

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



**Ecole Nationale Supérieure des
Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

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

Thème

*Conception et Etude d'un pont rail sur la nouvelle
ligne ferroviaire AIN OUSSARA/ M'SILA
Section BOUGHEZOUL/M'SILA*

Proposé par :

COSIDER

Encadré par:

Mr.RILI

Présenté par :

RICHE Mustapha

MECHENANE Azzedine

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.



Dédicaces

*Tout d'abord je remercie Dieu de m'avoir donnée la force d'accomplir ce travail,
que je dédie à mes parents pour leur amour, leurs soutiens et leurs confiances.*

Rien n'aurait été possible sans eux

*A mon père qui n'a pas cessé de m'encourager et de se sacrifier pour que je puisse
franchir tout obstacle durant toutes mes années d'études,*

A ma plus belle et très chère maman,

Que Dieu les gardes en très bonne santé et je leurs souhaite une longue vie

A ceux que j'aime et je respecte :

A mes deux frères NADIR et RIAD,

A ma sœur DILLA,

A ma grande mère

A mes oncles et tantes

A mes cousins et cousines

*A mes amis, en particulier mon binôme R.Mustapha, K.Matouk, I.Mahmoud,
Z.Lyes, B.Hamza, B.Nabil, B.Djamal, K.Bachir, B.yazid, A.Mohand...*

Et tous ceux qui m'ont aidé et soutenus durant ces années de formation.

A ceux qui sont loin mais qui restent toujours dans nos cœurs quoi qu'il soit

« Pensé à mon grand-père, qu'il se repose en paix »

*Dans cette vie on n'est que de passage, laisser derrière soit un ouvrage c'est comme
laisser des enfants qui porteront ton nom a jamais*

Mechenane Azzedine



DEDICACES

Tout d'abord je remercie الله de m'avoir donnée la force d'accomplir ce travail, que je dédie à mes parents pour leurs amours, leurs soutiens et leurs confiances, rien n'aurait été possible sans eux,

A mon cher père, à ma plus belle étoile qui peut exister dans l'univers ; ma chère mère, celle à qui je souhaite une longue vie.

A mes frères et secours.

A mes oncles et tantes.

A mes cousins et cousines.

A mes beaux-frères et leurs familles.

A ceux qui sont loin mais restent toujours dans nos cœurs.

A mes amis : M.Azzedine, Z.Lyes, K.Matouk, I.Mahmoud, K.Bachir, B.Yazid, S.Daoudi, B.Djamal, B.Nabil, A.Mohamed, A.Omar, B.Sofiane, Y.Foudil, K.Boussaad, A.Hakim et K.Tarek.

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont porté d'aide et soutien durant ces années de formation.

Merci à tous.

Mustapha RICHE

Remerciements

Nous remercions le bon Dieu, le clément et le miséricordieux de nous avoir donnée la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail.

*Nous tenons à remercier **Mr. KENANE** et **Mr. BOUZIDI** pour leurs aides, compréhension et leurs patiences durant toute la période de préparation de ce mémoire.*

A tous les enseignants de l'E.N.S.T.P qui nous ont enrichis de connaissances et de savoir, ainsi aux responsables de la bibliothèque, du centre de calcul et de l'administration qui nous ont beaucoup facilité notre recherche.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES PONTS

INTRODUCTION	1
I. CLASSIFICATION DES PONTS	2
II. DIMENSIONNEMENT	8
III. TERMINOLOGIE	9
IV. EQUIPEMENT DES PONTS	10

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

INTRODUCTION	16
I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	17

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I. LES ETATS LIMITES	20
II. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	21

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

I. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT	27
II. PRESENTATION DES VARIANTES	27

CHAPITRE V : CHARGES ET SURCHARGES

I. REPRESENTATION DU TRAFIC FERROVIAIRE	37
II. ÉVALUATION DES CHARGES	37

CHAPITRE VI : CALCUL DES EFFORTS LONGITUDINAUX

I. CALCUL DES EFFORTS DANS LE CAS STATIQUE	46
II. LES EFFETS DYNAMIQUES	56
III. COMBINAISONS ENVISAGEES POUR LA VERIFICATION	60

CHAPITRE VII : CALCUL DES SOLLICITATIONS INTERNES

I. ETUDE DE L'EFFET DE RETRAIT	61
II. RETRAIT + ΔT	63
III. RETRAIT - ΔT	64

CHAPITRE VIII: DENIVELLATION

I. PRINCIPE DE LA DENIVELLATION D'APPUI	66
II. PRINCIPE DE CALCUL	67
III. CALCUL DE LA DENIVELLATION	68

CHAPITRE IX : ETUDE DE LA SECTION MIXTE

I.	HYPOTHESES DE CALCUL	71
II.	CARACTERISTIQUES D'UNE SECTION MIXTE	71
III.	ETUDE DE LA SECTION MIXTE	74

CHAPITRE X : CALCUL DES DEFORMATION DE LA POUTRE

I.	CALCUL DES FLECHES	80
II.	CALCUL DES ROTATIONS	82

CHAPITRE XI : DEVERSEMENT 86

CHAPITRE XII : VOILEMENT

I.	CONTRAINTE CRITIQUE	89
II.	PRINCIPE DE VERIFICATION	90
III.	VERIFICATION	92
IV.	ETUDE DES RAIDISSEURS	93

CHAPITRE XIII : ETUDE DES CONNECTEURS

I.	RESISTANCE D'UN CONNECTEUR A L'E.L.U	95
II.	CALCUL DE L'EFFORT DE CISAILLEMENT	95
III.	NOMBRE DE CONNECTEURS	96

CHAPITRE XIV : CALCUL DES EQUIPEMENTS DU PONT

I.	JOINT DE CHAUSSEE	97
II.	APPAREILS D'APPUI	99
III.	DES D'APPUI	119

CHAPITRE XV : LES ASSEMBLAGES

I.	LES MODES D'ASSEMBLAGES	112
II.	CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES	112
III.	CRITERES DE CHOIX DES MOYENS D'ASSEMBLAGES	113
IV.	ASSEMBLAGE PAR SOUDAGE	113

CHAPITRE XVI : CALCUL DES ENTRETOISES

I.	ROLES DES ENTRETOISES	117
II.	ENTRETOISE D'ABOUT	117
III.	ENTRETOISE INTERMEDIAIRE	121

CHAPITRE XVII : CALCUL DE LA DALLE

I.	FONCTIONNEMENT	123
II.	CALCUL DES MOMENTS	124
III.	DETERMINATION DES ARMATURES	133

CHAPITRE XVIII : ETUDE DE LA CAPACITE PORTANTE DES PIEUX

I.	CHOIX DU TYPE DE FONDATION	136
II.	DETERMINATION DE LA CAPACITE PORTANT D'UN PIEU	136

CHAPITRE XVIII : ETUDE DE LA PILE

I.	PRE DIMENSIONNEMENT	140
II.	EVALUATION DES EFFORTS	141
III.	FERRAILLAGE DU CHEVETRE	143
IV.	CALCUL DU FUT	148
V.	ETUDE DE LA SEMELLE	151
VI.	CALCUL DES PIEUX SOUS PILE	154

CHAPITRE XVIII : ETUDE DE LA CULEE

I.	FONCTION DES CULEES	157
II.	PRE DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE REMBLAYEE	158
III.	STABILITE DE LA CULEE	160
IV.	FERRAILLAGE DE LA CULEE	166

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

CHAPITRE I

Généralités Sur Les Ponts

INTRODUCTION

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

Lorsque le développement des échanges commerciaux a nécessité la construction d'une grande quantité de réseaux de chemins de fer, de routes et de ponts et où parallèlement les connaissances théoriques ont fait des progrès considérables. Cette période a commencé il y a près de 200 ans. Elle est marquée par le développement des ponts en béton armé puis en précontraints, des ponts suspendus de grandes portées et des ponts à haubans, qui ont tous été rendus possibles avec l'introduction de l'acier.

La forme des ponts évolue en fonction du matériau disponible. Jusqu'au XXI^e siècle, deux matériaux ont principalement influencé la forme : la pierre et l'acier. De nouveaux matériaux issus de l'industrie de la construction ont été introduits et les méthodes et moyens de calculs ont évolué. Des prototypes de ponts ont été construits avec un béton à ultra hautes performances possédant une résistance à la compression pouvant aller jusqu'à 200 MPa. Des ponts ont également été construits avec des matériaux composites, assemblages de résines et de fibres de carbone, pouvant résister à des efforts extrêmement élevés. Des formes nouvelles sont apparues. L'histoire des ponts est en continuelle évolution.

Cinq classes de ponts sont définies selon leur structure : les ponts voûtés, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts haubanés. Des critères spécifiques conduisent pour chacune de ces classes à définir une typologie qui lui est propre. Le matériau utilisé est un des critères de différenciation communs à l'ensemble des classes. Selon le matériau, les modes de conception, de construction, de surveillance et d'entretien seront différents. Chaque type de pont est adapté à une plage de portée, les ponts suspendus permettant les plus grandes portées.

I. CLASSIFICATION DES PONTS :

La classification des ponts peut être différente selon le critère de classement : la fonction, les matériaux, la structure, le type de travées (indépendante, continue, cantilever), l'importance de l'ouvrage (courant - non courant) ou selon des critères propres aux familles d'ouvrages (type de voûte pour les ponts voûtés ou types de nappes pour les ponts à haubans). Ces différents classements peuvent être croisés entre eux pour former des subdivisions.

1. Classification selon la voie portée :

La fonction d'un pont est liée à la fonction de la voie de communication portée :

- un pont routier désigne un ouvrage portant une route. Les ponts autoroutiers désignant un ouvrage portant une autoroute, sont rangés dans la famille des ponts routes.
- un pont-rail ou pont ferroviaire désigne un ouvrage portant une voie ferrée ou un tramway.
- une passerelle désigne un ouvrage portant une voie pour les piétons, voire dans certains cas pour les deux-roues.
- un pont aqueduc désigne un ouvrage portant une canalisation d'eau, par contre un oléoduc ou un gazoduc désigne explicitement la canalisation et non l'ouvrage qui la supporte.
- un pont-canal désigne un ouvrage portant un canal.
- un écoduc est un passage construit ou réservé dans un milieu aménagé, pour permettre aux espèces animales, végétales, fongiques, etc. de traverser des obstacles construits par l'homme ou résultant de ses activités.

2. Classification selon la structure :

La conception architecturale générale d'un ouvrage de franchissement fixe fait appel aux trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner cinq types de ponts fixes : les ponts à voûtes, les ponts à poutres, les ponts en arc, les ponts suspendus et les ponts à haubans.

✓ *Ponts voûtés*

Les ponts voûtés sont des ponts appartenant à la classe des ponts en arc. Ils ont été construits en pierre pendant plus de 1 500 ans, ce qui leur a valu la dénomination usuelle de ponts en maçonnerie. Puis le béton armé a supplanté la pierre, mais bientôt les ponts métalliques, autorisant de plus grandes portées, ont supplanté les ponts voûtés qui sont restés cantonnés aux portées faibles. Le métal est également utilisé pour certains types de ponts voûtés.

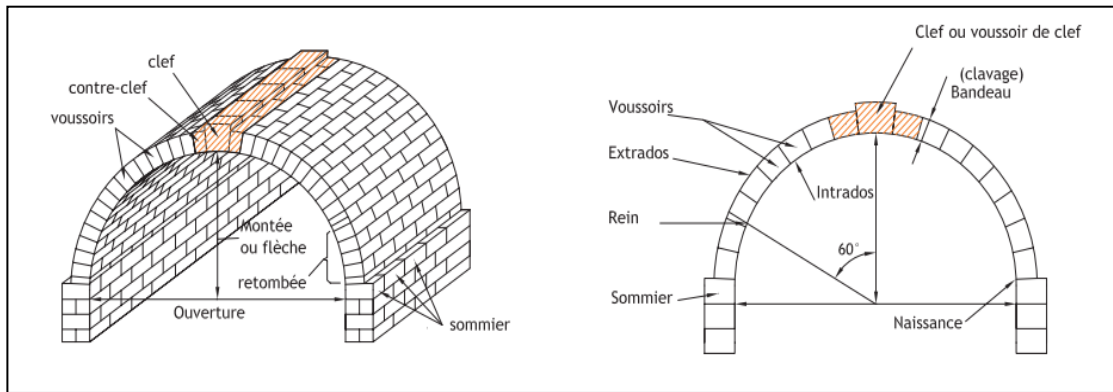


figure.I.1 : morphologie de la voûte

✓ Pont en arc

Avec le perfectionnement des propriétés de l'acier et des capacités de calculs apparentent les ponts en arc. Généralement, dans un pont en arc, la rivière ou la brèche est franchie en une seule fois par une seule arche alors que dans le pont à voûtes, le tablier repose sur des piles intermédiaires. Le pont en arc associe la compression à la flexion. Ils se caractérisent par le fait qu'ils exercent sur les culées un effort oblique tendant à écarter les points d'appui. Ils peuvent être différenciés selon la nature des matériaux de l'ouvrage (métal, béton armé, bois), selon la structure ou selon la position du tablier (porté, suspendu ou intermédiaire).

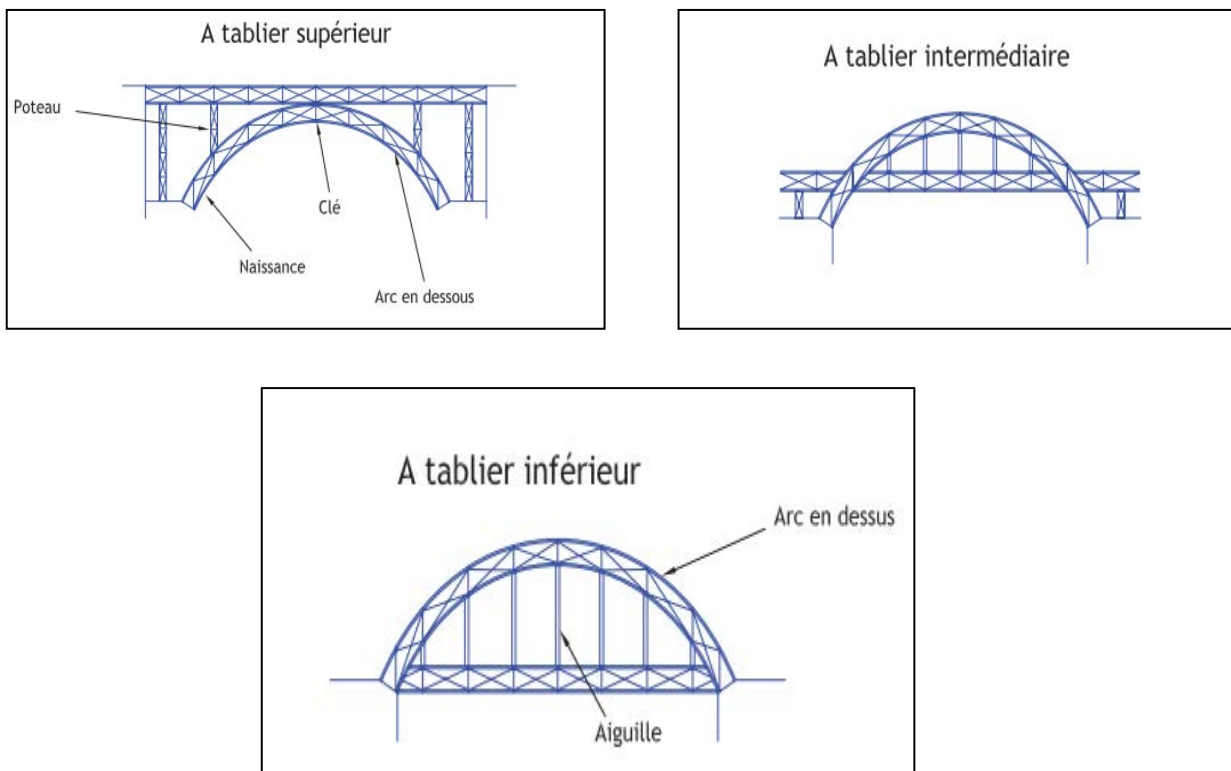


Figure.I.2 : pont suspendus

✓ Ponts suspendus

Les ponts suspendus se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton, assurant la continuité de la voie portée et la répartition des charges, et des organes porteurs : les suspentes, les câbles et les pylônes. Les suspentes supportent le tablier et transmettent les charges aux câbles porteurs. Ces derniers, d'allure parabolique, transmettent une réaction verticale sur les pylônes et des efforts de traction dans des câbles de retenue amarrés sur des massifs d'ancrages, excepté pour les ouvrages dits « auto ancrés » où les câbles sont amarrés sur le tablier.

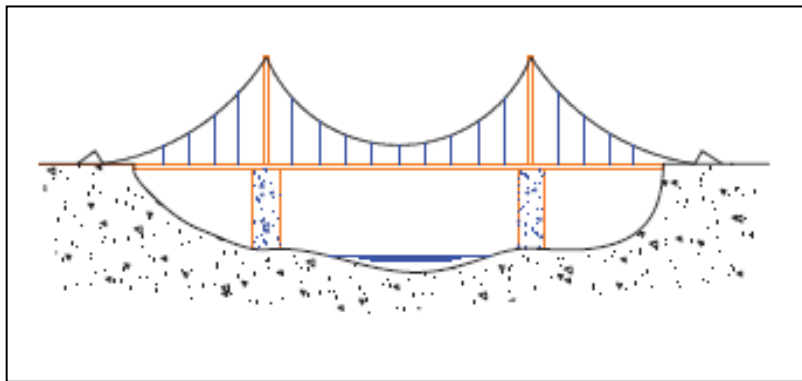


Figure.I.3 : pont suspendus

✓ Ponts haubanés

Les ponts à haubans se présentent sous la forme d'une structure comportant un tablier en acier ou en béton et des organes porteurs : pylônes, en acier ou en béton, travaillant en compression, et câbles inclinés, appelés haubans, travaillant à la traction.

Les ponts à haubans sont principalement différenciés selon leur nombre de pylônes. On distingue ainsi les ponts symétriques à trois travées, les ponts à pylônes uniques et les ponts à travées haubanées multiples.

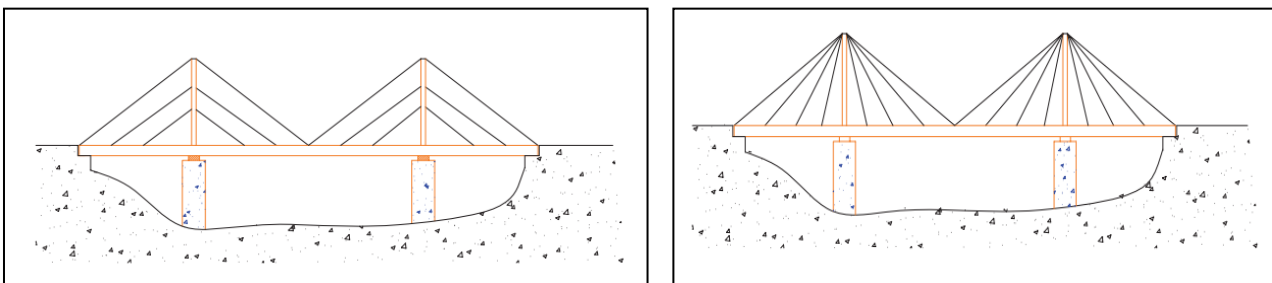


figure.I.4 : pont haubané

✓ Ponts à poutres

Les ponts à poutres désignent tous les ponts dont l'organe porteur est une ou plusieurs poutres droites. Ils n'exercent qu'une réaction verticale sur leurs appuis intermédiaires ou d'extrémités et les efforts engendrés dans la structure sont principalement des efforts de flexion. Deux critères permettent de différencier les poutres : la forme ou le matériau, le croisement des deux permettant de déterminer un grand nombre de poutres. Il existe quatre formes de poutres : les poutres à âmes pleines, les poutres caissons, les poutres treillis et les poutres bow-strings. Le matériau de constitution de la ou des poutres peut être le métal, le béton armé, le béton précontraint, le bois, plus récemment, des matériaux composites tels que la fibre de carbone.

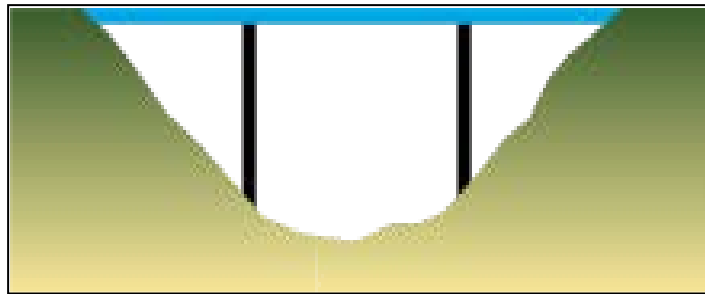


Figure.I.5 : pont à poutres

▪ Ponts à poutres en béton armé

Les poutres en béton armé sont parallèles sous la chaussée, presque toujours à âme pleine, solidarisées transversalement par des voiles en béton armé formant les entretoises.

La couverture (le hourdis) est une dalle en béton armé qui joue le rôle de membrure supérieure de liaison des poutres. Selon les dimensions respectives et modes de liaison de ces deux éléments, on distingue trois types de tabliers de ponts en béton armé : les tabliers à hourdis nervuré, les tabliers tubulaires (il existe un hourdis inférieur en plus du hourdis supérieur, on peut aussi parler de caisson) et les tabliers en dalle pleine (il n'y a pas de poutre). Ces ponts sont coulés en place. Beaucoup de ponts à portée modérée franchissant des routes et autoroutes sont de ce type.

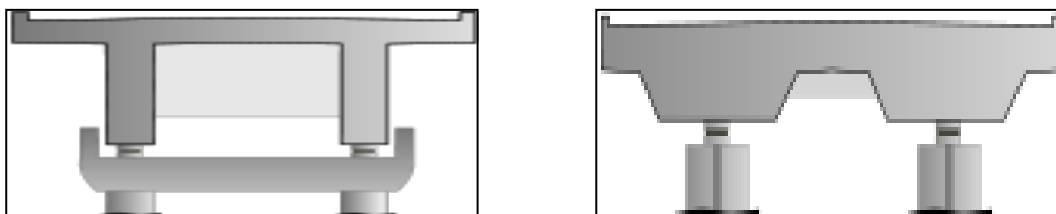


Figure.I.6 : ponts à poutres en béton armé

▪ Ponts à poutres en béton précontraint

Les poutres en béton précontraint sont utilisées pour construire des ouvrages dont la portée est au moins de 30 ou 40 m. La panoplie des solutions comporte :

- Les dalles nervurées, qui ne peuvent être construites que sur cintre, et dont la gamme des portées déterminantes n'excède guère la soixantaine de mètres.
- Les ponts à poutres précontraintes par post-tension, permettant de construire des viaducs à travées indépendantes de portées comprises entre 30 et 60 m.
- Les ponts caissons mis en place par poussage unilatéral ou bilatéral (portée principale usuelle comprise entre 35 et 65 m).
- Les ponts caissons construits en encorbellement, permettant d'atteindre couramment des grandes portées de l'ordre de 130 ou 140 m, mais dont le domaine d'emploi s'étend jusqu'à 200 m de portée principale.

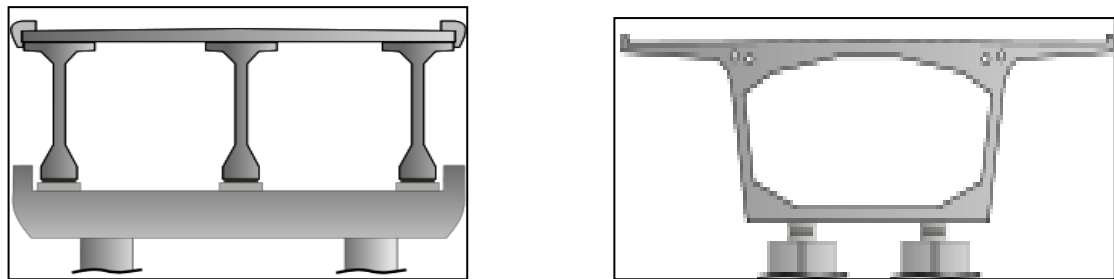


Figure.I.7 : Ponts à poutres en béton précontraint

▪ Ponts à poutres mixtes acier/béton

Un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique. Ils connaissent un fort développement depuis les années 80 avec notamment les ponts bipoutres mixtes qui sont une solution relativement économique pour des portées comprises entre 35 et 80 m. Les ponts à poutre caisson seront choisis lorsqu'un grand élancement est requis ou lorsque l'ouvrage présente une courbure très prononcée.



Figure.I.8 : Ponts à poutres mixtes acier/béton

- **Ponts à poutres métalliques**

Les poutres métalliques peuvent être positionnées sous la chaussée ou de part et d'autre de celle-ci. Les poutres à âme pleine sont actuellement les plus utilisées car leur fabrication est relativement aisée. Les poutres caissons ont une meilleure résistance à la torsion que les poutres à âme pleine. Les poutres en treillis, constituées de barres métalliques horizontales, verticales ou obliques, appelées membrures, étaient très utilisées au XIX^e siècle ou pour les ponts-rails. Elles ne sont aujourd'hui utilisées que lorsque les contraintes constructives ne permettent pas de mettre en place des poutres sous chaussées. Les poutres bow-strings ne doivent pas être confondues avec les poutres en treillis de hauteur variable. Extérieurement elles y ressemblent, mais il s'agit bien d'arc dont la poutre inférieure de liaison sert de tirant.

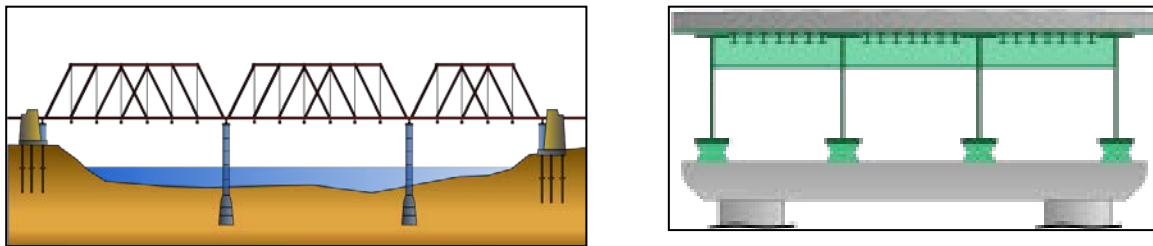


Figure.I.9 : Ponts à poutres métalliques

3. Classification selon la nature

Ponts fixes : Les ponts fixes comprennent tous les ouvrages dont l'élément porteur, et en particulier le tablier, est fixe.

Ponts mobiles : Un pont mobile est un pont dont le tablier est mobile en partie ou en totalité.

Ponts provisoires.

Ponts habités.

4. Classification selon la brèche franchie.

- **Viaduc**

Un viaduc est un ouvrage d'art routier ou ferroviaire qui franchit une vallée, une rivière, un bras de mer ou tout autre obstacle et qui présente une hauteur ou une longueur, parfois les deux, plus grande que celle qu'exigerait la seule traversée de la rivière ou de la voie à franchir.

La terminologie de "pont" et de ses "viaducs d'accès" est souvent utilisée. La distinction absolue entre les deux termes n'est toutefois pas clairement définie.

Différents type de ponts ferroviaire :

Les tabliers de pont ferroviaires courants en béton peuvent être classés en deux catégories :

- ✓ Les tabliers dans lequel le béton constitue l'élément porteur principal :
 - Pont en béton armé (les cadres, les portiques, les dalles, les ponts à poutres)
 - Pont en béton précontraint
- ✓ Les tabliers dans lesquels le béton est associé à un élément porteur métallique :
 - Pont a poutrelles enrobées
 - Pont mixte acier béton
 - Pont a poutres latérales.

II. DIMENSIONNEMENT

Le dimensionnement du pont passe par le pré dimensionnement des éléments principaux de l'ouvrage (fondations, appuis, éléments porteurs) par application des règles de la résistance des matériaux puis par la vérification de l'ouvrage et des parties de l'ouvrage aux états limites sous certaines conditions de charges normées.

✓ Les fondations :

En fonction de la portance du sol où sont localisés les appuis, le concepteur devra choisir entre fondations superficielles ou fondations profondes. Les fondations superficielles reposent sur le sol ou y sont faiblement encastrées. Elles travaillent grâce à la résistance du sol sur lequel elles s'appuient. Les fondations profondes traversent en général un sol médiocre et sont encastrées dans un sol consistant. Elles travaillent par frottement latéral du sol contre ses éléments. Des dispositions complémentaires peuvent être prises pour renforcer la portance du sol, comme l'injection de coulis de ciment dans le sol. La qualité et la précision des études géotechniques sont ainsi essentielles pour concevoir correctement les fondations d'un ouvrage.

✓ Appuis :

Les piles travaillent principalement en compression, mais aussi en flexion sous l'action dynamique du vent sur le tablier et les autres éléments de superstructures du pont, particulièrement pour les ponts de grande hauteur. Après les piles de ponts en maçonnerie des ponts voûtés et les piles métalliques des ouvrages du XIX^e siècle, les piles modernes sont en général en béton armé. Certaines d'entre elles peuvent être précontraintes verticalement sur une section ou sur la totalité de leur hauteur, précisément pour lutter contre ces efforts de flexion. Le dimensionnement consiste donc à définir, en fonction de charges appliquées, la section de la pile ainsi que la nature et les dispositions des armatures d'acier.

✓ *Éléments porteurs :*

Pour les ponts à poutres, la hauteur des poutres est un paramètre important. Plusieurs considérations sont à prendre en compte pour leur dimensionnement selon la nature des matériaux. Pour les poutres préfabriquées en béton précontraint, si leur hauteur est trop grande, elles risquent de manquer de stabilité, lorsqu'elles ne sont pas encore solidarisiées, et de présenter une trop grande prise au vent. En revanche, la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontrainte, et même des sections de béton.

Pour les poutres de ponts métalliques, le nombre de poutres conditionne directement la hauteur de celles-ci. Depuis le début des années 1990, la tendance est à la diminution du nombre de poutres sous chaussée, mais l'adoption d'une structure à deux poutres n'est cependant pas systématique. De nombreux paramètres tels que le poids de l'acier, le transport ou le montage peut jouer en faveur d'une structure à plus de deux poutres.

Pour les ponts suspendus, à l'origine, l'étude du pont était celle du câble isolé, les plus gros efforts dans ce câble étant ceux de la charge totale et leur calcul était immédiat. Avec l'association câble - poutre de rigidité, l'étude était plus complexe. Dans ce cas, le câble est une funiculaire des charges qui lui sont transmises par les suspentes, et dont les côtés sont tangents à une parabole. Pour la poutre de rigidité (tablier), la section est en général constante et le maximum du moment fléchissant est situé à peu près au quart (25 %) de la portée.

Pour les ponts à haubans, le dimensionnement du tablier est dicté par les sollicitations de flexion transversale, par la reprise des efforts ponctuels dans la zone d'ancrage des haubans et, dans le cas des tabliers à suspension axiale, par la limitation de la déformation en torsion sous l'effet de charges d'exploitation excentrées.

III. TERMINOLOGIE

Un pont comprend trois parties distinctes :

- **le tablier** : structure sur laquelle se fait le déplacement à niveau ou avec une pente suffisamment faible pour être admissible par des piétons, des animaux ou des véhicules (automobiles, trains, avions, etc.) entre ses deux extrémités. Le tablier comprend une ou des travées qui sont des parties du pont comprises entre les piles ou entre une pile et une culée. Dans le cas des ponts suspendus et des ponts à haubans, le tablier est soutenu par des suspentes ou des haubans accrochés à des pylônes ;
- **les appuis** : qui supportent le tablier : culées aux deux extrémités et piles intermédiaires ou piles culées si le tablier n'est pas continu ;
- **les fondations** : qui permettent la transmission des efforts de l'ouvrage au terrain.

Le schéma représente un pont à poutre droite continue sur appui. Les définitions complémentaires suivantes peuvent être données :

- l'ouverture est l'espace libre entre les piles ;
- l'ouverture totale est la distance entre murs droits (piédroits) des culées ;
- le tirant d'air est la hauteur libre sous l'ouvrage ;
- le gabarit de navigation est l'espace libre nécessaire au passage sous ou sur l'ouvrage.

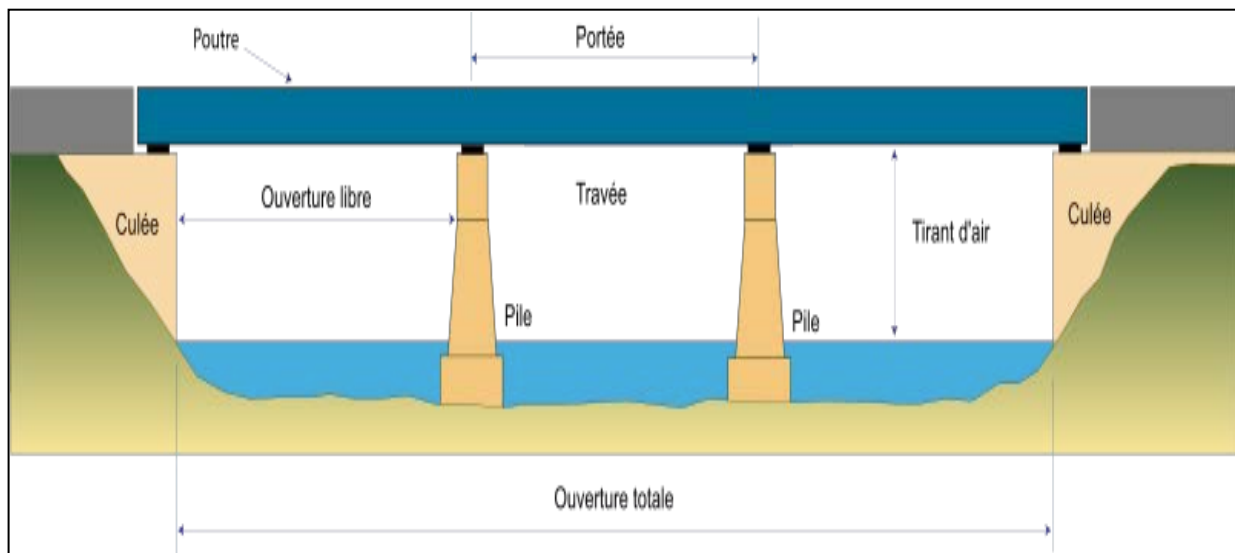


figure.I.10 : éléments d'un pont à poutres droite.

IV. EQUIPEMENT DES PONTS :

Les équipements des ponts couvrent un ensemble de dispositifs de nature, de conception et de fonctionnement très divers, dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis-à-vis des usagers. Ces dispositifs, parce qu'ils n'ont pas la pérennité de la structure elle-même, ne sont généralement pas liés définitivement à l'ouvrage et remplissent un certain nombre de fonctions. Ils permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers (qualité de la chaussée, dalles de transition entre les remblais et les culées, bordures de trottoirs et dispositifs de retenue, à savoir garde-corps, glissières et barrières), de protéger la structure et ses abords (étanchéité, évacuation des eaux, protection des talus par des perrés, etc.) tout en favorisant son bon fonctionnement (appareils d'appui, joints de dilatation). Enfin, les corniches ont un rôle principalement esthétique et les écrans acoustiques éventuels améliorent le confort des riverains.

1) Étanchéité

La pénétration de l'eau à l'intérieur du tablier (eau de pluie...) entraîne des risques graves de corrosion des armatures en acier (passives et actives) et doit être évitée, quel que soit le matériau utilisé. Pour cela, on recourt généralement à une chape d'étanchéité (représentant 2 à 3 % du coût de l'ouvrage neuf), disposée sur la dalle de béton, ou à un complexe étanche sur les platelages métalliques (platelages orthotropes).

2) Joints de dilatation.

Les joints de dilatation sont les dispositifs permettant d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier. De tels joints existent au moins aux extrémités des tabliers, quel que soit leur type.

- Lorsque les tabliers sont très longs, des joints intermédiaires sont prévus pour limiter l'amplitude des variations de longueur, dues à la température ou aux effets différés, dans le cas des structures en béton (retrait, fluage), et l'intensité des efforts transmis en tête des appuis.

La longueur maximale de tablier continu sans joint de dilatation est couramment de l'ordre de 500 à 600 m, mais, en recourant à des joints spéciaux, cette longueur peut être portée à 800 ou 900 m.

- Les joints sont des points faibles, à travers lesquels l'eau peut pénétrer dans la structure. On limite leur nombre autant que possible en préférant des structures continues ou rendues partiellement continues. En particulier, dans le cas des ponts à poutres précontraintes par post-tension, les travées sont systématiquement attelées par groupes de trois ou quatre (continuité de la dalle de couverture), de sorte que les joints de chaussée ne sont disposés que tous.

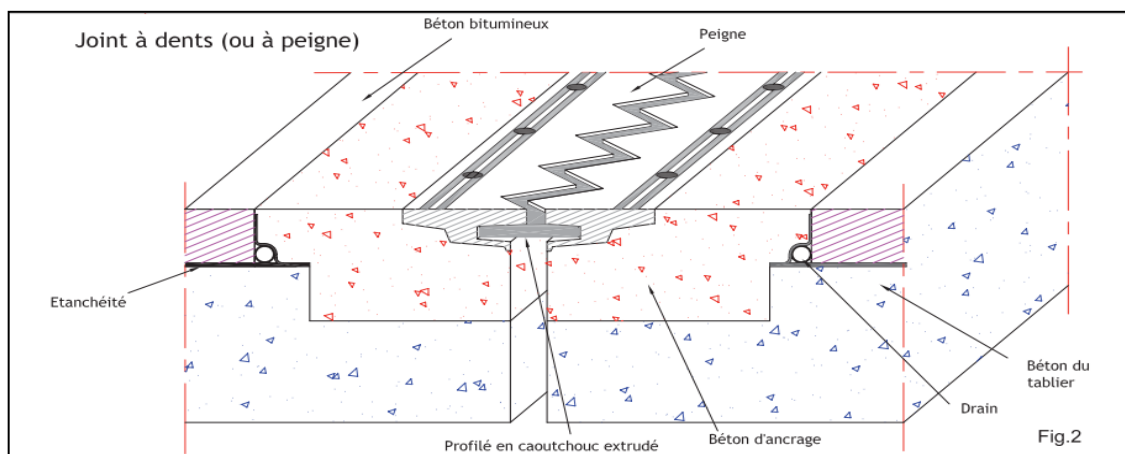


figure.I.11 : joint de chaussée

3) Dispositifs de retenue pour les ponts

Les dispositifs de retenue comprennent :

- les garde-corps
- les glissières
- les barrières
- Les garde-corps : ont essentiellement pour objet la protection des piétons.

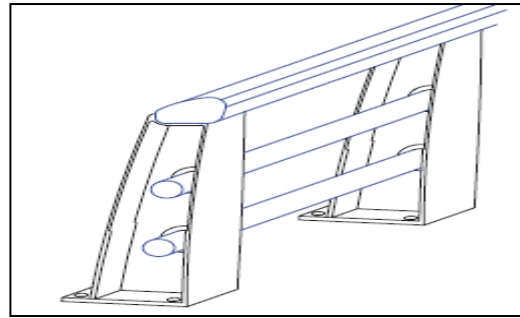


Figure.I.12.garde-corps

4) Corniches :

Les corniches sont des éléments qui équipent les bords latéraux d'un pont et dont le rôle principal est d'améliorer l'esthétique de l'ouvrage :

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

Depuis quelques années, le rôle de la corniche s'est orienté très nettement vers l'élément de décoration de l'ouvrage pendant que toutes les autres fonctions (larmiers, fixations du garde-corps...) étaient assurées par d'autres dispositions constructives.

5) Appareils d'appui

Les appareils d'appui interviennent directement dans le fonctionnement de la structure. Placés entre le tablier et les appuis, leur rôle est de transmettre les actions verticales dues à la charge permanente et aux charges d'exploitation (charges routières ou ferroviaires) et de permettre les mouvements de rotation (effets des charges d'exploitation et des déformations différées du béton).

Les appareils d'appui se répartissent en trois familles principales :

- les appareils d'appui en acier spécialement conçus pour certains grands ponts métalliques, mais dont l'emploi est de plus en plus rare pour des raisons de coût et d'entretien.
- les appareils d'appui en caoutchouc fretté, constitués par un empilage de plaques d'élastomère et de feuilles d'acier (ce sont les plus répandus pour les ouvrages courants et, parfois, pour les grands ponts) ;
- les appareils d'appui spéciaux ou à pot

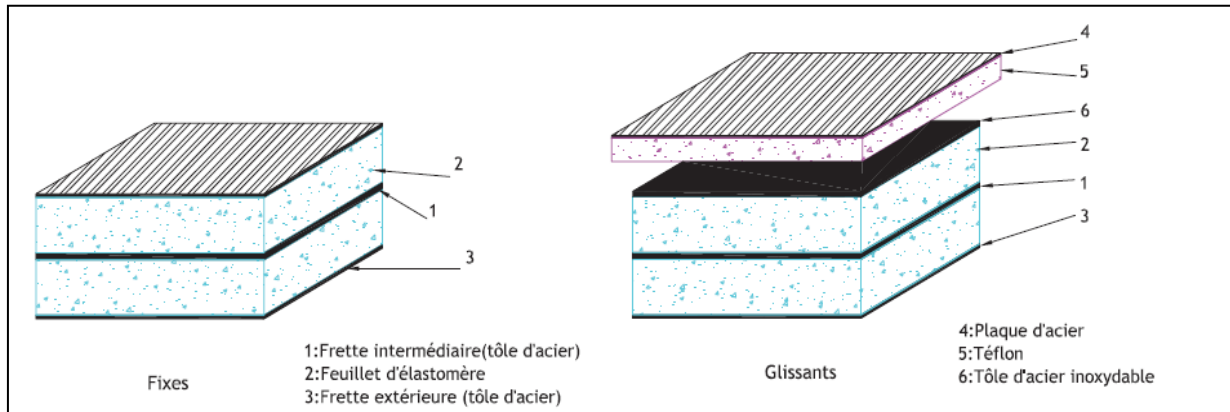


figure.I.13 : appareil d'appui

6) Évacuation des eaux

L'objectif d'un système d'évacuation des eaux, qui doit être prévu au niveau de la conception de l'ouvrage, est d'assurer :

- une évacuation rapide des eaux pluviales pour éviter l'inondation de la chaussée ;
- une protection de la structure vis-à-vis des infiltrations d'eau plus ou moins chargées d'agents nocifs.

Le système d'évacuation des eaux de pluie est essentiellement constitué par des gargouilles disposées tous les 20 m environ de part et d'autre de la chaussée ou de la plate-forme ferroviaire. L'eau peut être évacuée sans précautions particulières en rase campagne, mais, en site urbain, elle est évacuée à l'aide de chéneaux.

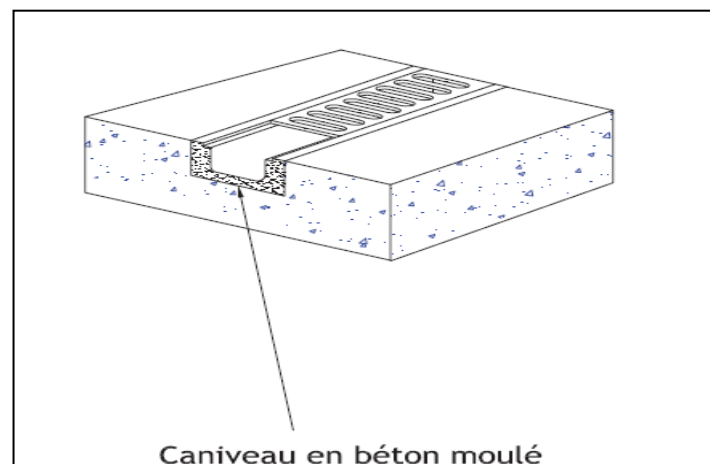


Figure.I.14.dispositif d'évacuation des eaux.

7) Ballast :

On appelle **ballast** le lit de pierres ou de graviers sur lequel repose une voie de chemin de fer. Le ballast est constitué de roches dures concassées qui doivent résister à l'attrition, qui émousse les angles. L'épaisseur du ballast est fonction de la charge et de l'intensité du trafic, au minimum 30 cm sur ligne classique. Son rôle est de transmettre les efforts engendrés par le passage des trains au sol, sans que celui-ci ne se déforme par tassement. Le rôle du ballast est aussi d'enchâsser les traverses afin d'assurer une résistance aux déformations longitudinales.

Dans notre cas on prendra l'épaisseur de ballaste égal à **45 cm**.

8) Traverse :

Les traverses assurent la transmission de la charge au **ballast**, le maintien de l'écartement et de l'inclinaison des rails. Le travelage, c'est-à-dire le nombre de traverses au kilomètre est variable, généralement de **1666 traverses/km** à la SNCF.

Les traverses peuvent être :

- ✓ En bois (généralement du chêne), de durée de vie réduite (**20 à 30 ans**).
- ✓ En acier (plus bruyantes).
- ✓ En béton, de durée de vie importante (**50 ans**).

9) Le Rail :

Le rail moderne est généralement du type « Vignole » ; dans une section transversale, on distingue le patin qui s'appuie sur la traverse, le champignon qui constitue le chemin de roulement, et l'âme, filet vertical qui relie le champignon au patin. Sur les lignes importantes, Le rail à double champignon, dont la section est symétrique, avait été conçu pour permettre de retourner le rail usé et donc doubler sa durée de vie. Ce principe a été abandonné. Des rails à gorge (type « Broca ») sont utilisés pour les voies encastrées dans des chaussées routières, notamment pour les installations industrielles et les lignes de tramway.



Figure.I.15.les rails et le traverses

10) Autres équipements

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

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

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

CHAPITRE II

Présentation

De

L'Ouvrage

INTRODUCTION :

D'une façon générale on appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse des différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

La détermination des variantes proposées pour l'ouvrage, doivent être le fruit d'une conception de l'ingénieur, donc de sa réflexion sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu (optimisation entre les longueurs des portées et les moments induits, les sections transversales proposées, le nombre d'appuis, le ferrailage associé, les délais de réalisation, les gabarits du site à franchir et la nature de son sol support et son hydrologie...). A la base de tous ces paramètres, l'ingénieur doit faire recours à une conception visant l'optimisation entre plusieurs paramètres déterminants (l'économie, la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles.

Tous d'abord, toute étude d'un ouvrage exigeant qu'il doive être pré dimensionné en effectuant des vérifications sommaires et des calculs partiels du comportement de l'ensemble de l'ouvrage pré dimensionné, à l'aide de méthodes approchées.

Cette étape doit être faite pour avoir une connaissance intuitive du comportement de l'ouvrage, pour la détermination de la variante la plus convenable, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre ouvrage rentre dans le cadre de la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire des hauts plateaux AIN OUSSARA/ M'SILA (160 km), section BOUGUEZOUL/ M'SILA.

La conception des ponts doit répondre à certaines exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue deux types d'exigences : les exigences fonctionnelles qui sont des caractéristiques qui permettent au pont d'assurer sa fonction, et les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de l'environnement déterminant sa conception.

1. Données géotechnique :

Les données géotechniques sont évidemment fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Non seulement elles déterminent le type de fondation des appuis, mais elles constituent l'un des éléments du choix de la solution pour le franchissement projeté. Elles sont obtenues à partir d'une reconnaissance qui doit donner les informations désirées sur le terrain naturel, le niveau de la nappe et les niveaux possibles de fondation, Et elle doit donner des indications quantitatives sur la nature des terrains rencontrés tel que :

- Paramètres mécaniques de résistance (pour les problèmes de capacité portante).
- Paramètres rhéologiques (pour les problèmes de tassement et de fluage).
- Compacité (pour les problèmes de terrassement).
- Perméabilité (pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles).

Pour notre cas l'étude géotechnique a conclu que les pieux sont recommandés pour l'ensemble des appuis (piles et culées).

Les couches constituantes de notre sol de fondation sont présentées dans le tableau suivant :

Profondeur(m)	Type de sol
0.00-1.50	Argile avec cailloutis et galets et traces de gypse
1.50-2.50	Cailloutis et galets
2.50-15.20	Sable limoneux jaunâtre a grisâtre avec des galets
15.20-18.00	Marne jaunâtre a verdâtre avec des traces de gypse et d'oxydation
18.00-18.20	Passage de galets
18.20-25.00	Marne jaunâtre a verdâtre avec des traces de gypse et d'oxydation

Tableau.II.1 : différentes couches du sol

2. 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, des 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 M'SILA est classée en zone **I** d'après le RPOA 2008.

3. Données climatiques :

a. *La température :*

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints et les poutres métalliques et des appareils d'appui.

La région de M'SILA connaît une moyenne de 30.4°C en été et 8.5°C en hiver.

b. *Le vent :*

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le *livret 2.01*, on prend une surcharge du vent répartie de 2KN/m².

4. Les données hydrauliques :

Comme notre pont franchit un cours d'eau (un oued), il est nécessaire de connaître le régime hydraulique c'est-à-dire le niveau des eaux, le débit, le tracé de la rivière en vue d'éviter le phénomène d'affouillement qui a causé la ruine de nombreux ponts.

5. Données géométriques :

Notre ouvrage est un pont rail franchissant un oued sur une longueur de **56 m** compris entre le PK : **229+341.00** et PK : **229+395.00**, il est composé de deux (2) travées de **28 m**.

a. *Tracé en plan :*

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

b. *Profil en long :*

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

c. Profil en travers :

C'est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Il doit être soigneusement étudié car il est très difficile de le modifier, par exemple de l'élargir, si une telle possibilité n'a pas été prévue lors de la conception de l'ouvrage.

Le profil en travers de notre ouvrage est défini par une :

- Largeur de **$L_r=12.5$ m**
- Nombre de voies = **2 voies**

CHAPITRE III

Caractéristiques Des Matériaux

INTRODUCTION :

De tout ce qui suit, le calcul de notre projet sera conforme au règlement BAEL 91 modifié en 99. On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers passifs et actifs de construction.

I. LES ETATS LIMITES :

Un état limite est état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

On distingue deux catégories d'états limites :

1. Les états limites ultimes(ELU) :

Elles correspondent à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au de la de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, on distingue ainsi :

- ✓ Etat limite ultime de résistance : il concerne la non rupture de l'ouvrage.
- ✓ Etat limite ultime d'équilibre statique : concerne la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ Etat limite ultime de la stabilité de forme : concerne les pièces élancées, (flambement, déversement).

2. Les états limites de services(ELS) :

Ils correspondent à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes ou compromet sa durabilité. On distingue :

- ✓ Etat limite de service vis-à-vis de la compression de béton : des désordres graves peuvent apparaître dans les éléments.
- ✓ Etat limite de service d'ouverture des fissures : la corrosion des armatures, insuffisamment protégées, compromet la durabilité de l'ouvrage.
- ✓ Etat limite de service de déformation : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres.

II. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

1. Le béton :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie a priori, compte tenu des possibilités locales est des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

La masse volumique du béton armé $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^2$.

a. La résistance caractéristique à la compression :

Cette caractéristique est la plus importante, et elle est souvent utilisée seule pour caractériser le béton. Elle est basée et contrôlée sur les éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, écrasées en compression centrée.

- Pour un béton âgé de j jour on a :

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Pour le béton du tablier $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- Pour le béton des piles et fondation $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$
- Au-delà de $j = 28$ jours, on admet pour les calculs de résistance que

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction.

La résistance à la traction (f_{tj}) est définie à partir de (f_{cj}):

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

- Pour le béton du tablier $f_{t28} = 2.70 \text{ MPa}$
- Pour le béton des piles et fondation $f_{t28} = 2.22 \text{ MPa}$

NB : Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

c. Contraintes admissibles de compression du béton :

➤ **A ELU :**

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

Avec : γ_b : coefficient de sécurité qui prend les valeurs suivantes :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{dans le cas accidentel.} \\ 1.50 & \text{dans le cas durable.} \end{cases}$$

θ : Coefficient qui dépend de la durée probable 't' d'application de la combinaison d'action considérée. Il prend les valeurs suivantes :

$$\theta = \begin{cases} 1 & t > 24 \text{ h} \\ 0.9 & 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ 0.85 & < 1 \text{ h} \end{cases}$$

➤ **A ELS :**

La contrainte de compression du béton est calculée avec l'expression suivante :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

d. Module de déformation longitudinal :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad MPa$$

- Pour le béton du tablier $E_{ij} = 35981.72 \text{ MPa}$
- Pour le béton des piles et fondation $E_{ij} = 33000 \text{ MPa}$

- Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad MPa$$

- Pour le béton du tablier $E_{vj} = 12102.94 \text{ MPa}$
- Pour le béton des piles et fondation $E_{vj} = 11100 \text{ MPa}$

e. Module de Déformation transversale :

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

ν : Coefficient de poisson

$\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations (béton fissuré (ELU)).

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

f. Diagramme contrainte –déformation du béton

Pour le calcul des sections, on peut utiliser le diagramme parabole-rectangle suivant :

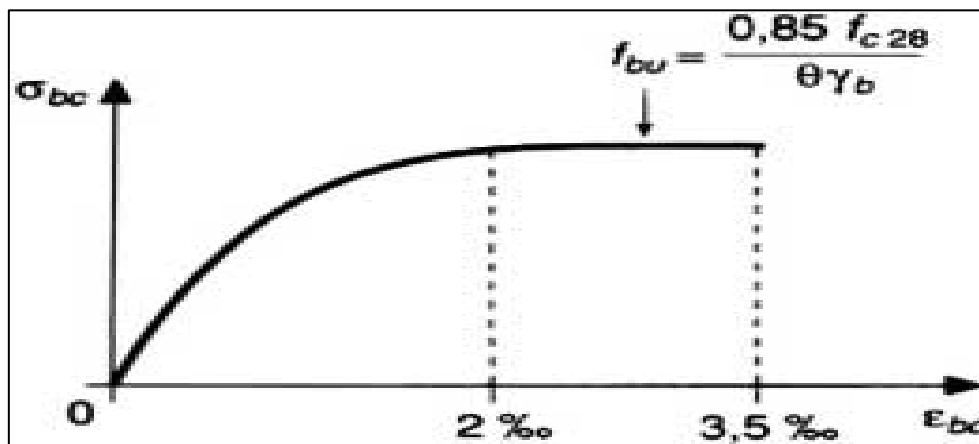


Figure.III.1.Diagramme contrainte-déformation du béton

2. Les aciers :

Les aciers utilisés sont :

- ✓ Les aciers passifs nécessaires pour le montage, pour reprendre les efforts tranchants, et pour limiter la fissuration.
- ✓ Acier pour la charpente.
- ✓ Les aciers pour la précontrainte.

a. Aciers passifs pour les armatures

Les aciers utilisés pour le béton sont des armatures courantes a haute adhérence de classe Fe E50 type 1 avec une limite d'élasticité garantie $f_e = 500$ MPa, leur module d'élasticité $E = 210\ 000$ MPa.

