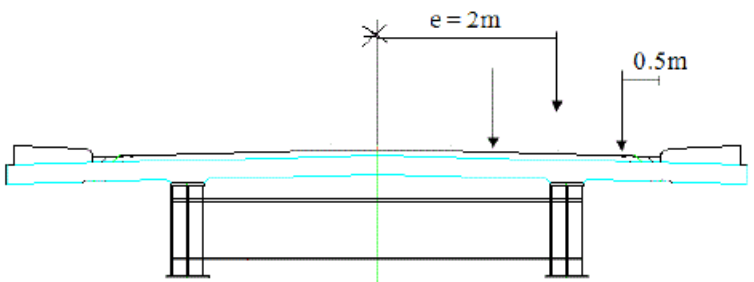


Fig 5.6 System Bt un tandem chargé.

Deux tandems chargés :

$$e = 0$$

$$\Delta i = 1 + \frac{3 \cdot 0.5}{11.6} = 1.129$$

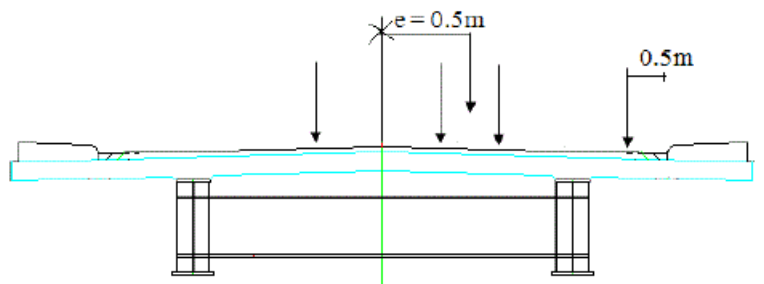


Fig 5.7 System Bt deux tandems chargés.

5.3-5 Surcharge «Mc120 »:

$e = 0$

$$\Delta i = 1 + \frac{3 \cdot 0.85}{11.6} = 1.219$$

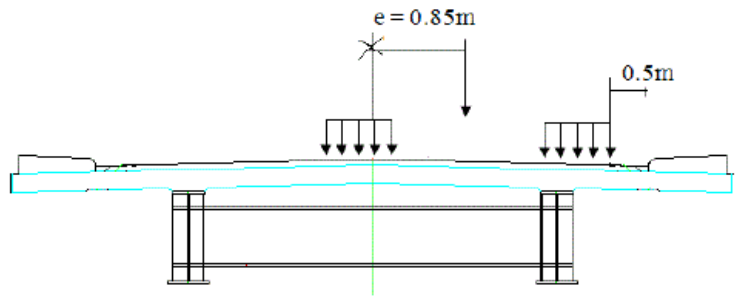


Fig 5.8 System Mc120.

5.3-6 Surcharge «D240 » :

$e = 0$

$$\Delta i = 1 + \frac{3 \cdot 0}{11.6} = 1$$

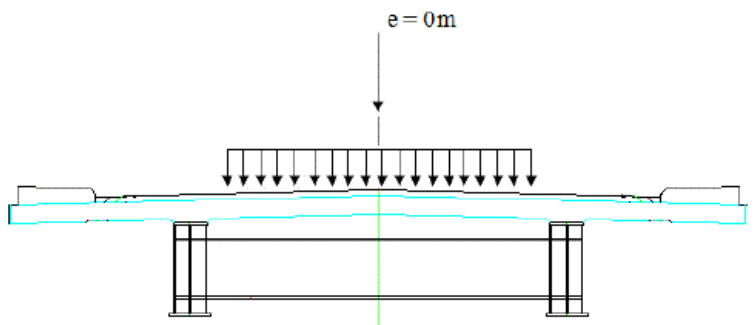


Fig 5.9 System D240.

5.3-7 Surcharge trottoir:

Un trottoir chargé :

$e = 4.5 \text{ m}$

$$\Delta i = 1 + \frac{3 \cdot 4.625}{11.6} = 2.196$$

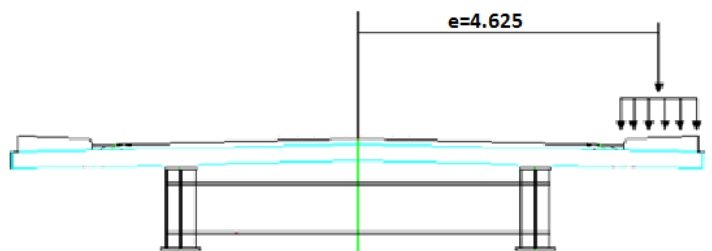


Fig 5.10 Un trottoir chargé .

Deux trottoirs chargés :

$e = 0 \text{ m}$

$$\Delta i = 1 + \frac{3 \cdot 0}{11.6} = 1$$

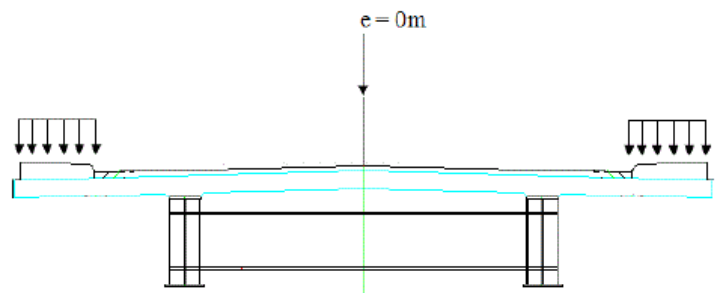


Fig 5.11 Cas de deux trottoirs chargés.

5.4 COMBINAISONS DE CHARGES :

-D'après le **DTR** algérien qui définit les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves ponts des ponts routes .

✓ ELU:

ELU 1 : $1.35 G + 1.6 A(L) + \text{surcharges trottoirs} + 0.9 (T + Gr)$

ELU 2 : $1.35 G + 1.6 Bc + \text{surcharges trottoirs} + 0.9 (T + Gr)$

ELU 3 : $1.35 G + 1.35 Mc \text{ 120ou convoi D 240t} + 0.9 (T + Gr)$

✓ ELS:

ELS 1 : $1.0 G + 1.2 A(L) + \text{surcharges trottoirs} + 0.6 (T + Gr)$

ELS 2 : $1.0 G + 1.2 Bc + \text{surcharges trottoirs} + 0.6 (T + Gr)$

ELS 3 : $1.0 G + 1.2 Mc \text{ 120ou convoi D 240t} + 0.6 (T + Gr)$

Les résultats de calcul des efforts à chaque section x sont situés dans l'annexe.

CALCUL DES ELEMENTS DE TABLIER**6.1 CALCUL DE LA SECTION MIXTE :****6.1-1 Hypothèse de calcul d'une section mixte :**

- Avant d'aborder le calcul d'une section mixte, il est nécessaire d'étudier qualitativement le comportement sous l'action des efforts qui lui sont appliqués, pour cela nous supposons que les deux hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1-La liaison entre l'acier et le béton est supposée rigide, tout déplacement entre les deux matériaux est rendu impossible par la présence des organes de liaisons appelées « *Connecteurs* ».
- 2-L'acier et le béton sont supposés être des matériaux élastiques, ils obéissent donc à la loi de **Hook**, la variation relative de la longueur de deux fibres, l'une dans l'acier l'autre dans le béton est :

$$\text{Pour l'acier: } \frac{\delta L}{L})_a = \frac{\sigma_a}{E_a} \text{ et Pour le béton: } \frac{\delta L}{L})_b = \frac{\sigma_b}{E_b}$$

$$\text{D'après la première hypothèse on a : } \frac{\delta L}{L})_a = \frac{\delta L}{L})_b \rightarrow \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = \frac{E_a}{E_b} = n$$

E_a : Module d'élasticité longitudinale de l'acier,

E_b : Module d'élasticité longitudinale du béton.

σ_a : Contrainte de l'acier, σ_b : Contrainte du béton.

Le coefficient d'équivalence « n » varie en fonction de E_b , tel que ce dernier croît avec la résistance du béton et décroît lorsque la durée de chargement augmente.

-Ainsi afin de tenir compte des variations de E_b , on définit plusieurs valeurs de n correspondant à tous les types de sollicitation :

Sollicitations	Champ d'application	N
Charge instantanée	Surcharge	6
Charge de longue durée	Charge permanente	18
Effets différés	retrait	15

Tab.6.1 : Coefficient d'équivalence « n » (Eurocode 3).

6.1-2 Caractéristiques des sections :**✓ Caractéristiques géométriques des PRS :**

	Surface « Sa » (mm ²)	$I_x(10^{10})$ mm ⁴	$I_y(10^{10})$ mm ⁴	$Y_G \frac{\sum s_i y_i}{\sum s_i}$
Section 1	81570	3.98462	1.79453	677.286
Section 2	100030	4.95633	0.24706	640.466

Tab.6.2 : Caractéristiques géométriques des PRS.

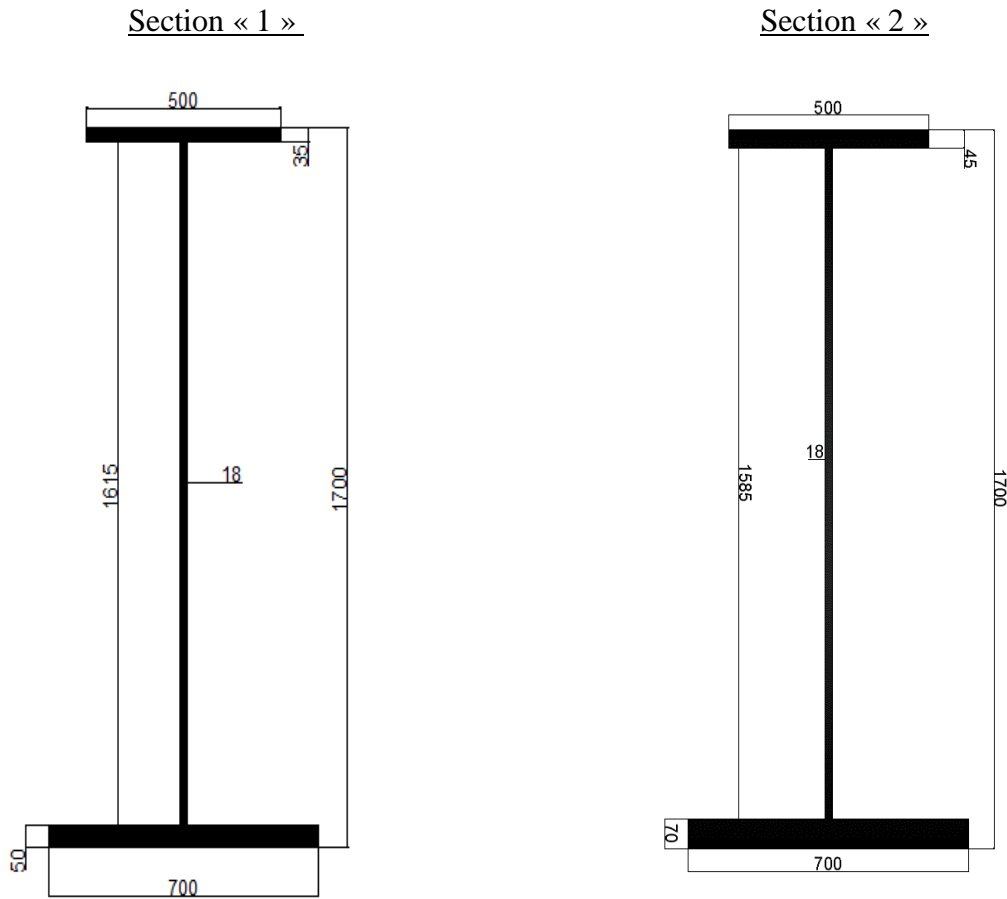


Fig.6.1 : Description des sections PRS.

✓ **Caractéristique de la section béton :**

Pour pouvoir étudier le tablier comme un ensemble de poutres en I indépendantes, il est nécessaire de calculer la largeur participante « beff » de la dalle, cette dernière contribue à la flexion générale du tablier.

➤ **Largeur de la dalle participante « beff » :**

Pour une poutre maîtresse dans une section donnée du tablier, la largeur efficace de dalle est la somme de 2 termes :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

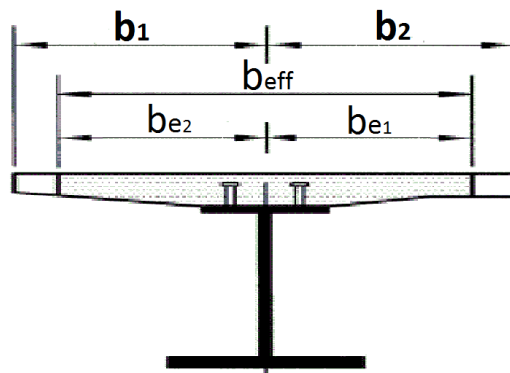


Fig.6.2 : Largeur participante d'une poutre.

Avec :

$$b_{ei} = \min \left(\frac{L_e}{8}, b_i \right)$$

L_e : est la portée équivalente.

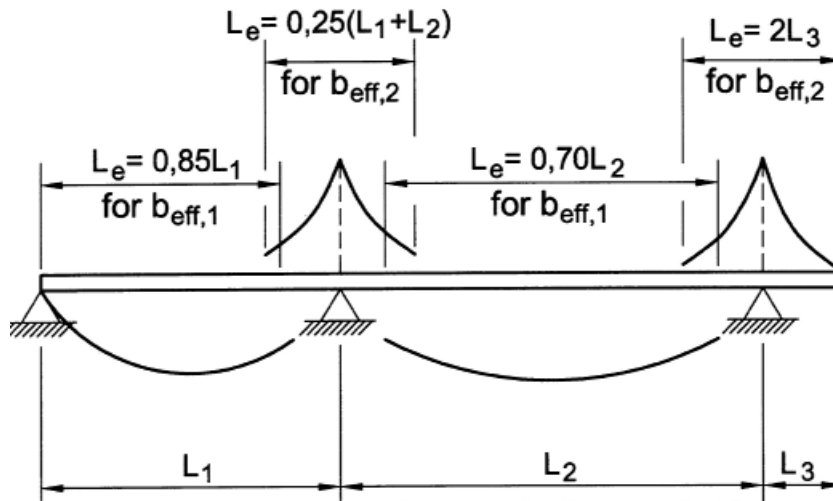


Fig. 6.3 : Travée équivalente « L_e », pour la largeur efficace de la semelle en béton.

➤ **Calcul de b_{eff1} :**

On a

- $b_1 = 2.9\text{m}$
- $b_2 = 2.35\text{ m}$

-Donc :

-nous avons $L_e = 0.85 L_1$

$$b_{e1} = \min \left(\frac{0.85 L_1}{8}, b_1 \right) = \min \left(\frac{0.85 \cdot 3.5}{8}, 2.9 \right) = 2.9 \text{ m}$$

$$b_{e1} = \min \left(\frac{0.85 L_1}{8}, b_2 \right) = \min \left(\frac{0.85 \cdot 3.5}{8}, 2.35 \right) = 2.35 \text{ m}$$

- Alors:

$$b_{eff1} = b_{e1} + b_{e2} = 2.9 + 2.35 = 5.25 \text{ m}$$

On procède de la même manière pour les autres poutres, et on trouve :

$$b_{eff2} = \left(\frac{0.25(L_1+L_2)}{8}, 2.9 \right) + \min \left(\frac{0.25(L_1+L_2)}{8}, 2.35 \right) = 4.8 \text{ m}$$

$$b_{eff3} = \min \left(\frac{0.7 L_2}{8}, 2.9 \right) + \min \left(\frac{0.7 L_2}{8}, 2.35 \right) = 5.25 \text{ m}$$

$$b_{eff4} = \min \left(\frac{2 L_3}{8}, 2.9 \right) + \min \left(\frac{0.7 L_2}{8}, 2.35 \right) = 4.79 \text{ m}$$

Pour le calcul des sollicitations avec une analyse globale on peut utiliser une largeur constante

$$b_{eff} = 4.8 \text{ m}$$

✓ **Caractéristiques géométriques de la section béton :**

- $S_b = 1227500 \text{ mm}^2$
- $y_{Gb} = 128.04 \text{ mm}^2$
- $I_{XX} = 6.85 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$

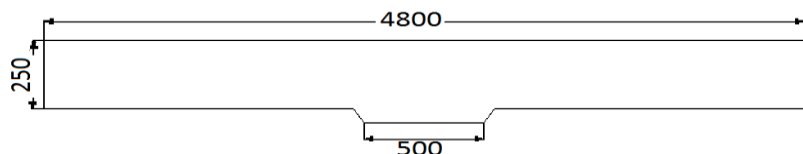


Fig 6.4 : Description de la section de béton.

- Caractéristiques d'une section mixte :

- Section « 1 » en travée :

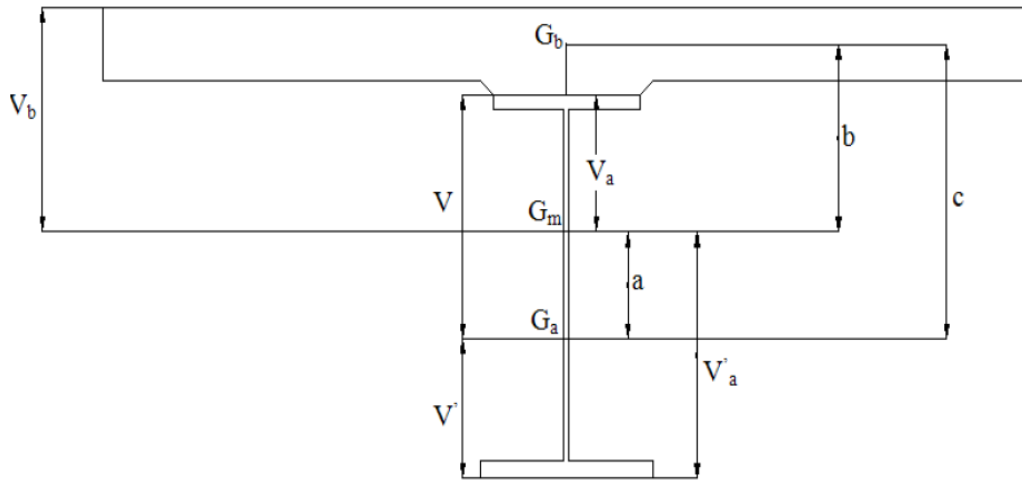


Fig.6.5 : Description de la section mixte.

$$V_b = b + 128.04 ; V'_a = a + V' = a + 677.286 ; V_a = b - 121.96 - 50 = b - 171.96$$

Distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier :

$$C = V + 121.96 + 50 = 1194.67 \text{ mm}, \quad v = 1022.71$$

$$-a = \frac{s_b c}{n s}, \quad b = \frac{s_a c}{s}, \quad s = s_a + \frac{s_b}{n}$$

$$-I = I_a + \frac{I_b}{n} + a b s = 3.98462 \cdot 10^{10} + \frac{6.85 \cdot 10^9}{n} + a b s$$

$$-W_a = \frac{I}{V_a} \quad W'_a = \frac{I}{V'_a} ; \quad W_b = \frac{I}{V_b}$$

I_a : inertie de la section d'acier, I_b : inertie de la section béton.

S_b : section de la dalle participante, S_a : section de la poutre acier.

W_b : moment statique par rapport à la section béton

W_a : moment statique par rapport à la semelle supérieur.

W'_a : moment statique par rapport à la semelle inférieur.

$$B_n = \frac{B}{n} \quad B_n : \text{section du béton rendue homogène}$$

N	c (mm)	a (mm)	b (mm)	s (mm ²)	I (10 ¹⁰) (mm ⁴)	V'_a (mm)	V_a (mm)	V_b (mm)	W_a (10 ⁶) (mm ³)	W_b (10 ⁶) (mm ³)	W'_a (10 ⁶) (mm ³)	B_n (10 ³) (mm ²)
∞	1194.6	0	1194.6	81570	3.984	677.28	1022.71	1322,7	38.955	30.119	58.823	0
18	1194.6	543.98	650,68	149764,44	9.323	1221,26	478.72	778,72	194.70	119.72	76.339	68.19
15	1194.6	598.29	596,37	163403,33	9.859	1275,57	424.41	724,41	232.29	136.09	77.290	81.83
6	1194.6	854.12	340.54	286153,33	12.992	1531,4	168.58	468,5	770.67	277.26	84.837	204.58

Tab.6.3 : Caractéristiques géométriques de la section mixte « 1 » .

- Section « 2 » Sur appuis :

- Dans la partie du moment négatif, le béton ne résiste pas à la traction, on va donc prendre une section d'acier équivalente, qui est suivant les normes de 1% de celle du béton de la dalle.

- $B = 1227500 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{\text{armature}} = 122.75 \text{ cm}^2$ on opte pour le choix de 34HA22

Donc $A_s + A_i = 129.245 \text{ cm}^2$

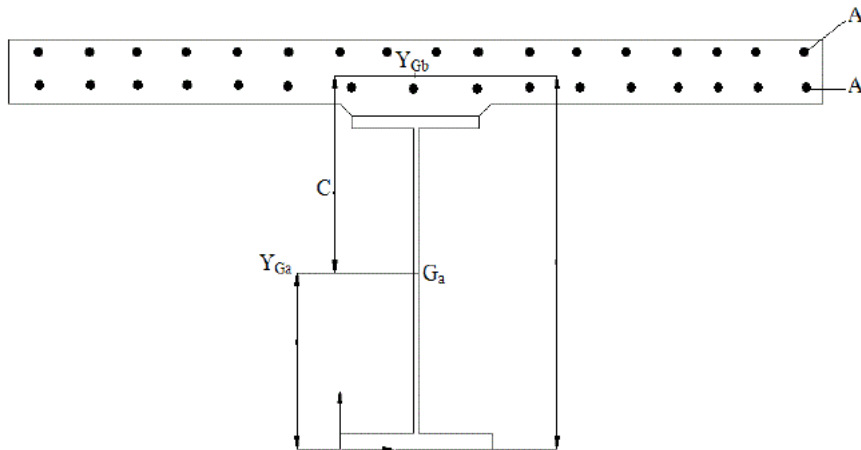


Fig.6.6 : Centre de gravité de la section d'acier avec armatures

$$y_{Ga} = \frac{\sum s_i y_i}{\sum s_i} = \frac{640.466 \cdot 100030 + 12924.5 \cdot 1870}{100030 + 1294.5} = 870.81 \text{ mm}$$

- Distance entre le centre de gravité de la section du béton et celui de l'acier

$$C = V + 121.96 + 50 = 1001.15 \text{ mm}, \quad v = 918.84 \text{ mm}$$

N	c (mm)	a (mm)	b (mm)	s (mm ²)	I (10 ¹⁰) (mm ⁴)	V _a ' (mm)	V _a (mm)	V _b (mm)	W _a (10 ⁶) (mm ³)	W _b (10 ⁶) (mm ³)	W _a ' (10 ⁶) (mm ³)	B _n (10 ³) (mm ²)
∞	1001.1	0	1001.1	100030	4.9563	640.46	829,14	1129,1	59.77	43.89	77.386	0
18	1001.1	405.82	595.27	168224.44	9.0581	1046,28	423.31	723.31	213.98	125.231	86.574	68.19
15	1001.1	450.46	550.63	181863.33	9.5128	1090,92	378.67	678.67	251.21	140.168	87.201	81.83
6	1001.1	672.35	328.74	304613.33	11.803	1312,81	156.78	456,78	752.82	258.39	89.90	204.58

Tab.6.4 : Caractéristiques géométriques de la section mixte « 2 »

6.1- 3 Étude de l'effet de retrait et de la différence de température :

- **Effets du retrait :**

- Le retrait du béton est une déformation ε_r imposée dans la section de béton comprimé qui a trois origines physiques possibles :

1. **Retrait endogène ε_{ca} :**

- Il s'effectue à court terme, juste après la mise en œuvre du béton, et traduit la poursuite de l'hydratation du ciment après la prise, ce qui entraîne une diminution du volume initialement mis en œuvre.

2. **Retrait de dessiccation ε_{cd} :**

- Il s'effectue sur le long terme, pendant la vie de l'ouvrage, et traduit une évaporation progressive de l'eau contenue dans le béton.

3. **Retrait thermique ε_{th}**

- Il s'effectue à court terme ou moment du durcissement de béton et traduit la différence de température entre le béton et la charpente métallique

➤ **Hypothèse de calcul :**

1. Nous considérons une poutre à inertie constante.
2. Dans notre cas c'est une poutre mixte simple.
3. $n = 15$ (coefficient d'équivalence) du fait de la faible participation de la dalle.

Si l'on considère en premier lieu que la dalle est désolidarisée de la poutre métallique, son raccourcissement unitaire Δdx due au retrait peut se faire librement (Figure **a** et **b**).

En réalité, la liaison est rigide donc il n'y a pas de déplacement relatif des surfaces de contact.

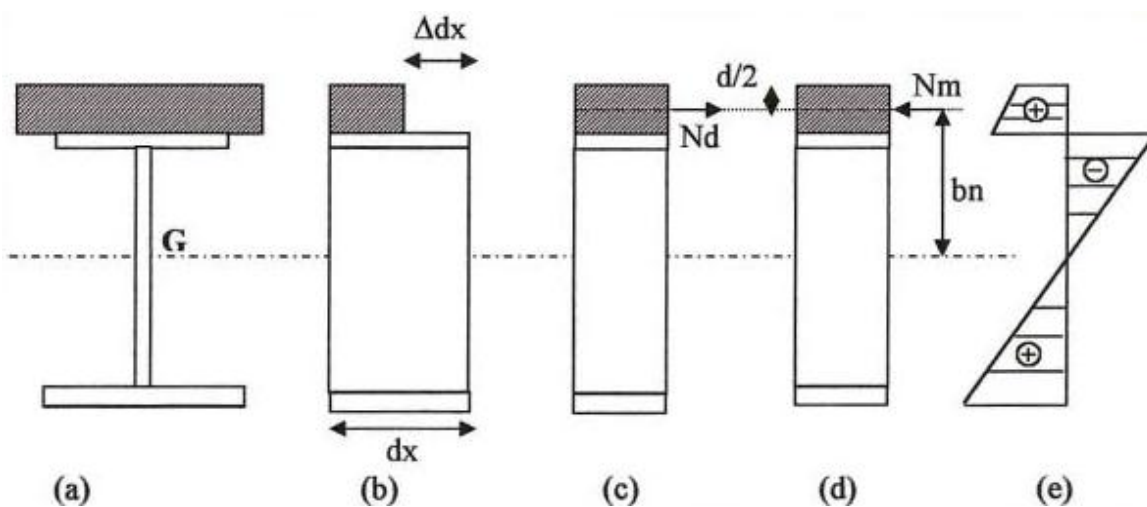


Fig.6.7 : Comportement de la section mixte.

➤ **Calcul de Retrait endogène :**

-Le calcul de ε_{ca} nécessite de connaître l'âge T du béton à l'instant T_{ini} considéré. A cet instant, chaque plot a un âge différent. Pour simplifier, on considère l'âge moyen de tous les plots calculés en tenant compte du phasage de Construction :

$T = 70$ jours.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty).$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 8,75 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \sqrt{t}) = 0,82$$

D'où on déduit : $\varepsilon_{ca}(t) = 7,210 \cdot 10^{-5}$

➤ **Retrait de dessiccation :**

- Le rayon moyen de la dalle est : $h_0 = \frac{2 \cdot AC}{U}$

Où U est le périmètre utile et AC c'est la surface de la dalle D'ou $h_0 = 570$ mm

On a :

$$\varepsilon_{cd}(t) = k_h \times \varepsilon_{cd0} \times \beta_{ds}(t, t_s)$$

On a le coefficient $k_h = 0,70$ car $h_0 \geq 500$

$$\varepsilon_{cd0} = 2,4 \cdot 10^{-4}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{t - t_s + 0,04 \sqrt{h_0^3}} = 0,1 \text{ pour } t = 70$$

D'où on déduit : $\varepsilon_{cd}(t) = 1,68 \cdot 10^{-5}$

➤ **Retrait à la mise en service :**

$$\varepsilon_r = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} = 8,88 \cdot 10^{-5}$$

- Une hypothèse simplificatrice admissible consiste à appliquer ce retrait au Jeune âge en une seule phase à la fin du bétonnage de la dalle. Il est intégré (Phase par phase ou d'un seul coup) dans les combinaisons de charges pour Les vérifications de la structure à la mise en service.

• **Effet de la différence de température entre l'acier et le béton :**

Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton engendre des efforts de même nature que ceux du retrait.

1- Dans le cas où la dalle est plus froide que les poutres ($\Delta T > 0^\circ C$), l'état de contrainte dans la section mixte est identique à celui du retrait, un saut de $20^\circ C$ (prescrit dans les normes), correspond à un retrait spécifique qui provoque une déformation « ε_t ».

Avec w_t : coefficient de retrait du à la différence de température.

$$\varepsilon_t = w_t \cdot \Delta T = 10^{-5} \cdot 10 = 10^{-4}$$

2-Dans le cas où la dalle est plus chaude ($\Delta T < 0^\circ\text{C}$) les efforts intérieurs sont inversés (La dalle est comprimée). La charge de différence de température est considérée comme une charge de courte durée, ainsi on prendra $n = 6$.

❖ Calcule des contraintes dues au retrait :

- La condition de compatibilité est satisfaite, l'effort normal de traction (fictif) appliqué au centre de Gravité de la dalle engendre une contrainte σ_b qui vaut :

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_r$$

Avec: $E_b = \frac{E_a}{n}$ et ε_r : coefficient de retrait.

En considérant que : $\Delta dx = \varepsilon_r \cdot dx$ (figure b), avec ε_r qui représente l'allongement relatif unitaire égal à $\varepsilon_r = 6.25 \cdot 10^{-5}$

Pour avoir l'équilibre, on doit appliquer à la section mixte avec une excentricité b_n ($n=15$) une force de Réaction et on obtient :

- Un effort normal de compression : $N_m = -N_b$.
- Un moment de flexion (positif) : $M_m = N_m \cdot b_n = \sigma_b \cdot \omega$.

Ces efforts sont les mêmes sur toute la longueur de la poutre, les contraintes dans la poutre métallique sont données par les relations suivantes

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{a1} = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_{b0}$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m \cdot b_n \Rightarrow \sigma_{a2} = -\eta \cdot (\sigma_{b0} \cdot \omega / I) \cdot V_a \cdot 2$

De même les contraintes dans la section du béton sont données par les relations :

- Contrainte due à l'effort : $N_m = -N_b \Rightarrow \sigma_{b1} = \beta \cdot \sigma_b$
- Contrainte due à l'effort : $M_m = -N_m \cdot b_n \Rightarrow \sigma_{b2} = (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_b$.

Les contraintes normales résultantes sollicitant chaque matériau sont :

Dans la poutre métallique : $\sigma_a = -\eta \cdot \beta \cdot \sigma_b + -\eta \cdot (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_a$

Dans le béton : $\sigma_b = -\beta \cdot \sigma_{b0} - (\sigma_b \cdot \omega / I) \cdot V_b$

Notation :

$n = 15$ (coefficient d'équivalence).

$\beta = B_n / (B_n + A) = B_{15} / (B_{15} + A)$.

B_{15} : Section du béton rendue homogène pour $n = 15$.

B : Section du béton.

A : Section d'acier.

✓ Détermination des effets des sollicitations internes sur les sections mixtes :

✚ Cas de moment positif :

Dans ce cas nous allons étudier la section la plus sollicitée des poutres à mi-travée.

• Effet du retrait

$$\beta = \frac{B_{15}}{B_{15}+A} = \frac{81,83 \cdot 10^3}{81,83 \cdot 10^3 + 81,57 \cdot 10^3} = 0,491$$

$$W_{15} = b_{15} \cdot B_{15}$$

$$W_{15} = 596,37 \times 81,83 = 49463,78 \text{ cm}^3$$

$$M_{15} = \sigma_b \cdot W_{15} = \frac{E_a}{15} \times \varepsilon_r = \frac{2,1 \cdot 10^5}{15} \cdot 49463,78 \times 8,88 \cdot 10^{-5}$$

$$M_{15} = 604398,92 \text{ kg.cm}$$

- Sur le béton:

$$\sigma_{br} = (1 - \beta) \times \sigma_{br} \frac{M_{15}}{W_b}$$

$$\sigma_{br} = (1 - 0,491) \times 42,35 \frac{2094790,72}{136910}$$

$$\sigma_{br} = 1,8 \text{ kg/cm}^2$$

- Sur l'acier :

$$\sigma_{sr} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_{b0} - n \cdot \frac{M_{15}}{W_a}$$

$$\sigma_{ir} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_{b0} + n \cdot \frac{M_{15}}{W_a}$$

$$\sigma_{sr} = -15 \cdot 0,491 \times 42,35 - 15 \frac{2094790,72}{232290} = -128,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -15 \cdot 0,491 \times 42,35 + 15 \frac{2094790,72}{77290} = 26,07 \text{ kg/cm}^2$$

- Contraintes pondérées dus au retrait : $\alpha = 1,32$

$$\sigma_{br} = 1,8 \cdot 1,32 = 2,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = -128,67 \times 1,32 = 169,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 26,07 \times 1,32 = 34,4 \text{ kg/cm}^2$$

• Effet de température :

- Calcul de contrainte due à ΔT

$$\sigma_{b0} = \text{et } \frac{E_a}{6} = \Delta T \text{ wt. } \frac{E_a}{6} = \pm 10 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{21000}{6}$$

$$\sigma_{b0} = \pm 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{B_6}{B_6 + A} = \frac{204.58 \cdot 10^3}{204.58 \cdot 10^3 + 81,57 \cdot 10^3} = 0.7$$

$$W_6 = b_6 \times B_6,$$

$$W_6 = 340,54 \times 204.58 = 69667.67$$

$$M_6 = \sigma_b \times W_6 = \frac{E_a}{6} \times \varepsilon_t = 2749984.9 \text{ kg/cm}$$

-Sur le béton:

$$\sigma_{br} = (1 - \beta) \cdot \sigma_{b0} - \frac{M_6}{w_b}$$

$$\sigma_{br} = 1.05 \text{ kg/cm}^2$$

-Sur l'acier :

$$\sigma_{sr} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_{b0} + n \cdot \frac{M_6}{w_a}$$

$$\sigma_{ir} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_{b0} + n \cdot \frac{M_{15}}{w'_a}$$

$$\sigma_{sr} = -6 \times 0.7 \times 35 - 6 \cdot \frac{2749984.9}{848370} = -167.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -6 \times 0.7 \times 35 + 6 \cdot \frac{2749984.9}{848370} = 48.91 \text{ kg/cm}^2$$

- Contraintes pondérées dus à ΔT : $\alpha = 1.5$

$$\sigma_{br} = \pm 1.575 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sr} = \pm 251.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = \pm 73.36 \text{ kg/cm}^2$$

✚ Cas de moment négatif :

Dans ce cas nous allons étudier la section la plus sollicitée des poutres à mi-travée.

• Effet du retrait :

$$\beta = \frac{B_{15}}{B_{15} + A} = \frac{81,83 \cdot 10^3}{81,83 \cdot 10^3 + 100,03 \cdot 10^3} = 0.497$$

$$W_{15} = b_{15} \times B_{15}$$

$$W_{15} = 550,63 \times 81.83 = 33092.05 \text{ cm}^3$$

$$M_{15} = \sigma_b \times W_{15} = \frac{E_a}{15} \times \varepsilon_r = \frac{2,1 \cdot 10^5}{15} \cdot 49463.78 \times 8.88 \cdot 10^{-5}$$

$$M_{15} = 404352.3 \text{ kg.cm}$$

-Sur le béton :

$$\sigma_{br} = (1 - \beta) \cdot \sigma_{b0} - \frac{M_{15}}{w_b}$$

$$\sigma_{br} = (1 - 0.497) \cdot 42.35 - \frac{1401448.31}{140160}$$

$$\sigma_{br} = 3.4 \text{ kg/cm}^2$$

Sur l'acier :

$$\sigma_{Sr} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_{b0} - n \cdot \frac{M_{15}}{W_a}$$

$$\sigma_{ir} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_{b0} + n \cdot \frac{M_{15}}{W_a'}$$

$$\sigma_{Sr} = -15 \times 0.49742 \cdot 35 - 15 \frac{404352.3}{251210} = -110.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -15 \times 0.497 \times 42.35 + 15 \frac{404352.3}{87201} = 19.51 \text{ kg/cm}^2$$

-Contraintes pondérées dues au retrait : $\alpha=1.32$

$$\sigma_{br} = 3.4 \times 1.32 = 4.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Sr} = -110.87 \times 1.32 = 150.89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = 19.51 \times 1.32 = 25.75 \text{ kg/cm}^2$$

- **Effet de température :**

Calcul de contrainte due à ΔT .

$$\sigma_{b0} = \epsilon_t \cdot \frac{E_a}{6} = \Delta T \cdot \omega_t \times \frac{E_a}{6} = \pm 10 \cdot 10^{-5} \times \frac{21000}{6}$$

$$\sigma_{b0} = \pm 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{B_6}{B_6 + A} = \frac{204.58 \cdot 10^3}{204.58 \cdot 10^3 + 100.03 \cdot 10^3} = 0.71$$

$$W_6 = b_6 \times B_6$$

$$W_6 = 328,51 \times 204.58 = 47362.31$$

$$M_6 = \sigma_b \times W_6 = \frac{E_a}{6} \times \epsilon_t = 1657681.05 \text{ kg.cm.}$$

-Sur le béton :

$$\sigma_{br} = (1 - \beta) \cdot \sigma_{b0} - \frac{M_6}{W_b}$$

$$\sigma_{br} = 2.76 \text{ kg/cm}^2$$

-Sur l'acier :

$$\sigma_{Sr} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_{b0} + n \cdot \frac{M_6}{W_a}$$

$$\sigma_{ir} = -n \cdot \beta \cdot \sigma_{b0} + n \cdot \frac{M_{15}}{W_a'}$$

$$\sigma_{Sr} = -6 \times 0.71 \times 35 - 6 \frac{1657681.05}{251210} = -271.02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = -6 \times 0.71 \times 35 + 6 \frac{1657681.05}{87201} = 130.2 \text{ kg/cm}^2$$

-contraintes pondérées dus au retrait : $\alpha=1.5$

$$\sigma_{br} = \pm 4.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Sr} = \pm 406.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ir} = \pm 195.3 \text{ kg/cm}^2$$

6.1-4 Calcul de la dénivellation d'appuis :

-Dans le calcul de la section mixte nous avons considéré une hypothèse qui présente des avantages :

La liaison acier -béton. Toutefois, on notera qu'une section mixte fonctionne normalement lorsque le béton est comprimé, l'hypothèse considérée se trouve non valable dans le cas de la traction dans le béton ; deux cas peuvent être à l'origine de la traction dans le béton :

- ✓ Les moments négatifs sur les appuis intermédiaires d'une travée continue.
- ✓ Les effets linéaires différés (retrait, température) .

Les prescriptions relatives à la limitation de la traction dans le béton sont :

- A vide : le béton ne doit pas être tendu sous l'effet des charges permanentes et les effets linéaires différés.
- En charge : sous l'effet combiné des charges à vide et des surcharges on admet de faible traction dans le béton d'où faible fissuration de béton. On se doit ainsi de vérifier la section tendue (section fissuré).

Afin de remédier à ce problème de traction on doit créer une pré-compression de la dalle pour au moins annuler la traction à vide dans le béton par :

1. Introduction d'une force de précontrainte à l'aide de câbles ancrés de part et d'autre de la zone tendue.
2. -En créant des dénivellations d'appuis après construction du pont.
3. En créant des dénivellations d'appuis provisoires avant le bétonnage : on coulera le béton sur la fibre supérieur d'acier tendue. Quand le béton fait prise on ramène l'appui à sa position définitive. Ainsi la membrure supérieur en acier passe de l'état tendue à l'état comprimé et tend à ce raccourcir, elle entraîne avec elle le béton et le comprime.

-Parmi les trois techniques de pré compression de la dalle On opte pour la dénivellation d'appuis provisoire avant le bétonnage.

➤ Dénivellation retour : (n=18) :

- La dénivellation des appuis est calculée à partir de la formule de Clapeyron.

$$M_{i-1}L_i + 2 M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = 6 E I \left(\frac{V_{i+1}-V_i}{L_{i+1}} - \frac{V_i - V_{i-1}}{L_i} \right)$$

$$M_{i-1}L_i + 2 M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = 6 E I \left(\frac{\Delta_{i+1}}{L_{i+1}} - \frac{\Delta_i}{L_i} \right)$$

— L_i : La longueur de la travée « i ».

— M_i : Moment fléchissant au niveau de l'appui « i ».

— Δ_i : Le déplacement de l'appui « i ».

Pour notre cas on a (5) travées les deux (2) travées de rive de 35m, est (3) travées de 46 m.

- L'inertie des poutres est identique, constante $I = 9.058110^6 \text{ cm}^4$.
- Module d'élasticité $21 \cdot 10^5 \text{ kg / cm}^2$
- Pour simplifier le calcul on pose :

$$\alpha = \frac{L_i}{L_{i-1}} \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{35}{46} = , 0.760 \quad ; \quad \alpha_1 = \frac{46}{46} = 1 \quad ; \quad L = 46$$

- **pour le premier appui « i=1 » :**

Après la résolution du système :

$$M_1 = \frac{\left(\frac{1}{\alpha_1} + 1\right)(2+\sqrt{3})+1}{(2\alpha_1+2)(2+\sqrt{3})-1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_1 \quad \text{donc :} \quad \Delta_1 = \frac{(2\alpha_1+2)(2+\sqrt{3})-1}{\left(\frac{1}{\alpha_1} + 1\right)(2+\sqrt{3})+1} \frac{L^2}{6EI} M_1$$

$$\Delta_1 = \frac{(2 \cdot 0.76+2)(2+\sqrt{3})-1}{\left(\frac{1}{0.76} + 1\right)(2+\sqrt{3})+1} \frac{46^2}{6EI} \quad 943.71 \cdot 10^5 \quad \Delta_1 = 21.69 \text{ cm}$$

- **pour le premier appui « i=2 » :**

$$-M_1 = -\frac{\left(\frac{1}{\alpha_2} + 1\right)(2+\sqrt{3})+1}{(2\alpha_2+2)(2+\sqrt{3})-1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_2 \quad \text{donc :} \quad \Delta_2 = \frac{(2\alpha_2+2)(2+\sqrt{3})-1}{\left(\frac{1}{\alpha_2} + 1\right)(2+\sqrt{3})+1} \frac{L^2}{6EI} M_2$$

$$\Delta_1 = -\frac{(2+2)(2+\sqrt{3})-1}{(1+1)(2+\sqrt{3})+1} \frac{46^2}{6EI} \quad 1011.93 \cdot 10^5 \quad \Delta_2 = 30.42 \text{ cm}$$

- **Dénivellation allé (n= ∞) :**

- **pour le premier appui « i=1 » :**

$$-M_1 = -\frac{\left(\frac{1}{\alpha_1} + 1\right)(2+\sqrt{3})+1}{(2\alpha_1+2)(2+\sqrt{3})-1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_1 \quad \text{tell que : } \Delta_1 = 21.69 \text{ cm ; } I = 4.9563 \cdot 10^6 \text{ cm}^4.$$

$$M_1 = - 494.50 \text{ t.m}$$

- **pour le premier appui « i=2 » :**

$$-M_1 = \frac{\left(\frac{1}{\alpha_2} + 1\right)(2+\sqrt{3})+1}{(2\alpha_2+2)(2+\sqrt{3})-1} \frac{6EI}{L^2} \Delta_2 \quad \text{tell que : } \Delta_2 = 30.42 \text{ cm ; } I = 5.0378 \cdot 10^6 \text{ cm}^4.$$

$$M_2 = - 554.55 \text{ t.}$$

6.1-5 Vérification des contraintes à ELS:

- On procédera à la vérification des contraintes à chaque phase de construction de l'ouvrage au niveau de la semelle inférieure (σ_i) est supérieure (σ_s) ainsi que la contrainte (σ_{bc} ; σ_{bt}) dans le béton. Pour chaque étape de construction, ces contraintes doivent être comparées aux contraintes usuelles admissibles de l'acier et du béton.

$$\text{Acier : } \begin{cases} \sigma_a \leq \sigma_{ac} = 2/3 \cdot f_e = 2366.66 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_a \leq \sigma_{at} = 3/4 \cdot f_e = 2662.5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Béton } \begin{cases} \sigma_{bc} \leq 0.6 f_{cj} = 21 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{bt} \leq 0.06 f_{cj} + 0.6 = 2.7 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

σ_{ac} : La contrainte admissible à la compression dans la semelle,

σ_{at} : La contrainte admissible à la traction dans la semelle,

σ_{bc} : Contrainte admissible dans le béton en compression,

σ_{bt} : Contrainte admissible dans le béton traction.

➤ Phase 1 :

-On lance la charpente avec le métal seul $n=\infty$:

$$n=\infty \begin{cases} \sigma_{s1} = (M_{cp} + M_{\Delta(\text{aller})}) / W_a \\ \sigma_{i1} = - (M_{cp} + M_{\Delta(\text{aller})}) / W_a' \\ \sigma_{b1} = 0 \end{cases}$$

➤ Phase 2 :

-On coule la dalle de béton. On supposera qu'elle est coulée en une seule fois ce qui Simplifiera le problème. On raisonne à 1 jour, donc le béton n'a pas encore fait prise et seules les poutres supportent la charge permanente due à leur propre poids et à celui de la dalle ($n= 18$) :

$$n=18 \begin{cases} \sigma_{s2} = (\sigma_{s1} + M_{(ccp+\text{retour})}) / W_a \\ \sigma_{i2} = (\sigma_{i1} - M_{(ccp+\Delta\text{retour})}) / W_a' \\ \sigma_{b2} = M_{(ccp+\Delta\text{retour})} / n \quad W_b \end{cases}$$

➤ **Phase 3:**

- On raisonne à 70 jours. Le béton a fait prise et on raisonne maintenant en section mixte. On a mis en place les superstructures. On adopte un coefficient d'équivalence $n = 15$

$$n=15 \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s3} = \sigma_{s2} + \sigma_{(\text{retrait})} \mp \sigma_{(\text{température})} \\ \sigma_{i3} = \sigma_{i2} + \sigma_{(\text{retrait})} \mp \sigma_{(\text{température})} \\ \sigma_{b3} = \sigma_{b2} + \sigma_{(\text{retrait})} \mp \sigma_{(\text{température})} \end{array} \right.$$

➤ **Phase 4:**

- On considère des surcharges de courte durée. Le béton ne flue pas on prendra ($n = 6$) :

$$n=6 \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s4} = \sigma_{s3} - M / Wa \\ \sigma_{i4} = \sigma_{i3} + M / Wa \\ \sigma_{b4} = \sigma_{b3} - M / Nw \end{array} \right.$$

- Section « 1 » en travée :

	n	Sollicitations	M (t.m)	σ_b kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	σ_i kg/cm ²
	A VIDE	∞	CP	367.76	0	919.05
Δ Aller			-257.25	0	-642.88	433
18		CCP	147.91	6.25	76.25	-190.26
		Δ Retour	515.67	23.8	225.86	-663.32
$\Sigma 2 = \Sigma 1 + \sigma(\text{retour}) + \sigma(\text{ccp})$			30.05	578.28	-1039.6	
15		Retrait	/	2.37	169.85	-34.4
6		ΔT	/	± 1.57	± 251.9	± 73.36
1		$\Sigma 3 = \Sigma 2 + \sigma(\text{retrait}) + \sigma(\Delta T)$		39.77	1417.56	-1081
2		$\Sigma 3 = \Sigma 2 + \sigma(\text{retrait}) - \sigma(\Delta T)$		36.63	915.56	-1227.72
EN CHARGE		6	Surcharges	677	38.89	86.05
	-225			-12.9	-28.6	267.03
	1 + Surcharges (-)			26.47	1388.96	-1784
	1 + Surcharges (+)			78.66	1503.61	-813.97
	2 + Surcharges (-)			23.73	886.96	-960.69
	2 + Surcharges (+)			75.52	1001.61	-1930.27
Vérification				78.66	1503.61	-1930.27

Tab.6.5 : Calcul des contraintes dans la section « 1 ».

