

**DEPARTEMENT : GENIE CIVIL  
LABORATOIRE L.G.S.D.S**

5<sup>ème</sup> année P0013/05B

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE  
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL

**THEME**

**Conception et étude d'un  
pont construit en  
encorbellement successif**

Proposé par:

S.A.E.T.I.

Etudié par:

MESSAOUDENE ASMA

MELZI NACHIDA

Dirigé par:

Mme MOHABEDDINE

Mme CHERID

**ENP : Promotion 2005**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE RECHERCHE SCIENTIFIQUE

**DEPARTEMENT : GENIE CIVIL**  
**LABORATOIRE L.G.S.D.S**  
*5<sup>ème</sup> année*



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE  
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
D'INGENIEUR D'ETAT EN GENIE CIVIL

**THEME**

**Conception et étude d'un  
pont construit en  
encorbellement successif**

Proposé par:

S.A.E.T.I.

Etudié par:

MESSAOUDENE ASMA

MELZI NACHIDA

Dirigé par:

Mme MOHABEDDINE

Mme CHERID

**ENP : Promotion 2005**

## DEDICACES

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination:  
Ma chère maman pour tous ses sacrifices, que dieu la protège.  
Mon père pour ses encouragements et ses compréhensions, que dieu le récompense et le protège.  
Mes sœurs, Mes frères.*

*A ma très chère famille.*

*A tous mes proches et mes amis fidèles.*

*A mes amies d'enfance.*

*A tous mes enseignants.*

*A yassine et nabila.*

*Que ces chères personnes trouvent dans ce travail le fruit de leurs efforts et leurs sacrifices.*

*NACHIDA*

## DEDICACES

*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.*

*A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination:*

*Ma chère maman pour tous ses sacrifices, que dieu la protège.*

*Mon père pour ses encouragements et ses compréhensions, que dieu le récompense et le protège.*

*Ma sœur Sarah, Mes frères Mouloud, Hichem.*

*Ma grand-mère Mama Lili que je suis heureuse et comblée d'avoir et je prie Dieu de me la laisser en vie afin qu'elle puisse me voir en ce jour ingénieur.*

*A ma très chère famille grand et petit en particulier ma tante Zoubida.*

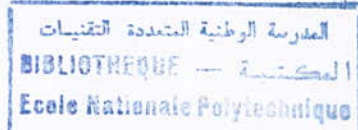
*A tous mes proches et mes amis fidèles, Faïza, Noura, Hamida, Nesrine*

*A mes amies d'enfance Kenza, Hadjira, Habiba.*

*A tous mes enseignants.*

*ASMA*

# Table des matières



## CHAPITRE I : INTRODUCTION

### Chapitre II : CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX ET TECHNIQUES DU PONT.

1. *Caractéristiques des matériaux utilisés* ..... 7
2. *Caractéristiques techniques du pont et systèmes de charge* ..... 10

### Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRQUES DES SECTIONS.

1. *Conception et predimensionnement* ..... 17
2. *Caractéristiques géométriques des sections sur pile et à la clé* ..... 21
3. *lois de la variation des différents paramètres géométriques* ..... 23

### Chapitre IV : CHARGEMENT ET PHASE DE CALCUL

1. *Phase de construction par encorbellement à partir des piles* ..... 31
2. *Méthode de calcul* ..... 33

### Chapitre V : ETUDE DE LA PRECONTRAINTTE

1. *Mode de calcul* ..... 84
2. *Etude de la précontrainte du fléau* ..... 84
3. *Précontrainte de continuité* ..... 95

### Chapitre VI : LES PERTES DE PRECONTRAINTTE

1. *Pertes instantanées* ..... 104
2. *Pertes différées* ..... 116

## Chapitre VII : ETUDE DES VOUSSOIRS DANS LE SENS

### TRANSVERSAL

1. Etude du voussoir en clé. .... 123
2. Etude du voussoir sur pile. .... 130
3. Moment d'encastrement sous surcharges routières ..... 133
4. Récapitulation des moments maximaux ..... 134
5. Ferrailage de la section pile ..... 136
6. Ferrailage de la section clé ..... 149

## Chapitre VIII : EFFET DU FLUAGE ET GRADIENT THERMIQUE

1. Sollicitations dues au gradient thermiques ..... 150
2. Redistribution des efforts par fluage ..... 152
3. Détermination des sollicitations sous schéma définitif ..... 153

## Chapitre IX : RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

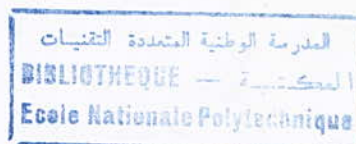
1. Réduction de l'effort tranchant du a la précontrainte ..... 156
2. Réduction de l'effort tranchant du a la courbure de l'hourdis  
inférieur « Effet Resal ». .... 156
3. Contrainte de cisaillement ..... 157
4. Contrainte de compression ..... 157
5. Vérification de l'effort tranchant ..... 157

## CONCLUSION

## BIBLIOGRAPHIE

## ANNEXE

## Liste des tableaux



### CHAPITRE II:

- **Tableau 1:** Les différents cas de chargement du système A (L).....11
- **Tableau 2:** Chargement du système Bc pour une seule voie de circulation..14
- **Tableau 3:** Chargement du système Bt pour une seule voie de circulation.14
- **Tableau 4:** Chargement du convoi militaire  $M_{c120}$  ..... 15
- **Tableau 5:** Chargement du convoi exception  $D_{240}$  .....15

### CHAPITRE III:

- **Tableau 1:** Caractéristiques géométrique de la section côté pile.....21
- **Tableau 2:** Caractéristiques géométrique de la section côté culée.....22
- **Tableau 3:** Caractéristiques géométriques des sections côté de rive.....25
- **Tableau 3:** Caractéristiques géométriques des sections côté central.....26