❖ La limite élastique :

La contrainte admissible à la traction est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$: Situation durable.

$\gamma_s = 1.0$: Situation accidentelle.

❖ Contrainte limite de traction :

Cette contrainte limite dépend de type de fissuration et du cas de situation :

Etats	ELS
Fissuration peu nuisible	Pas de limitation des contraintes
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$ Où $\eta = 1$ pour RL et $\eta = 1.6$ pour HA
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} = \text{Max} \left[0.4 f_e ; 88 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$

Tableau.III.1 : Contrainte limite de traction

❖ Diagramme contrainte-déformation :

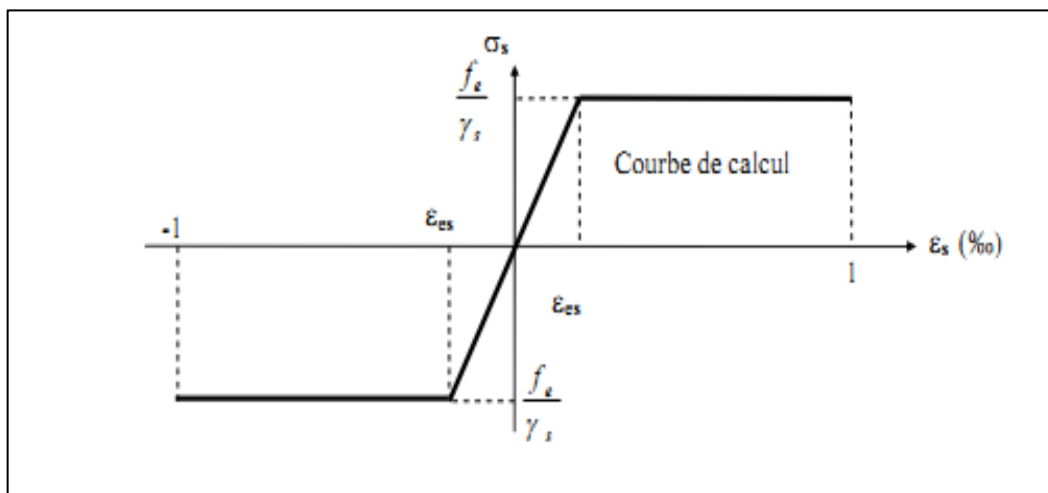


Figure.III.2. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

b. Aciers pour la charpente :

Les aciers utilisés pour la réalisation des poutres principales, les entretoises, des diaphragmes de pile et de culée, des raidissements transversaux, des plaques, des remplissages de liaison, présentent les caractéristiques suivantes :

Nuance	Limite d'élasticité minimale (Mpa)						Résistance minimale à la traction (MPa)	
	$e_p \leq 1$]16; 40]]40; 63]]63; 80]]80; 100]]100; 150]	$e_p \leq 3$]3; 100]
S355	355	345	335	325	315	295	510	490

Tableau.III.2 : Limite d'élasticité

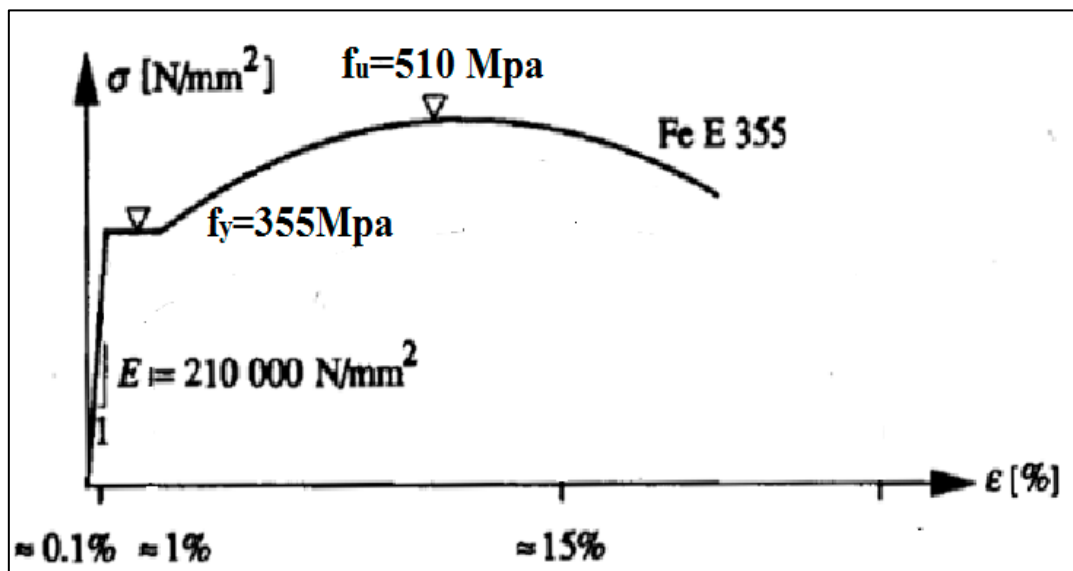


Figure.III.3. Diagramme contrainte-déformation pour l'acier de la charpente

c. acier de la précontrainte (acier actif) :

Concernant notre étude, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en carbone.

Nous choisirons des câbles 15T15S ayant les caractéristiques suivantes :

- Caractéristiques géométriques :

Caractéristiques géométriques	$A_p (\text{mm}^2)$	$\Phi_{int} (\text{mm})$	$\Phi_{ext} (\text{mm})$
Dimension	2250	90	95

Tableau.III.3 : caractéristiques géométriques

A_p : Section nominale de l'acier.

Φ_{int} Et Φ_{ext} : Diamètre intérieur et extérieur de la gaine.

- Caractéristiques mécaniques :

Caractéristiques mécaniques	$f_{prj}(MPa)$	$f_{peg}(MPa)$	$E_p(MPa)$	$f(rad^{-1})$	$\varphi(m^{-1})$	$g(mm)$	$\rho_{1000}(\%)$
Valeur	1860	1660	195000	0.2	$2 \cdot 10^{-3}$	6	2.5

Tableau.III.4 : Caractéristiques mécaniques

f_{prj} : Limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte.

f_{peg} : Limite d'élasticité de l'acier de précontrainte.

f : Coefficient de frottement angulaire.

φ : Coefficient de frottement linéaire.

g : Recul d'ancrage.

ρ_{1000} : Relaxation à 1000 heures.

E_p : Module d'élasticité de l'acier.

- Enrobage des aciers :

C'est une protection des armatures, leurs valeurs variées selon leur domaine d'application, le tableau ci-dessous nous donne les valeurs de l'enrobage A.

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

Tableau.III.5 : Enrobage des aciers

CHAPITRE IV

Conception

Et

Prédimensionnement

I. CONCEPTION ET PRE-DIMENSIONNEMENT

1. Choix du type d'ouvrage :

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

2. Critères de choix du type d'ouvrage :

Dans le cas de notre ouvrage, plusieurs propositions peuvent être envisagées, mais, tout d'abord, nous signalons la diversité des ponts. Leur classement est réalisé de la manière suivante :

- Selon la voie portée : pont route, pont rails, aqueducs.....).
- Selon le matériau principal dont ils sont constitués.
- Selon leur structure (voûtes, à poutres, arc, câbles).
- Selon la fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- Selon la méthode de construction du tablier.
- Selon la disposition en plan : droits ou biais.

3. Les paramètres intervenants dans le choix du type d'ouvrage :

- Les profils de la chaussée (profil en long, profil en travers, tracé en plan).
- Les positions possibles des appuis.
- La nature du sol de fondation.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

4. Conception de tablier :

Nous proposons deux variantes suivantes :

- Variante 1: Ponts mixtes acier-béton bipoutres.
- Variante 2 : pont à poutre en béton précontraint par post-tension.

II. PRESENTATION DES VARIANTES :

1. Variante 1 : pont à bipoutre mixte acier-béton :

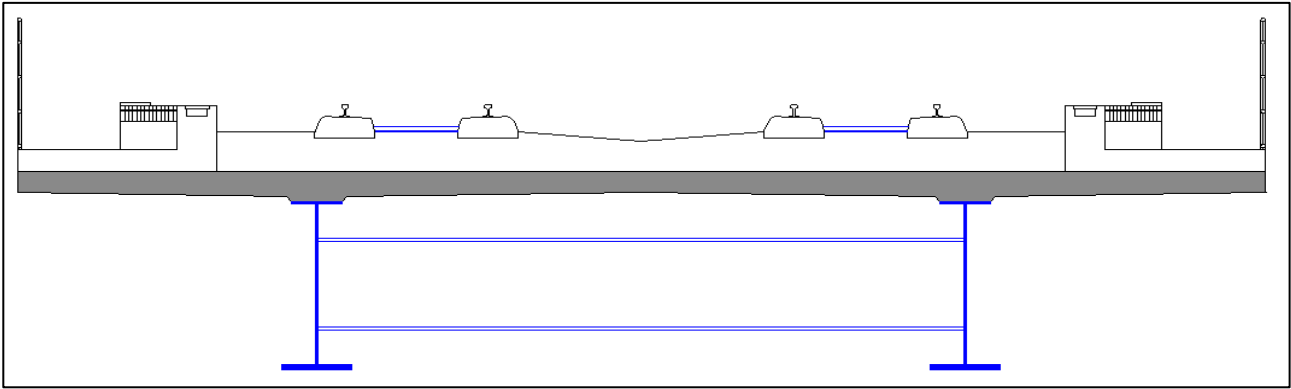


Figure.IV.1.Profil en travers : pont a bipoutre.

a. Les avantages :

De toutes les formes de tablier métalliques, le bipoutre mixte à entretoises est le plus économique, ce mode de construction présente plusieurs avantages :

- Simplicité de mise en œuvre.
- Rapidité d'exécution et gain du temps.
- Légèreté de la structure.
- Les poutres sont fabriquées en usine donc elles respectent les normes métallurgique.
- Possibilité de réalisation de grandes portées.
- Gain sur les couts de construction.
- Résistant aux charges vibratoires portées par le trafic ferroviaire.

b. Les inconvénients :

- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants de montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage influent sur la répartition des efforts intérieurs.
- Les sollicitations climatiques comme la différence de température entre le béton et l'acier influent surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.
- Le problème majeur des ponts métalliques et mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages.

c. Pré dimensionnement :

❖ **La Dalle :**

Les ingénieurs recherchaient des solutions de dalles légères pour résoudre les problèmes des grands franchissements en pont-rail. Ainsi est née la dalle mixte, qui est dans notre cas constituée en béton armé, elle assure le rôle de table de compression. Reliée à la semelle

Supérieure des profilés métalliques par des éléments de liaison appelés connecteurs, dont le rôle est d'éviter tous glissements relatifs du tablier par rapport aux poutres.

Les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature de manière à intervenir dans la flexion générale. On obtient ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considérée comme participante à la résistance d'ensemble.

C'est donc bien une structure mixte, puisque les deux matériaux sont liés pour travailler ensemble afin de reprendre les efforts de flexion locale et de cisaillement.

➤ **Epaisseur :**

Selon *SETRA*, pour le cas d'un ouvrage à entretoise l'épaisseur de la dalle varie entre **23cm** et **30cm**. Pour notre cas on prend une épaisseur de **30cm**.

La dalle peut être soit coulée sur place, soit préfabriquée, le coulage sur place est le procédé le plus répandu et doit être fait sur toute la largeur de l'ouvrage.

➤ **L'écartement des poutres (a) :**

Selon *Eurocode 2 (construction métallique et mixte acier-béton)*, L'écartement des poutres (a) varie entre $0.5 \times$ la largeur et $0.55 \times$ la largeur. Dans notre cas on a pris comme largeur de tablier 12.5 m, On obtient un écartement(a). $6.250 \text{ m} \leq a \leq 6.875 \text{ m}$.

Donc on prend : **$a = 6.5 \text{ m}$**

➤ **Le porte a font (b):**

Varie entre $0.4 a$ et $0.5 a \Rightarrow 2.6 \leq b \leq 3.25 \text{ (m)}$ donc on prend **$b = 3 \text{ m}$**

➤ **La largeur (L) :**

Notre tablier aura une largeur **$L = a + 2 b = 12.50 \text{ m}$**

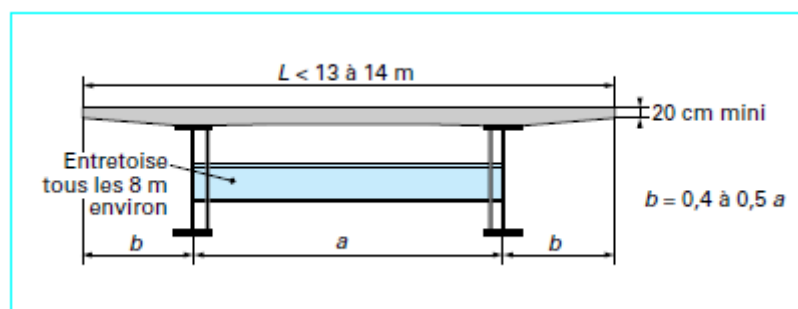


Figure.IV.2.Tablier en bipoutres mixte à entretoise

❖ **Les poutres principales :**

Les poutres principales travaillent en flexion entre les appuis. Les sollicitations augmentent d'une part avec le carré de la portée, d'autre part et simultanément avec le poids mort dans la

part due à l'acier croit avec la portée pour satisfaire les besoins en résistance. Plusieurs solutions permettent de limiter l'effet de dérive due au poids mort d'acier.

- **Hauteur de la poutre :**

Le choix d'un élanement correct, pour obtenir un bon rendement, la hauteur de la poutre doit être en proportion avec la portée. Cette propriété est caractérisée par une grandeur essentielle appelée élanement qui exprime le rapport entre la longueur L de la travée principale et la hauteur H_w de la poutre principale.

Les élanements donnés par **SETRA** sont donnés dans le tableau suivant :

	Pont route		Pont rail	
	Travées indépendantes	Travées continue	Travées indépendantes	Travées continue
Treillis	11	15	10	12
Ame pleine	22	30	14	16
Caisson	30	30 à 60	--	19

Tableau.IV.1.Valeurs d'élanements moyens pour les différentes configurations

Dans notre cas on a un pont rail à travées hyperstatiques de 28 m de longueur.

$$\frac{L}{H_w} = 16 \Rightarrow H_w = 1.75 \text{ m}$$

NB : Après les vérifications dans les chapitres suivants on a opté pour un $H_w = 1.85 \text{ m}$

- **Ame :**

L'épaisseur de l'âme dépend :

- ✓ De l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- ✓ Des phénomènes de voilement (nombre de raidisseurs).
- ✓ De l'esthétique (déformations des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

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

- ✓ Résistance à la corrosion.
- ✓ Résistance au cisaillement.
- ✓ Flambement.
- ✓ Fatigue.
- ✓ Voilement.

En général l'épaisseur de l'âme est supérieure à **12mm**

Pour la poutre qui est sur les piles, l'effort tranchant est prépondérant ainsi que le moment fléchissant, donc la section de la poutre doit être conçue pour répondre aux différentes sollicitations de cisaillement ainsi que la flexion.

L'élanement moyen des âmes H_p/t varie de 100 sur appuis à 200 en travée.

$H_w/200 \leq t \leq H_w/100 \Rightarrow 8.75 \leq t_w \leq 17.5$ (mm) donc on prend $t_w = 16$ mm

NB : Après les vérifications dans les chapitres suivants on a opté pour un $t_w = 20$ mm sur appui et un $t_w = 18$ mm à mi-travée.

- **Semelle :**

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

- ✓ résistance,
- ✓ d'instabilité.

- Largeur des semelles : Les conditions d'usinage et de voilement local conduisent en général :

$400 \text{ mm} \leq b \leq 1300 \text{ mm}$.

Pour un ouvrage continu, d'élanement courant et de largeur moyenne 10 m, le tableau suivant donne les largeurs des semelles en fonction de la plus grande portée.

Portées	Largeur de la semelle sup	Largeur de la semelle inf
< 30	400	500
30 à 50	500	500 – 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1000

Tableau.IV.2 : Largeur des semelles des poutres

Donc on prend : $b_{sup} = 500$ mm et $b_{inf} = 700$ mm sur appui et à mi-travée.

- Epaisseur des semelles : $b/t \leq 30$ pour de l'acier E 360 ou E 355 (article 18-3 du titre V – fascicule 61).

On a donc : $t \geq \frac{b}{30} \Rightarrow t_{sup} \geq 16.67$ mm , $t_{inf} \geq 23.33$

Le tableau suivant résume les dimensions des profilés des poutres principales sur appui et à mi-travée.

Dimension (mm)	H_w	t_w	b_{sup}	b_{inf}	t_{sup}	t_{inf}
Sur appui	1850	20	500	700	35	70
A mi-travée	1850	18	500	700	35	45

Tableau. IV.3 : Dimension des profilés des poutres

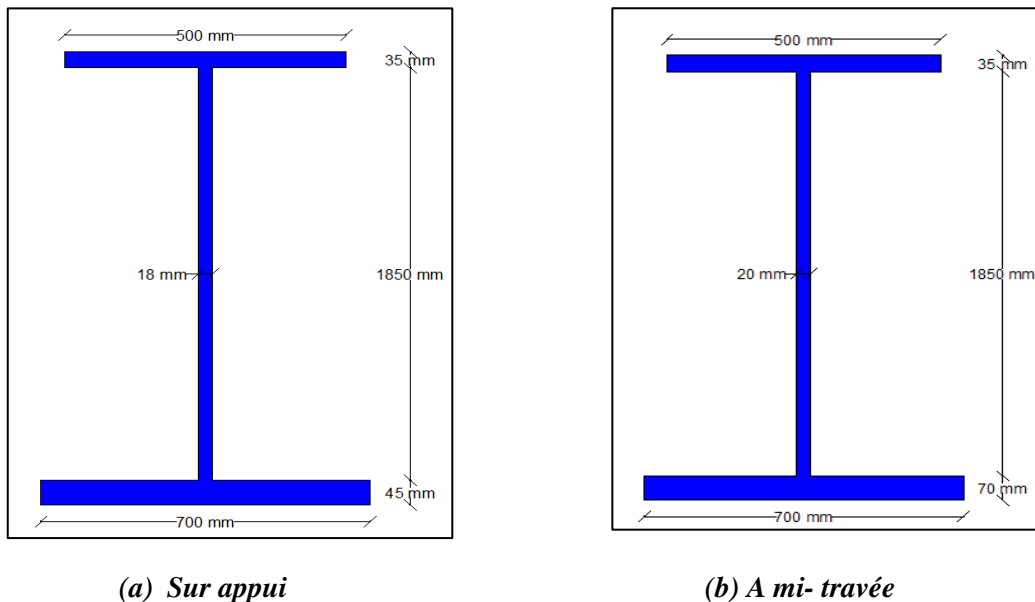


Figure.IV.3. Section des profilés.

❖ **L'entretoisement des poutres :**

• **Les fonctions des entretoises :**

- ✓ La répartition des charges entre les poutres principales selon le rapport de raideur existant entre les poutres principales et les entretoises, par conservation de l'alignement des poutres en imposant le déplacement en bloc de l'ensemble des poutres, et par conservation des angles des sections en empêchant les déformations de distorsion.
- ✓ La stabilité des poutres contre le déversement par le maintien des semelles inférieures comprimées en montant des cadres. Sous une forme un peu différente, cette fonction se trouve dans la stabilité des semelles de poutre des ponts courbe.
- ✓ Le contreventement horizontal avec le platelage, pour le report des charges horizontales de vent sur les appuis.
- ✓ La transmission des réactions verticales et horizontales sur les lignes d'appuis, par un entretoisement spécial renforcé sur appuis.
- ✓ Le raidissage transversal des poutres par le biais des montants d'entretoise.

Leur espacement varie de 6 à 10m en fonction du risque de flambement latérale des membrures comprimées.

- **Ame :** l'épaisseur de l'âme est de 10 à 12 mm, on prend $t_{entr} = 12 \text{ mm}$
- **Hauteur :** est de l'ordre de 1/10 à 1/15 de la portée donc $6.5/15 \leq h_{entr} \leq 6.5/10$

On prend $h_{entr} = 600 \text{ mm}$.

- **Les membrures :** la largeur varie entre 220 à 300 mm (déversement lors de bétonnage et fixation des connecteurs), On prend $b_{entr} = 220 \text{ mm}$.
- **L'épaisseur:** est environ 20mm.

	H_w	b	t_w	e
Entretoise	600	220	12	20
IPE 600	600	220	12	19

Tableau.IV.4 : Caractéristique de l'entretoise

D'après le tableau les dimensions de l'entretoise correspondre à celle d'un **IPE600**

1. Variante 2 : pont à poutres en béton précontraints par post tension :

a. Les avantages :

- Facilité de rebute de l'élément préfabriqué dans le cas où la résistance a 28j n'est pas atteinte
- Les coffrages peuvent être utilisés un grand nombre de fois et sont donc mieux amortis
- Disposition d'un équipement fixe de vibration et de traitement thermique.
- La préfabrication permet d'éviter l'encombrement des échafaudages, gênant souvent le fonctionnement du chantier.
- Raccourcir notablement le délai de réalisation de l'ouvrage.
- Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraints sont souvent économiques.
- Une durabilité certaine, confirmée par des statistiques de cas pathologique enregistrés sur les ponts.

b. Les inconvénients :

- Défauts d'exécution en particulier les câbles de précontraint furent très mal injectés.
- Surcoût de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication.
- La hauteur des poutres et leurs poids qui augmentent au fur et à mesure que leur portée est augmentée.
- Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure.
- Diminution de la tension des câbles causés par des vibrations importantes des charges ferroviaires.

c. Pré dimensionnement des poutres :

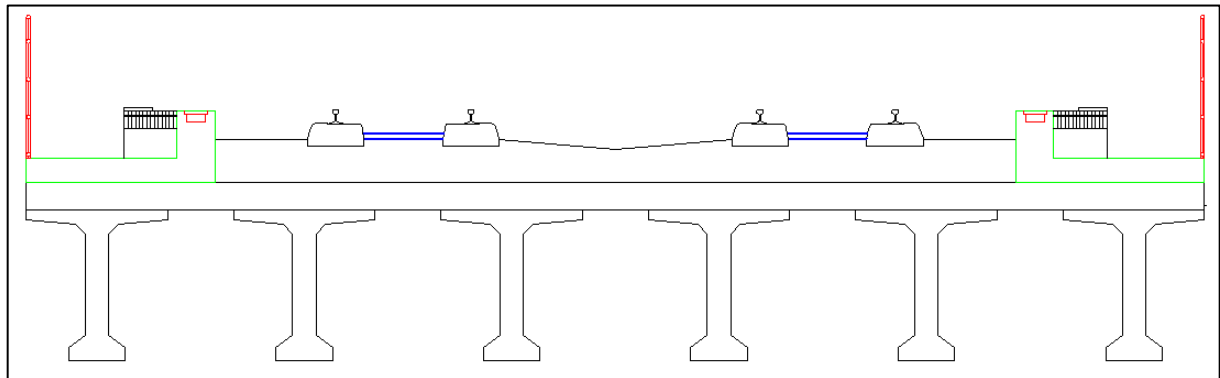


Figure.IV.4 : Profil en travers de la variante en béton précontraint

❖ **Hauteur des poutres**

L'élancement usuel se situe aux environs du 1/17 de la portée, ce qui fixe la hauteur totale du tablier (poutre + hourdis). L'épaisseur du tablier varie donc habituellement de 1.80 m à 2.40m, lorsque la portée varie de 30 à 40 m. la hauteur des poutres se déduira du choix adopté pour le type de hourdis et de l'épaisseur même du hourdis. Dans le cas d'un hourdis général coulé par-dessus les poutres, la hauteur de la poutre se déduit de la hauteur totale du tablier en retranchant l'épaisseur du hourdis. Dans le cas d'un hourdis intermédiaire, coulé entre les poutres, la hauteur totale du tablier et la hauteur des poutres sont identiques.

Si les contraintes de gabarit limitent la hauteur disponible, il est possible d'amincir l'ouvrage jusqu'à un élancement qu'il est raisonnable de limiter au 1/20. Une telle possibilité se traduit par une augmentation sensible et rapide de la largeur des talons des poutres, associée à une augmentation de leur poids unitaire et de la quantité de précontrainte.

$H = L/17 = 28/17 = 1.64$ donc on prendra **H=1.90m**

Dans notre projet on a opté pour un hourdis général d'épaisseur **30 cm**

Donc la hauteur de la poutre **h = 1.60 m**

❖ **Epaisseur des âmes**

En zone médiane où l'effort tranchant est faible les âmes sont dimensionnées au minimum constructif dans le but d'alléger le plus possible les poutres. Ce minimum dépend essentiellement de mode de vibration et le type de coffrage et aussi en tenant compte de l'effort tranchant.

- Dans le cas de coffrage en bois, la vibration est assuré par des aiguilles de pervibration pour lesquelles il convient de ménager des cheminés permettant une bonne mise en place du béton entre le ferrailage passif et le conduits des câbles de précontrainte. Dans la pratique cette contrainte amène à une épaisseur minimale voisine de 30 cm contenue des diamètres des conduits utiliser, épaisseur généralement suffisante vis-à-vis des cisaillements.
- Dans le cas d'un coffrage métallique, la vibration est externe et est effectuer par le fond de moules et les joues de coffrage. L'épaisseur des âmes peut donc être au strict minimum et descend couramment à 20 cm ou 22 cm en zone courante. Il ne nous paraît pas prudent de concevoir des âmes plus minces pour ce type de poutres, pour des raisons liées à une bonne mise en œuvre et à la résistance de l'âme elle-même.

Dans notre cas le coffrage est métallique donc on prendra l'épaisseur de l'âme égale à **25 cm**

Au voisinage des appuis, les âmes sont dimensionner pour résister à l'effort tranchant, ce qui conduit généralement a réalisé un épaissement d'âme, appeler blochet, sur une longueur qui peut atteindre le quart de la portée. Au droit de l'appui, l'épaisseur de l'âme atteint couramment **30cm**.

❖ Table de compression :

- Pour alléger les poutres, dans le but d'en faciliter la manutention, on serait tenté de réduire le plus possible la largeur des table de compression. Toutefois, pour prévenir tout risque de déversement pendant les opérations de manutention, on ne descendra pas en dessous d'une largeur voisine de 60% de la hauteur, ce qui conduit à une largeur courante de 1.50m

La largeur de table de compression de notre poutre est : $b > 0.6 \times 1.6$

Donc on prend $b = 1.5 m$

- Dans le cas plus fréquent d'un hourdis général coulé par-dessus les poutres, l'épaisseur extrême est aussi faible que possible, mais en pratique, elle ne pourra pas descendre en dessous de **10 cm**, dimension nécessaire pour la bonne mise en place des armatures passives
- La face inférieure de la membrure présente une légère pente variant de 1/10 à 1/15.

❖ Le talon :

- Les talons des poutres, constituant la fibre inférieure de la structure, sont dimensionner par la flexion, elles doivent permettre de loger les câbles de précontraintes dans de bonnes conditions d'enrobage et d'espacement.

Pour un ouvrage normalement élancé au 1/17 la largeur du talon varie entre 0.6m et 0.9m.

- La partie verticale du talon ou pied de talon est généralement comprise entre 0.10 m et 0.20 m pour des largeurs de talon variant de 0.60 m à 0.90 m.
- Le pan incliné de talon doit être pentu. La tangente normalement comprise entre 1 et 1.5.

Pour notre cas on prend : $b_t = 0.6 \text{ m}$ $e = 0.15 \text{ m}$ $\alpha = 45^\circ$

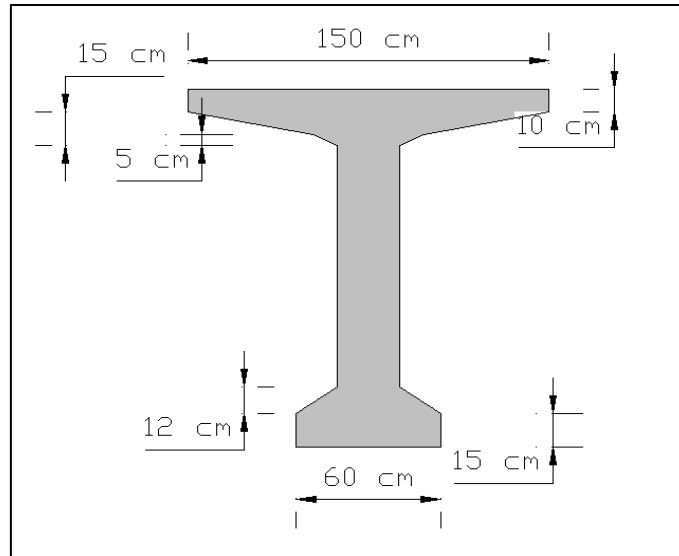


Figure.IV.5. Section de de la poutre précontrainte

CHAPITRE V

Charges

Et

Surcharges

I. REPRESENTATION DU TRAFIC FERROVIAIRE :

Le trafic ferroviaire est normalement pris en compte sous forme de circulation ferroviaire, les trains et convois ferroviaires n'intervenant que par les caractéristiques des convois (charges verticales, espacements d'essieux et vitesse des trains).

Le trafic proprement dit, faisant intervenir également le nombre des trais, la composition et le volume du trafic, n'est considéré que pour les vérifications à la fatigue.

Pour représenter la circulation ferroviaire, et évaluer ses effets maximaux, on introduit trois schémas de charge (UIC71, SW, Train à vide) qui permettent de constituer trois chargements fondamentaux (UIC71+SW/0, SW/2, train à vide) ; ces chargements, une fois majorés dynamiquement, forment en compagnie des efforts horizontaux correspondants les actions de circulation ferroviaire.

II. ÉVALUATION DES CHARGES

Les charges appliquées à un pont sont deux types :

- Les charges permanentes (hors trafic).
- Les charges dues au trafic ferroviaires (d'exploitation).

1. Charges hors trafic :

Pour le calcul des charges permanentes (CP), nous utilisons les valeurs des charges usuelles données dans le tableau ci-dessus.

Elément	Densité
Eléments en béton armé	25 KN/m ³
Elément en gros béton	22 KN/m ³
Chape d'étanchéité	24 KN/m ³
Ballast avec traverses	20 KN/m ³
Acier pour profilé reconstitué	78.5 KN/ m3

Tableau.V.1 : Densités usuelles des éléments

❖ Calcul des charges :

- Charpente métallique (PRS) :
 - ✓ Poutres principales

$$P_1 = (0.1035 + 0.0823) * 78.5 * 2 = 29.17 \text{ KN/ml}$$

$$✓ \text{ Les entretoises : } P_2 = 0.0156 * 78.5 * 9 * \frac{6.5}{56} = 1.2793 \text{ KN/ml}$$

- Poutres de précontrainte : $P_3 = 0.5619 * 25 * 7 = 98.3325 \text{ KN/ml}$
- Dalle : $p_{\text{dalle}} = 0.30 * 12.5 * 25 = 93.75 \text{ KN/ml}$
- Ballast avec traverses: $P_{\text{ballast}} = 0.45 * 9.0 * 20 * 1.3 = 105.3 \text{ KN/ml}$
- Trottoirs : $P_{\text{trottoir}} = 1.50 * 0.25 * 22 * 2 = 16.5 \text{ KN/ml}$

- Garde-corps : $P_{gc} = 1.0 \text{ KN/ml}$
- Armement de la voie : $P_{arm} = 0.15 * 10^{-2} * 2 = 0.3 * 10^{-2} \text{ KN/ml}$
- Corniches : $P_{corniche} = 5.0 \text{ KN/ml}$
- Chape d'étanchéité : $P_{étanchéité} = 0.03 * 9.5 * 24 = 6.84 \text{ KN/ml}$

Donc on a :

$$CP_{charpente} = 241.604 \text{ KN/ml}$$

$$CP_{précontrainte} = 326.725 \text{ KN/ml}$$

Charges permanentes	Bipoutre mixte (KN/ml)	Poutres précontraintes (KN/ml)
Poutres principales (PRS)	29.17	-
Poutres de précontrainte	-	100.275
Les entretoises	1.2793	-
Dalle	93.750	
Ballast avec traverses	105.3	
Trottoirs	16.5	
Garde-corps	1.0	
Armement de la voie	$0.3 * 10^{-2}$	
Corniches	5.0	
Chape d'étanchéité	6.84	
CP	258.84	328.67

Tableau.V.2 : Charges permanentes

2. Charges ferroviaires :

a. Charges verticales :

❖ Effet statique :

Pour le calcul des ouvrages sous rail, les schémas de charges (les charges sont des valeurs nominales pouvant être utilisées comme valeurs caractéristiques avec les facteurs de sécurité appropriés) à utiliser sont les suivants :

- Modèle de charge UIC71 :

Le modèle de charge **UIC71** représente l'effet statique d'un chargement vertical résultant du trafic ferroviaire normal. La disposition et les valeurs caractéristiques des charges verticales sont définies comme indiqué à la figure.

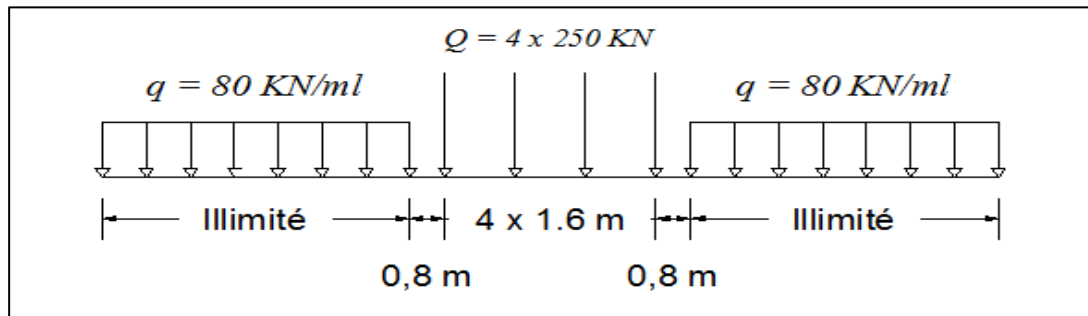


Figure.V.1 : Schéma de l'UIC 71

Avec :

$Q = 250 \text{ kN/m}$ Représente le poids de l'essieu de la locomotive.

$q = 80 \text{ kN/m}$ Représente le poids par mètre linéaire des wagons.

- *Excentricité des charges verticales pour l'UIC 71 :*

L'effet d'excentrement des charges verticales doit être pris en considération en limitant le rapport des charges de roue d'un même essieu à 1.25/1.00.

L'excentricité correspondante est indiquée à la figure suivante.

Q_{v1}, Q_{v2} : charges de roue

$Q_{v1} + Q_{v2}$: charge de l'essieu

$$\frac{Q_{v2}}{Q_{v1}} \leq 1.25, \quad e = \frac{s}{18}$$

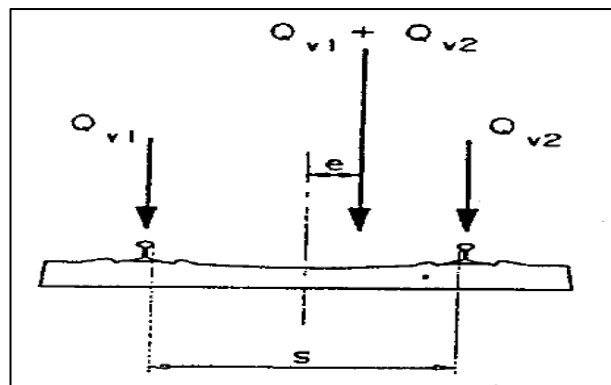


Figure.V.2 : Excentricités des charges de l'UIC 71

- *Modèle de charge SW :*

Les schémas de charges SW représentent l'effet statique des circulations ferroviaire lourdes.

La disposition des charges est celle indiquée à la figure avec des valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles figurant au tableau.

Classe de charge	Q_{vk} (KN/ml)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	155	25.0	7.0

Tableau.V.3 : Charges de SW

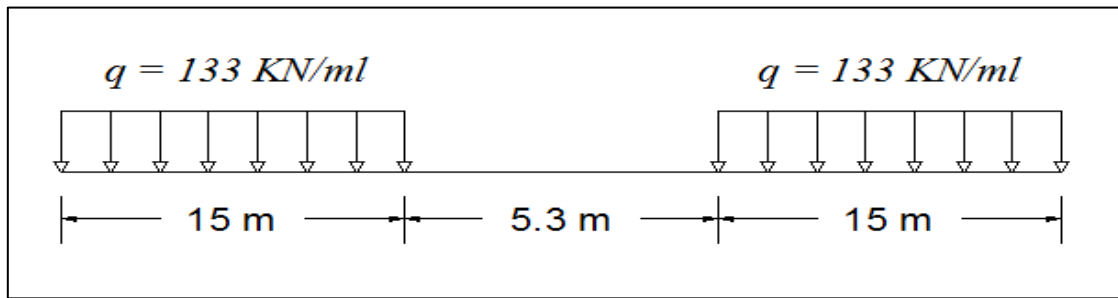


Figure.V.3 : Schéma SW/0

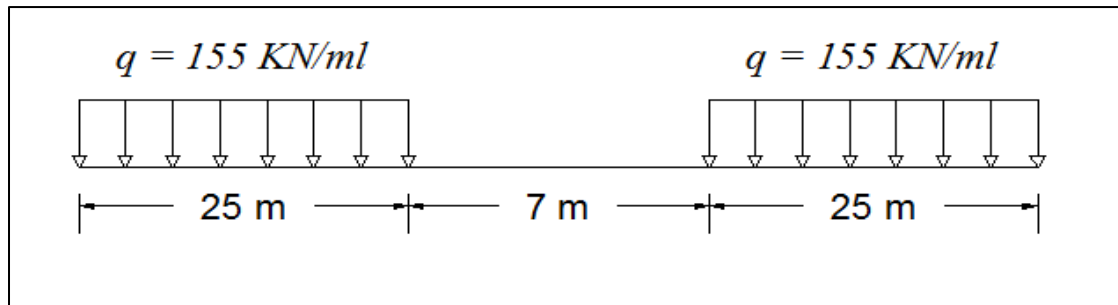


Figure.V.4 : Schéma SW/2

Les schémas de charges SW ne doivent pas être fractionnés.

- Modèle de charge « train à vide » :

Pour certaines vérifications spécifiques (stabilité latérale en présence des actions latérales de trafic ferroviaire et de la charge du vent sur les véhicules ferroviaire) on utilise un modèle de charge particulier appelé « train à vide ». Ce modèle consiste en une charge verticale répartie de façon uniforme avec une valeur caractéristique de $10,0 \text{ KN/m}$.

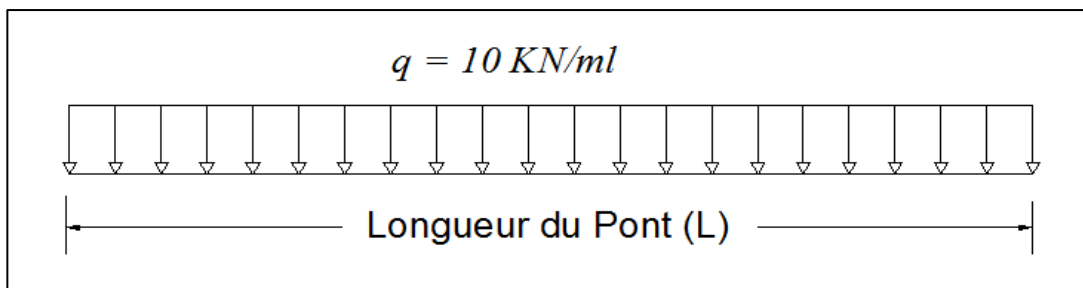


Figure.V.5 : Schema train a vide

❖ Chargement verticaux :

Les chargements verticaux à prendre en compte sont :

- ✓ UIC71 + SW/0
- ✓ SW/2
- ✓ Train à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut pas tenir de celles qui ont un effet de déchargement sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte).

NB : UIC71+SW/0 : signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets UIC71 et de SW/0.

❖ *Effet dynamique* :

Les sollicitations et déformations statiques d'un pont dues aux circulations sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- ✓ la mise en charge rapide provoquée par la vitesse des circulations franchissant la structure, et les forces d'inertie de la structure, qui ne sont pas prises en compte dans les calculs statiques.
- ✓ les variations des charges de roue dues aux défauts aléatoire des roues et de la voie.
- ✓ le passage d'une succession de charges espacées de façon plus ou moins régulière, ce qui peut exciter la structure, et dans certains cas, conduire à sa mise en résonance.

Ces effets dynamiques sont pris en compte, au moyen des coefficients ϕ_2 ou ϕ_3 , si les deux conditions correspondantes sur la flèche sous poids permanent et la vitesse sont toutes deux vérifiées.

• *domaine d'application* :

Le coefficient dynamique ϕ qui majore les effets statiques dus aux modèles de charge 71, SW/0, SW/2 doit être pris égal à ϕ_2 ou à ϕ_3 .

NB : ϕ_2 Ou ϕ_3 : ne sont valables que pour des vitesses $V < 220$ km/h.

Donc, selon le **livret 2.01** relatif aux ouvrages ferroviaires :

- ✓ la limite supérieure δ_s :

$$4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m} \quad , \quad \delta_s = 0.049 L^2 \text{ mm}$$

$$20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m} \quad , \quad \delta_s = 0.564 * L^{1.184} \text{ mm}$$

- ✓ la limite inférieure δ_i :

$$4 \text{ m} \leq L \leq 25 \text{ m} \quad , \quad \delta_i = 0.035 * L^{1.50} \text{ mm}$$

$$L \geq 25 \text{ m} \quad , \quad \text{Pas de limite inférieure}$$

- **Coefficient dynamique \emptyset :**

Ce coefficient dynamique, multiplicateur des sollicitations et déformations statiques sous les schémas de charges UIC71 et SW/0 (et donc sous les deux chargements **UIC71+SW/0** et **SW/2**).

Généralement le coefficient dynamique \emptyset est pris égal à \emptyset_2 ou à \emptyset_3 en fonction de l'entretien de la voie comme indiqué ci-après :

- Une voie soigneusement entretenue :

$$\emptyset_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\emptyset} - 0.2} + 0.82$$

Avec : $1.00 \leq \emptyset_2 \leq 1.67$

- Une voie normalement entretenue :

$$\emptyset_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\emptyset} - 0.2} + 0.73$$

Avec : $1.00 \leq \emptyset_3 \leq 2.00$

L_\emptyset : Longueur caractéristique en mètre (*livret 2.01*).

L'utilisation de la longueur L_\emptyset permet la généralisation de son emploi pour les autres types de poutres.

Le **CPS** (Cahier Prescription Spécial) spécifie le coefficient à utiliser en fonction de la ligne concerné. Il est recommandé d'utiliser \emptyset_3

- **coefficient dynamique pour les autres charges verticales :**

Pour un train à vide, comme pour les charges sur remblais, le coefficient dynamique doit être pris égal à **1.00**.

- **Vérification de la flèche sous poids permanent :**

Si la condition de limitation de la flèche sous poids permanent n'est pas vérifiée, il y a lieu de :

- ✓ Soit, en priorité, redimensionner la structure de façon à ce que la condition soit vérifiée (augmentation de la rigidité).
- ✓ Soit effectuer une étude dynamique complète, avec le schéma de charge **UIC71**, si le CPS le prescrit.

- Charges sur accotement :

Pour les Accotements non accessibles on prend en compte une charge uniformément répartie de 5 KN/m^2 .

b. Charges horizontales :

- Effort de lacet :

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement, au niveau supérieur des rails, et perpendiculairement à l'axe de la voie. Il doit être appliqué aux cas des voies en alignement et des voies en courbe. La valeur caractéristique de l'effort de lacet est prise égale à **100 KN**.

- Effort de freinage et de démarrage :

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

❖ **Force de démarrage :**

Pour les schémas de charges *UIC71* et les Schémas de charge *SW*.

$$\begin{cases} \text{UIC 71 + SW/0} \\ \text{SW/2} \end{cases} \quad Q = 33 \text{ L(m)} \leq 100\text{KN}$$

❖ **Force de freinage :**

Pour les schémas *UIC71* et les schémas *SW/0*.

$$Q = 20 * \text{L(m)} \leq 6000 \text{ KN}$$

Pour les schémas de charge *SW/2*.

$$Q = 35 * \text{L(m)}$$

Avec (L) longueur de la partie d'ouvrage chargé.

- Effet du vent :

❖ **Vent compatible avec les circulations :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie. Il se développe sur toute surface frappée normalement d'une pression de **1.5KN/m^2** . Sur une surface partiellement masquée.

Lorsqu'il s'agit de vérifier l'équilibre statique de l'ensemble du tablier ainsi que celui des piles le cas échéant on envisage le cas du train à vide précédemment défini.

Le tablier de pont rail est habituellement considéré comme un écran plein au moins sur la hauteur comprise entre le dessus des rails et le dessous des longerons, pièce de

contreventement ou poutres principales.

❖ **Pression maximale du vent sans circulation sur l'ouvrage :**

Les règles du paragraphe précédent restent applicables, la valeur de la pression du vent étant toutefois prise égale à 2KN/m^2 . (D'après livret 2.01).

• Action thermiques

On prend en compte les fluctuations de la température ambiante sous forme d'une variation de $\pm 35^\circ\text{C}$ autour de la température d'origine prise à 10°C sauf spécification contraire du CPS.

Pour certains tablier ou éléments de tablier, il y a lieu de considérer un gradient de température vertical dans la section résistante. C'est toujours le cas pour les ponts à caisson ou à hourdis en béton armé, en béton précontraint ou à ossature mixte acier-béton.

3. Actions accidentelles:

a. Déraillement sur les ponts :

Les structures ferroviaires doivent être conçues de telle sorte qu'en cas de déraillement les dommages en résultant pour le pont soient limités. En particulier, il faut prévenir, toute possibilité de renversement ou d'effondrement de la structure dans son ensemble.

Deux cas sont considérer pour le dimensionnement :

- **Cas 1 :** déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sur le tablier du pont.
Il convient d'éviter l'effondrement de la plus grande partie de la structure mais on peut tolérer des dommages locaux. Les parties de la structure concernées doivent être dimensionnées à l'état limite ultime pour les charges équivalentes suivantes :
Deux charges linéaires d'intensité $q=50\text{KN/m}$, disposer sur une longueur de **6,40m**, écartées de **1,40m** parallèle à la voie, et se trouvant dans la position la plus défavorable à l'intérieur d'une des zones, large de **1.5 fois** l'écartement des rails, s'étendant de part et d'autre de l'axe de la voie, il n'y a pas lieu d'envisager d'autres actions variables dans les calculs.

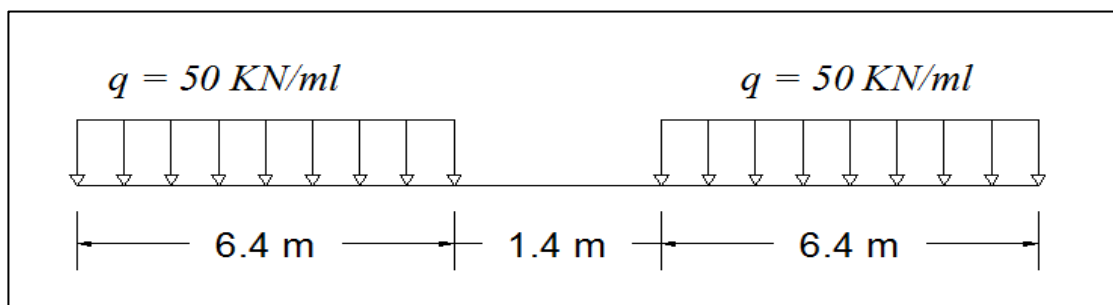


Figure.V.6 : Déraillement (cas1)

- **Cas 2** : déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sans tomber du pont mais restant en équilibre sur bord.

Le pont ne doit pas se renverser ou s'effondrer. Pour le calcul de stabilité, il y a lieu de prendre comme charge équivalente une charge linéaire verticale d'intensité $q=80\text{KN/m}$, disposée sur une longueur totale de 20.00m et située transversalement soit à une distance maximale de 1.5 fois l'écartement des rails soit sur le bord de la structure concernée.

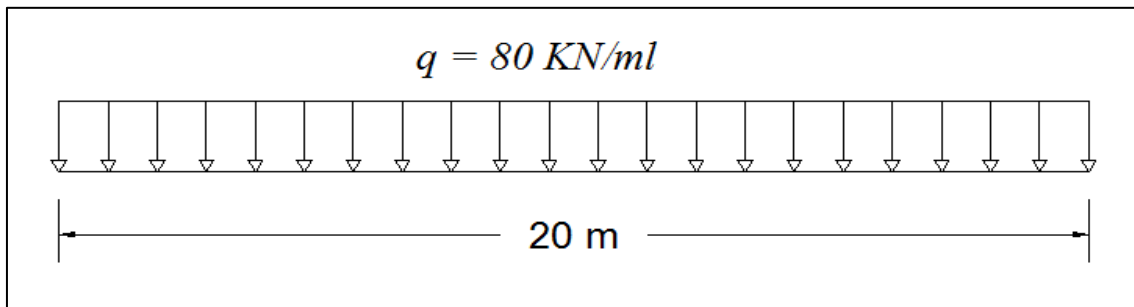


Figure.V.7 : Déraillement (cas2)

Nota : les cas 1 et 2 sont à examiner séparément, il n'y a pas lieu d'envisager de combinaison de ces charges

b. Action sismique :

L'action sismique est fixée, s'il y a lieu, par le CPS ou RPOA

CHAPITRE VI

Calcul Des Efforts Longitudinaux

I. CALCUL DES EFFORTS DANS LE CAS STATIQUE :

Le tablier est constitué de deux poutres principales en acier (PRS) espacées de **6.5m** d'axe en axe, solidaire entre elles par des entretoises (**IPE 600**) ; la dalle de couverture est en béton armé coulée sur place de **30cm** d'épaisseur.

Le tablier repose sur une pile et sur deux culées par l'intermédiaire d'appareils d'appuis en élastomère fretté.

La longueur du pont est de **56m** sur trois appuis donnant deux travées de **28 m** chacune.

1. Méthodes de calculs :

❖ **Méthode manuelles** : Ya plusieurs méthode de calcul manuel :

- Méthode des forces
- Méthode des trois moments

❖ **Méthodes numériques** : Pour notre projet et pour nos calculs, on a choisi d'utiliser le logiciel **Robot structural**.

Le **Robot structural** est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil.

C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post – processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

2. Lignes d'influences des efforts :

Pour calculer les efforts internes (M , T , N) et les Réaction les plus défavorables sous l'action des surcharges variables, On sera amenés à déterminer les lignes d'influences des effets élastiques (moments fléchissant, effort tranchant et réactions d'appuis).

3. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Notre pont étant hyperstatique on doit donc déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants positifs et négatifs max pour chaque cas de charges. Donc pour les déterminer dans les différentes sections choisies ; on doit positionner le chargement (les surcharges envisagées) dans la position qui donne l'effet le plus défavorable et cela à partir de la ligne d'influence.