La poutre est vérifiée vis-à-vis les contraintes

• Section « 1 » sur pile :

	n	Sollicitations	M (t.m)	σ_b kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	σ_i kg/cm ²
	A VIDE	∞	CP	-647.92	0	-1066.8
Δ Aller			-554.4	0	-912.9	712.23
			0	-1979.7	1542.71	
18		CCP	-304.38	-16.13	-142.71	346.27
		Δ Retour	1011	26.33	1150.17	-803.97
$\Sigma 2 = \Sigma 1 + \sigma(\text{retour}) + \sigma(\text{ccp})$			10.2	-972.24	1085.01	
15		Retrait		4.5	150.89	-25.75
6		ΔT		± 4.14	± 406.51	± 165.3
1- $\Sigma 3 = \Sigma 2 + \sigma(\text{retrait}) + \sigma(\Delta T)$			29.24	-63.05	1224.56	
2- $\Sigma 3 = \Sigma 2 + \sigma(\text{retrait}) - \sigma(\Delta T)$			20,9	-876.07	893.96	
EN CHARGE		6	Surcharges	-517	-33.21	-212.16
	446.32			28.6	183.02	-486.74
	1 + Surcharges (-)			-3.97	-275.21	1423.87
	1 + Surcharges (+)			49.5	119.97	737.82
	2 + Surcharges (-)			-12.7	-1088.23	1093.27
	2 + Surcharges (+)			49.5	-693.05	407.49
Vérification				49.5/-12.7	-1979.7	1542.71

Tab.6.6 : Calcul des contraintes dans la section « 2 ».

La poutre est vérifiée vis-à-vis les contraintes

6.1.6 Vérification de l'âme de la poutre :

Vérification des contraintes de cisaillement « âmes » :

D'après le règlement CM66.

$$-1.54\tau \leq \sigma_e = 35.5 \text{ (kg/mm}^2\text{)}$$

$$-\tau = \frac{T}{a.h}$$

τ : Contrainte de cisaillement max.

τ' : Contrainte de cisaillement admissible.

σ_e : contrainte limite d'élasticité ($f_e = 355 \text{ Mpa}$).

a : l'épaisseur de l'âme, h : hauteur de l'âme.

T : l'effort tranchant max.

Section	Tmax (t)	1.54 τ (kg/mm ²)
Section 1	247.38	13.1
Section 2	349.55	18.86

Tab.6.7 : Vérification des contraintes de cisaillement

L'âme est vérifiée vis-à-vis les contraintes de cisaillement

❖ Vérification au voilement de l'âme de la poutre :

-Le voilement est le phénomène d'instabilité relatif aux plaques minces soumises à des efforts dans leurs plans moyens (compression, cisaillement)

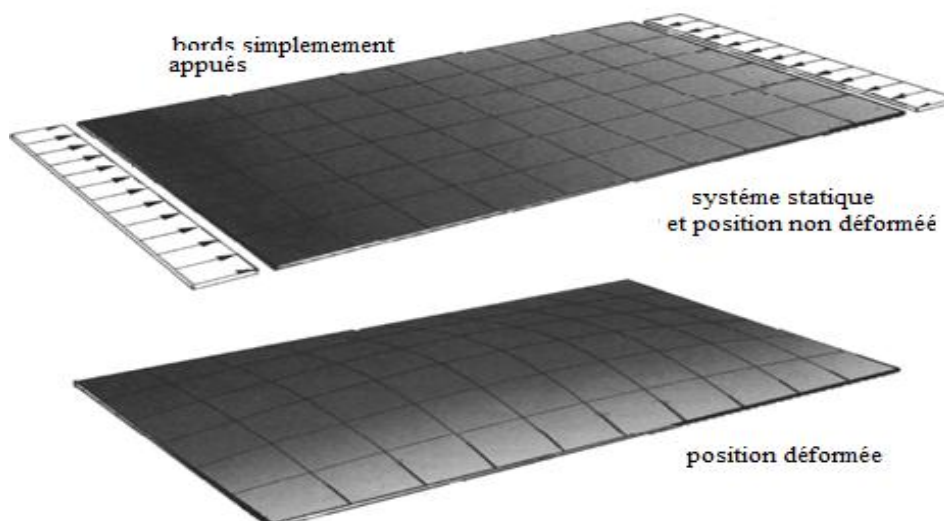


Fig.6.8 : Voilement d'une plaque mince.

➤ **Contrainte critique :**

L'effort de panneau à vérifier est délimité par les semelles et les entretoises. Les contraintes critiques sont

$$\sigma_k = k_T \cdot \sigma_c \quad \tau_K = k_\tau \cdot \sigma_c$$

$$\text{Avec : } \sigma_c = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

E: module d'élasticité de l'acier = 21 10³ kg/mm²

ν : coefficient de poisson

k_T : Coefficient fonction des dimensions du panneau et de la distribution les contraintes normales à celui-ci

t: épaisseur de l'âme

h: hauteur de l'âme

➤ **Principe de vérification :**

On délimitera les panneaux de sorte à ce que la bordure d'un panneau est supposée rigide et déformable et cela même si les raidisseurs verticaux où horizontaux sont indispensables pour assurer cette indéformabilité. Les lignes définissant le panneau sont généralement constitués des semelles des poutres et des montants La justification est la même on vérifiera d'entretoise, on dit que c'est un panneau d'ensemble, dans le cas contraire (raidisseurs) c'est un panneau élémentaire

La justification est la même on vérifiera :

$$S_\sigma^2 \cdot \frac{[\sigma]^2}{[\sigma_k]^2} + \frac{[\tau]^2}{[\tau_k]^2} \leq 1,8$$

σ_c, σ_k : Valeurs algébrique des contraintes normales de compression et de traction dans la section médiane du panneau considéré.

σ : Contrainte de compression.

τ : Contrainte de cisaillement.

σ_k : Contrainte normale critique de voilement.

σ_i : Contrainte de traction dans la semelle inférieure.

σ_s : Contrainte de traction dans la semelle supérieure.

τ_K : Contrainte de cisaillement critique de voilement.

➤ **Section mi- travée:**

Tableau récapitulatif des contraintes :

$\tau(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_s(\text{kg/cm}^2)$	$\sigma_i(\text{kg/cm}^2)$
850	1503.6	-1930.27

Tableau .6.8 : Récapitulatif des contraintes

Calcul de k_σ :

$\Psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s}$ et $\alpha > 0,667$

Donc $k_\sigma = 23.9s_\sigma = 1$

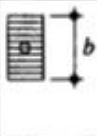
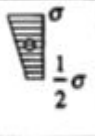
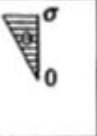
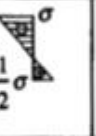

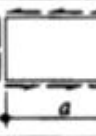

Conditions de bord	Contraintes normales					Contraintes de cisaillement (formules approchées)
						
	4.00	5.32	7.81	13.40	23.9	$\alpha \geq 1 : k = 5.34 + (4.00/\alpha^2)$ $\alpha \leq 1 : k = 4.00 + (5.34/\alpha^2)$

Tableau 6.9 : Valeurs minimales du coefficient de voilement k pour différents types de sollicitations et conditions de bord.

a (cm)	575
b (cm)	161.5
t (cm)	1.8
$\alpha = a/b$	3.56
$k_\tau = 5.34 + (4/\alpha^2)$	5.65
$\sigma_c = \{\pi^2 E / 12(1 - \nu^2)\} \cdot (t/b)^2$	290.11
$\tau_k = k_\tau \cdot \sigma_e$ (kg/mm ²)	1639.12
τ (kg/mm ²)	850
$(\tau/\tau_k)^2$	0.268
σ_s (kg/mm ²)	1503.6
σ_i (kg/mm ²)	-1930.27
$\Psi = \sigma_i/\sigma_s$	-1.28
s_σ	1
k_σ	23.9
$\sigma_k = k_\sigma \sigma_e$ (kg/mm ²)	6933.63
$(\sigma_s \cdot s_\sigma / \sigma_k)^2$	0.047
$(\tau/\tau_k)^2 + (\sigma/\tau_k)^2$	0.315
Valeur admissible	1.8
Vérification	vérifiée

Tab.6.9: Calcul de vérification au voilement Section mi- travée.

➤ **Sur pille :****Tableau récapitulatif des contraintes :**

$\tau(\text{kg/mm}^2)$	$\sigma_s(\text{kg/mm}^2)$	$\sigma_i(\text{kg/mm}^2)$
1224.46	-1088.23	1423.87

Tableau .6.10 : Récapitulatif des contraintes sur pille.

Calcul de k_σ :

$$\Psi = \frac{\sigma_i}{\sigma_s} \text{ et } \alpha > 0,667$$

$$\text{Donc } k_\sigma = 23.9s_\sigma = 1$$

a (cm)	575
b (cm)	158.5
t (cm)	1.8
$\alpha=a/b$	3.62
$k_\tau = 5.34 + (4/\alpha^2)$	5.64
$\sigma_c = \pi^2 E / 12(1 - \nu^2) \cdot (t/b)^2$	301.48
$\tau_k = k_\tau \cdot \sigma_c (\text{kg/mm}^2)$	1700.39
$\tau (\text{kg/mm}^2)$	1224.46
$(\tau/\tau_k)^2$	0.51
$\sigma_s (\text{kg/mm}^2)$	-1979.7
$\sigma_i (\text{kg/mm}^2)$	1542.71
$\Psi = \sigma_i / \sigma_s$	-0.78
s_σ	1
k_σ	23.9
$\sigma_k = k_\sigma \sigma_c (\text{kg/mm}^2)$	7205.372
$(\sigma_s \cdot s_\sigma / \sigma_k)^2$	0.023
$(\tau/\tau_k)^2 + (\sigma/\sigma_k)^2$	0.54
Valeur admissible	1.8
Vérification	vérifiée

Tab.6.10 : Calcul de vérification au voilement sur pille.

6.1-7Vérification de la poutre au déversement :

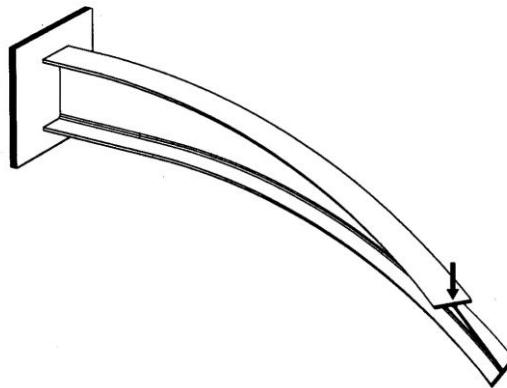


Fig.6.9 : Déversement d'une plaque mince.

-Le déversement est un phénomène d'instabilité de forme des pièces soumise à la flexion. Il se manifeste par la tendance naturelle des fibres comprimées de la section fléchie d'un élément se dérober sous la contrainte en s'échappant dans un plan perpendiculaire au plan de cette contrainte. Il est caractérisé par :

- déformation latérale de la semelle comprimée.
- Une rotation de la section par rapport au l'axe longitudinal de la pièce.

Le déversement sera vérifié selon la méthode proposée par Titre V du fascicule 61 du C.P.C Article 19 :

$$\sigma_f < f(\sigma_f^*)$$

σ_f : Contrainte calculer sous charge permanente dans la semelle supérieur.

σ_f^* : Contrainte critique de déversement.

On a :

$$f(\sigma_f^*) = 0.66\sigma_f^* \quad \text{si } \sigma_f^* \leq 0.75\sigma_e$$

$$f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*}\right) \quad \text{si } \sigma_f^* \geq 0.75\sigma_e$$

Le moment de déversement critique :

$$M^* = \frac{m_1 m_2}{L} \sqrt{E \cdot G \cdot K \cdot I_Y}$$

m_1 : Dépend des conditions d'appuis et de la disposition des charges.

Pour une charge uniformément répartie on a :

$$-m_1 = 3.54 \sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2}} - \frac{1.45}{a}$$

$$-m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}}$$

$$a^2 = \frac{4 \cdot G \cdot K}{E \cdot I_Y} \left(\frac{L}{b}\right)^2$$

K : moment de torsion de la pièce considéré

I_y : inertie de la poutre par rapport à l'axe yy' dans le plan de déversement.

L : Portée de la pièce fléchie (entre axe des entretoises 5.75m).

b : hauteur de la pièce

E : module d'élasticité longitudinale ($E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

G : module d'élasticité transversale ($G = 0,8077 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

$$K = \frac{1}{3} \sum a_i \cdot t_i^3$$

✓ **1^{er} section :**

Calcul de K :

$$K = \frac{1}{3} \sum a_i \cdot t_i^3 = 4061.91 \text{ cm}^4 \quad \text{et} \quad I_y = 4064900 \text{ cm}^4$$

Donc : $a = 1.32$

$$m_1 = 1.39$$

$$m_2 = 2.58$$

Alors que le moment critique est égal à :

$$M^* = 1038 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de σ_f^* :

$$\sigma_f^* = \frac{M^*}{w_s} = \frac{1038 \cdot 10^6}{40.15 \cdot 10^3} = 25.8 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

On a $0.75 \sigma_e = 2662.5 \text{ kg/cm}^2$, alors : $\sigma_f^* \geq 0.75 \sigma_e$

$$\text{Donc } f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*}\right) = 3366.8 \text{ kg/cm}^2$$

σ_f : la contrainte calculée sous charge permanente (avant prise du béton) dans la semelle supérieure = $919.05 \text{ kg/cm}^2 \leq 3366.8 \text{ kg/cm}^2$.

Donc :

La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

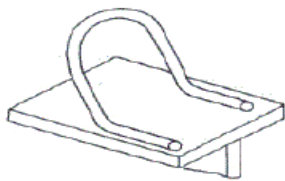
6.1.8 Étude des connecteurs :

L'adhérence du béton sur les poutres métalliques ne peut être considérée comme un moyen de liaison, car elle est non seulement trop faible mais encore peu durable (fatigue des matériaux), c'est pourquoi il est nécessaire de prévoir des organes de liaison.

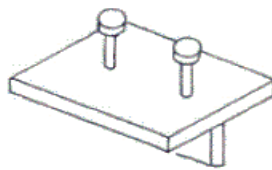
Toute la théorie des éléments mixtes acier-béton est basée sur l'hypothèse qu'il existe une liaison entre l'acier et le béton. Les connecteurs sont les organes qui assurent cette liaison acier béton, ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif.

On distingue quatre genres de connexion se différenciant par leur mode de fonctionnement :

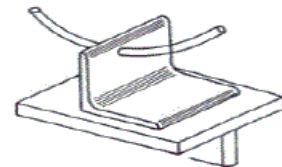
- La connexion par butée, qui bloque l'effort horizontal avec plus ou moins de brutalité selon son degré de raideur.
- La connexion par ancrages, qui travaille en traction comme des barres d'ancrage ou comme des étriers de ferrailage.
- La connexion par butées et ancrage, qui reprend les deux modes précédents.
- La connexion par frottement, peu employée qui consiste à mobiliser le frottement entre le béton et un plat vertical continue soudée sur la semelle de la poutre au moyen d'une précontrainte transversale de la dalle.



- Arceaux



- Goujons



- Cornières

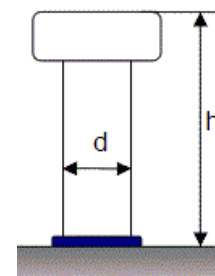
Fig.6.10 : Les différents types de connecteur.

- Pour notre cas, le choix est porté sur des connecteurs de type **Goujons**. Il s'agit de connecteurs souples constitués d'une tige cylindrique de faible diamètre, soudée sur la membrure supérieure de la poutre avec un pistolet électrique (soudage par résistance). La tête du goujon permet d'empêcher l'arrachement et le soulèvement de la dalle de béton. La résistance d'un goujon est inférieure à celle des autres types de connecteurs. Il en faut donc un plus grand nombre, mais ils ont une grande facilité de mise en œuvre.

- $h = 180 \text{ mm}$, $d = 22 \text{ mm}$.

- **Goujons Nelson** ST37 3Kμ

- Limite élastique $\sigma_e = 350 \text{ Mpa}$



Goujon soudé

➤ **Calcul de résistance des connecteurs :****- Tronçon 0-L1 :**

Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU :

$$F_G = \min (F_a, F_b) \text{ tell que : } F_a = \frac{A \times \sigma_e}{1.05} \text{ et } F_b = \frac{0.85 B f_{cj}}{1.5}$$

B : l'aire de la dalle participante, A : l'aire de la section droite du PRS.
 f_{cj} : Résistance du goujon à la compression.

Donc :

$$- F_a = \frac{A \times \sigma_e}{1.05} = \frac{848 \times 35}{1.05} = 28266.66 \text{ KN.}$$

$$- F_b = \frac{0.85 B f_{cj}}{1.5} = \frac{0.85 \cdot 12275 \cdot 35}{1.5} = 243454.16 \text{ KN.}$$

Alors : $F_G = 28266.66 \text{ KN.}$

$$\sigma = \frac{F_G}{B} = \frac{28266.66}{1227500} = 0.02302 \text{ KN/mm}^2 = 23.02 \text{ N/mm}^2.$$

• **Section « a » :**

$$F_G^a = a \cdot \sigma \cdot h_{dalle} = 2400 \times 0.023023 \times 300 = 16576.56 \text{ KN}$$

$$\tau_u^a = \frac{F_G^a}{h_{dalle L_1}} = \frac{16576.56 \cdot 10^3}{300 \times 25530} = 2.164 \text{ N/mm}^2.$$

• **Section « b » :**

$$F_G^a = F_G^b = 16576.56 \text{ KN} \quad (\text{symétrie de section mixte})$$

$$\tau_u^a = \tau_u^b = 2.164 \text{ N/mm}^2.$$

Vérification :

$$\tau_u = \text{Max}(\tau_u^a, \tau_u^b) \leq \text{Min}(0.13 f_{cj}, 5 \text{ Mpa}) \Rightarrow 2.16 \leq 4.55$$

➤ **A l'ELU :**

$$R_{ELU} = \min(R_1, R_2)$$

 R_{ELU} : Résistance du connecteur à l'état limite ultime .

$$\text{Avec : } R_1 = \frac{67 d^2 \sqrt{f_{cj}}}{1.3} = \frac{67 \cdot 22^2 \cdot \sqrt{35}}{1.3} 10^{-3} = 147.57 \text{ KN}$$

$$R_2 = \frac{0.7 \pi \frac{d^2}{4} \sigma_{ec}}{1} = \frac{0.7 \cdot \pi \cdot \frac{22^2}{4} \cdot 35.5}{1} 10^{-3} = 49.46 \text{ KN}$$

Donc : $R_{ELU} = \min(147.57, 49.46) = 49.46 \text{ KN}$

- $R_{ELS} = 0.6 R_{ELU} = 56.67 \text{ Kn}$.Fatigue = 28.33 KN

$$N = \frac{F_G}{R_{ELU}} = \frac{28266.66}{94.46} = 299.24 = 300 \text{ goujons}$$

On obtient L'espaceur : $e = 25530 / 300 = 8,51 \text{ cm} \Rightarrow e \approx 9 \text{ cm}$.

L'espaceur 'e' est très petit, ce qui nous ramène au choix de mettre deux files de goujons, ce qui nous donne : $300 / 2 = 150$ goujons, espacés entre eux de :

$$e = 25530 / 150 = 17,02 \text{ cm}.$$

Donc on obtient : **2 files de 150 goujons, avec e = 17 cm.**

A L'ELS :

On calcule le flux de cisaillement « q » :

$$q = \frac{V \times S}{I_m} \quad \text{et } S = A_b \times (b/n)$$

Avec :

V : effort tranchant après le développement de l'action mixte.

A_b : Section du béton.

b : distance entre le centre de gravité du béton et celui de la section mixte.

$$S = 12275 \times (658.36 / 18) = 44896.49 \text{ cm}^3.$$

$$q = \frac{V \times S}{I_m} = \frac{1981.75 \times 4489649}{9.434 \times 10^6} = 9.431 \text{ KN/cm}$$

Règle de ±15%:

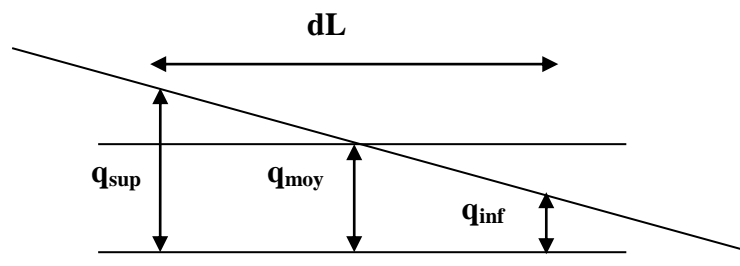


Fig.6.11 : Variation du flux de cisaillement.

Le nombre de connecteur sur dL est égal à N :

$$N = \frac{F_{\text{glissement sur } dL}}{R_{ELS}} \quad \text{Et} \quad F_{\text{glissement}} = \frac{q_{\text{sup}} + q_{\text{inf}}}{2} \times dL$$

q est majoré de 15% $\Rightarrow q_{\text{sup}} = 9.431 \times 1,15 = 10.84 \text{ KN/cm}$

q est minoré de 15% $\Rightarrow q_{\text{inf}} = 9.431 \times 0,85 = 8.016 \text{ KN/cm}$

$$F_{\text{glissement}} = \frac{10.84 + 8.016}{2} \times 480 = 4525.52 \text{ KN}.$$

$$N = \frac{4525.52}{56,67} = 80 \text{ goujons}.$$

Nombre de goujon par files = $480 / 17 = 28.23 = 29$ goujons.

Donc on va mettre **3 files de 29 goujons**.

➤ **-Tronçon L1 - L2 :**

Effort d'interaction ou de glissement à L'ELU :

$$F_G = \min (F_a, F_b)$$

B : l'aire de la dalle participante,

A : l'aire de la section droite du PRS.

f_{cj} : Résistance du goujon à la compression.

Donc :

$$- F_a = \frac{A \times \sigma_e}{1.05} = \frac{1032 \times 35}{1.05} = 34400 \text{ KN.}$$

$$- F_b = \frac{0.85 B f_{cj}}{1.5} = \frac{0.85 \cdot 12275 \cdot 35}{1.5} = 243454.16 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors : } F_G = 34400 \text{ KN.}$$

$$\sigma = \frac{F_G}{B} = \frac{34400}{1227500} = 0.02802 \text{ KN/mm}^2 = 23.02 \text{ N/mm}^2.$$

• **Section « a » :**

$$F_G^a = a \cdot \sigma \cdot h_{dalle} = 2400 \times 0.02802 \times 300 = 20174.4 \text{ KN}$$

$$\tau_u^a = \frac{F_G^a}{h_{dalle} L_1} = \frac{20174.4 \cdot 10^3}{300 \times 19000} = 3.539 \text{ N/mm}^2.$$

• **Section « b » :**

$$F_G^a = F_G^b = 20174.4 \text{ KN} \quad (\text{symétrie de section mixte})$$

$$\tau_u^a = \tau_u^b = 3.539 \text{ N/mm}^2.$$

Vérification :

$$\tau_u = \text{Max} (\tau_u^a, \tau_u^b) \leq \text{Min} (0.13 f_{cj}, 5 \text{ Mpa}) \Rightarrow 3.539 \leq 4.55$$

➤ **A l'ELU :**

$$R_{ELU} = \min (R_1, R_2)$$

R_{ELU} : Résistance du connecteur à l'état limite ultime.

$$\text{Avec : } R_1 = \frac{67 d^2 \sqrt{f_{cj}}}{1.3} = \frac{67 \cdot 22^2 \cdot \sqrt{35}}{1.3} \cdot 10^{-3} = 147.57 \text{ KN}$$

$$R_2 = \frac{0.7 \pi \frac{d^2}{4} \sigma_{ec}}{1} = \frac{0.7 \cdot \pi \cdot \frac{22^2}{4} \cdot 35.5}{1} \cdot 10^{-3} = 94.46 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } R_{ELU} = \min (147.57, 94.46) = 94.46 \text{ KN}$$

$$- R_{ELS} = 0.6 R_{ELU} = 56.67 \text{ Kn} \cdot \text{Fatigue} = 28.33 \text{ KN}$$

$$N = \frac{F_G}{R_{ELU}} = \frac{34400}{94.46} = 364.175 = 365 \text{ goujons}$$

On obtient L'espaceur : $e = 19000/365 = 5,20 \text{ cm} \Rightarrow e \approx 6 \text{ cm}$.

L'espaceur 'e' est très petit, ce qui nous ramène au choix de mettre deux files de goujons, ce qui nous donne : $365/2 = 182.5$ goujons, espacés entre eux de :

$$e = 19000/182.5 = 11 \text{ cm}.$$

Donc on obtient : **2 files de 182 goujons**, avec $e = 11 \text{ cm}$.

A L'ELS :

On calcule le flux de cisaillement « q » :

$$q = \frac{V \times S}{I_m} \quad \text{et } S = A_b \times (b/n)$$

Avec :

V : effort tranchant après le développement de l'action mixte.

A_b : Section du béton.

b : distance entre le centre de gravité du béton et celui de la section mixte.

$$S = 12275 \times (658.36/18) = 41118.52 \text{ cm}^3.$$

$$q = \frac{V \times S}{I_m} = \frac{2967.6 \times 41118.52}{9.1925 \cdot 10^6} = 13.27 \text{ KN/cm}$$

Règle de ±15%:

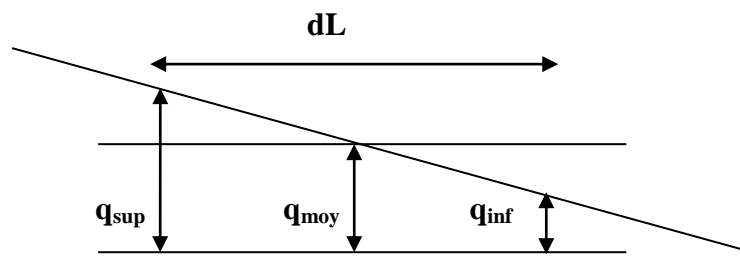


Fig.6.13 : Variation du flux de cisaillement.

Le nombre de connecteur sur dL est égal à N :

$$N = \frac{F_{\text{glissement sur } dL}}{R_{ELS}} \quad \text{et} \quad F_{\text{glissement}} = \frac{q_{\text{sup}} + q_{\text{inf}}}{2} \times dL$$

$$q \text{ est majoré de } 15\% \Rightarrow q_{\text{sup}} = 13.27 \times 1,15 = 15.26 \text{ KN/cm}$$

$$q \text{ est minoré de } 15\% \Rightarrow q_{\text{inf}} = 13.27 \times 0,85 = 11.27 \text{ KN/cm}$$

$$F_{\text{glissement}} = \frac{15.26 + 11.27}{2} \times 480 = 6369.48 \text{ KN}.$$

$$N = \frac{6369.48}{56,67} = 114 \text{ goujons}.$$

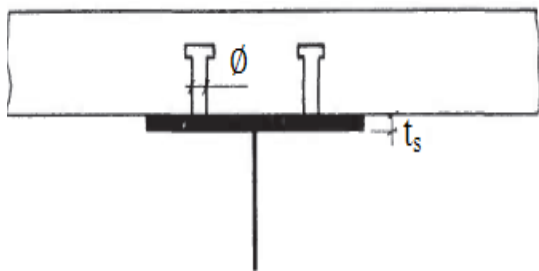
Nombre de goujon par files = $480/11 = 43.63 = 44$ goujons.

Donc on va mettre **3 files de 44 goujons**.

❖ Vérification des conditions de résistance à la fatigue :

D'après le document **SETRA** (guide de conception des ponts mixtes acier-béton bipoutres)

L'épaisseur de la membrure :

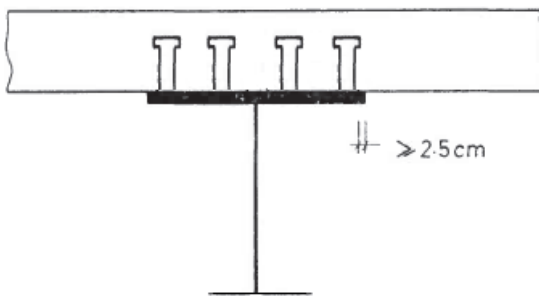


$\phi \leq 1.5 t_s$ si la membrure est tendue

$\phi \leq 2.5 t_s$ dans les autres cas

Fig.6.15 : Vérification -a-

- Distance entre le bord de la membrure et le bord du goujon « d » :



$d \geq 2.5\text{cm}$

Fig.6.16: Vérification -b-

Pour notre cas les deux conditions sont vérifiées

6.2 CALCUL DES DEFORMATIONS :

-L'estimation des déformations dans un ouvrage est nécessaire car elles influent sur l'esthétique de ce dernier et le confort des usagers.

Ainsi elles peuvent endommager certains éléments du pont, c'est pour cela qu'elles doivent être limitées.

- De plus les calculs qu'on a déjà fait peuvent se trouver modifier puisque ils ont été élaborés d'après le schéma d'un ouvrage non déformé.

À l'usine et au cours de fabrication des poutres on doit donner aux poutres des Contres flèches prises sous les charges permanentes (CP) et les compléments des charges permanentes (CCP).

-Le calcul de ces flèches se fait avec des moments fléchissant mais sans pondération, toute en distinguant les deux types de charges permanentes.

La flèche est donnée par la méthode du double intégral :

$$EIY'' = -M$$

M : moment fléchissant.

E : module d'élasticité de l'acier.

I : inertie mixte.

- **Calcul de la flèche :**

La flèche maximale se trouve au droit de la section où le moment est maximum.

La flèche admissible est en générale égal à : $L / 500$.

6.2-1 1er e travée :

La flèche admissible est donc de : $f_{adm} = \frac{3500}{500} = 7\text{cm}$.

Pour une charge uniformément reparte on a :

$$y_{max} = - \frac{ql^4}{192.EI}$$

1°/ Charge permanente :

$$q = 7,28/2 = 3,64\text{t/m}^2.$$

$$I_{\infty} = 0,040649\text{m}^4.$$

$$E = 21.106\text{t/m}^2.$$

$$Y_{max} = (3,64.(35)^4) / 192.0,040649.21.106$$

$$Y_{max} = 2.9 \text{ cm.}$$

2°/ complément de charges permanentes :

$$Q \text{ (CCP)} = 3.42 \text{ t/ml.}$$

Pour une poutre, on aura 1,71 t/ml

$$n = 18 ; I_{18} = 0.09434\text{cm}^4.$$

$$Y_{max} = (1,71.354) / 192.21.106.0.09434$$

$$Y_{max} = 0.67\text{cm.}$$

3°/ Surcharge de trottoir :

$$Q = 0,341 \text{ t/ml.}$$

Pour une poutre, on aura 0,17 t/ml

$$n = 6 ; I_6 = 0,13853 \text{ m}^4.$$

$$Y_{\max} = (0.172 \cdot (35)^4) / 192.21 \cdot 10^5 \times 0.13853$$

$$Y_{\max} = 0.045 \text{ cm.}$$

4°/ Convoi D240 :

$$y = p \alpha \cdot (3L^2 - 5\alpha^2) / 96EI .$$

Telle que : $p = 240 \text{ t} = 13.755 \text{ m}$ (position du milieu de D240 qui produit la plus grande flèche) $n = 6 ; I_6 = 0,13853 \text{ m}^4$.

$$Y_{\max} = (240 \cdot 13,75 \times (35^2 - 13.75^2) / 96 \cdot 21 \cdot 10^6 \times 0.13853$$

$$Y_{\max} = 3.7 \text{ cm.}$$

$$Y_{\max} = 2.9 + 0.67 + 0.045 + 3.7 = 7.31 > 7 \text{ cm.}$$

- La valeur de la flèche est supérieure à celle de la valeur admissible qui est de 7cm. Donc il faut prévoir la fabrication des éléments de poutre en contre flèche de 3.5, afin d'obtenir un ouvrage droit lors de la mise en place des tous ces éléments.

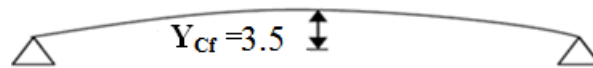


Fig.6.16: Contre flèche de la travée 35m

6.2-2 2eme travée :

La flèche admissible est donc de : $f_{adm} = \frac{4600}{500} = 9.2 \text{ cm} .$

Pour une charge uniformément repartie on a :

$$y_{\max} = - \frac{ql^4}{384 \cdot EI}$$

Charge permanente :

$$q = 7,28/2 = 3,64 \text{ t/m}^2.$$

$$I_{\infty} = 0,040649 \text{ m}^4.$$

$$E = 21 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2.$$

$$Y_{\max} = (3,64 \cdot (46)^4) / 384 \cdot 0,040649 \cdot 21 \cdot 10^6$$

$$Y_{\max} = 5.49 \text{ cm.}$$

2°/ complément de charges permanentes :

Q (CCP) = 3.42 t/ml.

Pour une poutre, on aura 1,71 t/ml

$n = 18$; $I_{18} = 0.09434 \text{cm}^4$.

$$Y_{\max} = (1,71.46^4) / 384.21.10^6.0.09434$$

$$Y_{\max} = 1.006 \text{cm.}$$

3°/ Surcharge de trottoir :

$Q = 0,341$ t/ml.

Pour une poutre, on aura 0,17 t/ml

$n = 6$; $I_6 = 0,13853 \text{m}^4$.

$$Y_{\max} = (0.17.46^4 / 384.21.10^5. 0.13853$$

$$Y_{\max} = 0.01 \text{ cm.}$$

4°/ Convoi D240 :

$$y = p\alpha.(3L^2-5\alpha^2)/192EI$$

Telle que : $p=240\text{t}$; $\alpha=13.755\text{m}$ (position du milieu de D240 qui produit la plus grande flèche)

$n = 6$; $I_6 = 0,13853 \text{m}^4$.

$$Y_{\max} = (240.13,75.(46^2 - 13.75^2) / 192.21 ,10^6. 0.13853$$

$$Y_{\max} = 3.2 \text{cm.}$$

$$Y_{\max} = 5.49 + 1.006 + 0.01 + 3.2 = 9.7 > 9.2 \text{cm.}$$

-La valeur de la flèche est supérieure à celle de la valeur admissible qui est de 9.2cm.
Donc il faut prévoir la fabrication des éléments de poutre en contre flèche de 6.5 afin d'obtenir un ouvrage droit lors de la mise en place des tous ces éléments.

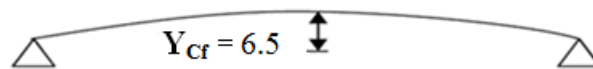


Fig.6.17 : Contre flèche de la travée 46 m

6.3 CALCUL DES ENTRETOISES :

6.3.1 Introduction :

- Les entretoises sont des éléments transversaux leur rôle est de rigidifier la charpente et de reprendre les efforts transversaux (Majoritairement lié au vent).

6.3.2 Les entretoise intermédiaire :

-Les entretoises dans notre cas est une poutre profilé IPE400 en acier de type Fe E360, qui a une limite élastique de 360 MPa.

➤ Vérification de l'entretoise sous une charge transversale de vent :

-On va vérifier la résistance des entretoises sous une charge transversale de vent. La pression du vent est fixée réglementairement à l'ELU à $2,00 \text{ KN/m}^2$.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5. La pression à l'ELU est donc :

$$Q_{ELU} = 3,0 \text{ KN/m}^2.$$

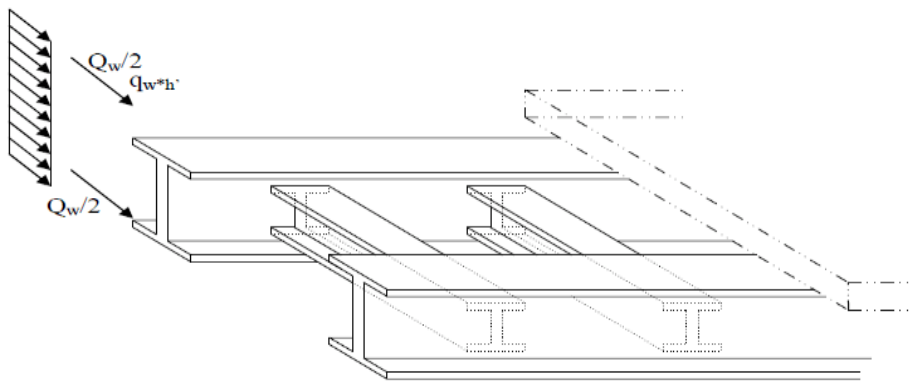


Fig.6.18.Effet du vent sur l'entretoise

- On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de :

$$h' = h_{\text{poutre}} + e_{\text{dalle}} + e_{\text{trottoirs}} + e_{\text{corniche}} = 2.85 \text{ m.}$$

La force résultante de vent est alors : $Q_w = 3 \times 5.75 \times 2,25 = 49.16 \text{ KN} = 4.91 \text{ t.}$

- On va supposer que la moitié de Q_w est reprise par la dalle et l'autre moitié par la semelle inférieure.

-D'où les efforts suivant dans les entretoises sont :

Le moment fléchissant

$$M_e = \frac{Q_w}{4} h_{\text{poutre}} = 2.08 \text{ t.m.}$$

L'effort tranchant :

$$V_e = Q_w / 2 \times h / b = 5.45 \text{ t}$$

6.3.1 vérification de résistance :

$$\sigma = Me \times Va / I = 2.08 \times 10^5 / 1160 = 179.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma < f_e = 3550 \text{ kg/cm}^2$$

✓ -vérification au cisaillement :

$$1.54\tau \leq \sigma_e = 35.5 (\text{kg/mm}^2)$$

$$\tau = \frac{T}{a.h} = \frac{5450}{0.86 \times 37} = 171.2 (\text{kg/mm}^2)$$

$$1.54 \times 171.2 = 263 \leq \sigma_e = 3550$$

Donc les entretoises sont bien dimensionnées.

6.3.1 entretoise d'about :

- Au droit des appareils d'appui, on n'utilise pas des entretoises mais on utilise des pièces de pont.

En effet, les appareils d'appui sont des pièces en élastomère qui autorisent des rotations tout en transmettant les charges. Elles ont une durée de vie inférieure à celle du pont et lorsqu'on les change, on soulève l'ouvrage avec des vérins. On déplace alors la réaction des piles vers les vérins.

- La pièce de pont sert à reprendre ces efforts dans notre cas on va prendre un profilé HEB900 en acier de type Fe E360, qui a une limite élastique de 360MPa.



Fig.6.19. Disposition des vérins

R : réactions max dus au poids propre du tablier = 263 t

Δ : position des vérines = 60 cm.

La pièce de pont subit l'effort tranchant maximum du aux réactions maximales sur les appuis soit :

$$R = VELU = 1,35 ((CP+CCP) + \text{poids HEB900})/2 = 1,35 (263.9) = 356.25 \text{ t.}$$

Et le moment négatif $M = 213.03 \text{ t.m.}$

La poutre ne travaille pas comme une section mixte parce qu'il n'existe pas une connexion entre la dalle et la poutre, nous pouvons donc considérer une poutre seule.

✓ Vérification de résistance :

On a $M_{\max}=213.06\text{t.m}$ et $T_{\max}=355.05\text{t}$, $W=6180\text{cm}^3$

$$\sigma_f = \frac{M}{W} = \frac{213,06 \cdot 10^5}{10980} = 1940.4 \text{kg/cm}^2 \text{ donc } : \sigma_f < \bar{\sigma} = 3550 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte vérifiée

✓ Vérification au cisaillement :

D'après le règlement CM66

$$1.54\tau \leq \sigma_e = 35.5 (\text{kg/mm}^2)$$

$$\tau = \frac{T}{a \cdot h} = \frac{356265}{860 \cdot 18,5} = 223.918$$

$$1.42 \tau = 34.5 \leq 35.5 (\text{kg/mm}^2)$$

La lame est vérifiée vis-à-vis les contraintes de cisaillement.

Vérification au voilement du panneau :

a (cm)	580
b (cm)	86
t (cm)	1.85
$\alpha = a/b$	6.74
$k_t = 5.34 + (4/\alpha^2)$	5.43
$\sigma_c = \{\pi^2 E / 12(1 - \nu^2)\} \cdot (t/b)^2$	385.8
$\tau_k = k_t \cdot \sigma_e (\text{kg/mm}^2)$	2094.9
$\tau (\text{kg/mm}^2)$	2240
$(\tau/\tau_k)^2$	1.14
$\sigma_s (\text{kg/mm}^2)$	-1940
$\sigma_i (\text{kg/mm}^2)$	1940
$\Psi = \sigma_i / \sigma_s$	-1
s_σ	1
k_σ	23.9
$\sigma_k = k_\sigma \sigma_c (\text{kg/mm}^2)$	9220.62
$(\sigma_s \cdot s_\sigma / \sigma_k)^2$	0.044
$(\tau/\tau_k)^2 + (\sigma/\sigma_k)^2$	1.18s
Valeur admissible	1.8
vérification	vérifiée

Tab.6.11: Calcul de vérification au voilement de l'entretoise.

6.4 Calcul du soudage :

Introduction :

La réalisation des ponts mixtes se fait par assemblage des poutres dont la longueur ne dépasse pas le 12m, et cela pour facilité l'opération de transport au chantier et aussi pour constituer les pièces des différentes sections en atelier.

L'assemblage est une disposition qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entres elles pour assurer la continuité et la stabilité des ponts vis-à-vis de toutes les actions à court, moyen et long terme, pour cela il faut éviter d'effectuer l'assemblage au niveau des appuis et points des moments max.

Dans notre cas, ou l'assemblage bout à bout des poutres d'épaisseurs différentes, le soudage est la technique la plus intéressante

- Principe de soudure :

Le principe du soudage consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes, cette continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport sous forme d'électrode. La fusion est provoqué par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre L'électrode et le métal de base au travers d'un arc électrique ainsi créé.

- Différents joints de soudure :

➤ Joint bout à bout :

a)- Joint d'âme : le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plats d'épaisseur de 18mm, bout à bout verticalement, et qui prend les

Caractéristique géométrique suivantes :

- ✓ Un chanfreiner en en X car l'épaisseur est supérieure a 15mm.
- ✓ Un angle de chanfreiner et de $60^\circ \pm 5^\circ$.
- ✓ Un espacement de 9 a 10mm.

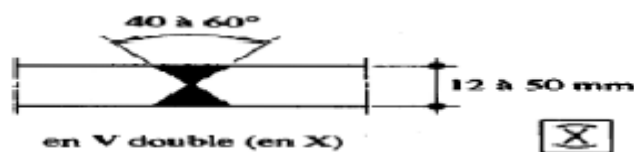


Fig.6.20: Assemblage bout à bout.

b)-Joint de semelle

Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles des épaisseurs Différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques Suivantes :un angle de chanfreiner et de $60^\circ \pm 5^\circ$ et un espacement de 9 a 10mm:

Aux semelles inférieures, on à soudure entre deux tôles de 4 et 7cm.



Fig.6.21: Assemblage semelle inferieure.

Aux semelles supérieures, on à soude entre deux tôles de 3.5 et 4.5 cm.

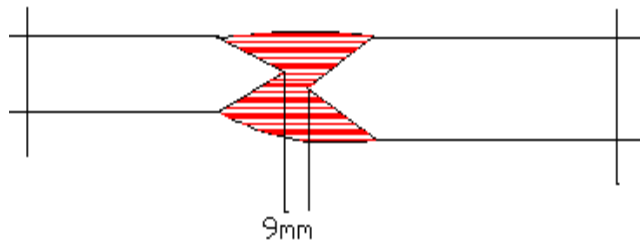


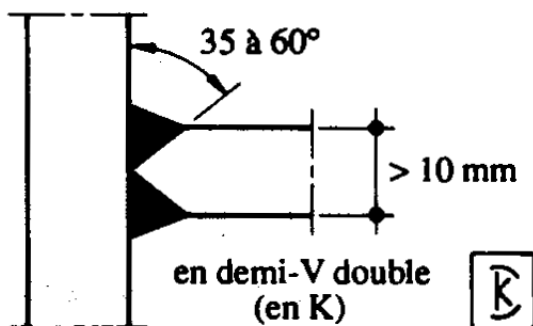
Fig.6.22: Assemblage semelles supérieures.

Touts les joins des semelles vérifient la condition suivante



➤ Joint en T :

Le joint on T c'est un joint qui donne la liaison entre lame et les semelles et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes : Un angle de chanfreiner et de 35° a 60° et elle en demi V double.



- Dimensionnement des cordons de soudures :**Cordon entre âme et semelle d'une poutre à âme plein :**

La formule simplifiée suivante peut être utilisée $a \geq k \frac{e_a}{2}$

K : coefficient minorant en fonction de la nuance d'acier.

Pour des aciers S355 : K=0.9

Dans notre cas nous avons des âmes de même épaisseur à chaque poutre $e_a=18\text{mm}=\text{cste}$

$$a \geq 0.9 \frac{18}{2} = 8.1\text{mm} \quad \text{On prend : } a=10\text{ mm}$$

6.5 Etude de la corrosion :

La rouille prend naissance sous l'influence de réaction d'ordre chimique et électrochimique. Il n'y a corrosion que si deux facteurs sont en présence : l'eau et l'oxygène. Les produits de corrosion peuvent agir comme une barrière entre le métal et sont Environnement retardant effectivement la progression de la corrosion. Il ne peut ce présenter Lorsque les produits de corrosion solubles et que la corrosion se forme dans milieu aqueux : on a alors affaire à la « corrosion humide ».

L'emploi des peintures et le procédé le plus couramment utilisé pour protéger l'acier contre la Corrosion. Comme beaucoup d'autre, la technique des peintures a fait de grand progrès car elle apporte les avantages :

- D'économie,
- De facilité d'emploi,
- De facilité de réparation,
- De facilité de mise en œuvre,
- En Conséquence, on obtient une période d'entretien beaucoup plus longue qu'avant

- **Protection par peinture :**

La protection de PRS contre la corrosion se fera par préparation de la surface de ce dernier par :

- levage à haute pression.
- Brossage manuel.
- Projection d'abrasif.

Pour la protection anticorrosion on a utilisé d'un système ACQPA qu'est constitué d'une :

- couche primaire ACQPA21251 époxyde zinc silicaté complexe.
- Couche intermédiaire ACQPA32281 époxyde vinylique.
- Couche définitive ACQPA33511 acrylique polyuréthane.

Il est nécessaire à utiliser d'épaisseur de peinture soit suffisante pour boucher tous les irrégularités de surface et couvrir les pièces constituants la rugosité. L'épaisseur contractuel du système est de 200 microns.

ETUDE DE LA DALLE

7.1 INTRODUCTION :

-Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges d'exploitation aux poutres, il s'agit de la flexion locale ou flexion transversale. On parle de flexion générale lorsque les poutres transmettent à leur tour les efforts aux appuis.