### CHAPITRE IV:

- **Tableau 1:** La somme des efforts tranchants pour la travée de rive.....36
- **Tableau 2:** La somme des moments fléchissant pour la travée de rive.....36
- **Tableau 3:** La somme des efforts tranchants pour la travée centrale.....37
- **Tableau 4:** La somme des moments fléchissant pour la travée centrale.....37
- **Tableau 5:** Moment fléchissant dû au clavage central côté de rive "1".....51
- **Tableau 6:** Moment fléchissant dû au clavage central côté de rive "2".....51
- **Tableau 7:** Moment fléchissant dû au clavage central côté central.....51
- **Tableau 8:** Moment et l'effort tranchant de la surcharge  $Q_s$  côté de rive....56
- **Tableau 9:** Moment et l'effort tranchant de la surcharge  $Q_s$  côté central...57
- **Tableau10:** Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges A (L) travée de rive.....62
- **Tableau11:** Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges A (L) travée de rive.....63
- **Tableau12:** Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges  $Q_{trott}$  travée de rive.....68
- **Tableau13:** Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges  $Q_{trott}$  travée de rive.....69

• <b>Tableau14:</b> Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges $Q_{tr011}$ travée centrale.....	70
• <b>Tableau15:</b> Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges $Q_{tr011}$ travée centrale.....	71
• <b>Tableau16:</b> Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges $Mc_{120}$ travée de rive.....	74
• <b>Tableau17:</b> Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges $Mc_{120}$ travée de rive.....	75
• <b>Tableau18:</b> Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges $Mc_{120}$ travée centrale.....	76
• <b>Tableau19:</b> Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges $Mc_{120}$ travée centrale.....	77
• <b>Tableau20:</b> Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges $D_{240}$ travée de rive.....	80
• <b>Tableau21:</b> Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges $D_{240}$ travée de rive.....	81
• <b>Tableau22:</b> Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges $D_{240}$ travée centrale.....	82
• <b>Tableau23:</b> Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges $D$ travée centrale.....	83

## CHAPITRE V:

• <b>Tableau 1:</b> Nombre de câbles demi-fléau côté travée de rive.....	87
• <b>Tableau 2:</b> Nombre de câbles demi-fléau côté travée centrale.....	88
• <b>Tableau 3:</b> Tracé en élévation des câbles de fléau de la travée de rive.....	91
• <b>Tableau 4:</b> Tracé en élévation des câbles de fléau de la travée centrale.....	92
• <b>Tableau 5:</b> Tracé en plan des câbles de fléau de la travée de rive.....	94
• <b>Tableau 6:</b> Tracé en plan des câbles de fléau de la travée centrale.....	94
• <b>Tableau 7:</b> Calcul du nombre de câbles de continuité de la travée centrale.....	101
• <b>Tableau 8:</b> Calcul du nombre de câbles de continuité de la travée de rive à partir de la pile.....	102
• <b>Tableau 9:</b> Calcul du nombre de câbles de continuité de la travée de rive à partir de la culée.....	102



## CHAPITRE VI:



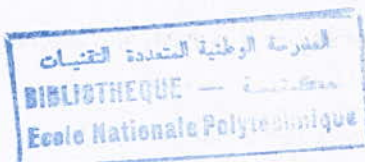
- **Tableau 1:** Perte par frottement pour la travée de rive.....106
- **Tableau 2:** Perte par frottement pour la travée centrale.....106
- **Tableau 3:** Recul d'ancrage pour les câbles de la travée de rive.....109
- **Tableau 4:** Recul d'ancrage pour les câbles de la travée centrale.....109
- **Tableau 5:** Tension après perte par recul d'ancrage pour la travée de rive.....110
- **Tableau 6:** Tension après perte par recul d'ancrage pour la travée centrale.....110
- **Tableau 7:** Age de béton à la mise en tension.....112
- **Tableau 8:** Valeur de  $F_{cj}$  .....113
- **Tableau 9:** Valeur de  $E_{bij}$ .....113
- **Tableau 10:** Valeur de  $e_p$  pour la travée de rive.....114
- **Tableau 11:** Valeur de  $e_p$  pour la travée centrale.....114
- **Tableau 12:** Perte par raccourcissement du béton pour la travée de rive..115
- **Tableau 13:** Perte par raccourcissement du béton pour la travée centrale.....115
- **Tableau 13:** Pertes dues au retrait pour les deux travées.....117
- **Tableau 14:** tension après pertes instantanées pour la travée de rive.....119
- **Tableau 15:** tension après pertes instantanées pour la travée centrale.....119
- **Tableau 16:** perte par relaxation d'armature pour la travée de rive.....120
- **Tableau 17:** perte par relaxation d'armature pour la travée centrale.....120
- **Tableau 18:** perte due au fluage pour la travée de rive.....122
- **Tableau 19:** perte due au fluage pour la travée centrale.....122

## CHAPITRE VII:

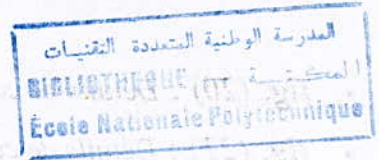
- **Tableau 1:** Moment maximal sous le poids propre dans le V.S.P.....133
- **Tableau 2:** Moment maximal sous le convoi Mc120 dans le V.S.P.....133
- **Tableau 3:** Moment maximal sous le système Bc dans le V.S.P.....134
- **Tableau 4:** Moment maximal sous le convoi D240 dans la V.S.P.....134
- **Tableau 5:** Moment maximal sous le poids propre dans le V.S.C.....134
- **Tableau 6:** Moment maximal sous le convoi Mc120 dans le V.S.C.....135
- **Tableau 7:** Moment maximal sous le système Bc dans le V.S.C.....135
- **Tableau 8:** Moment maximal sous le convoi D240 dans le V.S.C.....135