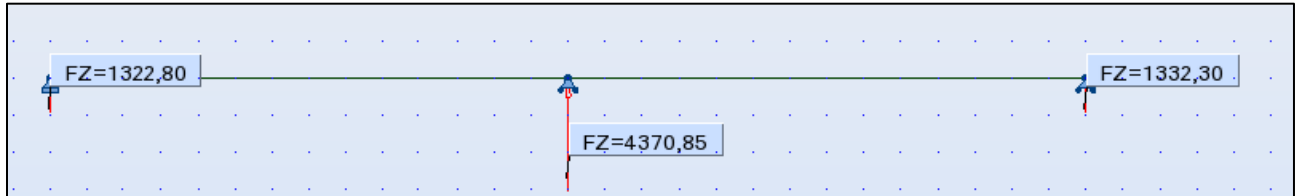
On étudiera successivement les cas de charges suivants :

- ✓ **Charge permanente**
- ✓ **UIC71+SW/0**

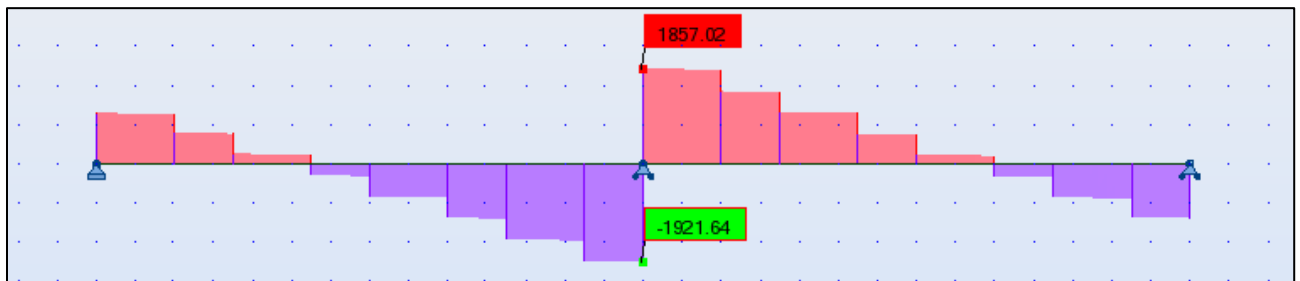
- ✓ SW/2
- ✓ Train à vide

a. Charge permanente

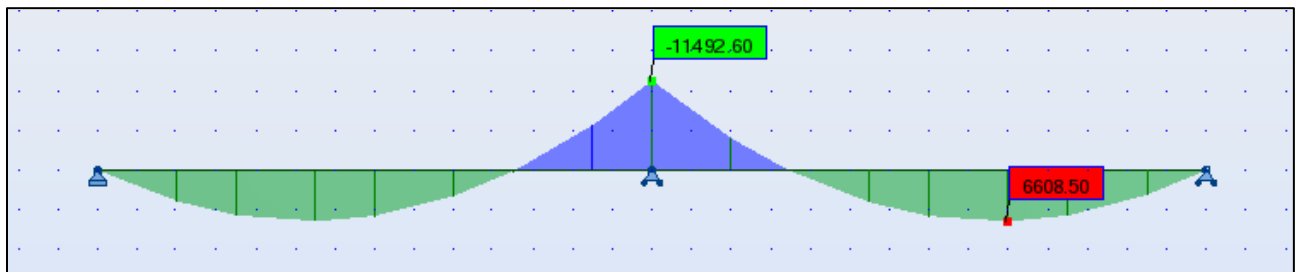
- Réactions :



- Efforts tranchants :



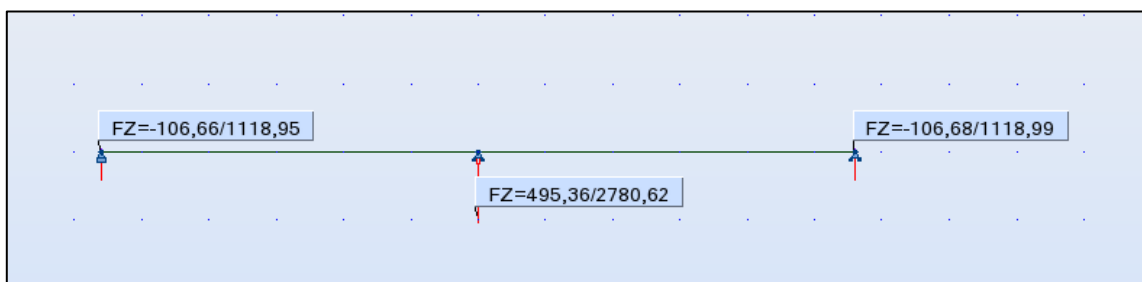
- Moments fléchissant :



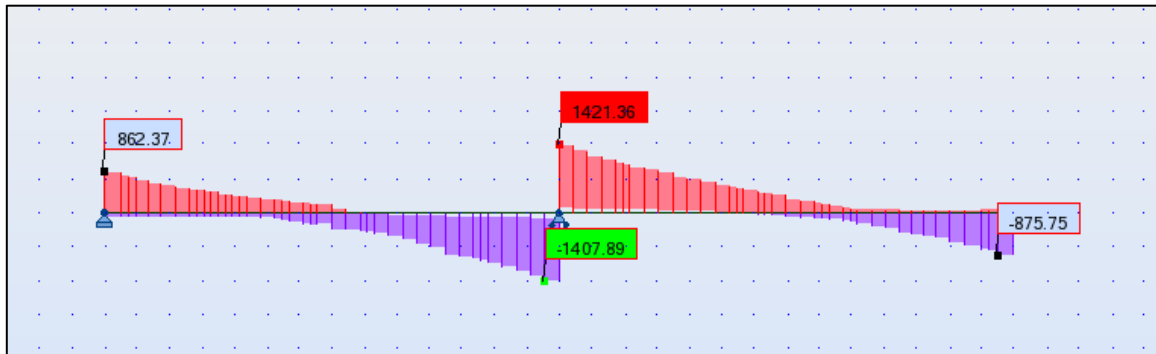
b. UIC71+SW/ :0

- Une voie chargée :

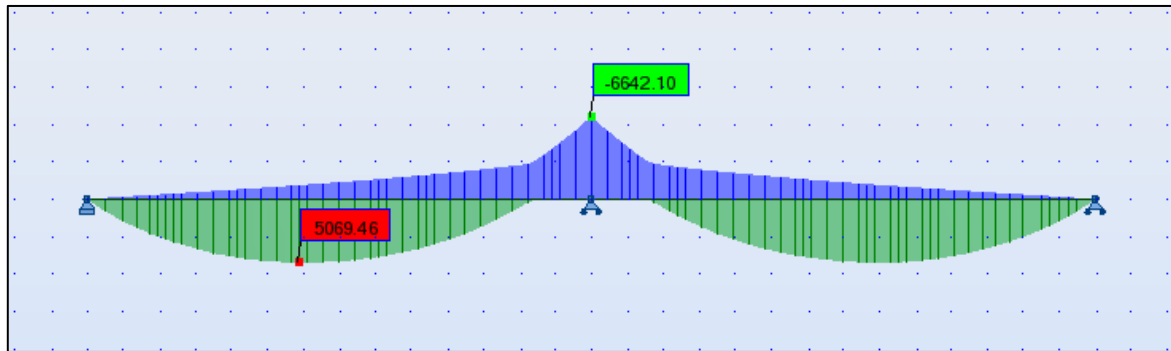
- Réaction :



- Effort tranchant :

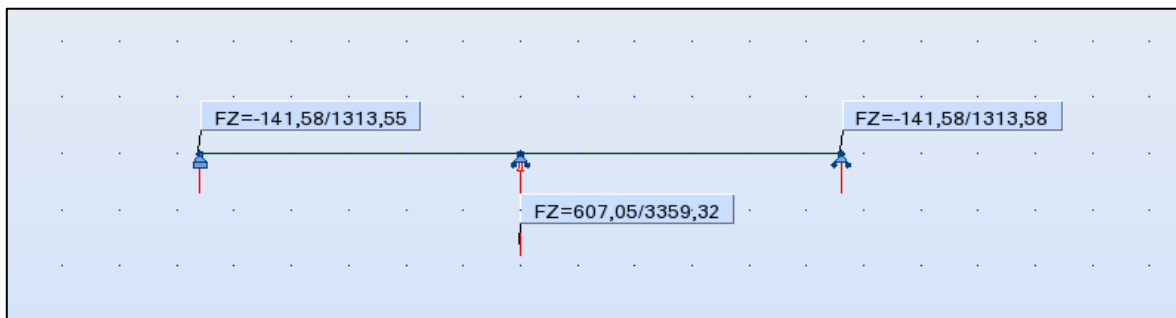


- Moments fléchissant

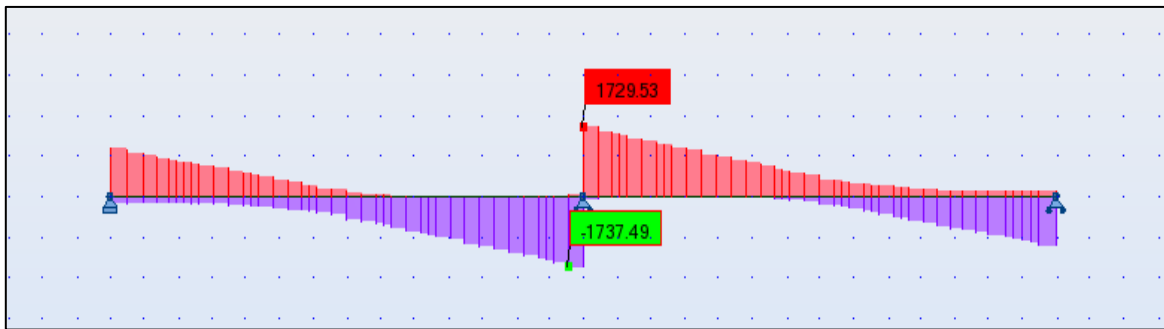


- Deux voies chargées :

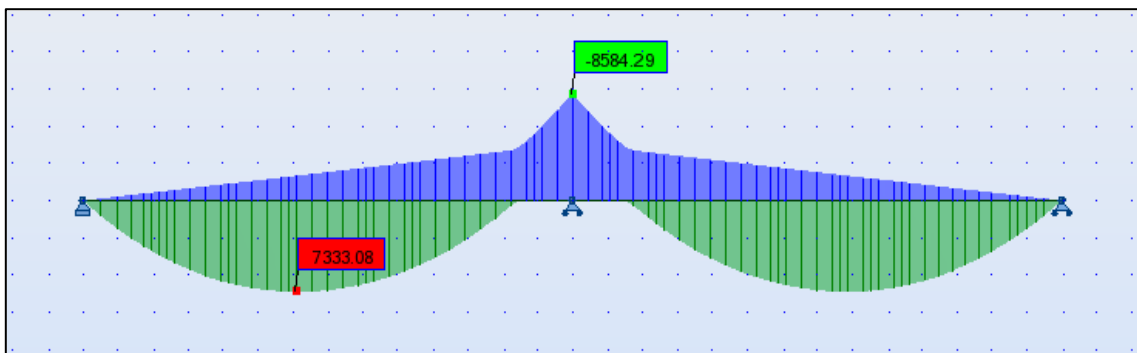
- Réaction :



- Effort tranchant :



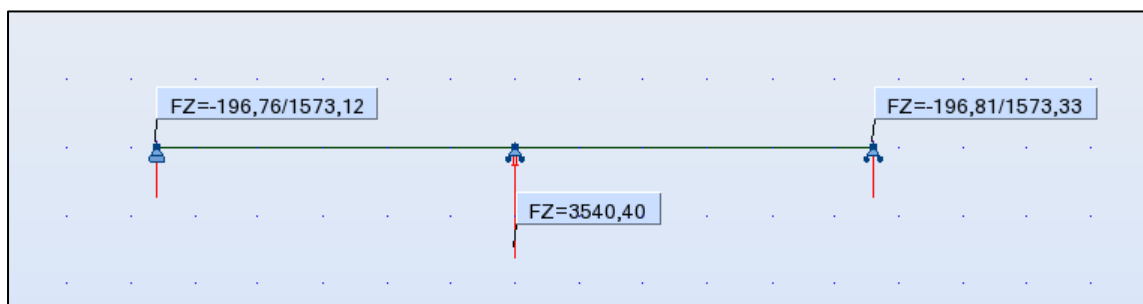
- Moments fléchissant :



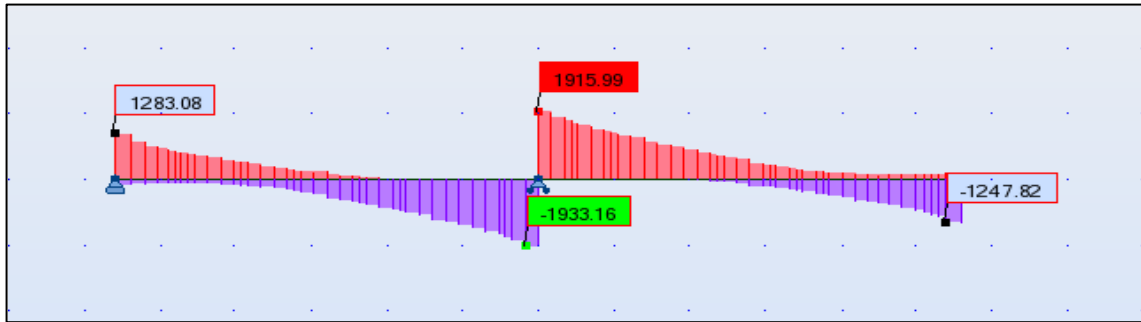
c. SW/2

- Une voie chargée :

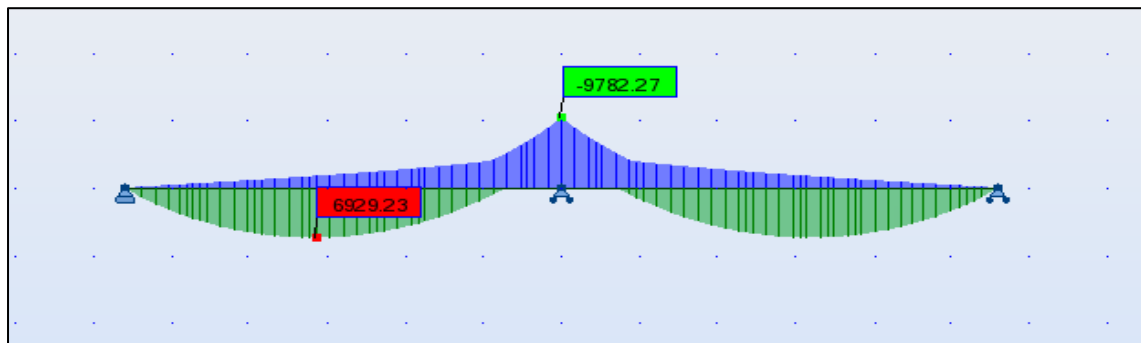
- Réaction :



▪ Effort tranchant :

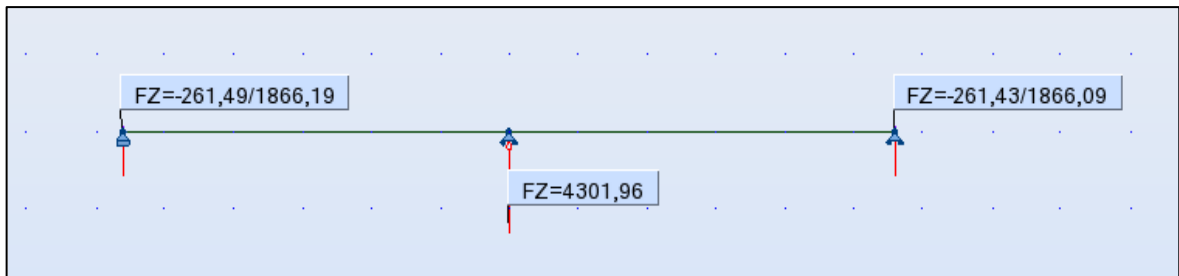


▪ Moments fléchissant :

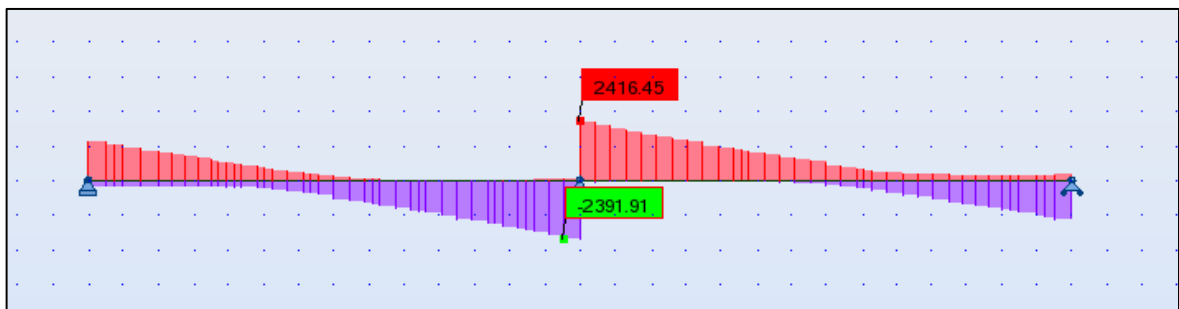


➤ Deux voies chargées :

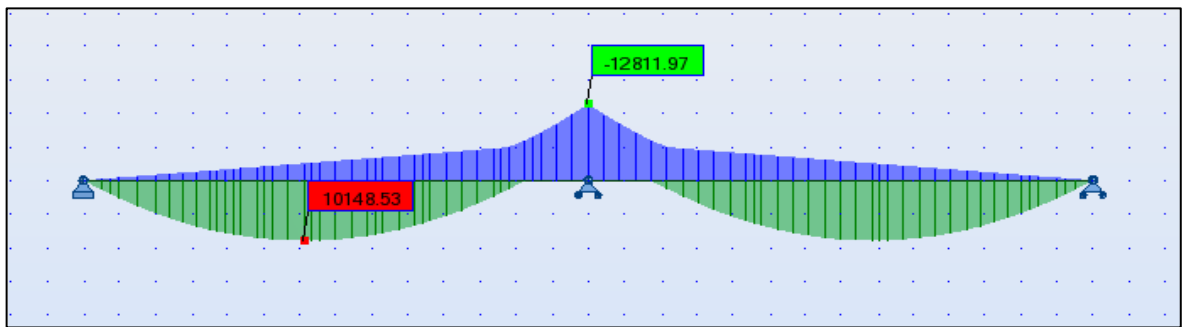
▪ Réaction :



▪ Effort tranchant :



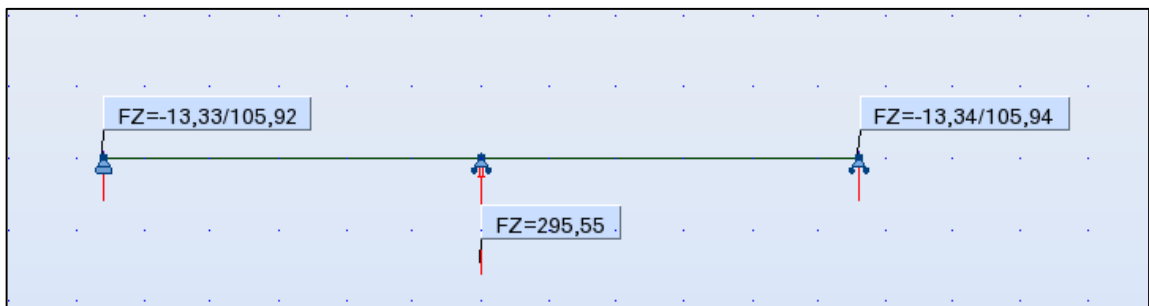
- Moments fléchissant :



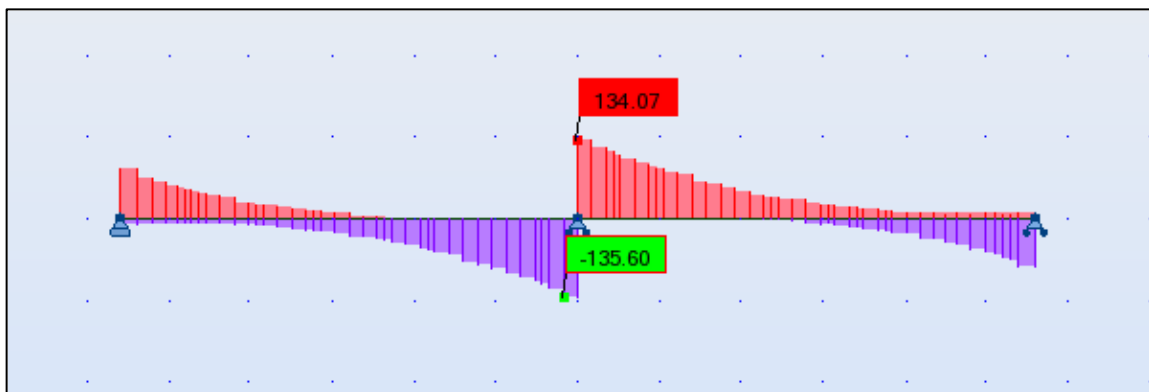
d. *Train à vide :*

- *Une voie chargée :*

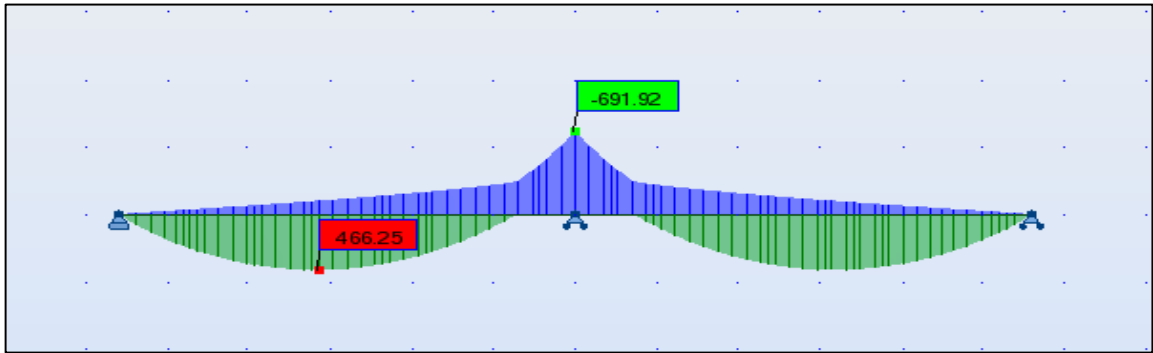
- Réaction



- Effort tranchant :

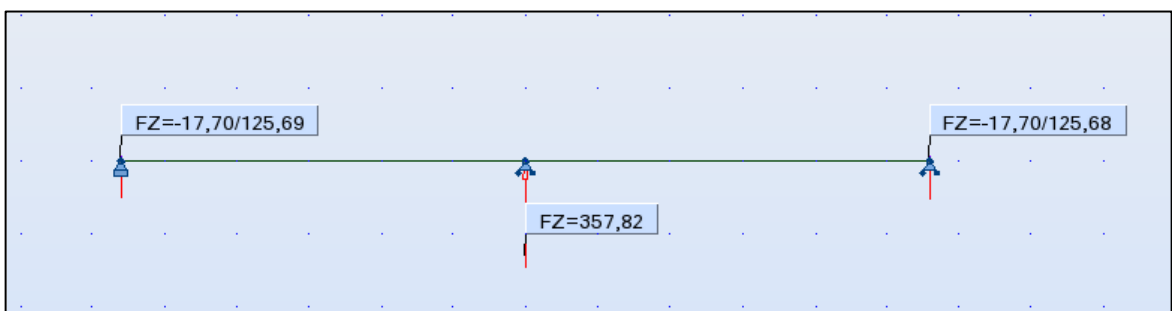


- Moments fléchissant :

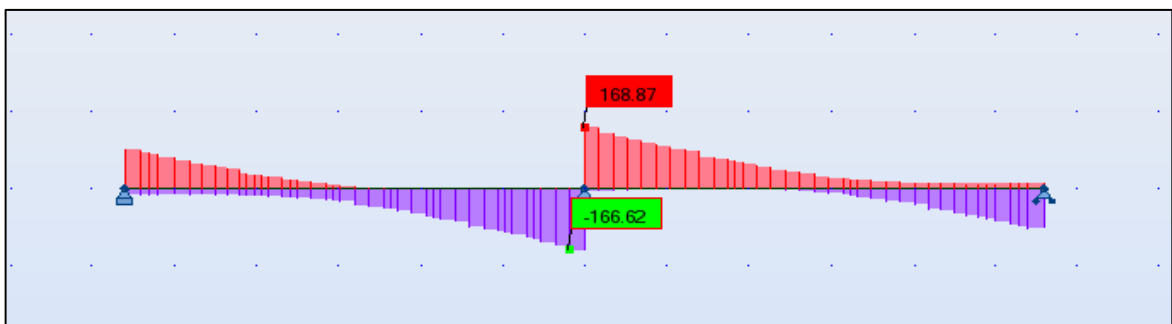


- Deux voies chargées :

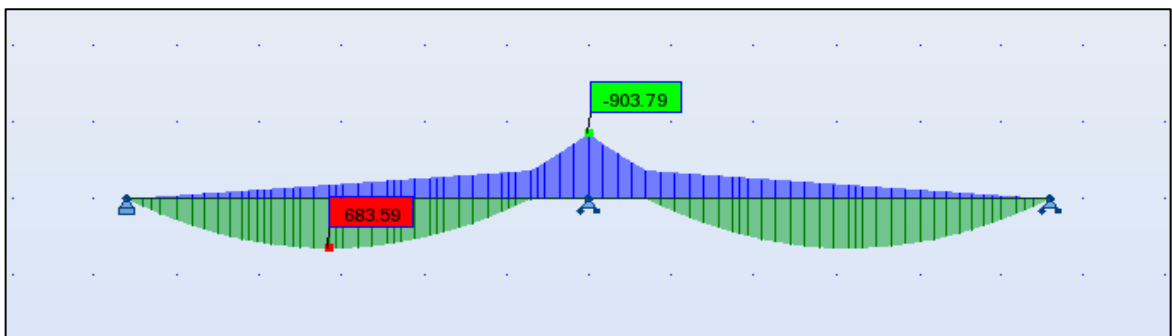
- Réaction



- Effort tranchant :



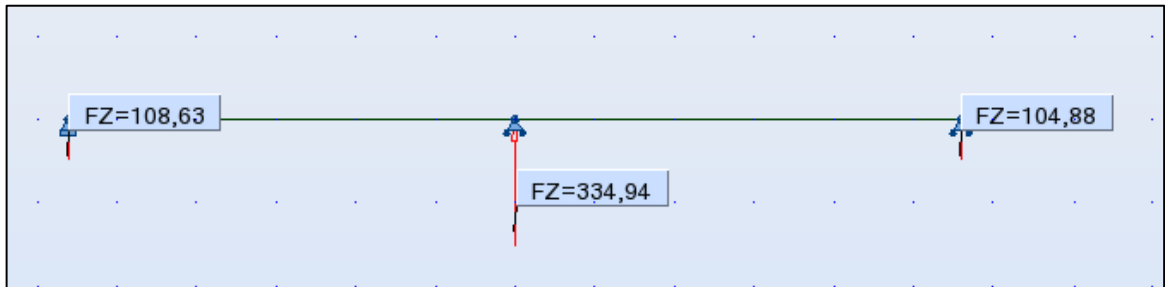
- Moments fléchissant :



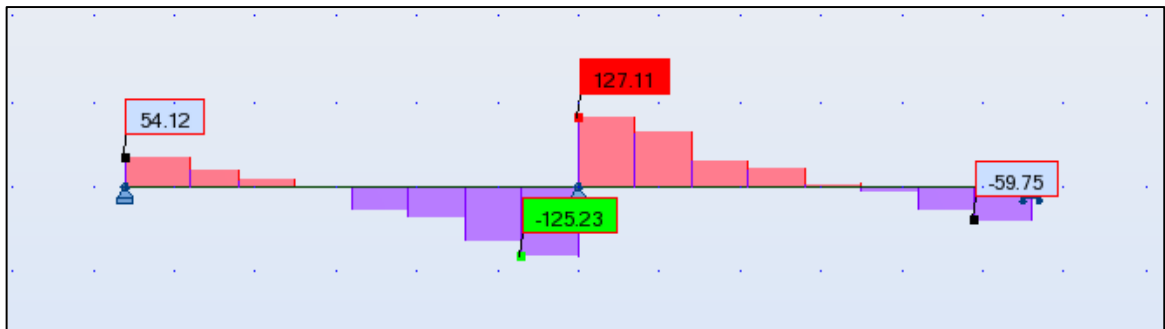
e. Charges sur accotements :

➤ *Un accotement chargé*

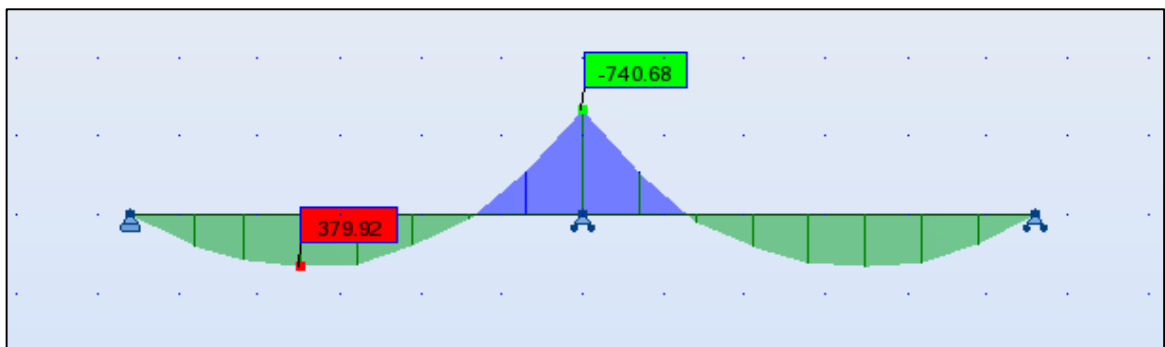
▪ Réaction :



▪ Effort tranchant

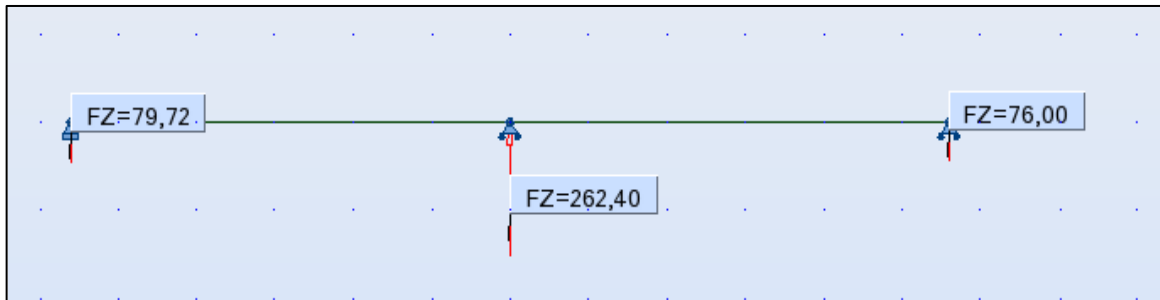


▪ Moment fléchissant

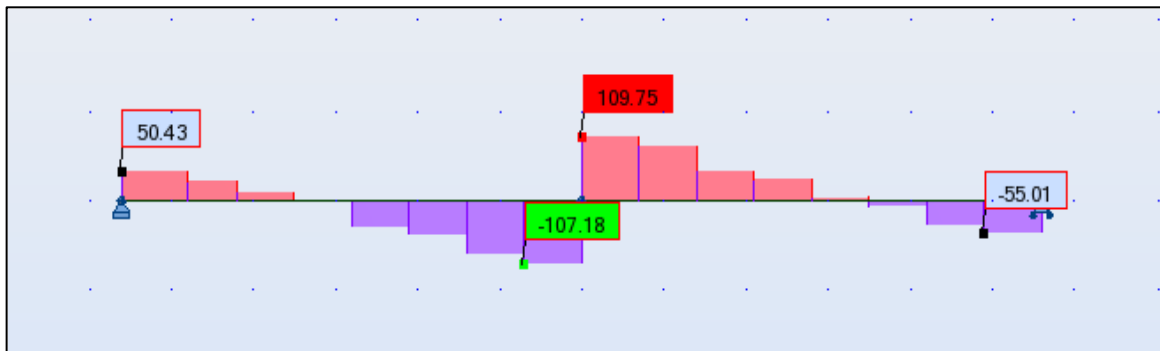


➤ *Deux accotements chargés*

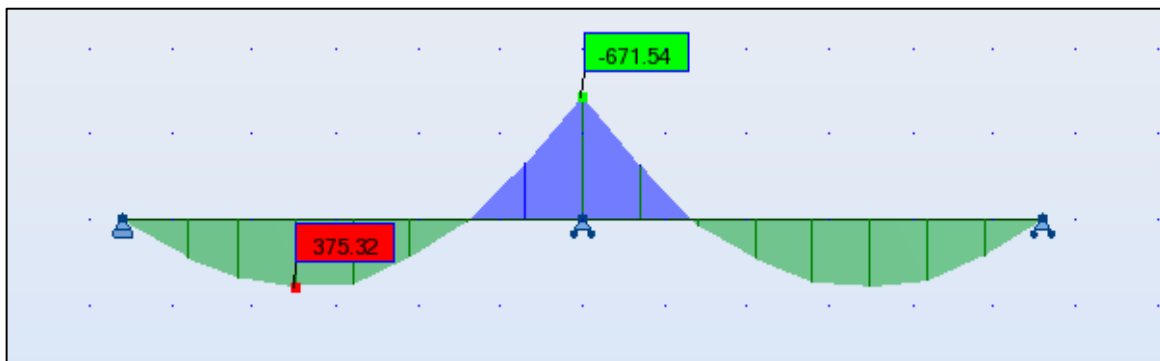
▪ Réaction :



▪ Effort tranchant



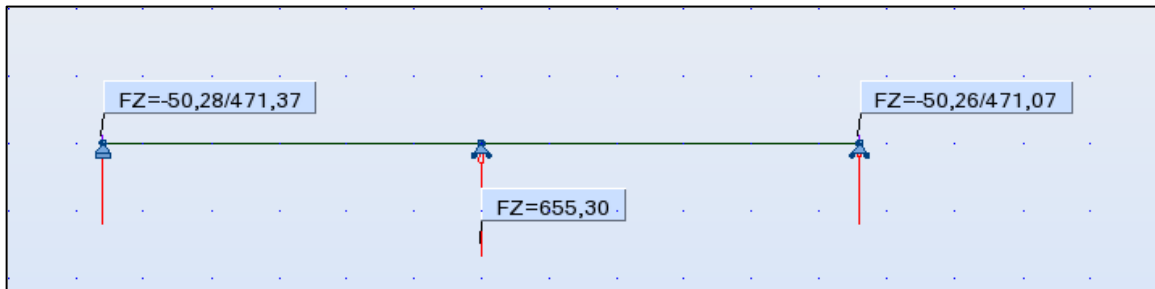
▪ Moment fléchissant



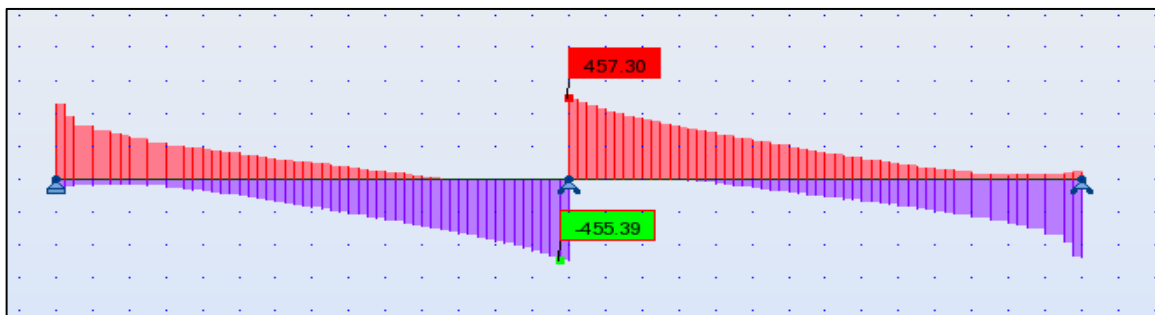
f. *Déraillement :*

➤ *Cas 1 :*

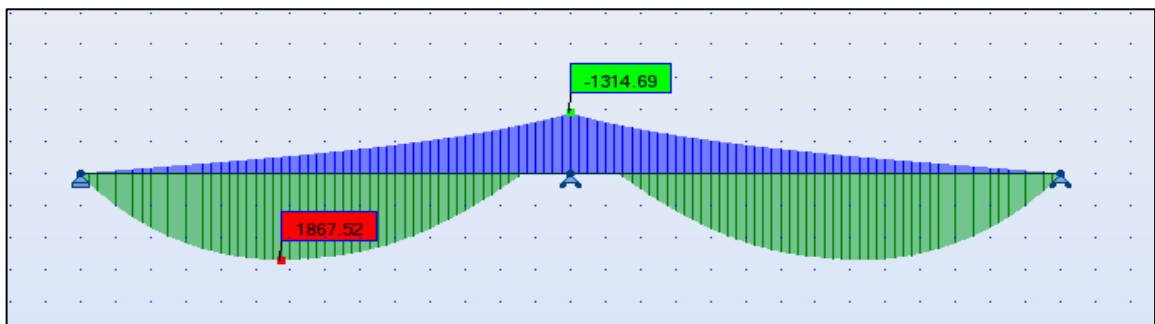
▪ Réactions



▪ Efforts tranchant

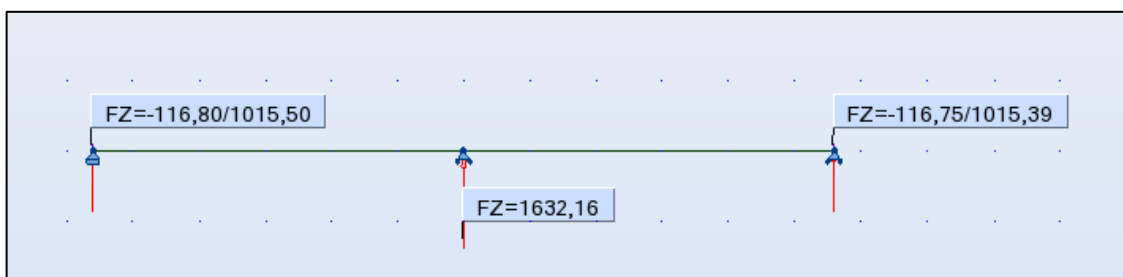


▪ Moment fléchissant

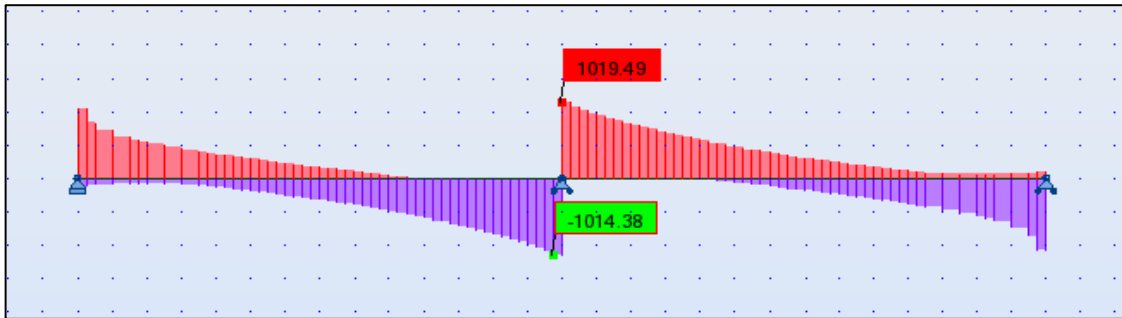


➤ *Cas 2 :*

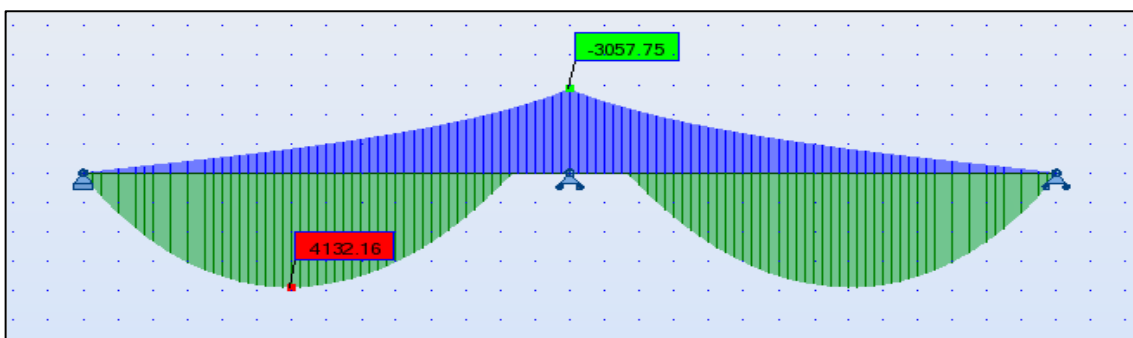
▪ Réactions



- Efforts tranchant



- Moment fléchissant



II. LES EFFETS DYNAMIQUES :

Les efforts correspondant dans le cas dynamique sont les efforts dans le cas statique multipliés par les coefficients Φ_2 et Φ_3 .

1. Vérification de la flèche sous le poids propre :

Selon le *livret 2.01*, il définit deux limites :

✓ la limite supérieure δ_s :

$$4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m} , \delta_s = 0.049 L^2 \text{ mm}$$

$$20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m} , \delta_s = 0.564 * L^{1.184} \text{ mm}$$

Dans notre cas on a deux travées identiques de 28 m

$$\delta_s = 0.564 * 28^{1.184} = 29.16 \text{ mm}$$

✓ la limite inférieure δ_i :

$$4 \text{ m} \leq L \leq 25 \text{ m} , \delta_i = 0.035 * L^{1.50} \text{ mm}$$

$$L \geq 25 \text{ m} , \quad \text{Pas de limite inférieure}$$

2. Calcul de la flèche :

- **Calcul des moments et des réactions par la méthode des trois moments :**

Equation des trois moments a inertie constante :

$$M_{i-1} l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -6 EI (R_i^{g(F)} + R_i^{d(F)})$$

$$M_0 l_1 + 2M_1(l_1 + l_2) + M_2l_2 = -6 EI (R_1^{g(F)} + R_1^{d(F)})$$

$$M_0 = M_2 = 0 \quad \text{et} \quad l_1 = l_2 = l = 28 \text{ m}$$

$$q = \frac{8.7516}{2} = 4.376 \text{ KN/ml}$$

On obtiendra :

$$M_1 = -\frac{q l^2}{8} = 428.26 \text{ KN.m} , R_0 = 3 \frac{q l}{8} = 45.95 \text{ KN} , R_1 = 5 \frac{q l}{4} = 153.16 \text{ KN}$$

$$R_2 = 3 \frac{q l}{8} = 45.95 \text{ KN}$$

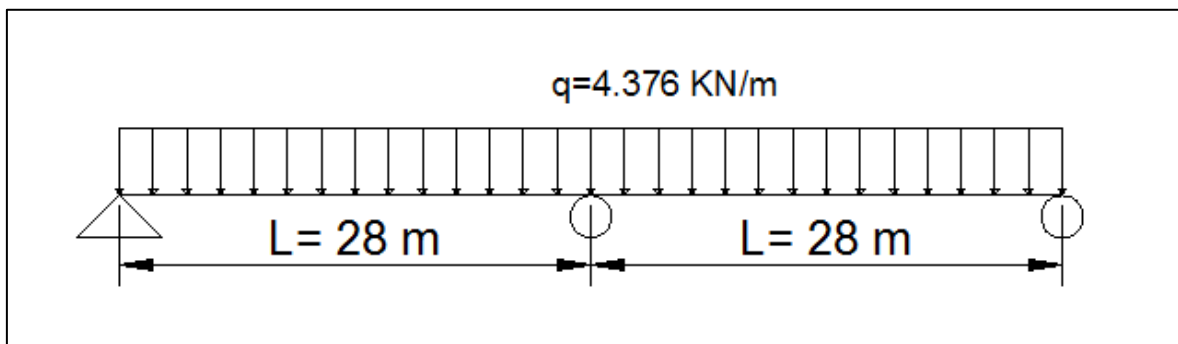


Figure.VI.1. Répartition longitudinal du poids propre du tablier

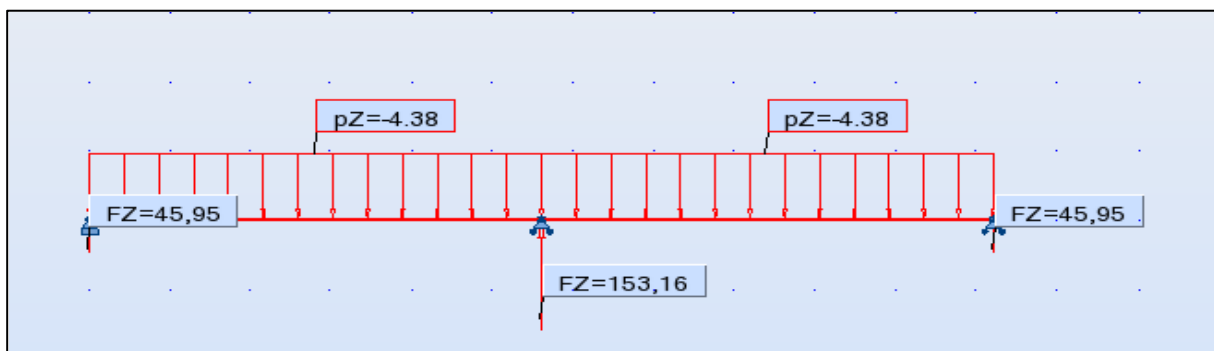


Figure.VI.2. Réaction sous poids propre du tablier

- **Equation de la flèche :**

Pour la détermination de la flèche on utilise la méthode d'intégration directe.

Travée N°1 : $0 \leq x \leq l$

$$M = -q \frac{x^2}{2} + \frac{3q l}{8} x, Ely'' = q \frac{x^2}{2} - \frac{3q l}{8} x$$

$$Ely = q \frac{x^4}{24} - \frac{3q l}{48} x^3 + cx + d, Ely = q \frac{x^4}{24} - \frac{3q l}{48} x^3 + \frac{ql^3}{48} x$$

Les résultats sont obtenus par Excel :

$$\text{pour } x = 11.76 \text{ m} \quad \text{on a} \quad y_{max} = 0.48 \text{ mm}$$

On a $y_{max} \leq \delta_s$ donc la flèche est vérifiée.

- **Calcul de Φ_2 et Φ_3 :**

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.82 \quad \text{Entretien soigné}$$

$$1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$$

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{Entretien courant}$$

$$1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00$$

L_ϕ Est défini selon **livret 2.01 (Tableau I.3)** comme suit :

$$L_\phi = k * L_m$$

$$L_m = \frac{1}{n}(L_1 + L_2 + \dots + L_n)$$

n	2	3	4	≥ 5
k	1.2	1.3	1.4	1.5

Dans notre cas on a :

$$n = 2, k = 1.2$$

$$L_m = \frac{1}{2}(28 + 28) = 28 \text{ m}$$

$$L_\phi = 1.2 * 28 = 33.6 \text{ m}$$

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{33.6} - 0.2} + 0.73 = \mathbf{1.12} \quad \text{verifier}$$

Tableaux récapitulatifs des efforts :

Cas de charges		Efforts	UIC 71 + SW/0	SW/2	Train à vide	Charges d'accotement
Effet statique	Une voie chargée	R	2780.62	3540.40	295.55	334.74
		T ⁺	1421.36	1915.99	134.07	127.11
		T ⁻	-1407.89	-1933.16	-135.60	-125.23
		M ⁺	5069.46	6929.23	466.25	379.92
		M ⁻	-6642.00	-9782.27	-691.92	-740.68
	Deux voies chargées	R	3359.32	4301.96	357.82	262.40
		T ⁺	1729.53	2416.45	168.87	109.75
		T ⁻	-1737.49	-2391.91	-166.62	-107.18
		M ⁺	7333.08	10148.53	683.59	375.32
		M ⁻	-8584.29	-12811.97	-903.79	-671.54
Effet dynamique $\phi_3 = 1.12$	Une voie chargée	R	3114,29	3965,25	331,02	-
		T ⁺	1591,92	2145,91	150,16	-
		T ⁻	-1576,84	-2165,14	-151,87	-
		M ⁺	5677,80	7760,74	522,20	-
		M ⁻	-7439,04	-10956,14	-774,95	-
	Deux voies chargées	R	3762,44	4818,20	400,76	-
		T ⁺	1937,07	2706,42	189,13	-
		T ⁻	-1945,99	-2678,94	-186,61	-
		M ⁺	8213,05	11366,35	765,62	-
		M ⁻	-9614,40	-14349,41	-1012,24	-

Tableau.VI.1 : Récapitulatif des efforts

Cas de charges	Efforts	Poids propre	déraillement	
			Cas 1	Cas 2
Effet statique	R	4370.85	655.30	1632.16
	T ⁺	1857.02	457.30	1019.49
	T ⁻	-1921.64	-455.39	-1014.38
	M ⁺	6608.50	1867.52	4132.16
	M ⁻	-11492.60	-1314.69	-3057.75

Tableau.VI.2 : Récapitulatif des efforts

Nota : Les réactions et les efforts tranchant en (KN), le moment flexion en (KN.m)

III. COMBINAISONS ENVISAGEES POUR LA VERIFICATION

1. E.L.U fondamentale (résistance) :

➤ Pour une voie chargée :

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,45Gr2 \text{ (ou } Gr3) + 1,2 AQS + 0,9T_k + 0,9 W_i$$

$$1,35 G_{max} + G_{min} + \text{Max} (1,45Gr1, 1,35Gr4) + 1,2 AQS + 0,9T_k$$

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,16Gr1 + 1,2AQS + 1,5T_k$$

$$1,35 G_{max} + G_{min} + 1,00Gr5 + 1,2AQS + 1,5W_i$$

➤ Deux voies chargées :

$$1,35G_{max} + G_{min} + 1,45Gr12 \text{ (ou } Gr13) + 1,2AQS + 0,9T_k + 0,9W_i$$

$$1,35G_{max} + G_{min} + \text{Max}[1,45 Gr11, 1,35Gr14] + 1,2AQS + 0,9T_k$$

$$1,35G_{max} + G_{min} + 1,16Gr11 + 1,2AQS + 1,5T_k$$

2. E.L.S fréquents :

➤ Une voie chargée

$$G_{max} + G_{min} + 0,8(Gr1 \text{ ou } Gr3 \text{ ou } Gr4) + 0,5T_k$$

➤ Deux voies chargées :

$$G_{max} + G_{min} + 0,6(Gr11 \text{ ou } Gr13 \text{ ou } Gr14) + 0,5T_k$$

Tableau des efforts appliqués

	E.L.U	E.L.S
R (KN)	12806.905	8336.100
T⁺ (KN)	6313.176	4002.930
T⁻ (KN)	-6361.059	-4086.780
M⁺ (KN.m)	24721.951	14369.240
M⁻ (KN.m)	-35775.529	-22448.740

Tableau.VI.3 : Combinaisons des charges.

CHAPITRE VII

Sollicitations Internes Sur La Section Mixte

INTRIDUCTION

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différentes solidarisés d'une manière continue fait naître dans la poutre mixte, en dehors de toute charge extérieure, un état de contrainte dans chaque section, des sollicitations de type différé sont provoquées par deux facteurs :

- Retrait du béton
- Une différence de température ΔT entre l'acier et le béton.

Le retrait développe des contraintes de traction dans la semelle, or le glissement de celui-ci est géré par l'ossature métallique.

L'effet de la différence de température est analogue à celui du retrait.

I. ETUDE DE L'EFFET DU RETRAIT

1. Définition :

C'est le raccourcissement du béton non chargé au cours de son durcissement.

- **Effet du retrait :** Au contact des deux matériaux, le béton freiné par les connecteurs et ne peut effectuer son retrait librement, ce phénomène engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.
- **Analyse des effets de retrait :** nous évaluerons les efforts et les déformations dus au retrait par la méthode suivante :

Liaison acier béton supprimée :

Le béton se raccourcit librement, pour reprendre sa longueur initial, on applique en son centre de gravité un effort de traction $F_r = S_b * \varepsilon_r * E_b$, d'où l'apparition de la traction

$$\sigma_b = \frac{F_r}{S_b} = \varepsilon_r * E_b$$

ε_r : Coefficient de retrait

E_b : Module d'élasticité de béton

S_b : Section du béton

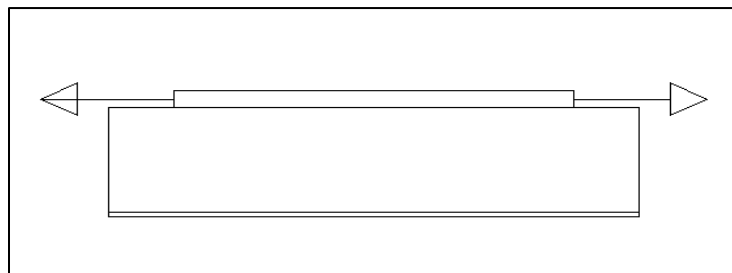


Figure.VII.1 : Raccourcissement de béton

Liaison acier béton non supprimée :

Effort de compression F_c égal à celui de traction et s'exerce sur la section mixte. Cette dernière est soumise à la flexion composée avec un moment positif $C = b * F_c$, telle que (b) la distance entre le centre de gravité de section mixte et celui du béton.

Dans notre cas « pont hyperstatique à 2 travées », l'effort de flexion dû à l'excentrement de la force de retrait par rapport au centre de gravité de la section mixte apparaît comme deux forces et un couple.

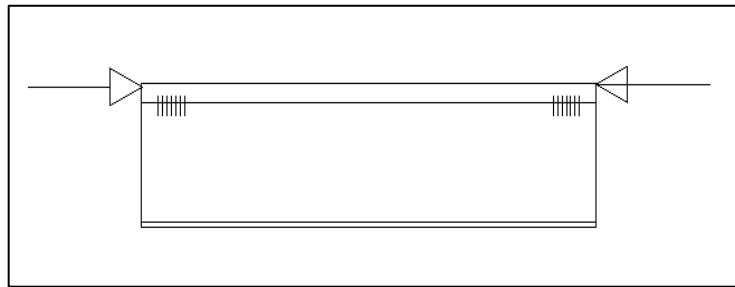


Figure.VII.2 : Raccourcissement empêché par des connecteurs

2. Calcul du retrait :

Pour déterminer les moments aux appuis dus au couple C, appliquons la méthode des trois moments,

$$L_i M_{i-1} + 2(L_i + L_{i+1})M_i + L_{i+1}M_{i+1} = -6EI (w_i^g + w_i^d)$$

$$M_0 = M_2 = 0 \quad ; \quad L_1 = L_2 = 28 \text{ m}$$

$$L_1 M_0 + 2(L_1 + L_2)M_1 + L_2 M_2 = -6EI (w_1^g + w_1^d)$$

$$2(L_1 + L_2)M_1 = -6EI (w_1^g + w_1^d)$$

$$w_1^g = w_1^d = \frac{CL_1}{6EI}$$

$$4 L_1 M_1 = -2 C L_1$$

$$M_1 = -\frac{1}{2} C$$

Donc on aura : $M_1 = -0.5 C$

Pour chaque section, le moment est : $M(x) = m(x) + M_{i-1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_i \frac{x}{L_i}$

$m(x)$: Moment isostatique du a C.

Pour la travée de rive (travées symétriques) : $m(x) = C \frac{L_1 - x}{L_1}$

Les contraintes dans la section mixte sont alors :

$$\text{➤ Dans le béton} \quad \sigma_{br} = \frac{F_r}{S_b} - \frac{F_c}{n S} - \frac{M_r}{n W_b}$$

- Dans la semelle supérieure : $\sigma_{sr} = -\frac{F_c}{S} - \frac{M_r}{W_s}$
- Dans la semelle inférieure : $\sigma_{ir} = -\frac{F_c}{S} - \frac{M_r}{W_i}$

Nous admettons par hypothèse que le raccourcissement ε_r est de l'ordre de $5 \cdot 10^{-4}$, la

contrainte dans le béton est $\sigma_r = \varepsilon_r * E_b$

$E_b = 1.16 \cdot 10^4 \text{ MPa}$ telle que $n = 18$

$\sigma_r = 5 \cdot 10^{-4} * 1.16 \cdot 10^4 = 5.8 \text{ MPa}$

$$\sigma_r = 5.8 \text{ MPa}$$

Pour une différence de température ΔT correspondant à un retrait $\varepsilon_t = w_t * \Delta T$

w_t : Coefficient de retrait du à ΔT .