On supposera que le béton transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elles participent à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_X et M_Y en vue du dimensionnement des armatures transversales et longitudinales

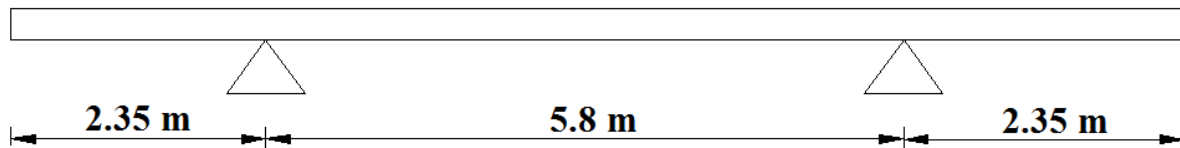


Fig.7.1 schémas statique de la dalle

Nous aurons à calculer deux types de dalles :

- Dalle centrale : appuyée sur 4 cotés
 - Travée de rive : $a = 5.8\text{m}$; $b = 35\text{m}$
 - Travée intermédiaire : $a = 5.8\text{m}$; $b = 46\text{m}$
- Dalle en encorbellement : appuyée sur 1 seul coté
 - Travée de rive : $a = 2.35\text{m}$; $b = 35\text{m}$
 - Travée intermédiaire : $a = 2.35\text{m}$; $b = 46\text{m}$

7.2 -DALLE CENTRALE :

7.2.1 Méthode de calcul : (d'après le document SETRA calcul de hourdis de ponts).

Les abaques PIGEAUD permettent de déterminer les moments fléchissant au centre d'une dalle, rectangulaire simplement appuyée sur ses 4 côtés pour une charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque d'où l'on peut déduire, par combinaisons diverses de rectangles chargés, ceux correspondant aux surcharges civiles (B_c , B_t ou B_r) ou militaire (système M_c 120 appelé communément char de 110 tonnes).

- Les abaques ci-joints visent à déterminer directement les moments fléchissant maximaux produits au centre de la dalle par les surcharges civiles et militaires Les abaques donnent les moments M_a et M_b qui sont :

M_a : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la petite portée (bande parallèle à OX de portée (a) et de largeur d'unité sur une section perpendiculaire à OX ; ce moment est dit « transversal ».

M_b : moment fléchissant unitaire s'exerçant au centre de la dalle dans une bande découpée dans celle-ci parallèlement à la grande portée (bande parallèle à OY de portée b est de largeur d'unité) ; ce moment est dit « longitudinal ».

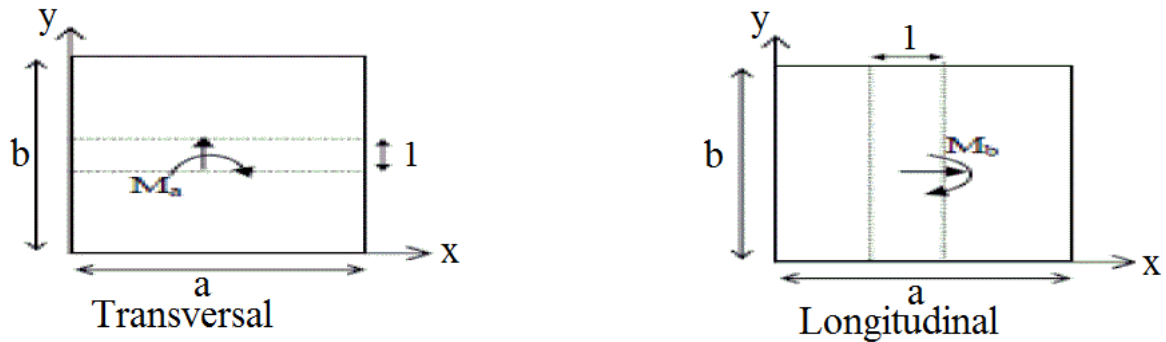


Fig.7.2 Moment transversale et longitudinale sur la dalle centrale.

La dalle a une épaisseur de 25 cm recouvert d'une couche de revêtement de 8cm.

7.2.2 -Moments M_a et M_b au centre de la dalle :

Pour le calcul des moments dues aux surcharges les abaques nous donnent directement ces moments en fonction de E , a et b où :

E : l'épaisseur équivalente

a : la petite portée l_x

b : la grande portée l_y

Calcul de l'épaisseur équivalente « E » :

$$E = \frac{3}{4} e + \frac{1}{2} h = 6 + 12.5 = 18.5 \text{ cm}$$

Avec :

e : épaisseur de la chaussée

h : épaisseur de la dalle

7.2.3 Calcul des moments fléchissant :

- -Charges Permanentes :

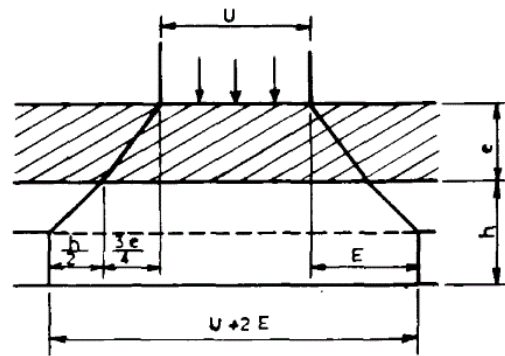


Fig.7.3 Diffusion de la charge sur l'hourdis

- Évaluation des charges :

- Dalle : $0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$

- Étanchéité + revêtement : $0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2$

- La charge permanente pour cette dalle est : 0.801 t/m^2

➤ Travée de rive :

$$a = 5.8 \text{ m} ; b = 35 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{a}{b} = 0.165 ; \frac{1}{\rho} = 6.060$$

$\rho < 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens la plus petite portée (sens a).

$$\rho = 0.165 \Rightarrow M_1 = 0.02 ; \frac{1}{\rho} = 6.060 \Rightarrow M_2 = 0 \text{ (Abaque N° 61) .}$$

M_1 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la petite portée (a) .

M_2 : moment fléchissant rapporté à l'unité de longueur du hourdis dans le sens de la grande Portée (b) .

$$Q_{TOT} = 0.801 \times 5.8 \times 35 = 162.60 \text{ t}$$

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) Q = (0.02 + 0.15 \times 0) \times 162.60 = 3.252 \text{ t.m/ml}$$

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) Q = (0 + 0.15 \times 0.02) \times 162.60 = 0.4878 \text{ t.m/ml}$$

ν : coefficient de poisson.

$1/4 M_a = 0.813 > 0.4878 \Rightarrow$ dans le ferrailage suivant b en prend :

$$\text{soit } M_a = 3.252 \text{ t.m/ml} ; M_b = 0.813 \text{ t.m/ml}$$

➤ **Travée intermédiaire :**

$$a = 5.8 \text{ m} ; b = 46 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{a}{b} = 0.126 ; \frac{1}{\rho} = 7.936 .$$

$\rho < 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens la plus petite portée (sens a).

$$\rho = 0.126 \Rightarrow M_1 = 0.015 ; \frac{1}{\rho} = 7.936 \Rightarrow M_2 = 0 \text{ (Abaque N° 61) .}$$

$$Q_{TOT} = 0.801 \times 5.8 \times 46 = 213.70 \text{ t .}$$

$$M_a = (M_1 + \nu M_2) Q = (0.015 + 0.15 \times 0) \times 213.70 = 3.2055 \text{ t.m/ml .}$$

$$M_b = (M_2 + \nu M_1) Q = (0 + 0.15 \times 0.015) \times 213.70 = 0.4808 \text{ t.m/ml .}$$

$1/4 M_a = 0.8013 > 0.4808 \Rightarrow$ dans le ferrailage suivant b en prend :

$$\text{soit } M_a = 3.2055 \text{ t.m/ml} ; M_b = 0.8013 \text{ t.m/ml}$$

• **Surcharges A (L) :**

Travée de rive :

$$A(L) = 1030 \text{ kg/m}^2 ; L = 35 \text{ m} ; a_1 = 1 ; a_2 = 0.93 \Rightarrow A = 957.7 \text{ kg/m}^2$$

$$M_a = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{957.7 \times 5.8^2}{8} = 4.027 \text{ t.m/ml} . M_b = 0.15 M_a = 0.604 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{soit } M_a = 4.027 \text{ t.m/ml} ; M_b = 0.604 \text{ t.m/ml}$$

Travée intermédiaire :

$$A(L) = 851 \text{ kg/m}^2 ; L = 46 \text{ m} ; a_1 = 1 ; a_2 = 0.93 \Rightarrow A = 791.43 \text{ kg/m}^2$$

$$M_a = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{791.43 \times 5.8^2}{8} = 3.327 \text{ t.m/ml} . M_b = 0.15 M_a = 0.499 \text{ t.m/ml} .$$

$$\text{soit } M_a = 3.327 \text{ t.m/ml} ; M_b = 0.499 \text{ t.m/ml}$$

- **Surcharges Bc :**

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 18.5 \text{ cm} \\ \text{(Abaque N° 9)} \Rightarrow M_a = 5.4 \text{ t.m/ml} ; \text{(Abaque N° 25)} \Rightarrow M_b = 3.5 \text{ t.m/m} . \\ a = 5.8 \text{ m} . \end{array} \right.$$

- **Surcharges Bt :**

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 18.5 \text{ cm} \\ \text{(Abaque N° 10)} \Rightarrow M_a = 6.31 \text{ t.m/ml} ; \text{(Abaque N° 15)} M_b = 3.84 \text{ t.m/m} . \\ a = 5.8 \text{ m} . \end{array} \right.$$

- **Convoi Mc120 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 18.5 \text{ cm} \\ \text{(Abaque N°35)} \Rightarrow M_a = 8.00 \text{ t.m/ml} ; M_b = 0.25 \times 8 = 2 \text{ t.m/m} . \\ a = 5.8 \text{ m} . \end{array} \right.$$

- **Convoi D240 :**

Travée de rive :

$$a = 5.8 \text{ m} ; b = 35 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{a}{b} = 0.165 ; \frac{1}{\rho} = 6.060$$

$$\rho = 0.165 \Rightarrow M_1 = 0.02 ; \frac{1}{\rho} = 6.060 \Rightarrow M_2 = 0 .$$

$$u' = u + 2E = 3.2 + 2 \times 0.185 = 3.57 \text{ m}$$

$$v' = v + 2E = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m}$$

$$Q = 4.03 \text{ t/m}^2 \times 3.57 \times 18.97 = 272.92 \text{ t} .$$

$$M_a = (M_1 + v M_2) Q = (0.02 + 0.15 \times 0) \times 272.92 = 5.458 \text{ t.m/ml} .$$

$$M_b = (M_2 + v M_1) Q = (0 + 0.15 \times 0.02) \times 272.92 = 0.8187 \text{ t.m/ml} .$$

$$\text{soit } M_a = 5.458 \text{ t.m/ml} ; M_b = 0.8187 \text{ t.m/ml}$$

Travée intermédiaire :

$$a = 5.8 \text{ m} ; b = 46 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{a}{b} = 0.126 ; \frac{1}{\rho} = 7.931$$

$$\rho = 0.126 \Rightarrow M_1 = 0.015 ; \frac{1}{\rho} = 7.931 \Rightarrow M_2 = 0 .$$

$$u' = u + 2E = 3.2 + 2 \times 0.185 = 3.57 \text{ m}$$

$$v' = v + 2E = 18.6 + 2 \times 0.185 = 18.97 \text{ m}$$

$$Q = 4.03 \text{ t/m}^2 \times 3.57 \times 18.97 = 272.92 \text{ t} .$$

$$M_a = (M_1 + v M_2) Q = (0.015 + 0.15 \times 0) \times 272.92 = 4.0938 \text{ t.m/ml} .$$

$$M_b = (M_2 + v M_1) Q = (0 + 0.15 \times 0.015) \times 272.92 = 0.614 \text{ t.m/ml} .$$

$$\text{soit } M_a = 4.0938 \text{ t.m/ml} ; M_b = 0.614 \text{ t.m/ml}$$

7.2.4 Calcul de coefficient de majoration dynamique :

$L = \text{inf.} [\text{sup (entre axe des poutres de rive, largeur roulable) ; portée de la poutre}]$

$$L = \text{inf.} [\text{sup} (5.8 , 7) , 35] = 7 \text{ m}$$

G : poids total d'une section de couverture sur un carré de coté 7 m .

$$G = (7 \times 7 \times 2.5 \times 0.25) + (7 \times 7 \times 2.2 \times 0.08) = 39.249 \text{ t .}$$

Système Bc :

2 files $\Rightarrow S = 2 \times \text{bc} \times \text{Bc} = 2 \times 1.1 \times 30\text{t} = 66 \text{ t}$ (une bande de 7 m x 7 m) .

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 7} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{39.249}{66}}$$

$$\delta = 1.3441 .$$

Système Bt :

2 tandems sont placés sur la section de couverture.

$$S = 2 \times 1 \times 32 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 7} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{39.249}{64}}$$

$$\delta = 1.3403 .$$

Système Br :

$$S = 10 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 7} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{39.249}{10}}$$

$$\delta = 1.2025 .$$

Système MC120:

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

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \times 7} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{39.249}{110}}$$

$$\delta = 1.4138 .$$

7.2.5 Coefficients de pondération :

Pour le calcul de la dalle nous considérons la sollicitation du 1^{er} genre donc : $S = G + 1.2 P$

- Charges permanentes $\Rightarrow \alpha = 1$
- Surcharges civiles B ; A(L) $\Rightarrow \alpha = 1.2$
- Surcharges militaires MC120 + D240 $\Rightarrow \alpha = 1$

	A	δ	b	Travée de rive		Travée intermédiaire	
				M_a	M_b	M_a	M_b
Poids P	1	/	/	3.252	0.813	3.2055	0.8013
A(L)	1.2	/	/	4.8324	0.7248	3.9924	0.5988
B_c	1.2	1.3441	1.1	8.709	5.6452	8.709	5.6452
B_t	1.2	1.3403	1	10.132	6.1761	10.132	6.1761
Mc120	1	1.4138	/	11.310	2.827	11.310	2.827
D240	1	/	/	5.458	0.8187	4.0938	0.614
COMBINAISON				14.562	6.9891	14.515	6.977

Tab.7.1.Moments transversaux et longitudinaux de chaque cas de charge

NB : Les combinaisons introduites dans le tableau ci-dessus sont les suivantes :

Travée de rive : $M_a = M_a$ (poids propre) + M_a (MC120) .

$M_b = M_b$ (poids propre) + M_b (B_t) .

Travée intermédiaire : $M_a = M_a$ (poids propre) + M_a (MC120) .

$M_b = M_b$ (poids propre) + M_b (B_t) .

7.3 MOMENTS DE CONTINUITÉ :

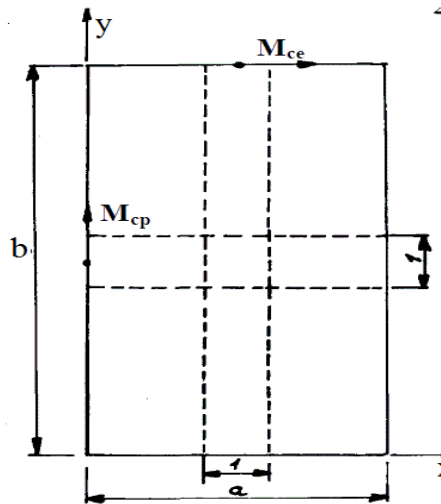


Fig.7.4 Moments de continuité « M_{cp} » et « M_{ce} »

Les moments de continuité M_{cp} et M_{ce} sur poutres et sur entretoises d'about sont :

– M_{cp} : Moment de continuité unitaire s'exerçant au milieu d'un appui de la plaque constitué par une poutre principale dans une bande découpée dans cette plaque parallèlement à Ox sur une section perpendiculaire à Ox . Ce moment a son axe parallèle à Oy

– M_{ce} : Moment de continuité unitaire s'exerçant au milieu d'un appui de la plaque de dalle considéré, constituée par une entretoise dans une bande de 1m de largeur et de longueur 35m (travée de rive) et de 46m (travée intermédiaire), découpée de cette plaque parallèle à Oy , ce moment s'exerce sur une section perpendiculaire à Oy , donc son axe est parallèle à Ox

NB : Les moments cités sont obtenus par les abaques SETRA en fonction de E , A , a , b .

A : demi-largeur de l'appui constituée par une poutre principale en l'occurrence la demi-largeur de la semelle supérieure.

$$A = \frac{0.500}{2} + 0.05 = 0.3 \text{ m .}$$

7.3.1 -Moment de continuité sur poutre :

Le cas de charge défavorable est donné par MC120 et Bt .

Mc120 :

L'impact de Mc120 est 6.1×1 ; $A = 0.3$; $E = 18.5 \text{ cm}$; $b = \infty \rightarrow M_{cp} = 6.45 \text{ t.m/ml}$
(Abaque N°27)

Bt :

$A = 0.325$; $E = 18.5 \text{ cm}$; $b = \infty \rightarrow M_{cp} = 6.38 \text{ t.m/m}$ (Abaque N°10)

7.3.2-Moment de continuité sur entretoise :

Le cas de charge défavorable est donné par MC120 et Bc.

Mc120 :

L'impact de Mc120 est 6.1×1 ; $A = 0.3$; $E = 18.5 \text{ cm}$; $b = \infty \rightarrow M_{ce} = 6 \text{ t.m/ml}$
(Abaque N°28)

Bc:&

$A = 0.325$; $E = 18.5 \text{ cm}$; $b = \infty \rightarrow M_{ce} = 3.22 \text{ t.m/ml}$ (Abaque N°31) .

Charge	α	δ	M_{cp}	M_{ce}
Mc120	1	1.4138	9.120	8.482
Bc	1.2	1.3441	/	5.193
Bt	1.2	1.3403	10.263	/

Tab.7.2. Moments de continuité de chaque cas de charge.

Donc on prend pour moment :

- sur poutre $M_{cp} = 10.263 \text{ t.m/ml}$.
- sur appui $M_{ce} = 8.482 \text{ t.m/ml}$.

7.4 DALLE EN ENCORBELLEMENT :

7.4-1 Moment d'encastrement :

○ **Charge permanente :**

Trottoir : $0,1702 \times 2,5 = 0,4255 \text{ t/ml}$.

Dalle : $2,35 \times 0,25 \times 2,5 = 1,468 \text{ t/ml}$

Garde-corps : $0,10 \text{ t/ml}$,

Corniche : $0,0810 \times 2,5 = 0,2025 \text{ t/ml}$,

alors : $G = 2,096 \text{ t/ml}$.

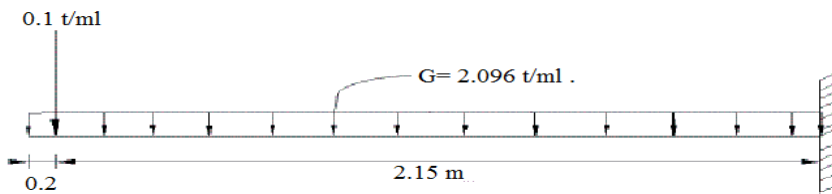


Fig.7.5 Poids propre sur la dalle d'encorbellement

$$- M_G = 0,1 \times 2,15 + 2,096 \times \frac{2,35^2}{2}$$

Donc $M_G = 6 \text{ t.m/ml}$.

Surcharge de trottoir :

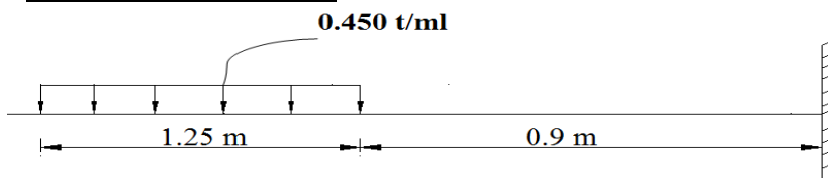


Fig.7.6 Surcharge de trottoir sur la dalle d'encorbellement

Roue B (6t) :

$$u = a + 2E = 25 + 2 \times 18,5 = 62 \text{ cm} .$$

Le rectangle $(u,u) \Rightarrow (62,62)$.

$$L_i = 0,62 + 2 \times 2,25 = 5,11 \text{ m}$$

$$M_R = \frac{P d_i}{l_i} = \frac{6 \times 1,94}{5,12} = 2,27 \text{ t.m/ml} .$$

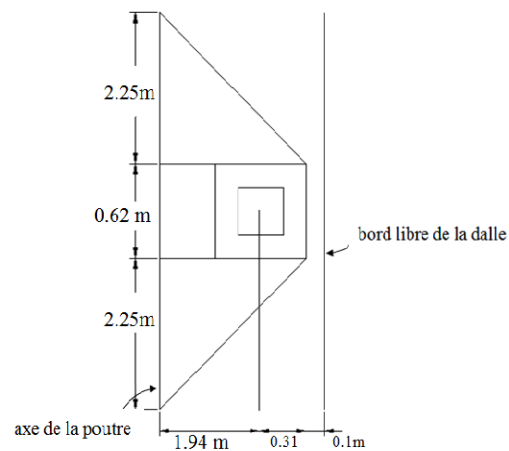


Fig.7.7 Surcharge de B_r sur la dalle d'encorbellement

7.4-2 Moments longitudinaux dans le consol :

-Charge permanente : $M_b = v M_a = 0.15 \times 6 = 0.9 \text{ t.m/ml}$.

- Surcharge de trottoir : $M_b = v M_a = 0.127 \text{ t.m/ml}$.

Roue isolée : d'après l'abaque N° 9 (SETRA)

$M_b = 1.9 \text{ tm/ml} \Rightarrow M_b = 1.9 \times 1.2 \times 1.2025 = 2.741 \text{ t.m/ml} = M_{RI}$.

➤ Combinaison de charges :

Transversal $\Rightarrow M_{enc} = M_{pp} + M_R = 6 + 2.7 = 8.7 \text{ t.m/ml}$

Longitudinal $\Rightarrow M_{log} = M_{pp} + M_{RI} = 0.9 + 2.74 = 3.64 \text{ t.m/ml}$

7.5 BILAN DES MOMENTS :

	Dalle central	Dalle sur poutre	Dalle encorbellement
Moment transversaux	14.562	8.482	8.7
Moment longitudinaux	6.9891	10.263	3.64

Tab.7.3.Récapitulatif des moments.

7.6 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage sera calculé pour toutes les sections pour 1 mètre linéaire.

7.6-1 DALLE CENTRALE :

➤ Longitudinal :

On a une dalle de 25cm d'épaisseur, recouverte d'une couche de revêtement de 8cm d'épaisseur. On va étudier une section rectangulaire en flexion simple, on aura le moment longitudinal le plus défavorable sous combinaisons

a)- En travée :

$M_u^+ = 69.891 \text{ KN.m/ml}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 35}{1 \times 1,5} = 19,83 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \cdot f_{bu}}, \text{ avec : } M_u^+ = 69.891 \text{ KN.m} \cdot d = 0,9h = 0.225 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{0,06989}{1 \times (0,225)^2 \cdot 19,83} \Rightarrow \mu = 0,0696.$$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} \Rightarrow \epsilon_{es} = 1,74 \times 10^{-3}.$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times \epsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0,668.$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0,392.$$

$$\mu = 0,0696 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \epsilon_s < \epsilon_{es}$$

Donc on a section sans acier comprime .

$$\mu = 0,0696 < 0,186 \Rightarrow \epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0902$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \Rightarrow Z = 0,216 \text{ m.}$$

$$A_{ss} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = 9,30 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{s,\min} \geq 0,23 \times 100 \times 22,5 \times \frac{2,7}{400}$$

$$A_{s,\min} \geq 3,49 \text{ cm}^2$$

On opte pour des armatures 7 HA14 $\Rightarrow A_s = 10,78 \text{ cm}^2$.

b)- Sur appui:

$$M_u^- = 102,63 \text{ KN.m/ml.}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 \cdot f_{bu}}, \text{ avec : } M^- = - \text{KN/m.} \quad d = 0,9h = 0,225 \text{ m.}$$

$$\mu = \frac{0,10263}{1 \times (0,225)^2 \cdot 19,83} \Rightarrow \mu = 0,1022$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times \epsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0,668$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,125 < \mu_R = 0,392$$

$$\mu = 0,1022 < 0,186$$

$$\text{Donc : } \epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

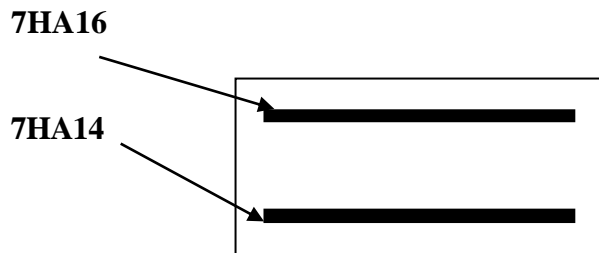
La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,102}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,135$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \Rightarrow Z = 0,236 \text{ m}$$

$$A_{ss} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \mathbf{12,49 \text{ cm}^2}.$$

On opte pour des armatures: **7HA16** $\Rightarrow A_s = 14,07 \text{ cm}^2$.



➤ **Transversal :**

a)- En travée (Nappe inférieure tendue) :

$$M_u^+ = \mathbf{145,62 \text{ KN.m/ml.}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 35}{1 \cdot 1,5} = 19,83 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 \cdot f_{bu}}, \text{ avec : } M_u^+ = 91,1 \text{ KN.m} \quad d = 0,9h = 0,225 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{0,14562}{1 \cdot (0,225)^2 \cdot 19,83} \Rightarrow \mu = 0,145.$$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s} = \frac{400}{2 \cdot 10^5 \cdot 1,15} \Rightarrow \epsilon_{es} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \epsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0,668.$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0,392.$$

$$\mu = \mathbf{0,145} < \mu_R = \mathbf{0,392} \Rightarrow \epsilon_s < \epsilon_{es}$$

Donc il y a une bonne utilisation de l'armature.

$$\mu = 0,145 < 0,186 \Rightarrow \epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,196$$

$$Z = d. (1 - 0,4.\alpha) \quad \Rightarrow Z = 0,230 \text{ m.}$$

$$A_{ss} = \frac{M_U}{Z.\sigma_s} = \mathbf{18.19 \text{ cm}^2}.$$

On opte pour des armatures: **6 HA20** $\Rightarrow A_s = 18.85 \text{ cm}^2$.

b)- Sur appui (Nappe supérieur tendue) :

$$M_u^- = \mathbf{-84.82 \text{ KN.m/ml.}}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2.f_{bu}}, \text{ avec : } M^- = -84.82 \text{ KN/m.} \quad d = 0,9h = 0,225 \text{ m.}$$

$$\mu = \frac{0,08482}{1 \times (0,225)^2 \cdot 19,83} \quad \Rightarrow \mu = 0,085$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \times \epsilon_s} \quad \Rightarrow \alpha_R = 0.668$$

$$\mu_R = 0,8. \alpha_R. (1 - 0,4 \alpha_R) \quad \Rightarrow \mu_R = 0,392$$

$$\mu = \mathbf{0,084} < \mu_R = \mathbf{0,392}$$

$$\mu = 0,084 < 0,186$$

$$\text{Donc : } \epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

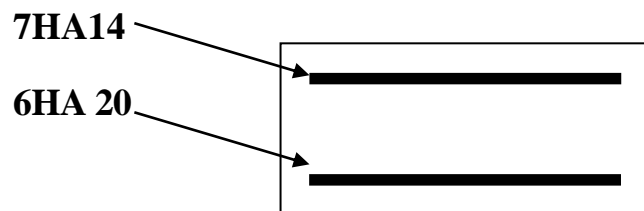
La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \quad \Rightarrow \alpha = 0,210$$

$$Z = d. (1 - 0,4.\alpha) \quad \Rightarrow Z = 0.229 \text{ m}$$

$$A_{ss} = \frac{M_U}{Z.\sigma_s} = \mathbf{10.64 \text{ cm}^2}.$$

On opte pour des armatures: **7HA14** $\Rightarrow A_s = 10.78 \text{ cm}^2$



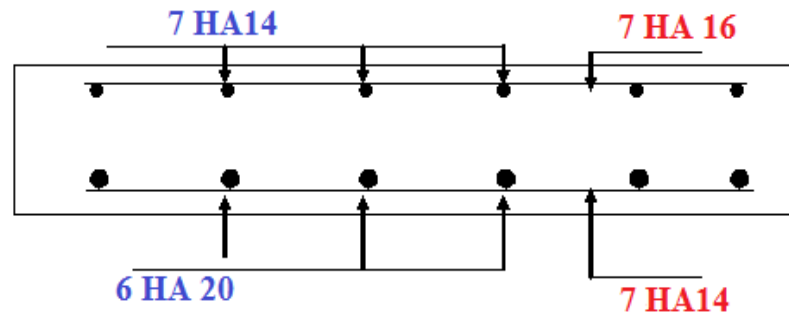


Fig.7.8 Ferrailage de la dalle centrale .

7.6-2dalle en encorbellement :

➤ Longitudinal :

$$M_u^+ = 36.4 \text{ KN.m/ml}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85x f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85x35}{1x1,5} = 19,83 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 \cdot f_{bu}}, \text{ avec : } M_u^+ = 36.4 \text{ KN.m} \cdot d = 0,9h = 0.225\text{m} .$$

$$\mu = \frac{0,0364}{1x(0,225)^2 \cdot 19,83} \Rightarrow \mu = 0,036.$$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_S \cdot \gamma_S} = \frac{400}{2x10^5 x 1,15} \Rightarrow \epsilon_{es} = 1,74x10^{-3}.$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5+1000 x \epsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0,668.$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1-0,4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0,392.$$

$$\mu = 0,036 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \epsilon_s < \epsilon_{es}$$

Donc on a section sans acier comprime .

$$\mu = 0.036 < 0,186 \Rightarrow \epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,046$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \Rightarrow Z = 0.245 \text{ m.}$$

$$A_{ss} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_S} = 4.27 \text{ cm}^2.$$

On opte pour des armatures: 4 HA12 $\Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

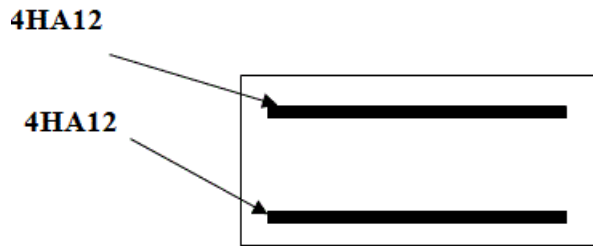


Fig.7.9 Ferrailage longitudinale de la dalle d'encorbellement

➤ **Transversal :**

$$M_u^+ = 87 \text{ KN.m/ml}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 x f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 x 35}{1 x 1,5} = 19,83 \text{ Mpa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \cdot f_{bu}}, \text{ avec : } M_u^+ = 36.4 \text{ KN.m} \cdot d = 0,9h = 0.225 \text{ m}.$$

$$\mu = \frac{0,087}{1 x (0,225)^2 \cdot 19,83} \Rightarrow \mu = 0,086.$$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s} = \frac{400}{2 x 10^5 x 1,15} \Rightarrow \epsilon_{es} = 1,74 x 10^{-3}.$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 x \epsilon_{es}} \Rightarrow \alpha_R = 0,668.$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \alpha_R) \Rightarrow \mu_R = 0,392.$$

$$\mu = 0,086 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \epsilon_s < \epsilon_{es}$$

Donc on a section sans acier comprime.

$$\mu = 0,086 < 0,186 \Rightarrow \epsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

La position de l'axe neutre s'exprime en fonction de μ :

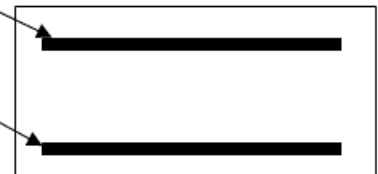
$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,1134$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \Rightarrow Z = 0,228 \text{ m.}$$

$$A_{ss} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 10,96 \text{ cm}^2$$

6HA16

6HA12



On opte pour des armatures: 6HA16 $\Rightarrow A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

EQUIPEMENTS DU PONT

8.1 Introduction :

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

8.2 Appareil d'appuis :

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

Les appareils d'appuis ont pour rôle :

- la transmission des efforts normaux,
- les déplacements horizontaux,
- les rotations de la structure de directions quelconques,
- la transmission des efforts horizontaux, dans certaines limites.

Pour notre ouvrage, on va utiliser des appareils d'appuis en élastomère fretté de type STUP, ayant les caractéristiques suivantes

$$\sigma = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

Module d'élasticité : $G = 0,8 \text{ Mpa}$.

Epaisseur d'une couche d'élastomère $t = 15 \text{ mm}$

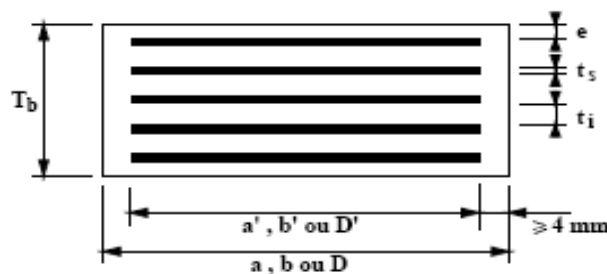


Fig 8.1 Appareil d'appuis

8.2.1 Charge sure Appareil d'appuis :

Réactions max dues aux combinaisons a elu:

$$G + 1,2 \times (D240 + T_r)$$

Appareil d'appui sur pile : $R_{\text{max}} = 581.6 \text{ t}$.

Appareil d'appui sur culée : $R_{\text{max}} = 168 \text{ t}$

8.2.2 Aire de l'appareil d'appui :

a: Côte parallèle à l'axe horizontale de l'ouvrage.

b: Côte perpendiculaire à l'axe horizontal de l'ouvrage.

Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui est de : $\overline{\sigma}_m = 150 \text{ kg/cm}^2$.

➤ Pré dimensionnement :

Appareil d'appui sur pile

$$\sigma_M = \frac{R_{\max}}{a \times b} < \overline{\sigma}_m$$

On trouve $a \times b \geq 3877 \text{ cm}^2$.

On prend $a \times b = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$

Appareil d'appui sur culée

$a \times b \geq 1120 \text{ cm}^2$.

On prend $a \times b = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$ En respectant la condition de non-flambement

8.2.3 Dimension en plan de l'appareil :

Il faut respecter les conditions suivantes :

- La condition de non flambement.
- L'épaisseur minimale.

Sur pile

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \leftrightarrow 65 \leq T = nt \leq 130$$

Soit $T=100 \rightarrow T=5 \times 2$

Avec : $t=2 \text{ cm}$ et $n=5$

Sur culée

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \leftrightarrow 5 \leq T = nt \leq 10$$

Soit $T=10 \rightarrow T=5 \times 2$ Avec : $t=2 \text{ cm}$ et $n=5$

8.3 Calcul des déplacements horizontaux dus au retrait et ΔT :

$U_1 = \Delta h_{\max}$ Déformation lente (retrait, température)

$$\text{Retrait } \frac{\Delta l}{l} = 3.05 \cdot 10^{-4} l = L/2 = 104 \quad \Delta L = 3.17 \text{ cm}$$

$$\text{Temperature } \frac{\Delta l}{l} = 1 \cdot 10^{-4} l = L/2 = 104 \quad \Delta L = 1.04 \text{ cm}$$

$$\Delta h_{\max} = 4.21 \cdot 10^{-3} \text{ m.}$$

8.4 Répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure :

-Pour la répartition des efforts horizontaux sur l'infrastructure on assimilera la structure à un portique. Le tablier étant supposé infiniment rigide, l'effort horizontal sera donc reparti entre les différents appuis en fonction de leurs rigidités.

✓ **Calcul des rigidités :**

La rigidité d'un appui est donnée par :

$$k = \frac{1}{U}$$

$$U = U_1 + U_2$$

U_1 : déplacement de l'appareil d'appuis.

U_2 : déplacement du fut.

✓ **Déplacement de l'appareil d'appuis :**

$$U_1 = \frac{1}{n} \cdot \frac{T}{G \cdot a \cdot b}$$

n : nombre d'appareils d'appuis.

$T = 100$ mm en pile et 60 mm en culée

$G_{\text{statique}} = 0.8$ MPa.

$G_{\text{dynamique}} = 1.2$ MPa.

U_1 cm	<i>Culée (1 et 2)</i>	<i>Pile 01</i>	<i>Pile 02</i>
<i>Effort dynamique</i>	0.0001	0.000085	0.000085

Tab 8.1 Déplacement de l'appareil Dou ou efforts dynamiques unitaire

✓ **Déplacement des pille :**

$$U_2 = \frac{1}{q} \cdot \frac{h^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

h : Hauteur du fût (voile).

q : Nombre de fût (voile).

I : inerti du fut

E_i : action statique. $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 33000$ Mpa.

Les culée sont supposées infiniment rigides $U_{\text{culée}} = 0$

	<i>Pile 01</i>	<i>Pile 02</i>
<i>h (m)</i>	8	12
<i>I (m4)</i>	0.16	0.16
U_2 cm	0.00016	0.000054

Tab 8.2 Déplacement des pilles Du aux efforts dynamiques unitaire

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	<i>Cas</i>	<i>Culée (I)</i>	<i>Pile 01</i>	<i>Pile 02</i>
<i>U1 (cm)</i>	<i>Dynamique</i>	0.0001	0.000085	0.000085
<i>U2 (cm)</i>	<i>Dynamique</i>	0	0.00016	0.00054
<i>Ri = ∑1/U (kg/cm)</i>	<i>Dynamique</i>	10000	18014.7	13616,5577
<i>Ri/∑ Ri</i>	<i>Dynamique</i>	0,120	0,21636	0,163

Tab 8.3 répartition des efforts statiques et dynamiques

9.4.1 Répartition des surcharges :

Les charges de chaussées, des systèmes A (I) et Bc sont susceptibles de développer les réactions de freinage, effort s'exerçant sur la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

- **Freinage système A (I):**

L'effort de freinage correspondant à la charge A (I) est: $f_A = \frac{P_A}{(20 + 0,35\%S)}$

P_A : le poids donné par la position la plus défavorable de A (I).

S : surfaces chargée donnant l'effet le plus défavorable dans nôtre cas on a une voie chargée.

$$S = L_c \times d_r = 208 \times 7.5 = 1560 \text{ m}^2.$$

Avec L_c : portée du pont.

d_r : largeur chargée.

$$f_A = \frac{3.58 \times 1560}{(20 + 0,35\% \times 1560)} = 10.04t$$

- **Système Bc :**

Chaque essieu d'un camion de système peut développer un effort de freinage égale à son poids. Parmi les camions un seul est supposé freiner. D'après le fascicule 61 c'est le système BC telque :

$$f_{bc} = 30t$$

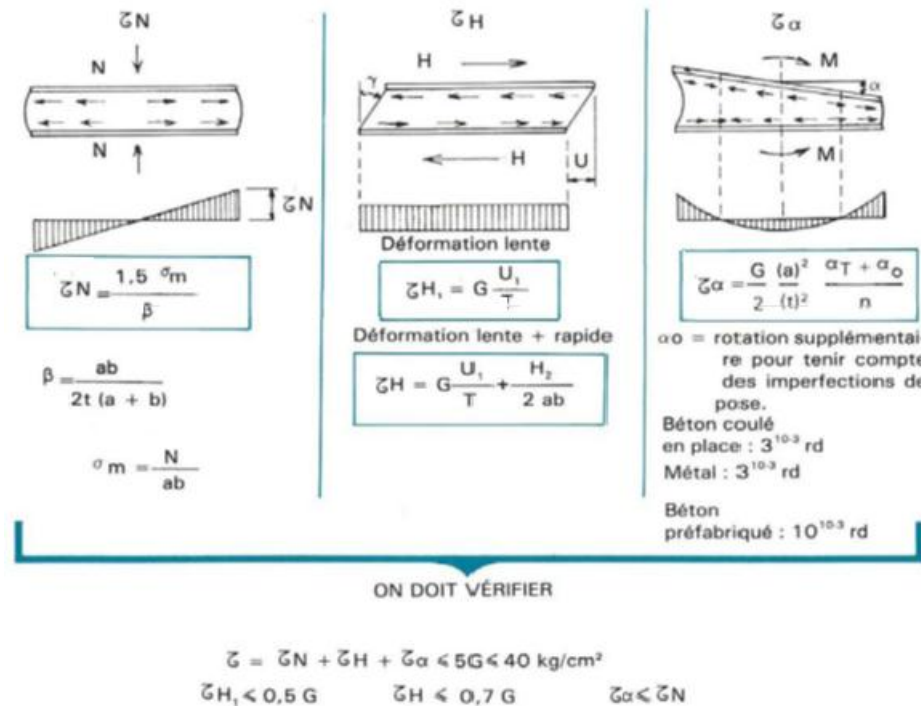


Fig 8.2 limitation de la contrainte de cisailements

8.5 Vérification des contraintes :

8.5.1 Limitation des contraintes de cisaillement :

✓ Sollicitation sous charge verticale :

σ_m : Contrainte de compression sous N_{max} .

τ_N : Cisaillement provoqué par l'effort normal R_{max}

τ_H : Cisaillement provoqué par ΔT , retrait et le freinage de A(l) ou Bc

τ_α : Cisaillement provoqué par la rotation d'appui

τ_R : Cisaillement provoqué par la distorsion de l'appareil d'appui

$$N_{max} = 0.6903 \text{ MN.}$$

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} \leq 15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_N = \frac{1.5 \times \sigma_m}{\beta} \leq 3.G$$

$$\text{Avec : } \beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a+b)}$$

Sur pille :

$$\sigma_m = \frac{58110^3}{70 \times 70} = 118.7 \text{ KG/cm}^2 \leq 150 \text{ KG/cm}^2.$$

$$\beta = \frac{70 \times 70}{2 \times 2 \times (70 \times 70)} = 8.75 \text{ et } \tau_N = \frac{1.5 \times 118.7}{8.75} = 20.34 \leq 3 G = 24$$

Sur culée :

$$\sigma_m = \frac{16810^3}{50 \times 50} = 67.2 \text{ KG/cm}^2 \leq 150 \text{ KG/cm}^2.$$

$$\beta = \frac{50 \times 50}{2 \times 1.5 \times (50 + 50)} = 8.33 \text{ et } \tau_N = \frac{1.5 \times 67.2}{8.33} = 12.1 \leq 3 \text{ G} = 24$$

✓ **Sollicitation due à un déplacement horizontale :**

Sous un déplacement lent :

$$\tau_{n1} = \frac{G \times U_T}{T}$$

En pile et sure culée

$$\tau_{n1} = \frac{8 \times 4.2}{10} = 3.36 \text{ KG/cm}^2 \leq 0.5 \times G = 4 \text{ KG/cm}^2$$

Sous un effort dynamique (freinage) :

$$f_{Bc} = 30 \text{ t} > f_A$$

répartition des efforts dus aux systèmes B sur les appuis

$$\text{sur pile max} = 0.21 \times f / 2 = 0.21 \times 30 / 2 = 3.9 \text{ t}$$

$$\text{sur culée max} = 0.21 \times f / 2 = 0.21 \times 30 / 2 = 3.15 \text{ t}$$

$$\text{sur pile } \tau_{n2} = \frac{H}{a \times b} = \frac{3.9}{70 \times 70} = 0.8 \text{ KG/cm}^2$$

$$\text{sure culée } \tau_{n2} = \frac{H}{a \times b} = \frac{3.15}{50 \times 50} = 1.26 \text{ KG/cm}^2$$

Déformation lente + déformation rapide :

$$\tau_{n1} + 0.5 \tau_{n2} \leq 0.7G.$$

Sur pile :

$$3.36 + 0.5 \times 0.8 = 3.76 \text{ KG/cm}^2 \leq 0.7G = 5.6 \text{ KG/cm}^2.$$

En culée

$$3.36 + 0.5 \times 1.26 = 3.99 \text{ KG/cm}^2 \leq 0.7G = 5.6 \text{ KG/cm}^2.$$

✓ **Sollicitation due à une rotation :**

- α_0 : rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose est de 0,003rad.
- α_t : égale à 0.002rad.
- $\alpha_T = (0.003 + 0.002) / 5 = 0.001 \text{ rad.}$

$$\tau_a = \frac{G a^2 (\alpha_T + \alpha_0)}{2 t^2 n} = \frac{8 (70)^2 0.001}{2 \times 2^2 \times 5}$$

$$\tau_a = 0.97 \text{ KG/cm}^2.$$

Sure culée

$$\tau_a = 0.49 \text{ KG/cm}^2.$$

8.5.2 Limitation de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \tau_n + \tau_h + \tau_a \leq 5G$$

Sure pile

$$\tau = 20.34 + 4 + 0.8 + 0.97 = 26.11 \text{ KG/cm}^2 \leq 5 \times 8 = 40 \text{ KG/cm}^2.$$

Sure culée

$$\tau = 12.1 + 1.26 + 4 + 0.49 = 17.85 \text{ KG/cm}^2 \leq 5 \times 8 = 40 \text{ KG/cm}^2.$$

8.5.3 Condition de non cheminement et non glissement :

$\sigma_{mmin} \geq 20 \text{ KG/cm}^2$. telle que σ_{mmin} est due au poids de rupture.

$$H \leq f \cdot N_{min} \text{ telle que } f: \text{coefficient e frottement} = 0.1 + \left(\frac{0.6}{\sigma_{mmin}} \right).$$

Sur pile : $N_{min} = 255.5 \text{ t}$.

$$\sigma_{mmin} = \frac{255 \cdot 10^3}{70 \times 70} = 52.14 \text{ KG/cm}^2 \geq 20 \text{ KG/cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

f: coefficient e frottement.

$$f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{52.14} \right) = 0.11.$$

$$f \cdot N_{min} = 0.11 \times 255.5 = 28.1 \text{ t}.$$

$3.9 \leq 28.1$ la condition de non cheminement est Vérifiée

Sur culée : $N_{min} = 72.5 \text{ t}$.

$$\sigma_{mmin} = \frac{72.5 \cdot 10^3}{50 \times 50} = 29 \text{ KG/cm}^2 \geq 20 \text{ KG/cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

f: coefficient e frottement.

$$f = 0.1 + \left(\frac{0.6}{29} \right) = 0.12.$$

$$f \cdot N_{min} = 0.12 \times 72.5 = 8.7 \text{ t}.$$

$3.15 \leq 8.7$ la condition de non cheminement est Vérifiée

8.5.4 Condition de non soulèvement:

On doit vérifier cette condition quand les conditions de cisaillement dues à la rotation sont susceptibles d'atteindre les valeurs semblables à celle dues à l'effort normales.

$$\alpha_t = \frac{\alpha + \alpha_0}{n} = 0.001 \text{ rad}$$

sur pile

$$\frac{3t^2 \sigma_{min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 2^2 \times 52.14}{8.75 \times 70^2 \times 8} = 1.82 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

$$\alpha_t = 0.001 \text{ rad} < 1.82 \cdot 10^{-3} \text{ rad} . \text{ vérifié.}$$

Sur culée

$$\frac{3t^2 \sigma_{min}}{\beta a^2 G} = \frac{3 \times 2^2 \times 29}{8.75 \times 50^2 \times 8} = 1.98 \cdot 10^{-3} \text{ rad.}$$

$$\alpha_t = 0.001 \text{ rad} < 1.98 \cdot 10^{-3} \text{ rad} . \text{ vérifié.}$$

⋮

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq a \times \sigma_{\min} / \beta \sigma_e \\ t_s \geq 2 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

σ_e : Limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$$\sigma_e = 2200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Sure pile

$$t_s \geq 70 \times 52.14 / (8.75 \times 2200) = 1.8 \text{ mm} \text{ et } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

On a $t_s = 3 \text{ mm}$. Donc c'est vérifié.