## CHAPITRE VIII:

- **Tableau 1:** Moment fléchissant de S2 côté de rive .....154
- **Tableau 2:** Moment fléchissant de S2 côté central .....155



## Liste des figures



### CHAPITRE II:

- *fig. (1) : Diagramme de déformation du béton à l'état limite ultime de résistance* ....8
- *fig. (2) : Diagramme de déformation du béton à l'état limite ultime de stabilité* .....9

### CHAPITRE III:

- *fig. (1) : Détail des voussoirs coté pile et culée* .....16
- *fig. (2) : Caractéristiques géométriques du voussoir coté pile* .....20
- *fig. (3) : Caractéristiques géométriques du voussoir coté culé* .....22
- *fig. (4) : Détails du fléau* .....26

### CHAPITRE IV:

- *fig. (1) : Construction des piles et des culées* .....31
- *fig. (2) : Construction des fléaux* .....31
- *fig. (3) : Construction des voussoirs de clavage* .....32
- *fig. (4) : Construction de clavage central* .....32
- *fig. (5) : Sollicitations dues au clavage de rive* .....38
- *fig. (6) : Sollicitations dues au clavage de rive* .....39
- *fig. (7) : Sollicitations dues au clavage central* .....41
- *fig. (8) : Sollicitations dues au clavage central* .....42
- *fig. (9) : Détails de calcul des efforts dus au clavage* .....42
- *fig. (10) : Détails de calcul des efforts dus au clavage* .....42
- *fig. (11) : Détails de calcul des efforts dus au clavage* .....43
- *fig. (12) : Détails de calcul des efforts dus au clavage* .....43
- *fig. (13) : Détails de calcul des efforts dus au clavage* .....47
- *fig. (14) : Représentation des efforts dus au clavage central* .....49
- *fig. (15) : Sollicitations dues à la superstructure* .....54
- *fig. (16) : Représentation des efforts dus aux sollicitations de la superstructure* ...54
- *fig. (17) : Diagramme du moment fléchissant de la charge de superstructure* .....55
- *fig. (18) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L)* .....58
- *fig. (19) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L)* .....58

- *fig. (20) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L).....59*
- *fig. (21) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L).....59*
- *fig. (22) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L).....60*
- *fig. (23) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L).....60*
- *fig. (24) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L).....61*
- *fig. (25) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.....64*
- *fig. (26) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.....65*
- *fig. (27) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.....65*
- *fig. (28) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.....66*
- *fig. (29) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.....66*
- *fig. (30) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.....67*
- *fig. (31) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.....67*
- *fig. (32) : Détails de calcul des efforts dus au convoi militaire Mc120.....72*
- *fig. (33) : Détails de calcul des efforts dus au convoi militaire Mc120.....73*
- *fig. (34) : Détails de calcul des efforts dus au convoi militaire Mc120.....73*
- *fig. (35) : Détails de calcul des efforts dus au convoi exceptionnel D.....78*
- *fig. (36) : Détails de calcul des efforts dus au convoi exceptionnel D.....79*
- *fig. (37) : Détails de calcul des efforts dus au convoi exceptionnel D.....79*

**CHAPITRE V:**

- *fig. (1) : Représentation des distances d'enrobage des câbles.....86*
- *fig. (2) : Tracé des câbles en élévation.....89*

**CHAPITRE VI:**

- *fig. (1) : Diagramme représentant la chute de tension à l'encrage.....107*
- *fig. (2) : Schéma représentant l'effort du câblage à chaque mise en tension.....111*

**CHAPITRE VII:**

- *fig. (1) : Détail de porte a faux du voussoir (pile et culée).....124*
- *fig. (2) : Détail de la dalle sous chaussée.....124*
- *fig. (3) : Détail de la dalle inférieure.....125*
- *fig. (4) : Ferrailage de la section du voussoir sur pile.....148*
- *fig. (5) : Ferrailage de la section du voussoir sur culée.....149*

**CHAPITRE VIII:**

- *fig. (1) : Schéma indique la déformation due au gradient thermique.....150*
- *fig. (2) : Schéma indique la déformation due au fluage.....152*

## الملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة جسر مصنوع على طريقة صناعة الجسور بدون منصة. على هذا الحساب يكون في مختلف مراحل الانجاز من جهة؛ و في الخدمة من جهة أخرى.

**كلمات مفتاحية:** تشوه، صندوق، سوط، جسر بدون منصة.

## Résumé :

Le présent projet consiste essentiellement au calcul et au predimensionnement d'un tablier en poutre caisson construit par tranches successives en béton précontraint.

**Mot-clé :** déformation, fluage, caisson, voussoir, fléau, encorbellement successif.

## Abstract:

The present project consists essentially in the design and calculation of a prestressed concrete projecting deck bridge.

**Key-word:** deformation, case, flail, curse successive corbelled.

## INTRODUCTION

*Au cours du présent projet, nous essayerons d'évaluer les étapes d'une étude d'un pont, proposé par la Société Algérienne d'Etude d'Infrastructures. Cette étude concerne un pont a poutre caisson en béton précontraint.*

*Nous nous sommes intéressées à l'analyse de la superstructure de l'ouvrage.*

*Dans le cadre de notre travail, nous avons procédé au choix des matériaux suivant leur caractéristiques mécaniques et à la vérification des dimensions de l'ouvrage, données par les documents d'architecture, tout en référant aux règlements prescrits pour ce type de construction. Nous avons, par la suite, évalué les charges et les efforts engendrés par les sollicitations auxquelles le pont est soumis.*

*Ceci, dans le but de déterminer le câblage et les pertes de la précontrainte ainsi que de ferrailer les voussoirs (sur pile et sur culée) dans les deux sens.*

CHAPITRE I:

# INTRODUCTION



Les Ouvrages d'art sont destinés essentiellement pour faciliter le déplacement des usagers; leur réalisation nécessite le bon savoir- faire et la bonne maîtrise.