Pour $\Delta T = \pm 10^\circ \text{C}$, $\varepsilon_t = 10 \cdot 10^{-5}$

Nous avons : $\sigma_t = \varepsilon_t * E_b = 10^{-4} * 1.16 \cdot 10^4 = 1.16 \text{ MPa}$

$$\sigma_t = 1.16 \text{ MPa}$$

II. RETRAIT + ΔT :

La section mixte est soumise donc à un moment de flexion constant le long de la poutre qui est :

$$M_r = (\sigma_r + \sigma_t) B b$$

I. Section à mi-travée :

$$B = 1.68 \text{ m}^2$$

$$b = 0.5963 \text{ m}, \quad n = 18$$

$$M_r = (5.8 + 1.16) * 1.68 * 0.5963 = 6.97 \text{ MN.m}$$

$$M_r = C = 6.97 \text{ MN.m}$$

Donc on aura :

$$M_1 = -0.5 C = -3.48 \text{ MN.m}$$

- Calcul des éléments de réductions sous l'effet de retrait+ ΔT :

- Calcul des réactions

Pour : $0 \leq x \leq 28\text{m}$

$$\sum M/1 = 0$$

$$R_0 L_1 + C - M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1 - C}{L_1} \text{ soit } R_0 = -0.373 \text{ MN}$$

$$\sum M/0 = 0$$

$$R_1 L_1 - C + M_1 = 0 \Rightarrow R_1 = \frac{-M_1 + C}{L_1} \text{ soit } R_1 = 0.373 \text{ MN}$$

$$R_0 = R_2 = -0.373 \text{ MN}, \quad R_1 = 0.373 \text{ MN}$$

- Calcul du moment fléchissant :

Pour : $0 \leq x \leq 28\text{m}$

$$M(x) = 6.97 - 0.373 x$$

- effort tranchant :

Pour : $0 \leq x \leq 28m$

$$T(x) = -0.373 \text{ MN}$$

2. Section sur appui :

$$B = 1.05 \text{ m}^2, \quad b = 0.8987 \text{ m}, \quad n = 18$$

$$M_r = (5.8 + 1.16) * 1.05 * 0.8987 = 6.57 \text{ MN.m}$$

$$M_r = C = 6.57 \text{ MN.m}$$

Donc on aura :

$$M_1 = -0.5 C = -3.28 \text{ MN.m}$$

➤ Calcul des éléments de réductions sous l'effet de retrait + ΔT :

- Calcul des réactions

Pour : $0 \leq x \leq 28m$

$$\sum M/1 = 0$$

$$R_0 L_1 + C - M_1 = 0 \Rightarrow R_0 = \frac{M_1 - C}{L_1} \text{ soit } R_0 = -0.352 \text{ MN}$$

$$\sum M/0 = 0$$

$$R_1 L_1 - C + M_1 = 0 \Rightarrow R_1 = \frac{-M_1 + C}{L_1} \text{ soit } R_1 = 0.352 \text{ MN}$$

$$R_0 = R_2 = -0.352 \text{ MN}, \quad R_1 = 0.352 \text{ MN}$$

- Calcul du moment fléchissant :

Pour : $0 \leq x \leq 28m$

$$M(x) = 6.57 - 0.352 x$$

- effort tranchant :

Pour : $0 \leq x \leq 28m$

$$T(x) = -0.352 \text{ MN}$$

III. RETRAIT - ΔT :

La section mixte est soumise donc à un moment de flexion constant le long de la poutre qui est :

$$M_r = (\sigma_r - \sigma_t) B b$$

1. Section à mi-travée :

$$B = 1.68 \text{ m}^2, \quad b = 0.5963 \text{ m}, \quad n = 18$$

$$M_r = (5.8 - 1.16) * 1.68 * 0.5963 = 4.65 \text{ MN.m}$$

$$M_r = C = 4.65 \text{ MN.m}$$

Donc on aura :

$$M_1 = -0.5 C = -2.325 \text{ MN.m}$$

➤ Calcul des éléments de réductions sous l'effet de retrait - ΔT :

- Calcul des réactions

Pour : $0 \leq x \leq 28\text{m}$

$$R_0 = R_2 = -0.25 \text{ MN} , R_1 = 0.25 \text{ MN}$$

- Calcul du moment fléchissant :

Pour : $0 \leq x \leq 28\text{m}$

$$M(x) = 4.65 - 0.25x$$

- effort tranchant :

Pour : $0 \leq x \leq 28\text{m}$

$$T(x) = -0.25 \text{ MN}$$

2. Section sur appui :

$$M_r = (5.8 - 1.16) * 1.05 * 0.8987 = 4.38 \text{ MN.m}$$

$$M_r = C = 4.38 \text{ MN.m}$$

Donc on aura :

$$M_1 = -0.5 C = -2.19 \text{ MN.m}$$

➤ Calcul des éléments de réductions sous l'effet de retrait - ΔT :

- Calcul des réactions

Pour : $0 \leq x \leq 28\text{m}$

$$R_0 = R_2 = -0.235 \text{ MN} , R_1 = 0.235 \text{ MN}$$

- Calcul du moment fléchissant :

Pour : $0 \leq x \leq 28\text{m}$

$$M(x) = 4.38 - 0.235 x$$

- effort tranchant :

Pour : $0 \leq x \leq 28\text{m}$

$$T(x) = -0.235 \text{ MN}$$

Tableau récapitulatif des moments fléchissant et d'effort tranchant :

	Retrait + ΔT		Retrait - ΔT	
	Moment fléchissant	Effort tranchant	Moment fléchissant	Effort tranchant
Section à mi-travée	$6.97 - 0.372x$	-0.373	$4.65 - 0.25x$	-0.25
Section sur appui	$6.57 - 0.352x$	-0.352	$4.38 - 0.235 x$	-0.235

Tableau .VII.1 : Récapitulatif des moments fléchissant et de l'effort tranchant.

CHAPITRE VIII

Dénivellation

d'Appui

INTRODUCTION :

L'hypothèse déjà citée qui est la parfaite liaison acier-béton, présente aussi bien des avantages que des inconvénients. Nous pouvons dire qu'une section mixte fonctionne normalement lorsque le béton est comprimé.

Deux facteurs peuvent être à l'origine de la traction dans le béton :

- Les moments négatifs sur appui intermédiaires d'une travée continue.
- Les effets linéaires différés (retrait et ΔT).

A vide : le béton ne doit pas être tendu sous l'effet combiné des charges permanentes et des effets linéaires différés.

En charges : sous l'effet combiné des charges à vide et les surcharges, nous admettons de faibles tractions dans le béton. Le béton sera alors supposé fissuré, ce qui implique une vérification de la section tendue.

En résumé, il s'impose donc de créer artificiellement une précompression de la dalle pour au moins annuler la traction à vide dans le béton, cette précompression se fait par :

- Dénivellations d'appuis
- Précontrainte dans la section du béton tendu

Pour notre étude, la technique de précompression qui a été prise en compte est celle de la dénivellation d'appuis car elle convient mieux à notre ouvrage.

I. PRINCIPE DE LA DENIVELLATION D'APPUIS :

Le principe est de créer sur la structure mixte, des moments hyperstatiques positifs qui annulent la traction dans le béton due aux moments négatifs.

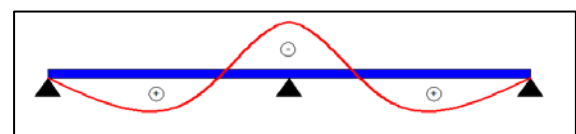
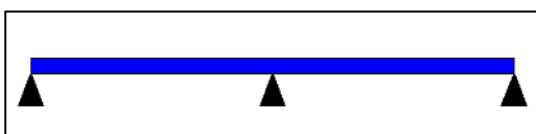
Le procédé de bétonnage comporte de nombreuses variantes, bétonnage totale ou partiellement exécuté avant dénivellation ou précontrainte par phases...

La succession détaillée pour chaque phase, avant et après dénivellation, est donnée par les schémas suivants :

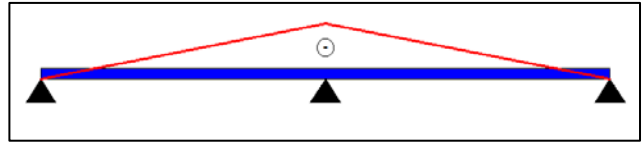
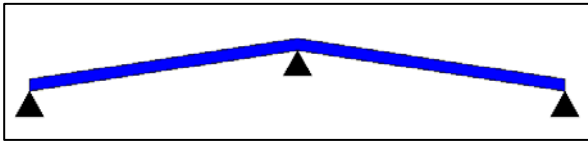
Phase de construction :

Pont mixte réalisé sans étayage :

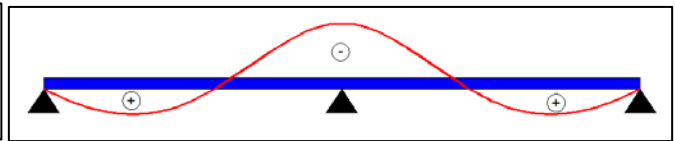
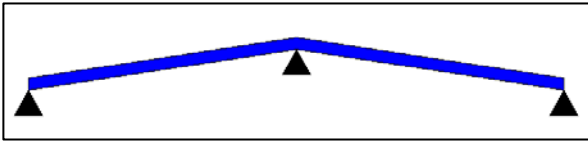
- Mise en place de l'ossature métallique, les efforts seront repris par le métal seul.



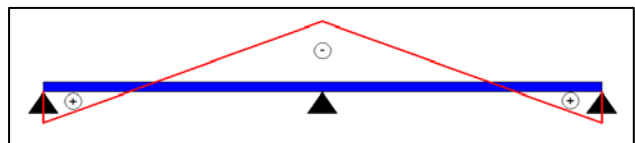
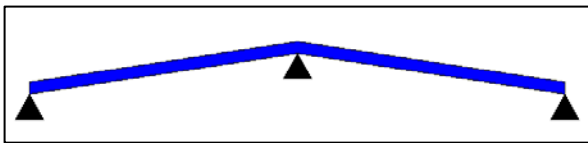
- Nous faisons une dénivellation d'appui intermédiaire, ce qui engendre des moments négatifs aux appuis



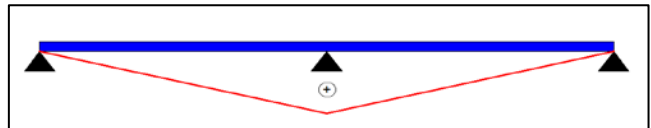
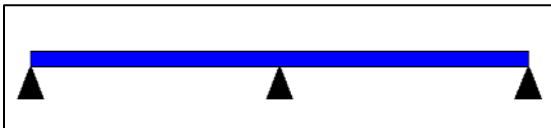
- Nous réalisons un bétonnage total sur toute la poutre et nous attendons que le béton durcisse pour faire la dénivellation retour.



- Effet de retrait qui fait naitre un couple C au niveau des abouts.



- Nous réalisons une dénivellation retour en phase mixte, ce qui entraine un moment positifs aux appuis.



II. PRINCIPE DE CALCUL

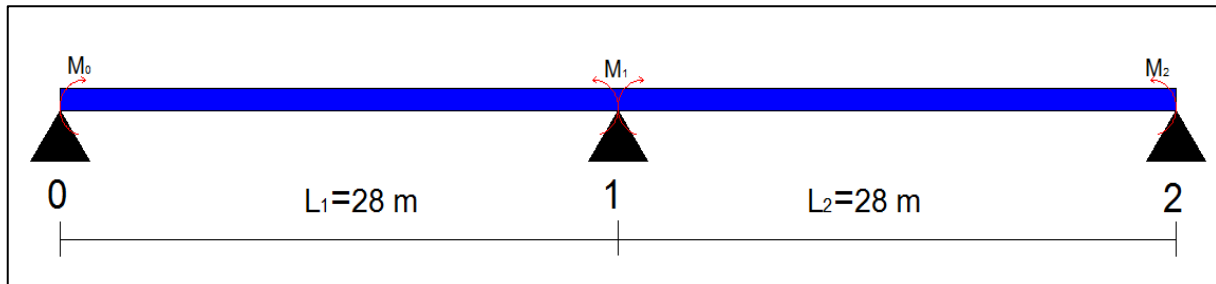
Pour le calcul de la dénivellation, nous devons précomprimer la dalle avec une contrainte σ_b telle que, sous l'action des charges permanentes, la contrainte dans le béton soit tout au plus nulle.

$$\sigma_b \geq \sigma_b (ccp) + \sigma_{br} + \sigma_b (\Delta T)$$

$$M = \frac{\sigma_b (ccp) + \sigma_{br} + \sigma_b (\Delta T)}{W_b} \leq \frac{\sigma_b}{W_b}$$

Pour reprendre ce moment, nous procéderons au soulèvement de l'ossature métallique seule ($n = \infty$).

Appliquons la méthode des trois moments pour calculer la valeur de la dénivellation.



$$L_i M_{i-1} + 2(L_i + L_{i+1})M_i + L_{i+1}M_{i+1} = -6EI (w_i^g + w_i^d)$$

$$M_0 = M_2 = 0 \quad ; \quad L_1 = L_2 = 28 \text{ m}$$

$$L_1 M_0 + 2(L_1 + L_2)M_1 + L_2 M_2 = -6EI (w_1^g + w_1^d)$$

$$2(L_1 + L_2)M_1 = -6EI (w_1^g + w_1^d)$$

$$w_1^g = w_1^d = \frac{\Delta}{L_1} \quad , \quad 4 L_1 M_1 = -6EI \left(\frac{2\Delta}{L_1} \right)$$

D'où : $M_1 = -3EI \left(\frac{\Delta}{L_1^2} \right)$

D'où la valeur de la dénivellation : $\Delta = -\frac{L_1^2}{3EI} M_1$

NB : la dénivellation allée est égale en module à la dénivellation retour.

$$\Delta = |\Delta_{\text{aller}}| = |\Delta_{\text{retour}}|$$

Le moment en tout point x de la poutre est :

$$M_{\text{aller}} = M_{a(i-1)} \left(1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_{a(i)} \frac{x}{L_i}$$

$$M_a(0) = M_a(2) = 0 \quad , \quad M_a(1) = -3EI \left(\frac{\Delta}{L_1^2} \right)$$

$M_a(i)$: moment de l'appui (i) du à Δ

I : inertie de la poutre ($n = \infty$)

Mais aussi :

$$M_{\text{retour}} = M_{r(i-1)} \left(1 - \frac{x}{L_i} \right) + M_{r(i)} \frac{x}{L_i}$$

$$M_r(0) = M_r(2) = 0 \quad , \quad M_r(1) = -3EI \left(\frac{\Delta}{L_1^2} \right)$$

$I =$ inertie de la section mixte ($n = 18$).

Remarque : la dénivellation d'appui est considérée comme une charge de longue durée.

III. CALCUL DE LA DENIVELLATION :**1. Moment reparti du au CCP :**

$$M = -9022.89 \text{ KN.m}$$

Pour : $n = 18$

$$W_b = 0.1230 \text{ m}^3$$

$$\sigma_b = \frac{M}{n W_b} \quad \text{Soit } \sigma_b = -4.075 \text{ MPa}$$

2. Moment du au retrait + ΔT :

$$M = -3.28 \text{ MN.m}$$

Sous l'effet hyperstatique

$$\sigma_b = \frac{M}{n W_b} \quad \text{Soit } \sigma_{b1} = -1.48 \text{ MPa}$$

Sous l'effet isostatique

$$\sigma_b = -\varepsilon_r E_b \frac{A_a}{A} \left(1 - a b \frac{A}{I_h} \right)$$

$$\sigma_b = -2.5 \cdot 10^{-4} * \frac{2.110^5}{18} * \frac{0.1035}{0.1726} \left(1 - 0.5056 * 0.8987 * \frac{0.1726}{0.1363} \right) = -0.743$$

$$\sigma_{b2} = -0.743 \text{ MPa}$$

D'où la contrainte due au retrait : $\sigma_b = -2.223 \text{ MPa}$

La contrainte maximale de traction dans le béton à l'appui due au CCP+Retrait+ ΔT est :

$$\sigma_b = -6.298 \text{ MPa}$$

Le moment équivalent est :

$$M = \frac{\sigma_b}{W_b} = -\frac{6.298}{0.123} = -51.20 \text{ MN.m}$$

La dénivellation Δ sera donc :

$$\Delta = -\frac{L_1^2}{3EI} M_1 = \frac{28^2 * 51.20}{3 * 2.1 \cdot 10^5 * 0.1363} = 0.46 \text{ m}$$

pour des raison de sécurité la valeur retenue est $\Delta = 32 \text{ cm}$

Le moment équivalent pour $\Delta = 32 \text{ cm}$ est :

$$M_1 = -\frac{3 * 2.1 \cdot 10^5 * 0.1363 * 0.32}{28^2} = -35.05 \text{ MN.m}$$

➤ *Dénivellation allée* : ($n = \infty$)

$$M_a(0) = M_a(2) = 0$$

$$M_a(1) = -3EI \left(\frac{\Delta}{L_1^2} \right) = -\frac{3 * 2.1 * 10^5 * 0.0623 * 0.32}{28^2} = -16.02 \text{ MN.m}$$

➤ *Dénivellation retour* : ($n = 18$)

$$M_r(0) = M_r(2) = 0$$

$$M_r(1) = -3EI \left(\frac{\Delta}{L_1^2} \right) = 35.05 \text{ MN.m}$$

<i>Dénivellation allée</i> M_a (MN.m)	<i>Dénivellation retour</i> M_r (MN.m)
-16.02	35.05

Tableau.VIII.1 : Moments de la dénivellation allée et retour sur l'appui intermédiaire.

CHAPITRE IX

Etude De La Section Mixte

I. HYPOTHESES DE CALCUL :

L'étude en flexion élastique est basée sur les hypothèses suivantes :

- L'hypothèse de Bernoulli est valable pour la section mixte dans son ensemble ; autrement dit, toute section droite de poutre est supposée demeurer plane après déformation, ce qui implique que le glissement puisse être négligé à l'interface acier-béton (il en est ainsi lorsque la connexion est normalement dimensionnée, avec un nombre et une position des connecteurs appropriés permettant un transfert régulier de l'effort de cisaillement longitudinal distribué à l'interface acier-béton de la poutre).
- La résistance en traction du béton est négligée.
- Les matériaux acier et béton ont un comportement élastique linéaire, caractérisé par le module d'élasticité E_a pour l'acier et par le coefficient d'équivalence n_0 . La section mixte peut être transformée en une section équivalente et homogène en acier, l'aire de béton comprimé A_b étant remplacée par une aire équivalente d'acier A_b/n_0 , de même centre de gravité.

II. CARACTERISTIQUES D'UNE SECTION MIXTE :

En vue de déterminer des caractéristiques de sections de poutres mixtes homogénéisées par rapport à l'acier (par exemple, l'aire de section homogénéisée, le moment d'inertie géométrique homogénéisé), il est pratique d'introduire la notion de coefficient d'équivalence acier-béton.

1. Coefficient d'équivalence :

a. A court terme :

$$n_0 = E_a/E_b$$

Avec :

E_a : Module d'élasticité longitudinale de l'acier de construction.

E_b : Module d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant des effets à court terme.

n_0 : Compris entre 5,4 et 7, mais on adopte souvent la valeur $n_0 = 6$ en première approximation.

b. A long terme :

Sous des actions de longue durée (par exemple le poids propre de la structure et des superstructures), on sait que le béton subit une déformation différée, ou « fluage », d'autant plus importante que le niveau de contrainte est élevé, que l'humidité relative de l'environnement et l'épaisseur de la dalle sont faibles et que les dosages en ciment et en eau sont élevés. On introduit un coefficient d'équivalence acier-béton à long terme donné par :

$$n = n_0(1 + \varphi_t \psi_L)$$

Avec :

φ_t : Coefficient de fluage spécifié dans l'Eurocode2, fonction de l'âge (t) du béton au moment envisagé et de l'âge t_0 où ce même béton a été mis en œuvre.

ψ_L : Multiplicateur fonction du type de chargement (par exemple, égal à **1,1** pour les actions permanentes et à **0,55** pour les effets isostatiques et hyperstatiques du retrait du béton).

Sollicitations	Champs d'applications	Coefficient d'équivalence
Charges instantanées	Surcharge	6
Charges de longues durées	Charge permanente	18
Effets différés	Retrait	18

tableau IX.1: Coefficient d'équivalence

2. Largeur participante de dalle :

Afin de pouvoir étudier le plancher comme un ensemble de poutres indépendantes, il est pratique d'introduire le concept de largeur participante b_{eff} de la dalle. Cela revient à fixer, pour chaque poutre métallique, la largeur de dalle qui contribue à la flexion générale du plancher, en supposant une distribution uniforme des contraintes normales sur cette largeur au niveau d'une fibre.

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

$$b_{ei} = \min \left\{ \frac{L_0}{8}, b_i \right\}$$

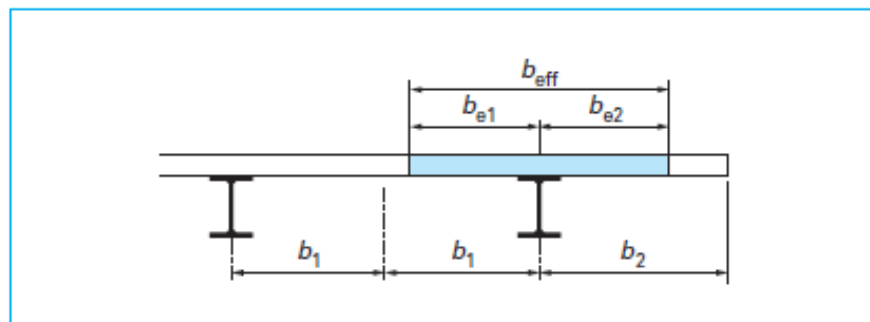
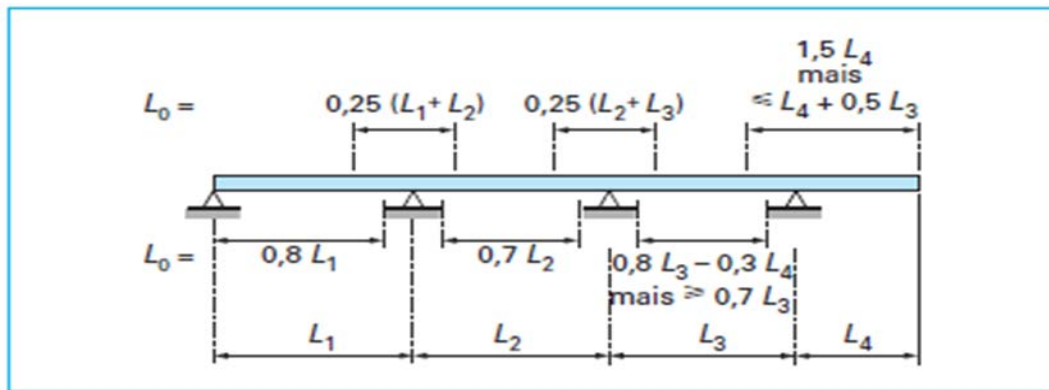


Figure.IX.1 : Largeur participante

On conçoit facilement que b_{eff} dépende du rapport de l'espacement $2b_i$ à la portée L de la poutre, également du signe du moment fléchissant (un moment fléchissant positif comprimant la dalle, au moins sur une certaine épaisseur, alors qu'un moment négatif sollicite le béton en traction et l'amène en général à fissurer).

- Dans le cas d'une poutre isostatique sur deux appuis simples, la longueur L_0 est prise égale à la portée L de la poutre.
- Dans le cas d'une poutre continue, L_0 est choisie conformément aux indications données sur la figure suivante.

Figure.IX.2 : Largeur L_0 d'une poutre hyperstatique.

❖ Cas d'un moment positif :

$$b_{e1} = \min \left\{ \frac{0.8 * L_1}{8}, b_1 \right\} = \min \{2.8, 3.25\} = 2.8 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ \frac{0.8L_2}{8}, b_2 \right\} = \min \{2.8, 3\} = 2.8 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 2.8 + 2.8 = 5.6 \text{ m}$$

❖ Cas d'un moment négatif :

$$b_{e1} = \min \left\{ \frac{0.25(L_1 + L_2)}{8}, b_1 \right\} = \min \{1.75, 3.25\} = 1.75 \text{ m}$$

$$b_{e2} = \min \left\{ \frac{0.25(L_1 + L_2)}{8}, b_2 \right\} = \min \{1.75, 3\} = 1.75 \text{ m}$$

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 1.75 + 1.75 = 3.5 \text{ m}$$

Tableau récapitulatif :

	L_0 (m)	b_1 (m)	b_2 (m)	b_{e1} (m)	b_{e2} (m)	b_{eff} (m)
Moment positif	22.4	3.25	3.00	2.80	2.80	5.6
Moment négatif	14	3.25	3.00	1.75	1.75	3.5

Tableaux.IX.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle participante.

3. Centre de gravité de la section mixte homogénéisée :

$$G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}, \quad A_h = \sum A_i$$

Avec :

A_h : Aire de la section mixte homogénéisée.

A_a : Aire de la section de la poutre en acier.

4. Inertie d'une section mixte :

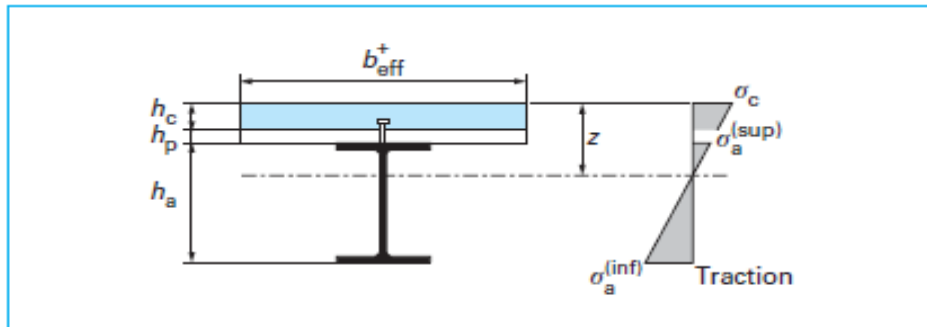


Figure.IX.3

$$I_h = I_a + A_a (Z_a - Z)^2 + \frac{b_{\text{eff}} h_c}{n} \left[\frac{h_c^2}{12} + \left(Z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right]$$

Z : La distance de l'axe neutre à la face supérieure de la dalle

Z_a : La distance entre le centre de gravité de la section de la poutre en acier et la face supérieure de la dalle

h_c : La hauteur maximale possible de béton comprimé sous flexion positive

I_a : Inertie de section de la poutre en acier

III. **ETUDE DE LA SECTION MIXTE :**

Notations :

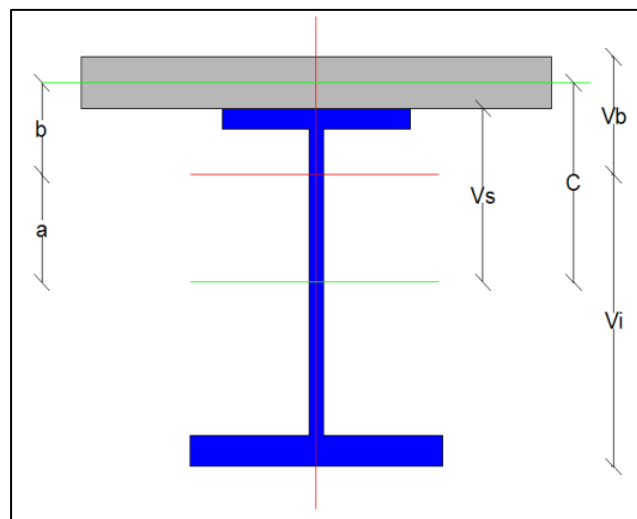


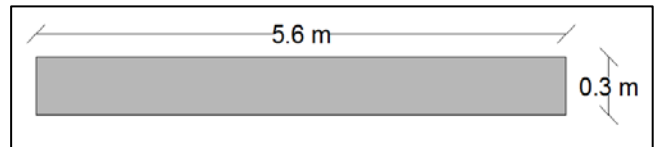
Figure.IX.4 : Représentation de la section mixte.

1. Sous moment positif : section a mi-travée :

❖ **Caractéristique de la dalle :**

- Largeur participante : $b = 5.6$ m
- Epaisseur : $e = 0.30$ m

- Aire : $B = 1.68 \text{ m}^2$
- Centre de gravité : $X_G = 0.00 \text{ m}$
 $Y_G = 0.15 \text{ m}$
- Moment d'inertie : $I_x = 0.0126 \text{ m}^4$
 $I_y = 4.390 \text{ m}^4$



❖ *Caractéristique de section mixte :*

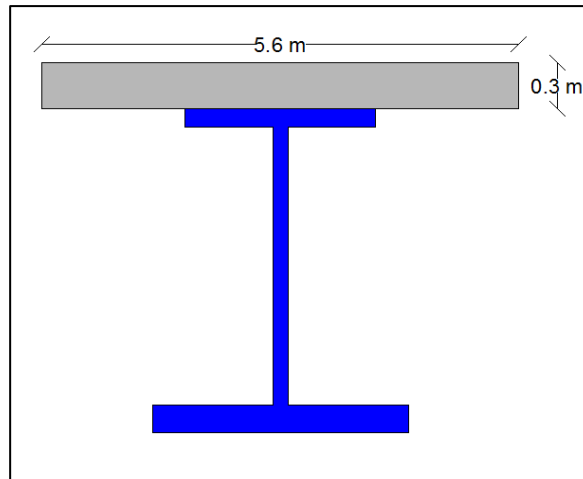


Figure.IX.5 : Section mixte à mi- travée

Tableau des caractéristiques géométriques de la section mixte

N	6	18	∞
Caractéristique de la section de béton homogénéisé			
$b_{effn} = b_{eff}/n$	0.933	0.311	0.0
$B_n = b_{effn} * e$	0.2799	0.0933	0.0
$I_{Bn} = \frac{b_{effn} * e^3}{12} (m^4)$	0.0021	0.0007	0.0
Centre de gravité G_B	0.15	0.15	0.15
Caractéristique de la section en acier			
$A_a = \sum A_i$	0.0823		
$I_a (m^4)$	0.0512		
Caractéristique de la section mixte			
$A_h = B_n + A_a$	0.3622	0.1756	0.0823
Moment statique $W_s = \frac{I_h}{v_s} (m^3)$	1.1229	0.2747	0.0456

Moment statique $W_i = \frac{I_h}{v_i} \text{ (m}^3\text{)}$	0.0872	0.0826	0.0634
Moment statique $W_b = \frac{I_h}{V_b} \text{ (m}^3\text{)}$	0.3557	0.1643	/
Moment d'inertie $I_h \text{ (m}^4\text{)}$	0.1562	0.1226	0.0512
a	0.9831	0.6759	/
B	0.2891	0.5963	/
C	1.2722	1.2722	/
V_b	0.4391	0.7463	/
V_i	1.7909	1.4837	0.8078
V_s	0.1391	0.4463	1.1222

Tableau.IX.2 : Caractéristiques géométriques de la section mixte à mi-travée.

❖ **Vérification de la résistance de la section:**

$$\sigma_b = \frac{M}{n I_h} V_b \quad , \quad \sigma_s = \frac{M}{I_h} V_s \quad , \quad \sigma_i = \frac{M}{I_h} V_i$$

Le calcul est fait à l'ELU : 1.35 G + 1.35 Q

	n	M(KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
CP	∞	3722.80	/	81.59	-58.74
CPP	18	5198.67	1.76	18.92	-62.91
SW/2	6	15344.57	7.19	13.66	-175.93
Retrait+ΔT	18	6970	-2.35	-25.37	84.38
Retrait-ΔT	18	4650	-1.57	-16.93	56.29
Contrainte max			7.38	97.24	241.49
Etat de contrainte			<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>	<i>vérifiée</i>

Tableau.IX.3 : Vérification des contraintes à mi-travée.

(-) : signifié la traction

(+) : signifie la compression

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.5} = 19.83 \text{ MPa}$$

Pour la semelle supérieure :

$$\text{à E.L.S: } \sigma_a = \frac{\sigma_e}{1.15} = \frac{345}{1.15} = 300 \text{ MPa}$$

$$\text{à E.L.U: } \sigma_a = \frac{\sigma_e}{1.05} = \frac{345}{1.05} = 328.57 \text{ MPa}$$

Pour la semelle inferieure:

$$\text{à E.L.S: } \sigma_a = \frac{\sigma_e}{1.15} = \frac{335}{1.15} = 291.30 \text{ MPa}$$

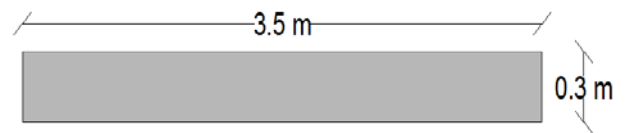
$$\text{à E.L.U: } \sigma_a = \frac{\sigma_e}{1.05} = \frac{335}{1.05} = 319.05 \text{ MPa}$$

2. Sous moment négatif : section sur appui :

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

❖ Caractéristique de la dalle :

- Largeur participante : $b = 3.5 \text{ m}$
- Epaisseur : $e = 0.30 \text{ m}$
- Aire : $B = 1.05 \text{ m}^2$
- Centre de gravité : $X_G = 0.00 \text{ m}$
 $Y_G = 0.15 \text{ m}$
- Moment d'inertie : $I_x = 7.875 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$
 $I_y = 1.072 \text{ m}^4$



❖ La Section d'armature :

$$A_s = 1\% * B = 0.01 * 10500 = 105 \text{ cm}^2$$

Pour une valeur de $A_s = 105 \text{ cm}^2$ on opte pour le choix de 22 HA25, qui nous donne une section d'armature $A_s = 108.02 \text{ cm}^2$.

❖ Caractéristique de section mixte

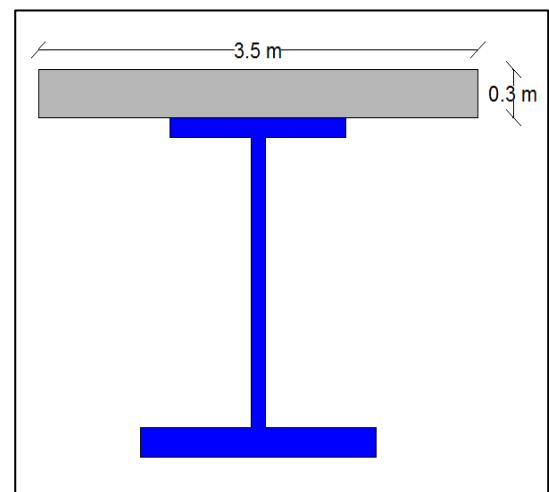


Figure.IX.6 : Section mixte sur appui.

Tableau des caractéristiques géométriques de la section mixte

n	6	18	∞
Caractéristique de la section de béton homogénéisé			
B_n	0.1749	0.0583	0.0
$I_{Bn} (m^4)$	0.0013	0.0004	0.0
Centre de gravité G_B	0.15	0.15	0.15
Caractéristiques des armatures			
A_s	0.0108		
Centre de gravité G_s	0.15		
Caractéristique de la section en acier			
$A_a = \sum A_i$	0.1035		
$I_a (m^4)$	0.0623		
Caractéristique de la section mixte			
$A_h = B_n + A_a + A_s$	0.2892	0.1726	0.1143
Moment d'inertie $I_h (m^4)$	0.1920	0.1363	0.0623
Moment statique $W_b = \frac{I_h}{v_b} (m^3)$	0.2855	0.1230	/
Moment statique $W_s = \frac{I_h}{v_s} (m^3)$	0.5156	0.1820	0.0496
Moment statique $W_i = \frac{I_h}{v_i} (m^3)$	0. 1213	0.1130	0.0890
a	0.8827	0.5064	0.0
b	0.5224	0.8987	/
c	1.4051	1.4051	/
V_b	0.6724	1.0487	/
V_i	1.5826	1.2063	0.6999
V_s	0.3724	0.7487	1.2551

Tableau.IX.4 : Caractéristiques géométriques de la section mixte sur appui.

❖ Vérification de la résistance de la section:

	<i>n</i>	<i>M(KN.m)</i>	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	σ_i (MPa)
<i>CP</i>	∞	-6492.123	/	-130.79	72.93
<i>CPP</i>	18	-9022.89	-3.86	-49.56	79.85
<i>SW/2</i>	6	-19371.70	-11.30	-37.57	159.67
<i>Retrait+ΔT</i>	18	6970	-3.14	-38.29	61.68
<i>Retrait -ΔT</i>	18	4650	-2.10	-25.55	41.15
<i>Dénivellation allé</i>	∞	-16020	/	-322.98	180.0
<i>Dénivellation retour</i>	18	35050	15.83	192.58	-310.17
<i>Contrainte max</i>			-2.46	-269.61	243.96
<i>Etat de contrainte</i>			vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau.IX.5 : Vérification des contraintes sur appui.

Pour la semelle supérieure :

$$\text{à E.L.S: } \sigma_a = \frac{\sigma_e}{1.15} = \frac{335}{1.15} = 291.30 \text{ MPa}$$

$$\text{à E.L.U: } \sigma_a = \frac{\sigma_e}{1.05} = \frac{335}{1.05} = 328.57 \text{ MPa}$$

Pour la semelle inférieure :

$$\text{à E.L.S: } \sigma_a = \frac{\sigma_e}{1.15} = \frac{325}{1.15} = 282.61 \text{ MPa}$$

$$\text{à E.L.U: } \sigma_a = \frac{\sigma_e}{1.05} = \frac{325}{1.05} = 309.52 \text{ MPa}$$

Contrainte limite de traction de béton :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 * 35 = 2.7 \text{ MPa}$$

CHAPITRE X

Calcul Des Déformations De La Poutre

INTRODUCTION :

La prise en compte des déformations lors de l'étude d'un ouvrage et d'une importance primordiale, en effet des déformations excessives sont susceptibles d'entraver l'exploitation de l'ouvrage ou d'endommager certains de ses éléments, de plus la répartition des efforts dans des différents éléments peut se trouver modifier ou même inverser faisant travailler ses mêmes éléments à des efforts autres que ceux supposés dans le schéma de l'ouvrage non déformable.

D'après l'eurocode la flèche admissible est imposée pour une vitesse $120 \frac{Km}{m} < V < 220 \frac{Km}{h}$ et pour une portée $L \geq 25 m$, la flèche admissible est égale à $\frac{f}{L} \leq \frac{1}{500}$

Où L est la longueur de la poutre.

Nous calculerons les flèches sous différentes charges (CP, CCP et surcharges), si la flèche totale dépasse la flèche admissible nous donnerons une contre flèche au tablier pour que, sous l'effet des charges indiquées le tablier soit le plus horizontal possible.

I. CALCUL DES FLECHES :*1. La flèche admissible :*

$$\frac{f}{L} \leq \frac{1}{500} \Rightarrow f \leq \frac{L}{500} = \frac{28}{500} = 0.056 m$$

$$f_{adm} = 5.6 cm$$

2. La flèche due aux chargements :

- Flèche due aux CP et CCP :

$$CP = 62.10 KN/ml$$

$$CCP = 67.32 KN/ml$$

La travée est considérée comme simplement appuyée sur un côté et encastré sur un autre. La flèche maximale est obtenue pour $x = 0.421 L = 28 * 0.421 = 11.79 m$.

$$y_{max} = -\frac{q * L^4}{185 EI}$$

$$CP(n = \infty), I = 0.0623 m^4$$

$$CCP(n = 18), I = 0.1226 m^4$$

Donc

$$y_{CP} = -\frac{q * L^4}{185 EI} = \frac{62.1 * 10^{-3} * 28^4}{185 * 2.1 * 10^5 * 0.0623} = 1.58 cm$$

$$y_{CCP} = -\frac{q * L^4}{185 EI} = \frac{67.32 * 10^{-3} * 28^4}{185 * 2.1 * 10^5 * 0.1226} = 0.87 cm$$

$$f_1 = y_{CP} + y_{CCP} = 2.45 cm$$

3. Flèche due aux charges roulantes :

Le moment maximal reparti non majoré et non pondéré en travée est donné par le convoi
 $SW/2 M = 4132.16 \text{ KN.m}$

La flèche due au moment est $f_2 = -\frac{M \cdot L^2}{8 EI}$, $I = 0.1562 \text{ m}^4$

$$f_2 = -\frac{4.132 * 28^2}{8 * 2.1 * 10^5 * 0.1562} = 1.23 \text{ cm}$$

$$f_2 = 1.23 \text{ cm}$$

4. La flèche due au retrait $+\Delta T$:

La flèche due au couple C appliqué à l'about de la poutre est donné par

$$f_3 = \frac{C * L^2}{32 EI}$$

Avec :

$C = 6.97 \text{ MN.m}$, $(n = 18), I = 0.1226 \text{ m}^4$

$$f_3 = \frac{6.97 * 28^2}{32 * 2.1 * 10^5 * 0.1226} = 0.66 \text{ cm}$$

$$f_3 = 0.66 \text{ cm}$$

5. La flèche due au retrait $-\Delta T$:

$C = 4.65 \text{ MN.m}$

$(n = 18), I = 0.1226 \text{ m}^4$

$$f_3 = \frac{4.65 * 28^2}{32 * 2.1 * 10^5 * 0.1226} = 0.44 \text{ cm}$$

$$f_4 = 0.44 \text{ cm}$$

La flèche totale

$$f_T = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 = 2.45 + 1.23 + 0.66 = 4.34 \text{ cm}$$

$$f_T = 4.34 \text{ cm}$$

$$f_T < f_{adm}$$

II. CALCUL DES ROTATIONS :

Les rotations de la poutre dans une travée quelconque sont données par les formules suivantes :

$$\begin{aligned}\theta_A &= \theta_A^* - aM_A - bM_B \\ \theta_B &= \theta_B^* + bM_A - cM_B\end{aligned}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} a = c = \frac{1}{3} EI \\ b = \frac{1}{6} EI \end{array} \right\}$$

θ_A^* Et θ_B^* correspondent aux rotations respectives des appuis A et B d'une travée isostatique sur appuis simples. D'où

$$\begin{aligned}\theta_A &= \theta_A^* - \frac{L}{6EI} (2M_A + M_B) \\ \theta_B &= \theta_B^* + \frac{L}{6EI} (M_A + 2M_B)\end{aligned}$$

Du fait de la symétrie de notre ouvrage, nous limiterons nos calculs de rotation à une travée.

$$\begin{aligned}\theta_0 &= \theta_0^* - \frac{L}{6EI} (2M_0 + M_1) \\ \theta_1^g &= \theta_1^* + \frac{L}{6EI} (M_0 + 2M_1)\end{aligned}$$

On a : $M_0 = M_2 = 0$

$L_1 = L_2 = L = 28m$

Donc on aura :

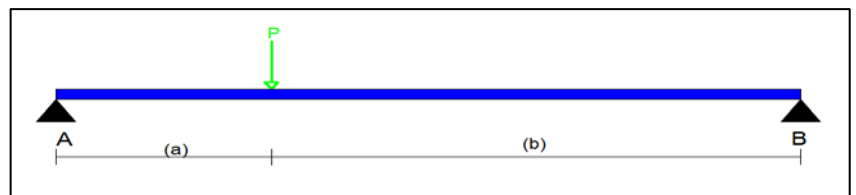
$$\begin{aligned}\theta_0 &= \theta_0^* - \frac{L}{6EI} M_1 \\ \theta_1^g &= \theta_1^* + \frac{L}{6EI} (2M_1)\end{aligned}$$

1. Rotations isostatiques pour quelques cas particuliers :

- Charge concentré :

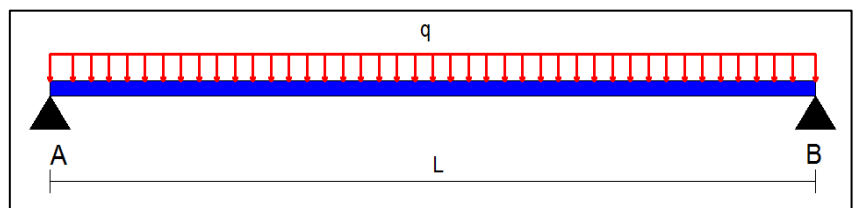
$$\theta_A^* = P a b \frac{(L+b)}{6 EI L}$$

$$\theta_B^* = P a b \frac{(L+a)}{6 EI L}$$



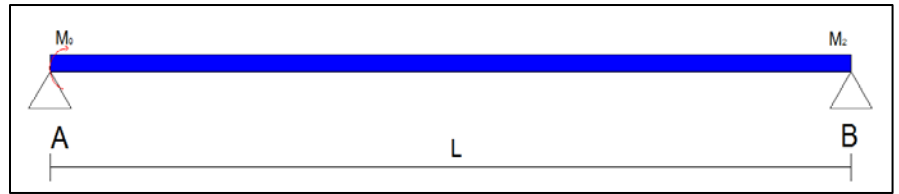
- Charges réparties :

$$\theta_A^* = -\theta_B^* = -\frac{q L^3}{24 EI}$$



- Pour un moment :

$$\theta^* = \frac{M L}{3 EI}$$



2. Rotations sous charges permanentes :

$$CP, n = \infty, \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{appui (0): } I = 0.0512 \text{ m}^4 \\ \text{appui (1): } I = 0.0623 \text{ m}^4 \end{array} \right\}$$

$$CCP, n = 18, \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{appui (0): } I = 0.1226 \text{ m}^4 \\ \text{appui (1): } I = 0.1363 \text{ m}^4 \end{array} \right\}$$

$$q_{CP} = 62.10 \frac{KN}{m}, \quad q_{CCP} = 67.32 \text{ KN/m}$$

$$M_1 = -\frac{qL^2}{8}$$

$$\theta_0 = -\frac{qL^3}{24EI} + \frac{qL^3}{48EI} = -\frac{qL^3}{48EI}$$

$$CP, \theta_0 = -\frac{0.0621 * 28^3}{48 * 2.1 * 10^5 * 0.0512} = -2.64 * 10^{-3} \text{ rd}$$

$$CCP, \theta_0 = -\frac{0.06732 * 28^3}{48 * 2.1 * 10^5 * 0.1226} = -1.20 * 10^{-3} \text{ rd}$$

3. Dénivellation d'appui :

$$M = M_1(\text{aller}) + M_1(\text{retour}) = -20.025 + 43.410 = 23.385 \text{ MN.m}$$

$$CCP, n = 18, \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{appui (0): } I = 0.1226 \text{ m}^4 \\ \text{appui (1): } I = 0.1363 \text{ m}^4 \end{array} \right\}$$

$$\theta_0^* = \theta_1^* = 0$$

$$\theta_0 = -\frac{L}{6EI} M_1 = \frac{28 * 23.385}{6 * 2.1 * 10^5 * 0.1226} = -4.24 * 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\theta_1^g = \frac{L}{6EI} (2M_1) = \frac{2 * 28 * 23.385}{6 * 2.1 * 10^5 * 0.1363} = 7.63 * 10^{-3} \text{ rd}$$

4. Retrait +ΔT :

$$M_0 = 6.97 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -3.485 \text{ KN.m}$$

$$n = 18, \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{appui (0): } I = 0.1226 \text{ m}^4 \\ \text{appui (1): } I = 0.1363 \text{ m}^4 \end{array} \right\}$$

$$\theta_0 = \theta_0^* - \frac{L}{6EI} (2M_0 + M_1) = 0 - \frac{28 * 10.455}{6 * 2.1 * 10^5 * 0.1226} = -1.89 * 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\theta_1^g = \theta_1^* + \frac{L}{6EI} (M_0 + 2M_1) = 0 + \frac{28 * 0}{6 * 2.1 * 10^5 * 0.1363} = 0.00 \text{ rd}$$

5. Surcharge :

❖ Charge sur accotement :

$$q = 5 \text{ KN/m}^2 = 5 * 1.5 = 7.5 \text{ KN/ml}$$

$$n = 6, \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{appui (0): } I = 0.1562 \text{ m}^4 \\ \text{appui (1): } I = 0.1920 \text{ m}^4 \end{array} \right\}$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

D'après les calculs effectués précédemment on a : $M_1 = -740.68 \text{ KN.m}$

$$\theta_0^* = -\frac{q L^3}{24 EI} = -\frac{7.5 * 10^{-3} * 28^3}{24 * 2.1 * 10^5 * 0.1562} = -0.21 * 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\theta_1^* = \frac{q L^3}{24 EI} = \frac{7.5 * 10^{-3} * 28^3}{24 * 2.1 * 10^5 * 0.1920} = 0.17 * 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\theta_0 = \theta_0^* - \frac{LM_1}{6EI} = -0.21 * 10^{-3} - \frac{28 * (-0.74068)}{6 * 2.1 * 10^5 * 0.1562} = -0.10 * 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\theta_1^g = \theta_1^* + \frac{L}{6EI} (2M_1) = 0.17 * 10^{-3} + \frac{2 * 28 * (-0.74068)}{6 * 2.1 * 10^5 * 0.1920} = 0.0015 * 10^{-3} \text{ rd}$$

❖ Charge SW/2 :

$$M_0 = M_2 = 0$$

D'après les calculs effectués précédemment on a : $M_1 = -14349.41 \text{ KN.m}$

$$n = 6, \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{appui (0): } I = 0.1562 \text{ m}^4 \\ \text{appui (1): } I = 0.1920 \text{ m}^4 \end{array} \right\}$$

$$\theta_0 = \theta_0^* - \frac{LM_1}{6EI} = 0 - \frac{28 * (14.349)}{6 * 2.1 * 10^5 * 0.1562} = -2.04 * 10^{-3} \text{ rd}$$

$$\theta_1^g = \theta_1^* + \frac{L}{6EI} (2M_1) = 0 + \frac{2 * 28 * (14.349)}{6 * 2.1 * 10^5 * 0.1920} = 3.32 * 10^{-3} \text{ rd}$$

Tableau récapitulatif des rotations

On admet une rotation de 0.02 rd

Chargement	θ_0 (10^{-3} rd)	$\theta_1^g = \theta_1^d$ (10^{-3} rd)
CP	-2.64	0.00
CCP	-1.20	0.00
Dénivellation	-4.24	7.63
retrait	-1.89	0.00
Charge sur accotement	-0.10	0.0015
SW/2	-2.04	3.32
total	-12.11	10.95
Etat	vérifié	vérifié

Tableau.X.1 : Etat des rotations des appuis.

CHAPITRE XI

Déversement

INTRODUCTION :

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

Il est caractérisé par :

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

I. VERIFICATION DE LA POUTRE AU DEVERSEMENT :

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

Il est justifié que la contrainte due à la flexion présente une sécurité suffisante par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique M^* de déversement.

On admet que :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*) \text{ avec } \begin{cases} f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0.375 * \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*} \right) & \text{si } \sigma_f^* \geq 0.75 \sigma_e \\ f(\sigma_f^*) = 0.66 \sigma_f^* & \text{si } \sigma_f^* \leq 0.75 \sigma_e \end{cases}$$

σ_f : Contrainte maximale due à l'ossature métallique.

$f(\sigma_f^*)$: Contrainte critique de déversement.

1. Calcul du moment critique :

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante :

$$M^* = \frac{m_1 m_2}{l} \sqrt{E G K I_y}$$

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

m_2 : est fonction du paramètre a.

Pour une charge uniformément répartie :

$$\begin{cases} m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{2.1}{a^2}} - \frac{1.45}{a} \right] \\ m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}} \\ a^2 = \frac{4 G K}{E I_y} \left(\frac{l}{b} \right)^2 \end{cases}$$

l : Portée de la pièce fléchie ($l = 6.5 \text{ m}$)

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

b : Hauteur de la pièce ($b = 1850 \text{ mm}$)

K : Le moment d'inertie de torsion de la pièce considérée

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

E : Module d'élasticité longitudinal $E = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$

G : Module d'élasticité transversale.

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

ν : Coefficient de poisson de l'acier $\nu = 0.3$

a. Section à mi-travée:

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} = 2.1 \frac{10^5}{2 * (1 + 0.3)} = 80.77 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{3} (500 * 35^3 + 700 * 45^3 + 1850 * 18^3) = 3.20 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} (45 * 700^3 + 1850 * 18^3 + 35 * 500^3) = 16.52 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$a^2 = \frac{4 GK}{EI_y} \left(\frac{l}{b}\right)^2 = \frac{4 * 80.77 \cdot 10^3 * 3.20 \cdot 10^7}{2.1 \cdot 10^5 * 16.52 \cdot 10^8} \left(\frac{6500}{1850}\right)^2 = 0.368$$

$$a = 0.61$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}} = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{0.368}} = 5.31$$

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{2.1}{0.368}} - \frac{1.45}{0.61} \right] = 0.753$$

$$M^* = \frac{m_1 m_2}{l} \sqrt{E G K I_y} = \frac{0.753 * 5.31}{6.5} \sqrt{2.1 * 80.77 * 3.2 * 16.52 \cdot 10^{-1}} = 18.42 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_f^* = \frac{M^*}{W_s} = \frac{18.42}{0.0456} = 403.94 \text{ MPa}$$

Donc on a :

$$f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0.375 * \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*} \right) = 355 \left(1 - 0.375 * \frac{355}{403.94} \right) = 238.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f^* \geq 0.75 \sigma_e$$

On a trouvé précédemment que

$$\sigma_f = 100.51 \text{ MPa}$$

Avec :

σ_f : La contrainte sous charge permanente dans la semelle supérieure.

La condition $\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$ est vérifiée donc la sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

b. Section sur appui:

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} = 2.1 \frac{10^5}{2 * (1 + 0.3)} = 80.77 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{3} (500 * 35^3 + 700 * 70^3 + 1850 * 20^3) = 9.21 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} (70 * 700^3 + 1850 * 20^3 + 35 * 500^3) = 23.66 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$a^2 = \frac{4 GK}{EI_y} \left(\frac{l}{b} \right)^2 = \frac{4 * 80.77 \cdot 10^3 * 9.21 \cdot 10^7}{2.1 \cdot 10^5 * 23.66 \cdot 10^8} \left(\frac{6500}{1850} \right)^2 = 0.739$$

$$a = 0.860$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}} = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{0.739}} = 3.812$$

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{2.1}{0.739}} - \frac{1.45}{0.860} \right] = 0.970$$

$$M^* = \frac{m_1 m_2}{l} \sqrt{E G K I_y} = \frac{0.97 * 3.812}{6.5} \sqrt{2.1 * 80.77 * 9.21 * 23.66 \cdot 10^{-1}} = 34.585 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_f^* = \frac{M^*}{W_s} = \frac{34.585}{0.0496} = 697.27 \text{ MPa}$$

On a

$$f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0.375 * \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*} \right) = 355 \left(1 - 0.375 * \frac{355}{697.27} \right) = 287.22 \text{ MPa}$$

On a trouvé précédemment que

$$\sigma_f = 130.79 \text{ MPa}$$

La condition $\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$ est vérifiée donc la sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

CHAPITRE XII

Voilement

INTRODUCTION

Le voilement est le phénomène d'instabilité des plaques minces sollicitées dans leur plan, il se manifeste par des ondulations. Les divers modes de voilement pour les différents chargements correspondant pour une plaque sont :

- Voilement simple
 - De compression
 - De cisaillement
- Voilement complexe :
 - De compression et de cisaillement combinés

Pour éviter le voilement des âmes des poutres deux moyens sont possibles

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

I. CONTRAINTE CRITIQUE :

L'effort de panneau à vérifier est délimité par les semelles et les entretoises, on considère a et b les dimensions du panneau et e l'épaisseur de l'âme.

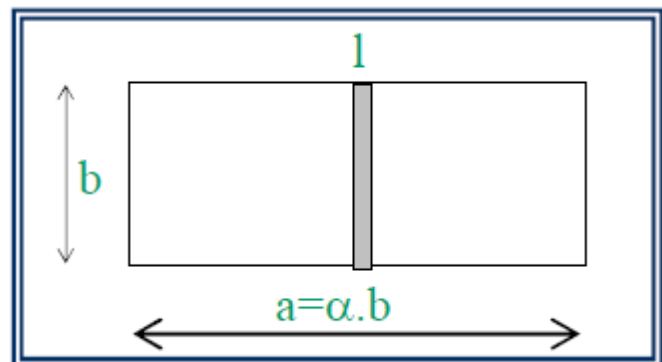
Les dimensions de l'âme sont :

$a \times b \times e$ Avec $a = \alpha \times b$

a : Distance entre entretoise.

b : Hauteur de l'âme.

e : Epaisseur de l'âme.



L'étude de la stabilité par les méthodes de l'énergie par exemple conduit à définir une contrainte σ^* dite contrainte critique de voilement.

Théoriquement si $\sigma > \sigma^*$ l'équilibre de la tôle vis-à-vis du voilement devient instable.