Sure culée

$$t_s \geq 50 \times 29 / (8.33 \times 2200) = 0.79 \text{ mm} \text{ et } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

On a $t_s = 3 \text{ mm}$. Donc c'est vérifié.

$$\text{Appareil d'appui.} \left\{ \begin{array}{l} t_s = 3 \text{ mm} \\ t = 20 \text{ mm} \\ H = 115 \text{ mm} \end{array} \right.$$

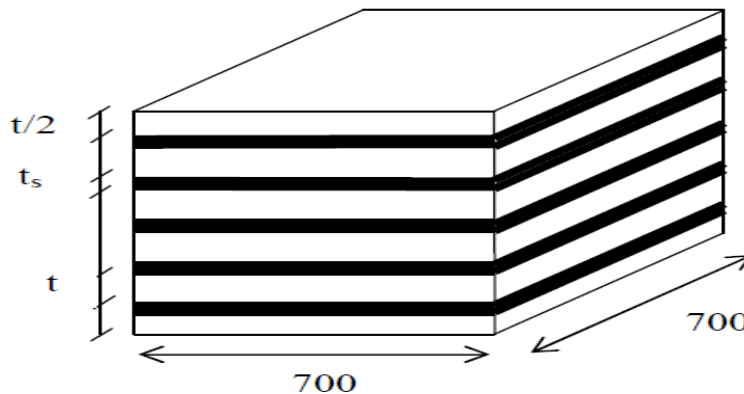


Fig 8.3 Appareil d'appui sur pile

8.7 Les dés d'appuis :

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

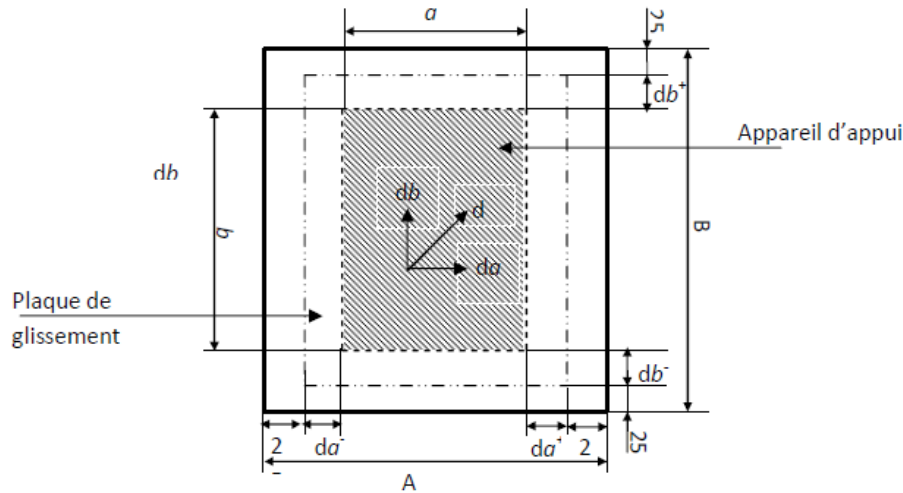


Fig 8.4 dés d'appuis

- A : Largeur de bossage.
- B : Longueur de bossage.
- a : Largeur d'appareil d'appui.
- b : Longueur d'appareil d'appui.
- E : épaisseur de bossage.

8.7.1 Les dimensions du dé d'appuis :

- $A = a + |d^+| + |d^-| + 50 \text{ mm}$ d^+ : Déplacement dans un sens
- $B = a + |d^+| + |d^-| + 50 \text{ mm}$ d^- : Déplacement dans un sens

Pour un déplacement dans les deux cotés égal à 10 cm :

$A = 100 + 50 + 700 = 850 \text{ mm}$

$B = 100 + 50 + 700 = 850 \text{ mm}$

$H \geq 2ab/Pe = (2ab)/2(a+b) \rightarrow H \geq 21.25 \text{ cm} .$

On prend : $H = 25 \text{ cm}.$

Le dimensionnement du dé d'appui est $A.B.E = (850. 850 .250) \text{ mm}$

8.7.2 Ferrailage du dé d'appui:

Armatures de chaînage :

La section calculée doit reprendre un effort de $R = 0,25R_{\text{max}}$.

$R_{\text{MAX}} = 1,35[R_G + D_{240}] = 512.3 \text{ t}.$

D'où : $A_C = 0,25R_{\text{max}} / \bar{\sigma}_s = 32 \text{ cm}^2.$ On prend 16HA16 pour $A_C = 32.17 \text{ cm}^2.$

Disposées dans les deux sens

Armatures de profondeur :

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures ; on dispose des armatures :

$A_P = 0.125 R_{\text{max}} / \bar{\sigma}_s = 16 \text{ cm}^2.$ On prend 8HA16 pour $A_P = 16.08 \text{ cm}^2.$

Armatures de diffusion :**a- Ferrailage de surface « frettes sup » :**

Ce sont des armatures capables de reprendre 4% R_{max}

$A_{fs} = 0.04 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 5.12 \text{ cm}^2$. On prend 6 HA12 pour $A_{fs} = 6.78 \text{ cm}^2$.

disposées dans les deux sens

- Ferrailage inférieur ou d'éclatement « frettes inf » :

Les frettes sont disposées sur une profondeur Z tel que : $h/3 < Z < h$

$A_{fi} = 0.1 R_{max} / \bar{\sigma}_s = 12.8 \text{ cm}^2$. On prend 8 HA16 pour $A_{fi} = 16.08 \text{ cm}^2$.

disposées dans les deux sens

8.4 Les joints de chaussées :**8.4.1 Introduction :**

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre.

C'est le cas général de la coupure entre l'extrémité du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, rotations d'extrémités de la poutre et le retrait et fluage.

Le joint de chaussée est conçu afin qu'il réponde à plusieurs exigences tel que :

- **La résistance** : le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), doit être garant et de bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

- **L'étanchéité** : En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé et aussi une bonne évacuation des eaux.

- **Confort et esthétique** : Souple, il assure la continuité de la surface de roulement.:

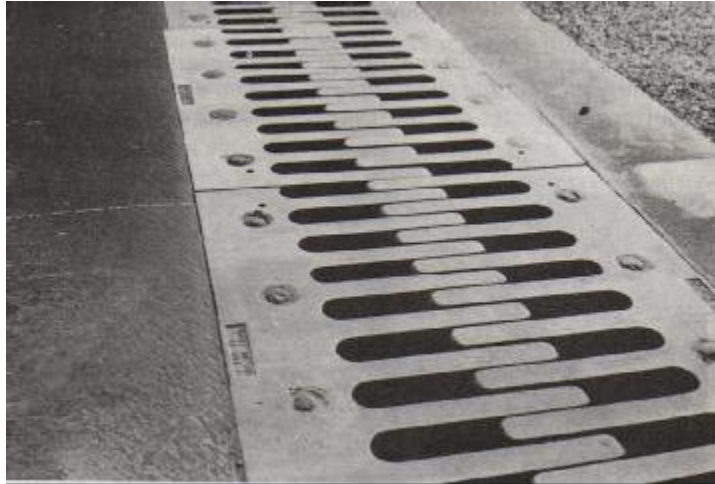


Fig 8.5 joints de chassés

8.4.2 Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint.

Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissent donc le souffle du tablier.

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

- Le déplacement dû aux vibrations linéaires (retrait, fluage température), doit être inférieur à W
 $[(\Delta_t + \varepsilon_f) < W.]$
- Le déplacement dû aux variations linéaires et au séisme, doit être inférieur à $1.3W$
 $[(\Delta_t + \varepsilon_s) < 1,3.W]$

W : le déplacement caractérise le type de joint de chaussée choisi.

Déplacement dû aux variations linéaires

Le déplacement dû aux variations linéaires est donné par :

$$\Delta_t = \Delta_f + \Delta_r + \Delta_T = 4.21 \text{ cm .}$$

Rotation d'extrémité sous chargement

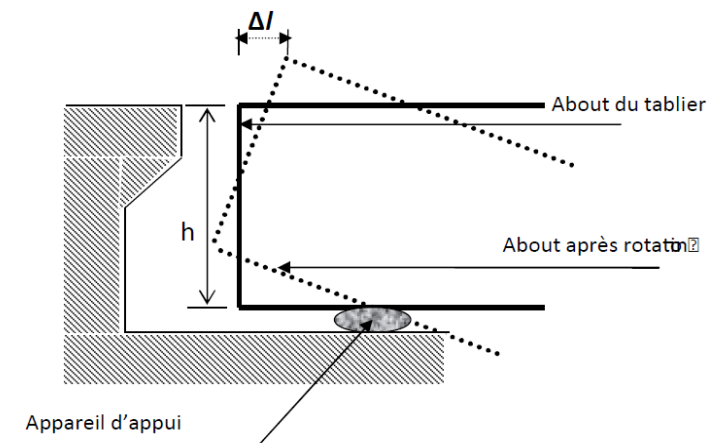


Fig.8.6 Rotation d'extrémité sous chargement

Rotation d'extrémité sous chargement

$$\Delta l = h \times \text{tg } \alpha$$

$$\Delta l = 1.95 \times 10^2 \times \text{tg } 0.003 = 0.92 \text{ cm}$$

Déplacement dû au séisme :

$$\varepsilon_s = \frac{T.H}{GS} \quad \text{avec} \quad H_s = 34.05 \text{ t}$$

$$\varepsilon_s = \frac{10 \times 34050}{16 \times 50 \times 50} = 8.5 \text{ cm} = 85 \text{ mm.}$$

Déplacement dû au ferunagev :

$$\varepsilon_s = \frac{T.H}{GS} \quad \text{avec} \quad H_s = 3.15 \text{ t}$$

$$\varepsilon_s = \frac{10 \times 3150}{16 \times 50 \times 50} = 0.78 \text{ cm}$$

Combinaison :

$$\Delta_t + \varepsilon_f = 42.1 + 7.8 = 49.9 \text{ mm.}$$

$$\Delta_t + \varepsilon_s = 42.1 + 85 = 13.6 \text{ mm.}$$

D'après les combinaisons qu'on a eues on opte au joint FT150.

8.5 Les gargouilles

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers. De manière générale, les eaux sont d'abord recueillies sur un (ou les) coté(s) de la chaussée, puis évacuées par des gargouilles quand ce n'est pas par une corniche caniveau.

Le recueil de l'eau dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale générale (pour des ouvrages autoroutiers). La pente transversale ne doit pas être inférieure à 2% (2,5% pour notre cas). La forme de pente n'est jamais obtenue par un profilage approprié de la couche de roulement, cette dernière est d'épaisseur constante, et c'est la géométrie de la structure qu'est convenablement exécutée.

Il faut noter qu'une pente transversale de 2,5% n'est pas ressentie par un automobiliste. Il convient néanmoins de veiller au bon raccordement avec la chaussée courante.

Une fois recueillie implantées le fil d'eau, l'eau est évacuée par l'intermédiaire de gargouilles implantées au droit de ce fil d'eau. Leur espacement est compris entre 20 et 30m, leur diamètre ne doit pas être inférieur à 10cm et la section totale de toutes les gargouilles doit être de l'ordre de 1/10000 de la surface versante.

Les gargouilles peuvent déboucher directement à l'air libre ou être raccordées à un système de recueil et d'évacuation des eaux à l'intérieur de la structure du tablier.

Le problème d'évacuation des eaux se pose également au niveau des têtes d'appuis et sera abordé ultérieurement.

CONCEPTION ET ETUDE DE LA PILE

9.1 Introduction :

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

- Mode de construction du tablier.
- Hauteur de la brèche à franchir.
- Mode d'exécution des fondations.
- Liaison avec le tablier .

9.2 Choix type de pile :

Notre ouvrage franchit un Oued, alors nous avons opté à la solution d'une pile a fûts pour les raisons suivantes :

- la résistance mécanique
- l'esthétique
- l'obstacle a franchir.

9.3 Pré dimensionnement des piles :

1- Chevêtre :

C'est l'élément sur lequel repose les poutres et assure la transmission des charges aux fûts.

- ✓ L'épaisseur du chevêtre est déterminée par la condition suivante
 $h_c \leq 1,25h_t$ (avec $h_t = 2.1$ m hauteur du tabli $h_c \leq 2.625$ m On fixe $h_c = 1.3$)
- ✓ Largeur : est de l'ordre de 1.5m.
- ✓ Longueur du chevêtre $L = 9.4$ m.

2-Le Fûts (deux fut) :

-Leurs rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant et ils ont les dimensions géométriques suivantes :

Le diamètre minimal du fut est de 1,5m. Donc on fixe, $d = 2,2$ m.

- $L = 5.8$ m est l'espacement entre les deux axes de futs.

<i>Fût</i>	<i>P₁</i>	<i>P₂</i>	<i>P₃</i>	<i>P₃</i>
<i>Hauteur(m)</i>	6.7	10.7	10.7	6.7

Tab.10.1 hauteur des fut

3-La Semelle :

Épaisseur on fixe $e = 1.5$
 Largeur : 6m ; Longueur : 10 m.

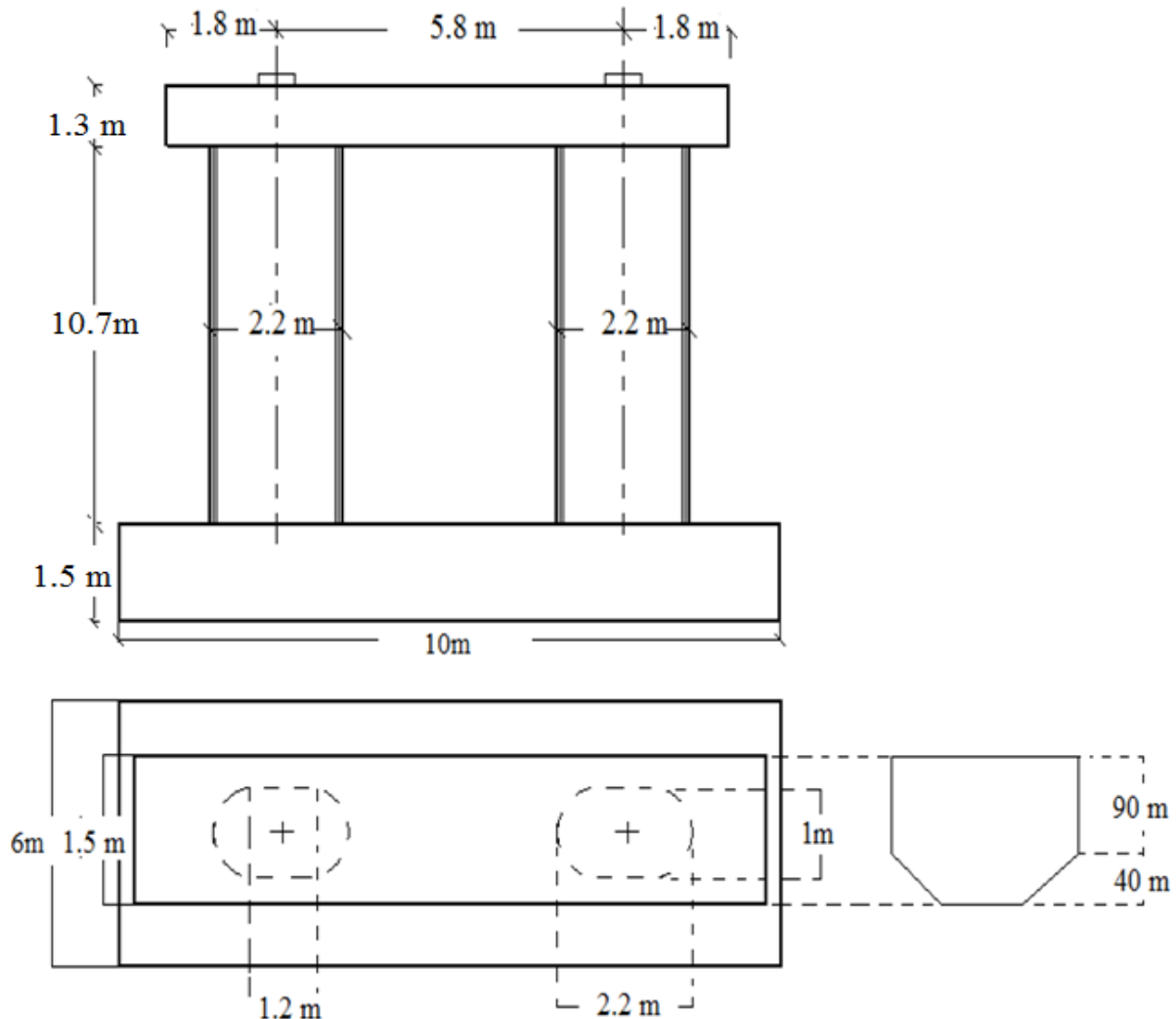


Fig 9.1 schéma de la pile

9.4 EVALUATION DES EFFORTS :**9.4.1 Calcul de poids propre de la pile :**

Calcul de poids propre de la pile :

- poids chevêtre : $((0,90 \times 1,50) + (1,50 + 1,20) \times (0,40 / 2)) \times 9,4 \times 2,50 = 44.415 \text{ t}$
 - poids fûts : $2 \times (1 \times 1,2 + 3,14 \times 0,5^2) \times 10,7 \times 2,50 = 106.19 \text{ t}$
 - poids de la semelle : $1,50 \times 6 \times 10 \times 2,50 = 225 \text{ t}$
 - poids dés d'appui : $0,25 \times 0,70 \times 0,70 \times 2,5 \times 2 = 0.6125 \text{ t}$
 - poids des terres: $[(10 \times 6) - ((3,14 \times 0,5^2 + 1 \times 1,2) \times 2)] \times 1,8 = 100.854 \text{ t}$
- Poids total de la pile = **488.27 t**

9.4.2 Répartition des charges et surcharges sur la pile :

Réactions verticaux de la pile :

	Réactions(t)
<i>poids propre de tablier</i>	526
<i>A (L)</i>	208
<i>B_c</i>	114.36
<i>D204</i>	233
<i>Séisme ϵ_V tablier</i>	17.87
<i>Séisme ϵ_V pile</i>	17.57
<i>Trottoir 2 T.C</i>	17.12

Charges horizontales :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Réactions(t)	M (t.m)
<i>Freinage A(l)</i>	2.18	29.97
<i>Freinage Bc</i>	6.30	86.625
<i>Séisme ϵ_H tablier</i>	59.59	819.45
<i>Séisme ϵ_H pile</i>	58.59	234.36

Réactions totales :

- à l'**ELS** : $R_1 = R_{cp} + 1,2 (R_{A(L)} + R_{ST})$

$$R_2 = R_{cp} + R_{D240}$$

- à l'**ELU** : $R_1 = 1.35 R_{cp} + 1,6 (R_{A(L)} + R_{ST})$

$$R_2 = 1.35 R_{cp} + R_{D240}$$

La réaction max est donnée par la combinaison (1.35G+1.6(A(l) + STR)

$$R_{\max} = 1070.29 \text{ t.}$$

9.5 ETUDE ET FERRAILLAGE DE LA PILE :

9.5.1 Le chevêtre :

Le ferrailage se fait en flexion simple .

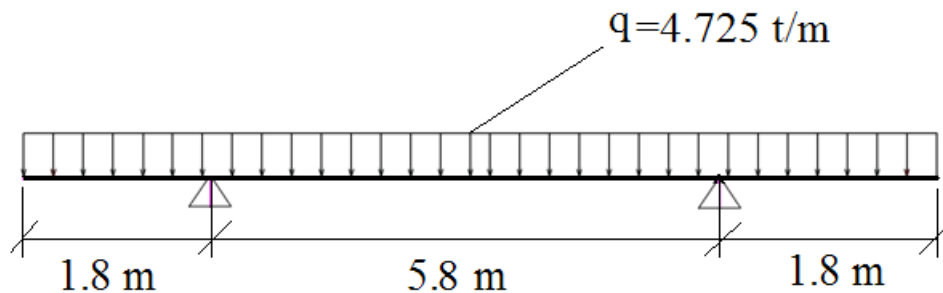


Fig9.2 schéma statique du chevêtre .

○ Evaluation des efforts :

$p = 44.415 / 9.4 = 4.725 \text{ t / ml}$ (poids propre de chevêtre) .

Les moments fléchissant :

Moment M_y à l'E.L.U .

Poids chevêtre : $q = 1.35 G_c = 6.378 \text{ t/ml}$.

M (mi travée) = 15.339 t.m

M (sur appui) = -11.480 t.m

Moment M_y à l'E.L.S

Poids chevêtre : $q = G_c = 4.725 \text{ t/ml}$.

M (mi travée) = 11.363 t.m

M (sur appui) = - 8.505 t.m

Section équivalente de chevêtre :

$S_{\text{chevêtre}} = S_{\text{équivalente}} \leftrightarrow 1.5 X = 0.9 \times 1.5 + (1.5+1.3) \times 0.4/2$

$X = 127.331 \text{ cm}$

Donc notre section équivalente a pour dimension : (1.5m x 1.273 m) .

Ferraillage du chevêtre :

- Ferraillage longitudinal :

Le chevêtre sera calculé en flexion simple et le ferraillage sera fait à l'aide de programme Robot Expert B.A .

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 150 \text{ cm} \\ h = 127.3 \text{ cm} \\ d = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les efforts sollicitant notre section sont:

	E.L.U	E.L.S
M mi-travée (t .m)	15.339	11.363
M sur appui (t .m)	-11.480	-8.505

Tab.9.4 moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

$$F_{c28}=27 \text{ MPa}$$

AcierFeE40 A (Fe=400MPa)

Coefficient de sécurité du béton $a_b=1.5$

Coefficient de sécurité du l'acier $a_s=1.15$

Coefficient de durée du chargement : $\theta=1$

$$E_s = 2 \cdot 10^2 \text{ MPa}$$

Le calcul est fait selon les règles de BAEL91

Ferraillage a L'ELU :**Section d'armature supérieure (sur appui) :**

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

$$f_{c28} = 27 \text{ Mpa.}$$

$$\theta = 1 \text{ et } \gamma_b = 1.5$$

$$D'où : f_{bu} = 15.3 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } M_u = 15.34 \text{ t.m} = 0.153 \text{ MPa.}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 1.3 = 1.17 \text{ m.}$$

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

$$D'ou : \mu = \frac{0.153}{1.5 \times 1.17^2 \times 15.3} = 0.0048.$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = \frac{3.5}{3.5 + 1000\varepsilon_{es}} = 0.66.$$

$$\mu_r = 0.8\alpha_r(1 - 0.4\alpha_r) = 0.39.$$

$\mu < \mu_r$ Dans ce cas, on est dans le domaine 2-a ($\mu < 0.186 \rightarrow \varepsilon_{es} < \varepsilon_s$)

Donc notre cas ; la section est sans armature comprimée:

$$\alpha_r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.006.$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.167 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0.153}{1.167 \times 348} = 3.767 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \mathbf{3.767 \text{ cm}^2} ; \text{ soit}$$

Section d'armature inférieure (en travée) :

De la même façon, on trouve :

$$\mu = \frac{0.114}{1.5 \times 1.17^2 \times 15.3} = 0.0036$$

$$\varepsilon_{es} = 1.74 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_r = 0.66$$

$$\alpha_r = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0045$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.168 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0.114}{1.168 \times 348} = 2.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \mathbf{2.80 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité :

$$- A_{CNF} = 0,23 \times b_0 \times d \frac{f_{tj}}{f_e} = 22.40 \text{ cm}^2$$

Soit le ferrailage suivant :

- Ferrailage Supérieur : **9HA18 /ml / e=17 cm.**

$$A_s = 22.90 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage Inférieur : **9HA18 /ml / e=17 cm.**

$$A_s = 22.90 \text{ cm}^2$$

- Armatures longitudinales intermédiaires :

$$A_i = A/3 = 7.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend des barres 7HA12 / e = 18.5 cm ;}$$

$$A_i = 7.92 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min[0.1f_{c28}; 4 \text{ Mpa}] = 2.7 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte tangentielle dans le béton.

V_u : effort tranchant maximum à l'appui à l'ELU

$$\tau_u = \frac{0.215}{1.5 \times 1.17} = 0.122 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 2.7 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de **St** inférieur à **20 cm** d'après « S.E.T.R.A » :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(\tau_u' - 0.3f_{t28k})}{0.9f_e} \gamma_s \cdot b_0$$

Avec : $k=1$ pas de reprise de bétonnage.

$$A_{t1} \geq 5.09 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{6 \text{ HA12}} .$$

$$\mathbf{9 \text{ HA18 / ml} / e=17 \text{ cm}} .$$

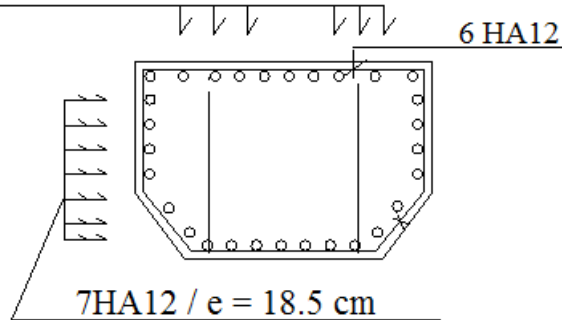


Fig.9.3 ferrailage du chevêtre

9.5.2 Calcul de fut :

-Les fûts ont pour rôle de transmettre les efforts dus aux charges et surcharges aux fondations.

On supposant le fut un poteau encasté dans la semelle; et soumis aux charges suivantes :

- Poids propres de chevêtre = 44.415 t
- Poids propre de superstructure = $526 / 2 = 263 \text{ t}$
- Poids propre de fut = 53.09t. Surcharge max (D240) = $233 / 2 = 116.5 \text{ t}$.
- Freinage de Bc = 6.30 t.
- Action due à l'eau : $F_{Wa} = K S V^2 = 50 \times 1 \times 3 \times 5^2 = 3750 \text{ kg} = 3.75 \text{ t}$
- Force de séisme $H = 0.12 \times 44.415 + 59.59 \times 3 = 71.27 \text{ t}$
- $G = (44.415 + 263 + 53.09) = 360.51 \text{ t}$
- $N = (1 + kv) G = 1.036 \times 360.51 \text{ t} = 373.48 \text{ t}$

✓ Vérification au flambement du fût :

$$\text{Le flambement : } \lambda = \frac{L_c}{i}$$

$$L_c = 0.7 \times 10.7 = 7.49 \text{ m}.$$

$$\lambda = \frac{L_c}{i} \text{ Avec } i = \frac{D}{4} = \frac{1}{4} = 0.25 \text{ m. donc } \lambda = \frac{7.49}{0.25} = 29.96 < 50$$

→ pas de risque de flambement

➤ **Combinaison des charges :**

○ **ELU :**

$$N_u = 1.35G + 1.6Q = 1.35 \times 360.51 + 1.6 \times 116.5 = 673.08 \text{ t.}$$

$$M_u = 1.6 \times 6.30 \times (10.7 + 1.3 + 0.25) / 2 = 61.74 \text{ t.ml.}$$

○ **ELS :**

$$N_{ser} = G + 1.2Q = 500.31 \text{ t.}$$

$$M_{ser} = 1.2 \times 6.30 \times (10.7 + 1.3 + 0.25) / 2 = 46.$$

○ **ELA :**

$$N_a = G + E + 0.2Q = 397.84 \text{ t.}$$

$$M_a = (0.2 \times 6.30) \times 12.25 / 2 + 71.27 \times 5.35 = 389 \text{ t.ml.}$$

Ferraillage de fût :

- Le fût est soumis à un moment fléchissant et un effort normal donc il sera calculé en flexion composée . le ferraillage sera fait à l'aide de calculette Robot Expert B.A .

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 198.6 \text{ cm} \\ d = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Les efforts sollicitant notre section sont:

on fait seulement le ferraillage du fût le plus sollicité :

$$M = 389 \text{ t.ml.} \quad N = 397.84 \text{ t.}$$

Section d'armatures supérieures $A_s = 198.66 \text{ cm}^2$

On prend : 41HA25 , $A_s = 201.26 \text{ cm}^2$

Le pourcentage géométrique doit être compris dans les limites de :

$$0.5\% \leq \rho_G \leq 3\%$$

$$\rho_G = A_s / B = 0.01986 / 1.985 = 1 \%$$

A_s : section d'acier.

B : section de béton.

Armatures transversale :

L'espace maximale = $\text{Min}(12 \Phi_t, B, 20\text{cm}) = \text{Min}(30, 135, 20) = 20 \text{ cm}$

$$\Phi_t = \Phi_l / 3 = 25 / 3 = 8.33 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 10 \text{ mm}$ avec un espacement de : 15cm (zone de jonction)
20cm (zone de courante)

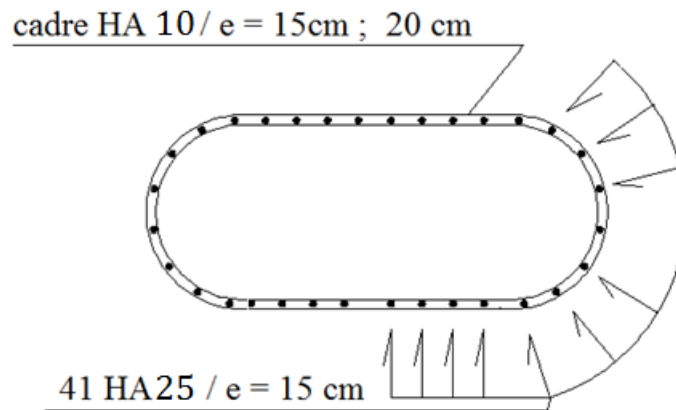


Fig.9.4 ferrailage du fut

9.5.3 La semelle :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

	<i>Condition</i>	$\epsilon_H \times P$	$\epsilon_V P$	<i>M</i>
TOTAL	<i>C N</i>	6.30	1014.26	86.625
	<i>H + V⁺</i>	118.18	1050.78	1053.81
	<i>H + V⁻</i>	118.18	977.75	1053.81

- Le tableau suivant résume la sollicitation obtenue lors des combinaisons des charges :

<i>Cas</i>	<i>N(t)</i>	<i>M (t.m)</i>
<i>ELS</i>	1263.86	86.625
<i>ELU</i>	1702.06	116.94
<i>ELA</i>	1097.38	1053.81

Conditions normales :

$$N_{MAX} = 1702.06 \text{ t.}$$

$$M_{MAX} = 116.94 \text{ t.m}$$

Conditions sismiques :

$$N_{MAX} = 1097.38 \text{ t.}$$

$$M_{MAX} = 1053.81 \text{ t.m}$$

- **Détermination de la capacité portante d'un pieu :**

D'après le rapport géotechnique ; on a préconisé un pieu qui travaille par frottement et par pointe, a une capacité portante nominale de 416.19 t.

Les caractéristiques de notre sol :

$$\varphi = 30^\circ \quad ; \quad \gamma = 1.8 \text{ t/m}^2 .$$

- **Détermination du nombre des pieux :**

Les réactions transmises par la semelle sur les groupes des pieux sont :

$N=1702.06/416.19=4.89$ pour raison de symétrie on prend **6** pieux .

Pour le choix de l'entraxe et le nombre de file de pieux, il est préférable de faire un espacement 3Φ mais on choisit **3** files d'entraxe **3.6m** contient deux pieux.

- **Effort revenant à chaque pieu :**

-Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge

- Semelle infiniment rigide.

- Pieux identiques.

➤ **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{1702.06}{6} + \frac{116.94 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 294.49 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1702.06}{6} - \frac{116.94 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 272.84.18 \text{ t}$$

➤ **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{1097.38}{6} + \frac{1053.81 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 290.66 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{1097.38}{6} - \frac{1053.81 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 85.31 \text{ t}$$

On a constaté que :

$$R_{\max} = 294.49 \text{ t}$$

$$R_{\min} = 85.31 \text{ t} .$$

Ferraillage de la semelle :

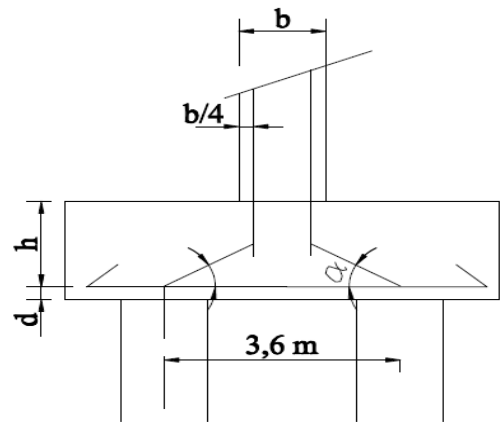
(document SETRA, appuis de tablier PP73)

La condition de la méthode est : $\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h_s \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.5}{\frac{3.6}{2} - \frac{1}{4}} = 0.87$$

$\alpha = 41.18^\circ \leq 45^\circ \rightarrow$ non vérifiée.

$L = 3.6\text{m}$ $H_s = 1.5\text{m}$ $H = (0.9 H_s) = 1.35\text{m}$



Ferraillage de la semelle (methode des consoles) :

Armatures transversales inferieures :

$$M = R_{\max} \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{B}{4}\right) = M = 294.49 \cdot \left(\frac{3.6}{2} - \frac{1}{4}\right) = 456.45 \text{ t.m.}$$

Condition normale : $\bar{\sigma}_a = 2/3\sigma_e = 26700\text{t}/\text{m}^2$.

$$A = \frac{N_{\max}}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h} = \frac{294.49}{26700} \times \frac{1.55}{1.5} = 0,0091\text{cm}^2. \quad \mathbf{A_{inf} = 91 \text{ cm}^2}.$$

Condition sismique : $\bar{\sigma}_a = \sigma_e = 40000\text{t}/\text{m}^2$.

$$A = \frac{290.66}{40000} \times \frac{1.55}{1.5} = 0,0075\text{m}^2. \quad \mathbf{A_{inf} = 75 \text{ cm}^2}.$$

La condition normale est la plus défavorable $A_s = 91 \text{ cm}^2$. On prend **19 HA25** $A_{inf} = 93,27 \text{ cm}^2$.

L'espacement est de : $S_t = \frac{(\emptyset + H - d)}{n-1} = \frac{(1.2 + 1.5 - 10)}{19-1} = 0.145 \approx 15 \text{ cm}.$

Avec :

n : Nombre de barre = 19 barres.

d : Enrobage = 10 cm.

\emptyset : Diamètre de pieu = 1,2 m.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \emptyset_{\text{pieu}} = 1.5 + 1.2 = 2.7 \text{ m}.$

Entre les différents bandes, on placera des armatures de répartition tel que :

$$A_1 = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3} \times 93.27 = 31.09 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 7 \text{ HA20} \quad \mathbf{A_{inf1} = 34.36 \text{ cm}^2}. \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation.

$$A_{li} = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3} \times 93.27 = 31.09 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 13\text{HA18} \quad A_{inf1} = 33.08 \text{ cm}^2.$$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

Armatures de construction :

✓ **Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{93.27}{10} = 9.327\text{cm}^2 \text{ Soit : } 7 \text{ HA } 14 \quad A_{sup} = 10.87 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 15\text{cm.}$$

✓ **Armatures longitudinales supérieures :**

$$A_{ls} = \frac{1}{3}A = \frac{1}{3}93.27 = 31.09 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 7 \text{ HA } 20 \quad A_{inf1} = 10.78 \text{ cm}^2. S_t = 10\text{cm}$$

Armatures latérales :

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{93.27}{10} = 9.327\text{m}^2 \text{ soit : } 7 \text{ HA14} \quad A_{sup} = 7.92 \text{ cm}^2 \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

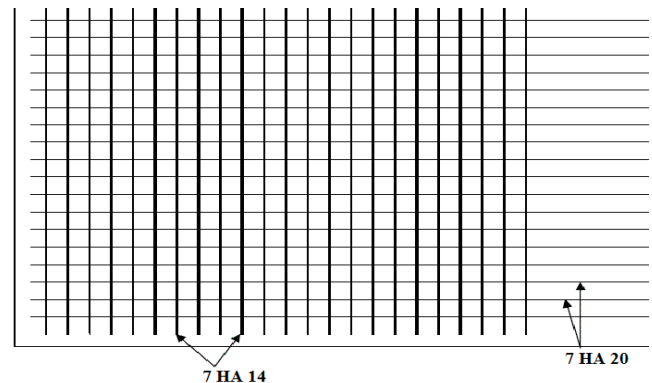
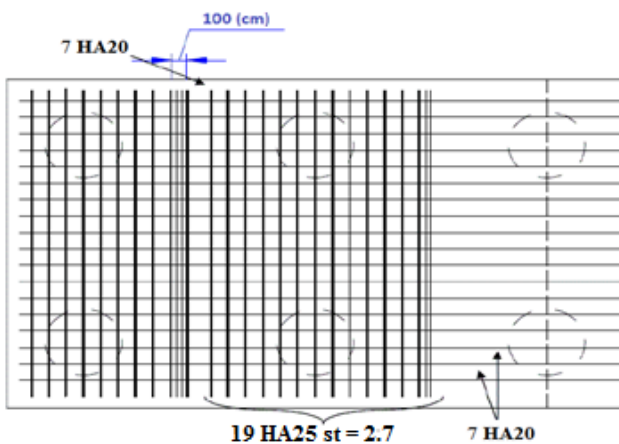


Fig.9.5 Ferrailage de la semelle (nappe inferieure)

Fig.9.6 Ferrailage de la semelle (nappe supérieur)

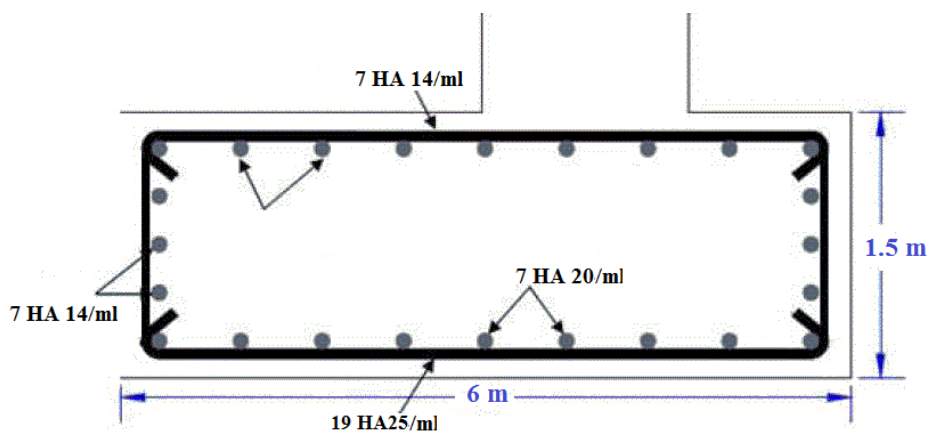


Fig.9.7 Ferrailage de la semelle (vue élévation).

9.5.3 Etude et ferrailage des pieux :

Action sur pieux :

- Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce qu'il faille descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centré sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B: On ne tiendra pas compte

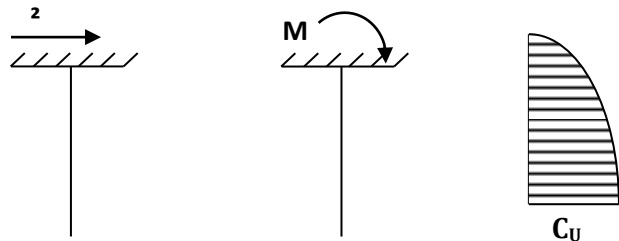
du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisamment pour s'y opposé.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_U b_y = 0.$$

b : Diamètre du pieu.

C_U : Module de réaction du sol.

b_y : Déplacement en tête du pieu.



Une solution de cette équation est de la forme $\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_U b}}$. **α**: Longueur élastique du pieu .

Calcul de λ :

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

b = $\phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$.

C_U = 12.10 t/m².

E : module d'élasticité du béton = 11000√27 = 33000 MPa

I : moment d'inertie du pieu = $\frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi(120)^4}{64} = 10,17 \times 10^6 \text{ cm}^4$.

$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b C_U}{4EI}} = 0,18 \text{ m}^{-1}$. D'où : $\lambda L = 0,18 \times 30 = 5,4 \text{ m}$ avec L = 30 m.

✚ Effort tranchant en tête du pieu :

-Condition normale :

Freinage = 6.30 t.

H = 15t. D'où : $\bar{P} = \frac{H}{6} = \frac{6,30}{6} = 1,05 \text{ t}$.

- Condition sismique :

Séisme = 71.27 t.

H = 71.27 t. D'où : $\bar{P} = \frac{H}{6} = \frac{71,27}{6} = 11,861 \text{ t}$.

✚ Calcul des moments par la formule de WARNER :

- La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante : $EI\theta_0 = \chi_{OM} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{OP}$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle. $M(z) = \chi_{OM} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \chi_{OP}$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$.

χ_{OM}, χ_{OP} : Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(z) = EI\theta_0 = \chi_{OM} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{OP} = 0 \rightarrow \bar{M} = - \frac{\chi_{OP}}{\chi_{OM}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

- Détermination des coefficients : $X_{OM} \quad X_{OP}$

pour $\lambda L = 5.4 \rightarrow X_{OM} = 1.61 ; X_{OP} = 1.39$

Condition normale : $\bar{P} = 1.05 \text{ t/pieu} \rightarrow \bar{M} = - \frac{1.39}{1.61} \times \frac{1.05}{0.18} = - 5.036 \text{ t.m}$

Condition sismique : $\bar{P} = 71.27 \text{ t/pieu} \rightarrow \bar{M} = - \frac{1.39}{1.61} \times \frac{71.27}{0.18} = - 341.84 \text{ t.m}$

• Ferrailage des pieux :

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée :

- $N_{\min} = 85.31 \text{ t}$.
- $M_{\max} = -341.84 \text{ t.m}$.

$$\begin{cases} \frac{M_r}{\pi D \beta_W R^2} = \frac{3.41}{(3.14) \times 1.2 \times 27 \times 0.6^2} = 0.093. \\ \frac{N_r}{\pi \beta_W R^2} = \frac{0.853}{(3.14) \times 27 \times 0.6^2} = 0.023 \end{cases}$$

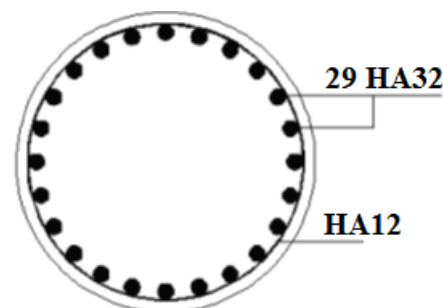
D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de ω :

$$\omega = 0.3$$

$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi \beta_W R^2} = 0.3$$

$$F_a = \frac{0.3 \times (3.14) \times 27 \times 0.6^2}{400} = 228.88 \text{ cm}^2.$$

On prend **29HA32** pour $A_s = 233.32 \text{ cm}^2$



• Armatures transversales :

On prend des cercles fermés de **HA12** avec un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.

CONCEPTION ET ETUDE DE LA CULEE

10.1 Introduction :

-La définition des culées d'un ouvrage est une des étapes fondamentales dans l'étude d'un projet. Cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble. Le choix ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une vaste synthèse englobant :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles du projet.

-Le rôle principal des culées est d'assurer la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), ils sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception : en cas de comportement défectueux, les remèdes rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnable surabondant et des formes aussi simples que possibles.

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblais).
- Culée enterrée.

10.2 Pré dimensionnement des culées :

-10.2.1 Mur garde grève :

- Hauteur : $H = 2.1$ m.
- Épaisseur (couronnement) : $H_{\text{culée}} = 7,1\text{m} > 6\text{m}$. $E = 0,30\text{m}$ (selon SETRA).
- Longueur : et celle du tablier = 10.5 m.

-10.2.2 Mur de front :

- Hauteur : $H = 7,1 - 2.1 = 5$ m.
- Épaisseur : $E_f = 1,40\text{m}$.
- Longueur : et celle du tablier = 9m .

-10.2.3 Sommier d'appuis :

- Largeur : $S = 1,20\text{m}$.
- Longueur : 10.5 m.

10.2.4 La semelle :

- Épaisseur : $1,20\text{m}$
- Largeur : 6m .
- Longueur : 11.5m .

10.2.4 Mur en retour :

-Le mur en retour a une épaisseur constante de **0,50 m** pour un bon ferrailage et un bon bétonnage.
 Il a une longueur de 7 m et hauteur de 7.1m celle de la culée
 Détermination de A_1 et A_2 :

$\text{tg } \varphi = 2/3. A_1 = 2.5\text{m}.$
 $A_2 = H - 1 - 2.5 = 3.6 \text{ m}$

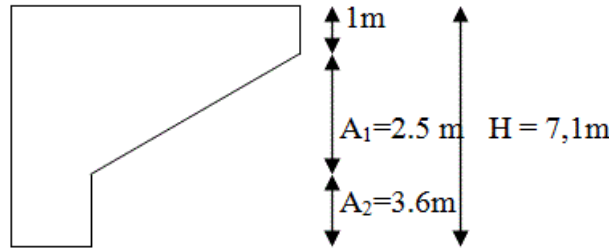


Fig10.1 pré dimensionnement du mur en retour.

10.2.5 Dalle de transition :

- La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève, on peut dimensionner cette longueur par la formule suivante :

$L = \min [6\text{m}, \max (3\text{m}, 0,6H)]$

H : hauteur de remblais = H (mur de front + mur garde grève) = **7.1 m.**

L = 5 m.

Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de **30cm**, elle est ancrée dans le corbeau d'appuis de par l'intermédiaire des goujons. Elle est mise en place avec une pente de **10%**.

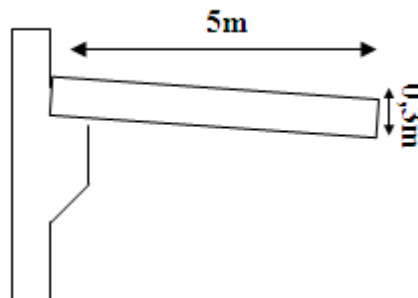


Fig10.2 Pré dimensionnement de la dalle de transition.

10.2.6 Le corbeau :

- Hauteur : $H_1 = 0.5 \text{ m}.$
- Hauteur : $H_2 = 0.3 \text{ m}.$
- Epaisseur : $E_f = 0.3 \text{ m}.$
- Longueur : $L = 10.5 - 1 = 9.5 \text{ m}.$

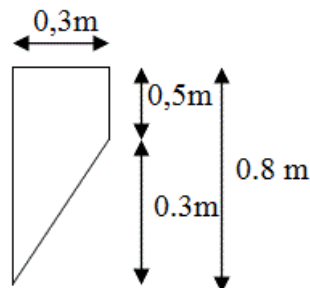


Fig10.3 pré dimensionnement du corbeau.