Un pont est un Ouvrage d'art destiné à mettre en communication deux points séparés par un obstacle ou, pour permettre le passage sans croisement au niveau de deux voies de circulation, selon le cas, on distingue Pont – Route, Pont – Rail, Pont – Canal.

La nécessité de l'implantation et la réalisation des ponts est basée sur des problèmes principaux.

- L'augmentation du trafic.
- La facilite d'accès à d'autres routes.

Concernant l'Algérie, ces voies demeurent encore très insuffisantes devant les exigences de la libéralisation de l'économie et des échanges tous azimuts. C'est pour cela que notre pays s'attèle de plus en plus à améliorer le réseau routier en général, afin de répondre à de telles exigences.

La conception d'un pont résulte, le plus souvent d'une démarche itérative. L'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement en projetant l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigence de durabilité et de qualité architecturale.

Les ponts voussoirs sont des Ouvrages de nouvelle génération en Algérie, ils sont en général construits à partir des piles en confectionnant des voussoirs, soit dans des ateliers de préfabrication, soit sur site dans des coffrages portés par des équipages mobiles. Ces voussoirs sont fixés à l'aide de câble de précontraintes, symétriquement aux extrémités de la portion de tablier déjà construite.

Lorsque ces extrémités atteignent le voisinage de la clé des deux travées situées de part et d'autre de la pile considérée. On dit que l'on a construit un fléau.

Nous avons deux types de voussoirs:

### LES VOUSSOIRS COULES SUR PLACE

C'est la technique la plus ancienne. Plusieurs procédés peuvent être utilisés selon le mode de support du coffrage du voussoir à bétonner.

- un échafaudage se déplace sur le sol ou sur une estrade en rivière fondée sur pieux. ce mode de construction n'est retenu que dans le cas d'un tablier situé à faible hauteur au dessus d'un terrain accessible et horizontal.
- Une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis du pont en court de construction sur laquelle sont suspendus les coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir. Cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées (voir fig. (1)).

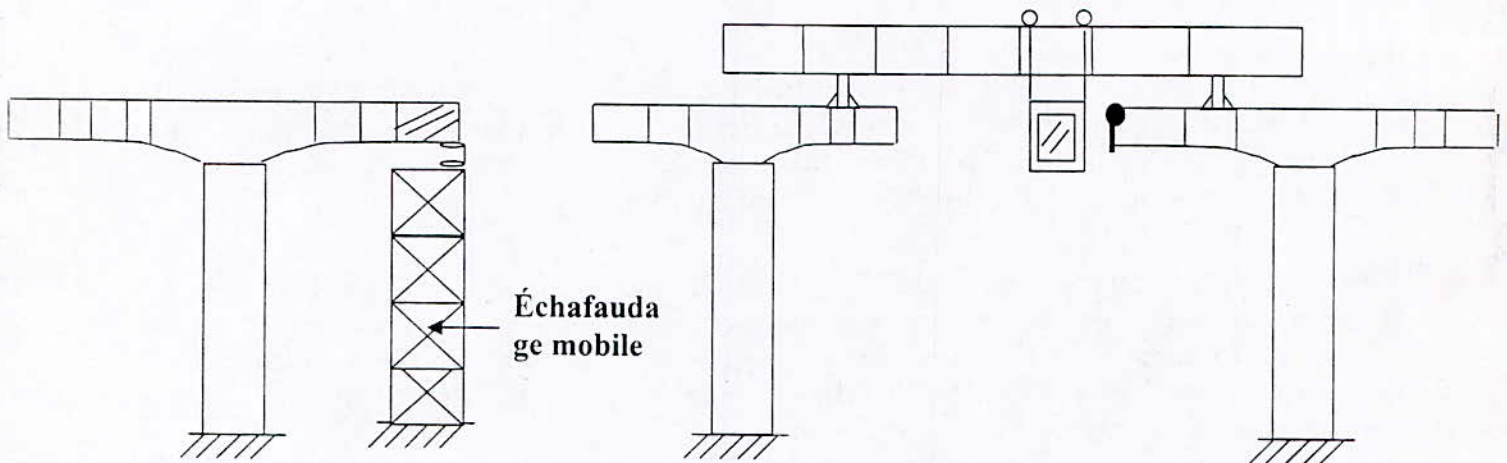


Fig. (1)

- Un équipage mobile composé d'une charpente métallique prenant appui sur le voussoir de fléau déjà construit et d'une plate forme de travail supportant les coffrages suspendues en porte - à - faux à l'extrémité de la charpente. L'ensemble est stabilisé à l'arrière par un contrepoids dont l'effet est parfois complété par des tirants ancrés dans le tablier.

L'équipage mobile doit jouer deux rôles :

- assurer le positionnement géométrique du voussoir dans l'espace.
- supporter le poids du voussoir avant le durcissement du béton et solarisation par précontrainte à l'élément précédent.

Chaque voussoir une fois durci, et mis en tension et l'équipage se déplace pour permettre la construction du voussoir suivant.

C'est la technique retenue pour les brèches importantes (pont sur l'oued FERGOUGE à MASKARA). La construction par voussoir construit en place implique une limitation de la vitesse d'avancement (nécessité d'avoir un béton suffisamment résistant pour la mise en tension des câbles).

Le cycle complet d'exécution d'un voussoir est d'une semaine (à chaque extrémité de fléau). D'où l'idée d'accélérer l'avancement par le recours à la préfabrication des voussoirs.

#### LES VOUSSOIRS PREFABRIQUES:

Les voussoirs sont des éléments creux en béton armé préfabriqué et assemblés par précontrainte pour former la poutre caisson des tabliers de certains ponts précontraints.