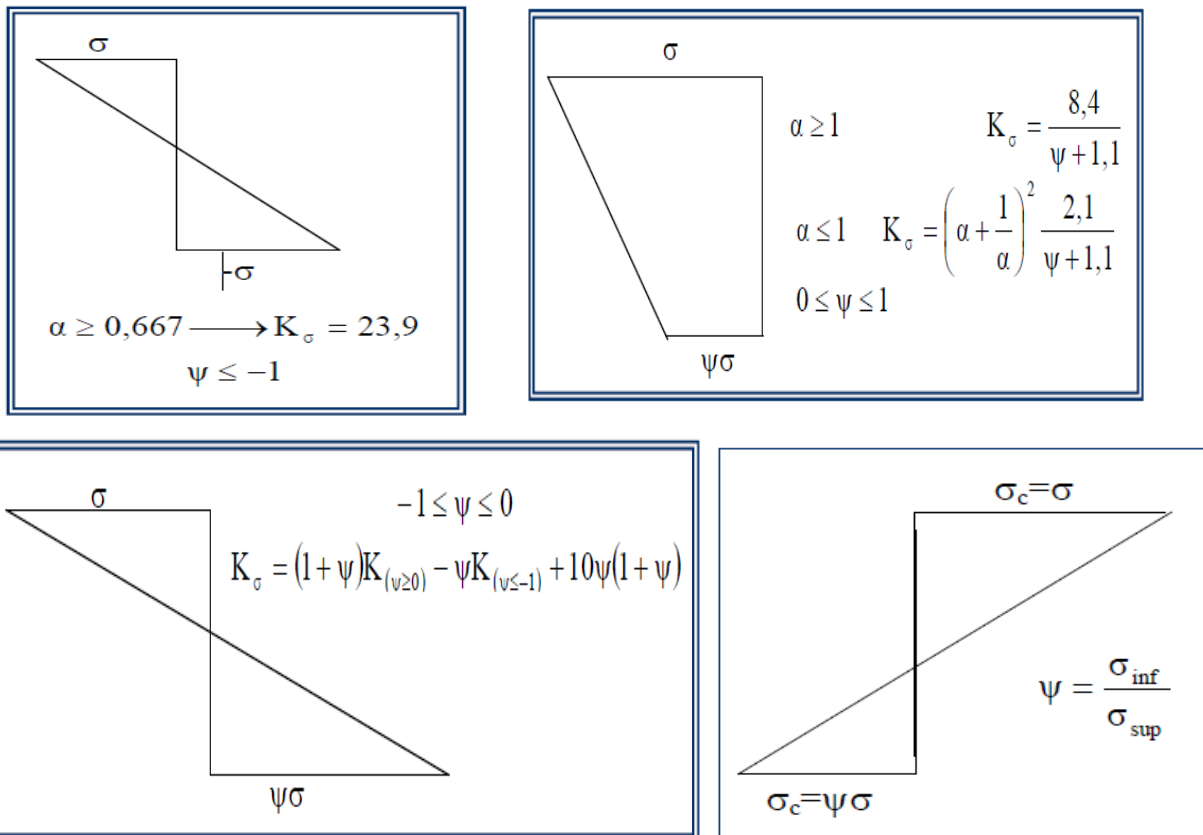
Dans le cas d'un cisaillement pur, l'âme résiste jusqu'à ce que les contraintes obliques atteignent la limite élastique σ_e avec l'utilisation de l'énergie interne du système, on peut déterminer les contraintes critiques σ^* et τ^* .

$$\sigma^* = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} * \left(\frac{e}{b}\right)^2 * K_c = \sigma_c * K_c$$

$$\tau^* = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} * \left(\frac{e}{b}\right)^2 * K_\tau = \sigma_c * K_\tau$$

Les valeurs des coefficients K_c et K_τ pour les différentes sollicitations affectant un panneau non raidi est supposé articuler sur les 4 bords sont données ci-après.

K_c : Tient compte du diagramme des contraintes.



Cisaillement τ :

$$\alpha \geq 1 \Rightarrow K_\tau = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2}$$

$$\alpha \leq 1 \Rightarrow K_\tau = 4 + \frac{5.34}{\alpha^2}$$

Remarque : Le paramètre Ψ étant le rapport de la contrainte de traction sur la contrainte de compression.

II. PRINCIPE DE VERIFICATION :

La vérification est basée sur la méthode des raidisseurs rigides qui suppose que chaque panneau est bordé par des lignes indéformables, la stabilité de chacun des panneaux supposés simplement appuyés sur leurs bords, sera justifiée de la manière suivante.

Soient σ_c et σ_t les valeurs algébriques des contraintes normales de compression et de traction évaluées dans la section médiane du panneau considéré, et τ la contrainte de cisaillement dans la même section.

On vérifiera la condition suivante :

$$\left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 + S_\sigma \left(\frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 \leq 1.8$$

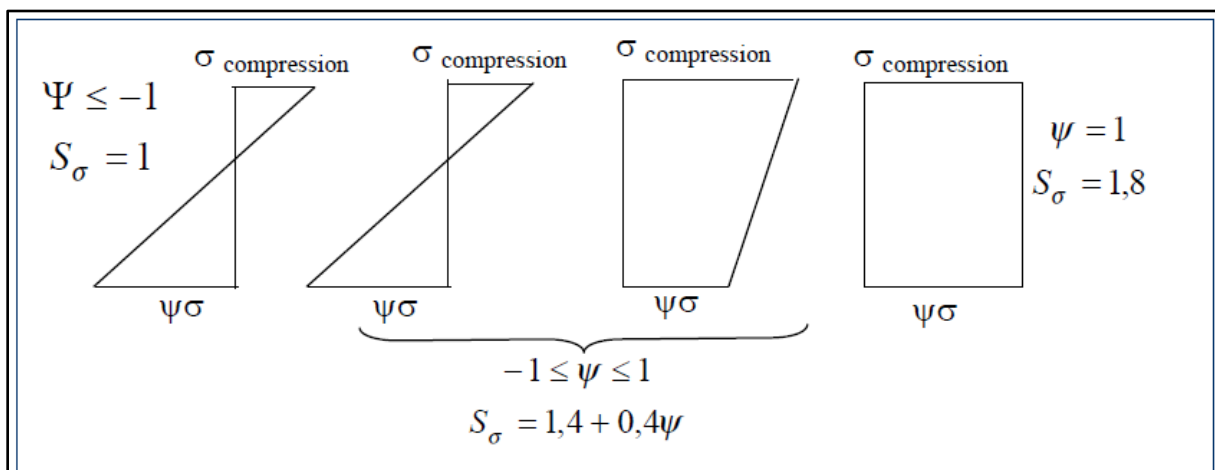
Avec :

σ Et τ Contraintes de compression et de cisaillement évaluées à mi-distance entre les raidisseurs principaux. σ^* Et τ^* contraintes critiques du panneau élémentaire.

$$S_\sigma = 1.8 \quad \text{si } \Psi = 1$$

$$S_\sigma = 1.4 + 0.4\Psi \quad \text{si } -1 \geq \Psi \geq 1$$

$$S_\sigma = 1 \quad \text{si } \Psi \leq -1$$



De plus puisque notre panneau est soumis à deux moments de flexions de signe opposés, cette vérification doit se faire:

- ✓ En considérant le moment de flexion positif.
- ✓ En considérant le moment de flexion négatif.

I. VERIFICATION :

	Mi- travée	Sur appui
a (m)	7.00	7.00
b (m)	1.85	1.85
e (m)	0.018	0.02
$\alpha = \frac{a}{b}$	3.78	3.78
T (KN)	2354.47	-6361.059
τ	63.64	-171.92
σ_s	62.17	-173.64
σ_i	-287.6	303.75
$\Psi = \frac{\sigma_{traction}}{\sigma_{compression}}$	-4.63	-0.572
K_σ	23.9	18.03
K_τ	5.62	5.62
$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} * \left(\frac{e}{b}\right)^2$	17.97	22.18
$\sigma^* = K_\sigma * \sigma_c$	429.48	400.00
$\tau^* = K_\tau * \sigma_c$	101	124.65
$S_\sigma = 1.4 + 0.4\Psi$	-0.452	1.17
$\left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 + S_\sigma \left(\frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2$	0.39 < 1.8	2.57 > 1.8
Etat	vérifié	Non vérifié

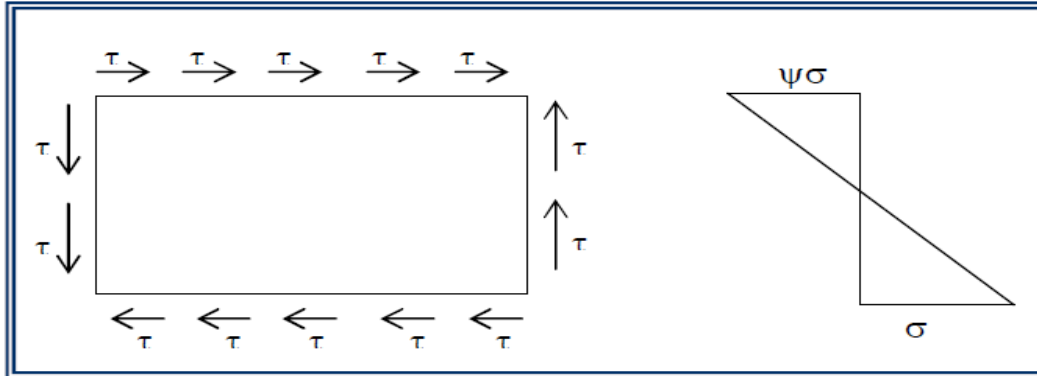
Tableau.XII.1 : Etat de voilement.

Conclusion :

- Sous moment positif la condition de non voilement est vérifiée donc il n'est pas lieu de mettre des raidisseurs.
- Sous moment négatif la condition de non voilement n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de mettre des raidisseurs d'âme.

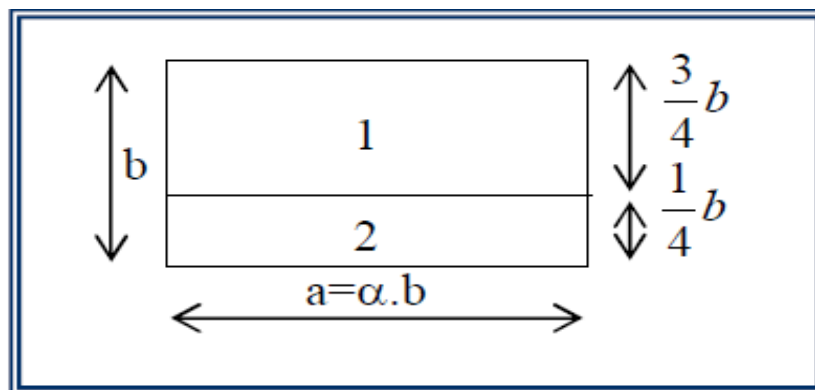
II. ETUDE DES RAIDISSEURS :

Si le panneau d'ensemble s'avère instable, on prévoit un raidisseur longitudinal à $\frac{1}{4}$ de la semelle inférieure de la hauteur du panneau. On doit vérifier ensuite la stabilité des hauteurs des panneaux élémentaires ainsi formés.



La stabilité du panneau élémentaire 1 est vérifiée par l'inégalité suivante :

$$\left(\frac{\sigma}{K_{\sigma 1} \sigma_{c1}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{K_{\tau 1} \sigma_{c1}}\right)^2 \leq 1$$



$$\frac{1}{4}b = 0.4625 \text{ m} \quad , \quad \frac{3}{4}b = 1.3875 \text{ m}$$

$$\Psi = \frac{\sigma_{traction}}{\sigma_{compression}} = \frac{-173.64}{103.029} = -1.68 \quad , \quad \alpha = \frac{a}{b} = \frac{7}{1.3875} = 5.04$$

$$\Psi < -1 \text{ et } \alpha > 0.667 \Rightarrow K_{\sigma 1} = 23.9$$

$$K_{\tau 1} = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} = 5.50$$

$$\sigma_{c1} = \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} * \left(\frac{e}{\frac{3}{4}b}\right)^2 = 39.43 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{-6.361}{0.02 * 1.3875} = -229.22 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{\sigma}{K_{\sigma 1} \sigma_{c1}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{K_{\tau 1} \sigma_{c1}}\right)^2 = \left(\frac{103.029}{23.9 * 39.43}\right)^2 + \left(\frac{-229.22}{5.50 * 39.43}\right)^2 = 1.13 > 1$$

Donc La condition est non vérifiée.

$$\frac{1}{3}b = 0.617 \text{ m} \quad , \quad \frac{2}{3}b = 1.233 \text{ m}$$

$$\Psi = \frac{\sigma_{traction}}{\sigma_{compression}} = \frac{-173.64}{35.98} = -4.83 \quad , \quad \alpha = \frac{a}{b} = \frac{7}{1.233} = 5.68$$

$$\Psi < -1 \text{ et } \alpha > 0.667 \Rightarrow K_{\sigma 1} = 23.9$$

$$K_{\tau 1} = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} = 5.46$$

$$\sigma_{c1} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} * \left(\frac{e}{\frac{2}{3}b}\right)^2 = 49.91 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{-6.361}{0.02 * 1.233} = -257.95 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{\sigma}{K_{\sigma 1} \sigma_{c1}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{K_{\tau 1} \sigma_{c1}}\right)^2 = \left(\frac{35.98}{23.9 * 49.91}\right)^2 + \left(\frac{-257.95}{5.46 * 49.91}\right)^2 = 0.94 < 1$$

Donc La condition est vérifiée.

CHAPITRE XIII

Etude Des Connecteurs

INTRODUCTION

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.

Les connecteurs sont des organes qui assurent la liaison acier-béton, ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux à leur contact ainsi que leur soulèvement relatif. Cette liaison doit être aussi continue que possible afin de ne pas introduire d'importants efforts concentrés dans la dalle et sur la semelle supérieure de la poutre, pour notre cas, on a choisi le type **Goujons** de diamètre $d = 22$ mm, de hauteur 150 mm La limite élastique de l'acier utilisé $f_y = 345$ MPa.

I. RESISTANCE D'UN CONNECTEUR A L'E.L.U :

La ruine d'un connecteur peut intervenir :

Soit par écrasement de béton avec la résistance R_1 telle que

$$R_1 = 67 \frac{d^2 \sqrt{f_{cj}}}{1.3}$$

Soit par cisaillement de l'acier avec la résistance R_2 telle que

$$R_2 = 0.7 * A_c * f_y$$

La résistance de calcul à l'état limite ultime d'un connecteur, notée R_d , est obtenue à partir de ces formules en prenant : $R_d = \min(R_1, R_2)$

II. CALCUL DE L'EFFORT DE CISAILLEMENT :

Acier :

L'effort de cisaillement en état limite ultime est calculé entre sections remarquables.

Sections remarquables : est la section limiter par le moment positif maximal de chaque travée et les sections sur appui.

$$F_A = \frac{\sum A \sigma_e}{1.05}$$

Béton :

$$F_B = \frac{0.85 * f_{cj} * B}{1.5} \quad \text{telle que } B : \text{section du béton}$$

Espacement des connecteurs $e < \min \{80\text{cm}, 4h\}$

$$e < \min \{80\text{cm}, 120 \text{ cm}\} = 80 \text{ cm}$$

III. NOMBRE DE CONNECTEURS :

Le nombre de connecteurs est : $N = \frac{F_{min}}{R_d}$

Nota : les connecteurs sont regroupés par nappe de 5

Application numérique :

$$R_1 = 67 \frac{22^2 \sqrt{35}}{1.3} = 147574.33 \text{ N}$$

$$R_2 = 0.7 * \pi \left(\frac{22}{2}\right)^2 * 345 = 91802.05 \text{ N}$$

$$R_d = 91802.05 \text{ N} = 9.18 \text{ t}$$

- Section sur appui $L = 14 \text{ m}$

$$F_A = \frac{345 * 103500}{1.05} = 34007.14 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_B = \frac{0.85 * 35 * (300 * 3500)}{1.5} = 20825 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_{min} = 20825 \cdot 10^3 \text{ N} = 2082.5 \text{ t}$$

Le nombre de connecteur sur cette section est :

$$N = \frac{F_{min}}{R_d} = \frac{2082.5}{9.18} = 227.17$$

Donc pour un espacement de 30 cm on prendra $N = 230$

- Section intermédiaire $L = 2 * 21 = 42 \text{ m}$

$$F_A = \frac{345 * 82300}{1.05} = 27041.43 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_B = \frac{0.85 * 35 * (300 * 5600)}{1.5} = 33320 \cdot 10^3 \text{ N}$$

$$F_{min} = 27041.43 \cdot 10^3 \text{ N} = 2704.143 \text{ t}$$

Le nombre de connecteur sur cette section est :

$$N = \frac{F_{min}}{R_d} = \frac{2704.143}{9.18} = 294.57$$

Donc pour un espacement de 35 cm on prendra $N = 295$

x	0-21 m	21-35 m	35-56 m
N	295	230	295
Espacement (cm)	35	30	35

Tableau.XIII.1 : Nombre et espacement des goujons.

CHAPITRE XIV

Calcul Des Equipements Du Pont

I. JOINT DE CHAUSSEE :

Les joints de chaussée sont des 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, fluage et le retrait.

Calcul du souffle des joints :

Le souffle des joints 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.

- Rotation d'extrémité sous chargements :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée au niveau du joint de chaussée, engendre un déplacement horizontal $\Delta l = h \times tg\alpha$, on accepte une rotation de 0,02 rad, ce qui crée un déplacement de Δl .

$$h = h_{\text{appareil}} + h_{\text{PRS}} + h_{\text{dalle}} = 2.41 \text{ m}$$

$$\Delta l = 241 \times tg(0.02) = 4.82 \text{ cm}$$

- Dilatation thermique :

La température étant considérée comme action de courte durée. On prend dans le cas général un raccourcissement relatif :

$$\Delta l = \alpha \times \Delta T \times l$$

avec $l = 28 \text{ m}$, $\alpha = 3 \times 10^{-5}$, $\Delta T = \pm 10 \text{ C}^\circ$

$$\Delta l = 3 \times 10^{-5} \times 10 \times 56 = 1.68 \text{ cm}$$

- Retrait :

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta l}{l} = 3.5 \times 10^{-4}$$

Il est en fonction de la température de la zone.

$$\Delta l = \varepsilon_r \times L = 3.5 \times 10^{-4} \times 56 = 1.96 \text{ cm}$$

- Fluage :

Les raccourcissements dus au fluage sont en fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation :

$$\varepsilon_{fl} = 10^{-4} K_{fl}.$$

K_{fl} : coefficient de fluage qui est de 2 à 3.

$$\Delta l = \varepsilon_{fl} \times L = 2 \times 10^{-4} \times 56 = 1.12 \text{ cm}$$

- Déplacement dû au freinage :

Le déplacement dû au freinage est calculé par la formule suivante :

$$\varepsilon_f = \left(\frac{T \cdot H}{G \cdot S} \right)$$

Avec G : module de déformation transversale.

- $G = 0.9 \text{ MPa}$ Pour des variations lentes.
- $G = 1.8 \text{ MPa}$ Pour des variations instantanées.
- $T = 150 \text{ mm}$, représente la hauteur nette d'élastomère.
- H : Effort de freinage, selon livret 2.01 la force de freinage maximale est donnée par la relation suivante :

$$Q = 35 * L(m)$$

- L : La partie de l'ouvrage chargé est égale à 50 m

Le résultat doit être multiplié par un coefficient réducteur égal à 0.5

$$H = Q = 0.5 \times 35 \times L(m)$$

$$H = Q = 0.5 \times 35 \times 50 = 875 \text{ KN}$$

$$\varepsilon_f = \left(\frac{T \cdot H}{G \cdot S} \right) = \left(\frac{0.15 \times 0.4375}{1.8 \times 0.5 \times 0.5} \right) = 0.1458 \text{ m} = 14.58 \text{ cm}$$

Déplacement total :

$$\Delta L = \sum \Delta l = 24.16 \text{ cm}$$

Donc on opte pour un joint de chaussée qui a une largeur de 25 cm

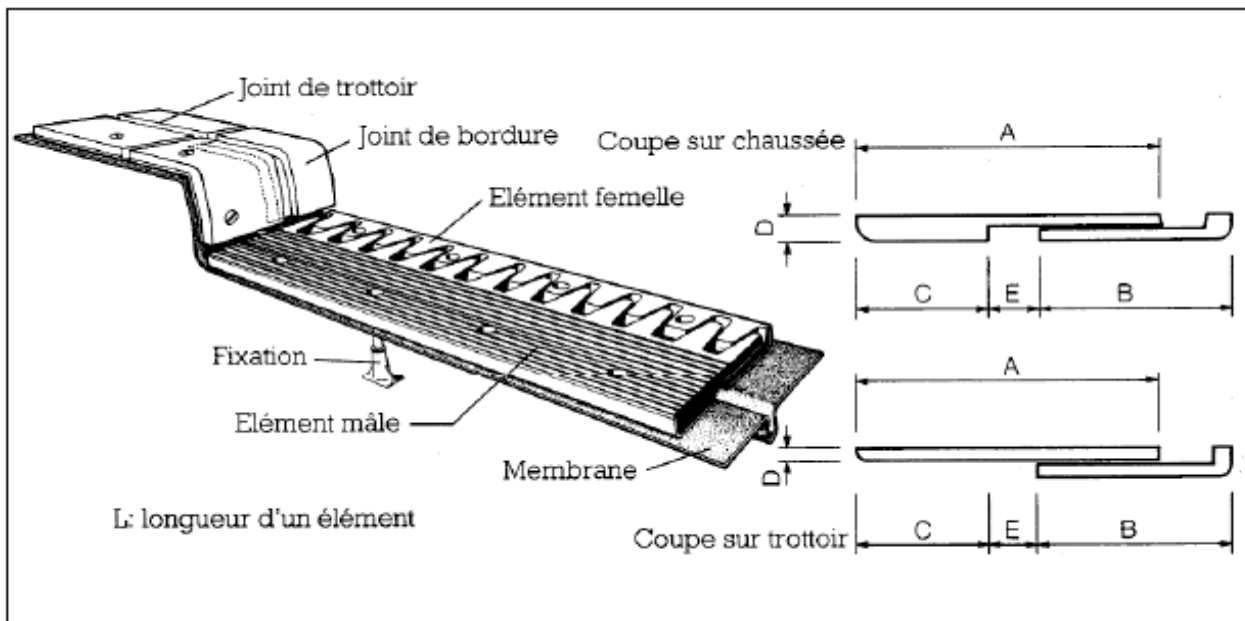


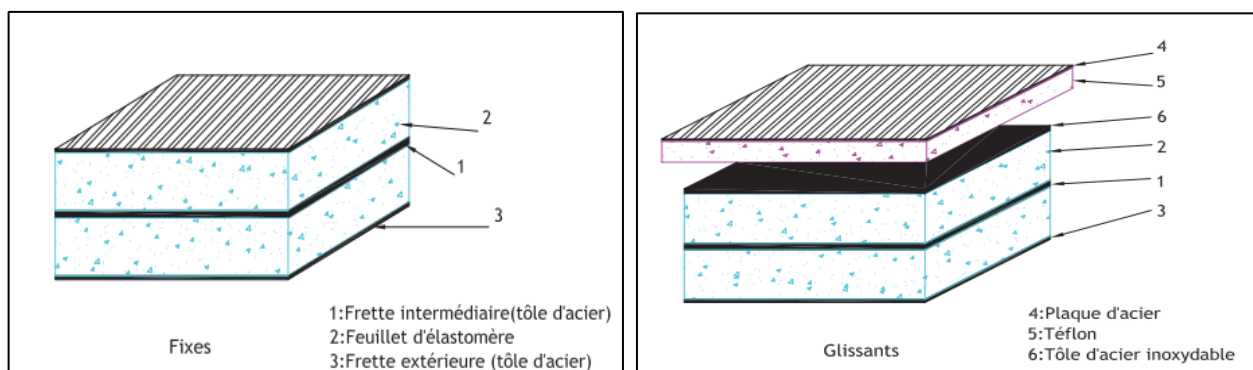
figure.XIV.1 : Joint de chaussée

II. APPAREILS D'APPUI :

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnés d'efforts horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

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



(a) Fixe

(b) glissant

Figure XIV.2: Appareils d'appuis en élastomère fretté.

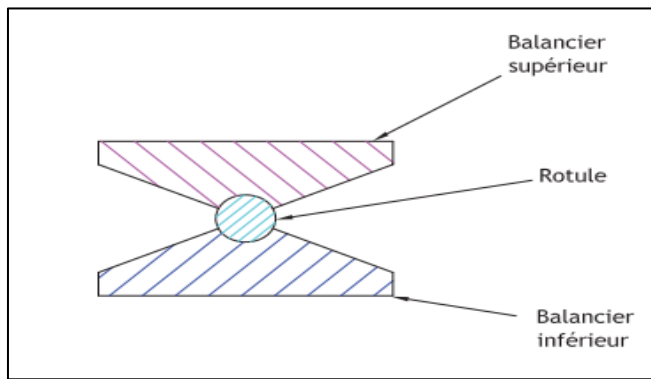


Figure.XIV.3 : Appareil d'appui métallique

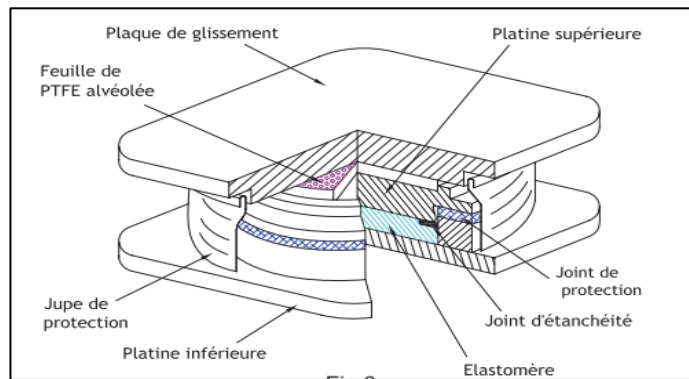


figure.XIV.4 : A pot multidirectionnelle

Le plus utilisé est celui en élastomère fretté du fait qu'il présente un certain nombre d'avantages sur le plan de mise en œuvre, de réglage et de contrôle, c'est pour ces raisons que nous avons opté pour le choix de ce dernier qui fait objet d'une étude rigoureuse dans tout ce qui suit.

1. Matériaux constituants et rôles :

- Elastomère :

L'élastomère utilisé pour la fabrication des appareils d'appuis peut être d'origine végétale ou synthétique. On générale, celui d'origine synthétique est préféré à celui d'origine végétale et ce pour ses qualité de résistance ou vieillissement à l'ozone de l'atmosphère et à la combustion, son inertie chimique lui permet de résister à la dégradation due aux matières organiques et chimique sans perdre son pouvoir d'élasticité et d'allongement.

- Les Frettes :

Les frettes sont en acier doux de qualité, dans le cas d'appareils d'appuis courants, les frette sont solidarisées aux néoprènes par vulcanisation.

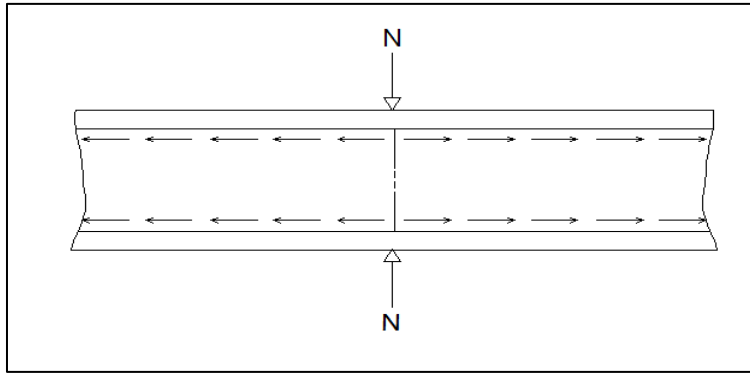
2. Dimensionnement des appareils d'appuis :

Le dimensionnement des appareils est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

a. Compression :

Sous un effort normal les contraintes de cisaillements τ_N apparaissent au niveau du plan de frettage. Les contraintes maximales se développent sur les bords de chaque feuillet comme

indiqué dans ce schéma :



La valeur maximale de cette contrainte est égale à :

$$\tau_N^{max} = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta} \quad , \quad \beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)} \quad , \quad \sigma_m = \frac{N}{a \times b}$$

β : Coefficient de force

b. Distorsion :

Dans le cas d'une distorsion, la distribution des contraintes au niveau du plan de frettage est uniforme. Deux cas se présentent :

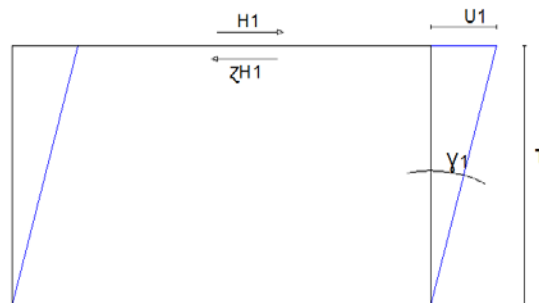
❖ La déformation U_1 de l'appareil :

Cette déformation est lente est due aux retrait, dilatation thermique et au fluage. Elle permet de déterminer l'angle de distorsion, la contrainte et l'effort correspondant.

$$tg \gamma_1 = \frac{U_1}{T}$$

$$\tau_{H1} = G \cdot tg \gamma_1 = G \frac{U_1}{T}$$

$$H_1 = a \cdot b \cdot \tau_{H1} = a \cdot b \cdot G \frac{U_1}{T}$$



τ_{H1} : Contrainte correspondant à la déformation lente.

❖ La déformation U_2 de l'appareil :

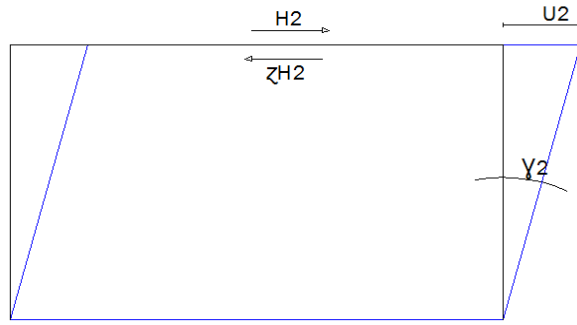
La déformation est dynamique elle est due à un effet dynamique H_2 (freinage et vent).

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \cdot b}$$

Dans le cas d'un effet dynamique, on constate expérimentalement que le module d'élasticité

vaut deux fois la valeur G correspondant à un effort statique.

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \gamma_2 &= \frac{\tau_{H2}}{2G} \\ \frac{U_2}{T} &= \operatorname{tg} \gamma_2 = \frac{H_2}{2G \cdot a \cdot b} \end{aligned}$$



❖ **La déformation totale de l'appareil :**

La contrainte conventionnelle de calcul vaut

$$\tau_H = G \cdot \operatorname{tg} \gamma = \tau_{H1} + \frac{1}{2} \tau_{H2}$$

$$\tau_H = \frac{G \cdot U_1}{T} + \frac{H_2}{2a \cdot b}$$

$$U = U_1 + U_2$$

c. Rotation :

Lorsqu'une frette solidaire d'un feuillet accomplit une rotation par rapport à l'autre frette d'un même feuillet, la contrainte maximale apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation et a pour valeur :

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t} \right)^2 \cdot \alpha_t$$

$$\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n}$$

α_t : Angle de rotation exprimé en radian d'un feuillet élémentaire.

La valeur de moment de rappel M créée par une rotation est calculé à l'aide de l'expression

$$M = \frac{\alpha_T}{n} \cdot \frac{a^5 \cdot b}{t^3} \cdot \frac{1}{K_2}$$

α_T : Déformation de la structure

a, b: Dimension en plan de l'appareil d'appui

K_2 : Coefficient

3. prescriptions :

L'appareil d'appui doit pouvoir vérifier les conditions suivantes.

a. Contrainte de compression :

L'aire $a \times b$ de l'appareil d'appui doit être telle que :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a * b} \leq \bar{\sigma}$$

$\bar{\sigma}$: Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui

N_{\max} : Effort normal maximal.

b. Contrainte de cisaillement :

La contrainte τ doit respecter la condition suivante :

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha + \tau_R < 5G$$

Avec :

$$\tau_{H1} < 0.5G \quad \text{et} \quad \tau_{H2} < 0.7G$$

τ_N et τ_α Sont majorés par un coefficient égal à 1.5, et cela pour tenir compte de l'effet de fatigue engendré par la variation rapide des charges verticales.

c. Condition de non cheminement et non glissement :

Les deux combinaisons suivantes doivent être remplies pour les combinaisons d'actions les plus défavorables.

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} \geq 2 \text{ MPa} \quad , \quad H < f \cdot N$$

N_{\min} : Valeur minimale de l'effort normal

f : Coefficient de frottement

$$f = \begin{cases} 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m} & \text{les faces de l'appareil en contact avec la structure} \\ & \text{sont des frettes métalliques} \\ 0.1 + \frac{0.6}{\sigma_m} & \text{les faces de l'appareil en contact avec la structure} \\ & \text{sont des feuillets en élastomère} \end{cases}$$

d. Condition de non flambement :

En fonction de leurs dimensions, les appareils d'appui peuvent se déformer par instabilité élastique. Il convient donc de respecter la règle d'usage courante qui consiste à limiter la hauteur nette d'élastomère en fonction de la petite dimension en plan de l'appareil.

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

e. La condition de non soulèvement :

Dans tous les cas de sollicitation on doit avoir :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{\alpha^2} \frac{\sigma_m}{G}$$

Pour le calcul de σ_m les charges doivent être multipliées par 1.5 pour tenir compte du phénomène de la fatigue engendré par le passage des trains sur le pont.

4. Calcul de l'appareil d'appui :

a. Appareil d'appui sur pile :

Élastomère :

❖ *Aire de l'appareil d'appui :*

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a * b} \leq \bar{\sigma} \quad , \quad \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

$$N_{\max} = 8672.81 \text{ KN}$$

$$a * b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_m} = \frac{8.67}{15} = 0.578 \text{ m}^2 = 5780 \text{ cm}^2$$

Donc on prend comme valeurs $a = 70 \text{ cm}$ et $b = 90 \text{ cm}$.

❖ *Caractéristiques :*

$$t = 15 \text{ mm}$$

t : Epaisseur d'un feuillet d'élastomère

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow \frac{a}{10} \leq n \cdot t \leq \frac{a}{5}$$

Donc

$$4.66 \leq n \leq 9.33 \quad \text{on prend comme valeur de } n = 7$$

a(cm)	b(cm)	t(mm)	T(mm)	N
70	90	15	105	7

❖ *Vérification des contraintes :*

• *Contrainte de compressions :*

$$\sigma_m^{\max} = \frac{N_{\max}}{a * b} = \frac{8.67}{0.70 \times 0.90} = 13.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m^{\max} < \bar{\sigma} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

• *Contraintes de cisaillement :*

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)}, \tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta}$$

$$\beta = \frac{70 \times 90}{2 \times 1.5(70 + 90)} = 13.125, \tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta} = 1.5 \frac{13.76}{13.125} = 1.57 \text{ MPa}$$

$$U_1 = \Delta_T + \Delta_r + \Delta_f = 1.68 + 1.96 + 1.12 = 4.76 \text{ cm}$$

H_2 : Effort de freinage maximal qui est engendré par le SW/2

$$\tau_{H1} = G \frac{U_1}{T} = 1.1 \frac{4.76}{10.5} = 0.50 \text{ MPa} < 0.5 G \text{ Vérifiée}$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{2G \cdot a \cdot b} = \frac{0.4375}{2 \times 0.7 \times 0.9} = 0.35 \text{ MPa} < 0.7 G \text{ Vérifiée}$$

D'où

$$\tau_H = \tau_{H2} + \tau_{H1} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n} = \frac{(3 + 2)10^{-3}}{7} = 0.71 \times 10^{-3}$$

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \cdot \alpha_t = \frac{1.1}{2} \left(\frac{70}{1.5}\right)^2 0.71 \times 10^{-3} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 1.57 + 0.85 + 0.85 = 3.27 < 5G \text{ Vérifiée}$$

• *Condition de non cheminement :*

$$\sigma_{\min} = \frac{N_{\min}}{a \times b} = \frac{4.37}{0.7 \times 0.9} = 6.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} \geq 2 \text{ MPa Vérifiée}$$

- *Condition de non glissement :*

On vérifie que $H < f \cdot N$, nous considérons le cas le plus défavorable c'est-à-dire N_{\min} . Nous sommes dans le cas où les faces de l'appareil d'appui au contact avec la structure sont des frettes métalliques.

$$f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m} = 0.12 + \frac{0.2}{69.3} = 0.123$$

$$f \cdot N = 0.123 \times 4.37 = 0.538 > H$$

Donc la condition de non glissement est vérifiée.

- *Condition de non soulèvement*

La condition a vérifiée est :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\beta = 13.125, a = 70 \text{ cm}, t = 15 \text{ mm}, \sigma_m = 13.76 \text{ MPa}$$

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{13.125} \times \frac{1.5^2}{70^2} \times \frac{13.76}{1.1} = 1.31 \times 10^{-3} \text{ rd} < 0.71 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

- *Dimensionnement des frettes :*

L'épaisseur des frettes doit respecter les conditions suivantes :

$$t_f \geq \frac{a}{\beta} \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \quad ; \quad t_f \geq 2 \text{ mm}$$

$$t_f \geq \frac{0.7}{13.125} \frac{13.76}{235} 10^{-3} = 3.12 \text{ mm} > 2 \text{ mm} \text{ donc la condition est vérifiée}$$

On prend comme épaisseur des frettes $t_f = 4 \text{ mm}$

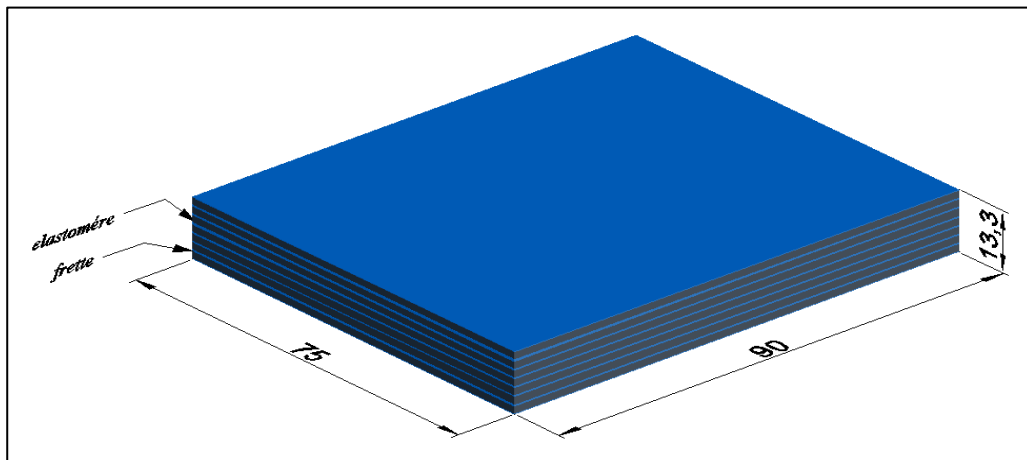


Figure.XIV.5 : Appareil d'appui sur pile

b. Appareil d'appui sur culée :

Élastomère

❖ *Aire de l'appareil d'appui :*

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{a * b} \leq \bar{\sigma} \quad , \quad \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

$$N_{\max} = N_{\text{poids propre}} + N_{SW/2}$$

$$N_{\max} = 3198.39 \text{ KN}$$

$$a * b \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_m} = \frac{3.198}{15} 10^4 = 2132 \text{ cm}^2$$

Donc on prend comme valeur $a = 45 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$.

❖ *Caractéristiques :*

$$t = 15 \text{ mm}$$

t : Epaisseur d'un feuillet d'élastomère

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow \frac{a}{10} \leq n \cdot t \leq \frac{a}{5}$$

Donc $3 \leq n \leq 6$ on prend comme valeur de $n = 4$

a(cm)	b(cm)	t(mm)	T(mm)	N
45	50	15	60	4

❖ *Vérification des contraintes :*

• *Contrainte de compressions :*

$$\sigma_m^{\max} = \frac{N_{\max}}{a * b} = \frac{3.198}{0.45 \times 0.50} = 14.21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m^{\max} < \bar{\sigma} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

• *Contraintes de cisaillement :*

$$\beta = \frac{a \times b}{2t(a + b)} \quad , \quad \tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta}$$

$$\beta = \frac{45 \times 50}{2 \times 1.5(45 + 50)} = 7.89 \quad , \quad \tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta} = 1.5 \frac{14.21}{7.89} = 2.70 \text{ MPa}$$

$$U_1 = 4.76 \text{ cm}$$

$$\tau_{H1} = G \frac{U_1}{T} = 1.1 \frac{4.76}{6.0} = 0.87 \text{ MPa} < 0.5 G \text{ Non Vérifiée}$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{2 a \cdot b} = \frac{0.4375}{2 \times 0.45 \times 0.50} = 0.97 \text{ MPa} < 0.7 \text{ G Non Vérifiée}$$

Donc on doit augmenter l'épaisseur d'élastomère et aussi les dimensions en plans de l'appareil d'appui.

a(cm)	b(cm)	t(mm)	T(mm)	N
55	60	15	105	7

- *La contrainte de compression :*

$$\sigma_m^{max} = \frac{N_{max}}{a * b} = \frac{3.198}{0.55 \times 0.60} = 9.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m^{max} < \bar{\sigma} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

- *Contraintes de cisaillement :*

$$\beta = \frac{55 \times 60}{2 \times 1.5(55 + 60)} = 9.56 \quad , \tau_N = 1.5 \frac{\sigma_m}{\beta} = 1.5 \frac{9.69}{9.56} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\tau_{H1} = G \frac{U_1}{T} = 1.1 \frac{4.76}{10.5} = 0.50 \text{ MPa} < 0.5 \text{ G Vérifiée}$$

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{2 a \cdot b} = \frac{0.4375}{2 \times 0.55 \times 0.60} = 0.66 \text{ MPa} < 0.7 \text{ G Vérifiée}$$

D'où

$$\tau_H = \tau_{H2} + \tau_{H1} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} = \frac{\alpha_0 + \alpha}{n} = \frac{(3 + 2)10^{-3}}{7} = 0.71 \times 10^{-3}$$

$$\tau_\alpha = \frac{G}{2} \left(\frac{a}{t}\right)^2 \cdot \alpha_t = \frac{1.1}{2} \left(\frac{55}{1.5}\right)^2 0.71 \times 10^{-3} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 1.52 + 1.16 + 0.53 = 3.21 < 5G \quad \text{Vérifiée}$$

- *Condition de non cheminement :*

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a \times b} = \frac{1.33}{0.55 \times 0.60} = 4.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} \geq 2 \text{ MPa Vérifiée}$$

- *Condition de non glissement :*

$$f = 0.12 + \frac{0.2}{\sigma_m} = 0.12 + \frac{0.2}{40.3} = 0.125$$

$$f \cdot N = 0.125 \times 1.33 = 0.164 > H \text{ Non vérifiée}$$

La condition de non glissement n'est pas vérifiée, dans ce cas il faut équiper l'appareil d'appui d'un dispositif approprié (fixer des taquets d'arrêt scellés).

- *Condition de non soulèvement :*

La condition a vérifiée est :

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G}$$

$$\beta = 9.56, a = 55 \text{ cm}, t = 15 \text{ mm}, \sigma_m = 9.69 \text{ MPa}$$

$$\alpha_t \leq \frac{3}{\beta} \frac{t^2}{a^2} \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{9.56} \times \frac{1.5^2}{55^2} \times \frac{9.69}{1.1} = 0.206 \times 10^{-3} \text{ rd} < 0.71 \times 10^{-3} \text{ rd}$$

- *Dimensionnement des frettes :*

L'épaisseur des frettes doit respecter les conditions suivantes :

$$t_f \geq \frac{a}{\beta} \frac{\sigma_m}{\sigma_e} ; t_f \geq 2 \text{ mm}$$

$$t_f \geq \frac{0.55}{9.56} \frac{9.69}{235} 10^{-3} = 2.37 \text{ mm} > 2 \text{ mm} \text{ donc la condition est vérifiée}$$

On prend comme épaisseur des frettes

$$t_f = 3 \text{ mm}$$

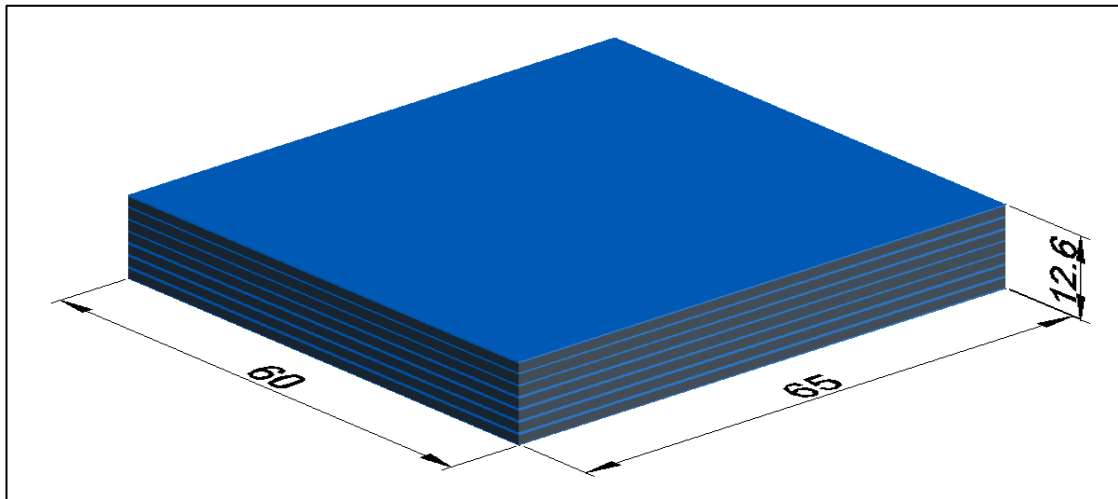


Figure.XIV.6 : Appareil d'appui sur culée

III. DES D'APPUI :

1. Sur pile :

Les dimensions seront choisies de façon à inclure les appareils d'appui, on choisit les dimensions suivantes :

$$a \times b \times e = 75 \times 95 \times 20$$

Nous savons bien que le béton lui seul peut résister à l'effort transmis par le tablier, mais d'après le BAEL pour éviter la rupture locale de béton sous la charge, la pièce considérée doit être armée.

La section totale des frettes doit reprendre un effort égale à : $0.04 N_{\max}$

$$0.04 N_{\max} = 0.04 \times 8.67 = 0.347 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0.04 N_{\max}}{\bar{\sigma}_s}$$

On considère que la fissuration est préjudiciable, et les aciers utilisés sont de haute adhérence.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Max} \left\{ 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} (\text{MPa})$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Max} \{ 0.5 \times 500 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.22} \} = \text{Max} \{ 250 ; 207.31 \} = 250 \text{ MPa}$$

La section d'acier est :

$$A_s = \frac{0.347}{250} 10^{-4} = 13.88 \text{ cm}^2$$

Donc en prend **10HA14 = 15.4 cm²**

2. Sur culée :

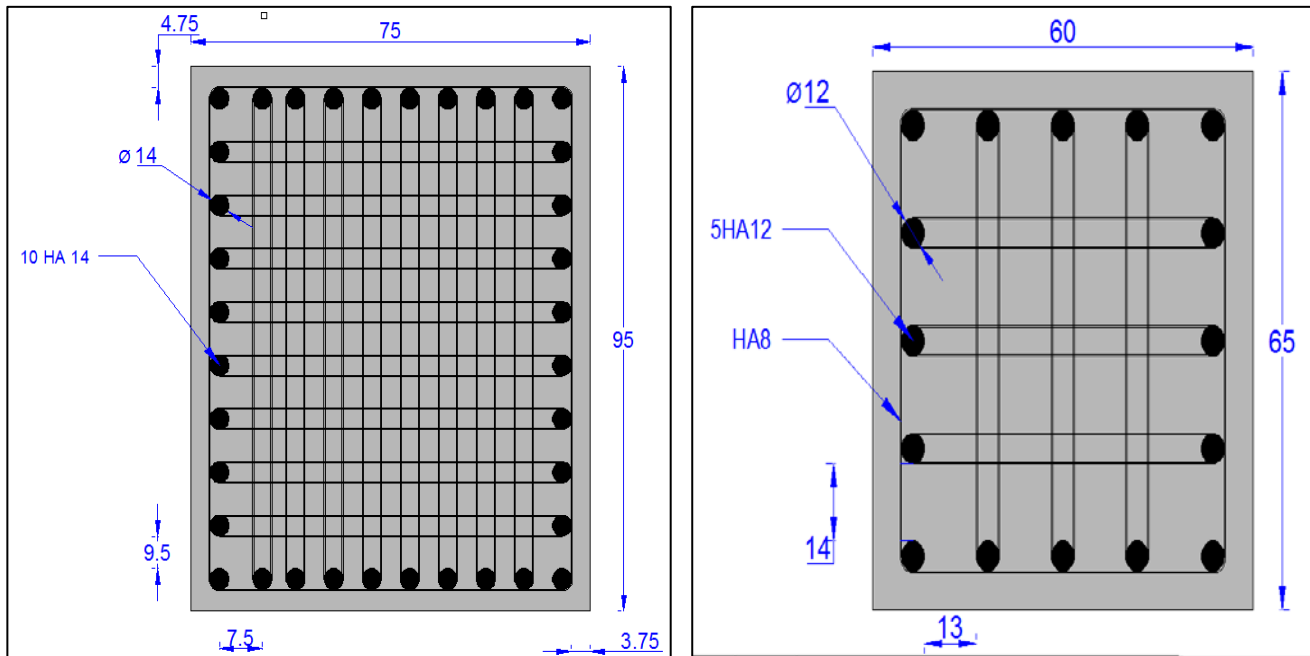
$$a \times b \times e = 60 \times 65 \times 20$$

$$A_s = \frac{0.04 N_{\max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_s = \frac{0.04 \times 3.198}{250} 10^{-4} = 5.12 \text{ cm}^2$$

Donc en prend **5 HA12 = 5.65 cm²** avec $A_s = 7.11 \text{ cm}^2$

3. Représentation du ferrailage :



(a) Sur pile

(b) Sur culée

Figure.XIV.7 : Ferrailage des dés d'appuis

CHAPITRE XV

Les Assemblages

INTRODUCTION :

La réalisation des ponts mixtes se fait par assemblage des poutres dont la longueur ne dépasse pas les 22m, et cela pour faciliter l'opération de transport au chantier, et aussi pour constituer les pièces de différentes sections sur atelier.

L'assemblage est une disposition qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre 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.

I. LES MODES D'ASSEMBLAGES :

- Le rivetage
- Le boulonnage : il constitue le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.
- Le soudage : opération qui consiste à réaliser un joint soudé destiné à relier entre elles deux ou plusieurs parties d'un assemblage en assurant, par fusion la continuité de la matière entre ces parties.
- Le collage

II. CLASSIFICATION DES ASSEMBLAGES :

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité
- Leur résistance

a. Classification par rigidité

- *Assemblages désignés comme articulations* : ils doivent être capables de transmettre les efforts calculés lors de leur conception ainsi que d'accepter les rotations qui en résultent.
- *Assemblages rigides* : les déformations des assemblages rigides ne doivent pas conduire à une réduction de la résistance de la structure supérieure. Les assemblages rigides doivent être capables de transmettre les efforts et moments calculés lors de leur dimensionnement.
- *Assemblage semi-rigide* : les assemblages qui ne satisfont pas aux critères concernant les assemblages rigides ou les assemblages articulés seront classés comme des assemblages semi-rigides.

b. Classification par résistance :

- *Assemblage de type articulé* : il doit être à même de transmettre les efforts calculés, sans développer de moments significatifs qui pourraient exercer une influence défavorable sur les éléments de la structure.
- *Assemblage à résistance complète* : on peut considérer qu'un assemblage est à résistance complète si sa résistance de calcul est au moins égale à la plus grande des résistances des éléments structuraux connectés.
- *Assemblage à résistance partiel* : la rigidité d'un assemblage à résistance partiel doit être telle qu'aucune des capacités de rotation des rotules plastique nécessaire ne soit dépassé sous les charges de calcul.

III. CRITERES DE CHOIX DE MOYEN D'ASSEMBLAGE :

D'une manière générale, le choix entre les divers moyens disponible pour assembler les éléments d'une ossature métallique est le résultat de prise en compte des de critères multiples :

- Critères structurels: résistance, comportement.
- Critères de fabrication : faisabilité, maîtrise des tolérances.
- Critères propre au montage sur site : possibilité de réglage
- Critères économiques

Note : Dans notre étude l'assemblage choisit est le soudage

IV. ASSEMBLAGE PAR SOUDAGE :

Les principaux avantages qu'offre l'emploi de la soudure sont :

- ✓ La réalisation d'assemblages rigides, donc peu déformable.
- ✓ Une diminution du temps de préparation des pièces de l'assemblage.
- ✓ Une simplification des assemblages.
- ✓ La réalisation d'un assemblage étanche.
- ✓ Il assure la continuité de la matière, et de ce fait, garantit une bonne transmission des sollicitations.

L'utilisation de la soudure nécessite certaines précautions de mise en œuvre, notamment :

- ✓ Le recours à un personnel et une main d'œuvre qualifiée et un matériel spécifique.
- ✓ La protection des soudures sur le chantier vis-à-vis des intempéries.
- ✓ Le métal de base doit être soudable.
- ✓ Le contrôle des soudures est nécessaire et onéreux.

1. 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 provoquée par le passage d'un courant électrique de forte intensité entre l'électrode et le métal de base à travers un arc électrique ainsi créée.

2. Dispositions constructives :

❖ Soudure bout à bout :

Jusqu'à les épaisseurs de pièces de 5 à 6 mm, les soudures peuvent être effectuées sur des pièces non chanfreinées.

Au-delà de 6mm, il faut réaliser des chanfreins sur les rives d'assemblage. Les chanfreins en V permette de soudé sans retourner la pièce, mais donne lieu, lors de refroidissement, à des déformations angulaire fortes. Les chanfreins en doubles V symétrique, éliminent les phénomènes de déformation ou de contrainte interne, si les cordons sont exécutés simultanément sur les deux faces.