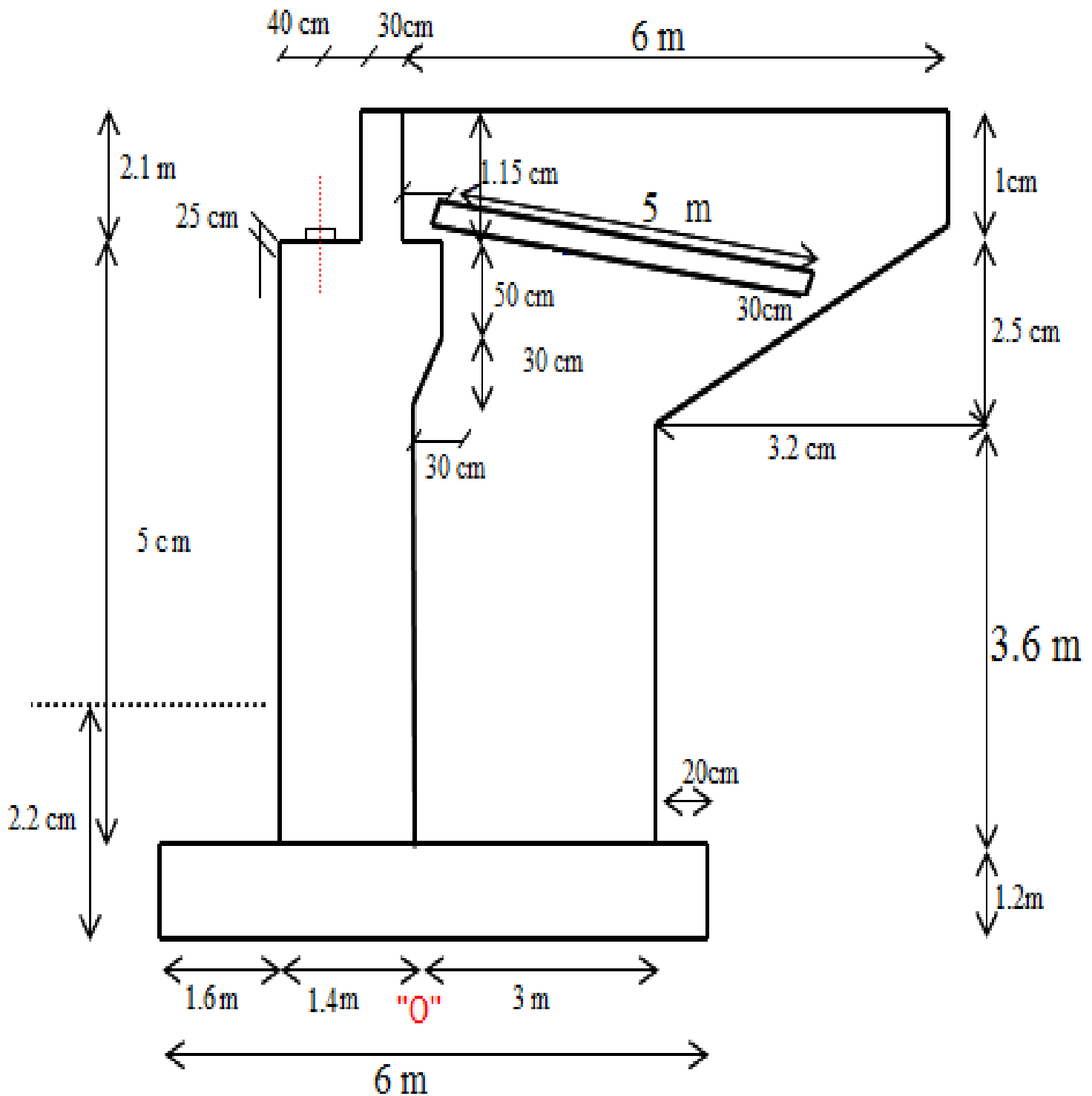


Fig 10.4 schéma descriptive des dimensions de la culée

10.3 Évaluation des efforts sollicitant la culée :**10.3.1 Détermination du coefficient de poussée k_{ad} :**

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta)\cos(\beta)}} \right)^2} \rightarrow (\text{selon RPOA2008})$$

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.

$$\text{tg}\theta = \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_v} \rightarrow \theta = \text{arctg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_v}\right) \rightarrow (\text{selon RPOA2008})$$

$$k = \sqrt{\varepsilon H^2 + (1 + \varepsilon_v)^2}$$

Tel que :

$$\begin{cases} \varepsilon_H = A & A = 0.12 \rightarrow (\text{selon RPOA2008}) \\ \varepsilon_v = 0.3 \varepsilon_H \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

Le coefficient de poussée pour les différents est présenté dans le tableau ci-dessous :

Action du séisme	Notation	ε_H	ε_v	K	θ°	K_{ah}
Condition normale	Cas N:1	0	0	1	0	0,33
H + V+	Cas N:2	0,12	0,036	1.1	6.607	0,40
H+V-	Cas N:4	0,12	-0,036	1.036	7.095	0,41

Tab.10.1 les coefficients de poussée

10.4 Calcul des sollicitations :

- Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre casexistants :

➤ **10.4.1 Charges verticaux :**

	P	ϵ_h	$(I+\epsilon_v)P$	V	H	M_R	M_S
Mur garde grève	$C.N : 2,1 \times 0,3 \times 10,5 \times 2,5 = 16,53$	0	16,53	7,7	-0,15	16,53	0
	$H + V^+$	1,983	17,125	7,7	-0,15	15,273	-17,125
	$H + V$	1,983	15,955	7,7	-0,15	15,273	-15,955
Corbeau	$C.N : (0,5+0,3) \times 0,3 \times 9,5 \times 2,5 = 4,63$	0	4,631	5,6	0,15	0	0,694
	$H + V^+$	0,555	4,795	5,6	0,15	3,112	0,719
	$H + V$	0,555	4,470	5,6	0,15	3,112	0,6705
Mur en retour1	$C.N : 3,6 \times 2,5 \times 2,8 = 22,5$	0	22,5	6,45	3	0	67,5
	$H + V^+$	2,7	23,31	6,45	3	17,415	69,93
	$H + V$	2,7	21,718	6,45	3	17,415	65,154
Mur en retour2	$C.N : (6+2,5) \times 0,5 \times 2,5 \times 2,5 = 27,5$	0	27,5	5,61	2,45	0	67,375
	$H + V^+$	3,3	28,49	5,61	2,45	18,513	69,800
	$H + V$	3,3	26,544	5,61	2,45	18,513	65,033
Mur en retour3	$C.N : 1 \times 2,5 \times 6 = 29,4$	0	29,4	3,3	1,4	0	41,16
	$H + V^+$	3,528	30,4584	3,3	1,4	11,642	42,641
	$H + V$	3,528	28,378	3,3	1,4	11,642	39,729
Mur de front	$C.N : 6 \times 1,4 \times 10,5 \times 2,5 = 183,47$	0	183,75	3,7	-0,7	91,875	0
	$H + V^+$	22,05	190,365	3,7	-0,7	81,585	-95,182
	$H + V$	22,05	177,364	3,7	-0,7	81,585	-88,68
Semelle	$C.N : 1,2 \times 6 \times 11,5 \times 2,5 = 207$	0	207	0,6	0	0	0
	$H + V^+$	24,84	214,452	0,6	0	14,904	0
	$H + V$	24,84	199,806	0,6	0	14,904	0
Poids des terres sur DDT	$C.N : 0,85 \times 5 \times 1,8 \times 9,5 = 85,5$	0	85,5	7,9	3	0	256,5
	$H + V^+$	10,26	88,578	7,9	3	81,054	265,734
	$H + V$	10,26	82,528	7,9	3	81,054	247,586
Dalle de transition	$C.N : 5 \times 0,3 \times 2,5 \times 9,5 = 32,85$	0	32,085	7,25	2,5	0	80,125
	$H + V^+$	3,4	33,69	7,25	2,5	24,65	83
	$H + V$	3,4	31,25	7,25	2,5	24,65	77,34
Remblai sur semelle 1	$C.N : 10,5 \times 4,5 \times 7,05 \times 1,8 = 343,035$	0	334,53	4,15	1,5	0	501,795
	$H + V^+$	40,143	346,573	4,15	1,5	166,595	519,859
	$H + V$	40,143	322,905	4,15	1,5	166,595	484,358
Remblai sur semelle 2	$C.N : 11,5 \times 1,5 \times 2 \times 1,8 = 52,785$	0	33,12	2,2	-1,7	68,62	0
	$H + V^+$	3,974	34,312	2,2	-1,7	71,09	-71,090
	$H + V$	3,974	31,969	2,2	-1,7	66,23	-66,236
Tablier	$C.N : 145,15$	0	145,15	6,2	-1	145,15	0
	$H + V^+$	17,418	150,375	6,2	-1	107,991	-150,375
	$H + V$	17,418	140,106	6,2	-1	107,991	-140,1
TOTAL	$C.N :$	0	1208,361			322,17	1231,899
	$H + V^+$	145,003	1251,862			712,384	1013,565
	$H + V$	145,003	1166,371			687,629	943,822

Tab10.2 Calcul des sollicitations

➤ **10.4.2 Charges horizontaux**

$$P = 1/2k_a \cdot H^2 \cdot L \cdot \gamma$$

Désignation	P	V	M _R
Mur front	$0.5 \times 0.33 \times 1, 2 \times 9.5 \times 5,9^2 = 65.47$	3.16	206,909
	$0.5 \times 0.4 \times 1, 2 \times 9.5 \times 5,9^2 = 79.36$	3.16	250,799
	$0.5 \times 0.41 \times 1, 2 \times 9.5 \times 5,9^2 = 81.35$	3.16	257,069
Mur GG	$0.5 \times 0.33 \times 1, 2 \times 10.5 \times 1^2 = 1.88$	6.53	12,282
	$0.5 \times 0.4 \times 1, 2 \times 10.5 \times 1^2 = 2.28$	6.53	14,888
	$0.5 \times 0.41 \times 1, 2 \times 10.5 \times 1^2 = 2.33$	6.53	15,260
Semelle	$0.5 \times 0.33 \times 1, 2 \times 10.5 \times 1.2^2 = 4.67$	0.4	2.33
	$0.5 \times 0.4 \times 1, 2 \times 10.5 \times 1.2^2 = 5.38$	0.4	2.69
	$0.5 \times 0.41 \times 1, 2 \times 10.5 \times 1.2^2 = 5.24$	0.4	2.62

Tab.10.3 Calcul des poussées dues aux terres

➤ **Calculs des poussées dues aux surcharges :**

$$P = K_{ah} \times 1.2 \times (1 + \epsilon_v) \times l \times H$$

Désignation	P	V	M _R
	$0.333 \times 1, 2 \times 9,5 \times 7,1 = 27.33$	5,1	139.38
	$0.4 \times 1, 2 \times 9,5 \times 7,1 = 32.83$	5,1	167.43
	$0.41 \times 1, 2 \times 9,5 \times 7,1 = 33.65$	5,1	171.63
Semelle	$0.333 \times 1, 2 \times 10.5 \times 1,5 = 6.23$	0.75	4.67
	$0.4 \times 1, 2 \times 10.5 \times 1,5 = 7.18$	0.75	8.36
	$0.41 \times 1, 2 \times 10.5 \times 1,5 = 6.99$	0.75	9.21

Tab.10.4 Calcul des poussées dues aux surcharges.

tableau récapitulatif donnant les moments et efforts permanente :

	P ε _h	P ε _v	M _R	M _s
C.N :	105,58	1208,361	687,741	1231,899
H + V ⁺	263,023	1251,862	1156,547	1013,561
H + V	266,593	1166,371	1143,879	943,822

Tab.10.5 récapitulatif des efforts (poids propre + poussée) qui sollicite la culée.

➤ 10.4.3 Surcharge d'exploitation :

DÉSIGNATION	N(t)	H(t)	V	H	M _S	M _R	M _S - M _R
A(l)	114.24	-1.6	-1	6.2	-114,24	9,92	-124,16
B _c	90.6	-4.8	-1	6.2	-90,6	29,76	-120,36
Mc120	108.61		-1		-108,61		-108,61
D240	145.14		-1		-145,14		-145,14
S _t	6		-1		-6		-6

Tab.10.6 récapitulatif des efforts des surcharges

10.4.4 Combinaisons d'actions à l' ELS:

		N(t)	H(t)	M _{stab}	M _{renv}
G+I,2A1	G+I,2(A(l)+S/Remblais)	1345,45		407.8	
	H+I,2(Freinage(l)+Poussée)		107,5		372.8
G+I,2Bc	G+I,2(B _c +S/Remblais)	1317,08		436.17	
	H+I,2(FreinageB _c +Poussée)		111.34		396.53
G+Mc120	N+Mc120+ sur remblais	1316,971		436.28	
	H		105.58		360.9
G +D240	N+D240+ sur remblais	1353.5		399.75	
	H		105.58		360.9

Tab.10.7 combinaisons de charges

10.4.5 Combinaisons d'actions à l' ELU:

		N(t)	H(t)	M _{stab}	M _{renv}
1.35G+I,6A1	1.35G+I,6(A(l)+S/Remblais)	1814.24		552.81	
	1.35H+I,6(Freinage(l)+Poussée)		144.45		503.077
1.35G+I,6Bc	1.35G+I,6(B _c +S/Remblais)	1790.64		590.64	
	1.35H+I,6(FreinageB _c +Poussée)		150.21		534.7
1.35(G+Mc12)	1.35N+1.35Mc120	1777.9		588.97	
	H		142.53		487.2
1.35(G+D240)	1.35N+1.35D240	1827.2		539.66	
	H		142.53		487.22

Tab.10.8 combinaisons de charges .

10.4.6 Combinaisons d'actions à l' ELA :

	P ε _h	P ε _v	M _R	M _s
H + V ⁺	263,02	1251,86	1156,54	1013,56
H + V ⁻	266,59	1166,37	1143,87	943,822

Tab.10.9 combinaisons de charges .

Remarque :

- les conditions de renversement, de glissement ne sont pas prises en compte car les pieux empêchent tous types de non stabilité de la fondation il faut vérifier les réactions des pieux.

10.4.7 Détermination de nombre de pieux :

-L'effort le plus défavorable est données par : $1.35(G + D240) = 1827.2T$
 D'après le rapport géotechnique ; on a préconisé un pieu de 1.2m qui travaille par frottement et par pointe, a une capacité portante nominale de 416t
 D'où le nombre de pieu est : $N = 1827.2/416$
 $N = 4.39$

Donc on prend : 06 pieux

Conditions normales :

$N_{\max} = 1827.2 \text{ t.}$
 $M_{\max} = 101.77 \text{ t.m.}$

Conditions sismiques : G (1 ± 0,036)

$N_{\max} = 1251.54 \text{ t.}$
 $M_{\max} = 200.5 \text{ t.m.}$

Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), chaque fut ramène un moment est une effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_{xy}}{\sum y^2} \pm \frac{M_{yx}}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes

Déformation pieu-semelle proportionnelle à la charge.

Semelle infiniment rigide.

Pieux identiques

Condition normale

$$N_1 = \frac{1827.2}{6} + \frac{101.77 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 314.04 \text{ t} < 416$$

$$N_2 = \frac{1827.2}{6} - \frac{101.77 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 295.2 \text{ t} > 0$$

Condition sismique

$$N_1 = \frac{1251.54}{6} + \frac{143.54 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 227.19 \text{ t} < 416$$

$$N_2 = \frac{1156.54}{6} - \frac{200.5 \times 1.8}{6 \times 1.8^2} = 190.06 \text{ t} > 0$$

10.5 Etude et ferrailage de la culée :

11.5.1 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.
- De la réaction de la dalle de transition.

Forces horizontales

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

Poussée des terres :

Elle est donnée par la formule suivante: $P_t = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot h^2$

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.

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.333$$

$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres

$h = 2.2 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève

$\varphi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol.

D'où : **Mt = 1.06 t.m/ml.**

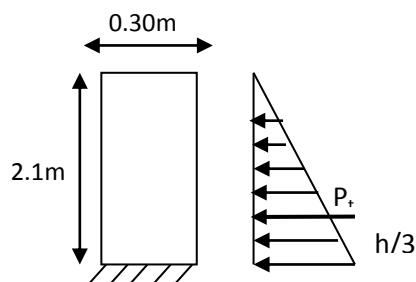


Fig.10.5 Poussée des terres sur le mur GG

➤ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

-D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

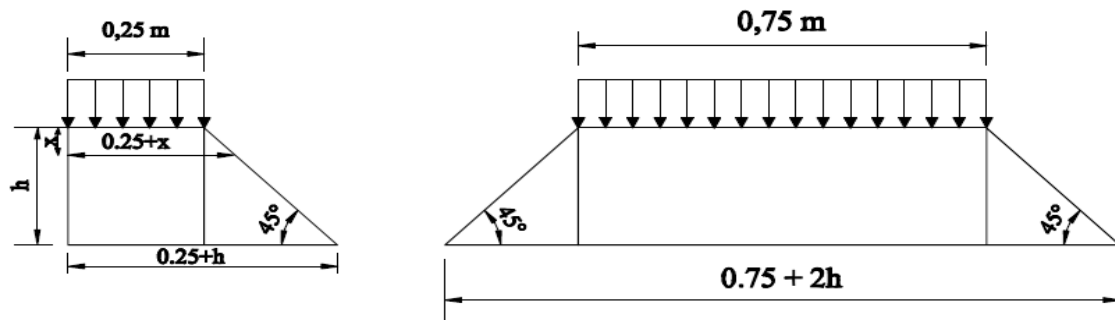


Fig.10.6 Poussée de la charge locale située en arrière de mur

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12 \cdot K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0,25 + x)} dx$$

Avec : $k = K_a \cdot b_c \cdot \delta \cdot \gamma$

Coefficient de pondération = 1,6 à ELU et 1,2 à ELS. .

$b_c = 1,1$: coefficient de pondération du système Bc.

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a = 0,333$.

$h = 2,1$ m.

$K_{ELS} = 0,333 \times 1,1 \times 1 \times 1,2 = 0,47$

$K_{ELU} = 0,333 \times 1,1 \times 1 \times 1,6 = 0,63$

$$M_p = \frac{12 \cdot K}{0,75 + 2h} [2,35 \ln(0,25 + x) - x]_0^{2,1}$$

ELU: $M_p = 5,8$ t.m/ml.

ELS: $M_p = 4,33$ t.m/ml.

Moment du à la force de freinage :

On considère que l'effet d'une seule roue et l'on a admis une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45° à partir du bord du rectangle d'impact.

$l_f = 0,25 + 2h = 3,75$ m

$$M_f = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

Avec :

μ : coefficient de pondération

$$\mu = 1.6 \text{ à l'E.L.U}$$

$$\mu = 1.2 \text{ à l'E.L.S}$$

ELU: $M_f = 9.08 \text{ t.m/ml.}$

ELS: $M_f = 6.81 \text{ t.m/ml.}$

Le moment total à l'encastrement:

$$M_{ELU} = 1,35 M_t + (M_p + M_f) = 16.31 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ELS} = M_t + (M_p + M_f) = 12.2 \text{ t.m/ml.}$$

Ferraillage à l'ELU :

Verticalement :

Le ferraillage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire à l'aide de la calculatrice Robot Expert B.A

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } b_0 = 1 \text{ m ; } d = 0.27 \text{ m.}$$

$$A_s = 18.5 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 6\text{HA}20 \text{ pour } A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ Soit : } 6\text{HA}12 \text{ pour } A'_s = 6.69 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Horizontalement :

- D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm.

Vérification des contraintes à l'ELS :

En fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right\} = 207.314 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 10.21 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 16.2 \text{ Mpa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 189.7 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 207.3 \text{ Mpa.} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e} \text{ Avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$22 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.27 \times 2.22}{400} = 3.44 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{vérifiée.}$$

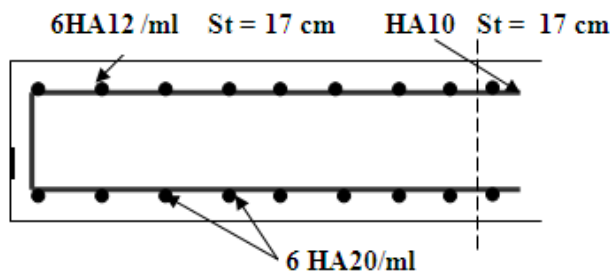


Fig.10.7 Ferraillage de mur garde grève

10.5.2 La dalle de transition :

- La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

Evaluation des efforts :

- Poids de la dalle de transition : $g_1 = 2.5 \times 0.3 \times 1 = 0.75 \text{ t/m}^2$.
- Poids du remblai : $g_2 = 1,8 \times 1 \times 1 = 1.8 \text{ t/m}^2$.
- Poids propre du revêtement : $g_3 = 2.2 \times 0.08 \times 1 = 0.176 \text{ t/m}^2$.
- Poids total: $G_t = g_1 + g_2 + g_3 = 2.72 \text{ t/m}^2$.
- Surcharges : $Q = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ t/m}^2$.

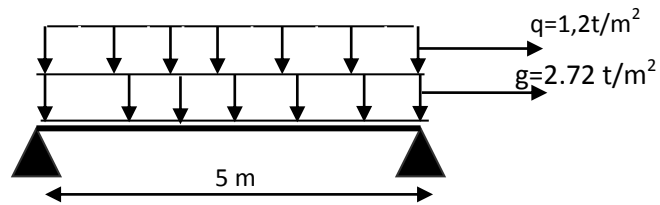


Fig 10.8 Dalle de transition

	Charge (t/m ²)	M(t.m/ml)	T (t/ml)
Charges permanentes G	2.72	8.51	6.81
Surcharge Q	1,2	3,75	3

Tableau.10.10 Eléments de réduction au D.D.T

➤ **Combinaison des efforts :**

ELU : $M_{ELU} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 16.36 \text{ t.m /ml}$.
 $T_{ELU} = 1.35 T_G + 1.6 T_Q = 12.34 \text{ t /ml}$.

ELS: $M_{ELS} = M_G + 1.2 M_Q = 12.73 \text{ t.m /ml}$.
 $T_{ELS} = T_G + 1.2 T_Q = 10.19 \text{ t /ml}$.

✚ **Ferrailage à l'ELU:**

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 0.27 \text{ m}$.

$A_s = 18.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **6HA20** pour $A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armature de construction, on prend :

$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **6HA12** pour $A'_s = 6.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable :

$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}} \right\} = 207.314 \text{ Mpa}$.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ Mpa}$.

$\sigma_{bc} = 10.36 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 16.2 \text{ Mpa}$. → vérifiée.
 $\sigma_s = 192.24 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{st}} = 207.3 \text{ Mpa}$. → vérifiée.

• **Condition de non fragilité :**

$A_s \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e}$ avec (A_s : section d'armature tendues).

$$18.85 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.27 \times 2.22}{400} = 3.44 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{vérifiée.}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.1234}{0.27} = 0.457 \text{ Mpa.}$$

$\tau'_u = \inf\{ 4 \text{ Mpa} ; 0.1 f_{c28} \} = 2.7 \text{ Mpa}$. (Fissuration préjudiciable).

$\tau'_u \geq \tau_u \rightarrow$ vérifiée.

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} = \frac{0.457 \times 1}{0.8 \times 400} = 0.14 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min\{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = 24.3 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 20 \times 0.14 = 2.81 \text{ cm}^2 .$$

• **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = \frac{0.40 \times 100}{400} = 0.10 \text{ cm.}$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$ et $A_t \geq 2 \text{ cm}^2$

Soit 2 cadres de HA10 pour $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

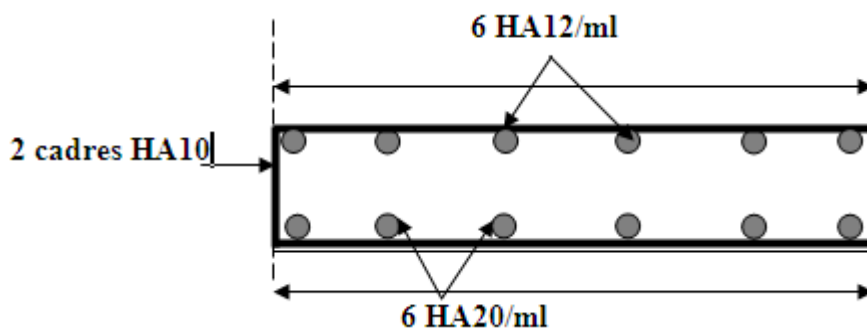


Fig10.9. ferrailage de la dalle de transition

10.5.3 Corbeau :

• **Evaluation des charges et surcharges :**

Réaction due à la dalle de transition : $R_1 = qL / 2 = 0,3 \times 5 \times 2,5 / 2 = 1,875 \text{ t/ml.}$

Réaction des poids des terres : $R_2 = qL / 2 = 1 \times 5 \times 1,8 / 2 = 4,5 \text{ t/ml.}$

Réaction due au revêtement : $R_3 = qL / 2 = 0,08 \times 5 \times 2,2 / 2 = 0,44 \text{ t/ml.}$

Réaction due au poids propre du corbeau : $R_4 = qL / 2 = 0,525 \times 2,5 / 2 = 1,3 \text{ t/ml.}$

Réaction due aux surcharges sur remblai : $R_5 = qL / 2 = 5 \times 1,2 / 2 = 3 \text{ t/ml.}$

➤ **Réactions :** $R_{ELU} = 1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5 = 15,80 \text{ t/ml.}$

$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5 = 11,7 \text{ t/ml.}$

➤ **Moments :** $M_{ELU} = [1,35(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,6 R_5] \times 0,15 = 2,4 \text{ t/ml.}$

$M_{ELS} = [(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) + 1,2 R_5] \times 0,15 = 1,8 \text{ t/ml.}$

• **Ferrailage :**

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de la cale Robot Expert B.A

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 0,8 \text{ m}$. $d = 0,27 \text{ m}$.

$A_s = 7,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **7 HA12** pour $A_s = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Condition de non fragilité :**

$A_s \geq 0,23 \frac{bdf_j}{f_e}$ avec (A_s : section d'armature tendus).

$7,92 \geq 0,23 \frac{1 \times 0,27 \times 2,22}{400} = 8,3 \text{ cm}^2$. ➔ **non vérifiée.**

Donc $A_s = 8,3 \text{ cm}^2$. On prend : **6 HA14** pour $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$.

Pour l'armature de construction on prend :

$A'_s = A_s / 3 = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **3HA12** pour $A'_s = 3,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'après les documents (SETRA), le ferrailage du corbeau d'appui est réalisé aussi par des goujons de **HA25** tous les **1 m**.

10.5.4 Mur en retour :

-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.

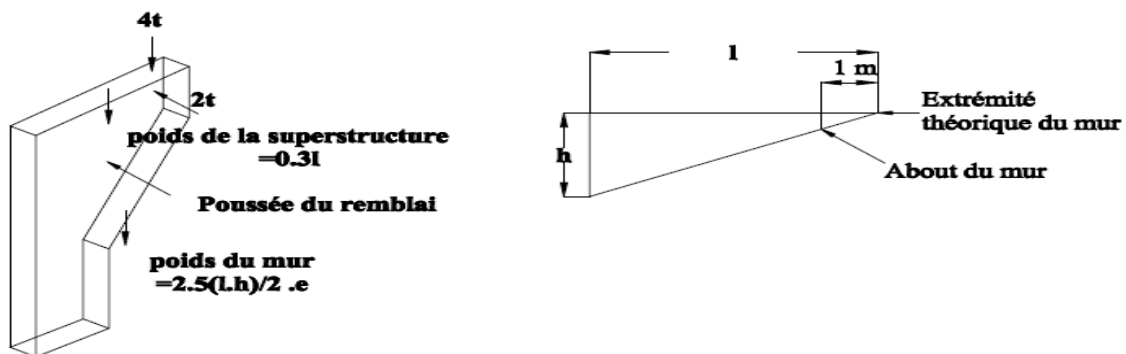


Fig10.10 Evaluation des efforts sur le mur en retour.

➤ Etude de l'oreille :Efforts verticaux :

Les efforts verticaux sont donnés par la formule suivante : (SETRA)

$$T_V = \frac{2.5 \cdot l \cdot h}{2} \cdot e + 0.3l + P_V.$$

$$T_{V \text{ ELS}} = \frac{2.5 \times 7.1 \times 3.5}{2} \times 0.5 + 0.3 \times 7.1 + 1.2 \times (2.5) = 67.22 \text{ t.}$$

$$T_{V \text{ ELU}} = 1.35 \times \left(\frac{2.5 \times 7.1 \times 3.5}{2} \times 0.5 + 0.3 \times 7.1 \right) + 1.6 \times (2.5) = 91.5 \text{ t.}$$

$$M_V = \frac{2.5 \cdot l^2 \cdot h}{6} \cdot e + 0.3 \frac{l^2}{2} + P_V(l - 1).$$

$$M_{V \text{ ELS}} = \frac{2.5 \times 7.1^2 \cdot 3.5}{6} \cdot 0.5 + 0.3 \frac{7.1^2}{2} + 1.2 \times (2.5(7.1 - 1)) = 83.9 \text{ t. m.}$$

$$M_{V \text{ ELU}} = 1.35 \times \left(\frac{2.5 \times 7.1^2 \cdot 3.5}{6} \cdot 0.5 + 0.3 \frac{7.1^2}{2} \right) + 1.6 \times (2.5(7.1 - 1)) = 112.92 \text{ t. m.}$$

Efforts horizontaux :

Les efforts horizontaux sont donnés par la formule suivante : (SETRA)

$$T_H = \left(\frac{h}{3} + 0.5 \right) \frac{l \cdot h}{2} + P_H.$$

$$T_{H \text{ ELS}} = \left(\frac{2.5}{3} + 0.5 \right) \frac{7.1 \times 3.5}{2} + 1.2 \times 2 = 23.1 \text{ t.}$$

$$T_{H \text{ ELU}} = 1.35 \times \left(\left(\frac{5}{3} + 0.5 \right) \frac{9.5 \times 5}{2} \right) + 1.6 \times 2 = 31.15 \text{ t.}$$

$$M_H = \left(\frac{h}{3} + 0.5 \right) \frac{l^2 \cdot h}{6} + P_H(l - 1).$$

$$M_{H \text{ ELS}} = \left(\frac{3.5}{3} + 0.5 \right) \frac{7.1^2 \times 3.5}{6} + 1.2 \times 2(7.1 - 1) = 63.65 \text{ t. m.}$$

$$M_{H \text{ ELU}} = 1.35 \times \left(\left(\frac{5}{3} + 0.5 \right) \frac{7.1^2 \times 3.5}{6} \right) + 1.6 \times 2(7.1 - 1) = 85.68 \text{ t. m.}$$

Le ferrailage de l'oreille :**Verticalement :**

$$M_{V \text{ ELU}} = 32.17 \text{ t.m/ml.}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa ; } h = 1 \text{ m ; } b = 0.5 \text{ m.}$$

Le ferrailage à l'aide de la calelette à béton du Logiciel Robot:

$$A_s = 9.8 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 5\text{HA}16 \text{ pour } A_s = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e} \text{ avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$10.05 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.45 \times 2.22}{400} = 5.7 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 3.35 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ Soit : } 4\text{HA}12 \text{ pour } A'_s = 4.48 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Horizontalement :**MELU=26.77t.m/ml.**

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$f_{c28} = 27 \text{ MPa}$

Le ferrailage à l'aide de la calelette à béton du Logiciel Robot:

As = 17.6cm²/ml. Soit : 6HA20 pour As = 18.85cm²/ml.**Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} \text{ avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$12.57 \geq 0.23 \frac{0.5 \times 0.9 \times 2.22}{400} = 5.7 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.28 \text{ cm}^2 / \text{ml} . \text{ Soit : 5HA14 pour } A'_s = 7.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

➤ Ferrailage de la deuxième partie du mur en retour :**Efforts verticaux :**Poussée des terres : **Pt=23.38t /ml.****Les moments :**Poussée des terres : **Mt = 23.38 x 1/3(7.1) = 55.33t.m .****Les combinaisons :****ELU : M_{ELU} = 1.35 Mt = 26.67t.m /ml.****Efforts horizontaux:**

$$Pt = (0+23.38)/2 = 11.69$$

Les moments :

$$Mt = 11.69 \times 2.8^2 / 2 = 45.82 \text{ t.m}$$

Les combinaisons

$$\text{ELU : } M_{ELU} = 1.35 (M_G) = 8.7 \text{ t.m /ml.}$$

Le ferrailage**Verticalement :**

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$f_{c28} = 27 \text{ MPa} ; h = 0.5\text{m} ; b = 1\text{m}.$

Le ferrailage à l'aide de la calelette à béton du Logiciel Robot Bat on obtient :

As = 17.5 cm²/ml. Soit : 6HA20 pour As = 18.85 cm²/ml.**• Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} \text{ avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$18.85 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.45 \times 2.22}{400} = 5.74 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ Soit : } \mathbf{6HA12} \text{ pour } A's = \mathbf{6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

Horizontalement :

$$M_{ELU} = \mathbf{46.48 \text{ t.m.}}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} , h = 0.5 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

Le ferrailage à l'aide de la cale à béton du logiciel Robot:

$$A_s = \mathbf{5.7 \text{ cm}^2/\text{ml}} . \text{ Soit : } \mathbf{5HA14} \text{ pour } A_s = \mathbf{7.7 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e} \text{ avec } (A_s : \text{section d'armature tendus}).$$

$$7.7 \geq 0.23 \frac{1 \times 0.72 \times 2.22}{400} = 5.74 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 2.9 \text{ cm}^2/\text{ml} . \text{ Soit : } \mathbf{3HA14} \text{ pour } A's = \mathbf{4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

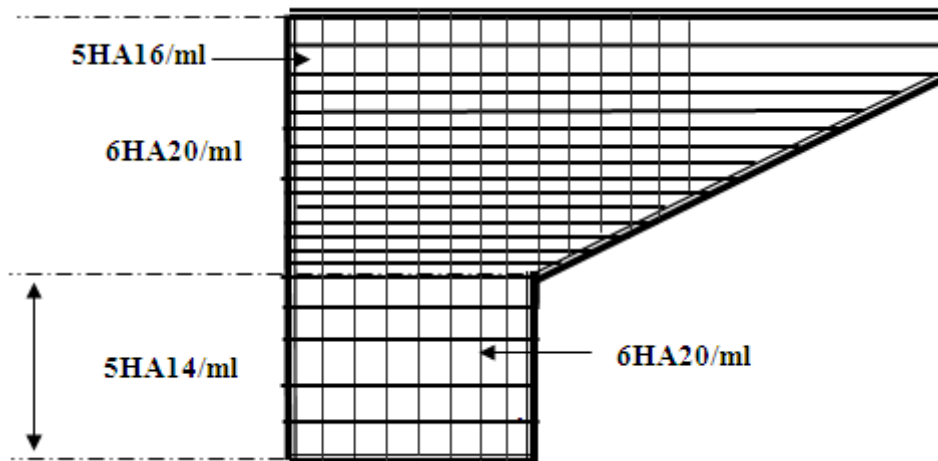


Fig10.11 Ferrailage du mur en retour

10.5.5 Mur frontal :

• **Evaluation des charges et surcharges :**

-Le mur frontal est encastré 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 A(l)
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- Son poids propre.

Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique.
- Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

- Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Désignation	P	(1+ε _v)P	ε _h P	V	H	M _R	M _S
Mur garde grève	C.N : 16.53	16.53	0	6.05	0.55	9,0915	0
	H + V	17.125	1.98	6.05	0.55	9,41875	11,979
Corbeau	C.N : 4.63	4.63	0	5.4	0.85	3,9355	0
	H + V	4.79	0.55	5.4	0.85	4,0715	2,97
Mur en retour1	C.N : 22.5	22.5	0	6.5	3.7	83,25	0
	H + V	23.31	2.7	6.5	3.7	86,247	17,82
Mur en retour2	C.N : 27.5	27.5	0	4.4	3.15	86,625	0
	H + V	28.49	3.3	4.4	3.15	89,775	14,52
Mur en retour3	C.N : 29.4	29.4	0	1.8	2.1	61,74	0
	H + V	30.45	3.52	1.8	2.1	63,945	6,336
Mur de front	C.N : 185.47	185.47	0	2.5	0	0	0
	H + V	190.36	22.05	2.5	0	0	55,125
Poids des terres sur DDT	C.N : 85.5	85.5	0	3.1	3.2	273,6	0
	H + V	88.57	10.26	3.1	3.2	283,424	31,806
Dalle de transition	C.N : 32.85	32.85	0	3.1	3.2	105,12	0
	H + V	33.69	3.4	3.1	3.2	107,808	10,54
Poussée sur MDF	C.N : 65.43	0	65.43	1.66	0	0	163,575
	H + V	0	81.35	1.66	0	0	203,375
Freinage	C.N :	0	4.8	5	0	0	24
	0	0	0	5	0	0	0
Tablier	C.N : 145	145	0	5	0.3	43,5	0
	H + V	150.37	17.41	5	0.3	45,111	87,05
Surcharges sur remblai (1t/m ²)	C.N : 1,2x4,5x9,4x0,8= 27.33	0	27.33	2.5	0	0	68,325
	H + V	0	33.65	2.5	0	0	84,125
TOTAL	C.N :	549.38	96.76			687.72	781.54
	H + V	569.15	180.17			668.93	406.04

Tableau.10.12 valeurs des sollicitations

Récapitulatif des efforts :

<i>Les conditions normales</i>			<i>Les condition sismiques</i>		
<i>M (t. m)</i>	<i>N (t)</i>	<i>H (t)</i>	<i>M (t. m)</i>	<i>N (t)</i>	<i>H (t)</i>
93.28	549.38	96.76	-262.89	569.15	180.17

Tableau.10.13 Effort à la base de la voile

Le calcul est se fait par un mètre linéaire donc :

<i>Les conditions normales</i>			<i>Les condition sismiques</i>		
<i>M (t. m)</i>	<i>N (t)</i>	<i>H (t)</i>	<i>M (t. m)</i>	<i>N (t)</i>	<i>H (t)</i>
8,88	52,32	9,21	25,03	54,20	17,15

Tableau.10.13 Effort à la base de la voile/ml

A L'E.L.U :

<i>Les conditions normales</i>		
<i>M (t. m)/ml</i>	<i>N (t)/ml</i>	<i>H (t)/ml</i>
17,2152	88.04	12,432

Tableau.10.14 Sollicitations à l'ELU

• **Ferraillage :**

Verticalement :

Le ferraillage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1\text{m}$; $h = 1.4\text{m}$.

$N_{ELU} = 88.04\text{t/ml}$

$M_{ELU} = 17.21\text{t.m/ml}$.

Le ferraillage se fait à l'aide de la calculette à béton du Logiciel Robot Bat on obtient :

$A_s = 14 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 6HA20: pour $A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Condition de non fragilité :**

$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e}$ Avec (A_s : section d'armature tendus).

$$18.85 \geq 0.23 \frac{1 \times 1.26 \times 2.22}{400} = 16.08 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Alors on prend la section donnée par la condition de non fragilité :

$A_s = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit 6HA20: pour $A_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Pour l'armature de construction on prend :

$A'_s = A_s = \text{Soit 6HA20: pour } A'_s = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Condition sismique :

$$N_{ELA} = 54.20t / ml$$

$$M_{ELA} = 25.03t.m / ml.$$

$$A_s = 14 \text{ cm}^2/ml. \text{ Soit } 6HA20: \text{ pour } A_s = 18.85 \text{ cm}^2/ml$$

Vérification de l'effort tranchant

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1,4 \text{ m}$.
On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.175}{1.26} = 0.138 \text{ Mpa.}$$

$$\tau'_u = \inf\{4 \text{ Mpa} ; 0.1 f_{c28}\} = 2.7 \text{ Mpa. (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau'_u \geq \tau_u \rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{\tau_u b}{0.8 f_e} = \frac{0.138 \times 1}{0.8 \times 400} = 0.00043 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min\{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 40 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 40 \times 0.00043 = 1.75 \text{ cm}^2 .$$

- **Pourcentage minimal :**

$$\frac{A_t}{S_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = \frac{0.40 \times 100}{400} = 0.10 \text{ cm.}$$

Avec $S_t = 40 \text{ cm}$ et $A_t \geq 4 \text{ cm}^2$

Soit 2 cadre HA12/ml pour $A_s = 4.52 \text{ cm}^2$

Horizontalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $h = 1,4 \text{ m}$.
On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique.

$$M_{ELA} = 25.03 \text{ t.m/ml.}$$

$$A_s = 14.9 \text{ cm}^2/ml. \text{ Soit } : 6HA20 \text{ pour } A_s = 18.85 \text{ cm}^2/ml.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.23 \frac{b d f_{tj}}{f_e} \text{ Avec (} A_s \text{ : section d'armature tendus).}$$

$$18.85 \geq 0.23 \frac{1 \times 1.26 \times 2.22}{400} = 16.08 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Pour l'armature de construction on prend :

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 6.28 \text{ cm}^2/ml . \text{ Soit } : 6HA12 \text{ pour } A'_s = 6.79 \text{ cm}^2/ml.$$

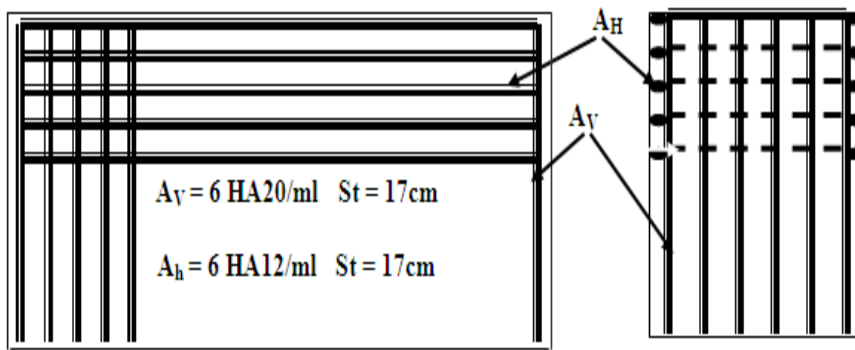


Fig10.12 Ferrailage du mur frontal

10.6 Ferrailage de la semelle (culée) :

Caractéristique de la semelle :

- Longueur : L = 11.5m
- Largeur : B = 6m
- Epaisseur : E = 1,20m

efforts agissants sur la semelle

Conditions normales :

$N_{max} = 1827.2 \text{ t.}$
 $M_{max} = 101.77 \text{ t.m.}$

Conditions sismiques : G (1 ± 0,036)

$N_{max} = 1251.54 \text{ t.}$
 $M_{max} = 200.5 \text{ t.m.}$

Ferrailage de la semelle

Pour le ferrailage de la semelle on appliquera la méthode des bielles, il faut pour cela que Les Condition de la méthode sont vérifier.

$$tg \theta = \frac{H}{\frac{L}{2} - \frac{B}{4}} > 1$$

Avec

L=3.6m

Hs=1.2m

H= (0.9 Hs) = 1.08m

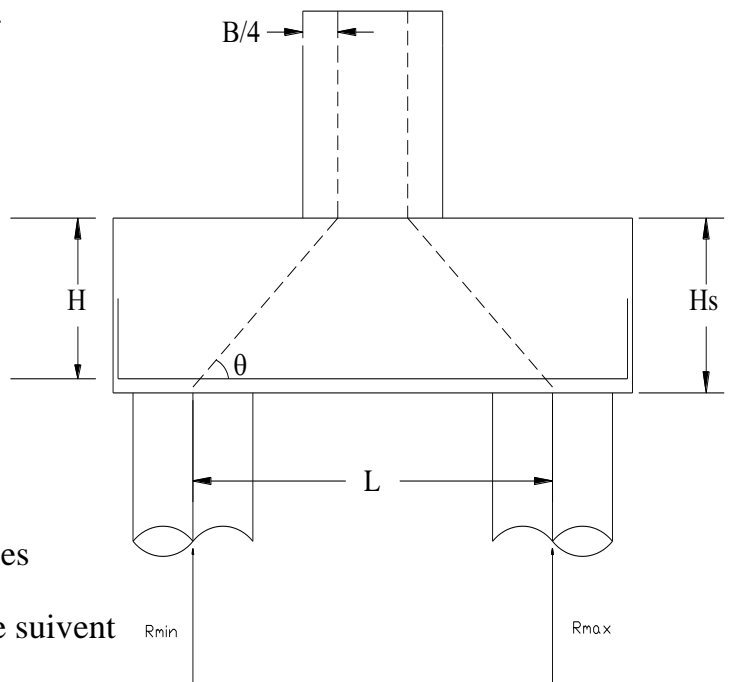
B=1.4m pour la culée

$tg \theta = 0.82 < 1$ non vérifier

Donc on applique la méthode des consoles

On a la moment est donné par la formule suivent

$$M = (L/2 - 0.25b) \times R_{max}$$



$$A L'ELS: R_{\max} = 314.04 \text{ t} \Rightarrow M_{ELS} = 455.35 \text{ t.m}$$

$$A L'ELA: R_{\max} = 227.19 \text{ t} \Rightarrow M_{ELA} = 329.42 \text{ t.m}$$

Condition normal :

$$\sigma_s = (2/3) \sigma_a = 26700$$

$$A_1 = \frac{N_{\max}}{\sigma_a} \times \frac{1.45}{1.2} = 0.0142 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 142 \text{ cm}^2$$

Condition sismique :

$$\sigma_s = \sigma_a = 40000$$

$$A_1 = \frac{227.19}{\sigma_a} \times \frac{1.45}{1.2} = 0.0036 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 36 \text{ cm}^2$$

La condition la plus la plus défavorable c'est la condition normale

$$A_1 = 142 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend 18HA32} \quad A_{\text{eff}} = 144.76 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que : $L = h + \phi_{\text{pieu}} = 120 + 120 = 240 \text{ cm}$

$$S_t = \frac{(1.2 + 1.2 - 0.1)}{18 - 1} \approx 13 \text{ cm}$$

Donc on prend pour armatures transversales de la nappe inférieurs **7HA32 / ml ; e=13cm**

- **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle :**

Pour assure la transmission des efforts entre la culée et les pieux on utiliser les armatures de répartition, tel que

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 144.76 = 48 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{7HA20} \quad A_{\text{inf1}} = 15 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversal inférieures dans la semelle :**

Elles jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les pieux de fondation.

$$A_1 = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 144.76 = 48 \text{ cm}^2 \text{ soit : } \mathbf{7HA20} \quad s_t = 15 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de construction :**

- **Armatures transversales supérieures:**

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{144.76}{10} = 14.47 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{10HA14} \quad A_{\text{sup}} = 15.39 \text{ cm}^2$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = \frac{1}{3} A = \frac{1}{3} \times 144.76 = 48.25 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 7\text{HA}20 \quad s_t = 15\text{cm}^2$$

-Armatures latérales :

$$A_{ts} = \frac{A}{10} = \frac{144.76}{10} = 14.47 \text{ cm}^2$$

A la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous forme de chaises en **HA14** espacées de **1m**.

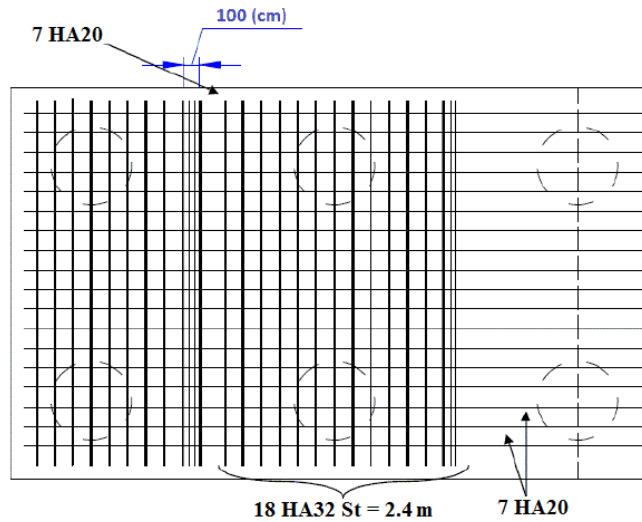


Fig10.13 Ferrailage de la semelle (nappe inférieure).

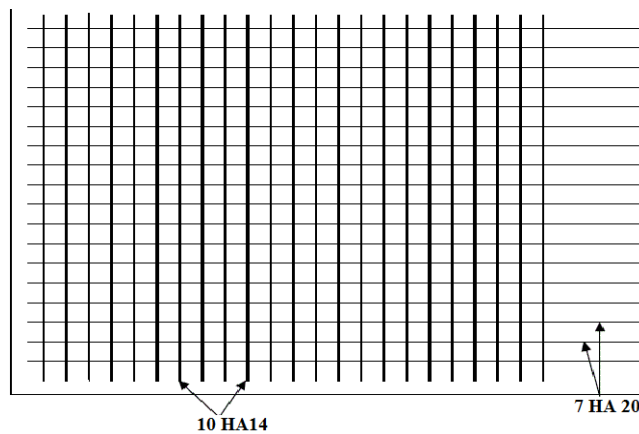


Fig 10.14 Ferrailage de la semelle (nappe supérieur).

10.7 Les pieux

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum). La disposition des pieux dépend des impératifs suivants : Une disposition symétrique pour éviter les tassements différentiels, centrés sous les efforts pour assurer une diffusion directe des charges.

N.B : On ne tiendra pas compte du flambement pour le calcul des pieux car la butée des terres est toujours suffisante pour s'y opposer

Action sur les pieux :

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle du 4^{ème} ordre :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b y = 0$$

b : diamètre du pieu.

C_u : module de réaction du sol.

y : déplacement en tête du pieu.

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieu.

Calcul de λ :

λ : Coefficient d'amortissement du module de WARNER

$b = \Phi_{\text{pieu}} = 120 \text{ cm}$.

$C_u = 12 \text{ MN/m}^3$.

E : module d'élasticité du béton $= 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ Mpa}$.

I : moment d'inertie du pieu $I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (120)^4}{64} = 10.17 \times 10^6 \text{ cm}^4$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{12 \times 1.20}{4 \times 33000 \times 0.1017}} = 0.18 \text{ m}$$

D'où : $\lambda \times L = 0.18 \times 30 = 5.4$ avec $L = 30 \text{ m}$.