#### L'avantage d'utilisation des voussoirs préfabriqués :

Dans la réalisation des ponts en voussoirs coulés sur place implique généralement une limitation de vitesse d'avancement de la construction aux environs de 1 m par jour et par coffrage, il semble donc y avoir sur ce point un intérêt certain à recourir à la préfabrication qui permet couramment la réalisation d'un voussoir par jour ; la préfabrication des voussoirs présente d'autres avantages qu'on peut citer comme suit :

- ✓ Eviter les difficultés entraînées par la mise en tension des câbles de fléaux sur des bétons jeunes.
- ✓ Limiter les effets du retrait dont une part importante qui peut s'effectuer avant la mise en oeuvre des voussoirs dans l'ouvrage.
- ✓ Réduire les déformations dues au fluage, qui décroissent avec l'âge du béton lors de sa mise en charge.
- ✓ Raccourcir les délais de construction, les voussoirs peuvent être préfabriqués pendant l'exécution de l'infrastructure.
- ✓ Economiser sur les dépenses de main d'oeuvre par rapport aux autres méthodes de construction.

L'idée de la construction en encorbellement remonte à très longtemps. On découvre aujourd'hui des réalisations des passerelles de plusieurs régions du monde.

Lorsque la longueur de la brèche à franchir dépassait des troncs d'arbre disponible sans qu'il soit possible de construire d'appuis intermédiaires, les constructeurs eurent l'idée de partir des deux rives, au moyen d'encastrement des troncs et de réduire, par encorbellement, la portée à franchir.

Cette idée a également été exploitée dans la construction en pierres de ce qu'on appelle les fausses voûtes. Chaque assise de pierres dépasse légèrement l'assise précédente jusqu'à ce que les parties soient assez rapprochées pour que l'intervalle puisse être recouvert par une seule pierre.

Mais c'est la technique du Béton Précontraint due à FREYSSINET (1930) qui allait donner à la construction des ponts par encorbellement successif une place de choix dans le domaine des portées allant jusqu'à 250m.

C'est en 1950, en Allemagne, avec le D<sup>r</sup> Finterwalder que la technique de l'encorbellement avec les ouvrages en béton précontraint a pris naissance dans sa forme moderne.

La construction par encorbellement consiste à construire le tablier en console au dessus du vide sans l'aide d'un échafaudage. La construction se fait soit symétriquement à partir des piles soit exceptionnellement à partir d'une culée d'encastrement. Le tablier est découpé « en tranche », chaque tranche appelée « voussoir » est plaquée contre les voussoirs précédents par des câbles de précontrainte enfilés dans des gaines laissées vides dans les voussoirs déjà construits. Donc le voussoir est solidarise au précédent des qu'il atteint une résistance suffisante il devient alors autoporteur et sert de base à une nouvelle avancée.

La stabilité du tablier est assurée à chaque étape de construction par des câbles de précontrainte appelé câble de fléau, longueur croissante, disposés dans la membrure supérieure du voussoir.

- Notre ouvrage a été proposé par la société S.A.E.T.I. Il est implanté dans la Wilaya de JIJEL à la sortie du ZIANA MANSOURIAH (BEJAIA) du P.K 11+598.50 en allant vers JIJEL au P.K 11+697.50. Le pont permettra de franchir OUED DAR EL OUED liaison sur la route RN 43.

-L'étude de l'ouvrage comporte:

- Le dimensionnement de la superstructure.
- Le câblage de la superstructure.

-La longueur totale de l'ouvrage est de 169,3m, il est composé de trois travées, de rive de 35m et une travée intermédiaire de 64m ainsi que de 02 piles et 02 culées.

-Les piles sont en béton armé encastré à la semelle de fondation et du tablier.

-Nous avons opté pour la variante qui utilise des voussoirs coulés sur place.

-La hauteur du tablier varie paraboliquement de 3,5m sur les deux piles pour atteindre 1,8m à la clé(mi-travée) au niveau du clavage et sur les deux appuis d'extrémité au niveau des culées.

-La largeur de la partie du tablier est de 10,5m, l'épaisseur des âmes est constante:50 cm sur toute la largeur du tablier, l'hourdis inférieur varie de 25 cm à mi-travée jusqu'à 65 cm sur pile, et l'hourdis supérieur a une épaisseur constante de 40 cm sauf sur les culées et à la clé où l'épaisseur est de 25 cm.

Ce travail est organisé en 10 chapitres:

Le premier et le deuxième chapitre présentent des notions et des définitions théoriques ainsi les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Le troisième et le quatrième chapitre sont consacrés à la prédimensionnement du pont et les différents cas de chargement et phases du calcul.

Le cinquième chapitre présente l'étude de la précontrainte suit par l'estimation des pertes.

Dans les derniers chapitres on a fait l'étude des voussoirs dans le sens transversal et les efforts tranchants dans ces voussoirs.

En fin une conclusion générale et des recommandations sont données.

CHAPITRE II:

**Caractéristiques  
mécaniques des  
matériaux et  
techniques du  
pont**

## 1- Caractéristiques des matériaux utilisés:

### a. Béton:

Le béton est un matériau constitué à partir d'un mélange de proportions bien déterminées de ciment, de sable, de granulats et d'eau, conformément aux prescriptions du BAEL ou du BPEL.

$\sigma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$ , le béton sera dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$  de ciment CPA 325.

### &- Résistance à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la traction et à la compression.

- Résistance caractéristique à la compression:

$$f_{c28} = \begin{cases} 35 \text{ Mpa} & \text{pour poutre et hourdie.} \\ 25 \text{ Mpa} & \text{pour autres éléments du pont.} \end{cases}$$

Pour les valeurs de  $f_{cj}$  ( $J < 28$  jours), on utilise les formules suivantes:

$$f_{cj} = \begin{cases} 0.685 f_{c28} \log(j+1). \\ \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}. \end{cases}$$

- Résistance caractéristique à la traction:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (Mpa).}$$

### &- Module de déformation longitudinale du béton:

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

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

- Module de déformation différée (longue durée).