- Le talon « C » devant être inférieur à la plus petite des deux valeurs : 3mm ou $t/5$.
- Un angle de chanfreiner est de 60°

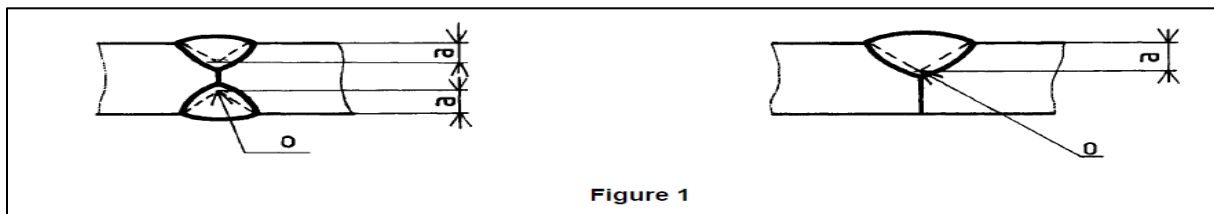
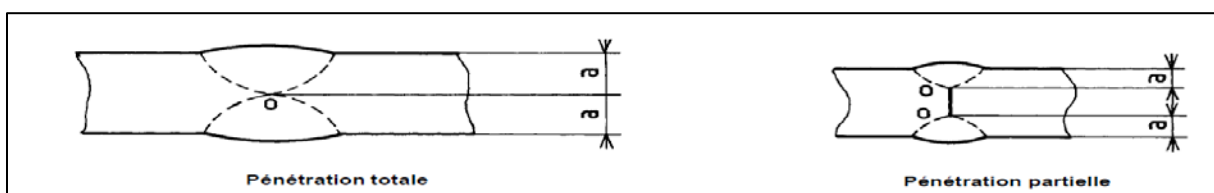


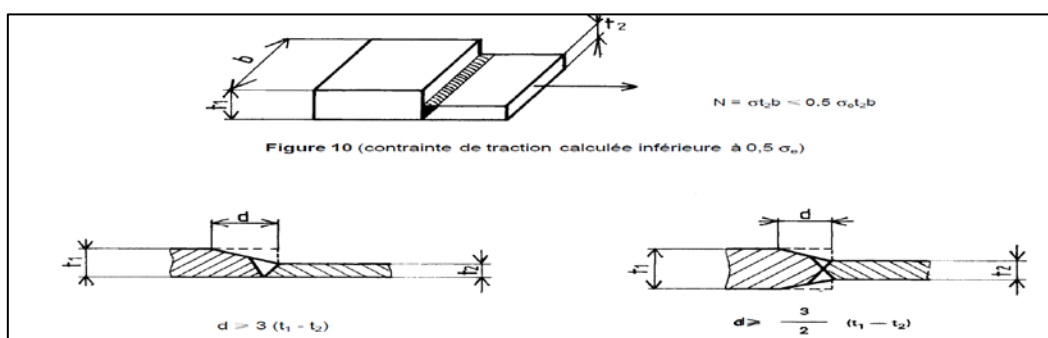
Figure 1



Pénétration totale

Pénétration partielle

- **Dispositions constructives:** Assemblage par soudure bout à bout

Figure 10 (contrainte de traction calculée inférieure à 0,5 σ_w)

$$d \geq 3 (t_1 - t_2)$$

$$d \geq \frac{3}{2} (t_1 - t_2)$$

Semelle supérieure

$$d \geq 3 * (35-35) \text{ donc } d \geq 0$$

semelle inférieure

$$d \geq 3 * (70-45) \text{ donc } d \geq 75 \text{ mm}$$

âme :

$$d \geq 3 * (20-18) \text{ donc } d \geq 6 \text{ mm}$$

Semelle supérieure

$$d \geq 3/2 * (35-35) \text{ donc } d \geq 0$$

semelle inférieure

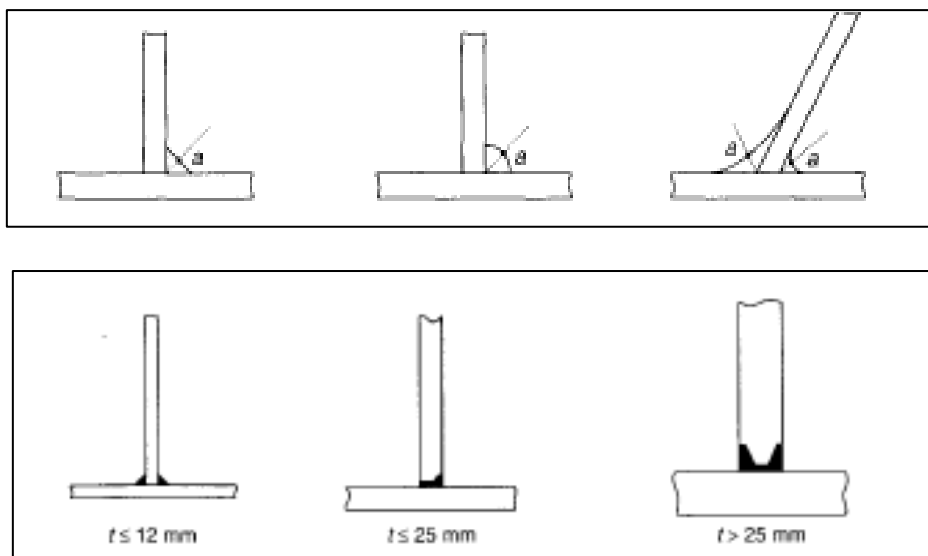
$$d \geq 3/2 * (70-45) \text{ donc } d \geq 37.5 \text{ mm}$$

âme :

$$d \geq 3/2 * (20-18) \text{ donc } d \geq 3 \text{ mm}$$

❖ Soudure d'angles :

L'épaisseur utile d'une soudure d'angle est définie comme étant la distance minimale de la racine à la surface du cordon.



3. Différentes joints de soudure :

- **Joint d'âme :** le joint d'âme c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles plats d'épaisseur de 16mm, bout à bout verticalement, et qui prend les caractéristique géométrique suivantes :
 - Un chanfreiné en V sera utilisé lorsque l'épaisseur de tôle est inférieure à 15mm.
 - Un angle de chanfreiner est de 60°
- **Joint de semelle :** Le joint de semelle c'est un joint qui donne la liaison entre deux tôles d'épaisseurs différentes, bout à bout horizontalement, et qui prend les caractéristiques géométriques suivantes :
 - Un chanfreiné en X (double v) sera utilisé lorsque l'épaisseur des tôles est Supérieur à 15mm.
 - Un angle de chanfreiner et de 60°.

4. Contrôle des soudures :

Le contrôle des joints soudés est indispensable pour garantir la qualité requise. On peut classer les différentes méthodes de contrôle en deux catégories :

- **Le contrôle destructif :**
 - Les macrographies.
 - Les essais de traction.
 - Les essais de pliage.
 - Les essais de dureté.
 - Les essais de résilience.

- **Les contrôles non destructifs :**
 - L'examen visuel
 - L'examen par ressuage
 - L'examen par magnétoscopie
 - L'examen par radiographie
 - Examen par ultrason

5. Vérification de la soudure :

Du fait que la soudure conserve sa section complète sur toute la largeur de la pièce (sans création d'encoches sur les bords), aucun calcul n'est exigé, à la condition que l'épaisseur de la soudure soit au moins égale à l'épaisseur de la plus faible des pièces assemblées et que le métal déposé ait au moins les caractéristiques mécaniques du métal de base.

6. Nettoyage des soudures :

Lorsque les pièces de charpente sont préparées et pré peint avant leur usinage, il faut veiller à masquer la zone des soudures (normalement une zone de 50mm de large suffit). Les couches de peinture existantes peuvent être enlevées par sablage ou polissage en nettoyant les soudures, il ne faut pas seulement considérer la soudure elle-même, mais aussi les dépôts alcalins laissés à la surface par certains procédés de soudage et les projections ou les goûtes au voisinage des soudures.

CHAPITRE XVI

Calcul Des Entretoises

I. ROLES DES ENTRETOISES

Les entretoises sont des éléments transversaux infiniment rigides et de ce fait les déformations sont négligeables. Elles permettent de :

- La solidarisation des poutres
- La répartition des charges et surcharges sur les poutres
- Elles s'opposent au déversement des poutres.

Deux types d'entretoises se présentent, entretoise d'about et entretoise intermédiaire.

II. ENTRETOISE D'ABOUT :

Dans cette partie nous nous intéressons au dimensionnement des entretoises sous l'effet des différentes charges (CP et CCP), le dimensionnement se fait pour les entretoises lorsqu'on place les vérins au-dessous de ces dernières pour lever le tablier lors du changement des appareils d'appui.

Alors on calcule les réactions (R_1 et R_2) ramenées respectivement aux poutres principales dues aux charges permanentes (CP + CCP).

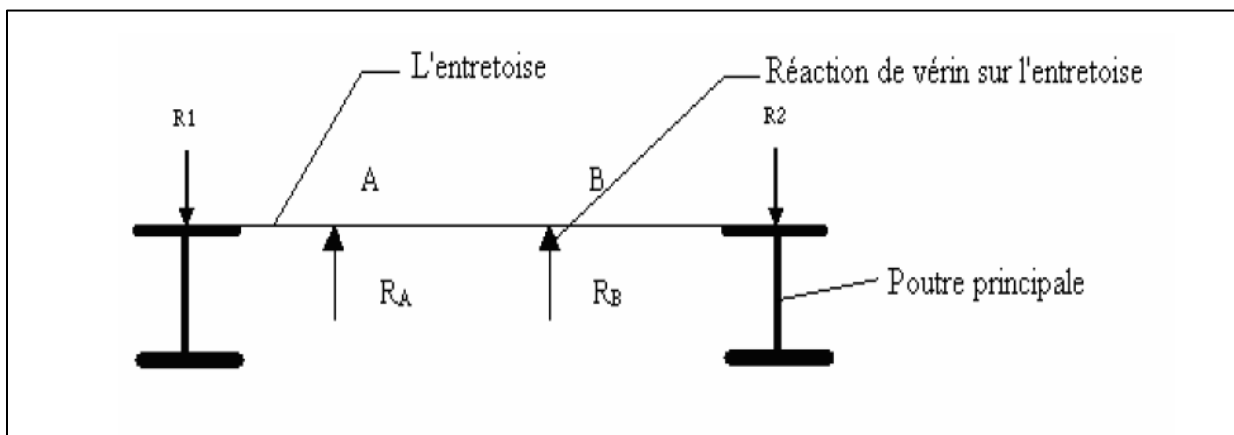


Figure.XVI.1 : Position des vérins de soulèvement.

Les vérins seront disposés de façon à avoir les mêmes réactions à leur niveau.

R_1 et R_2 sont respectivement les réactions ramenées par la poutre 1 et 2 dues au poids du tablier.

✓ **ENTRETOISE SUR APPUI INTERMEDIAIRE :**❖ **Calcul des réactions des vérins**

$$R_1 = R_2 = 4370.85 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 4370.85 \text{ KN}$$

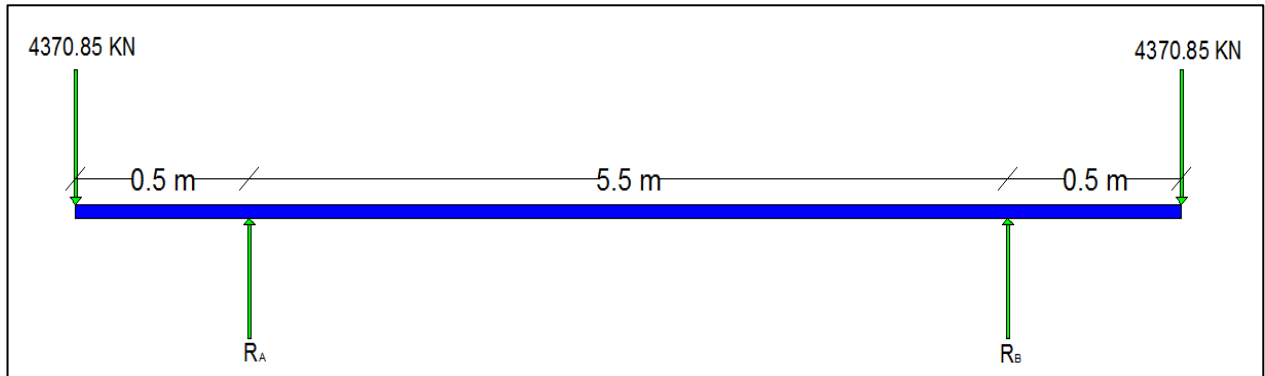


Figure.XVI.2 : Représentation des efforts sur pile.

❖ **Sollicitations max :**

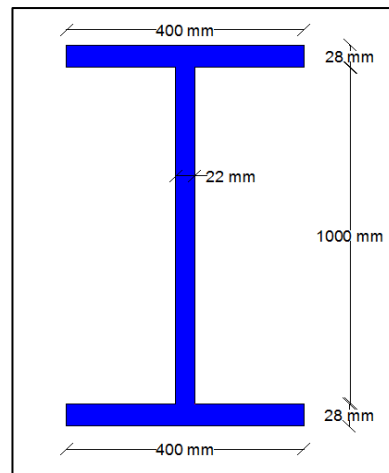
$$M(x) = 0.5 R_A \Rightarrow M^{max} = 2185.425 \text{ KN.m} , T(x) = R_A = 4370.85 \text{ KN}$$

❖ **Choix du profilé**

- $t_w = 22 \text{ mm}$
- $h_w = 1000 \text{ mm}$
- $b_s = b_i = 400 \text{ mm}$
- $t_s = t_i = 28 \text{ mm}$
- Aire: 444 cm^2
- Moments d'inertie:

$$X: 775278.72 \text{ cm}^4$$

$$Y: 29955.40 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_s = \frac{M}{I_x} V_s = \frac{2.1854}{0.00775} * 0.528 = 148.89 \text{ MPa} < \sigma_f = \frac{345}{1.15} = 300 \quad (\text{vérifier})$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_{ame}} = \frac{4.370}{0.022 * 1} = 198.64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \sigma_e = 0.6 * 345 = 207 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ donc le cisaillement au niveau de l'entretoise est vérifié.

❖ **Vérification au voilement du panneau:**

$$a = 6.5 \text{ m}, \quad b = 1 \text{ m}, \quad e = 0.022 \text{ m}, \quad \alpha = \frac{a}{b} = 6.5,$$

$$\tau = 198.64 \text{ MPa}, \quad \sigma_s = \sigma_i = 148.89 \text{ MPa}, \quad \Psi = 1$$

$$0 < \Psi \leq 1 \text{ et } \alpha > 1 \Rightarrow K_\sigma = \frac{8.4}{\Psi + 1.1} = 4$$

$$\alpha > 1 \Rightarrow K_\tau = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} = 5.43$$

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} * \left(\frac{e}{b}\right)^2 = 91.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma^* = K_\sigma * \sigma_c = 367.44 \text{ MPa}, \quad \tau^* = K_\tau * \sigma_c = 498.80 \text{ MPa}$$

$$S_\sigma = 1.4 + 0.4\Psi = 1.80$$

$$\left(\frac{\tau}{\tau^*}\right)^2 + S_\sigma \left(\frac{\sigma}{\sigma^*}\right)^2 = 0.51 < 1.80 \text{ donc la condition de non voilement est vérifiée}$$

❖ **Vérification au diversement :**

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} = \frac{2.1 \cdot 10^5}{2 * (1 + 0.3)} = 80.77 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{3} (2 * 400 * 28^3 + 1000 * 22^3) = 9.40 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} (2 * 28 * 400^3 + 1000 * 22^3) = 2.995 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$a^2 = \frac{4 G K}{E I_y} \left(\frac{l}{b}\right)^2 = \frac{4 * 80.77 \cdot 10^3 * 9.40 \cdot 10^6}{2.1 \cdot 10^5 * 2.995 \cdot 10^8} \left(\frac{7000}{1000}\right)^2 = 2.37$$

$$a = 1.54$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{a^2}} = \sqrt{1 + \frac{\pi^2}{2.37}} = 2.27$$

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{2.1}{2.37}} - \frac{1.45}{1.54} \right] = 1.53$$

$$M^* = \frac{m_1 m_2}{l} \sqrt{E G K I_y} = \frac{1.53 * 2.27}{7} \sqrt{2.1 * 80.77 * 9.40 * 2.995 \cdot 10^{-2}} = 3.428 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_f^* = \frac{3.428}{0.00775} 0.528 = 233.55 \text{ MPa}$$

$$\text{on a } \sigma_f^* \leq 0.75 \sigma_e = 258.75 \text{ MPa} \Rightarrow f(\sigma_f^*) = 0.66 \sigma_f^* = 154.143 \text{ MPa}$$

on trouvé précédemment que $\sigma_f = 148.89 \text{ MPa}$

$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$ donc la sécurité vis à vis du déversement est assurée

✓ ENTRETOISE SUR CULEE

$$R_1 = R_2 = 4370.85 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 1332.30 \text{ KN}$$

❖ **Sollicitations max :**

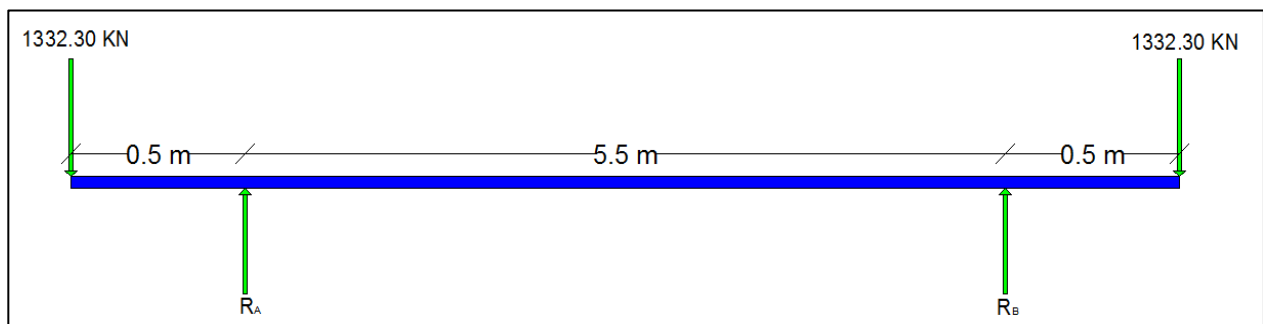


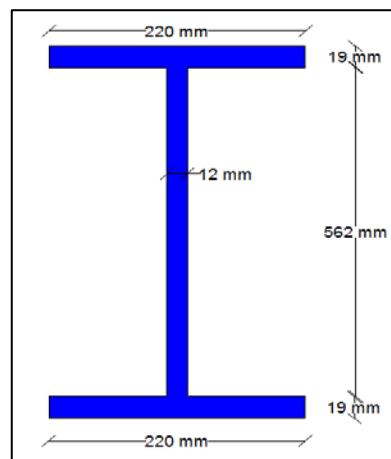
Figure.XVI.2 : Représentation des efforts sur culée.

$$M(x) = 0.5 R_A \Rightarrow M^{max} = 666.15 \text{ KN.m} , \quad T(x) = R_A = 1332.30 \text{ KN}$$

❖ **Choix du profilé :**

Le choix d'un IPE 600 dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $t_w = 12 \text{ mm}$
- $h_w = 562 \text{ mm}$
- $b_s = b_i = 220 \text{ mm}$
- $t_s = t_i = 19 \text{ mm}$
- Aire: 156 cm^2
- Moments d'inertie:
 - X: 92080 cm^4
 - Y: 3387 cm^4



❖ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_s = \frac{M}{I_x} V_s = \frac{0.66615}{9.208 \cdot 10^{-4}} * 0.300 = 217.03 \text{ MPa} < \sigma_f = \frac{345}{1.15} = 300 \quad (\text{vérifier})$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_{ame}} = \frac{1.3323}{0.012 * 0.562} = 197.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.6 \sigma_e = 0.6 * 345 = 207 \text{ MPa}$$

$\tau < \bar{\tau}$ donc le cisaillement au niveau de l'entretoise est vérifié.

III. ENTRETOISE INTERMEDIAIRE :

Le rôle des entretoises est de rigidifier la charpente et reprendre les efforts transversaux (majoritairement lié au vent).

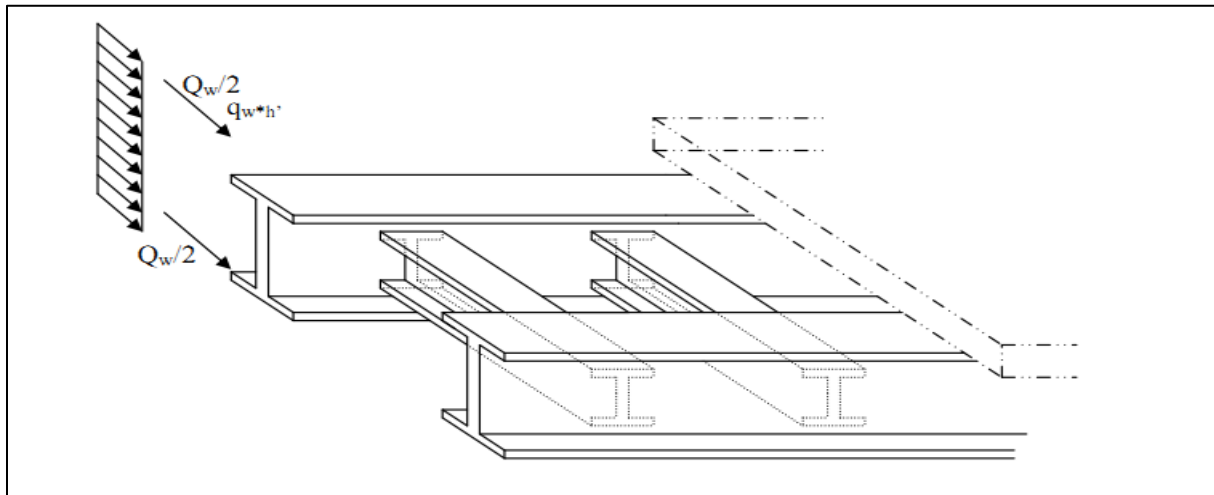


Figure.XVI.3 : Force appliquée sur l'entretoise intermédiaire.

On va vérifier les entretoises intermédiaires sous une charge transversale de vent. La pression du vent est fixée réglementairement à 2 KN/m^2 . On prend un coefficient de sécurité de 1.5, la pression est donc $Q = 3 \text{ KN/m}^2$.

On suppose que le vent s'applique sur une hauteur de $h = h_{poutre} + h_{dalle} + h_{tr,cor}$

$$h = 1.955 + 0.30 + 0.40 = 2.655 \text{ m}$$

La force résultante est alors $Q_w = 3 * 2.655 * 7 = 55.755 \text{ KN}$

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

$$\text{Le bras de levier est égal : } h_m = \frac{1.955}{2} = 0.9775 \text{ m}$$

L'entretoise intermédiaire est un IPE 600

($f_e = 355 \text{ MPa}$, $I = 92080 \text{ cm}^4$, $V_a = 0.30 \text{ m}$, $t_w = 0.012 \text{ m}$, $h_w = 1.85 \text{ m}$)

D'où les efforts suivant dans les entretoises :

$$M_e = \frac{Q_w}{2} * h_m = 27.25 \text{ KN.m}$$

$$V_e = \frac{Q_w}{2} * \frac{h_{poutre}}{b} = 8.38 \text{ KN}$$

On calcul alors :

$$\sigma = M_e * \frac{V_a}{I} = 8878.15 \text{ KPa} = 8.87 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V_e}{h_w t_w} = 377.47 \text{ KPa} = 0.377 \text{ MPa}$$

On vérifie bien que :

$$\sigma < f_e = 345 \text{ MPa}$$

$$\tau < 0.6f_e = 207 \text{ MPa}$$

CHAPITRE XVII

Calcul

De La dalle

De Couverture

Nous nous appuierons sur les textes réglementaires suivants :

- pour les surcharges : livret 2.01 : « Charges sur les ponts dues au trafic »
- pour le béton armé : B.A.E.L. 91 révisé 99

I. FONCTIONNEMENT

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre des charges 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 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. On a représenté ci-dessous une vue de dessus de la dalle de couverture :

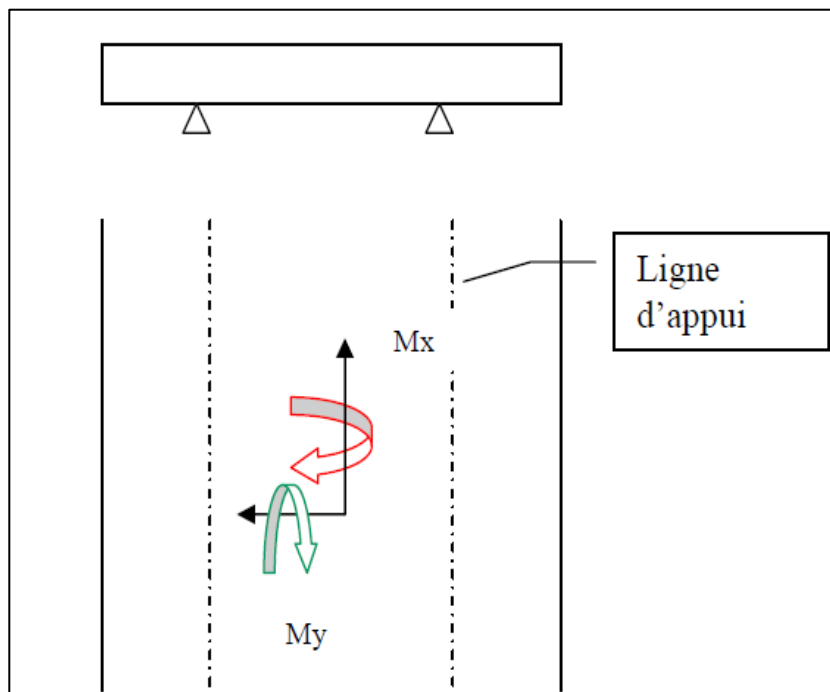


Figure. XVII.1 : Moments sur la dalle.

M_x : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales, AT

M_y : Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales, AL

On a généralement $M_x \gg M_y$.

On prendra comme convention que le moment est négatif lorsque la fibre supérieure est tendue.

II. CALCUL DES MOMENTS

On considèrera deux sections pour les calculs des moments :

Section S1, *encorbellement*, au droit de l'appui où les effets de l'effort tranchant sont les plus importants: **ATS**

Section S2, *travée*, les moments fléchissant y sont les plus élevés en valeur absolue : **ATI**

De plus, pour faire face au moment de flexion longitudinal nous aurons recours à des **AL** inférieures et supérieures. Ces dernières seront plus fines que les précédentes compte tenu du fait que les moments transversaux sont très supérieurs aux moments longitudinaux.

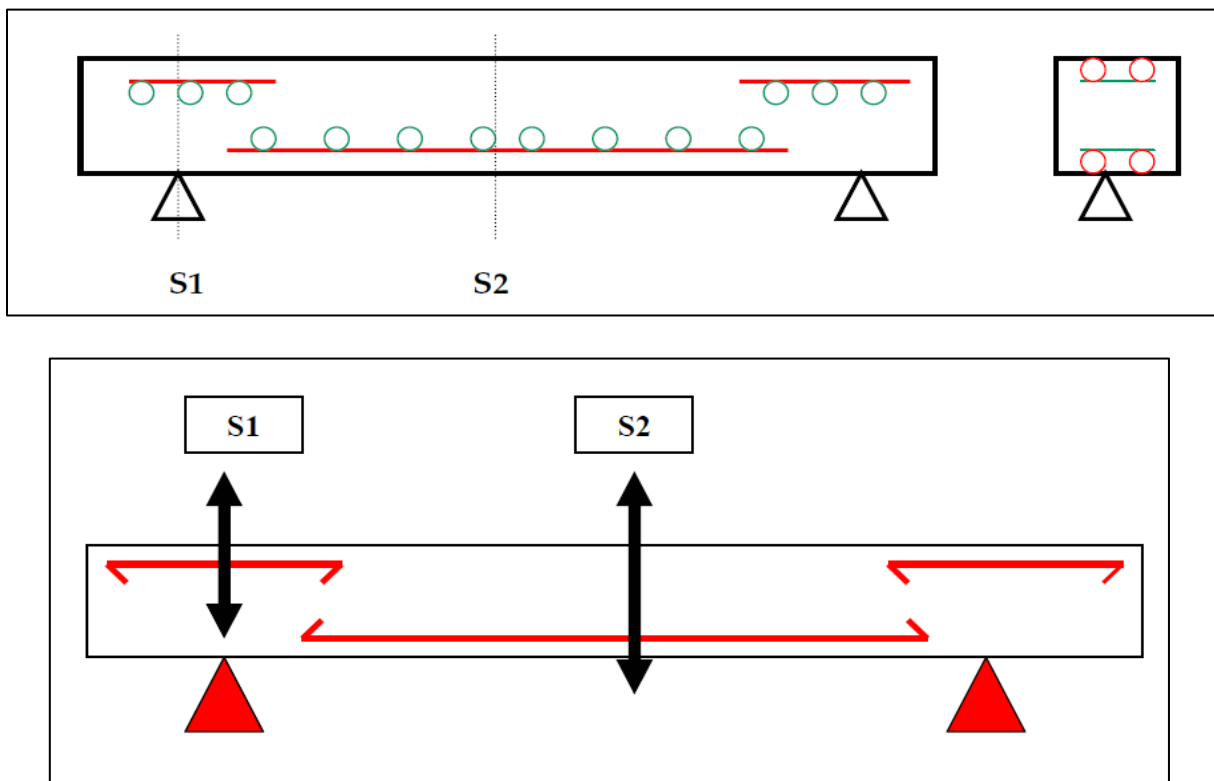


Figure.XVII.2 : Sections à étudier.

ATS : armatures tendues supérieures

ATI : armatures tendues inférieures

AL : armatures longitudinales

a. Charges permanentes :

Les charges permanentes induisent un moment M_x mais pas de moment M_y .

On établira les efforts pour une tranche de dalle de **1 m** dans le sens de la longueur et de **0,30m** d'épaisseur.

Les moments seront évalués principalement au droit de l'appui (S1) et au milieu de la dalle (S2) où les valeurs sont les plus élevées en valeur absolue.

On notera M_1 et M_2 les moments correspondants.

- Bilan des charges qui s'appliquent à la dalle de béton armé :

Dalle: $p_{dalle} = 25 \text{ KN/m}^3$

Ballast avec traverses: $P_{ballast} = 20 \text{ KN/m}^3$

Trottoirs : $P_{trottoir} = 1 * 0.25 * 22 = 5.5 \text{ KN/ml}$

Garde-corps : $P_{gc} = 1.0 \text{ KN/ml}$

Armement de la voie : $P_{arm} = 0.15 * 10^{-2} * 2 = 0.3 * 10^{-2} \text{ KN/ml}$

Corniches: $P_{corniche} = 5.0 \text{ KN/ml}$

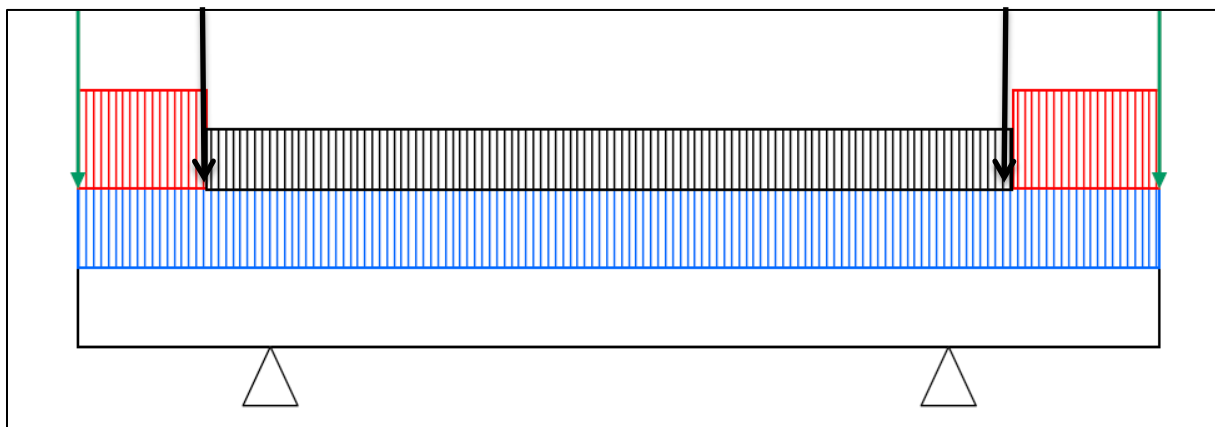
Chape d'étanchéité : $P_{étanchéité} = 24 \text{ KN/m}^3$

Pour tenir compte des éventuels écarts entre les valeurs supposées pour le dimensionnement du pont et les valeurs réelles lors de la réalisation, on applique les coefficients suivants :

	Charges Permanentés	Valeur caractéristique	
		Valeur minimale	Valeur maximale
Garde-corps	1.0 KN/ml	0.96	1.60
Corniche	5.0 KN/ml	0.96	1.60
Armement de la voie	$0.3 * 10^{-2} \text{ KN/ml}$	0.96	1.60
Trottoir	8.25 KN/ml	0.96	1.60
Poids propre	25 KN/ m ³	Valeur unique	
Etanchéité	24 KN/ m ³	0.80	1.20
ballast	20 KN/m ³	0.80	1.40

Tableau.XVII.1 : Coefficients appliquées.

La valeur caractéristique du poids propre est unique dans la mesure où le dimensionnement de la dalle permet de calculer précisément son poids propre (la densité du béton est connue avec certitude).

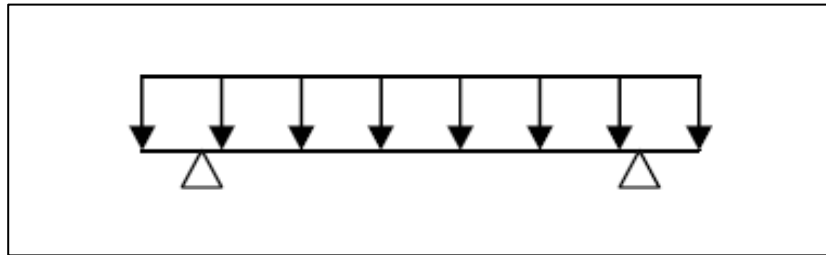


La force générée par la corniche, les gardes corps et l'armement de la voie est supposée ponctuelle. Celles créent par les trottoirs, l'étanchéité, les revêtements et le poids propre sont supposées réparties.

Le détail des calculs est présenté ci-dessous.

Nous noterons **M1** le moment sur appui, et **M2** le moment en milieu de travée. Les coefficients interviendront pour le calcul des moments maximal et minimal.

- **Poids propre de la dalle g_1**



Calcul de g_1

$$g_1 = 0,30 \cdot 1 \cdot 25 = 7.5 \text{ kN/m}$$

Calculs des moments

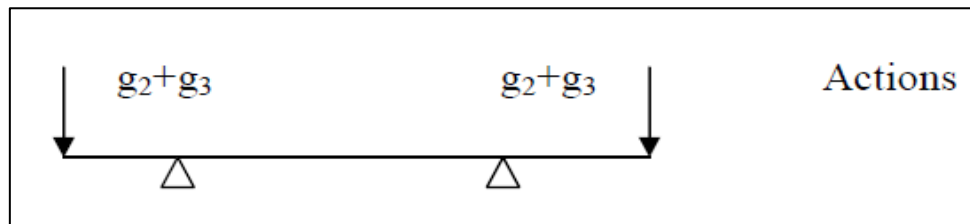
$$x \leq 3\text{m} : M(x) = -g_1 \frac{x^2}{2}$$

$$3\text{m} \leq x \leq 9.5\text{m} : M(x) = -g_1 \frac{x^2}{2} + g_1(x - 3) \cdot \frac{l}{2}$$

$$M_1 = -33.75 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 17.58 \text{ KN.m}$$

- **Corniches et garde-corps**



Calcul de $g_2 + g_3$:

$$g_2 + g_3 = 5.0 + 1.0 = 6.0 \text{ KN/ml}$$

$$g_2 + g_3 = 6.0 \cdot 1 = 6.0 \text{ KN}$$

Calculs des moments

$$R_1 = R_2 = g_2 + g_3 = 6.0 \text{ KN}$$

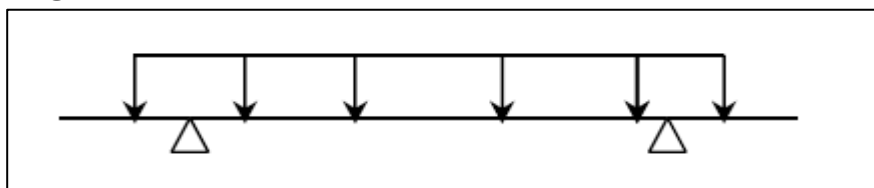
$$x \leq 3\text{m} : M(x) = -(g_2 + g_3)x$$

$$3\text{m} \leq x \leq 9.5\text{m} : M(x) = -3(g_2 + g_3)$$

$$M_1 = -18 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -18 \text{ KN.m}$$

- **Etanchéité g_4 :**



Calcul de g_4 :

$$g_4 = 24 * 0.03 * 1 = 0.72 \text{ KN/m}$$

Calculs des moments

$$R_1 = R_2 = g_4 * \frac{l}{2} = 3.42 \text{ KN} \quad \text{tel que } l = 9.5\text{m}$$

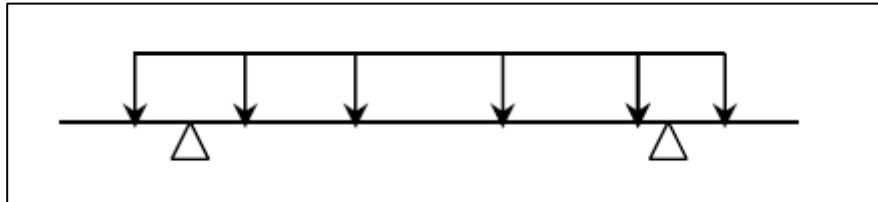
$$x \leq 3\text{m} : M(x) = -\frac{g_4}{2}(x - 1.5)^2$$

$$3\text{m} \leq x \leq 9.5\text{m} : M(x) = -\frac{g_4}{2}(x - 1.5)^2 + 3.42(x - 3)$$

$$M_1 = -0.81 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 2.97 \text{ KN.m}$$

▪ **Ballaste g_5**



Calcul de g_5 :

$$g_5 = 0.45 * 20 * 1 = 9 \text{ KN/m}$$

Calculs des moments

$$R_1 = R_2 = g_5 * \frac{l}{2} = 42.75 \text{ KN} \quad \text{tel que } l = 9.5\text{m}$$

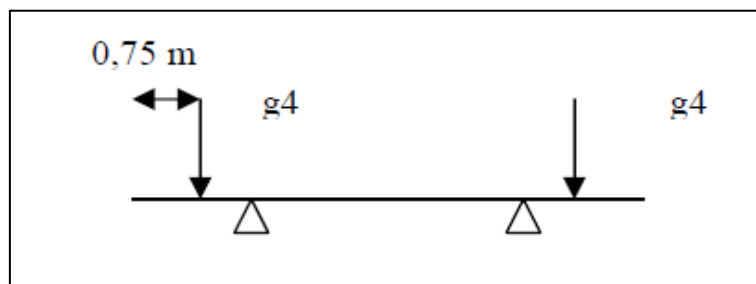
$$x \leq 3\text{m} : M(x) = -\frac{g_5}{2}(x - 1.5)^2$$

$$3\text{m} \leq x \leq 9.5\text{m} : M(x) = -\frac{g_5}{2}(x - 1.5)^2 + 42.75(x - 3)$$

$$M_1 = -10.125 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 37.125 \text{ KN.m}$$

▪ **Trottoirs g_6 :**



Calcul de g_6 :

$$g_6 = 8.25 * 1 = 8.25 \text{ KN}$$

Calculs des moments

$$R_1 = R_2 = g_6 = 8.25 \text{ KN}$$

$$x \leq 0.75\text{m} : M(x) = 0$$

$$0.75\text{m} \leq x \leq 3\text{m} : M(x) = -g_6 (x - 0.75)$$

$$3\text{m} \leq x \leq 9.5\text{m} : M(x) = -g_6 (x - 0.75) + g_6 (x - 3) = -2.25 g_6$$

$$M_1 = -18.562 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -18.562 \text{ KN.m}$$

▪ **Armement de la voie g_7**

Calcul de g_7 :

$$g_7 = 0.3 \cdot 10^{-2} * 1 = 0.3 \cdot 10^{-2} \text{ KN}$$

Calculs des moments

$$R_1 = R_2 = g_7 = 0.3 \cdot 10^{-2} \text{ KN}$$

$$x \leq 1.5\text{m} : M(x) = 0$$

$$1.5\text{m} \leq x \leq 3\text{m} : M(x) = -g_7 (x - 1.5)$$

$$3\text{m} \leq x \leq 9.5\text{m} : M(x) = -g_7 (x - 1.5) + g_7 (x - 3) = -1.5 g_7$$

$$M_1 = -0.45 \cdot 10^{-3} \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -0.45 \cdot 10^{-3} \text{ KN.m}$$

R_1 et R_2 sont des réactions d'appuis.

▪ **Bilan des charges permanentes**

chargement	Section S1			Section S2		
	M_1	$M_{1_{min}}$	$M_{1_{max}}$	M_2	$M_{2_{min}}$	$M_{2_{max}}$
Corniche et garde-corps	-18	-17.28	-28.8	-18	-17.28	-28.8
Armement de la voie	$-0.45 \cdot 10^{-3}$	$-0.43 \cdot 10^{-3}$	$-0.72 \cdot 10^{-3}$	$-0.45 \cdot 10^{-3}$	$-0.43 \cdot 10^{-3}$	$0.72 \cdot 10^{-3}$
Trottoir	-18.56	-17.82	-29.70	-18.56	-17.82	-29.70
Poids propre	-33.75	-33.75	-33.75	17.58	17.58	17.58
Etanchéité	-0.81	-0.648	-0.972	2.97	2.376	3.564
ballaste	-10.125	-8.10	-14.175	37.125	29.70	51.98
Bilan	$M_{1_{min}} = -77.60$ $M_{1_{max}} = -107.40$			$M_{2_{min}} = 14.55$ $M_{2_{max}} = 14.62$		

Tableau.XVII.2 : Bilan des charges permanentes.

b. Actions variables :

La répartition des charges se fera suivant deux hypothèses d'après (livret 2.01)

⇒ **Première hypothèse :**

On tient en compte de la répartition due au ballast et aux rails en considérant successivement les deux répartitions suivantes, quel que soit le type de traverse retenu.

La force d'essieu ponctuelle de 250 kN se répartit sur une bande longitudinale continue de largeur $a_1 = 2.25 + \frac{e}{2}$ ou e est défini sur le schéma ci-dessous (e en m). La charge sur la

bande est uniforme et égale à : $p = \frac{250}{1.60 \cdot a_1} \text{ KN/m}^2$

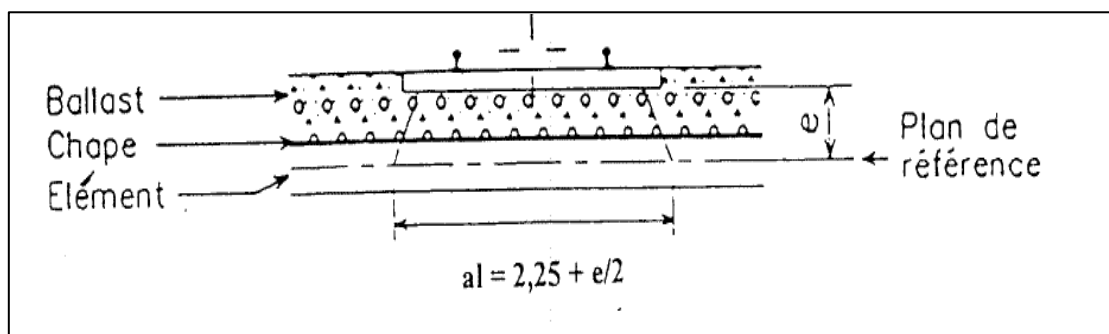


Figure.XVII.3

$$e = \frac{0.3}{2} + 0.03 + 0.45 = 0.63 \text{ m}$$

$$a_1 = 2.25 + \frac{0.63}{2} = 2.565 \text{ m}$$

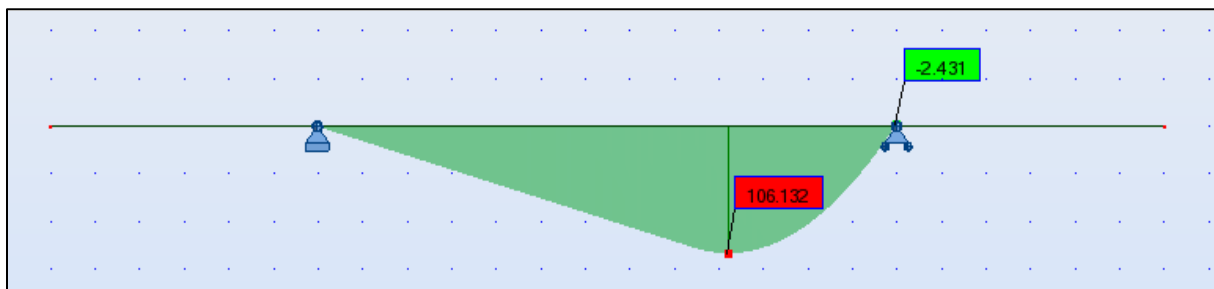
$$p = \frac{250}{1.60 \cdot 2.565} = 60.92 \text{ KN/m}^2$$

▪ **Calculs des moments**

Une voie chargée :

$$M1 = -2.431 \text{ KN.m}$$

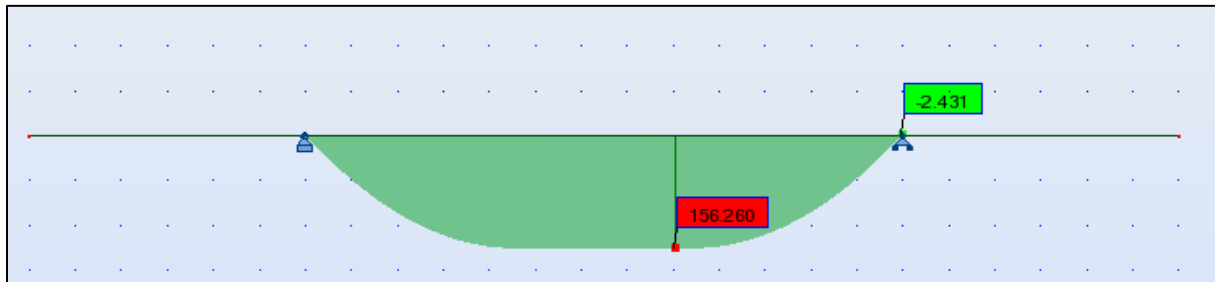
$$M2 = 106.132 \text{ KN.m}$$



Deux voies chargées :

$$M1 = -2.431 \text{ KN.m}$$

$$M2 = 156.260 \text{ KN.m}$$



⇒ **Deuxième hypothèse :**

La force d'essieu ponctuelle de 250 KN se répartit sur deux bandes longitudinales continues de largeur $a_2 = 0.30 + \frac{e}{2}$ ou est défini sur le schéma ci-dessous (e en m). La charge sur une bande est supposée uniforme et égale à : $p = \frac{250}{(2a_2 \cdot 1.60)}$ en KN/m^2

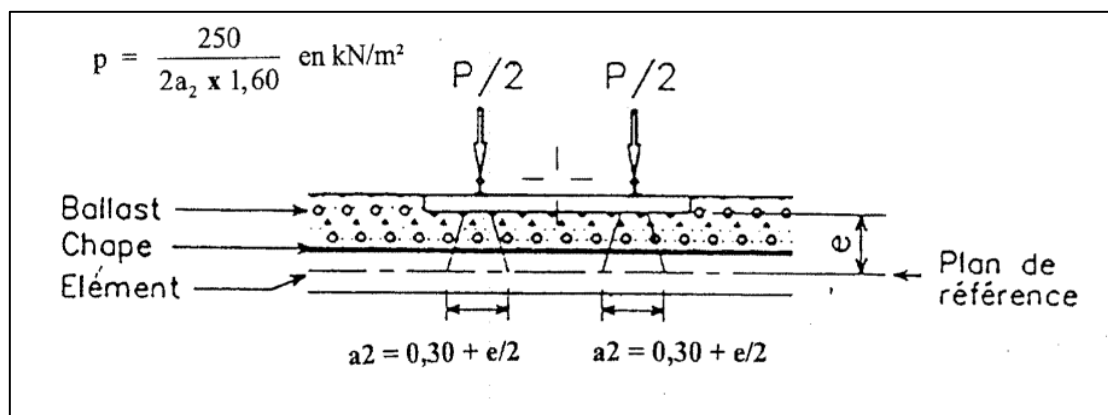


Figure.XVII.4

$$e = \frac{0.3}{2} + 0.03 + 0.45 = 0.63 \text{ m}$$

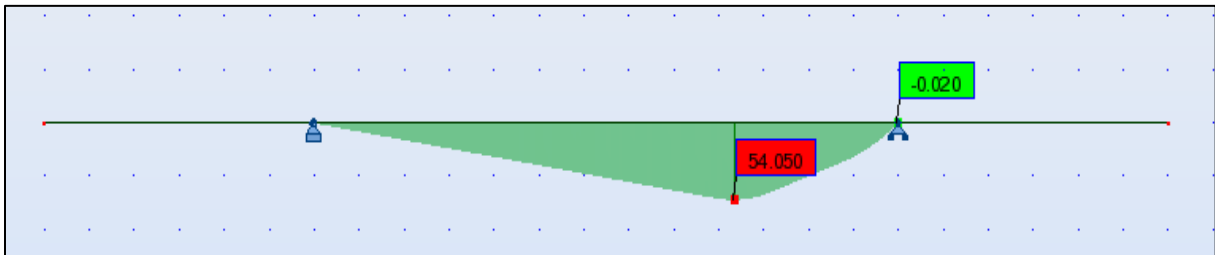
$$a_2 = 0.30 + \frac{0.63}{2} = 0.615 \text{ m}$$

$$p = \frac{250}{1.60 * 2 * 0.615} = 125.03 \text{ KN/m}^2$$

Une voie chargée :

$$M1 = -0.020 \text{ KN.m}$$

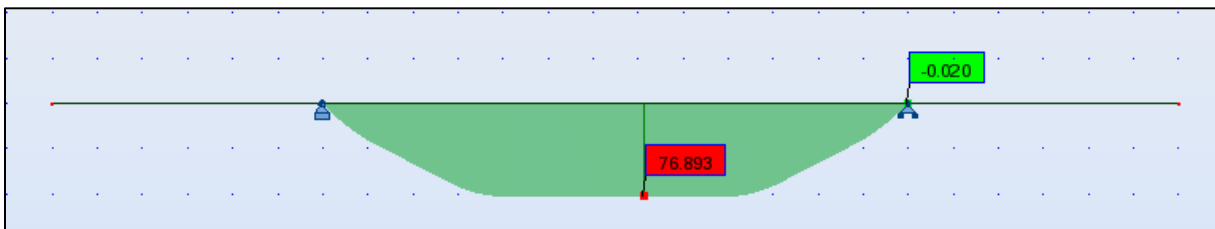
$$M2 = 54.050 \text{ KN.m}$$



Deux voies chargées :

$$M1 = -0.020 \text{ KN.m}$$

$$M2 = 76.893 \text{ KN.m}$$



⇒ **Charges du au déraillement :**

Pour notre ouvrage on prend le 2eme cas où on a un chargement de **80 KN /m**



▪ **Calculs des moments**

$$R1 = -5.35$$

$$R2 = 85.35 \text{ KN}$$

$$3 \leq x \leq 9.5\text{m} : M(x) = 5.35x - 50.85$$

$$M1 = -34.80 \text{ KN.m}$$

$$M2 = -17.4125 \text{ KN.m}$$

▪ *Bilan des actions variables :*

chargement		Section S1	Section S2
		M1	M2
Première hypothèse	Une voie chargée	-2.431	106.132
	Deux voit chargées	-2.431	156.260
Deuxième hypothèse	Une voie chargée	-0.020	54.050
	Deux voit chargées	-0.020	76.893
déraillement	Cas 2	-34.80	-17.4125
Majoration dynamique $\varphi = 1.12$			
Première hypothèse	Une voie chargée	-2.723	118.870
	Deux voit chargées	-2.723	175.011
Deuxième hypothèse	Une voie chargée	-0.0224	60.536
	Deux voit chargées	-0.0224	86.120
déraillement	Cas 2	-38.976	-19.502

Tableau.XVII.3 : Bilan des charges variables.

▪ *Récapitulatif des sollicitations :*

E.L.U : 1.35 G+ 1.35 Q

ELS : G+Q

	M1 (KN.m)	M2 (KN.m)
Charge permanente	-107.400	14.620
Surcharge	-2.723	175.011
déraillement	-38.976	-19.502
E.L.S	-149.100	170.129
E.L.U	-201.280	229.674

Tableau.XVII.4 : Tableau des efforts.

III. DETERMINATION DES ARMATURES :

➤ *Hypothèses :*

Matériaux : Béton $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

Armatures Aciers HA Fe E500 $f_e = 500 \text{ MPa}$

Enrobage des aciers $c = 4 \text{ cm}$

Nous nous placerons dans le cas de **fissuration préjudiciable**. Nous allons mener les calculs des aires d'acier nécessaires à l'ELS, puis à l'ELU. Nous retiendrons l'aire d'acier maximale pour chacune des sections S1 et S2.