➤ Effort tranchant en tête du pieu :

• Condition normale :

Poussée des terres et surcharges = t .

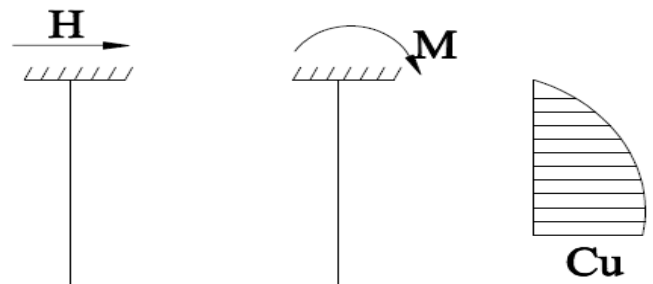
$H = 150.21 \text{ t}$, D'où : $\bar{P} = \frac{H}{6} = 25.03 \text{ t/pieu}$.

• Condition sismique :

Séisme = 266.59 t

Poussée des terres et surcharges = 266.59 t .

$H = 34 + 266.59 = 300.64 \text{ t}$, D'où : $\bar{P} = \frac{H}{6} = 50.1 \text{ t/pieu}$.



Calcul des pieux par la formule de WARNER :

La méthode de WARNER permet de donner des moments fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P}$$

Notre pieu est encastré à la semelle en tête donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement avec rotation nulle.

$$M(z) = X_{\theta M} \times \bar{M} + \frac{\bar{P}}{\lambda} \times X_{\theta P}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu.

λ : Coefficient d'amortissement = $\frac{1}{\alpha}$

$X_{\theta M}$; $X_{\theta P}$: Donnés par les abaques de WARNER en fonction de λL .

$$M(z) = EI\theta_0 = X_{\theta M} \times \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \times X_{\theta P} = 0 \rightarrow \bar{M} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

pour $\lambda L = 5.4 \rightarrow X_{\theta M} = 1.61 ; X_{\theta P} = 1.39$

Condition normale : $\bar{P} = t/\text{pieu} \rightarrow \bar{M} = -\frac{1.39}{1.61} \times \frac{25.03}{0.18} = -119.58 \text{ t.m}$

Condition sismique : $\bar{P} = t/\text{pieu} \rightarrow \bar{M} = -\frac{1.39}{1.61} \times \frac{71.68}{0.18} = -342 \text{ t.m}$

Ferraillage des pieux

Le ferraillage est fait à l'aide des abaques de Walther (voir annexe). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée : $N_{\min} = 190.06 \text{ t}$.

$$M_{\max} = 342 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \frac{M_r}{\pi D \beta_W R^2} = \frac{3.42}{(3.14) \times 1.2 \times 27 \times 0.6^2} = 0.093 \\ \frac{N_r}{\pi \beta_W R^2} = \frac{1.90}{(3.14) \times 27 \times 0.6^2} = 0.06 \end{cases}$$

D'après l'abaque de WALTHER, on tire la valeur de ω

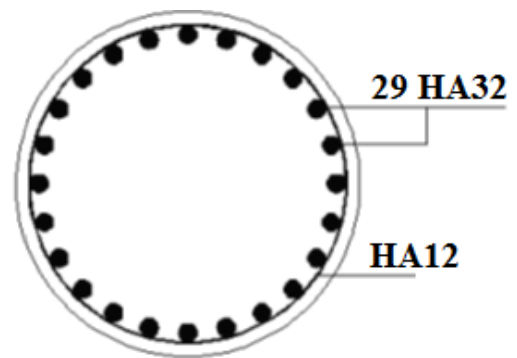
$$\omega = \frac{F_a \sigma_f}{\pi \beta_W R^2} = 0.3$$

$$F_a = \frac{0.3 \times (3.14) \times 27 \times 0.6^2}{400} = 228.88 \text{ cm}^2$$

On prend **29 HA32** pour $A_s = 233.32 \text{ cm}^2$

• **Armatures transversales :**

On prend des cercles fermés de **HA12** avec un espacement de **20 cm** dans la zone courante et **15 cm** dans la zone de jonction.



10.8 Plot parasismique :

On prévoit deux plots en béton armé, encastrés aux extrémités du mur frontal sur la partie supérieure.

Ils sont destinés à empêcher le déplacement du tablier sous l'effet d'un éventuel séisme transversal

Conception des plots parasismique :

Empêcher les déplacements du tablier sur les deux sens transversal.

Une hauteur supérieure par rapport au niveau de la semelle inférieur.

Un espacement qui permet la dilatation des plots parasismique.

Pour cela on a choisie deux plots parasismiques sur chaque culée qui prend les Caractéristiques suivantes

Une hauteur de 50cm.

Une section de 60 x 60cm.

Un espacement de 1.5cm par apport à la poutre

Le bloc est soumis à un effort sismique horizontal égal à $0.12 G / 2$.

$$F = 42.56 \text{ t}$$

$$M = 0.28 \times 42.56 = 11.9$$

Armateur transversal

Le ferrailage en cisaillement a l'aide de la calculait de robot expert

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$

2 Cadres HA10: 4 HA10 $A_t = 3,14 \text{ (cm}^2\text{)}$

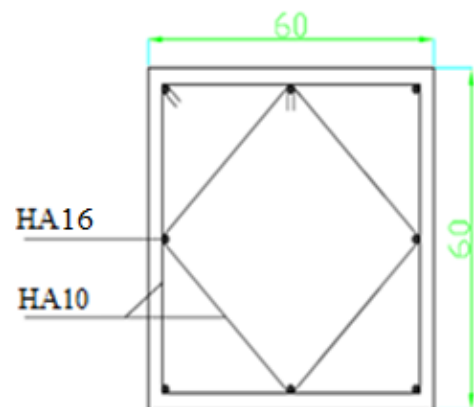
Espacement : $S_t = 10 \text{ (cm)}$

Armateur longitudinal

Le ferrailage en flexion

Armatures de flexion : Section $A_s = 5.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

3 HA16: $A_s = 6.03 \text{ (cm}^2\text{)}$



CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

4.1 INTRODUCTION :

-Dans ce chapitre on procède au calcul des charges et surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables, et aussi les efforts dus à ces derniers.

4.2 Calcul des charges :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse et les Éléments non porteurs et des installations fixes.

➤ **Les éléments porteurs :**

Ces charges concernent le tablier seul (charges Permanent).

➤ **Les éléments non porteurs :**

Telle que le revêtement, la chape, trottoirs, corniches, garde-corps, glissières de sécurité (compléments des charges Permanent).

4.2-1 Calcul de la charge permanente (CP) :

❖ **Les éléments poutres :**

$$P1 = [(0,5*0,035) + (1,585*0,018) + (0,7*0,05)] * 7,87 * 25.5 = 17.038 \text{ t}$$

$$P2 = [(0,5*0,045) + (1,615*0,018) + (0,70*0,07)] * 7,87 * 18.5 = 12.11 \text{ t}$$

$$P3 = [(0,5*0,035) + (1,585*0,018) + (0,7*0,05)] * 7,87 * 27 = 18.152 \text{ t}$$

$$P4 = [(0,5*0,045) + (1,615*0,018) + (0,70*0,07)] * 7,87 * 19.5 = 12.746 \text{ t}$$

$$P5 = [(0,5*0,035) + (1,585*0,018) + (0,7*0,05)] * 7,87 * 13.5 = 8.756 \text{ t}$$

$$P = 2 * \sum p_i = 137.60 \text{ t} \quad P : \text{ poids de la poutre.}$$

$P_p(\text{t/ml}) = p/L = 0.661 \text{ t/ml}$ L : longueur des poutres, P_p : poids de la poutre / mètre linéaire

❖ **LES ENTRETOISES**

$$P_{\text{IPE400}} = 5.8 * [p_{\text{IPE 400}}] * 36 = 0,38 \text{ t}$$

$$P_{\text{HEB900}} = 5.8 * [p_{\text{HEB900}}] * 6 = 1,68 \text{ t. (non pas une influence sur la flexion}$$

longitudinale des poutres)

❖ **L'élément dalle (PD).**

Épaisseur de la dalle est de 25 cm.

$$P_D = 0.25 * 10.5 * 2.5 = 6.56 \text{ T/ML.}$$

Donc Pour CP : $CP = P_D + P_p + P_E = 6.56 + 0.661 + 0.0665 \quad CP = 7.287 \text{ t/ml}$

4.2-2 Calcul du complément des charges permanentes (CPP)

❖ Le revêtement et l'étanchéité (Pr)

Poids du revêtement + chapes d'étanchéité.

$$Pr = (0,08\text{m}) \times 2,2\text{t/m}^3 \times 7.5 \text{ m}$$

Donc $Pr = 1.32 \text{ t/ml}$.

❖ Le trottoir (Pt)

$$St = 0,3\text{m}^2$$

Telle que St : est la surface transversale du trottoir.

$$\text{Donc } Pt = 0,3 \times 2.5 \times 2 = 1.5 \text{ t/ml}$$

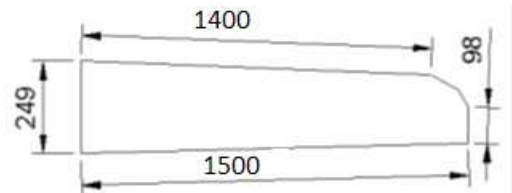


Fig. 4.1 coupe transversale du trottoir.

❖ La corniche (Pc)

$Sc = 0.0810 \text{ m}^2$, Sc : est la surface transversale de la corniche.

$$\text{Donc } P_c = 0.0810 \times 2.5 = 0.202 \text{ t/ml}$$

❖ Garde-corps (Pgc)

$$P_{gc} = 0,10 \text{ t/ml}$$

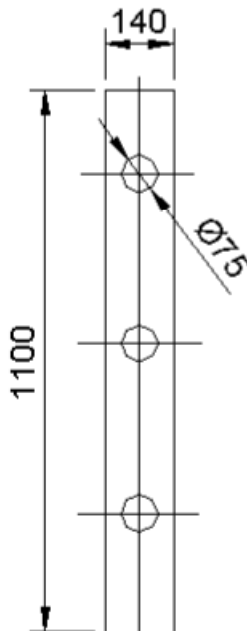


Fig. 4.3 coupe transversale garde-corps.

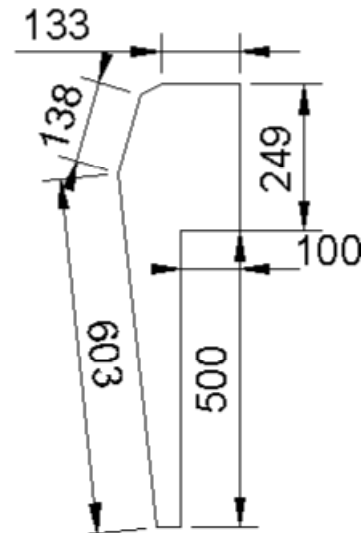


Fig. 4.2 coupe transversale du corniche.

En fin on a :

$$CCP = Pr + Pt + Pc + P_{gc} = 1.32 + 1.5 + 0.404 + 0.20 = 3.42 \text{ t/ml}$$

$$\text{CCP} = 3.42 \text{ t/ml}$$

<i>Charges</i>	<i>Éléments</i>	<i>Poids (t/ml)</i>	<i>Poids (t)</i>
<i>CP</i>	<i>Poutres</i>	<i>1.32</i>	<i>275.2</i>
	<i>Dalle</i>	<i>6.56</i>	<i>1364.48</i>
	<i>Entretoises</i>	<i>0.0665</i>	<i>11.78</i>
<i>CCP</i>	<i>Trottoir</i>	<i>1.5</i>	<i>312</i>
	<i>Revêtement Étanchéité</i>	<i>1.32</i>	<i>274</i>
	<i>Garde-Corps</i>	<i>0.2</i>	<i>84.032</i>
	<i>Corniche</i>	<i>0.404</i>	<i>84</i>
Poids totale de tablier		<i>11.37</i>	<i>2405.5</i>

Tableau 4.1Récapitulation des résultats

4.2-3Calcul des efforts dus aux charges « CP » et « CCP » :

-pour le calcul de charge uniformément répartie on va schématiser l’ouvrage comme étant une poutre continue :

Le faite de l’hyperstaticité d l’ouvrage on précédera le calcul des sollicitations le long de la structure par la méthode des trois moments.

➤ **Application de la méthode des 3 moments :**



Fig. 4.4schéma statique descriptif de la méthode des 3 moments.

$$\frac{M_{K-1}}{I_{K-1}} L_K + 2 \frac{M_K}{I_K} (L_K + L_{K+1}) + \frac{M_{K+1}}{I_{K+1}} L_{K+1} = - 6 E (R_k^{g(f)} + R_k^{d(f)})$$

M_{k-1} : moment fléchissant a l’appui k-1 , L_{k+1} : longueur de la travée k+1.

M_k : moment fléchissant a l’appui k, L_k :longueur de la travée k.

$R_k^{g(f)}$: rotation de l’appui gauche de la travée k en poutre simple due aux charges.

$R_k^{d(f)}$: rotation de l’appui droit de la travée k en poutre simple due aux charges

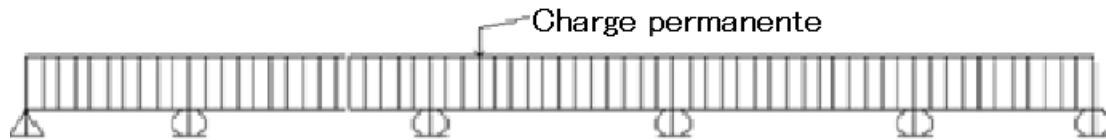


Fig. 4.5 schéma statique du chargement

- On a :
- $M_0 = M_5 = 0$ et $M_1 = M_4$ et $M_2 = M_3$.

✓ **Pour k=1 on a:**

$$\frac{M_0}{I_1} L_1 + 2 \frac{M_1}{I_2} (L_1 + L_2) + \frac{M_2}{I_3} L_2 = -6E (R_1^{g(f)} + R_1^{d(f)})$$

$M_0 = 0$ $M_2, M_1 \neq 0$ $L_1 = 35$ m $L_2 = 46$ m.

$$R_0^{d(f)} = R_1^{g(f)} = \frac{qL_1^3}{24EI_2}, \quad R_1^{d(f)} = R_2^{g(f)} = \frac{qL_2^3}{24EI_2}$$

$3.52 M_1 + M_2 = -762 q$ (1).

✓ **Pour k=2 on a:**

$$\frac{M_1}{I_2} L_2 + 2 \frac{M_2}{I_3} (L_2 + L_3) + \frac{M_3}{I_3} L_3 = -6E (R_2^{g(f)} + R_2^{d(f)})$$

$$R_2^{g(f)} = \frac{qL_2^3}{24EI_3}, \quad R_2^{d(f)} = \frac{qL_3^3}{24EI_3}$$

$M_1 + 4 M_2 + M_3 = 1058q$

Donc : $M_1 + 5 M_2 = -1058 q$ (2).

D' APRES(1) et (2).

On a : $M_1 = -166 q$ et $M_2 = -178q$; CP = 7.977 t/ml = q.

- Calcul des réactions :

Grace a3 symétrie on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_0 = R_5 \\ R_1 = R_4 \\ R_2 = R_3 \end{array} \right.$$

-Travée 1 :

$$\sum R_i = q L \rightarrow R_0 + R_1^g = q \times 35$$

$$\sum M_i = 0 \rightarrow R_1^g L_1 - (qL^2 / 2) - M_1 = 0$$

$$R_1^g = q \times 17.5 + 4.75q$$

$$R_1^g = 22.25$$

$$R_0 = 17.75 q$$

-Travée 2 :

$$\sum R_i = q L \Leftrightarrow R_2^g + R_1^d = 46 q$$

$$\sum M_2 = 0 \Leftrightarrow R_1^d L_2 + M_1 - (qL^2 / 2) - M_2 = 0$$

$$R_1^d = (M_1 - M_2) / 46 + 23q$$

A.N

$$R_1^d = 22.74 q$$

$$R_2^g = 23.26 q$$

-Travée 3 :

$$\sum R_i = q L \Leftrightarrow R_2^d = R_3^g = 46q / 2 = 23 q$$

A.N

$$R_2^d = R_3^g = 23 q$$

Résultats totale des réactions :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_0 = R_5 = 12.75 q \\ R_1 = R_4 = R_1^g + R_1^d = 45 q \\ R_2 = R_3 = R_2^g + R_2^d = 46.25 q \end{array} \right.$$

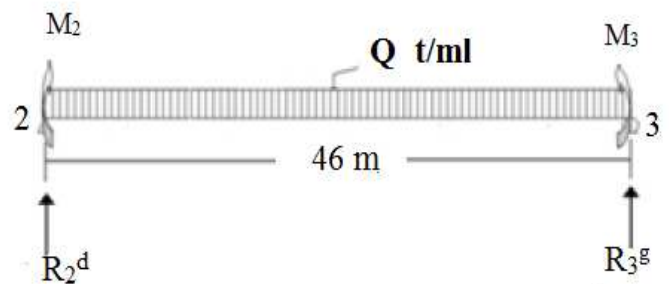
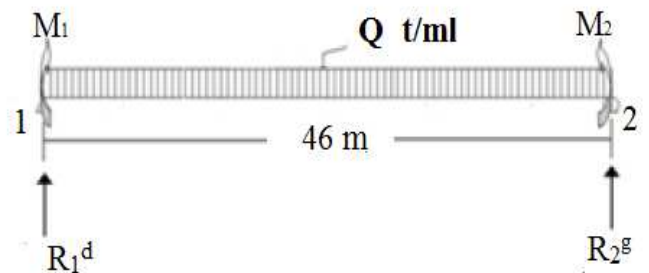
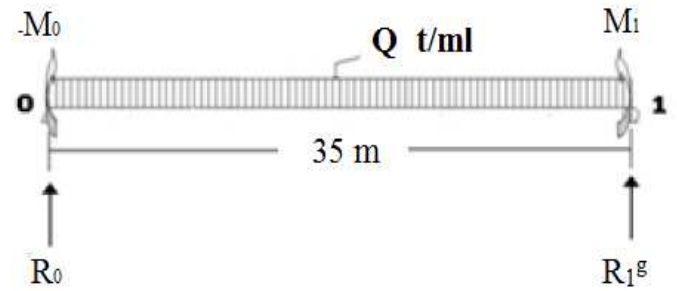
Calcul de l'effort tranchant et moment fléchissant :

$$T_i(x) = Z_i(x) + \frac{M_i - M_{i-1}}{L_i}$$

$$M_i(x) = M_i(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \frac{x}{L_i}$$

$Z_i(x)$: l'effort tranchant isostatique en travée « i ».

$M_i(x)$: moment fléchissant de la travée isostatique en travée « i ».



Travée 1 : $0 \leq x \leq 35$; $173m \leq x \leq 208m$

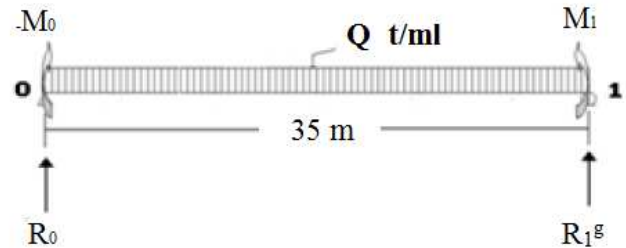
$$Z_1(x) = R_0 - qx, R_0 = \frac{35q}{2}$$

$$T(x) = \frac{35q}{2} - qx + \frac{M_1 - M_2}{235}$$

$$T(x) = qx + 12.75q.$$

$$M(x) = -\frac{qx^2}{2} + \frac{35qx}{2} + \frac{qM_1}{235}$$

$$M(x) = -\frac{qx^2}{2} + 12.75qx$$



Travée 2 : $35 \leq x \leq 81$; $127m \leq x \leq 173m$

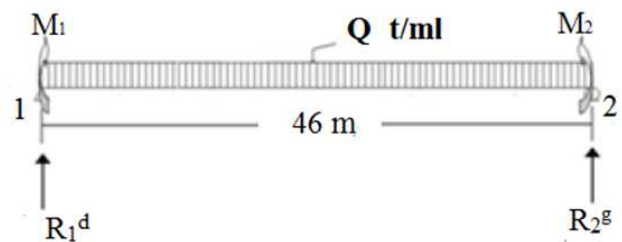
$$Z_2(x) = R_1^d - qx, R_1^d = \frac{46Q}{2}$$

$$T(x) = \frac{35q}{2} - qx + \frac{M_2 - M_1}{46}$$

$$T(x) = -qx + 22.74q.$$

$$M(x) = q\frac{46}{2}X - \frac{qx^2}{2} + M_1 \left(1 - \frac{x}{46}\right) + M_2 \frac{x}{46}$$

$$M(x) = -\frac{qx^2}{2} + 22.74qx - 166q$$



Travée 3 : $81 \leq x \leq 127$;

$$T(x) = -qx + 23q.$$

$$M(x) = -\frac{qx^2}{2} + 23qx - 178q$$

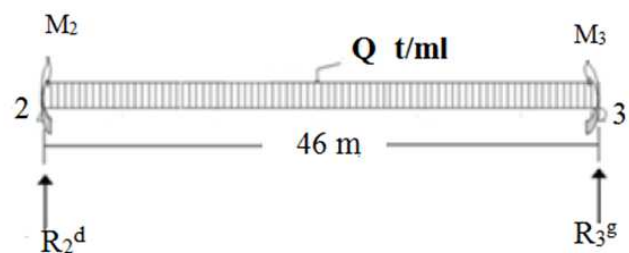


Tableau 4.2 : Tableau Représente les résultats de calcul des efforts dus aux charges permanentes CP+ CCP dans chaque section .

<i>SECTION</i>	<i>Les Efforts</i>		
	<i>M+(t.m)</i>	<i>M-(t.m)</i>	<i>T(t)</i>
0	0	0	92.9
8.75	534		29.14
17.5	510		34.6
26.25		71	98.37
35		1211.46	162.13
42.66		154.11	109.9
50.32	474.38		54
58	674.19		1.9
65.66	452.2		56.9
73.32		255.96	116.44
81		1297.08	167
88.66		227.04	111.78
96.32	415.42		55.96
104	630.32		0

tableau 4.2 Résultats des efforts dus a CCP+CP

4.3 Calcul des surcharges :

D'après le fascicule 61 titres II, on doit calculer les surcharges valables pour les ponts routiers supportant une ou plusieurs chaussées.

4.3-1 Caractéristiques du pont :

❖ Classe de pont :

$L_r \geq 7,00\text{m} \Leftrightarrow$ Un pont de 1^{ère} classe

$5,50\text{ m} < L_r < 7,00\text{ m} \Leftrightarrow$ Un pont de 2^{ème} classe

$L_r \leq 5,50\text{ m} \Leftrightarrow$ Un pont de 3^{ème} classe

Donc le pont est de 1^{ère} classe, puisque $L_r = 7\text{m}$

❖ Largeur chargeable (L_c)

✓ Largeur droite $L_T = 10.5\text{ m}$

✓ Largeur roulable $L_r = 7\text{ m}$.

✓ Largeur chargeable $L_c = 7.5\text{m}$.

❖ Le nombre de voies de circulation :

$N = (L_c/3) = [7.5/3] = 2.5$ N: nombre de voie

$N = 2$

❖ largeur de voie :

$V_o = 3.5\text{m}$ (pont 1^{ère} classe)

4.3-2 Évaluation des surcharges

Les surcharges à utilisées pour le dimensionnement du pont sont les suivantes :

- La surcharge de type A(L)
- Système B : (Bc, Bt, et Br)
- La surcharge militaire MC 120
- Le convoi exceptionnel D240
- Les surcharges sur trottoirs

❖ Surcharge A (l) :

- Le système A (l) se compose d'une charge uniformément répartie sur l'intensité de pont de longueur L chargée est donnée par la formule suivante :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{12+L} \text{ (kg/m}^2\text{)} \quad L : \text{ la longueur chargée}$$

$$\begin{cases} A(L) = 230 + (Kg/m^2).L : \text{ la longueur chargée.} \\ A(L) = 400 - 0.2L : \quad L \geq 200\text{m} \end{cases}$$

$$A(L) = A(L) \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot L_c$$

➤ **Détermination de a₁ et a₂ :**

En fonction de la classe du pont et le nombre de voies chargée, la valeur de A(l) est multipliée par le coefficient a₁ du tableau.

Nombres de voies chargées		1	2	3
Classe du pont	1 ^{ère}	1	1	0.9
	2 ^{ème}	1	0.9	-
	3 ^{ème}	0.9	0.8	-

Tableau 4.3 Valeurs du coefficient «a₁»

d'après le tableau a₁=1.

$$a_2 = \frac{V_0}{V} V_0 : \text{dépend de la classe de pont}$$

$$V = \frac{L_c}{N} = 7.5/2 = 3.75 \text{ m}$$

Dans notre cas V₀ = 3,5 m (pont 1^{ère} classe).

$$a_2 = \frac{3.5}{3.75} = 0.93 \text{ donc } a_2 = 0.93.$$

Classe de pont	V ₀ (m)
1 ^{ère}	3.5
2 ^{ème}	3
3 ^{ème}	2.75

Tableau 4.4 Valeurs du coefficient « a₂ »

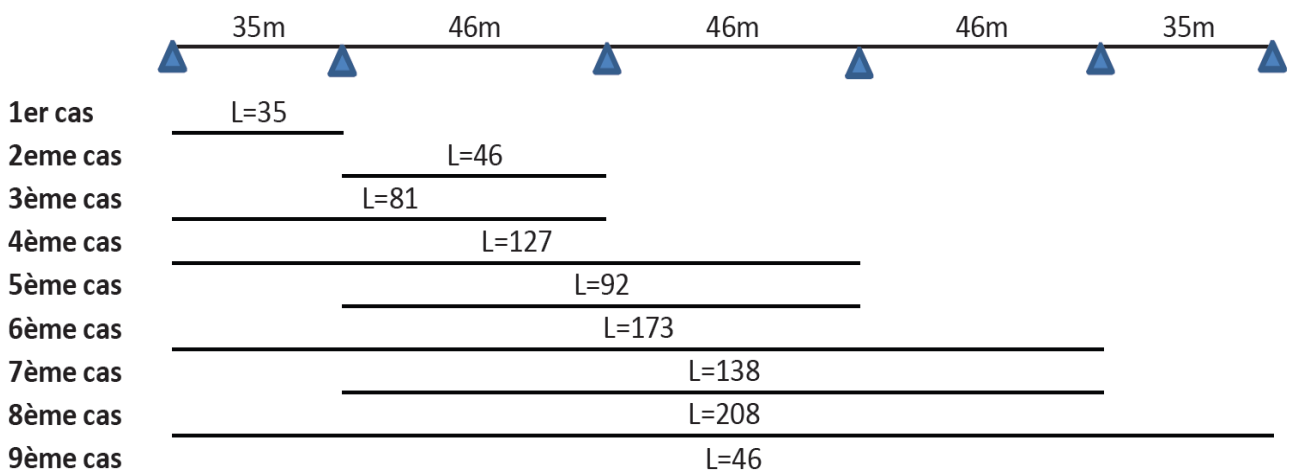


Fig. 4.6 Les cas de charges A(L)

Cas de Charge A(L) pour une voie chargée :

Cas	L (m)	A(L) (t/m²)	a₁	a₂	Largueur chargée (m)	A(L)_{1v}(t/ml)
<i>1^{er}</i>	35	1.030	1	0.93	3.75	3.58
<i>2^{ème}</i>	46	0.851	1	0.93	3.75	2.95
<i>3^{ème}</i>	81	0.621	1	0.93	3.75	2.16
<i>4^{ème}</i>	127	0.489	1	0.93	3.75	1.7
<i>5^{ème}</i>	92	0.579	1	0.93	3.75	2.01
<i>6^{ème}</i>	173	0.425	1	0.93	3.75	1.48
<i>7^{ème}</i>	138	0.470	1	0.93	3.75	1.63
<i>8^{ème}</i>	208	0.305	1	0.93	3.75	1.14
<i>9^{ème}</i>	46	0.851	1	0.93	3.75	2.95

Tab.4.5 Cas de charges pour A(L) une voie chargée

Cas de Charge A(L) pour deux voies chargées :

Cas	L (m)	A(L) (Kg/m²)	a₁	a₂	Largueur chargée (m)	A(L)_{2v}(t/ml)
<i>1^{er}</i>	35	1030	1	0.93	7.5	7.16
<i>2^{ème}</i>	46	851	1	0.93	7.5	5.9
<i>3^{ème}</i>	81	621	1	0.93	7.5	4.32
<i>4^{ème}</i>	127	489	1	0.93	7.5	3.4
<i>5^{ème}</i>	92	579	1	0.93	7.5	4.02
<i>6^{ème}</i>	173	425	1	0.93	7.5	2.96
<i>7^{ème}</i>	138	470	1	0.93	7.5	3.26
<i>8^{ème}</i>	208	246	1	0.93	7.5	1.7
<i>9^{ème}</i>	46	851	1	0.93	7.5	5.9

Tab.4.6 Casde Charge A(L) pour deux voies chargées .

❖ **Système de charges B :**

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

- Le système Bc qui se compose de camions types (30 t)
- Le système Bt se compose de 2 essieux dit « essieux tandems »
- Le système Br se compose d'une roue isolée (10 t)

1. Système Bc:

- Un camion type de système Bc comporte trois essieux, voici les caractéristiques d'un convoi Bc .

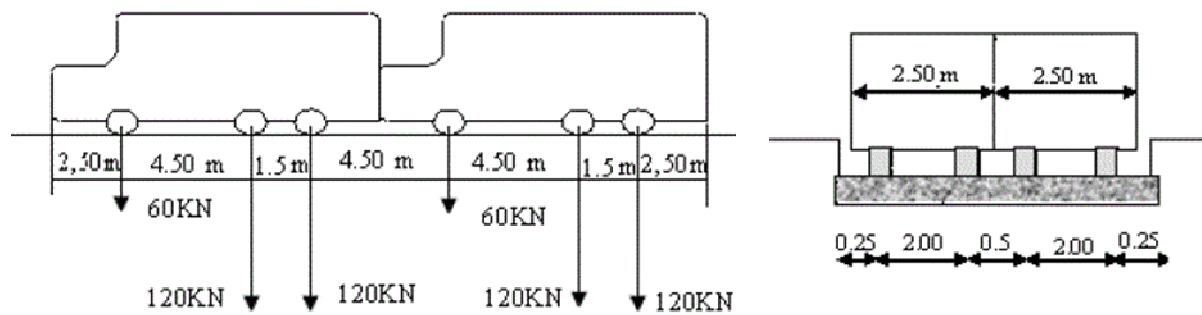


Fig. 4.7 Longitudinalement

Transversalement

➤ **Calcul des coefficients de majoration dynamique :**

Les calculs se font en considérant les charges comme étant statique, mais en effet l'effet d'une charge statique est inférieur à celle qui est dynamique, donc les surcharges du système B et MC sont multipliées par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

Tel que :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres

G : sa charge permanente.

S : sa charge maximale de B.

✚ **1ere cas : une file de Bc**

✓ **Coefficient bc:**

Pont de 1ere, classe nombre de voies chargée = 1

D'après le tableau $b_c = 1.20$

Nombre de files considéré	1	2	3	
Classe du pont	1 ^{ère}	1.20	1.10	0.95
	2 ^{ème}	1.00	1.00	-
	3 ^{ème}	1.00	0.8	-

Tab.4.7 Valeurs du coefficient « bc »

Coefficient majoration dynamiques :

Tell que : $S=60t \times 1.2$, $G= 2227.5$

Travée 35 m :

$$\delta=1+\alpha+\beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*35} + \frac{0.6}{1+4\frac{2227.5}{60 \times 1.2}}$$

$$\delta = 1.0548$$

Travée 46 m :

$$\delta=1+\alpha+\beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*46} + \frac{0.6}{1+4\frac{2227.5}{60 \times 1.2}}$$

$$\delta = 1.043$$

2eme cas : deux files de Bc :**✓ Coefficient bc:**

Pont de 1ere classe, nombre de voies chargées = 2

D'après le tableau $b_c=1.10$

Coefficient majoration dynamique :

Tell que : $S=120t \times 1.1$, $G=2227.5t$

Travée 35 m :

$$\delta=1+\alpha+\beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*35} + \frac{0.6}{1+4\frac{2227.5}{120 \times 1.1}}$$

$$\delta = 1.058$$

Travée 46 m :

$$\delta=1+\alpha+\beta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2L} + \frac{0.6}{1+4\frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*46} + \frac{0.6}{1+4\frac{2227.5}{120 \times 1.1}}$$

$$\delta = 1.047 .$$

2. Système Bt:

Un tandem type de système Bt comporte deux essieux de 16 t

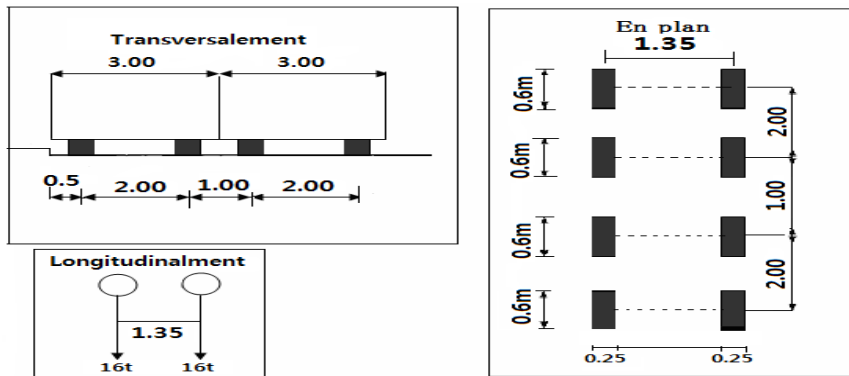


Fig.4.8 system Bt

1 seul tandem:

Pont de 1^{ere} classe, d'après le tableau $b_t=1$.

Nombre de files considéré		b_t
Classe du pont	1 ^{ere}	1.00
	2 ^{eme}	0.9

Tab.4.8 Valeurs du coefficient « b_t »

Coefficient majoration dynamique :

Travée 35m :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 35} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2227.5}{32 * 1}}$$

$\delta = 1.0521$

Travée 46 m :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 46} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2227.5}{32 * 1}}$$

$\delta = 1.0413$

2 tandems :

➤ **Coefficient majoration dynamique :**

Travée 35 m :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 35} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2227.5}{64 * 1}}$$

$\delta = 1.0542$

Travée 46 m :

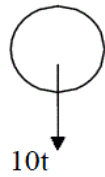
$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 46} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2227.5}{64 \times 1}}$$

$$\delta = 1.0434$$

3. Surcharge Br :

- Ce système de charge compose d'une roue isole de 10t qui peut être placée n'importe où sur la longueur chargeable pour avoir le cas le plus défavorable.

Longitudinalement



Transversalement



En plan

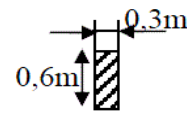


Fig. 4.9 system Br .

➤ **Coefficient majoration dynamique :****Travée 35 m:**

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 35} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2227.5}{10 \times 1}}$$

$$\delta = 1.0502$$

Travée 46 m :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{G}{S}} = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2 \cdot 35} + \frac{0.6}{1 + 4 \frac{2227.5}{10 \times 1}}$$

$$\delta = 1.0399$$

❖ **Système Mc120:**

Le convoi militaire de type Mc120 comporte deux chenilles, et répond aux caractéristiques suivantes:

- ✓ masse totale : 110t
- ✓ longueur d'une chenille : 6.10m
- ✓ largeur d'une chenille : 1.00m
- ✓ Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3.30m
- ✓ Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément répartie

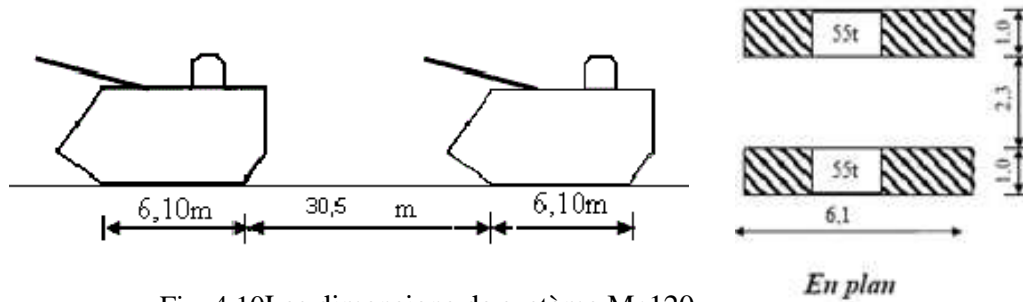


Fig. 4.10 Les dimensions de système Mc120.

➤ **Coefficient majoration dynamique :**

S=110 t , G=2234.13 t

Travée 35 m :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*35} + \frac{0.6}{1+4 \frac{2227.5}{110}} = 1.0573$$

Travée 46 m :

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*35} + \frac{0.6}{1+4 \frac{2227.5}{110}} = 1.0465$$

❖ **Système D 240 « charge exceptionnelles »:**

-Le convoi type D, comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids totale, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle Uniformément chargé de 3,20m de large et 18,60m de long.

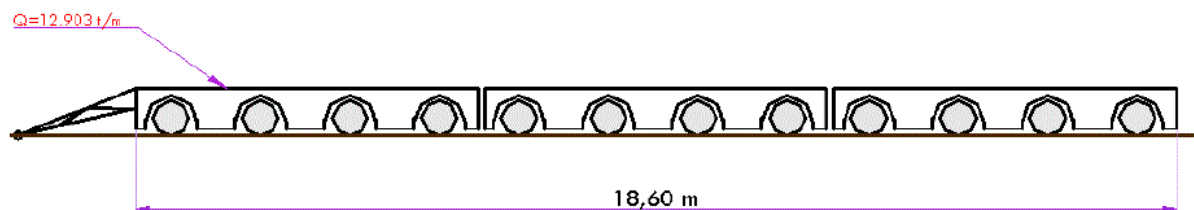


Fig. 4.11 Convoi D240 longitudinalement

❖ **Surcharges trottoirs :**

✓ **1ere cas** :un trottoir chargé :

Trottoir de 1.25m et chargé de 0.150 t/ m² donc Tr (1t)= 1.25m x 0.150t = 0.185 t/ml

✓ **2eme cas** :deux trottoirs chargés :

Tr (2t)= 1.25m x 0.150 x 2 = 0.0.375 t/ml

➤ **Calcul des efforts dus au trottoir :**

Le calcul des efforts se fait de la même manière que « cp » c'est-à-dire en utilisant la méthode des trois moments, les différents efforts calculés à chaque section sont définis dans le tableau ci-après

Section	Efforts					
	un trottoir chargé			Deux voies chargées		
	M ₊ (t.m)	M ₋ (t.m)	T(t)	M ₊ (t.m)	M ₋ (t.m)	T(t)
0	0		2.39	0		4.781
8.75	13.74		0.75	27.48		1.5
17.5	13.125		0.9	26.25		1.78
26.25		1.84	2.53		3.69	5.06
35		31.17	4.17		62.34	8.34
42.66		3.9	2.82		7.93	5.65
50.32	12.205		1.39	24.41		2.77
58	17.34		0	34.69		0
65.66	11.63		1.46	23.27		2.92
73.32		6.58	3		13.17	6
81		33.37	4.31		66.75	8.62
88.66		5.84	2.76		11.68	5.75
96.32	10.69		1.44	21.37		2.88
104	16.21		0	32.34		0

Tableau 4.9 sollicitations dus aux surcharges des trottoir.

4.3-3 Application des lignes d'influence :

Une surcharge mobile sur un pont produit des moments fléchissant différents. Afin d'avoir les efforts extrêmes des moments fléchissant et efforts tranchant, on se doit tracer les lignes d'influences respectives.

- On place la charge unitaire en α et on calcule le moment en x
L'équation sera donc :

$$M_i(x, \alpha) = \tilde{\mathcal{M}}_i(x, \alpha) + M_{i-1}(\alpha) \left(1 - \frac{x_i}{L_i}\right) + M_i(\alpha) \frac{x_i}{L_i}$$

$\tilde{\mathcal{M}}_i(x, \alpha)$: moment sous charge unitaire à la section x .

Si la charge unitaire est en i alors $M_i(x, \alpha) = 0$

$M_i(\alpha)$, $M_{i-1}(\alpha)$: moments aux appuis (i , $i-1$) sous l'effet de la charge unitaire

On fait la même chose pour l'effort tranchant et l'équation sera donc :

$$T_i(x, \alpha) = \mathcal{Z}_i(x, \alpha) + \frac{M_i(\alpha) - M_{i-1}(\alpha)}{L_i} \quad \text{avec} \quad \mathcal{Z}_i(x, \alpha) = \frac{d}{dx} \tilde{\mathcal{M}}_i(x, \alpha)$$

Calcul des moments aux appuis dus à la charge unitaire, $p=1$ t

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -6 \left(S_i^A / L_i + S_{i+1}^B / L_{i+1} \right)$$

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -6 \left(\frac{A_i d_i}{L_i} + \frac{A_{i+1} e_{i+1}}{L_{i+1}} \right)$$

S_i^A : moment statique du diagramme de moment des charges en poutre simple de la travée « i » (moment statique/appuis gauche)

S_{i+1}^B : moment statique par rapport à l'appui droit de l'aire du moment des charges en poutre simple de la travée « $i+1$ »

A : aire comprise entre l'axe horizontale et la fonction $M(x)$.

d_i : la distance entre le centre de gravité de l'aire du diagramme de moment par rapport à l'appui gauche de la travée « i ».

e_{i+1} : la distance entre le centre de gravité de l'aire du diagramme de Moment par rapport à l'appui droit.