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

### &- Contrainte ultime de compression:

$$F_{bu} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}.$$

$\gamma_b = 1.5$  pour les situations durables ou de transition (au service).

$\gamma_b = 1.5$  pour les situations accidentelles (en construction).

$$\theta = \begin{cases} 1 & t \geq 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & 1 \leq t \leq 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & t \leq 1 \text{ heure.} \end{cases}$$



**&- Contrainte limite de service:**

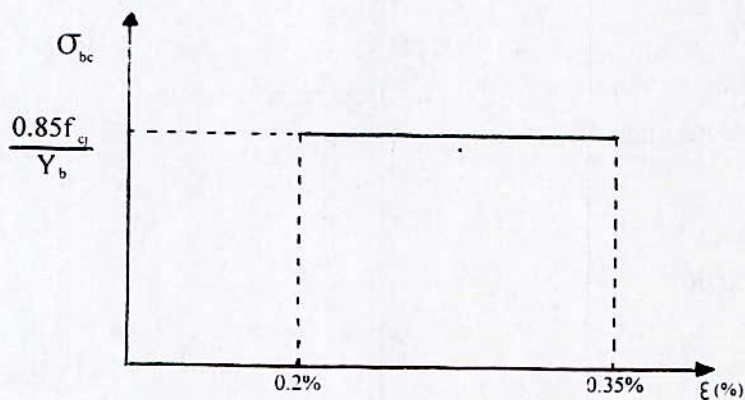
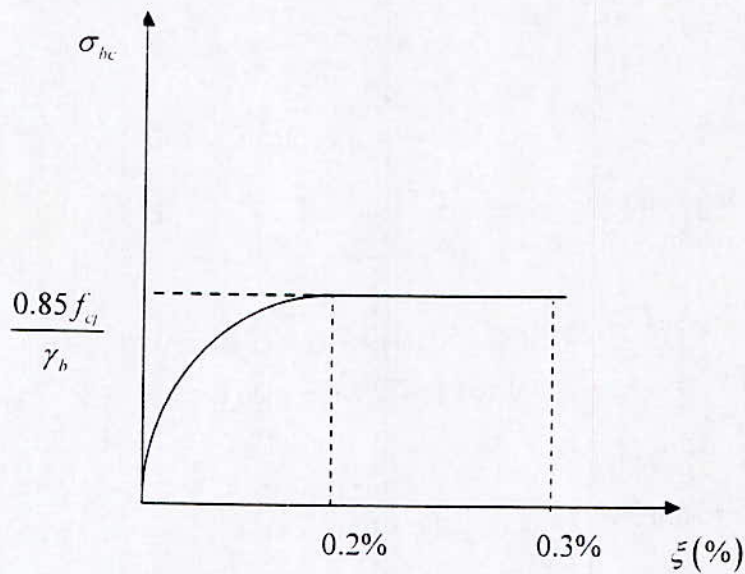
$$\bar{\sigma} = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{en service.} \\ 0.6 f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

**&- Coefficient de poisson:**

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{zone non fissurée.} \\ 0 & \text{zone fissurée.} \end{cases}$$

**&- Diagramme de déformation:**

Le diagramme type du béton après modification du diagramme réel à l'E.L.U (état limite ultime) est un diagramme "parabole- rectangle" schématisé comme suit:



**b.ACIER:****A- Armatures passives:**

Elles sont nécessaires pour reprendre les efforts tranchants (en absence d'etris précontraints) et pour limiter la fissuration. Les aciers de montage constituent une cage d'armatures.

On utilise les aciers Fe E40 type 1.

\* Limite d'élasticité  $f_e = 400$  MPa.

\* Allongement à la rupture 10%.

\* Module d'élasticité:  $E_s = 2 \cdot 10^5$  MPa.

\* Contrainte limite:

**- ELU:**

$$\sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{correspondant à } \varepsilon = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

Avec

$\gamma_s = 1.15$  pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1$  pour les situations accidentelles.

**ELS:**

La contrainte limite à la traction  $\bar{\sigma}_s$  dépend du type de fissuration.

Pour la fissuration peu préjudiciable,  $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ ,

Pour la fissuration préjudiciable  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\mu f_{c28}} \right]$ .

Pour la fissuration très préjudiciable  $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\mu f_{c28}} \right]$ .

avec

$$\mu = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers ronds lisses.} \\ 1.6 & \text{pour les aciers à haute adhérence.} \end{cases}$$

**B- Armatures actives de précontrainte:**

Les câbles utilisés sont de type " 12T15" dont les caractéristiques mécaniques sont les suivantes:

$$\phi_{gaine} = \begin{cases} \text{interieur}=8\text{mm.} \\ \text{exterieur}=8.8\text{mm.} \end{cases}$$

- Module d'élasticité  $E_p=2.10^5$  MPa.
- Coefficient de frottement angulaire (gaine - câble en courbe)  $f = 0.19\text{rd}^{-1}$ .
- Recul d'ancrage = 5mm.
- Coefficient de perte par frottement linière  $0.002\text{m}^{-1}$ .
- Rayon de courbure limite  $R_{\min} = 6\text{m}$ .
- $A_p = 1668 * 10^{-6} \text{m}^2$ .
- $P_0 = 240.2\text{t}$ .
- $P_{prg} = 1800\text{Mpa}$ .
- $P_{peg} = 1600\text{Mpa}$ .
- $\sigma_{p_0} = \text{Min}(0.8P_{prg}; 0.9P_{peg})$ .
- $\sigma_{p_0} = 1440\text{Mpa}$ .

**2 : Caractéristiques techniques du pont et systèmes de charge: [6]****2.1: Caractéristiques techniques du pont:**

- \* Largeur roulable du pont:  $L_r = 7\text{m}$ .
- \* Largeur chargeable :  $L_s = 7\text{m}$ .
- \* Nombre de voies :  $n = E(\frac{L_s}{3}) = E(\frac{7}{3}) = 2$  voies
- \*\* Pont de première classe.
- \* Largeur d'une voie:  $L_v = \frac{L_s}{N} = \frac{L_r}{2} = 3.5 \text{ metres}$ .