La contrainte admissible, c'est à dire la résistance maximale des armatures s'exprime telle que

➤ **Calcul à l'ELU**

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Donc on aura :

$$f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}, \quad \sigma_s = 435 \text{ MPa}, \quad d = h - c = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

Section S1 :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 201.28 \frac{10^{-3}}{1 * 0.26^2 * 19.83} = 0.15 \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.204$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.239$$

$$A_{us1} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 201.28 \frac{10^{-3}}{0.239 * 435} = 19.36 \text{ cm}^2$$

Section S2 :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 229.674 \frac{10^{-3}}{1 * 0.26^2 * 19.83} = 0.171 \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.236$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.235$$

$$A_{us2} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = 229.674 \frac{10^{-3}}{0.235 * 435} = 22.47 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à l'ELS**

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3f_e} = 334 \text{ MPa} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 0.5f_e = 250 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{nf_{tj}} = 264 \text{ MPa} \end{array} \right\} \end{array} \right\} = 264 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = \mathbf{21 \text{ MPa}}$$

Section S1

$$\mu_u = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_{bc}} = 149.10 \frac{10^{-3}}{1 * 0.26^2 * 21} = 0.105$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.544$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.213$$

$$A_{ss1} = \frac{M_{ser}}{Z_r \bar{\sigma}_s} = 149.10 \frac{10^{-3}}{0.213 * 264} = 26.5 \text{ cm}^2$$

Section S2

$$\mu_u = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_{bc}} = 170.129 \frac{10^{-3}}{1 * 0.26^2 * 21} = 0.120$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.544$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.213$$

$$A_{ss2} = \frac{M_{ser}}{Z_r \bar{\sigma}_s} = 170.129 \frac{10^{-3}}{0.213 * 264} = 30.25 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

- L'ELS est plus défavorable, et donc l'aire de la section d'acier transversal nécessaire en **S1** vaut :

$$A_{ss1} = 26.51 \text{ cm}^2$$

6 HA 25 soit 29.45 cm²

On prendra par ailleurs une section d'acier longitudinaux tels que :

$$A_{ls1} = \frac{A_{ss1}}{3}$$

$$A_{ls1} = 8.84 \text{ cm}^2$$

6 HA 14 soit 9.24 cm²

- L'ELS est plus défavorable, et donc l'aire de la section d'acier transversal nécessaire en **S2** vaut :

$$A_{is2} = 30.25 \text{ cm}^2$$

7 HA 25 soit 34.36 cm²

On prendra par ailleurs une section d'acier longitudinaux tels que :

$$A_{Ls1} = \frac{A_{is1}}{3}$$

$$A_{Ls1} = 10.08 \text{ cm}^2$$

7 HA 14 soit 10.78 cm²

- Condition de non fragilité

$$\frac{A_s}{b d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_s \geq 3.23 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est assurée

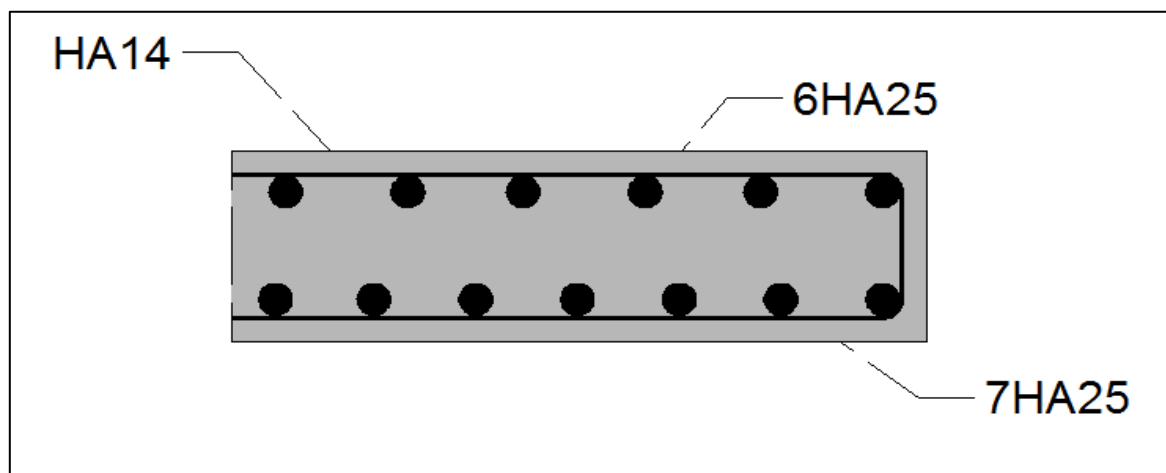


Figure.XVII.5 : ferrailage de la dalle

CHAPITRE XVIII

Etude De La Capacité Portante Des Pieux

Introduction

Le problème de la géotechnique est le plus courant dans le calcul et le dimensionnement encore aujourd'hui. Selon la capacité du sol à supporter l'ouvrage, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation (pieux, puits) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

I. CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

D'après les rapports, géologique et géotechnique, le type de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profond (pieu), de diamètre $\Phi = 1.3 \text{ m}$

Les pieux forés sont les plus couramment utilisés dans les ouvrages neufs, il convient de ne pas descendre en dessous d'un diamètre minimal de 0,8m.

II. DETERMINATION DE LA CAPACITE PORTANT D'UN PIEU :

En général les fondations profondes traversent une ou plusieurs couches de qualité plus ou moins bonne pour s'ancrer dans un horizon présentant des caractéristiques mécaniques plus favorables (couche d'ancrage).

La charge limite Q_u du pieu est obtenue en additionnant la charge limite en pointe Q_{pu} correspondant au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_{su} mobilisable par frottement entre le fut du pieu et le sol, c'est-à-dire :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

- La charge de pointe est donnée par la formule suivante :

$$Q_{pu} = \rho_p * A * q_{pu}$$

- La charge limite en frottement :

$$Q_{su} = \rho_s * P * \sum q_{si} * e_i$$

ρ_p : Coefficient réducteur de l'effort de pointe

ρ_s : Coefficient réducteur du frottement latéral

A : Aire de la section droite du pieu,

P : Périmètre de la section droite du pieu,

q_{pu} : Résistance limite de pointe

q_{si} : Frottement latéral unitaire limite dans la couche i ,

e_i : Épaisseur de la couche.

Nota : pour les pieux à section pleine, $\rho_p = \rho_s = 1$

1. Contrainte limite en pointe :

La résistance limite d'un sol dans le cas où l'ancrage du pieu dans la couche porteuse est supérieur à l'ancrage critique (ce qui est en général le cas), la formule donnée est :

$$q_{pu} = a N_{qmax} + \lambda C_u N_{cmax}$$

a : Constante ayant les dimensions d'une pression égale à 50 KPa

λ : Coefficient de forme, $\lambda = 1.3$ pour les pieux de section circulaire ou carrée

N_{cmax} : Facteur de portance dépendant de l'angle de frottement interne φ (terme de cohésion proportionnel à C)

N_{qmax} : Facteur de portance dépendant de l'angle de frottement interne φ (terme de profondeur proportionnel à D)

Les valeurs de N_{qmax} et N_{cmax} proposées par A.CAQUOT et J.KERISEL sont données par les formules suivante :

$$N_{qmax} = 10^{3.04 \operatorname{tg} \varphi}$$

$$N_{cmax} = \frac{N_{qmax} - 1}{\operatorname{tg} \varphi}$$

Nota : dans le cas de sol cohérent :

$$q_{pu} = 7\lambda * C_u$$

2. Frottement latéral limite :

▪ **Sol pulvérulent :**

Pour un point situé à la profondeur Z, le frottement latéral le long de pieu d'après CAQUOT et J.KERIZEL est donné par la formule suivante :

$$q_s = C + K * \gamma * Z * \operatorname{tg} \varphi \quad \text{telle que } C = 0$$

D'après BROMS et MEYEHOF : $\left\{ \begin{array}{l} K = 0.5 \text{ (sol lache)} \\ K = 1 \text{ (milieu dense)} \end{array} \right\}$

▪ **Sol cohérent :**

La valeur de q_{su} est donnée par la formule :

$$q_s = \beta * C_u$$

Avec $\beta = 0.7$ pour un pieu foré de diamètre inférieur à 1.5 m

La valeur de q_s obtenues par cette formule doit être bornée supérieurement à une valeur plafond q_{smax} . $q_s = \max(\beta * C_u, q_{smax})$

Nota : la longueur d'ancrage est : $L_a = L_i + H_c$

L_a : Profondeur d'ancrage

L_i : Profondeur de la couche sus-jacente à partir de la surface du terrain naturel jusqu'au toit de la couche porteuse

H_c : Ancrage critique situé dans la couche porteuse ;

$$H_c = 3 B \quad \text{avec } B: \text{diamètre de pieu}$$

Remarque : lorsque les pieux sont espacés, il suffit de vérifier la résistance d'un pieu considéré comme isolé.

3. Application numérique :

▪ **Profondeur d'ancrage :**

Le pieu est ancré dans la formation d'argile marneuse dont le toit est situé à 15.20 m de profondeur.

Au minimum : $L_a = 15.20 + (3 * 1.2) = 18.80 \text{ m}$

On prendra $L_a = 20 \text{ m}$

▪ **Résistance en pointe :**

$$q_{pu} = a N_{qmax} + \lambda C_u N_{cmax}$$

$$C_u = 0.01 \text{ bars} = 0.1 \text{ t/m}^2$$

$$N_{qmax} = 10^{3.04 \text{ tg}\varphi} = 10^{3.04 \text{ tg}18.87} = 10.94$$

$$N_{cmax} = \frac{N_{qmax} - 1}{\text{tg}\varphi} = \frac{10.94 - 1}{\text{tg}18.87} = 29.08$$

$$q_{pu} = 5.0 * 10.94 + 1.3 * 0.1 * 29.08 = 58.48 \text{ t/m}^2$$

$$q_{pu} = 58.48 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{pu} = \rho_p * \pi B^2 * q_{pu} = 1 * \left(\frac{1.3}{2}\right)^2 \pi * 58.48 = 77.62 \text{ t}$$

$$Q_{pu} = 77.62 \text{ t}$$

▪ **Résistance par frottement :**

De 0.00 m à 2.50 m ; le sol est pulvérulent :

En absence de résultats expérimentaux sur le site même, il y a lieu de retenir pour les calculs les valeurs maximales de q_s .

Le sol est de classe B, $q_{s1} = 8 \text{ t/m}^2$ (selon fascicule 61)

$$q_s = 8 * 2.5 = 20 \text{ t/m}$$

De 2.50 m à 15.20 m ; le sol est pulvérulent :

$$q_s = K * \gamma * Z * \text{tg}\varphi$$

$$K = 0.5$$

$$\gamma = 2.1 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 27.28^\circ$$

$$q_{s2} = 0.5 * 2.1 * (15.20 - 2.50) * \text{tg} 27.28 = 6.87 \text{ t/m}^3$$

$$q_s = 6.87 * (15.20 - 2.50) = 87.25 \text{ t/m}$$

$$q_s = 87.25 \text{ t/m}$$

De 15.20 m à 20.0 m ; sol cohérent :

$$q_{s3} = \beta * C_u = 0.7 * 0.1 = 0.07 \text{ t/m}^2$$

$$q_s = 0.07 * (20 - 15.2) = 0.336 \text{ t/m}$$

$$q_s = 0.336 \text{ t/m}$$

Donc on aura :

$$Q_{su} = \rho_s * P * \sum q_s = Q_{su} = \rho_s * 2\pi r * \sum q_s$$

$$Q_{su} = 1 * 2 * \frac{1.3}{2} * \pi * (20 + 87.25 + 0.336) = 439.38 \text{ t}$$

$$\mathbf{Q_{su} = 439.38 \text{ t}}$$

▪ *Capacité portante d'un pieu :*

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} = 77.62 + 439.38 = 505.52 \text{ t}$$

$$\mathbf{Q_u = 517 \text{ t}}$$

CHAPITRE XIX

Etude De La Pile

DEFINITION :

Une pile est un appui intermédiaire, elle est composée d'une superstructure et d'une fondation. Son rôle essentiel est de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges aux fondations.

La conception des piles est tributaire du type et du mode de construction du tablier, de type et de mode d'exécution des fondations et de certaines contraintes naturelles ou fonctionnelles liées au site. Pour notre cas, puisque l'ouvrage est implanté sur oued, la pile sera à deux fûts circulaires.

I. PRE DIMENSIONNEMENT :**1. Le Chevêtre :**

La tête de la pile doit être dimensionnée de façon à donner au tablier une assise appropriée, elle doit permettre l'implantation :

- Des appareils d'appui définitifs, lorsque le tablier n'est pas totalement encastré sur la pile.
- Des éventuels appareils d'appui provisoires.
- Niches à vérins pour le changement des appareils d'appui.

Dimensions de chevêtre :

L_c : Longueur de chevêtre, $L_c \leq 12.5$ m (largur du tablier)

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

l_c : Largeur de chevêtre, $l_c = \phi_f + 0.1 * 2$, $\phi_f = 1.4$ m

$$l_c = 1.6 \text{ m}$$

e_c : Epaisseur de chevêtre, elle est prise de façon à augmenter da rigidité par rapport au fût

$$e_c = 1.7 \text{ m}$$

2. Le Fût :

Notre chevêtre repose sur deux fûts circulaires à section pleine.

- Diamètre $\phi_f = 1.4$ m
- La hauteur du fût est déterminée à partir de la ligne rouge et le niveau d'ancrage de la semelle $H_f = 9$ m
- Entraxe des fûts : est choisi comme entraxe entre les deux poutres principales $e_f = 6.5$ m
- Distance entre l'axe du fût et l'arrête extérieure de chevêtre $x = 1.25$ m

3. La semelle :

Nous avons choisi une semelle rectangulaire reposant sur des pieux, elle sera donc une semelle de liaison qui solidarise les pieux en tête afin d'avoir une bonne transmission des charges.

Les dimensions de la semelle seront conditionnées par la dimension du fût à sa base ou par la disposition des pieux (nombre de rangées ou écartement entre rangées extrêmes pour assurer la stabilité de l'appui aux sollicitations transversales du pont).

- L'épaisseur de la semelle $e_s = 1.5 \text{ m}$
- La longueur de la semelle $L_s = 13.2 \text{ m}$
- La largeur de la semelle $l_s = 6 \text{ m}$

4. Nombre et disposition des pieux :

Nous avons opté pour des pieux forés avec tubage, ont un diamètre des pieux $\phi_p = 1.20 \text{ m}$, disposés en deux rangées espacées de $3\phi_p$.

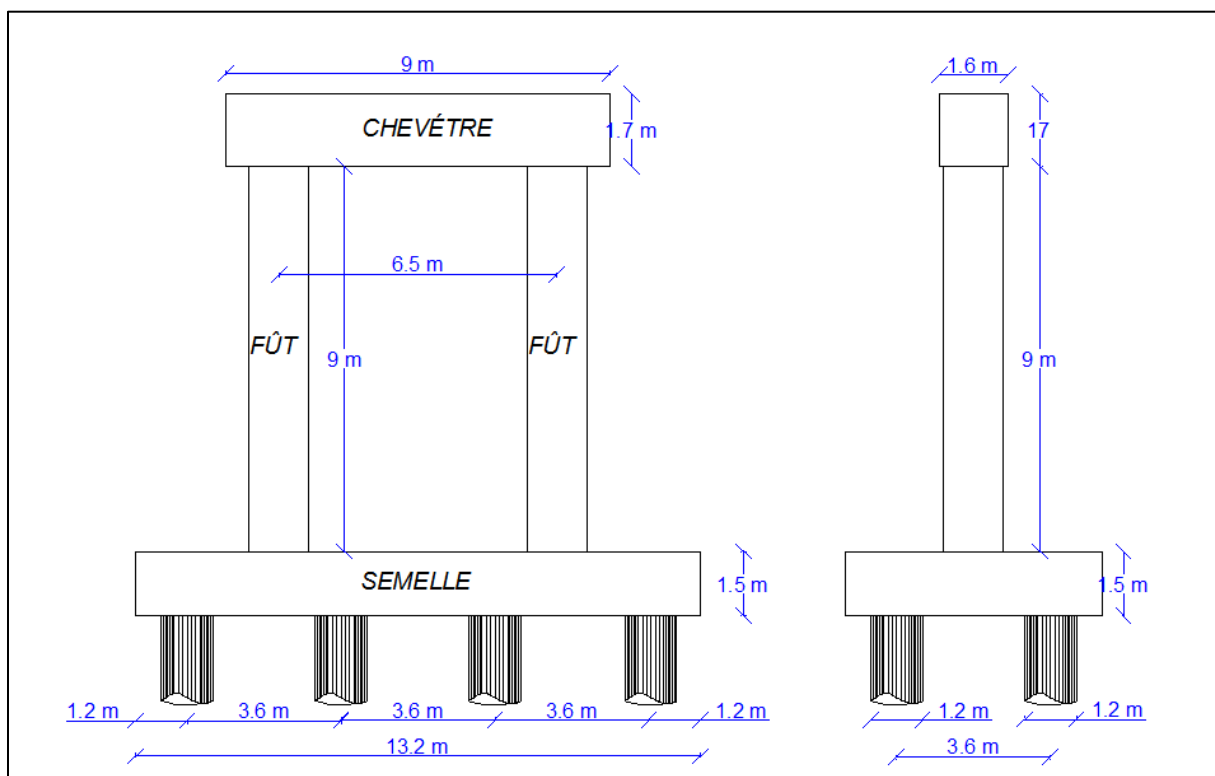


Figure.XIX.1 : Coupe transversale et longitudinale sur pile.

II. **EVALUATION DES EFFORTS :**

1. Efforts verticaux :

❖ Poussée verticale :

○ Au PHE :

$$P_v = \gamma \cdot V + 1.2 \gamma \cdot \Delta V$$

γ : La densité de l'eau

V : volume de la pile immergé au PBE est égale à 0.

ΔV : Volume de la pile immergée entre PBE et PHE

$$\Delta V = \frac{\pi D^2}{4} (PHE - PBE) = \frac{3.14 \times 1.4^2}{4} \times 6.5 = 10 \text{ m}^3$$

$$P_v = 0 + 1.2 \times 10 \times 10 = 120 \text{ KN}$$

○ **Au PBE :**

$$P = \gamma \cdot (V + \Delta V) - 1.2 \gamma \cdot \Delta V$$

$$P = 20 \times 10 - 1.2 \times 20 \times 10 = -40 \text{ KN}$$

Nous négligerons dans ce cas l'effet de poussée au PBE et ne tiendrons compte que de celle au PHE.

<i>désignation</i>		$G_v(t)$
Poussée au PHE		12
Tablier		874.17
Poids de la pile	<i>Dés d'appui</i>	0.71
	<i>chevêtre</i>	61.2
	<i>fûts</i>	69.237
	<i>semelle</i>	297.0
Remblai sur semelle		215.81
SW/2		860.39

Tableau.XIX.1 : Efforts verticaux appliqués sur pile.

2. efforts horizontaux :

❖ **Poussée d'eau P_H :**

Poussée due à l'eau sur une surface plane perpendiculaire au courant, la formule est celle de ROBERSON.

$$P = \varphi \cdot K \cdot S \cdot V^2$$

$$\varphi = 1.2 \text{ t/m}^2$$

K : Coefficient de force (K = 40 , forte circulation).

S : Surface de mètre couple (S = $\phi \cdot h = 1.4 \times 6.5 = 9.1 \text{ m}^2$).

V : vitesse de courant (V = 5 $\frac{\text{m}}{\text{s}}$).

P s'exerce sur $\frac{2}{3}$ de la hauteur à cause de la non constance de la vitesse du courant.

$$P_H = 1.2 \times 40 \times 9.1 \times 5^2 = 10920 \text{ dN} = 10.92 \text{ t}$$

❖ **Effort de freinage :**

Est donné par le SW/2 $H_{fr} = 437.5 \text{ KN}$

❖ **Effort dû au vent :**

Selon *livret 2.01* la force de vent développe sur toute surface frappée normalement une pression de 2 KN/m^2 .

- Sur chevêtre : $H_c = 2 \times 1.6 \times 1.7 = 5.44 \text{ KN}$
- Sur fût : $H_f = 2 \times 9 \times 1.4 = 25.2 \text{ KN}$
- Sur dalle et superstructure : $H_{d.s} = 2 \times 0.7 \times 28 = 39.2 \text{ KN}$
- Sur la poutre : $H_p = 2 \times 1.955 \times 28 = 109.48 \text{ KN}$

$$H_v = \sum H = 179.32 \text{ KN} = 17.932 \text{ t}$$

❖ **Effet de lacet :**

Force concentrée appliquée au niveau supérieur du rail : $H_{\text{lacet}} = 100 \text{ KN}$

désignation		H (t)	Bras de levier	Moment à la base
Poussée d'eau		10.92	3.67	40.04
freinage		43.75	10.9	476.875
Effort Dû au Vent sur	Dalle et superstructure	3.92	9	161.658
	poutre	10.948		
	chevêtre	0.544		
	fût	2.52		
Effet de lacet		10	16.66	166.6

Tableau.XIX.2 : Efforts horizontaux appliqués sur la pile.

III. FERRAILLAGE DU CHEVETRE :

Le chevêtre est considéré comme une poutre sur deux appuis en flexion simple, Le calcul est fait avec une excentricité de 0.6m, et cela dans le cas où on prévoit le changement des appareils d'appuis.

Le chevêtre peut être modélisé comme suit :

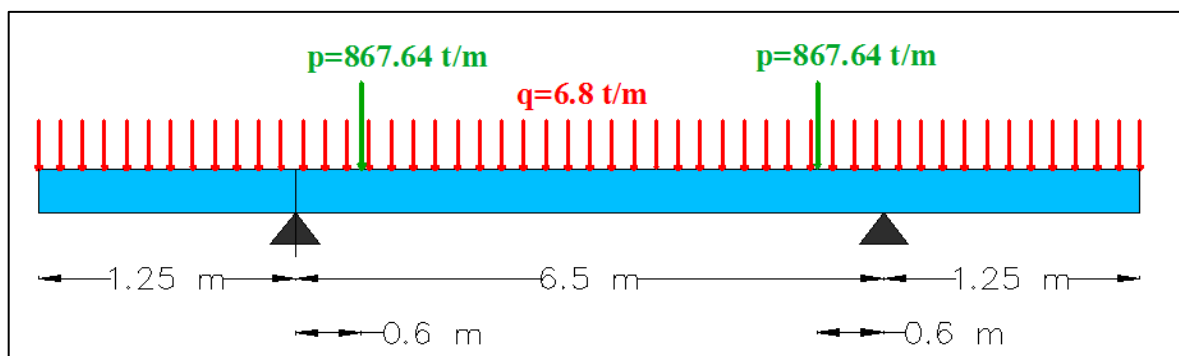


Figure.XIX.2 : Représentation des efforts appliqués sur le chevêtre.

$$q = 1.6 \times 1.7 \times 2.5 = 6.8 \text{ t/ml}$$

$$P = \frac{874.17 + 860.39 + 0.7125}{2} = 867.64 \text{ t}$$

q : Poids propre du chevêtre.

P : Poids propre du tablier, SW/2 et les dés d'appuis.

ELU : $1.35 G + 1.45 SW/2$

ELS : $G + 0.8 SW/2$

Les calculs sont faits avec le logiciel robot et les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Combinaison	ELU		ELS	
	Mi travée	Sur appui	Mi Travée	Sur appui
Moment	387.987	-7.033	287.398	-5.210
Effort Tranchant	620.38		459.54	
Réactions	631.81		468.04	

Tableaux.XIX.3 : Sollicitations sur le chevêtre.

1. FERRAILLAGE LONGITUDINAL :

a. CALCUL A l'ELU :

A mi- travée :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa} , \gamma_b = 1.5 , \theta = 1 , f_{bu} = 15.3 \text{ MPa}$$

$$b = 1.6 \text{ m} , h = 1.7 \text{ m} , d = 0.9 \text{ h}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{387.987 \times 10^{-2}}{1.6 \times 1.53^2 \times 15.3} = 0.0677$$

μ_c Est en fonction de γ et f_{c28}

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{387.987}{287.398} = 1.35 \Rightarrow \mu_c = 0.2642$$

$\mu < \mu_c \Rightarrow$ Section sans aciers comprimés.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0677}}{0.8} = 0.0877$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.53(1 - 0.4 \times 0.0677) = 1.4885 \text{ m}$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{387.987 \times 10^{-2}}{1.4885 \times 434.78} 10^4 = 59.95 \text{ cm}^2$$

μ	γ	μ_c	α	Z(m)	σ_s	$A_s(\text{cm}^2)$
0.0677	1.35	0.2642	0.0877	1.4885	434.78	59.95

Sur appui :

μ	γ	μ_c	α	Z(m)	σ_s	$A_s(\text{cm}^2)$
0.0012	1.35	0.2642	0.0015	1.5290	434.78	1.06

b. CALCULA l'ELS :

A mi-travée

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 27 = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = \text{Min}\{333.33 ; \text{Max}(250 ; 207.31)\} = 250 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d = \frac{15 \times 16.2}{15 \times 16.2 + 250} \times 1.53 = 0.754 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 1.53 - \frac{0.754}{3} = 1.28 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \cdot X \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z = 0.5 \times 1.6 \times 0.754 \times 16.2 \times 1.28 = 12.5 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser} \leq \bar{M}_1 \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées}$$

$$\bar{Z} = \text{Min} \left\{ Z ; d - \frac{h_0}{3} \right\} = \text{Min}\{1.28 ; 0.96\} = 0.96 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{287.398}{0.96 \times 250} 10^2 = 119.75 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b d = 0.23 \times \frac{2.22}{500} \times 1.6 \times 1.53 = 2.5 \cdot 10^{-3} = 25 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.0521}{0.96 \times 250} 10^4 = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 25 \text{ cm}^2$$

Pour le ferrailage longitudinal on prend la section maximale entre *ELU* et *ELS*.

$$\text{Donc : } A_s = \text{Max}\{A_{s(\text{ELU})} ; A_{s(\text{ELS})}\}$$

Les sections maximales sont données à ELS

<i>A mi- travée</i>		<i>Sur appui</i>	
$A_s(\text{cm}^2)$	Nombre de barres	$A_s(\text{cm}^2)$	Nombre de barres
119.75	16 HA32	25	8HA20

16 HA32 , $A_s = 128.64 (\text{cm}^2)$ Disposées en deux nappes
 8HA20 , $A_s = 25.12 (\text{cm}^2)$.

c. Disposition des armatures :

❖ *Enrobage :*

$$c \geq \text{Max}[a ; \phi]$$

a : Protection des armatures.

ϕ : Le diamètre de l'armature longitudinale.

$$c \geq \text{Max}[5 ; 3.2] \Rightarrow c = 5 \text{ cm}$$

❖ *Espacement horizontal :*

$$e_h \geq \text{Max}[\phi ; 1.5 c_g] = \text{Max}[3.2 ; 1.5 \times 2.5] \Rightarrow e_h = 3.75 \text{ cm}$$

Avec c_g grosseur des granulats

❖ *Espacement vertical :*

$$e_v \geq \text{Max}[\phi ; c_g] = \text{Max}[3.2 ; 2.5] = 3.2 \text{ cm}$$

2. Ferraillage transversal :

Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u^{\text{max}} = \frac{V_u^{\text{max}}}{b_0 \cdot d} = \frac{620.38}{1.6 \times 1.53} 10^{-2} = 2.53 \text{ MPa}$$

Dans le cas où la fissuration est préjudiciable on a :

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \text{Min}\{2.27 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}\} = 2.27 \text{ Mpa}$$

La condition $\bar{\tau} \geq \tau_u^{\text{max}}$ n'est pas vérifiée donc on doit augmenter la résistance du béton.

$f_{cj} = 30 \text{ MPa} ; \bar{\tau} = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau} < \tau_u^{\text{max}}$ Donc la condition est vérifiée.

d. Dimensionnement au droit de l'appui :

❖ *Espacement des cadres :*

$$S_t \leq \min\{0.9 d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{1.377 \text{ m} ; 40 \text{ cm}\}$$

On prend comme valeur de $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \text{ min}\right) = \min(4.86 \text{ cm} ; 16 \text{ cm} ; 2.5 \text{ cm}) \Rightarrow \phi_t = 1.4 \text{ cm}$$

❖ *Calcul de la section d'armature :*

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{1.6 \times 25 \times 1.15 (620.38 - 0.3 \times 222 \times 1)}{0.9 \times 500 \times 1} 10^4 = 56.60 \text{ cm}^2$$

❖ *Section minimale :*

$$A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 1.6 \times 0.25}{500} 10^4 = 3.2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend un cadre de **HA14** et des étriers $\phi 12$

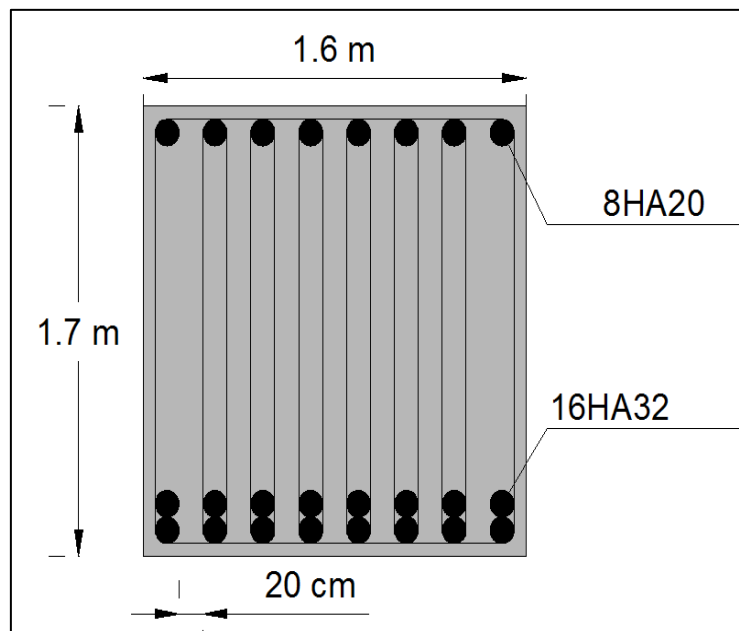


Figure.XIX.3 : Ferrailage du chevrete.

IV. CALCUL DU FUT :

Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier, les quels engendrent à leur tour un moment à la base du fût. Donc l'étude du fût se fera en flexion composée.

1. L'effort sollicitant chaque fût :

$$\text{Poids propre : } P = 502.66 \text{ t}$$

$$\text{Poids dû à SW/2 : } P = \frac{860.39}{2} = 430.195 \text{ t}$$

$$N_u = 1.35 \times 502.66 + 1.45 \times 430.195 = 1302.37 \text{ t}$$

Moments à la base sont donnés au tableau 2, on a retenu que l'effort de freinage car c'est la force qui engendre le moment maximal par rapport aux autres forces (vent et poussée d'eau).

$$M = 476.875 \text{ t.m}$$

$$M_u = 1.45 \times 476.875 = 691.47 \text{ t.m}$$

2. Vérification au flambement :

Nos fûts sont encastres entre le chevêtre et la semelle donc $l_f = 0.5l_0 = 0.5 \times 9 = 4.5 \text{ m}$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.1886}{1.4957}} = 0.355 \text{ m}$$

B : Section d'acier non armé.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{4.5}{0.355} = 12.67$$

L'élanement $\lambda < 50 \Rightarrow$ les justifications vis à vis du flambement ne seront pas requises.

3. Calcul de la section d'acier :

a. Armatures longitudinales :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{691.47}{1302.37} = 0.53 \text{ m} > \frac{D}{6} = 0.233 \text{ m} \text{ Donc la section est partiellement comprimée}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \cdot e_0 = 691.47 + 1302.37 \times 0.53 = 1381.72 \text{ t.m}$$

$$\mu_A = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1381.72}{1.4 \times 1.26^2 \times 15.3} 10^{-2} = 0.4 > 0.186 \Rightarrow \text{Section avec aciers comprimés.}$$

$$\alpha_c = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_c}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.186}}{0.8} = 0.2594$$

$$Z_c = d(1 - 0.4\alpha_c) = 1.26(1 - 0.4 \times 0.2594) = 1.13 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = 3.5 \cdot 10^{-3} \left(\frac{1}{\alpha_c} - 1 \right) = 3.5 \cdot 10^{-3} \left(\frac{1}{0.2594} - 1 \right) = 9.99 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \cdot \gamma_s} = \frac{500}{2.1 \times 10^5 \times 1.15} = 2.07 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{3.5 \cdot 10^{-3}}{\alpha_c} \cdot \frac{d - C'}{d} - \varepsilon_s = \frac{3.5 \cdot 10^{-3}}{0.2594} \cdot \frac{1.26 - 0.05}{1.26} - 9.99 \cdot 10^{-3} = 2.96 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon'_s > \varepsilon_{es} \Rightarrow \sigma'_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$M_c = M_{uA} \cdot \frac{\mu_c}{\mu_A} = 1381.72 \times \frac{0.186}{0.4} = 642.5 \text{ t.m}$$

$$A'_s = \frac{M_{uA} - M_c}{(d - C')\sigma'_s} = \frac{(1381.72 - 642.5)10^{-2}}{(1.26 - 0.05)434.78} 10^{-4} = 140.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{1}{\sigma_s} \left[\frac{M_u - M_c}{d - C'} + \frac{M_c}{Z_c} \right] - N_u = \frac{10^{-2}}{434.78} \left[\frac{1381.72 - 642.5}{1.26 - 0.05} + \frac{642.5}{1.13} \right] - 1302.37 \cdot 10^{-2} < 0$$

$$A_s < 0 \Rightarrow A_s = 0 \Rightarrow M_{uA} = A'_s \sigma'_s (d - C') + 0.8X(d - 0.4X)b f_{bu}$$

Donc on va prendre A_{\min} de la Condition de non fragilité.

$$A_s \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 1.4 \times 1.26 \frac{2.22}{500} 10^{-4} = 18 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_{\min} = 18 \text{ cm}^2$$

$$X = 1.25 \left[C' + \sqrt{C'^2 + 2 \frac{(d - C')N_u - M_{uA}}{b f_{bu}}} \right]$$

$$X = 1.25 \left[0.05 + \sqrt{0.05^2 + 2 \frac{(1.26 - 0.05)1302.37 - 1381.72}{1.4 \times 15.3} 10^{-2}} \right] = 0.60 \text{ m}$$

$$A'_s = \frac{N_u - 0.8 b X f_{bu}}{\sigma'_s} = \frac{1302.37 \times 10^{-2} - 0.8 \times 1.4 \times 0.6 \times 15.3}{434.78} 10^{-4} = 63.07 \text{ cm}^2$$

La section totale égale a $A'_s + A_s = 140.51 + 18 = 158.51 \text{ cm}^2$

Donc on prend **20HA32** , $A_s = 160.8 \text{ cm}^2$.

b. Armatures Transversales :

Pour e ferrailage de notre fût transversalement, on a choisi des cercles.

Nous avons opté pour des cercles dont le diamètre est $\phi_t \geq 0.3 \phi_l$

$$\phi_t \geq 0.3 \times 32 = 9.6 \text{ mm}$$

Donc on prend des cercle de $\phi_t = 10 \text{ mm}$

$$S_t = \frac{2 \pi R}{23} = \frac{2 \times 3.14 \times 70}{23} = 19.11 \text{ cm}$$

Donc on prend $S_t = 20 \text{ cm}$

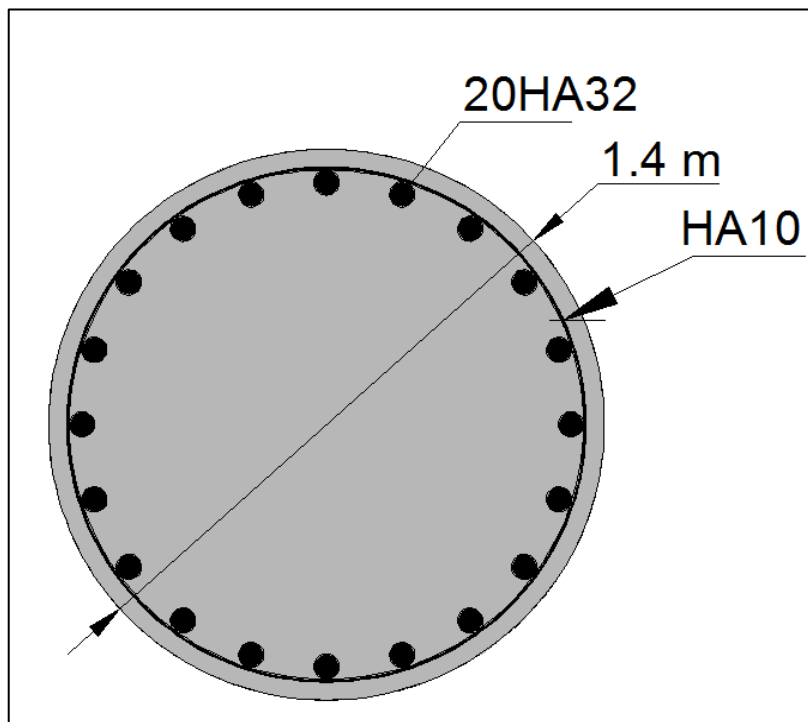


Figure.XIX.4 : Ferrailage du fût.

V. ETUDE DE LA SEMELLE :

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus défavorables, les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges. Etant donné que la semelle repose sur un groupe de pieux, elle doit être armée de façon à transmettre les charges et surcharges de la superstructure sans qu'elle soit sujette de fissurations ou de ruine.

Les armatures inférieures des semelles sur pieux sont en générale calculées par la méthode des bielles en répondant à certaines conditions de validité. Cette méthode suppose que les charges appliquées aux semelles par les points d'appui sont transmises au sol par des bielles obliques. Les efforts de traction devant être équilibrés par les armatures sont déterminés par le biais de l'obliquité de ces bielles.

La fondation peut être modélisée comme suit :

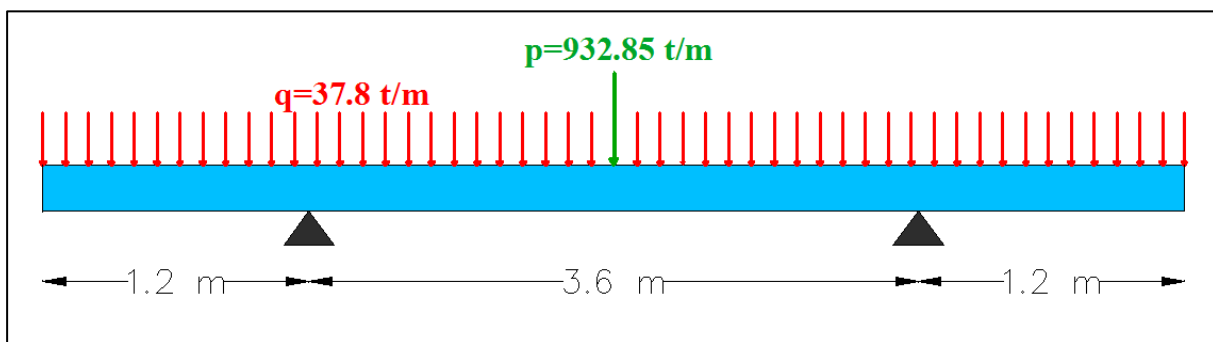


Figure.XIX.5 : Représentation des efforts appliqués sur la semelle

Désignation	Tablier	De d'appui	chevêtre	fût	semelle	remblai	SW/2
Poids propre(t)	874.17	0.7125	61.2	69.237	297	201.96	860.39
total	1005.32				298.96		860.39

Tableaux.XIX.4 : Sollicitations sur la semelle

$$q = \frac{298.96}{13.2} = 37.8 \text{ t.m}$$

$$P = \frac{1005.32 + 860.39}{2} = 932.85 \text{ t}$$

q : Poids propre de la semelle et du remblai

P: Poids de la superstructure et SW/2 t.

Combinaison	ELU	
	Mi travée	Sur appui
Moment	2343.985	-36.031
Effort Tranchant	1394.23	
Réactions	1455.46	

Tableaux.XIX.5 : Sollicitations interne.

$$M_u = 1.45 \times 476.875 + 1.35 \times 690.256 = 1623.31 \text{ t}$$

Pour le nombre des pieux on choisit 8, chaque fût ramène un moment et un effort normal.

L'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante:

$$R = \frac{N}{n} \pm \frac{M}{W}$$

Calcul des réactions maximales et minimales

$$W = \frac{8 \times 1.8^2}{1.8} = 14.4 \text{ m}$$

$$R_{max} = \frac{2 \times 1455.46}{8} + \frac{1623.31}{14.4} = 476.59 \text{ t}$$

$$R_{min} = \frac{2 \times 1455.46}{8} - \frac{1623.31}{14.4} = 251.13 \text{ t}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- ✓ Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge.
- ✓ Semelle infiniment rigide.
- ✓ Pieux identiques.

1. Ferraillage de la semelle :

a. Ferraillage transversal :

❖ *Nappe Inferieure :*

D'après document « SETRA » la section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale :

$$A_s = \frac{R_{max}}{\bar{\sigma}_s} \left(\frac{l/2 - b/4}{h} \right)$$

Cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{l}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$l = 3.6 \text{ m} , \quad d = 0.05 \text{ m} , \quad h = 1.5 \text{ m} , \quad b = 1.4 \text{ m}$$

l: Entraxe des deux files de pieux

h: Hauteur de la semelle.

b: Diamètre des pieux.

d: Distance entre axes des armatures inferieures et l'extrémité.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h-d}{\frac{l}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{1.5 - 0.05}{1.8 - 0.35} = 1 \Rightarrow \theta = 45^\circ \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{l}{2} - \frac{b}{4} = 1.8 - 0.35 = 1.45 \text{ m} < h \quad \text{vérifiée}$$

$$A_s = \frac{476.59}{250} \left(\frac{1.8 - 0.35}{1.5} \right) 10^2 = 184.28 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 24 HA 32 ont une section $A_s = 192.96 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1}$$

Avec

ϕ : Diamètre du pieu.

n : Le nombre de barres.

$$S_t = \frac{1.2 + 1.5 - 0.05}{24 - 1} 10^2 = 11.52 \text{ cm}$$

Donc on prend comme espacement $S_t = 12 \text{ cm}$

Ces armatures transversales inférieures sont placées sur une bande ayant pour largeur (L)

$$L = h + \phi = 1.5 + 1.2 = 2.7 \text{ m}$$

Entre les différentes bandes, on utilisera des armatures de répartition tel que :

$$A_r = \frac{1}{3} A_s = \frac{1}{3} \times 184.28 = 61.42 \text{ cm}^2$$

On prendra 13HA25 avec une section $A_r = 63.83 \text{ cm}^2$

❖ **Nappe supérieure :**

Pour les armatures supérieures on prendra une section égale à $\left(\frac{1}{10}\right)$ de A_s

$$A_{sup} = \frac{A_s}{10} = \frac{184.28}{10} = 18.428 \text{ cm}^2$$

Avec un nombre de barres de 6HA20 d'une section de $A_{s1} = 18.84 \text{ cm}^2$

b. Ferrailage Longitudinal :

Les armatures longitudinales jouent un rôle de répartition dans la transmission des efforts entre les fûts et les pieux de fondation, ces armatures sont disposées dans le sens de la longueur de la semelle, leur section par mètre de longueur est égale au tiers de la section transversale.

❖ **Nappe inférieure :**

$$A_{inf} = \frac{1}{3} A_s = \frac{184.28}{3} = 61.42 \text{ cm}^2$$

On prendra 8HA32 , $A_{inf} = 64.4 \text{ cm}^2$

Avec un espacement

$$S_t = \frac{\phi + h - d}{n - 1} = \frac{1.2 + 1.5 - 0.05}{13 - 1} 10^2 = 13.75 \text{ cm}$$

❖ *Nappe supérieure :*

$$A_{sup} = \frac{1}{10} A_s = \frac{184.28}{10} = 18.428 \text{ cm}^2$$

On prendra 4HA25 , $A_{sup} = 19.64 \text{ cm}^2$

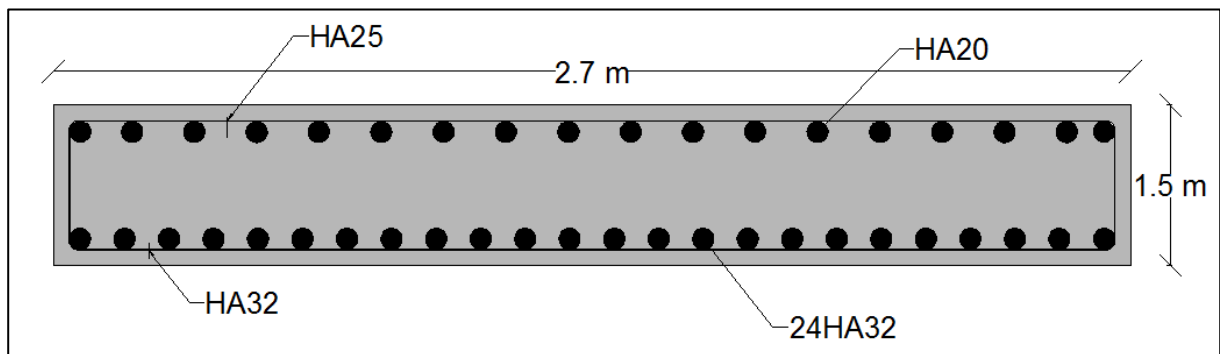


Figure.XIX.6 : Ferrailage de la semelle

VI. Calcul des pieux sous pile :

Méthode de WERNER :

Le pieu étant encasté dans la semelle et appuyé sur le sol donc les déformations qui peuvent se produire sont le déplacement et la rotation qui sont nuls.

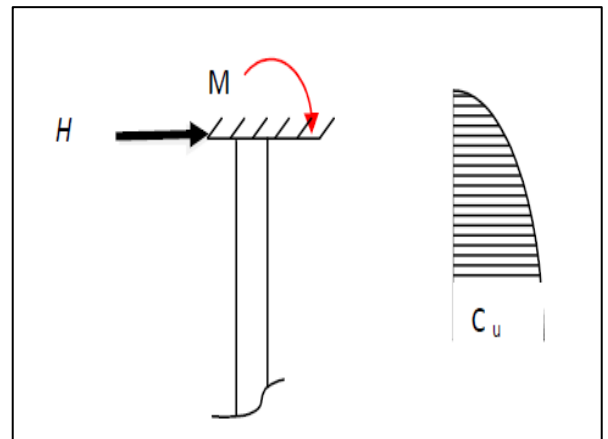
La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent, des moments. Pour que ces moments soient transmettre, il faut que les pieux soient mécaniquement encastés dans la semelle et libre à la base.

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée et doit être ferrailé sur toute sa longueur.

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle :

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_u b_y = 0$$

La solution de cette équation est de forme :



$$\alpha = \sqrt{\frac{4EI}{C_u b}}$$

b : Diamètre de pieu

C_u : Module de réaction du sol $C_u = 25 \text{ MN/m}^3$

y : Déplacement en tête de pieu

α : Longueur élastique de pieu

Le pieu est soumis à un moment fléchissant en chaque dixième de section, ce moment déterminé par la méthode de WARNER.

Calcul de λ :

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.1018 \text{ m}^4 \quad ; \quad E = 11000 \sqrt[3]{27} = 33000 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \cdot C_u}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{1.2 \times 25}{4 \times 33000 \times 0.1018}} = 0.217 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement de du module de WARNER

L : Longueur des pieux et la semelle $L = 21.5 \text{ m}$.

$$L \cdot \lambda = 21.5 \times 0.217 = 4.67$$

Effort tranchant en tête de pieu :

L'effort tranchant le plus défavorable est généré par le SW/2 qui est

$$H = 43.75 \times 12.4 = 542.5 \text{ t}$$

Donc chaque pieu va prendre $\frac{1}{8}$ de l'effort $H_i = \frac{542.5}{8} = 67.81 \text{ t}$

Calcul des moments par la méthode de WARNER :

$$M(z) = EI \theta_0 = \chi_{OM} \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{OP} = 0$$

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{OP}}{\chi_{OM}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

Détermination des coefficients χ_{OP} et χ_{OM} :

$$\begin{cases} L\lambda = 4 \Rightarrow \chi_{OP} = 1.68 & \text{et} & \chi_{OM} = 1.26 \\ L\lambda = 6 \Rightarrow \chi_{OP} = 2.09 & \text{et} & \chi_{OM} = 1.45 \end{cases}$$

Dans notre cas $L\lambda = 4.09 \Rightarrow \chi_{OP} = 1.82$ et $\chi_{OM} = 1.32$

$$\bar{M} = -\frac{1.82}{1.32} \times \frac{67.81}{0.217} = -430.85 \text{ t.m}$$

Détermination de la section d'armature :

$$R_{max} = \frac{1455.46}{8} = 181.93 \text{ t} \quad \text{et} \quad M_{max} = 430.85 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \frac{M}{\pi R^2 DB_w} = \frac{4.3085}{\pi \times 0.6^2 \times 1.2 \times 27} = 0.12 \\ \frac{N}{\pi R^2 DB_w} = \frac{1.8183}{\pi \times 0.6^2 \times 1.2 \times 27} = 0.05 \end{cases}$$

$$\frac{h}{D} = \frac{0.05}{1.2} = 0.04 \quad \Rightarrow w = 0.4$$

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28}}{f_e} \cdot w = \frac{\pi 0.6^2 \times 27}{500} \cdot 0.4 = 0.0244 \text{ m}^2$$

D'où $A_s = 244 \text{ cm}^2$

Donc 31 HA 32 soit $A_s = 249.24 \text{ cm}^2$

Donc on prend

$$S_t = \frac{2\pi R}{28} = 0.13 \text{ m}$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \Rightarrow \phi_t = \frac{32}{3} = 10.67$$

Donc on prend des cercles de $\phi_t 12$

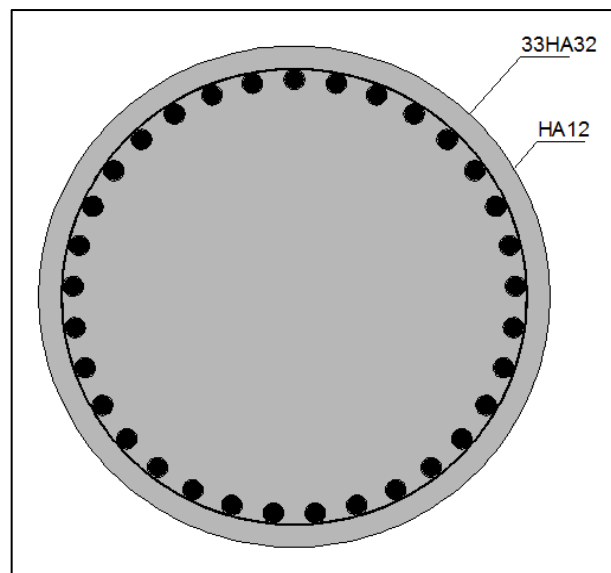


Figure.XIX.7 : Ferrailage du pieu

CHAPITRE XX

Etude

De La Culée

INTRODUCTION

Les culées assurent la liaison entre le pont et les remblais (ou le terrain naturel), les culées sont particulièrement sensibles à une mauvaise conception, en cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et coûteux. C'est pourquoi, on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnablement surabondant.

I. FONCTION DES CULEES :

Une culée bien conçue doit satisfaire à toutes les exigences de la fonction culée, qui se décompose en une fonction mécanique et une fonction technique.

1. Les fonctions mécaniques :

Les caractéristiques de la fonction mécanique sont :

- Une transmission des efforts au sol de fondation.
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas gêner le fonctionnement des appareils d'appui.
- La limitation des déplacements verticaux (tassements).

Pour cela il faut une bonne transmission des efforts au sol de fondation il faut comprendre une répartition aussi équilibrée que possible des efforts dans les diverses parties de la culée, essentiellement sous charge permanente car les effets des actions variables sont souvent faibles devant les charges permanente.

2. Les fonctions techniques :

La fonction technique d'une culée se caractérise par le fait que :

- L'on accède souvent par elle à l'intérieur de l'ouvrage.
- L'on peut être amené à lui associer une chambre de tirage lorsque les conduites ou les canalisations passent à l'intérieur du tablier.

3. Choix du type de culée :

On distingue plusieurs familles de culées :

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

Le choix de type de la culée dépend essentiellement de :

- La nature et le mode de construction du tablier.
- Les contraintes naturelles du site.
- Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage.

Dés le stade des premières études, le projeteur doit chercher à s'orienter vers des culées enterrées, qui sont les plus économiques, les plus faciles à exécuter et les plus sûres. Si au cours des retouches successives, pour des raisons ou pour une autre, il lui paraît souhaitable de limiter la longueur du tablier, il pourra alors envisager des culées remblayées à condition que leur hauteur totale ne dépasse pas 10m.

Dans notre ouvrage la hauteur des culées sont de l'ordre de **7m**, et notre ouvrage est en remblai donc il est préférable de choisir les culées remblayées.

❖ *Culée remblayée :*

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

- (1) Mur garde grève.
- (2) Muret cache.
- (3) Corbeau arrière.
- (4) Mur de front ou frontal.
- (5) Mur en retour (mur en aile).
- (6) Dés d'appui.
- (7) Semelle.
- (8) Pieu

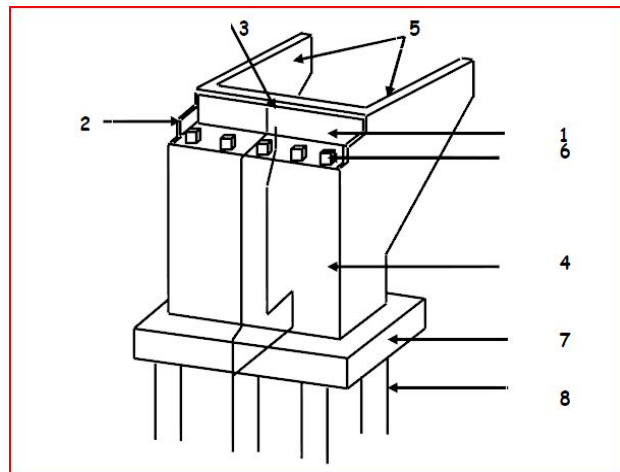


Figure.XX.1 : Eléments constituant la culée remblayée.

II. PRE DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE REMBLAYEE:

1. Partie supérieure :

Composée de mur frontal surmonté par le mur de garde-grève et se prolongeant sur les cotés par les murs en retour, derrière le mur frontal s'encastre un corbeau sur lequel repose la dalle de transition.

a. Le mur de front :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de 0,8 à 1,2m selon la hauteur. Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans de bonnes conditions. D'une manière générale, on cherchera autant que possible à centrer la descente de charge verticale du tablier dans l'axe du mur de front.

L'épaisseur du mur ne doit pas être supérieure à celle de la semelle pour assurer l'encastrement. On fixe l'épaisseur du mur est de **1.40m**.

b. Mur garde grève :

Disposé sur le mur frontal, son rôle est, d'une part, de retenir les terres derrière le tablier et, d'autre part, d'établir le joint de chaussée.

Il doit résister aux efforts de poussé des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition.

Pour ceci nous retiendrons une hauteur égal à la somme des hauteurs de : dé d'appui + poutre + épaisseur de la dalle, ce qui nous donne :

$$H = 0.15 + 0.10 + 1.93 + 0.3 = 2.48 \text{ m}$$

$$H = 2.48 \text{ m}$$

Soit l'épaisseur à retenir est telle que :

$$e = \text{Sup}\left(30, \frac{H}{8}\right)$$

Soit donc une épaisseur : $e = 30 \text{ cm}$

c. Les murs en retour :

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

$R_2 \geq 0.2 \text{ m}$, nous prenons $R_2 = 1 \text{ m}$

$H_1 = H_y + H$, $H_y = 2 \text{ m}$ (Hauteur vue de la culée) ;

$$H_1 = 2 + 2.48 = 4.48 \text{ m} \quad , \quad H_1 = 4.48 \text{ m}$$

$$R_1 \geq \frac{H_1}{10} = 0.448 \text{ m}$$

Nous prenons $R_1 = 1 \text{ m}$

L_1 : longueur de mur en retour

$$1.10 + L_1 = H_1 (3/2) = 5.62$$

Ou (3/2) désigne la pente du mur, $L_1 = 6.72 - 1.10 = 5.62$, nous prenons **$L_1 = 6 \text{ m}$**

L'épaisseur des murs en retour est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique.

Elle varie entre 30cm et 50cm. Nous prenons **$e = 35 \text{ cm}$**

d. Dalle de transition :

Au voisinage des maçonneries constituant l'appui d'un ouvrage d'art, nous pouvons difficilement espérer pouvoir compacter parfaitement les remblais. A cause des cycles de chargements et de déchargements, nous risquons souvent une dénivellation entre la plate-forme et le tablier, ce qui nous amène à utiliser une dalle de transition en béton armé s'appuyant sur le corbeau.