Tous les paramètres ci-dessous vont être expliqués dans les figures ci-dessus :

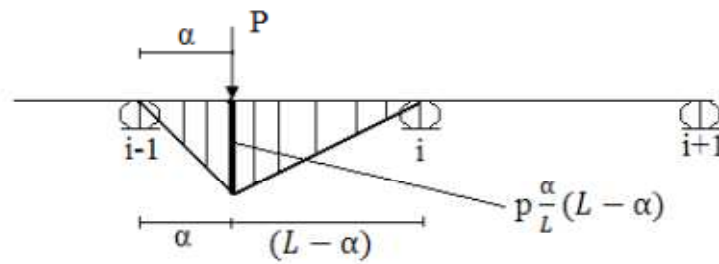
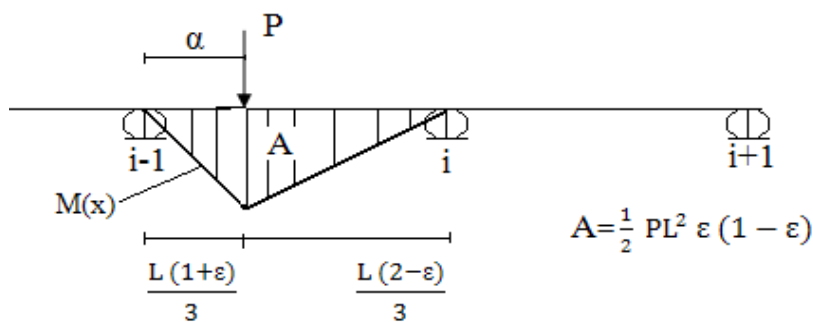


Fig. 4.12 Caractéristique de la fonction $M(x)$ en travée « i »

On pose $\frac{\alpha}{L} = \varepsilon$



$$d_i = \frac{L(1+\varepsilon)}{3} ; e_{i+1} = \frac{L(2-\varepsilon)}{3}$$

$$S_I^A = A \cdot \frac{L(1+\varepsilon)}{3} = \frac{1}{2} PL^2 \varepsilon (1 - \varepsilon) \frac{L}{3} (1 + \varepsilon) ; S_I^B = A \cdot \frac{L(2-\varepsilon)}{3} = \frac{1}{2} PL^2 \varepsilon (1 - \varepsilon) \frac{L}{3} (2 - \varepsilon)$$

Détermination de $M(x,\alpha)$ et $T(x,\alpha)$

Première travée chargée

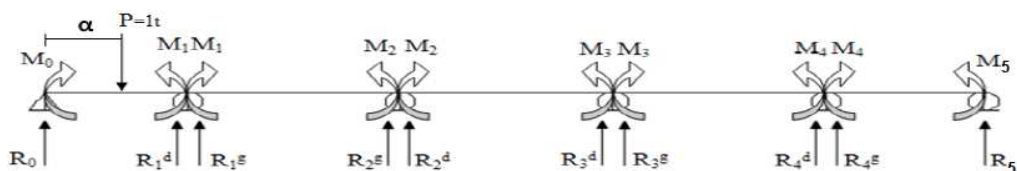


Fig. 4.13 Schéma statique 1ère travée chargée

Calcul des moments aux appuis dus à la charge unitaire, $p=1$ t

✓ Appuis 0,1 et 2:

$$M_0L_1 + 2M_1(L_1+L_2) + M_2L_2 = -6 \left(\frac{S_1^A}{L_1} + \frac{S_2^B}{L_2} \right)$$

On a $M_0 = 0$. $S_1^A = \frac{\alpha(L_1-\alpha)(L_1+\alpha)}{6}$ et $S_2^B = 0$

$$162 M_1 + 46 M_2 = -\frac{\alpha(35-\alpha)(\alpha+35)}{35} \dots\dots (a)$$

✓ Appuis 1,2 et 3:

$$M_1L_2 + 2M_2(L_2+L_3) + M_3L_3 = -6 \left(\frac{S_2^A}{L_2} + \frac{S_3^B}{L_3} \right) . S_2^A = S_3^B = 0$$

$$46 M_1 + 184 M_2 + 46 M_3 = 0 \dots (b)$$

✓ Appuis 2,3 et 4:

$$M_2L_3 + 2M_3(L_3+L_4) + M_4L_4 = -6 \left(\frac{S_3^A}{L_3} + \frac{S_4^B}{L_4} \right) . S_3^A = S_4^B = 0$$

$$46 M_2 + 184 M_3 + 46 M_4 = 0 \dots(c)$$

✓ Appuis 3,4 et 5:

$$M_3L_4 + 2M_4(L_4+L_5) + M_5L_5 = -6 \left(\frac{S_4^A}{L_4} + \frac{S_5^B}{L_5} \right)$$

On a $M_5 = 0$. $S_4^A = 0$. $S_5^B = 0$.

$$46 M_3 + 162 M_4 = 0 \dots(d)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 162 M_1 + 46 M_2 = -\frac{\alpha(35-\alpha)(\alpha+35)}{35} \dots\dots (a) \\ 46 M_1 + 184 M_2 + 46 M_3 = 0 \dots (b) \\ 46 M_2 + 184 M_3 + 46 M_4 = 0 \dots(c) \\ 46 M_3 + 162 M_4 = 0 \dots(d) \end{array} \right.$$

✚ Après la résolution de système, on obtient :

$$M_1 = \frac{1123\alpha^3}{5882800} - \frac{7816\alpha}{33616} ; M_2 = -\frac{43\alpha^3}{840400} + \frac{2107\alpha}{33616}$$

$$M_3 = \frac{81\alpha^3}{5882800} - \frac{567\alpha}{33616} ; M_4 = -\frac{23\alpha^3}{5882800} + \frac{106\alpha}{33616}$$

Calcul des sollicitations.✓ $0 \leq x \leq \alpha$:

$$M(x, \alpha) = R_0 x \quad R_0 ?$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow 35 R_0 - M_1 - P(35 - \alpha) = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1}{35} + P \frac{(35 - \alpha)}{35}$$

$$M(x, \alpha) = \left(\frac{M_1}{35} + P \frac{(35 - \alpha)}{35} \right) x \quad ; \quad T(x, \alpha) = \frac{R_1^d}{35} + P \frac{(35 - \alpha)}{35}$$

✓ $\alpha \leq x \leq 35$:

$$M(x, \alpha) = R_0 x - p(x - \alpha)$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow 35 R_0 - M_1 - p(35 - \alpha) = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1}{35} + P \frac{(35 - \alpha)}{35}$$

$$M(x, \alpha) = \left(\frac{M_1}{35} + P \frac{(35 - \alpha)}{35} \right) x - P(x - \alpha) \quad ; \quad T(x, \alpha) = \left(\frac{M_1}{35} + P \frac{(35 - \alpha)}{35} \right) - P$$

✓ $35 \leq x \leq 81$:

$$M(x, \alpha) = R_1^d (x - 35) + M_1, R_1^d = ?$$

$$\sum M/2 = 0 \Rightarrow R_1^d \cdot 46 + M_1 - M_2 = 0 \Rightarrow R_1^d = \frac{(M_1 - M_2)}{46}$$

$$D \text{ où } M(x, \alpha) = \frac{(M_2 - M_1)}{46} (x - 35) + M_1 \quad ; \quad T(x, \alpha) = \frac{(M_2 - M_1)}{46}$$

✓ $81 \leq x \leq 127$:

$$M(x, \alpha) = R_2^d (x - 81) + M_2, R_2^d = ?$$

$$\sum M/3 = 0 \Rightarrow R_2^d \cdot 46 + M_2 - M_3 = 0 \Rightarrow R_2^d = \frac{(M_3 - M_2)}{46}$$

$$D \text{ où } M(x, \alpha) = \frac{(M_3 - M_2)}{46} (x - 81) + M_2 \quad ; \quad T(x, \alpha) = \frac{(M_3 - M_2)}{46}$$

✓ $127 \leq x \leq 173$:

$$M(x, \alpha) = R_3^d (x - 127) + M_3, R_3^d = ?$$

$$\sum M/4 = 0 \Rightarrow R_3^d \cdot 46 + M_3 - M_4 = 0 \Rightarrow R_3^d = \frac{(M_4 - M_3)}{46}$$

$$D \text{ où } M(x, \alpha) = \frac{(M_4 - M_3)}{46} (x - 127) + M_3 \quad ; \quad T(x, \alpha) = \frac{(M_4 - M_3)}{46}$$

✓ $173 \leq x \leq 208$:

$$M(x, \alpha) = R_4^d (x - 173) + M_4, R_4^d = ?$$

$$\sum M/5 = 0 \Rightarrow R_4^d \cdot 35 + M_4 - M_5 = 0 \Rightarrow R_4^d = \frac{-M_4}{35} \quad D' \text{ où } M(x, \alpha) = \frac{-M_4}{35} (x - 173) + M_4 \quad ;$$

$$T(x, \alpha) = \frac{-M_4}{35}$$

Deuxième travée chargée

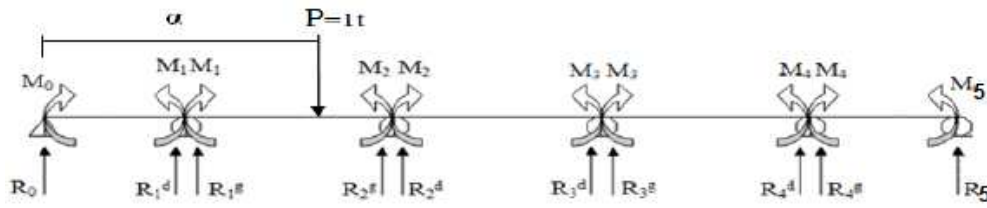


Fig. 4.14 Schéma statique 2ème travée chargée

Appuis 0,1 et 2 :

$$M_0 L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6 \left(\frac{S_1^A}{L_1} + \frac{S_2^B}{L_2} \right)$$

On a $M_0 = 0$. $S_1^A = 0$ et $S_2^B = -\frac{(\alpha - L_1)(L_1 + L_2 - \alpha)(2L_2 + L_1 - \alpha)}{6}$

$$162 M_1 + 46 M_2 = -\frac{(\alpha - 35)(81 - \alpha)(127 - \alpha)}{46} \dots (a)$$

Appuis 1,2 et 3 :

$$M_1 L_2 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6 \left(\frac{S_2^A}{L_2} + \frac{S_3^B}{L_3} \right)$$

On a $S_2^A = \frac{(\alpha - L_1)(L_1 + L_2 - \alpha)(L_2 - L_1 + \alpha)}{6}$. $S_3^B = 0$

$$46 M_1 + 184 M_2 + 46 M_3 = -\frac{(\alpha - 35)(81 - \alpha)(11 + \alpha)}{46} \dots (b)$$

Appuis 2,3 et 4:

$$M_2 L_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4 L_4 = -6 \left(\frac{S_3^A}{L_3} + \frac{S_4^B}{L_4} \right)$$

On a $S_3^A = S_4^B = 0$

$$46 M_2 + 184 M_3 + 46 M_4 = 0 \dots (c)$$

Appuis 3,4 et 5:

$$M_3 L_4 + 2M_4(L_4 + L_5) + M_5 L_5 = -6 \left(\frac{S_4^A}{L_4} + \frac{S_5^B}{L_5} \right) ;$$

on a $S_4^A = S_5^B = 0$

$$46 M_3 + 162 M_4 = 0 \dots (d)$$

Donc :

$$\begin{cases} 162 M_1 + 46 M_2 = - \frac{(\alpha-35)(81-\alpha)(127-\alpha)}{46} \\ 46 M_1 + 184 M_2 + 46 M_3 = - \frac{(\alpha-35)(81-\alpha)(11+\alpha)}{46} \\ 46 M_2 + 184 M_3 + 46 M_4 = 0 \\ 46 M_3 + 162 M_4 = 0 \end{cases}$$

✚ Après la résolution de système, on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = - \frac{89\alpha^3}{483230} + \frac{152247\alpha^2}{3865840} - \frac{504925\alpha}{193292} + \frac{39494385}{773168} \\ M_2 = + \frac{3913\alpha^3}{22228580} - \frac{2121147\alpha^2}{88914320} + \frac{1995329\alpha}{22228580} - \frac{173227005}{17782864} \\ M_3 = - \frac{1053\alpha^3}{22228580} + \frac{570807\alpha^2}{88914320} - \frac{536949\alpha}{22228580} + 46615905 \\ M_4 = \frac{13\alpha^3}{966460} - \frac{7047\alpha^2}{386} + \frac{6629\alpha}{96646} - \frac{57505}{773168} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

✓ $0 \leq x \leq 35$:

$$M(x, \alpha) = R_0 + M_1, \quad R_0 = ?$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow 46 R_1^d - M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1}{35}$$

$$M(x, \alpha) = \frac{M_1}{35} x ; \quad T(x, \alpha) = \frac{M_1}{35}$$

✓ $35 \leq x \leq \alpha$:

$$M_{(x,\alpha)} = R_1^d(x-35) + M_1 - M_2$$

$$\sum M_2 = 0 = 46 R_1^d + M_1 - M_2 - P(35 - \alpha) \quad R_1^d = \frac{M_2 - M_1 + p(35 - \alpha)}{46}$$

$$M_{(x,\alpha)} = \frac{M_2 - M_1 + P(35 - \alpha)}{46} (x-35) + M_1 - M_2; \quad T_{(x,\alpha)} = \frac{M_2 - M_1 + p(35 - \alpha)}{46}$$

✓ $\alpha \leq x \leq 81$:

$$M(x, \alpha) = R_1^d(x-35) + M_1 - M_2 - p(x - \alpha)$$

$$\sum M/2 = 0 \Rightarrow 46 R_1^d + M_1 - M_2 - p(81 - \alpha) = 0 \Rightarrow R_1^d = \frac{M_2 - M_1 + p(81 - \alpha)}{46}$$

$$M(x, \alpha) = \left(\frac{M_2 - M_1 + p(81 - \alpha)}{46} \right) (x - 35) + M_1 - M_2 - P(x - \alpha)$$

$$T(x, \alpha) = \frac{M_2 - M_1 + p(81 - \alpha)}{46} - p$$

✓ 81 ≤ x ≤ 127 :

$$M(x, \alpha) = R_2^d (x-81) + M_2, R_2^d?$$

$$\sum M/3=0 \Rightarrow R_2^d \cdot 46 + M_2 - M_3 = 0 \Rightarrow R_2^d = \frac{(M_3 - M_2)}{46}$$

$$D'où M(x, \alpha) = \frac{(M_3 - M_2)}{46} (x - 81) + M_2 ; T(x, \alpha) = \frac{(M_3 - M_2)}{46}$$

✓ 127 ≤ x ≤ 173 :

$$M(x, \alpha) = R_3^d (x-127) + M_3, R_3^d?$$

$$\sum M/4=0 \Rightarrow R_3^d \cdot 46 + M_3 - M_4 = 0 \Rightarrow R_3^d = \frac{(M_4 - M_3)}{46}$$

$$D'où M(x, \alpha) = \frac{(M_4 - M_3)}{46} (x - 127) + M_3 ; T(x, \alpha) = \frac{(M_4 - M_3)}{46}$$

✓ 173 ≤ x ≤ 208 :

$$M(x, \alpha) = R_4^d (x-173) + M_4, R_4^d?$$

$$\sum M/5=0 \Rightarrow R_4^d \cdot 35 + M_4 - M_5 = 0 \Rightarrow R_4^d = \frac{-M_4}{35}$$

$$D'où M(x, \alpha) = \frac{-M_4}{35} (x - 173) + M_4 ; T(x, \alpha) = \frac{-M_4}{35}$$

Troisième travée chargée.

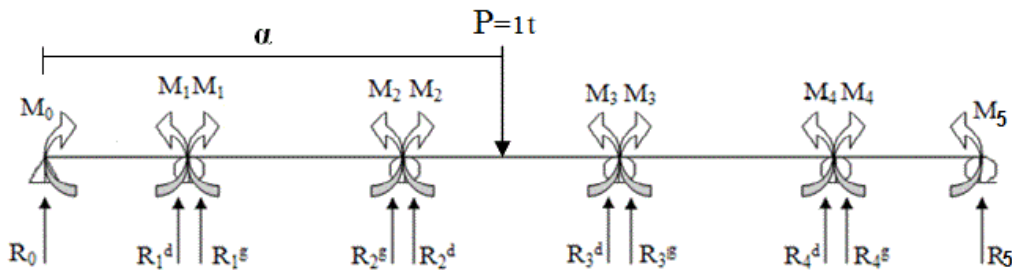


Fig. 4.15 Schéma statique 3ème travée chargée

Appuis 0,1 et 2 :

$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6 \left(\frac{S_1^A}{L_1} + \frac{S_2^B}{L_2} \right)$$

$$\text{On a } M_0 = 0 \text{ et } S_1^A = S_2^B = 0$$

$$162M_1 + 46M_2 = 0 \dots\dots\dots(a)$$

Appuis 1,2 et 3:

$$M_1 L_2 + 2M_2 (L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6 \left(\frac{S_2^A}{L_2} + \frac{S_3^B}{L_3} \right)$$

$$\text{On a } S_2^A = 0 \quad S_3^B = \frac{(\alpha - L_1 - L_2)(L_1 + 2L_2 - \alpha)(3L_2 - \alpha + L_1)}{6}$$

$$46 M_1 + 184M_2 + 46M_3 = - \frac{(\alpha - L_1 - L_2)(L_1 + 2L_2 - \alpha)(3L_2 - \alpha + L_1)}{L_2} \dots\dots\dots(b)$$

Appuis 2,3 et 4 :

$$M_2 L_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4 L_4 = -6 \left(\frac{S_3^A}{L_3} + \frac{S_4^B}{L_4} \right)$$

$$S_3^a = \frac{(\alpha - L_1 - L_2)(L_1 + 2L_2 - \alpha)(L_3 + \alpha - L_1 - L_2)}{6} \quad S_4^b = 0$$


$$46M_2 + 184M_3 + 46M_4 = - \frac{(\alpha - L_1 - L_2)(L_1 + 2L_2 - \alpha)(L_3 + \alpha - L_1 - L_2)}{L_3} \dots\dots\dots(c)$$

Appuis 3,4 et 5:

$$M_3 L_4 + 2M_4(L_4 + L_5) + M_5 L_5 = -6 \left(\frac{S_4^A}{L_4} + \frac{S_5^B}{L_5} \right)$$

on a $s_4^a = 0 \quad s_5^b = 0 \quad M_5 = 0$

$$46M_3 + 184M_4 = 0 \dots\dots\dots(d)$$

 Après la résolution de système, on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = + \frac{19\alpha^3}{385572} - \frac{1879\alpha^2}{128524} + \frac{545933\alpha}{385572} - \frac{45495}{1012} \\ M_2 = - \frac{513\alpha^3}{29560502} + \frac{152199\alpha^2}{2956052} - \frac{14740191\alpha}{2956052} + \frac{3685095}{23276} \\ M_3 = + \frac{282\alpha^3}{2217039} - \frac{32778\alpha^2}{739013} + \frac{7856258\alpha}{2217039} - \frac{509706}{5819} \\ M_4 = - \frac{191\alpha^3}{4434078} + \frac{16389\alpha^2}{14758026} - \frac{3928129\alpha}{4434078} + \frac{254853}{11638} \end{array} \right.$$

Calcul des sollicitations

✓ **0 ≤ X ≤ 35 :**

$$M_{(X,\alpha)} = R_0 X \quad R_0 = ?$$

$$\sum M_1 = 0 \rightarrow R_0 35 - M_1 = 0$$

$$R_0 = \frac{M_1}{35}$$

$$M_{(X,\alpha)} = \frac{M_1}{35} X$$

$$T_{(X,\alpha)} = \frac{M_1}{35}$$

✓ **35 ≤ X ≤ 81 :**

$$M_{(X,\alpha)} = R_1^d (x - 35) + M_1 R_1^d = ?$$

$$\sum M_2 = 0 \rightarrow R_1^d 46 + M_1 - M_2 = 0 \quad R_1^d = \frac{M_2 - M_1}{46}$$

✓ $81 \leq X \leq \alpha$:

$$M_{(X,\alpha)} = R_2^d(x-81) + M_2 R_2^d = ?$$

$$\sum M_2 = 0 \rightarrow R_2^d 46 + M_2 - M_3 - 1(127 - \alpha) = 0$$

$$R_2^d = \frac{M_3 - M_2 - 1(127 - \alpha)}{46}$$

$$M_{(X,\alpha)} = \frac{M_3 - M_2 - 1(127 - \alpha)}{46} (x-81) + M_2$$

$$T_{(X,\alpha)} = \frac{M_3 - M_2 - 1(127 - \alpha)}{46}$$

✓ $\alpha \leq X \leq 127$:

$$M_{(X,\alpha)} = R_2^d(x-81) + M_2 - 1(x - \alpha)$$

$$M_{(X,\alpha)} = \frac{M_3 - M_2 - 1(127 - \alpha)}{46} (x-81) + M_2 - 1(x - \alpha)$$

$$T_{(X,\alpha)} = \frac{M_3 - M_2 - 1(127 - \alpha)}{46} - 1$$

✓ $127 \leq X \leq 173$:

$$M_{(X,\alpha)} = R_3^d(x-127) + M_3 R_3^d = ?$$

$$\sum M_4 = 0 \rightarrow R_3^d 46 + M_3 - M_4 = 0 \Rightarrow R_3^d = \frac{M_4 - M_3}{46}$$

$$M_{(X,\alpha)} = \frac{M_4 - M_3}{46} (x-127) + M_3 \quad ; \quad T_{(X,\alpha)} = \frac{M_4 - M_3}{46}$$

✓ $173 \leq X \leq 208$:

$$M_{(X,\alpha)} = R_4^d(x-173) + M_3 R_4^d = ?$$

$$\sum M_5 = 0 \rightarrow R_4^d 35 + M_4 = 0 \Rightarrow R_4^d = \frac{-M_4}{35}$$

$$M_{(X,\alpha)} = \frac{-M_4}{35} (x-173) + M_3 T_{(X,\alpha)} = \frac{-M_4}{35}$$

Quatrième travée chargée

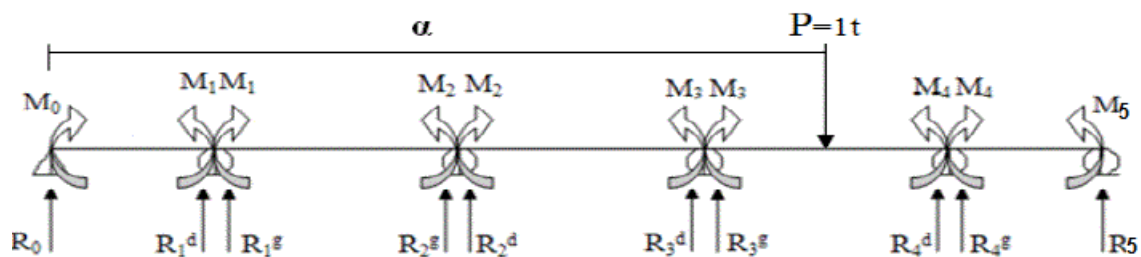


Fig. 4.16 Schéma statique 4ème travée chargée

Appuis 0,1 et 2 :

$$M_0L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2L_2 = -6\left(\frac{S_1^A}{L_1} + \frac{S_2^B}{L_2}\right)$$

On a $M_0 = 0$ et $S_1^A = S_2^B = 0$

$$162M_1 + 46M_2 = 0 \quad \dots\dots\dots(a)$$

Appuis 1,2 et 3 :

$$M_1L_1 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3L_3 = -6\left(\frac{S_2^A}{L_2} + \frac{S_3^B}{L_3}\right)$$

On a $S_2^A = S_3^B = 0$

$$46M_1 + 184M_2 + 46M_3 = 0 \quad \dots\dots\dots(b)$$

Appuis 2,3 et 4 :

$$M_2L_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4L_4 = -6\left(\frac{S_3^A}{L_3} + \frac{S_4^B}{L_4}\right)$$

$$S_4^B = \frac{(\alpha - L_1 - L_2 - L_3)(L_1 + 3L_2 - \alpha)(4L_2 - \alpha + L_1)}{6} \quad S_3^A = 0$$


$$46M_2 + 184M_3 + 46M_4 = -\frac{(\alpha - L_1 - L_2 - L_3)(L_1 + 3L_2 - \alpha)(4L_2 - \alpha + L_1)}{L_3} \quad \dots\dots\dots(c)$$

Appuis 3,4 et 5 :

$$M_3L_4 + 2M_4(L_4 + L_5) + M_5L_5 = -6\left(\frac{S_4^A}{L_4} + \frac{S_5^B}{L_5}\right)$$

$$S_4^A = \frac{(\alpha - L_1 - L_2 - L_3) + (L_1 + 3L_2 - \alpha)(L_4 + \alpha - L_1 - L_2 - L_3)}{L_4}; \quad S_5^B = 0 \quad ; \quad M_5 = 0$$

$$46M_3 + 184M_4 = -\frac{(\alpha - L_1 - L_2 - L_3)(L_1 + 3L_2 - \alpha)(L_4 + \alpha - L_1 - L_2 - L_3)}{L_4} \quad \dots\dots\dots(d)$$

 Après la résolution de système, on obtient :

$$\left\{ \begin{aligned} M_1 &= -\frac{5\alpha^3}{292836} + \frac{819\alpha^2}{97612} - \frac{396955\alpha}{292836} + \frac{7008749}{97612} \\ M_2 &= \frac{105\alpha^3 - 51597\alpha^2 + 8336055\alpha - 44155187}{2245076} \\ M_3 &= -\frac{1145\alpha^3}{6735228} + \frac{18551\alpha^2}{2245076} - \frac{90902695\alpha}{6735228} + \frac{1605003521}{2245076} \\ M_4 &= \frac{541\alpha^3}{3367614} - \frac{36987\alpha^2}{561269} + \frac{29772911\alpha}{3367614} - \frac{218325827}{561269} \end{aligned} \right.$$

Calcul des sollicitations

✓ $0 \leq x \leq 35$:

$$M(x, \alpha) = R_0 + M_1, \quad R_0 = ?$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow 46 R_1^d - M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1}{35}$$

$$M(x, \alpha) = \frac{M_1}{35} x \quad ; \quad T(x, \alpha) = \frac{M_1}{35}$$

✓ $35 \leq X \leq 81$:

$$M_{(X,\alpha)} = R_1^d(x-35) + M_1 R_1^d = ?$$

$$\sum M_2 = 0 \rightarrow R_1^d 46 + M_1 - M_2 = 0 R_1^d = \frac{M_2 - M_1}{46}$$

$$M_{(X,\alpha)} = \frac{M_2 - M_1}{46} (x-35) + M_1 \quad ; \quad T_{(x,\alpha)} = \frac{M_2 - M_1}{46}$$

✓ $81 \leq X \leq 127$:

$$M_{(X,\alpha)} = R_2^d(x-81) + M_2 R_2^d = ?$$

$$\sum M_3 = 0 \rightarrow R_2^d 46 + M_2 - M_3 = 0 R_2^d = \frac{M_3 - M_2}{46}$$

$$M_{(X,\alpha)} = \frac{M_3 - M_2}{46} (x-81) + M_2 \quad ; \quad T_{(x,\alpha)} = \frac{M_3 - M_2}{46}$$

✓ $127 \leq X \leq \alpha$:

$$M_{(X,\alpha)} = R_3^d(x-127) + M_3 R_3^d = ?$$

$$\sum M_4 = 0 \rightarrow R_3^d 46 + M_3 - M_4 - P(127 - \alpha) = 0$$

$$R_2^d = \frac{M_3 - M_2 - P(173 - \alpha)}{46}$$

$$M_{(X,\alpha)} = \frac{M_4 - M_3 - P(173 - \alpha)}{46} (x-127) + M_2 \quad ; \quad T_{(X,\alpha)} = \frac{M_3 - M_2 - 1(173 - \alpha)}{46}$$

✓ $\alpha \leq X \leq 173$:

$$M_{(X,\alpha)} = R_3^d(x-127) + M_3 - P(x-\alpha) \quad R_3^d = ?$$

$$\sum M_4 = 0 \rightarrow R_3^d 46 + M_3 - M_4 - P(127 - \alpha) = 0$$

$$R_2^d = \frac{M_3 - M_2 - P(173 - \alpha)}{46}$$

$$M_{(X,\alpha)} = \frac{M_4 - M_3 - P(173 - \alpha)}{46} (x-127) + M_2 - P(x-\alpha) \quad ; \quad T_{(X,\alpha)} = \frac{M_3 - M_2 - 1(173 - \alpha)}{46} - P(x-\alpha)$$

✓ $173 \leq X \leq 208$:

$$M_{(X,\alpha)} = R_4^d(x-127) + M_4 R_4^d = ?$$

$$\sum M_5 = 0 \rightarrow R_4^d 35 + M_4 = 0 R_2^d = \frac{M_4}{35}$$

$$M_{(x,\alpha)} = \frac{M_4}{35} (x-173) + M_4 \quad ; \quad T_{(x,\alpha)} = \frac{M_4}{35}$$

Cinquième travée chargée

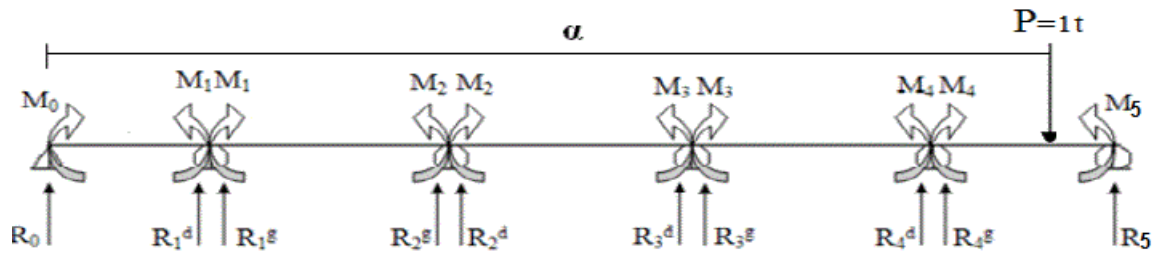


Fig. 4.17 Schéma statique 5ème travée chargée

Appuis 0,1 et 2 :

$$M_0 L_1 + 2M_1(L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6 \left(\frac{S_1^A}{L_1} + \frac{S_2^B}{L_2} \right)$$

On a : $M_0 = 0$ et $S_1^A = S_2^B = 0$

$$162M_1 + 46M_2 = 0 \quad \dots\dots\dots(a)$$

Appuis 1,2 et3 :

$$M_1 L_1 + 2M_2(L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6 \left(\frac{S_2^A}{L_2} + \frac{S_3^B}{L_3} \right)$$

On a $S_2^A = S_3^B = 0$

$$46M_1 + 184M_2 + 46M_3 = 0 \quad \dots\dots\dots(b)$$

Appuis 2,3 et 4 :

$$M_2 L_3 + 2M_3(L_3 + L_4) + M_4 L_4 = -6 \left(\frac{S_3^A}{L_3} + \frac{S_4^B}{L_4} \right)$$

On a $s_3^b = 0$ $s_4^a = 0$

$$46M_2 + 184M_3 + 46M_4 = 0 \quad \dots\dots\dots(c)$$

Appuis 3,4 et 5:

$$M_3 L_4 + 2M_4(L_4 + L_5) + M_5 L_5 = -6 \left(\frac{S_4^A}{L_4} + \frac{S_5^B}{L_5} \right)$$

$$S_5^a = \frac{(\alpha - L_1 - L_2 - L_3 - L_4)(L_1 + 4L_2 - \alpha)(L_4 + \alpha - L_1 - L_2 - L_3 - L_4)}{L_5}; \quad s_6^b = 0 \quad ; \quad M_5 = 0$$

$$46M_3 + 184M_4 = - \frac{(\alpha - L_1 - L_2 - L_3 - L_4)(2L_1 + 3L_2 - \alpha)(2L_5 - \alpha + L_1 + L_2 + L_3 + L_4)}{L_5} \dots\dots\dots(d)$$

➦ Après la résolution de système, on obtient.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = \frac{(208-a)(243-a)(a-173)}{293370} \quad ; \quad M_3 = \frac{43(208-a)(243-a)(a-173)}{963930} \\ M_2 = \frac{27(208-a)(243-a)(a-173)}{2249170} \quad ; \quad M_4 = \frac{1123(208-a)(243-a)(a-173)}{6747510} \end{array} \right.$$

Calcul des sollicitations✓ $0 \leq x \leq 35$:

$$M(x, \alpha) = R_0 + M_1, \quad R_0 = ?$$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow 46 R_1^d - M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1}{35}$$

$$M(x, \alpha) = \frac{M_1}{35} x ; \quad T(x, \alpha) = \frac{M_1}{35}$$

✓ $35 \leq X \leq 81$:

$$M_{(X, \alpha)} = R_1^d(x-35) + M_1 R_1^d = ?$$

$$\sum M_2 = 0 \rightarrow R_1^d 46 + M_1 - M_2 = 0 \Rightarrow R_1^d = \frac{M_2 - M_1}{46}$$

✓ $81 \leq X \leq 127$:

$$M_{(X, \alpha)} = R_2^d(x-81) + M_2 R_2^d = ?$$

$$\sum M_3 = 0 \rightarrow R_2^d 46 + M_2 - M_3 = 0 \Rightarrow R_2^d = \frac{M_3 - M_2}{46}$$

$$M_{(X, \alpha)} = \frac{M_3 - M_2}{46} (x-81) + M_2 ; \quad T_{(X, \alpha)} = \frac{M_3 - M_2}{46}$$

✓ $127 \leq X \leq 173$:

$$M_{(X, \alpha)} = R_3^d(x-127) + M_3 R_3^d = ?$$

$$\sum M_4 = 0 \rightarrow R_3^d 46 + M_3 - M_4 = 0 \Rightarrow R_3^d = \frac{M_4 - M_3}{46}$$

$$M_{(X, \alpha)} = \frac{M_4 - M_3}{46} (x-127) + M_3 ; \quad T_{(X, \alpha)} = \frac{M_4 - M_3}{46}$$

✓ $173 \leq X \leq \alpha$:

$$M_{(X, \alpha)} = R_4^d(x-81) + M_4 R_4^d = ?$$

$$\sum M_4 = 0 \rightarrow R_4^d 35 + M_4 - P(173 - \alpha) = 0$$

$$R_4^d = \frac{M_4 - P(173 - \alpha)}{35}$$

$$M_{(X, \alpha)} = \frac{M_4 - P(173 - \alpha)}{35} (x-173) + M_4 ; \quad T_{(X, \alpha)} = \frac{M_4 - P(173 - \alpha)}{35}$$

✓ $\alpha \leq X \leq 208$:

$$M_{(X, \alpha)} = R_4^d(x-173) + M_4 - P(x - \alpha)$$

$$M_{(X, \alpha)} = \frac{M_4 - P(173 - \alpha)}{35} (x-173) + M_4 - P(x - \alpha)$$

$$T_{(X, \alpha)} = \frac{M_4 - P(173 - \alpha)}{35} - P$$

Traçage des lignes d'influence :

- Pour tracer les lignes d'influence (efforts tranchant, moment fléchissant) à chaque section, nous allons déterminer les relation $M(x,\alpha)$ et $T(x,\alpha)$, en fixant la position de la section c'est-à-dire « x » ensuite on varie α avec un pas de 1m, vû de la complexité des calcul nous allons utiliser logiciel EXCEL .

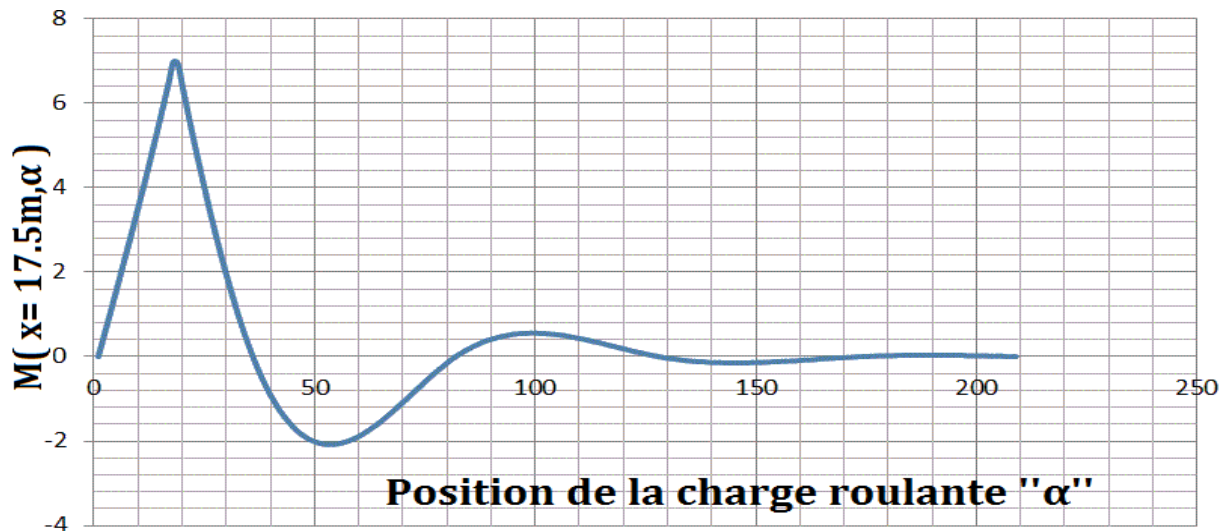


Fig. 4.18 ligne d'influence du moment fléchissant à la section ($x=17.5m$)



Fig.4.19 ligne d'influence de l'effort tranchant à la section ($x=17.5m$)

Remarque : Le calcul du moment fléchissant par les lignes d'influence ce diffère dans chaque type de surcharge étudiée, c'est-à-dire une surcharge de forme ponctuelle comme le système « B », et des surcharges de formes réparties comme les convois « M_c120 » et « D240 », c'est pour cela nous allons montrer ci-dessous la méthodologie de calcul :

Cas de charges ponctuelles

Cas de charges répartie

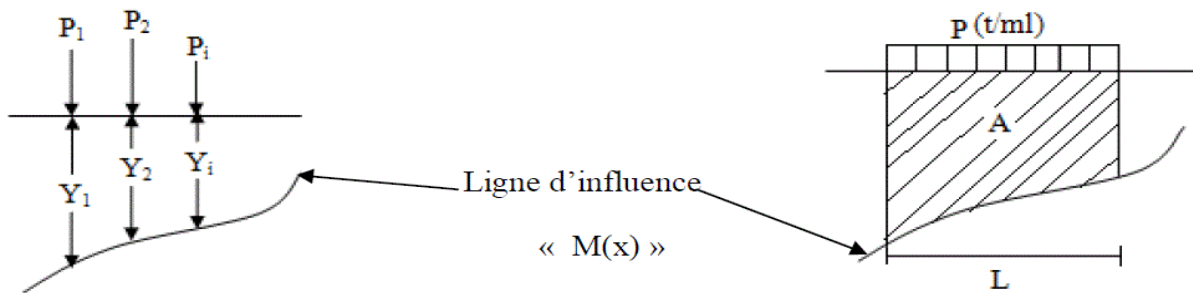


Fig.4.20L.i soumise à des charges concentrées Fig.4.21L.i soumise à une charges répartie .

$$M = \sum P_i Y_i = P_1 Y_1 + P_2 Y_2 + \dots + P_i Y_i \quad M = PL \cdot A$$

A : l'aire de la ligne d'influence situé en-dessous de P

De la même manier on calcul l'effort tranchant, sauf que pour ce dernier $T = \max(|T^+|, |T^-|)$.

4.3-4 Récapitulation des résultats :

🚚 Convoi Bc :

Secton	Efforts					
	une file chargée			deux files chargées		
	M_+ (t.m)	M_- (t.m)	T(t)	M_+ (t.m)	M_- (t.m)	T(t)
0	0	0		0	0	
8.75	260,788	7,024	29,69	523,15	14,092	59,57
17.5	306,071	113,348	24,112	613,999	227,385	48,37
26.25	180,206	170,086	42,766	361,505	341,205	85,79
35	61,674	227,741	50,155	123,722	456,865	100,61
42.66	119,173	135,329	44,327	239,260	271,696	88,99
50.32	108.357	184.454	31,662	217.515	370.323	63,56
58	58	322,224	78,788	22,653	646,920	158,180
65.66	65.66	285,917	122,844	31,488	574,028	246,631
73.32	73.32	129,916	170,749	41,148	260,828	342,808
81	59.920	225.225	50,408	120.300	452.178	101,20
88.66	125,754	170,780	43,960	252,473	342,871	88,25
96.32	288,472	125,128	32,995	579,158	251,217	66,24
104	345,660	86,798	22,998	693,972	174,262	46,17

Tableau 4.10.Efforts dus a Bc

 Convoi B_t :

Section	Efforts					
	Un tandem chargé			Un tandem chargé		
	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	0	0	30.83	0	0	61.66
8.75	198,064	35,013	22,674	396,918	70,167	45,440
17.5	232,286	69,968	19,019	465,50	140,217	38,113
26.25	146,570	104,982	27,304	293,725	210,384	54,717
35	37,370	139,937	33,271	74,890	280,434	66,676
42.66	114,105	82,462	28,656	228,671	165,257	57,428
50.32	102.980	113.476	22,741	206.376	227.411	45,575
58	247,946	46,650	15,819	496,892	93,488	31,702
65.66	213,431	74,582	22,315	427,723	149,464	44,720
73.32	115,114	102.572	28,414	230,693	205.558	56,944
81	36.986	138.501	33,038	74.123	277.561	66,209
88.66	118,858	101,239	28,432	238,196	202,887	56,980
96.32	216,192	74,248	22,653	433,256	148,797	45,398
104	250,278	46,925	16,044	501,566	94,039	32,153

Tableau 4.11.Efforts dus a B_t .

 Convoi $Mc120$:

Section	Efforts		
	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	0	0	107
8.75	609.478	117.15	74.44
17.5	737.74	234.09	59.51
26.25	500.5	350.53	91.29
35	117.71	734.10	109.78
42.66	348.44	302.19	84.64
50.32	629.60	232.56	64.32
58	784.175	268.04	54.94
65.66	704.813	286.97	63.32
73.32	421.824	353.04	93.02
81	198.51	818.07	110.93
88.66	404	351.32	95.26
96.32	693.97	300.31	74.845
104	788.34	292.17	53.54

Tableau .4.12.Efforts dus a $MC120$.

✚ Convoi D240 :

<i>Efforts</i>			
<i>Section</i>	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	0	0	163
8.75	1014.24	231	102.35
17.5	1209.27	446	60.56
26.25	651.1	690	137.65
35	248.88	929	197.83
42.66	482	678	160
50.32	1139.93	967	112.17
58	1372.30	314.6	68.60
65.66	1142.70	496.24	109.80
73.32	482.40	697.17	157.50
81	231.60	876	197.14
88.66	486	688.6	158.6
96.32	1136.03	501.17	110.17
104	1355.75	310.36	57.36

Tableau 4.13.Efforts dus a D240

✚ A(l) :

<i>Section</i>	<i>Efforts</i>					
	<i>A(l) une voix chargée</i>			<i>A(l) une voix chargée</i>		
	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	0	0	55,32	0,00	0,00	110,64
8.75	347	87	24	694,00	174,00	48,00
17.5	420	175,53	11,76	840,00	351,06	23,52
26.25	256	263	38,65	512,00	526,00	77,30
35	218	411,74	54,37	436,00	823,48	108,74
42.66	168	202,11	24,5	336,00	404,22	49,00
50.32	331,47	207	21,25	662,94	414,00	42,50
58	442,65	324	9,87	885,30	648,00	19,74
65.66	240	262	22,03	480,00	524,00	44,06
73.32	85,32	345	44,56	170,64	690,00	89,12
81	446,34	345,1	69,7	892,68	690,20	139,40
88.66	110,08	187	46,68	220,16	374,00	93,36
96.32	367	118	23,32	734,00	236,00	46,64
104	456,3	225	8,94	912,60	450,00	17,88

Tableau 4.14.Efforts dus a A(l)

BIBLIOGRAPHIE :

OUVRAGES :

J.A. CALGARO- A.BERNARD GELY « Conception des ponts »
J.A. CALGARO- M.VIRLOGEUX « Projet et construction des ponts »
Conception des ponts G – GRATTEAT
MANFRAD.A HIRT- ROLF BEZ « Construction métallique » notions
fondamentales et méthodes de dimensionnement V 10 Traité de Génie Civil
de l'école polytechnique fédérale de lausanne 1994.
Règles CM66 additif 80
Règle BAEL91 révisé. 99 :
Eurocode 3 :
Eurocode 4
Document SETRA
Fascicule 61 titre
Règles parasismiques applicable au domaine des ouvrages d'art « RPOA » 2008.
.Support RDM université du Bruxelles

COURS :

OUVRAGES D'ART : ENSTP.
RDM : ENSTP.
BETON ARME ET CHAREPONT METALIC : ENSTP.
COURE RDM

LOGICIELS :

RBOOT EXPER : FERRAILLAGE.
AUTO CAD 2011 : DESSIN.
MICROSOFT OFFICE 2007.

ANNEXE

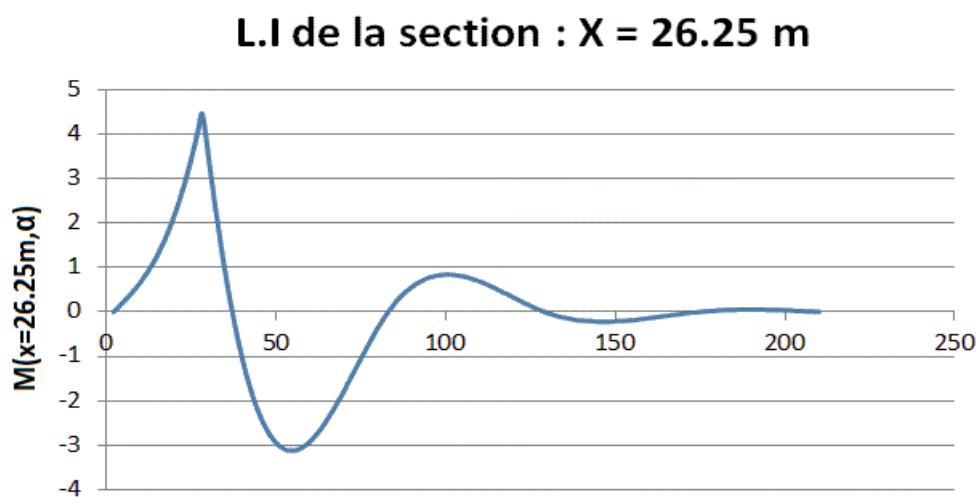
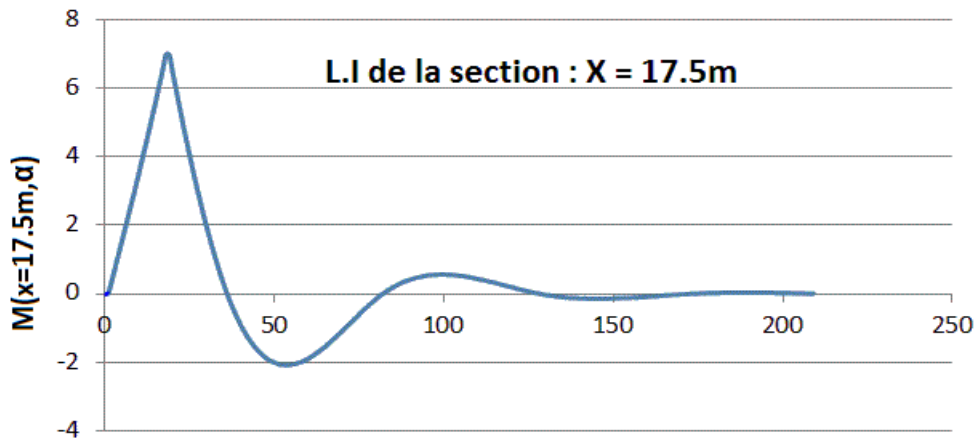
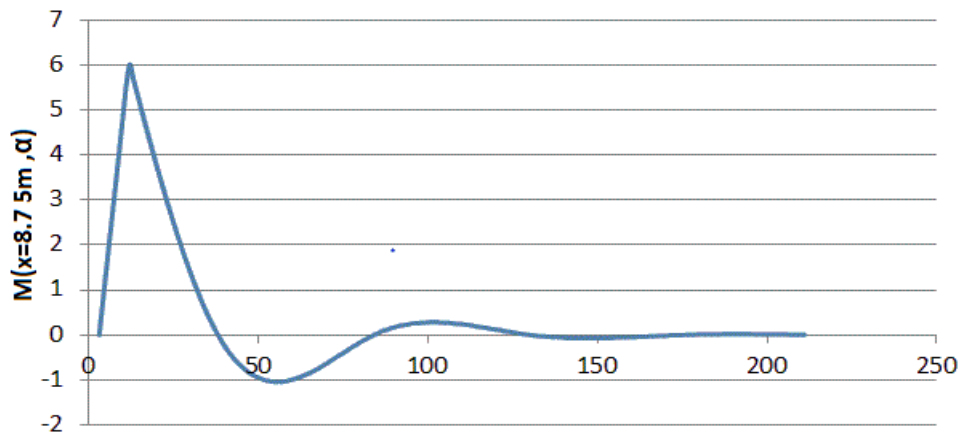
- ANNEXE -

ANNEXE

« LIGNES D'INFLUENCE »