## 2.2: Systèmes de charge:

### - système de charge A(L):


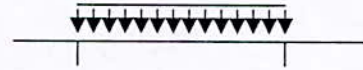



$$A(L) = a_1 \times a_2 \times \left[ 230 + \frac{36000}{L + 12} \right] \text{ Kg/m}^2.$$

$a_1$  et  $a_2$  : coefficients de majoration selon le type de pont , dans notre cas :

$$a_1 = 1 \text{ et } a_2 = \frac{L_0}{L_v} = \frac{3.5}{3.5} = 1.$$

L:longueur chargée (m).

- On distingue alors cinq cas de chargement possible, et pour chaque cas correspondent à une longueur chargée; les résultats obtenus pour chaque cas sont mentionnés dans le tableau suivant:

Travée (s) chargée (s)	Représentation	L(mètre)	A(L) (Kg/m <sup>2</sup> )
Travée de rive (1)		35	995.960
Travée centrale		64	703.680
Centrale + rive		99	554.320
rive (1) + rive (2)		70	669.020
Tout le pont		134	476.570

**Tableau 1: Les différents cas de chargement du système A (L).**

**- Surcharge sur les trottoirs:**

- La charge uniforme que supporte le trottoirs vaut  $150 \text{ Kg/m}^2$ ; les trottoirs ayant une longueur de  $1.75\text{m}$ , donc:

$$S = 150 \times 1.75 = 262.5 \text{ Kg} / \text{ml} = 0.2625 \text{ t} / \text{ml}.$$

**- Charge de la superstructure:****a- Poids propre du trottoir:**

$$A = 1.75 \times 0.275 = 0.481 \text{ m}^2.$$

$$S_{tr} = \gamma_b \times A = 2.5 \times 0.481 = 1.203 \text{ t} / \text{ml}.$$

**b- Couche de bitume:**

$$S_p = \gamma_{bitume} \times L_r \times e_{bitume} = 2.2 \times 7 \times 0.08 \text{ (t/ml)}$$

$$S_p = 1.232 \text{ t} / \text{ml}.$$

**c- Dispositif de sécurité:**

Glissière :  $S_b = 0.08 \text{ t} / \text{ml}$  }  
 garde corps :  $S_c = 0.1 \text{ t} / \text{ml}$  } *pour un trottoir*

**Surcharge totale de la superstructure:**

$$S_s = 2S_{tr} + 2S_c + 2S_b + S_p$$

$$S_s = 2 \times 1.203 + 2 \times 0.1 + 2 \times 0.08 + 1.232$$

$$S_s = 4 \text{ t} / \text{ml}$$

**- Système de charge Bc:**

- le coefficient  $b_c$  vaut 1.1

- le coefficient de majoration dynamique

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0.4}{(1 + 0.2L)} + \frac{0.6}{(1 + 4(\frac{G}{S}))}$$

G: poids des tronçons du tablier considéré.

L: longueur du tronçon du tablier considéré.

S: surcharge due au convoi Bc majoré par  $b_c$

tel que :  $S = S' \times b_c$ .

Deux cas peuvent se présenter:

### PREMIER CAS : DEUX VOIES CHARGÉES:

#### A- Travée de rive chargée:

$L=35$  m et  $S_L=4$  m.

$$\text{On a } G=G_{\text{console}} + G_{\text{cintre}} = \int_0^{L-S_L} \gamma_{\text{béton}} * B(x) * dx + \gamma_{\text{béton}} * S_L * B_c$$

$$\text{Avec: } B(x) = B_c \left[ 1 + (B_p / B_c - 1) \left( \frac{x - S_L}{L - S_L} \right)^2 \right].$$

$B(x)$  : variation de la section des voussoirs en fonction de  $x$ .

$B_c$  : section du voussoir sur culée (à la clé).

$B_p$  : section du voussoir sur pile.

$S_L$  : longueur de la partie coulée sur cintre.

Après intégration on trouve :

$$G=489,772+55,14=544,912 \text{ tonnes.}$$

$$S=1,1 * S'=1,1 \times (2 \times 2 \times 30)=132 \text{ tonnes.}$$

$$\text{D'où } \delta=1,084.$$

$$P_{\text{max}} = \delta \times P_{\text{max roue}}=6,504.$$

#### B- Travée centrale chargée:

$L=64$  m.

$$\text{On a } G=2G_{\text{console}}=2 \int_0^L \gamma_{\text{béton}} * B(x) * dx$$

$$\text{Avec: } B(x) = B_c \left[ 1 + (B_p / B_c - 1) \left( 1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right].$$

Après intégration on trouve:

$$G=2148,04 \text{ tonnes.} \quad S=132 \text{ tonnes.}$$

$$\delta=1,038$$

$$P_{\text{max}}=6,223 \text{ tonnes.}$$

**DEUXIEME CAS: UNE VOIE CHARGEE:**

Dans ce cas on a  $S'=2*30=60$  tonnes.

En faisant le même calcul que précédemment on trouve pour les différents cas les résultats suivants:

Travée chargée	G (tonne)	$\delta$	$P_{\max}$ (tonne)
Travée de rive	544.912	1.066	6.396
Travée centrale	2148.040	1.033	6.199

**Tableau 2: Chargement du système Bc pour une seule voie de circulation.**

**- Système de charge Br:**

- La roue isolée qui constitue le système Br porte une masse de 10t.

$\delta=1,053$  pour travée de rive chargée.

$\delta=1,030$  pour travée centrale chargée.

**- Système de charge Bt:**

- le coefficient  $b_t$  vaut 1.