$L_T = \min(6\text{m}, \max(3\text{m}, 0.6h))$, longueur de la dalle

h : hauteur du remblais, $h = 7 \text{ m}$

$$L_T = \min(6\text{m}, \max(3\text{m}, 4.2\text{m})) = 4.2 \text{ m},$$

Pour des raisons de stabilité, nous retiendrons $L_T = 5m$

L'épaisseur de la dalle est généralement prise égale à **30 cm**

2. Fondation :

Nous avons :

$$B \geq 5\phi$$

$$L \geq 3\phi$$

La largeur B de la semelle est prise égale à **7 m** afin d'assurer la stabilité de la culée d'une part et du mur en retour d'autre part. L'épaisseur de la semelle peut être prise égale à 1.2ϕ , nous

prenons $h_s = 1.5 m$ et une longueur $l = 12.5 + 0.5 + 1 = 14 m$

Le diamètre du pieu étant pris égal à **1.20 m**

III. STABILITE DE LA CULEE :

1. Les données de calcul :

γ_R : densité de remblais, $\gamma_R = 1.8 t/m$

γ_b : densité du béton, $\gamma_b = 2.5 t/m$

φ : angle de frottement du remblai, $\varphi = 35^\circ$

q : surcharge sur remblai, $q = 3.6 t/m^2$

Les moments de renversement et de stabilité sont calculés par rapport à l'arrêt rotatoire A.

2. Calcul des paramètres :

Le coefficient de poussée sera déterminé par la formule de MONONOBE-OKABE :

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta) \cos(\beta)}} \right]^2}$$

avec

φ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion, $\varphi = 35^\circ$

β : inclinaison de la culée, $\beta = 0^\circ$

δ : angle de frottement remblais culée (sol – béton), $\delta = 0^\circ$

θ : angle entre la direction de séisme et la verticale, $\theta = \text{Arctg}\left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}\right)$

K: coefficient caractéristique du séisme, $K^2 = \varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2$

$\varepsilon_H = A = 0.15$, accélération du séisme dans le sens horizontal

$\varepsilon_V = 0.3\varepsilon_H = 0.045$ accélération du séisme dans le sens vertical

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1 de RPOA2008)

Les données sont comme suit

ε_H	ε_V	θ	K	K_{ah}
0.00	0.000	0.000	1.000	0.271
0.15	0.000	8.530	1.010	0.360
0.15	0.045	8.170	1.060	0.398
0.15	-0.045	8.930	0.967	0.406

Tableau.XX.1 : Les coefficients de poussée

3. Calcul des efforts :

- Effort vertical : $V = (1 \pm \varepsilon_V) \cdot G$
- Effort horizontal : $H = \varepsilon_H \cdot G$

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm \varepsilon_V) H^2 K_{ah}$$

Lorsque le terre-plein supporte une charge uniforme d'intensité q , la poussée dynamique active globale correspondante est prise égale à :

$$F(q) = \frac{q H}{\cos \beta} (1 \pm \varepsilon_V) K_{ah}$$

H : la hauteur du mur

- Poussée des terres : $H_p = \frac{1}{2} \gamma_R * K_{ah} * H^2$
- Poussée des surcharges de remblais : $H_q = q * H * K_{ah}$

$q = 3.6t/m^2$ cette surcharge est répartie sur une largeur de 2.8 m de traverse + répartition à 45° sur 0.30 m d'épaisseur de ballaste.

4. Calcul des sollicitations :

éléments	Calcul	$\left\{ \begin{array}{c} K \\ \text{ou} \\ K_{ah} \end{array} \right\}$	V(t)	H(t)	Bras de levier		M_s (t.m)	M_R (t.m)
					d (v) m	d (h) m		
Mur garde grève	2.48*0.30*13* 2.5	1.000	24.18	0.00	3.05	/	73,75	/
		1.010	24.42	3.63	3.05	7.26	74,48	26,35
		1.060	25.63	3.63	3.05	7.26	78,17	26,35
		0.967	23.38	3.63	3.05	7.26	71,31	26,35
Dalle de		1.000	41.25	0.00	5.70	/	235,13	/

transition	5*0.3*11*2.5	1.010	41.66	6.19	5.70	7.65	237,46	47,35
		1.060	43.73	6.19	5.70	7.65	249,26	47,35
		0.967	39.88	6.19	5.70	7.65	227,32	47,35
Corbeau	$\frac{0.3}{2}(0.6 + 0.3) * 11 * 2.5$	1.000	03.71	0.00	3.33	/	12,35	/
		1.010	03.75	0.56	3.33	7.27	12,49	4,07
		1.060	03.93	0.56	3.33	7.27	13,09	4,07
		0.967	03.59	0.56	3.33	7.27	11,95	4,07
Mur frontal	1.4*4.52*13*2.5	1.000	205.66	0.00	2.50	/	514,15	/
		1.010	207.72	30.85	2.50	3.76	519,3	116.00
		1.060	218.00	30.85	2.50	3.76	545	116.00
		0.967	198.87	30.85	2.50	3.76	497,18	116.00
Dé d'appui	2*0.6*0.6*0.15*2.5	1.000	00.27	0.00	2.35	/	0,63	/
		1.010	00.273	0.041	2.35	6.09	0,64	0.25
		1.060	00.286	0.041	2.35	6.09	0,67	0.25
		0.967	00.261	0.041	2.35	6.09	0,61	0.25
Mur en retour	$\left[(6.7 + 2.8) \frac{4}{2} + 3.8 * 3 \right] * 0.35 * 2.5 * 2$	1.000	152.00	0.00	5.75	/	874	/
		1.010	153.52	22.8	5.75	5.45	882,74	124.26
		1.060	161.12	22.8	5.75	5.45	926,44	124.26
		0.967	146.98	22.8	5.75	5.45	845,14	124.26
Semelle	7*14*1.5*2.5	1.000	367.70	0.00	3.50	/	1286,95	/
		1.010	371.38	55.125	3.50	0.75	1299,83	41.34
		1.060	389.76	55.125	3.50	0.75	1364,16	41.34
		0.967	355.56	55.125	3.50	0.75	1244,46	41.34
Remblais sur patin avant	1*1.8*14*1.8	1.000	45.36	0.00	0.90	2.00	40,82	0.00
		1.010	45.81	6.80	0.90	2.00	41,23	13.60
		1.060	48.08	6.80	0.90	2.00	43,27	13.60

		0.967	43.86	6.80	0.90	2.00	39,47	13.60
Remblai sur patin arrière	3.8*7*12.3*1.8	1.000	588.92	0.00	5.10	/	3003,49	/
		1.010	594.81	88.34	5.10	5.00	3033,53	441.70
		1.060	624.26	88.34	5.10	5.00	3183,73	441.70
		0.967	569.49	88.34	5.10	5.00	2904,40	441.70
Poussée due au remblai	$\frac{1}{2} * 1.8 * 8.5^2 * 12.3 = 799.81$	0.271	/	216.75	/	2.83	/	613.40
		0.360	/	287.93	/	2.83	/	814.85
		0.398	/	318.32	/	2.83	/	900.85
		0.406	/	324.72	/	2.83	/	918.96
Poussée due aux surcharges	$\frac{1}{2} * 1.8 * 8.5^2 * 12.3) + 2.8 * 3.6 * 7$	0.271	/	235.87	/	4.25	/	1002.45
		0.360	/	313.33	/	4.25	/	1331.65
		0.398	/	346.41	/	4.25	/	1472.24
		0.406	/	353.37	/	4.25	/	1501.82
Surcharge derrière la culée	2.8*3.6*7	1.000	70.56	0.00	9.9	/	698,54	/
		1.010	71.26	10.58	9.9	8.8	705,47	93.10
		1.060	74.79	10.58	9.9	8.8	740,42	93.10
		0.967	68.23	10.58	9.9	8.8	675,48	93.10
tablier	266.46	1.000	266.46	0.00	2.45	/	652,83	/
		1.010	269.12	39.97	2.45	6.17	659,34	246,61
		1.060	282.45	39.97	2.45	6.17	692,00	246,61
		0.967	257.66	39.97	2.45	6.17	631,27	246,61
Surcharge max	373.22	373.22	/	2.45	/	914,39	/	
Surcharge min	-52.28	-52.28	/	2.45	/	-128,09	/	
freinage	43.75	/	43.75	/	6.27	/	274.31	

Tableau.XX.2 : Sollicitations appliquées sur la culée

5. Vérification de la Stabilité :

a. Renversement :

Il faut vérifier la condition $\frac{M_S}{M_R} > 1.5$

⇒ Poids propre de la culée :

	Cas (1)	Cas (2)	Cas (3)	Cas (4)
M_S	2996.96	3026.94	3176.79	2898.06
M_R	359.62	359.62	359.62	359.62
$\frac{M_S}{M_R}$	8.33	8.42	8.83	8.06
remarque	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau.XX.3 : vérification au renversement sous poids propre

⇒ P.P culée + tablier + remblais + poussées + surcharges + freinage

	Cas (1)	Cas (2)	Cas (3)	Cas (4)
M_S	8178.94	8260.73	8669.68	7909.035
M_R	2249.78	3575.44	3802.03	3849.72
$\frac{M_S}{M_R}$	3.63	2.31	2.28	2.05
remarque	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau.XX.4 : vérification au renversement sous toutes les sollicitations

b. Glissement :

Il faut vérifier la condition

$$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi > b \quad \text{avec } b = 1.5 \text{ (avec le poids propre de la culée)}$$

	Cas (1)	Cas (2)	Cas (3)	Cas (4)
V	2087.01	2104.88	2212.23	2028.70
H	216.75	596.56	626.96	633.36
$\frac{V}{H} \operatorname{tg} \varphi$	6.74	2.47	2.47	3.20
remarque	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

Tableau.XX.5 : vérification au glissement

c. Vérification du tiers central (calcul d'excentricité)

$$V_e = M_s - M_R$$

$$e = \frac{M_s - M_R}{V}$$

$$M_G = V \left(\frac{B}{2} - e \right) - H * \frac{h_s}{2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{V}$$

$$B = 7m, \quad h_s = 1.5m, \quad M_G = V(3.5 - e) - 0.75 H$$

Condition de non glissement est :

$$e_G < \frac{B}{6}$$

désignation	Cas (01)	Cas (02)	Cas (03)	Cas (04)
V (t)	2087.01	2104.88	2212.23	2028.70
H (t)	216.75	596.56	626.96	633.36
M_s (t.m)	8178.94	8260.73	8669.68	7909.035
M_R (t.m)	2249.78	3575.44	3802.03	3849.72
e (m)	2.84	2.23	2.20	2.00
M_G (t.m)	1214.86	2225.77	2405.67	2568.03
e_G (m)	0.58 < 1.167	1.05 < 1.167	1.08 < 1.167	1.26 > 1.167

Tableau.XX.6 : vérification de tiers central

En conditions normales $e_G = 0.58 < \frac{B}{6} = 1.167$

En conditions sismiques $e_G = 1.26 > \frac{B}{6} = 1.167$

IV. FERRAILLAGE DE LA CULÉE :

1. Mur de garde grève :

a. Sollicitations

❖ *Forces verticales*

- Le poids propres
- Réaction d'une charge directement appliquée sur le mur
- Réaction de la dalle de transition

Le poids propres et Réaction d'une charge supposée centrée ne créent pas de moment dans le mur garde grève, comme leur effet est plutôt favorable vis-à-vis des efforts de flexions dus aux charges horizontales, on les négligera. On négligera aussi l'effet de la réaction de la dalle de transition supposée excentrée de 0.30m du plan moyen du mur.

❖ *Forces horizontales :*

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière.

- Poussée des terres :

Le moment dû à la poussée des terres est

$$M_T = i \Delta \frac{h^3}{6}$$

i : Coefficient de poussé $i = 0.271$

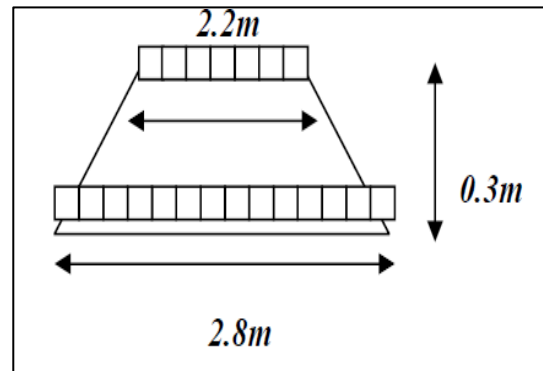
Δ : Poids volumique du remblai,

$$\Delta = 1.8 \text{ t/m}^3$$

h : Hauteur de mur garde grève $h = 2.48\text{m}$

$$M_T = 0.271 * 1.8 * \frac{2.48^3}{6}$$

$$M_T = 1.24 \text{ tm/m}^3$$



L'effort tranchant dû à la poussée des terres est $T_T = \frac{M_T}{h}$

$$T_T = \frac{1.24}{2.48}$$

$$T_T = 0.5 \text{ t/m}$$

- Poussée d'une charge locale à l'arrière du mur garde grève :

Les normes relative aux ouvrage d'art prescribes une surcharge à l'arrière d'une culée de pont rail de 3.6 t/m^2 pour un essieu de 25t, il est répartie sur une largeur de 2.8 m avec une diffusion de 45° sur une épaisseur de 0.3 m de ballast.

$$Q = i * q * h$$

$$Q = 0.271 * 3.6 * 2.48 = 2.42 \text{ t/m}$$

$$M_p = Q * \frac{h}{2} = 2.42 * \frac{2.48}{2}$$

$$M_p = 3 \text{ tm/m}$$

Soit donc $M_p = 3 \text{ tm/m}$, $T_p = 2.42 \text{ tm/m}$

- Effet de freinage :

Nous considérons un essieu du blochet de 0.25×0.4 au contact du mur garde grève.

$$l_f = 0.25 + 2h$$

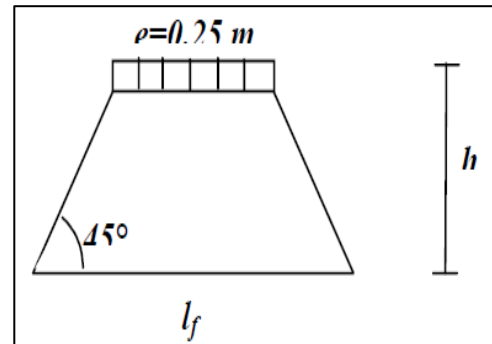
L'essieu de blochet est de 12.5 t.

Le moment dû à la force de freinage est :

$$M_f = \frac{12.5 h}{0.25 + 2h} * \gamma$$

$$M_f = \frac{12.5 * 2.48}{0.25 + 2 * 2.48} * 1.2 = 7.14 \text{ tm/m}$$

$$M_f = 7.14 \text{ tm/m}$$



L'effort de freinage dû à la force de freinage est : $T_f = \frac{M_f}{h}$

$$T_f = \frac{7.14}{2.48} = 2.88 \text{ t}$$

$$T_f = 2.88 \text{ t}$$

Le moment total est donc :

$$M_t = M_T + M_p + M_f = 1.24 + 3 + 7.14$$

$$M_t = 11.38 \text{ tm/m}$$

L'effort tranchant total est :

$$T_t = T_f + T_p + T_T = 0.5 + 2.42 + 2.88$$

$$T_t = 5.8 \text{ t/m}$$

b. Ferrailage :

- Calcul à l'E.L.U

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Donc on aura :

$$f_{bu} = 15.3 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 435 \text{ MPa} \text{ avec } f_{c28} = 27 \text{ MPa}$$

$$h = 0.30 \text{ m}, \quad d = 0.27 \text{ m}, \quad b = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 1.35 M_G + 1.45 M_Q = 1.35 * 1.24 + 1.45(3 + 7.14) = 16.38 \text{ tm/m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.38 \cdot 10^{-2}}{1 * 0.27^2 * 15.3} = 0.15 \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.204$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.248$$

$$A_{us} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{16.38 \cdot 10^{-2}}{0.248 \cdot 435} = 15.18 \text{ cm}^2$$

- Calcul à l'ELS

$$M_s = M_G + 0.8M_Q = 1.24 + 0.8(3 + 7.14) = 9.352 \text{ tm/m}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \cdot 16.2}{15 \cdot 16.2 + 250} = 0.492$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.225$$

$$\bar{Z} = \min\left(Z, d - \frac{h}{3}\right) = 0.17$$

$$A_{sser} = \frac{M_{ser}}{Z_r \bar{\sigma}_s} = \frac{9.352 \cdot 10^{-2}}{0.17 \cdot 250} = 22 \text{ cm}^2$$

ELS		ELU	
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	Nombre de barres	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	Nombre de barres
22.11	11HA16	16.08	8HA16

Conclusion :

- L'ELS est plus défavorable, **11 HA 16 soit 22.11 cm², e = 10 cm**

Pour le ferrailage extérieur (comprimé) une quantité d'acier telle que $\hat{A} = \frac{A_s}{3}$
Soit $\hat{A} = 7.37 \text{ cm}^2$

7 HA 12 soit 7.91 cm²

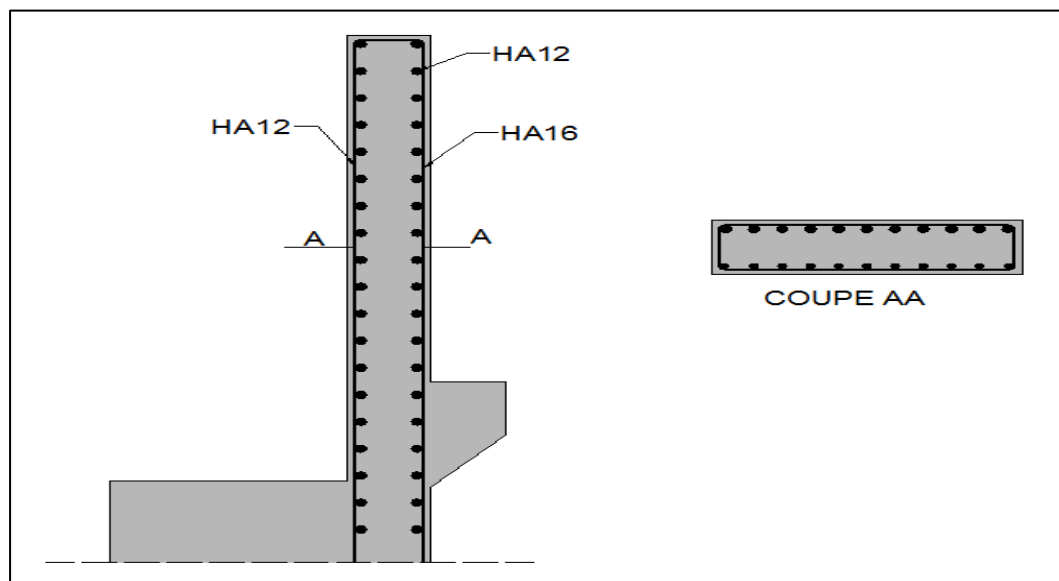


Figure.XX.2 : Ferrailage de mur de garde grève.

2. Corbeau :

a. Sollicitations :

L'effort vertical repris par le corbeau est :

Réaction de la dalle de transition :

$$R = \frac{1}{2}(0.3 * 5 * 2.5 * 1) = 1.875 t$$

Poids des terres :

$$P = \frac{1}{2}(1 * 5 * 1.8 * 1) = 4.5 t$$

Poussée des surcharges :

$$P_s = \frac{1}{2}(3.6 * 5 * 1 * 1) = 9 t$$

Poids propre du corbeau :

$$P_c = \frac{0.3 + 0.6}{2} * 0.3 * 2.5 * 1 = 0.3375 t$$

Total :

$$T_{tot} = 1.875 + 4.5 + 9 = 15.375 t$$

$$\text{Moment d'encastrement } M = (15.375 + 0.3375) * \frac{0.3}{2}$$

$$\mathbf{M = 2.36 t m}$$

b. Ferraillage:

On assimile le corbeau arrière à un rectangle dont la hauteur moyenne est

$$h_m = \frac{(0.6 + 0.3)}{2} = 0.45 m$$

❖ Armature transversal :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU ; $V_u = 22.11 t$

b : Largeur de la poutre ou de la nervure ; $b = 1m$

d : Hauteur utile ; $d = 0.9h_m = 40.5 cm$

Donc on aura

$$\tau_u = \frac{22.11}{1 * 0.405} = 54.60 t/m^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4 MPa) = 2.7 MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3K f_{tj})}{0.9 f_e}$$

telle que $K = 0$ (fissuration est jugée très préjudiciable)

Espacement S_t des cours d'armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0.9 d ; 40\text{cm}) = 36.45 \text{ cm}$$

On prendra $S_t = 30 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{0.30 * 1} \geq \frac{1.15 (0.546)}{0.9 * 500} \Rightarrow A_t \geq 4.186 \text{ cm}^2$$

On prendra

$$3 \text{ HA } 14 \text{ soit } A_t = 4.62 \text{ cm}^2$$

❖ Armature longitudinal :

$$A_l = \frac{M}{Z \bar{\sigma}_s} = \frac{M}{0.9 d \bar{\sigma}_s}$$

$$\text{telle que } \bar{\sigma}_s = \max(0.5 * 500 ; 110\sqrt{1.6 * 2.22}) = 250 \text{ MPa}$$

$$A_l = \frac{0.0175}{0.9 * 0.405 * 250} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Donc on aura

$$3 \text{ HA } 10 \text{ soit } A_l = 2.36 \text{ cm}^2$$

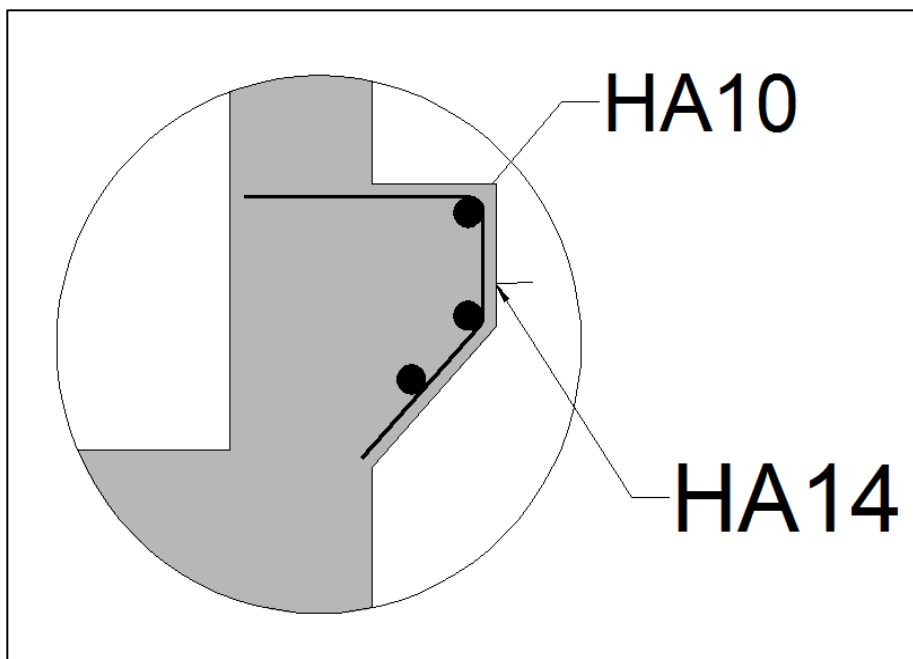


Figure.XX.3 : Ferrailage du corbeau.

3. Dalle de transition :

Le rôle de la dalle de transition est d'éliminer le dénivellement qui peut se produire éventuellement entre la chaussée courante et celle du pont en cas du tassement du remblai.

a. Hypothèse de calcul :

La dalle de transition est supposée horizontale malgré qu'elle présente une pente de 10° , elle est appuyée sur deux côtés :

- Appui sur le corbeau
- Appui sur le remblai

Ainsi appuyée, la dalle de transition est considérée comme une plaque rectangulaire uniformément chargée.

b. Calcul des efforts :

La dalle est sollicitée par :

- Poids propre : $P_1 = 2.5 * 0.30 = 0.75 \text{ t/m}^2$
- Poids du remblai : $P_2 = 1 * 1.8 = 1.8 \text{ t/m}^2$
- Surcharges sur remblai : $P_3 = 3.6 \text{ t/m}^2$

Combinaison de charge :

$$P_{ELU} = 8.65 \text{ t/m}^2$$

$$P_{ELS} = 5.43 \text{ t/m}^2$$

- Calcul du moment fléchissant :

$$M = p \frac{l^2}{8}$$

Donc on aura

$$M_{ELU} = 27.03 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ELS} = 16.97 \text{ tm/ml}$$

- calcul de l'effort tranchant :

$$V = p \frac{l}{2}, \quad V_u = 21.65 \text{ t/ml}$$

c. Ferraillage :

- Calcul à ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}, \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Donc on aura :

$$f_{bu} = 19.83 \text{ MPa}, \quad \sigma_s = 435 \text{ MPa}, \quad d = 0.9 h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27.03 \cdot 10^{-2}}{1 * 0.27^2 * 19.83} = 0.186 \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.137$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.245$$

$$A_{us} = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{24.78 \cdot 10^{-2}}{0.245 \cdot 435} = 25.51 \text{ cm}^2$$

- Calcul à ELS :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3}f_e = 334 \text{ MPa} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 0.5f_e = 250 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{nf_{tj}} = 264 \text{ MPa} \end{array} \right\} \end{array} \right\} = 264 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 21 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.544, \quad Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0.221$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b d \alpha_r \sigma_{bc} Z_r = 0.34 \text{ MN.m}$$

$$M_{ELS} = 0.1697 \text{ MN.m} < \bar{M}_1 = 0.34 \text{ MN.} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$\bar{Z} = \min \left(Z, d - \frac{h}{3} \right) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_{ss} = \frac{M_{ser}}{Z_r \bar{\sigma}_s} = \frac{16.97 \cdot 10^{-2}}{0.17 \cdot 264} = 37.82 \text{ cm}^2$$

ELS		ELU	
$A_s(\text{cm}^2)$	Nombre de barres	$A_s(\text{cm}^2)$	Nombre de barres
39.28	8HA25	29.46	6HA25

- L'ELS est plus défavorable, et donc l'aire de la section d'acier transversal nécessaire est :

$$\mathbf{8 HA 25 \text{ soit } 39.28 \text{ cm}^2, \quad e = 14 \text{ cm}}$$

On prendra par ailleurs une section d'acier longitudinaux tels que :

$$A_{Ls} = \frac{A_s}{3} = 13.09 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{7 HA 16 \text{ soit } 14.07 \text{ cm}^2, \quad e = 15 \text{ cm}}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 100 * 27 * 0.23 \frac{2.7}{500} = 3.35 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est assurée

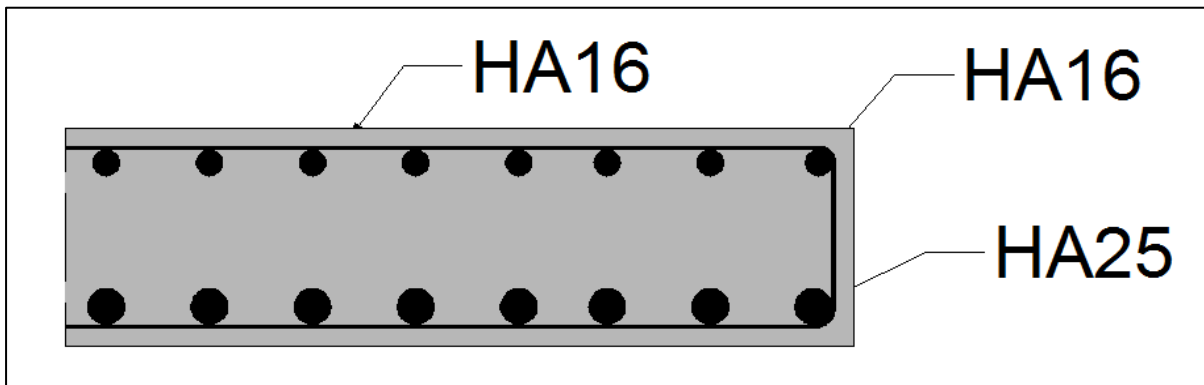


Figure.XX.4 : Ferrailage de la Dalle de transition.

4. Mur en retour :

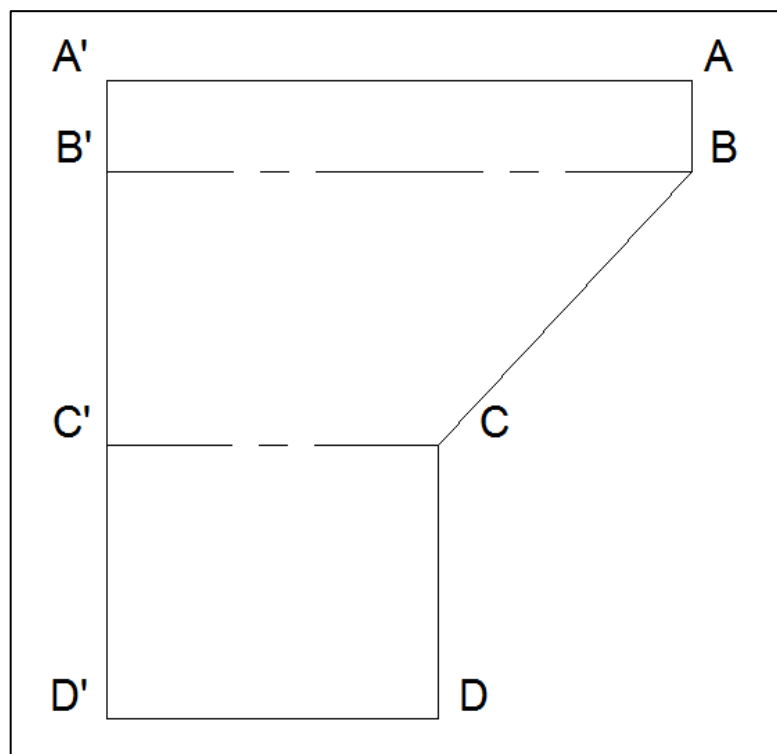


Figure.XX.5 : Représentation de mur de garde grève.

a. Calcul des pressions:

$$P = K_{ah}(q + \gamma h)$$

$$AVEC : \begin{cases} K_{ah} = 0.406 \\ \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3 \\ q = 3.6 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

❖ *Pression au-dessus de la dalle de transition:*

$$\text{pour } h = 0.00\text{m} \Rightarrow P_0 = 0.406 * 3.6 = 1.46 \text{ t/m}^2$$

$$\text{pour } h = 1.00\text{m} \Rightarrow P_1 = 0.406 * (3.6 + 1.8 * 1) = 2.19 \text{ t/m}^2$$

❖ *Pression au-dessous de la dalle de transition:*

$$\text{pour } h = 0.00\text{m} \Rightarrow P_0 = 0.406 * 1.8 * 0 = 0.00 \text{ t/m}^2$$

$$\text{pour } h = 1.50\text{m} \Rightarrow P_0 = 0.406 * 1.8 * 1.50 = 1.10 \text{ t/m}^2$$

$$\text{pour } h = 3.00\text{m} \Rightarrow P_0 = 0.406 * 1.8 * 3 = 2.20 \text{ t/m}^2$$

$$\text{pour } h = 6.00\text{m} \Rightarrow P_0 = 0.406 * 1.8 * 6 = 4.40 \text{ t/m}^2$$

b. Ferraillage de la tranche AA' BB'

❖ *Calcul des moments fléchissant:*

• *Encastrement le long de BB' :*

$$M = (1.46 * 1.0 * 0.5) + (2.19 - 1.46) * 1 * \frac{1}{3} * 1 = 0.973 \text{ tm/ml}$$

• *Encastrement le long de AB :*

$$M = \frac{2.19 + 1.46}{2} * 6.7 * \frac{6.7}{2} = 40.96 \text{ t.m}$$

❖ *Calcul des armatures:*

Caractéristique de la section de béton

$$\begin{cases} h = 50 \text{ cm} \\ d = 0.9h = 45 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ e = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Ferraillage horizontal : $M = 40.96 \text{ tm/ml}$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 15.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{40.96 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0.45^2 \cdot 15.30} = 0.132 \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A (SSAC)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.178$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.418$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{40.96 \cdot 10^{-2}}{0.418 \cdot 435} = \mathbf{22.53 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq 100 \cdot 45 \cdot 0.23 \frac{2.22}{500} = 4.595$$

La condition de non fragilité est assurée

Soit intérieurement horizontal : **HA 20 espacement de 8 cm**

Soit extérieurement horizontal : **HA 16 espacement de 14 cm**

Ferrailage vertical : $M = 0.973 \text{ tm/ml}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.973 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0.45^2 \cdot 15.30} = 3.14 \cdot 10^{-3} \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A (SSAC)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 3.93 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.45$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0.973 \cdot 10^{-2}}{0.45 \cdot 435} = \mathbf{0.49 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité

$$A_s < 4.595 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_s = 4.595 \text{ cm}^2$$

Soit intérieurement vertical : **5 HA 12 /ml**

Soit extérieurement vertical : **5 HA 12 /ml**

c. Ferrailage de la tranche BB'CC'

❖ **Calcul des moments fléchissant:**

- *Encastrement le long de BC*

$$\text{Pression moyenne : } P_m = \frac{1.10+0}{2} = 0.55 \text{ t/ml}$$

$$\text{Longueur moyenne : } L_m = CC' + \frac{6.7-CC'}{2}$$

$$CC' = 5.25 \text{ m} \quad \text{Donc on aura } L_m = 5.975 \text{ m}$$

$$M = 0.55 * \frac{5.975^2}{2} = 9.82 \text{ tm/m}$$

- Encastrement le long de CC'

$$M = \frac{1.10 * 1.5}{2} * \frac{1.5}{3} = 0.4125 \text{ tm/m}$$

❖ **Calcul des armatures:**

Ferrailage horizontal : $M = 9.82 \text{ tm/ml}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.82 \cdot 10^{-2}}{1 * 0.45^2 * 15.30} = 0.032 \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A (SSAC)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.041$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.443$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{9.82 \cdot 10^{-2}}{0.443 * 435} = 5.11 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq 4.595$$

La condition de non fragilité est assurée

Soit intérieurement horizontal : **HA 20 espacement de 25 cm**

Soit extérieurement horizontal : **HA 16 espacement de 14 cm**

Ferrailage vertical : $M = 0.4125 \text{ tm/ml}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.4125 \cdot 10^{-2}}{1 * 0.45^2 * 15.30} = 1.33 \cdot 10^{-3} \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A (SSAC)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.66 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.45$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0.4125 \cdot 10^{-2}}{0.45 * 435} = 0.21 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_s < 4.595 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_s = 4.595 \text{ cm}^2$$

Soit intérieurement vertical : **5 HA 12 /ml**

Soit extérieurement vertical : **5 HA 12 /ml**

d. Ferrailage de la tranche DD'CC'❖ **Calcul des moments fléchissant:**

- *Encastrement le long de CD*

$$\text{Pression moyenne : } P_m = \frac{1.10+2.20}{2} = 1.65 \text{ t/ml}$$

$$\text{Longueur moyenne : } L_m = DD' + \frac{5.25-DD'}{2}$$

$$DD' = 3.80 \text{ m} \quad \text{Donc on aura } L_m = 4.525 \text{ m}$$

$$M = 1.65 * \frac{4.525^2}{2} = 16.89 \text{ tm/m}$$

- *Encastrement le long de CC'*

$$M = \frac{2.20 * 1.5}{2} * \frac{1.5}{3} = 0.825 \text{ tm/m}$$

❖ **Calcul des armatures:**

Ferrailage horizontal : $M = 16.89 \text{ tm/ml}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.89 \cdot 10^{-2}}{1 * 0.45^2 * 15.30} = 0.0545 \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A (SSAC)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.07$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.437$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{16.89 \cdot 10^{-2}}{0.437 * 435} = \mathbf{8.89 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq 4.595$$

La condition de non fragilité est assurée

Soit intérieurement horizontal : **HA 20 espacement de 10 cm**

Soit extérieurement horizontal : **HA 16 espacement de 14 cm**

Ferrailage vertical : $M = 0.825 \text{ tm/ml}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.825 \cdot 10^{-2}}{1 * 0.45^2 * 15.30} = 2.66 \cdot 10^{-3} \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A (SSAC)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 3.33 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.45$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0.825 \cdot 10^{-2}}{0.45 * 435} = \mathbf{0.42 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité

$$A_s < 4.595 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_s = 4.595 \text{ cm}^2$$

Soit intérieurement vertical : **5 HA 12 /ml**

Soit extérieurement vertical : **5 HA 12 /ml**

e. Ferrailage de la tranche DD' EE'

❖ **Calcul des moments fléchissant:**

- *Encastrement le long de EE' :*

$$M = (2.20 * 3 * 0.5) + (4.40 - 2.20) * 3 * \frac{1}{3} * 3 = 9.90 \text{ tm/ml}$$

- *Encastrement le long de ED :*

$$M = \frac{3.8 * (4.4 + 2.2)}{2} * \frac{3.8}{2} = 23.83 \text{ tm/ml}$$

❖ **Calcul des armatures:**

Ferrailage horizontal : $M = 23.83 \text{ tm/ml}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.83 \cdot 10^{-2}}{1 * 0.45^2 * 15.30} = 0.077 \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A (SSAC)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.10$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.432$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{23.83 \cdot 10^{-2}}{0.432 * 435} = \mathbf{12.68 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq 4.595$$

La condition de non fragilité est assurée

Soit intérieurement horizontal : **HA 20, espacement de 10 cm**

Soit extérieurement horizontal : **HA 16, espacement de 14 cm**

Ferrailage vertical : $M = 9.90 \text{ tm/ml}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.90 \cdot 10^{-2}}{1 * 0.45^2 * 15.30} = 0.032 \leq 0.186 \Rightarrow \text{pivot A (SSAC)}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.04$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.443$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{9.90 \cdot 10^{-2}}{0.443 * 435} = \mathbf{5.14 \text{ cm}^2}$$

- Condition de non fragilité

$$A_s \geq 4.595 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_s = 5.14 \text{ cm}^2$$

Soit intérieurement vertical: **5 HA 12 /ml**

Soit extérieurement vertical: **5 HA 12 /ml**

5. Mur frontal :

a. Evaluation des efforts à la base du mur frontal :

Désignation	N	H		$(1 + \varepsilon_V)N$	X (m)	Y (m)	M (CN)	M (CS)
		CN	CS					
Poids du tablier	874.17	/	/	913.50	-0.05	/	-43.71	-45.675
Mur garde-grève	24.18	/	/	25.27	0.55	/	13.30	13.90
Mur frontal	205.6	/	/	214.91	00	/	00	00
Mur en retour	152.0	/	/	158.84	3.255	/	494.76	517.02
Corbeau	3.710	/	/	3.88	0.85	/	3.15	3.30
Dés d'appuis	0.470	/	/	0.49	-0.05	/	-0.0235	-0.0245
Dalle de transition+ poids des terres	70.13	/	/	73.28	0.85	/	59.61	62.30
Poussée des terres sur le mur frontal	/	97.46	146.02	/	/	-1.90	-185.17	-277.44
Poussée des terres sur mur garde-grève	/	03.00	04.50	/	/	-6.03	-18.09	-27.135
Total (G)	1330.32	100.46	150.52	1390.17	/	/	323.83	246.25
SW/2	860.4	/	/	899.12	-0.05	/	-43.02	-44.95
Freinage	/	87.5		/	/	7.00	612.5	
ELS	2018.64	187.96	238.02	2109.46	/	/	289.41	210.29
ELU	3043.51			3180.45	/	/	374.79	132.26

Tableau.XX.7 : Les efforts appliqués sur le mur frontal

$$M_{max} = 374.79 \text{ tm}, \quad N_{max} = 3043.51 \text{ t}, \quad T_{max} = 238.02 \text{ t}$$

b. Ferraillage :

$$f_{c28} = 27 \text{ MPa}, \quad b = 1 \text{ m}, \quad h = 1.40 \text{ m} \text{ donc } d = 1.26 \text{ m}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = 0.123 < 0.23 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimé}$$

Donc la section d'acier est égale à la section minimale.

$$A_{min} = \left\{ \begin{array}{l} 4P \text{ (cm}^2\text{)} = 47.36 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 126.56 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} = 47.36 \text{ cm}^2$$

donc $A_s = 47.36 \text{ cm}^2$

10 HA 25, $A = 49.1 \text{ cm}^2$, $e = 11 \text{ cm}$

Pour les armatures de répartition on admet

8 HA 16, $A' = 16.08 \text{ cm}^2$, $e = 14 \text{ cm}$

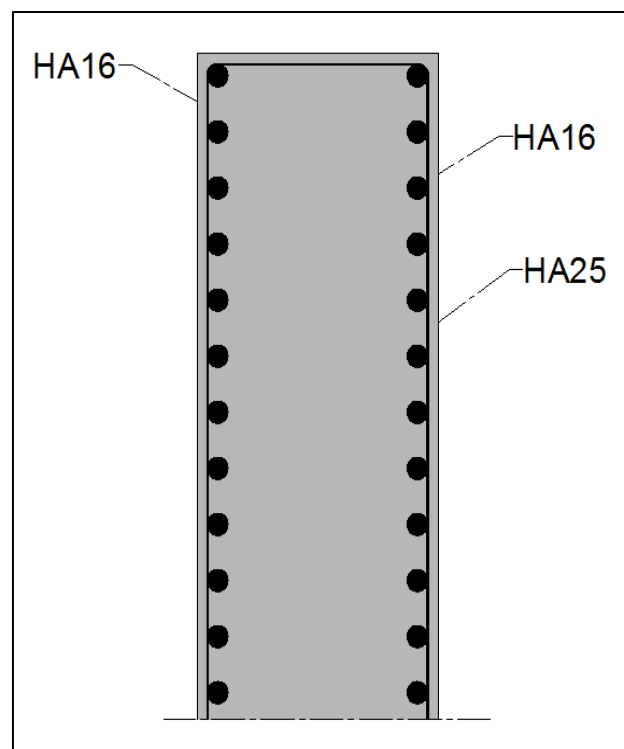


Figure.XX.6 : Ferraillage du mur frontal

6. La semelle :

L'étude de la semelle se fait sous l'effet des charges et surcharges les plus défavorable. Les efforts agissant sur la semelle sont excentrés par rapport au centre de gravité de la semelle.

a. Evaluation des efforts

		V (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	M=V.X	M=H.Y
Poids propre de la culée	CN	794.77	/	1.35	/	1072.94	/
	CS	842.456	/	1.35	/	1137.32	/
Tablier	CN	266.46	/	-1.15	/	-306.43	/
	CS	282.45	/	-1.15	/	-324.82	/
Surcharges ferroviaires	CN	373.22	/	-1.15	/	-429.20	/
	CS	373.22	/	-1.15	/	-429.20	/
Surcharges derrière la culée	CN	70.56	/	6.40	/	451.58	/
	CS	74.79	/	6.40	/	478.66	/
Poids du remblai sur patin avant	CN	45.36	/	-2.60	/	-117.94	/
	CS	48.08	/	-2.60	/	-125.01	/
Poids du remblai sur patin arrière	CN	588.92	/	1.60	/	942.27	/
	CS	624.26	/	1.60	/	998.82	/
Poussée due au remblai	CS	/	216.75		2.83	/	613.40
	CN	/	324.72		2.83	/	918.96
freinage	CN	/	43.75		6.095	/	266.66
	CS	/	/	/	/	/	/
résultat	CN	2137.29	496.37	/	/	1613.22	880.06
	CS	2245.26	721.84	/	/	1735.77	1185.62

Tableau.XX.8 : Les efforts appliqués sur la semelle.

b. Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s - M_r}{V} = \frac{1735.77 - 1185.62}{2245.26} = 0.245 \text{ m}$$

c. Nombre de pieux nécessaires :

La portance d'un pieu est de : 517 t

La charge verticale dans le cas sismique : $V_{ELU} = 3068.42 \text{ t}$

La charge verticale dans le cas normal à l'ELU : $V_{ELU} = 2971.26 \text{ t}$

La charge verticale dans le cas normal à l'ELS : $V_{ELS} = 2050.53 \text{ t}$

Nombre de pieux nécessaire :

$$n \geq \frac{V}{Q_u} = \frac{3068.423}{517} = 5.93$$

Soit $n = 8$

Ces pieux seront disposés en deux files symétriques

d. Ferrailage de la semelle :

Les calculs sont faits l'état limite de service (conditions préjudiciables)

- **Armature transversales :**

Calcul du moment par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$M = (-2050.53 * 0.245) + (613.40 * 2.08) + (266.66 * 5.345) = 2198.79 \text{ t m}$$

Calcul des réactions par pieux

$$R = \frac{V}{n} \pm \frac{M}{W}$$

$$W = 8 * \frac{1.8^2}{1.8} = 14.4 \text{ m}$$

$$R_1 = R_{max} = \frac{2050.53}{8} + \frac{2198.79}{14.4} = 409 \text{ t}$$

$$R_1 = R_{min} = \frac{2050.53}{8} - \frac{2198.79}{14.4} = 103.62 \text{ t}$$

Ferrailage :

Moment max en travée pour chaque couple de pieux est :

$$M = 409 * 1.8 - 2050.53 * 0.245 = 233.82 \text{ t m}$$

$$b = h + \Phi = 1.5 + 1.2 = 2.7 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 * 1.5 = 1.35 \text{ m}$$

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \sigma_{bc}}{15 \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.493$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 1.128$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b d \alpha_r \sigma_{bc} Z_r = 16.42 \text{ MN.m}$$

$$M_{ELS} = 2.33 \text{ MN.m} < \bar{M}_1 = 16.42 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$\bar{Z} = \min \left(Z, d - \frac{h}{3} \right) = 0.85 \text{ m}$$

$$A_{ss} = \frac{M_{ser}}{Z_r \bar{\sigma}_s} = \frac{233.82 \cdot 10^{-2}}{0.85 * 250} = 110.03 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{14 HA 32, A = 112.56 \text{ cm}^2, e = 20 \text{ cm}}$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 270 * 135 * 0.23 * \frac{2.22}{500} = 37.22 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est assurée

- Les armatures sont placées dans les bondes axées sur pieux de 2.7 m de largeur. En ces bondes nous prévoyons des armatures de répartition et de construction

$$A' = \frac{A}{3} = \frac{110.03}{3} = 36.67 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{12 HA 20, A' = 37.68 \text{ cm}^2, e = 25 \text{ cm}}$$

Pour les armatures supérieures nous prendrons $\frac{A}{10}$

$$A'' = \frac{A}{10} = 11.256 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{4 HA 20, A'' = 12.56 \text{ cm}^2}$$

- **Armatures longitudinales :**

$$q = \frac{4}{L} * R_{max} = \frac{4}{14} * 409 = 116.86 \text{ t/ml}$$

$$\mathbf{q = 116.86 \text{ t/ml}}$$

- A l'aide de logiciel ROBOT on a obtenu les moments max suivants :

$$\text{en travée: } M_{max1} = 102.41 \text{ t m}$$

$$\text{en appui: } M_{max2} = 159.15 \text{ t m}$$

Ferraillage de la nappe inférieure :

$$M = 102.41 \text{ t m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 * 1.5 = 1.35 \text{ M}$$

$$f_{tj} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.493$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 1.128$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b d \alpha_r \sigma_{bc} Z_r = 6.08 \text{ MN.m}$$

$$M_{ELS} = 1.024 \text{ MN.m} < \bar{M}_1 = 16.42 \text{ MN.} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$\bar{Z} = \min\left(Z, d - \frac{h}{3}\right) = 0.85 \text{ m}$$

$$A_{ss} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \bar{\sigma}_s} = \frac{102.41 \cdot 10^{-2}}{0.85 * 250} = 48.19 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{6 HA 32, A = 48.25 \text{ cm}^2, e = 20 \text{ cm}}$$

Ferraillage de la nappe supérieure :

$$M = 159.15 \text{ t m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 * 1.5 = 1.35 \text{ M}$$

$$f_{tj} = 2.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 16.2 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.493$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 1.128$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b d \alpha_r \sigma_{bc} Z_r = 6.08 \text{ MN.m}$$

$$M_{ELS} = 1.59 \text{ MN.m} < \bar{M}_1 = 16.42 \text{ MN.} \Rightarrow \text{S.S.A.C}$$

$$\bar{Z} = \min\left(Z, d - \frac{h}{3}\right) = 0.85 \text{ m}$$

$$A_{ss} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z} \bar{\sigma}_s} = \frac{159.15 \cdot 10^{-2}}{0.85 * 250} = 74.89 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{10 HA 32, A = 80.4 \text{ cm}^2, e = 11 \text{ cm}}$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_e} = 100 * 135 * 0.23 * \frac{2.22}{500} = 13.78 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

7. Calcul des pieux sous culée :

Méthode de WERNER :

- **Calcul de λ :**

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = 0.1402 \text{ m}^4 \quad ;$$

$$E = 33000 \text{ MPa}$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{b \cdot C_u}{4 EI}} = \sqrt[4]{\frac{1.3 \times 25}{4 \times 33000 \times 0.1402}} = 0.205 \text{ m}^{-1}$$

λ : Coefficient d'amortissement de du module de WARNER

L : Longueur des pieux et la semelle $L = 21.5 \text{ m}$.

$$L \cdot \lambda = 21.5 \times 0.205 = 4.407$$

- **Effort tranchant en tête de pieu :**

L'effort tranchant le plus défavorable est généré par le SW/2 qui est

$$H = 324.72 + 353.37 + 43.75 = 721.84 \text{ t}$$

Donc chaque pieu va prendre $\frac{1}{8}$ de l'effort $H_i = \frac{721.84}{8} = 90.23 \text{ t}$

- **Calcul des moments par la méthode de WARNER :**

$$M(z) = EI \theta_0 = \chi_{OM} \frac{\bar{M}}{\lambda} + \frac{\bar{P}}{\lambda^2} \chi_{OP} = 0$$

$$\bar{M} = -\frac{\chi_{OP}}{\chi_{OM}} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

\bar{M} : Moment en tête du pieu

Détermination des coefficients χ_{OP} et χ_{OM} :

$$\begin{cases} L\lambda = 4 \Rightarrow \chi_{OP} = 1.68 & \text{et} & \chi_{OM} = 1.26 \\ L\lambda = 6 \Rightarrow \chi_{OP} = 2.09 & \text{et} & \chi_{OM} = 1.45 \end{cases}$$

Dans notre cas $L\lambda = 4.407 \Rightarrow \chi_{OP} = 1.76$ et $\chi_{OM} = 1.30$

$$\bar{M} = -\frac{1.76}{1.30} \times \frac{90.23}{0.205} = -595.89 \text{ t.m}$$

Détermination de la section d'armature :

$$R_{max} = \frac{2245.26}{8} = 280.65 \text{ t} \quad \text{et} \quad M_{max} = 595.89 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \frac{M}{\pi R^2 D B_w} = \frac{5.9589}{\pi \times 0.65^2 \times 1.3 \times 27} = 0.13 \\ \frac{N}{\pi R^2 D B_w} = \frac{2.8065}{\pi \times 0.65^2 \times 1.3 \times 27} = 0.06 \end{cases}$$

$$\frac{h}{D} = \frac{0.05}{1.3} = 0.038 \cong 0.04 \quad \Rightarrow w = 0.43$$

$$A_s = \frac{\pi R^2 f_{c28}}{f_e} \cdot w = \frac{\pi \cdot 0.65^2 \times 27}{500} \cdot 0.43 = 0.0308 \text{ m}^2$$

$$D'où \quad A_s = 308 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } 25 \text{ HA } 40 \text{ soit } A_s = 314.25 \text{ cm}^2$$

Donc on prend

$$S_t = \frac{2\pi R}{28} = 0.14 \text{ m}$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \Rightarrow \phi_t = \frac{40}{3} = 13.33$$

Donc on prend des cercles de $\phi_t 14$

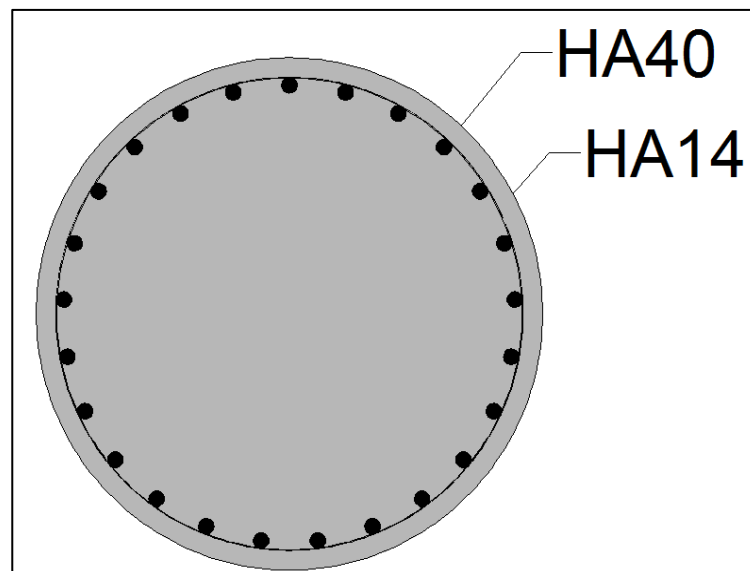


Figure.XX.7 : Ferrailage du pieu

Conclusion

Le calcul des ponts nécessite avant tout, la réflexion et le bon sens, il faut vérifier que chaque élément de l'ouvrage est bien dimensionné et qu'il n'existe aucun problème susceptible de modifier, ou de gêner le bon fonctionnement de la structure.

La variante hyperstatique adoptée dans cette étude présente un faible comportement vis-à-vis du tassement d'appuis, d'autre part la dénivellation d'appui nous permis d'éliminer la traction dans ces zones.

Ce travail nous a permis d'approfondir, de compléter et d'appliquer nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.

Par ailleurs, cela nous a permis de nous familiariser avec le logiciel Robot Millenium et on s'est rapproché du domaine professionnel des ouvrages d'art.

Bibliographie

1. Documents SETRA.
2. J.A.CALGARO et M.Virlogeux «Projet et construction des ponts»,
(Janvier 1989).
3. FASCICULE N°61 titre V «Conception, calcul et éprouve des ouvrage
d'art»
4. Thèse de projet de fin d'étude année 1992 ENTP «conception et calcul
d'un pont rail mixte hyperstatique sur oued khenga»
5. Selon le BAEL, (91 Révisé 1999).
6. Cours de Ponts E.N.S.T.P 2010/2012.
7. Règlement parasismique des Ouvrages d'Arts (R.P.O.A) 2008
8. Mini projet «Pont mixte acier - béton» ENTPE Mai 2005.
9. Anne BERNARD-GELY et Jean Armand CALGARO, « Conception Des
Ponts »,
10. Construction métallique et mixte acier-béton « sous la direction de
PIERRE BOURRIER ET JACQUES BROZZETTI

Logiciels utilisés:

1. Robot Méllinium19.
2. Office 2010.