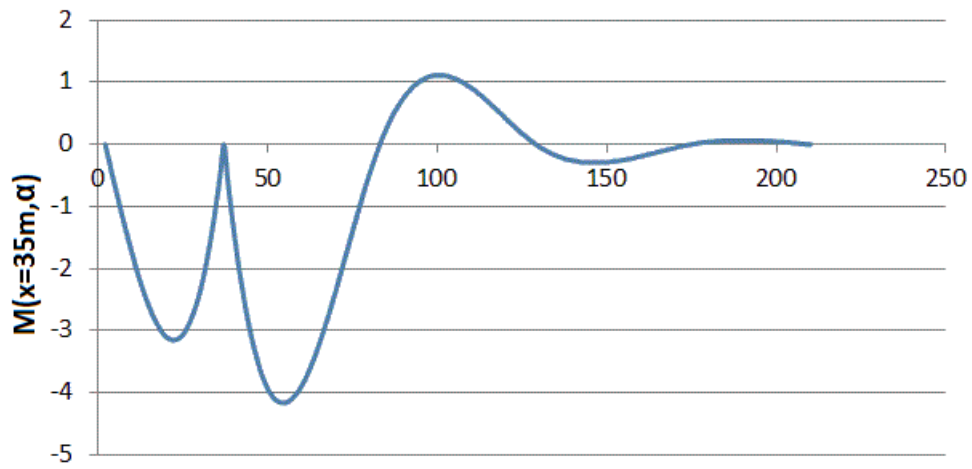
- Moments fléchissant -

L.I de la section : X = 8,75

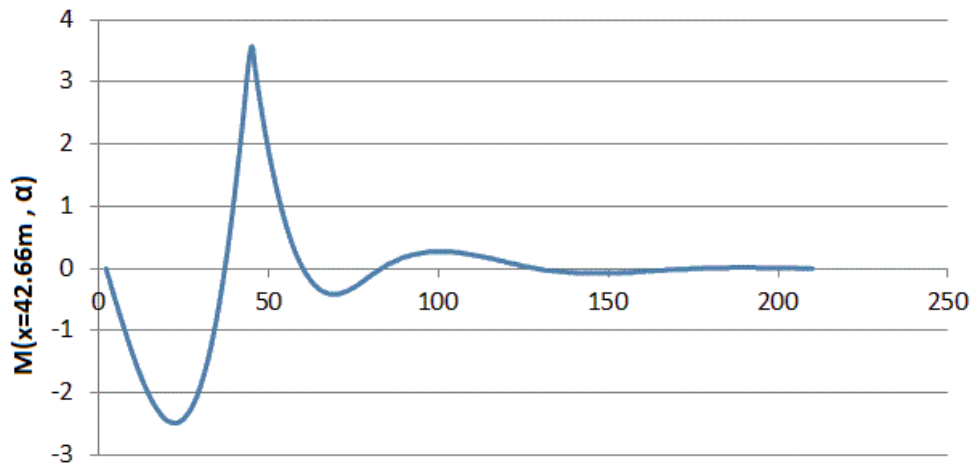


ANNEXE

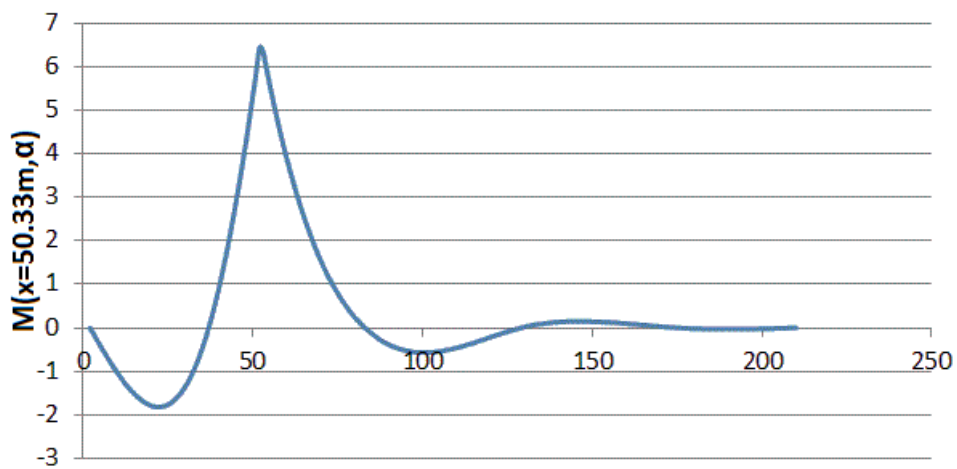
L.I de la section : X = 35m



L.I de la section X = 42,66 m

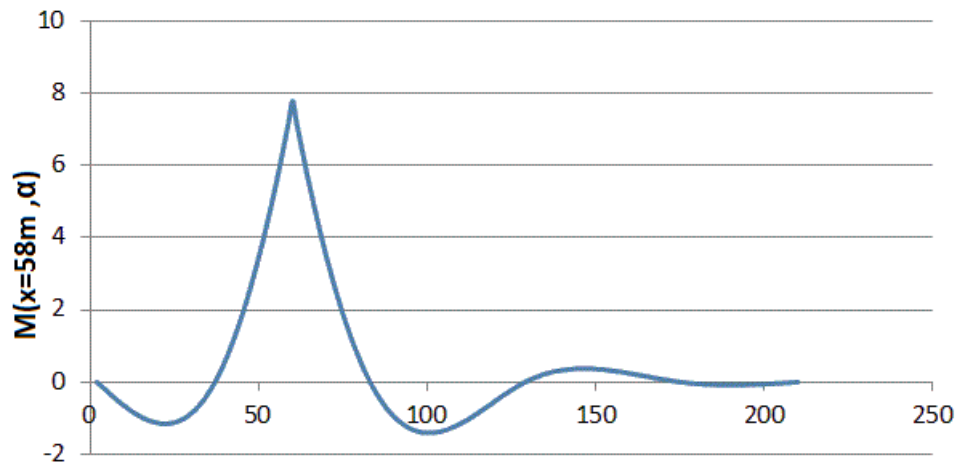


L.I de la section X = 50,33 m

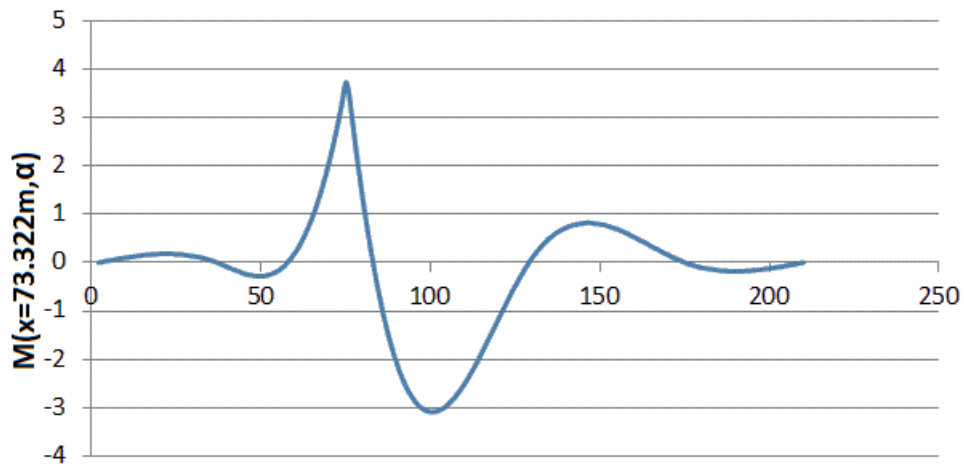


ANNEXE

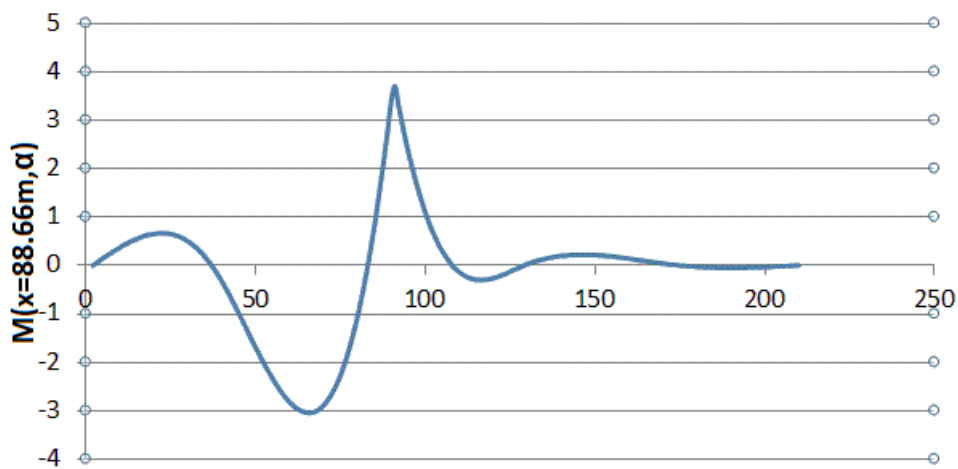
L.I de la section $X = 58 \text{ m}$



L.I de la section $X = 73,322 \text{ m}$

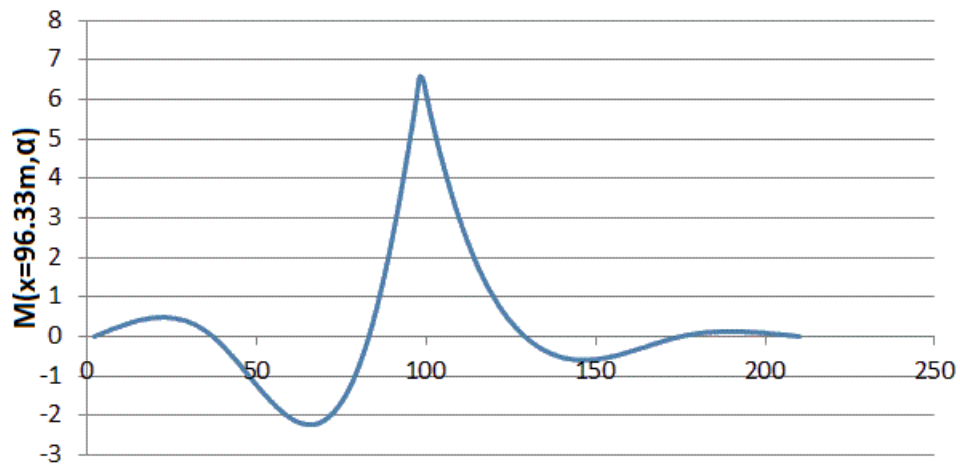


L.I de la section $X = 88,66 \text{ m}$

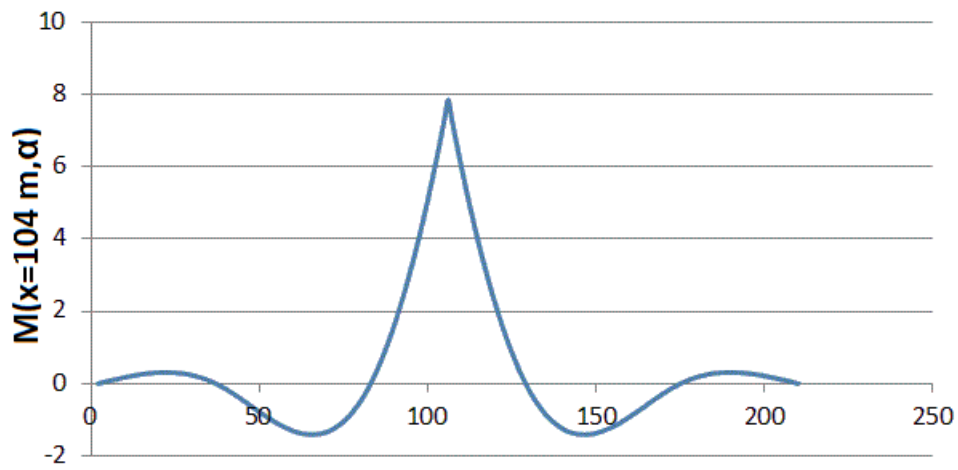


ANNEXE

L.I de la section X = 96.33 m



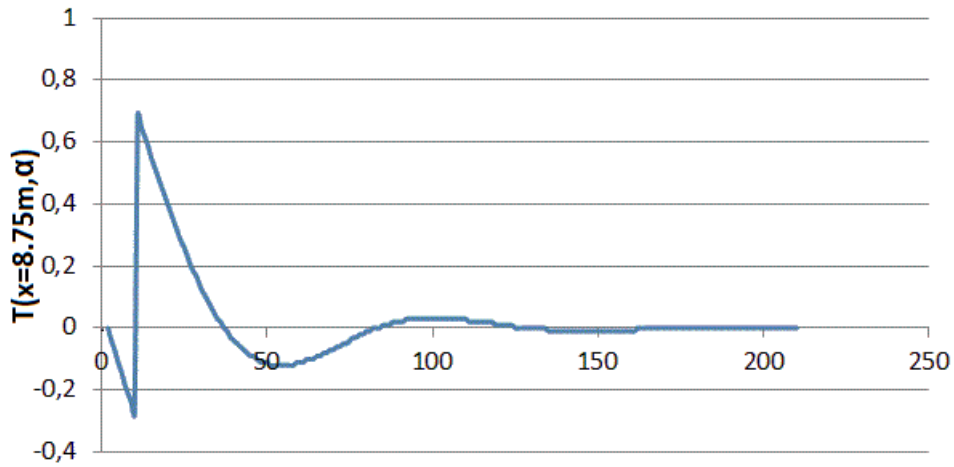
L.I de la section X = 104 m



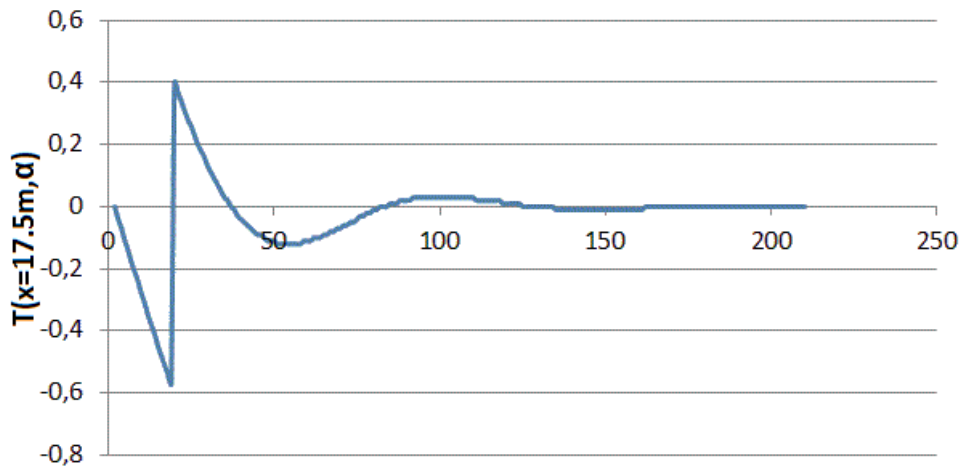
ANNEXE

- Efforts tranchant -

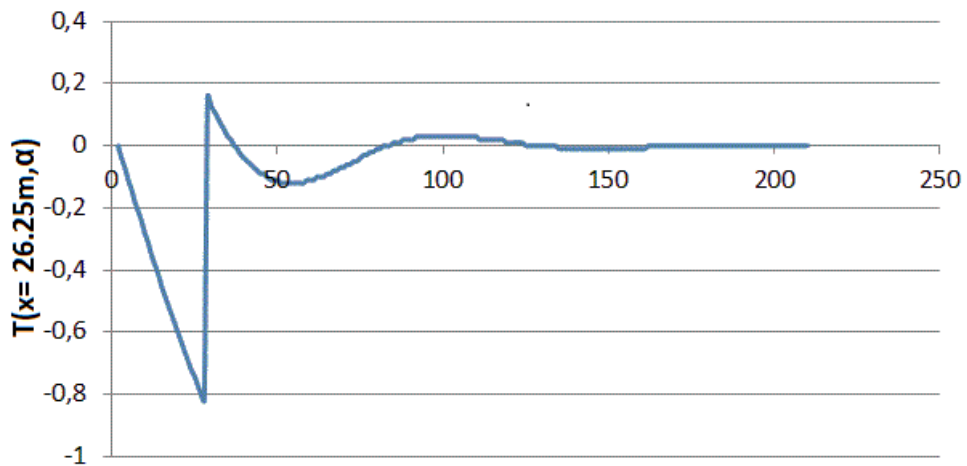
L.I de la section X = 8.75m



L.I de la section X = 17,5 m

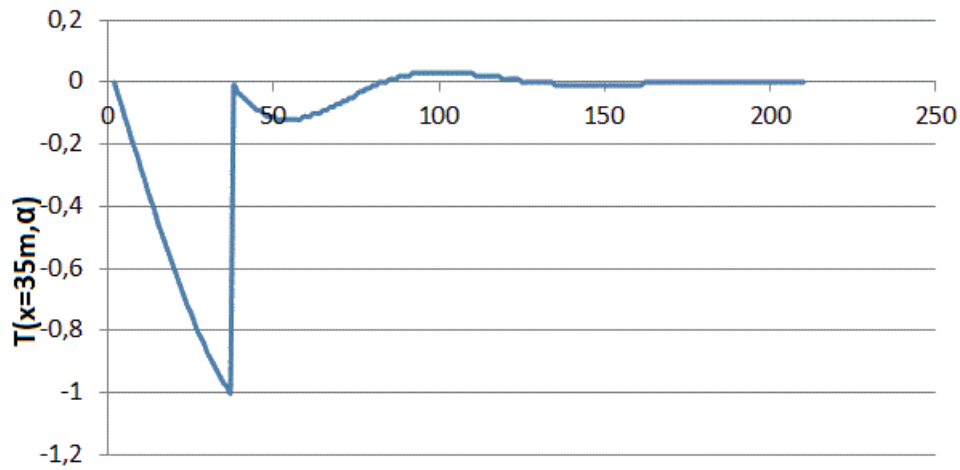


L.I de la section X = 26.25m

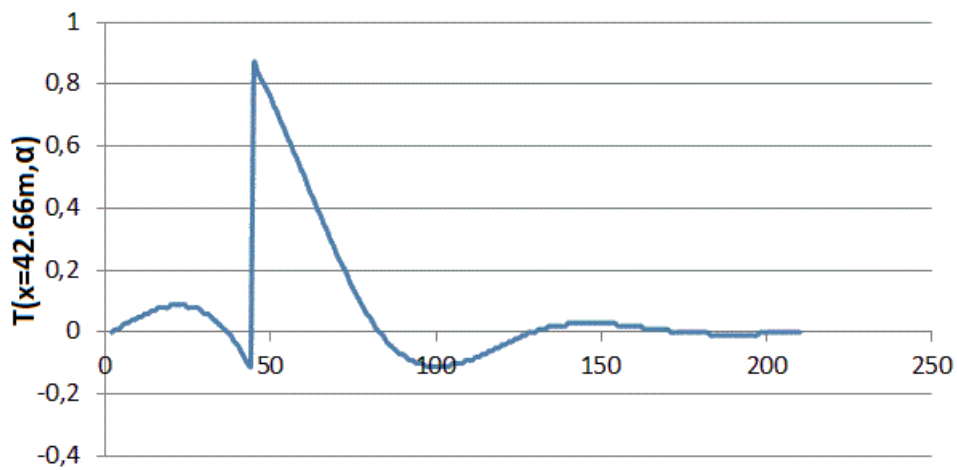


ANNEXE

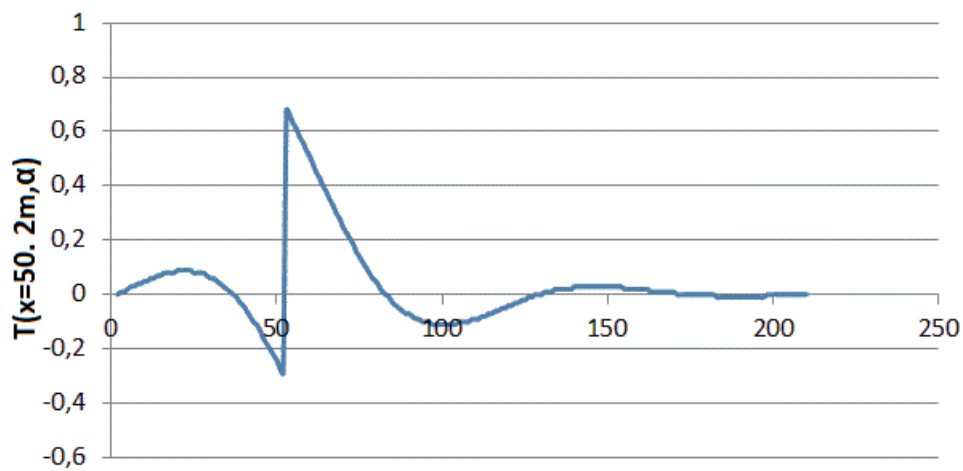
L.I de la section X = 35m



L.I de la section X = 42,66 m

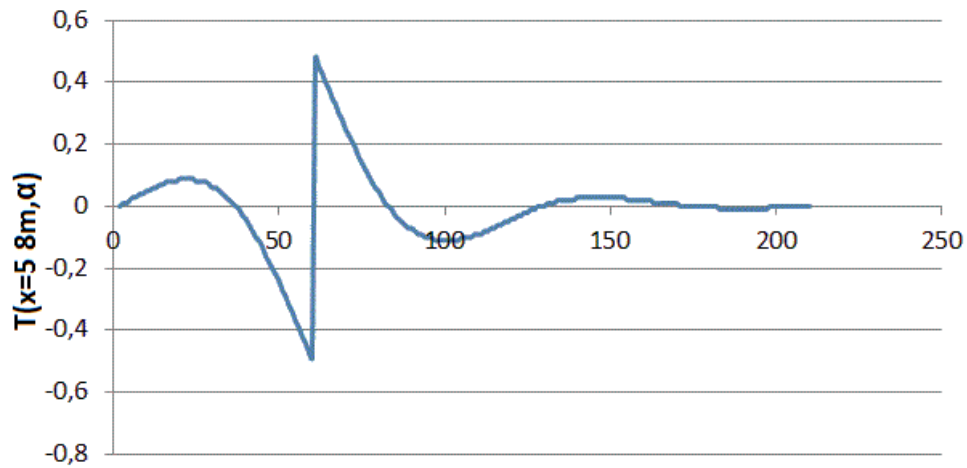


L.I de la section X = 50,2 m

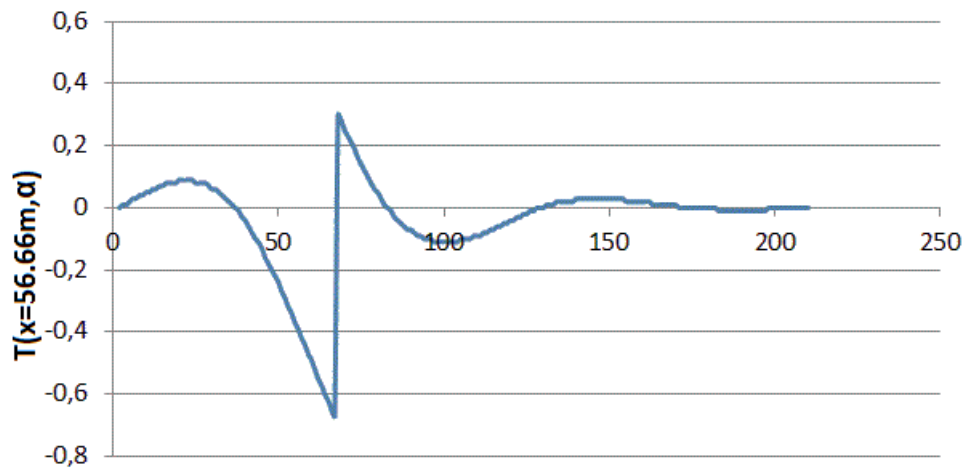


ANNEXE

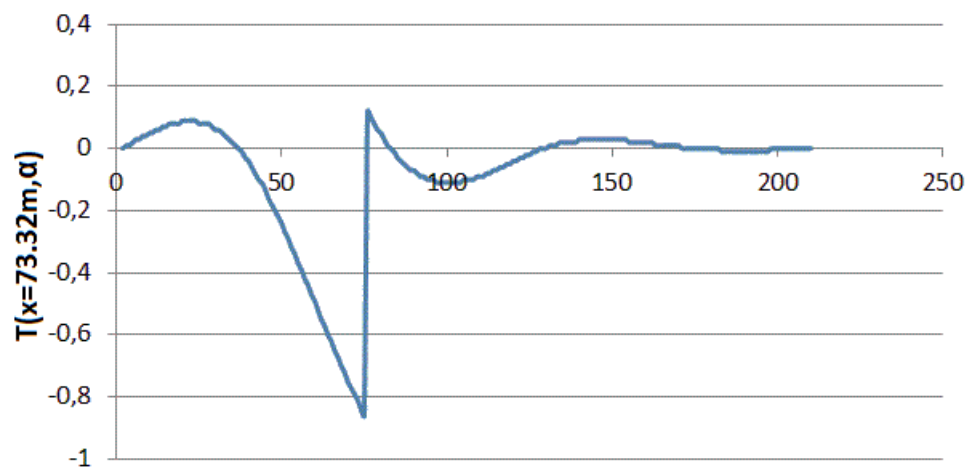
L.I de la section X = 58 m



L.I de la section X = 65,666m

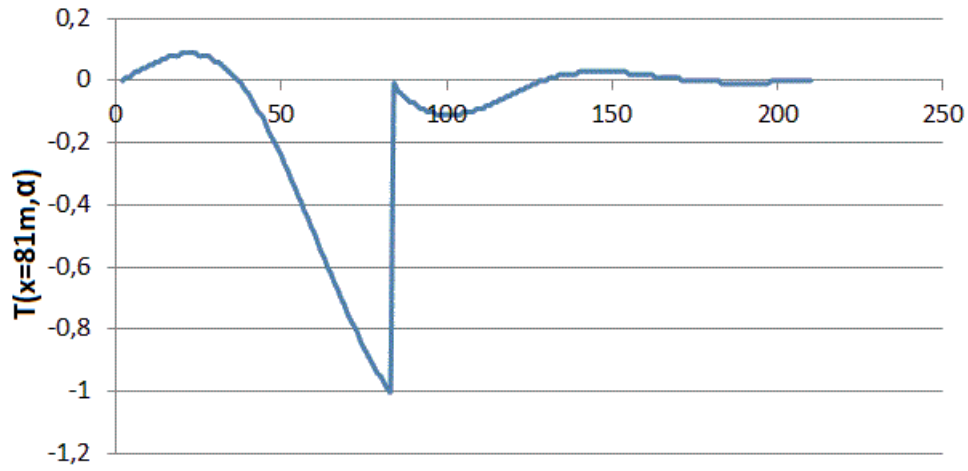


L.I de la section X = 73,32m

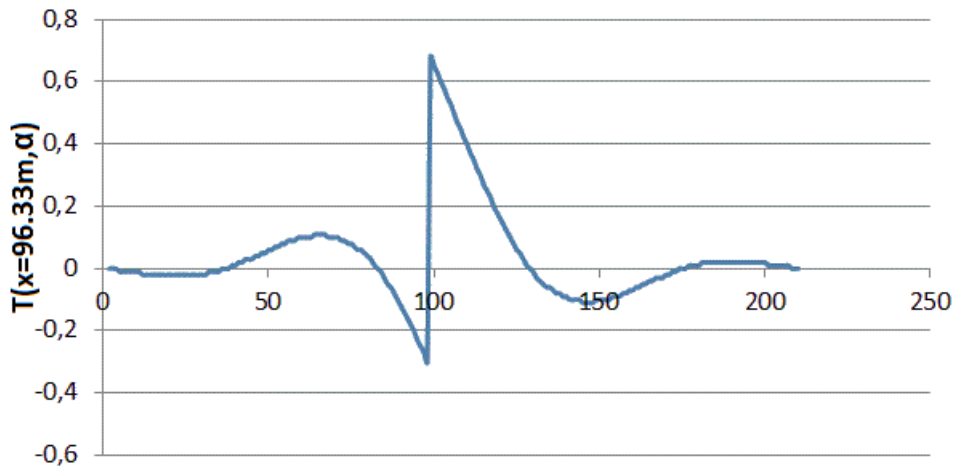


ANNEXE

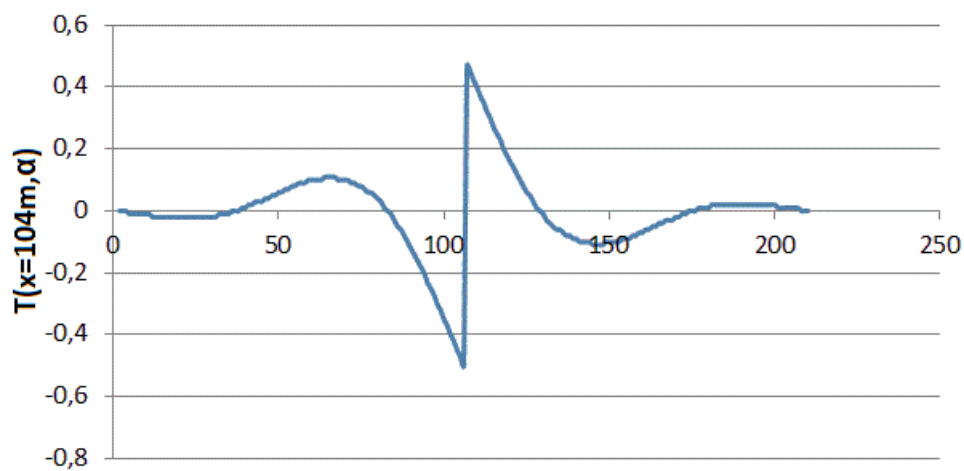
LI de la section X = 81m



LI de la section X = 96,33m



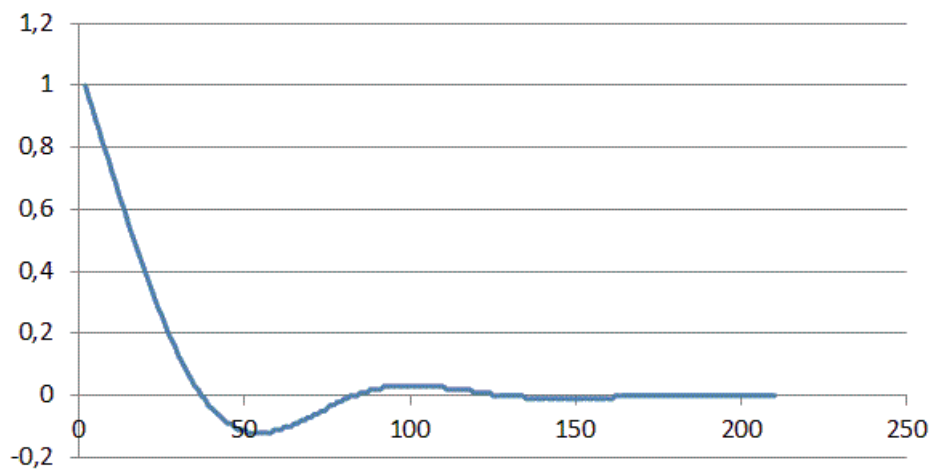
LI de la section X = 104m



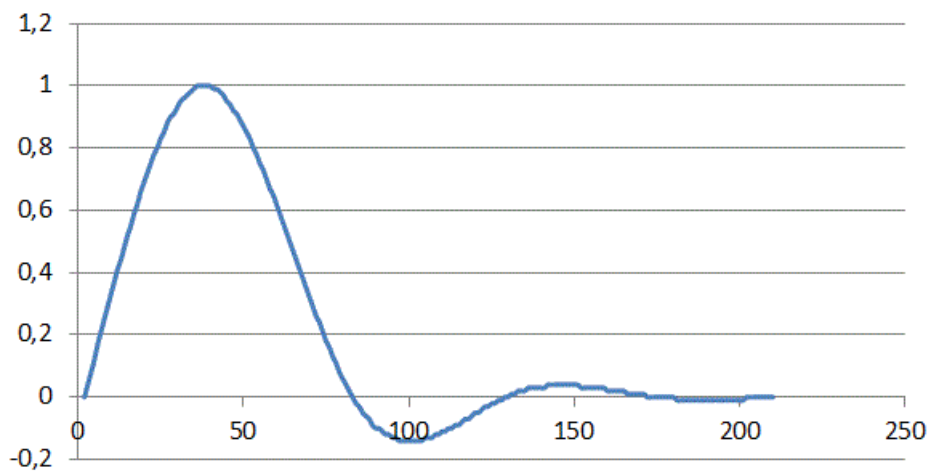
ANNEXE

-LES REACTION -

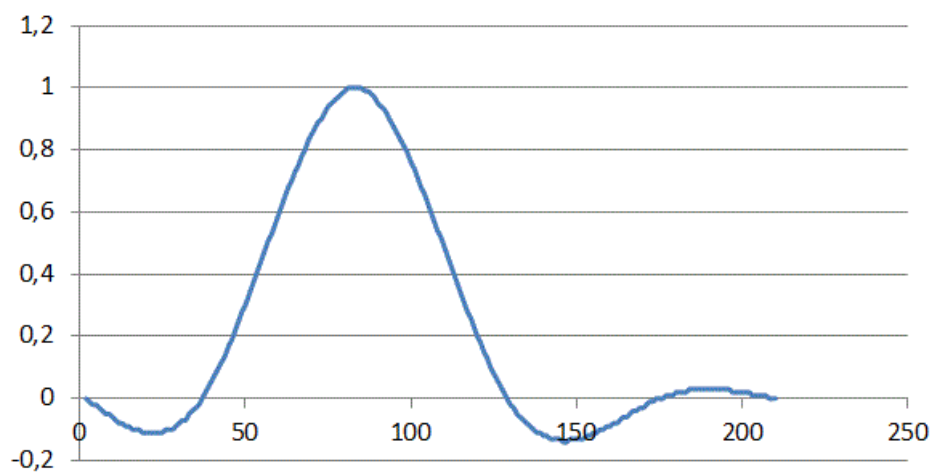
LI de la reaction R1



LI de la reaction R2

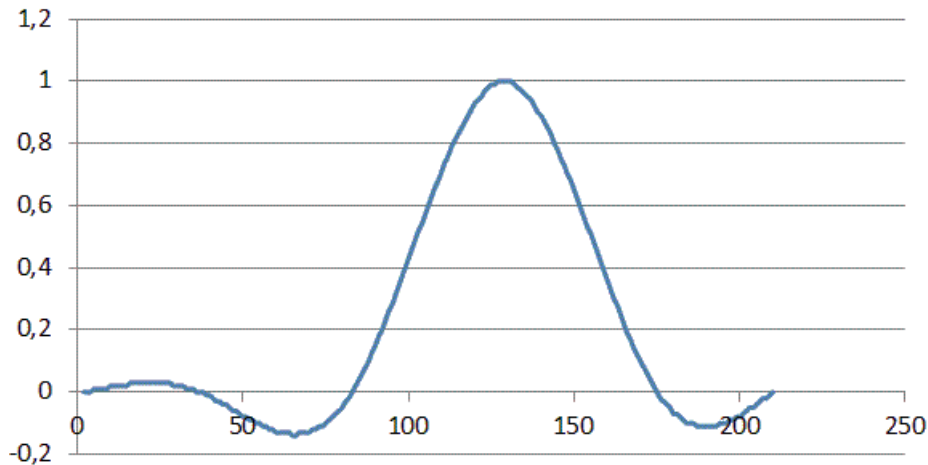


LI de la reaction R3



ANNEXE

LI de la reaction R4



« Tableaux chargement pondéré et répartition »

- trottoirs pondéré et répartition -

<i>Section</i>	<i>Efforts</i>					
	<i>1 trottoir chargé</i>			<i>1 trottoir chargé</i>		
	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	0		2,61705	0		2.39
8.75	15,0453		0,82125	13.74		0.75
17.5	14,3718		0,97455	13.125		0.9
26.25		2,02246	2,77035		1.84	2.53
35		34,1311	4,56615		31.17	4.17
42.66		4,3362	3,0879		3.9	2.82
50.32	13,359		1,5111	12.205		1.39
58	18,9873		0	17.34		0
65.66	12,7348		1,5987	11.63		1.46
73.32		7,2051	3,27405		6.58	3
81		36,5401	4,71945		33.37	4.31
88.66		6,3948	3,14265		5.84	2.76
96.32	11,7055		1,5768	10.69		1.44
104	18,2755		0	16.21		0

ANNEXE

- A(l) pondéré et répartie –

<i>Efforts</i>			
<i>Section</i>	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	0	0	55,32
8.75	347	87	24
17.5	420	175,53	11,76
26.25	256	263	38,65
35	218	411,74	54,37
42.66	168	202,11	24,5
50.32	331,47	207	21,25
58	442,65	324	9,87
65.66	240	262	22,03
73.32	85,32	345	44,56
81	446,34	345,1	69,7
88.66	110,08	187	46,68
96.32	367	118	23,32
104	456,3	225	8,94

- Bc pondéré et répartie –

<i>Section</i>	<i>Efforts</i>					
	Un file chargées			Deux files chargées		
	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	0	0	35,9055	0	0	57.633
8.75	206,0225	5,54896	23,4551	329,061	8,86387	37,4695
17.5	241,7961	89,54492	19,04848	386,205	143,025	30,4247
26.25	142,3627	134,36794	33,78514	227,387	214,618	53,9619
35	48,72246	179,91539	39,62245	77,8211	287,368	63,2837
42.66	94,14667	106,90991	35,01833	150,495	170,897	55,9747
50.32	85,60203	145,71866	25,01298	136,817	232,933	39,9792
58	254,557	62,24252	17,89587	406,913	99,4952	28,6069
65.66	225,8744	97,04676	24,87552	361,064	155,131	39,7591
73.32	102,6336	134,89171	32,50692	164,061	215,626	51,9617
81	47,3368	177,92775	39,82232	75,6687	284,42	63,6548
88.66	99,34566	134,9162	34,7284	158,806	215,666	55,5093
96.32	227,8929	98,85112	26,06605	364,29	158,015	41,665
104	273,0714	68,57042	18,16842	436,508	109,611	29,0409

ANNEXE

- B_t pondéré et répartie -

Section	Efforts					
	Un tandem chargé			Deux tandems chargés		
	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	0	0	24.88	0	0	37,107
8.75	150,231	26,557	17,198	224,060	39,60927	25,650
17.5	176,188	53,070	14,425	262,774	79,1525	21,514
26.25	111,173	79,628	20,710	165,807	118,7618	30,887
35	28,345	106,142	25,236	42,275	158,305	37,638
42.66	86,5486	62,547	21,735	129,084	93,28758	32,418
50.32	78,110	86,071	17,249	116,499	128,373	25,727
58	188,067	35,384	11,998	280,495	52,773	17,895
65.66	161,887	56,570	16,925	241,446	84,372	25,244
73.32	87,313	77,800	21,552	130,226	116,037	32,144
81	28,0538	105,053	25,059	41,8424	156,683	37,374
88.66	90,153	76,789	21,565	134,461	114,529	32,165
96.32	163,981	56,317	17,182	244,57	83,995	25,627
104	189,835	35,592	12,169	283,134	53,085	18,150

- MC 120 pondéré et répartie -

Efforts			
Section	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	0	0	67,71545
8.75	383,802	74,1457	47,11435
17.5	464,573	148,163	37,6671
26.25	315,172	221,858	57,7806
35	74,1273	464,622	69,483
42.66	219,42	191,261	53,57505
50.32	396,479	147,194	40,7146
58	471,143	169,648	34,77807
65.66	443,837	181,631	40,08072
73.32	265,632	223,443	58,8777
81	125,008	517,77	70,2144
88.66	254,405	222,358	60,29174
96.32	437,011	190,073	47,37034
104	496,437	184,922	33,8882

ANNEXE

-D240 pondéré et répartie -

<i>Efforts</i>			
<i>Section</i>	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	0	0	81.5
8.75	507.12	115.5	51.17
17.5	604.63	223	30.28
26.25	325.55	345	68.82
35	124.44	464.5	98.91
42.66	241	339	80
50.32	569.965	483.5	56.08
58	686.965	157.3	34.30
65.66	571.35	248.12	54.90
73.32	241.2	339.58	78.75
81	115.8	348	98.57
88.66	243	344.3	79.30
96.32	568.01	250.58	55.08
104	677.87	155.18	28.68

- Combinaisons de charge-

 ELU :

<i>ELU 1</i>			
<i>1.35G+1.6 (A(l) +Trottoir)</i>			
<i>Section</i>	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	0	0	247,3811
8.75	1514,818	278,4	98,8695
17.5	1730,25	561,696	63,835
26.25	819,2	895,429	198,17575
35	697,6	1404,8975	296,76575
42.66	537,6	763,46425	161,6225
50.32	1419,9665	662,4	108,882
58	1927,06225	1036,8	32,8665
65.66	1110,467	838,4	113,5755
73.32	273,024	1297,845	230,789
81	1428,288	88764,02	349,557
88.66	352,256	770,34	234,0275
96.32	1489,0005	377,6	117,005
104	1937,37	720	28,608

ANNEXE

<i>ELU 2</i>			
<i>1.35G+1.6 (Bc + Trottoir)</i>			
<i>Section</i>	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	526,4976	14,182192	130,3083
8.75	1022,346	228,84	70,74902
17.5	750,0692	343,3888	112,54204
26.25	124,51376	513,6178	175,74967
35	240,792	360,7647	212,34127
42.66	218,9072	489,40505	147,18922
50.32	1010,3233	159,19232	86,65304
58	1088,28465	248,2096	64,89706
65.66	604,9646	345,0016	126,21822
73.32	121,06992	648,917	190,04468
81	254,0896	88004,7656	215,33188
88.66	582,864	424,764	151,3155
96.32	1013,0133	175,3776	88,84644
104	477,21	120.36	42.35

<i>ELU 3</i>			
<i>1.35G+1.35 Mc120</i>			
<i>Section</i>	$M_+(t.m)$	$M_-(t.m)$	$T(t)$
0	0	0	126,311873
8.75	878,5827	100,096695	111,085358
17.5	971,42355	200,02005	74,205585
26.25	425,4822	347,4333	144,40356
35	100,071855	709,2252	203,2398
42.66	296,217	362,2266	146,508818
50.32	855,45315	198,7119	91,41471
58	1091,1213	229,0248	48,2328945
65.66	904,41495	245,20185	92,516472
73.32	358,6032	474,42105	158,081895
81	168,7608	88251,8895	207,51444
88.66	343,44675	453,4353	156,845349
96.32	870,37335	256,59855	101,722959
104	1095,65595	249,6447	45,74907

ANNEXE

<i>ELU 4</i>			
<i>1.35G+1.35 D240</i>			
<i>Section</i>	<i>M₊(t.m)</i>	<i>M₋(t.m)</i>	<i>T(t)</i>
<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>235,44</i>
<i>8.75</i>	<i>696,4245</i>	<i>155,925</i>	<i>108,4185</i>
<i>17.5</i>	<i>839,8755</i>	<i>301,05</i>	<i>87,588</i>
<i>26.25</i>	<i>474,93</i>	<i>561,6</i>	<i>225,7065</i>
<i>35</i>	<i>215,244</i>	<i>2262,546</i>	<i>352,404</i>
<i>42.66</i>	<i>382,941</i>	<i>665,6985</i>	<i>256,365</i>
<i>50.32</i>	<i>837,38475</i>	<i>652,725</i>	<i>148,608</i>
<i>58</i>	<i>1005,70275</i>	<i>212,355</i>	<i>48,87</i>
<i>65.66</i>	<i>859,9635</i>	<i>334,962</i>	<i>150,93</i>
<i>73.32</i>	<i>424,602</i>	<i>803,979</i>	<i>263,5065</i>
<i>81</i>	<i>265,68</i>	<i>2220,858</i>	<i>358,5195</i>
<i>88.66</i>	<i>447,741</i>	<i>771,309</i>	<i>257,958</i>
<i>96.32</i>	<i>896,8455</i>	<i>338,283</i>	<i>149,904</i>
<i>104</i>	<i>1055,5245</i>	<i>209,493</i>	<i>38,718</i>

 **ELS :**

<i>ELS 1</i>			
<i>1.0 G+1.2 A(L)+T</i>			
<i>Section</i>	<i>M₊(t.m)</i>	<i>M₋(t.m)</i>	<i>T(t)</i>
<i>0</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>118,5712</i>
<i>8.75</i>	<i>716,376</i>	<i>104,4</i>	<i>45,17</i>
<i>17.5</i>	<i>790,5</i>	<i>210,636</i>	<i>33,548</i>
<i>26.25</i>	<i>307,2</i>	<i>355,528</i>	<i>101,637</i>
<i>35</i>	<i>261,6</i>	<i>558,826</i>	<i>156,317</i>
<i>42.66</i>	<i>201,6</i>	<i>329,103</i>	<i>91,13</i>
<i>50.32</i>	<i>664,246</i>	<i>248,4</i>	<i>55,824</i>
<i>58</i>	<i>909,903</i>	<i>388,8</i>	<i>12,794</i>
<i>65.66</i>	<i>542,024</i>	<i>314,4</i>	<i>58,39</i>
<i>73.32</i>	<i>102,384</i>	<i>557,784</i>	<i>118,892</i>
<i>81</i>	<i>535,608</i>	<i>65348,22</i>	<i>177,484</i>
<i>88.66</i>	<i>132,096</i>	<i>351,936</i>	<i>118,806</i>
<i>96.32</i>	<i>673,754</i>	<i>141,6</i>	<i>59,42</i>
<i>104</i>	<i>901,528</i>	<i>270</i>	<i>10,728</i>

ANNEXE

<i>ELS 2</i>			
<i>1.0 G+1.2 Bc +surcharges trottoirs</i>			
<i>Section</i>	<i>M₊(t.m)</i>	<i>M₋(t.m)</i>	<i>T(t)</i>
0	0	0	52,1872
8.75	694,8492	10,636644	61,3334
17.5	749,946	171,63	55,94564
26.25	272,8644	297,4696	120,01128
35	93,38532	409,5796	167,01344
42.66	180,594	291,6474	128,89964
50.32	430,6624	279,5196	78,29904
58	867,0186	119,39424	35,27828
65.66	687,3008	186,1572	79,66492
73.32	196,8732	402,5352	127,77404
81	90,80244	65275,404	170,22976
88.66	190,5672	386,3352	129,40116
96.32	670,502	189,618	81,434
104	877,7776	131,5332	34,84908
<i>ELS 3</i>			
<i>1.0 G+1.2 D240</i>			
<i>Section</i>	<i>M₊(t.m)</i>	<i>M₋(t.m)</i>	<i>T(t)</i>
0	0	0	127,95
8.75	774,12	115,5	65,745
17.5	859,635	223	47,58
26.25	325,55	380,5	118,01
35	124,44	525,23	179,98
42.66	241	416,055	134,95
50.32	807,155	483,5	83,085
58	1023,245	157,3	35,25
65.66	797,45	248,12	83,35
73.32	241,2	467,565	136,97
81	115,8	65292	182,07
88.66	243	457,82	135,19
96.32	775,725	250,585	83,065
104	993,035	155,18	28,68

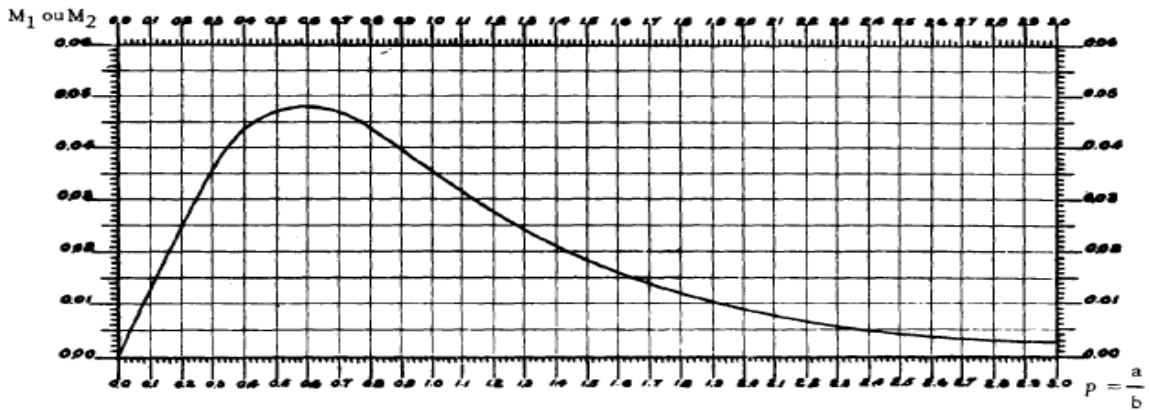
ANNEXE

<i>ELS 4</i>			
<i>1.0 G+1.2 Mc 120</i>			
<i>Section</i>	<i>M₊(t.m)</i>	<i>M₋(t.m)</i>	<i>T(t)</i>
0	0	0	93,56435
8.75	650,802	74,1457	82,28545
17.5	719,573	148,163	54,9671
26.25	315,172	257,358	106,9656
35	74,1273	525,352	150,548
42.66	219,42	268,316	108,52505
50.32	633,669	147,194	67,7146
58	808,238	169,648	35,72807
65.66	669,937	181,631	68,53072
73.32	265,632	351,423	117,0977
81	125,008	65371,77	153,7144
88.66	254,405	335,878	116,18174
96.32	644,721	190,073	75,35034
104	811,597	184,922	33,8882

« Abaques de Pigeaud »

ABAQUE N° - 61 -

**MOMENT FLECHISSANT AU CENTRE D'UNE DALLE RECTANGULAIRE
SIMPLEMENT APPUYEE SUR SES QUATRE COTES SOUS L'EFFET D'UNE CHARGE TOTALE
P = 1 UNIFORMEMENT REPARTIE**



ANNEXE

(5) Die in Bild 3.1 angegebenen Werte gelten für mittlere, relative Luftfeuchtigkeiten zwischen 40 % und 100 % und für Umgebungstemperaturen zwischen -40 °C und +40 °C. Nachfolgende Formelzeichen werden verwendet:

$\varphi(\infty, t_0)$ für die Endkriechzahl

t_0 für das Alter des Betons bei der ersten Lastbeanspruchung in Tagen

h_0 für die rechnerische Größe $h_0 = 2A_c/u$, wobei A_c die Querschnittsfläche des Betons ist und u der Querschnittsumfang der dem Trocknen ausgesetzten Teilflächen

S steht für Zement der Klasse S nach 3.1.2 (6)

N steht für Zement der Klasse N nach 3.1.2 (6)

R steht für Zement der Klasse R nach 3.1.2 (6)

(6) Die Schwinddehnung setzt sich aus zwei Komponenten zusammen: der Trocknungsschwinddehnung und der autogenen Schwinddehnung. Die Trocknungsschwinddehnung bildet sich langsam aus, da sie eine Funktion der Migration des Wassers durch den erhärteten Beton ist. Die autogene Schwinddehnung bildet sich bei der Erhärtung des Betons aus: Der Großteil bildet sich bereits in den ersten Tagen nach dem Betonieren aus. Die Betondehnung infolge des autogenen Schwindens ist eine lineare Funktion der Betonfestigkeit. Sie ist in der Regel besonders dort zu berücksichtigen, wo Frischbeton auf bereits erhärteten Beton aufgebracht wird. Somit ergeben sich die Werte für die Schwinddehnung ϵ_{cs} aus

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (3.8)$$

Dabei ist

ϵ_{cs} die Schwinddehnung;

ϵ_{cd} die Trocknungsschwinddehnung des Betons;

ϵ_{ca} die autogene Schwinddehnung.

Der Endwert der Trocknungsschwinddehnung beträgt $\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{cd,0}$. $\epsilon_{cd,0}$ darf Tabelle 3.2 entnommen werden (erwartete Mittelwerte mit einem Variationskoeffizienten von ca. 30 %).

ANMERKUNG Die Formel für $\epsilon_{cd,0}$ ist im Anhang B angegeben.

Tabelle 3.2 — Nennwerte für die unbehinderte Trocknungsschwinddehnung $\epsilon_{cd,0}$ (in ‰) für Beton mit Zement CEM Klasse N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relative Luftfeuchtigkeit (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,28	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

ANNEXE

153. FLEXION COMPOSEE
EFFORTS DE RUPTURE M_r ET N_r

$\sigma_r = 460 \text{ N/mm}^2$
 $\omega_{\text{max}} = 1.4$

$\frac{h'}{D} = 0.04$