- la surcharge due au convoi  $B_t$ :  $b_t \times S'$

- les résultats obtenus pour chaque travée sont :

Travée chargée	G (tonne)	$\delta$	$P_{\max}$ (tonne)
Travée de rive	544.912	1.067	17.074
Travée centrale	2148.040	1.033	16.535

**Tableau 3: Chargement du système Bt pour une seule voie de circulation**

**- Convoi militaire type  $M_{c120}$**

- Surface du rectangle d'impact par chenille (6.1\*1) m<sup>2</sup>.
- la masse totale de convoi 110t.
- les résultats obtenus pour ce type de chargement sont mentionnés dans le tableau suivant:

Travée chargée	G (t)	$\delta$	S (tonnes)
Travée de rive	544.912	1.078	118.670
Travée centrale	2148.040	1.036	114.020

**Tableau 4: Chargement du convoi militaire  $M_{c120}$ .**

- Donc la surcharge maximale sur tout le pont est:

$$S = \frac{S_{\max}}{6.1} = \frac{118.67}{6.1} = 19.454 \text{ t/ml.}$$

**- CONVOI EXCEPTIONNEL DE TYPE D:**

- Le convoi D comporte une remorque de trois éléments de quatre ligne à deux essieux de 240 tonnes de poids total suppose reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de (18,6 \* 3,2) m<sup>2</sup>.

- Les résultats obtenus pour chaque travée sont:

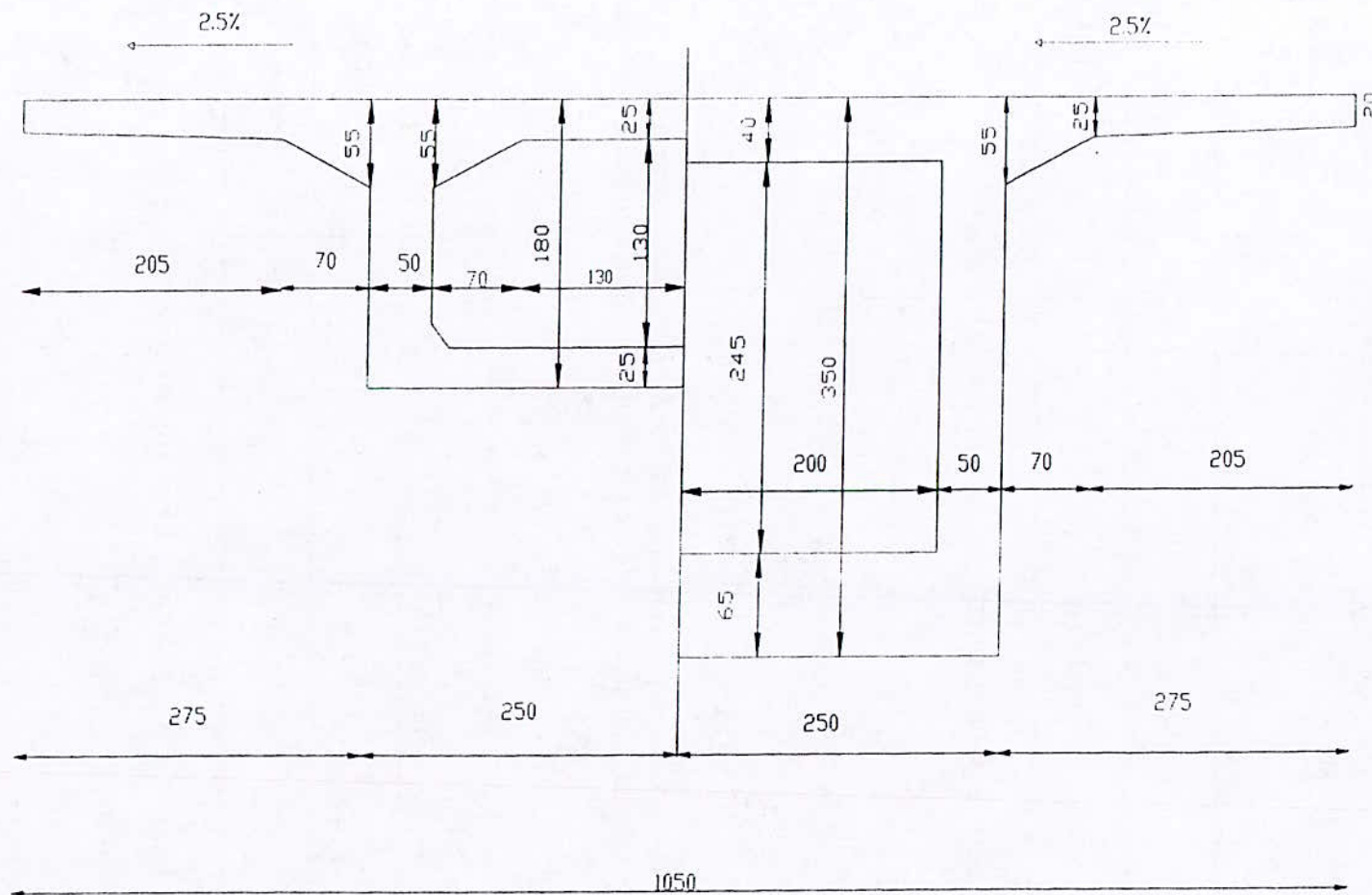
Travée chargée	G (t)	$\delta$	S (tonnes)
Travée de rive	544.912	1.109	266.300
Travée centrale	2148.040	1.045	250.849

**Tableau 5: Chargement du convoi exception  $D_{240}$ .**

- Donc la surcharge maximale sur tout le pont est:

$$S = \frac{S_{\max}}{18.6} = \frac{266.3}{18.6} = 14.317 \text{ t/ml.}$$





DETAIL 1/2 VOUSOIR  
COTE CULEE ET MILIEU

DETAIL 1/2 VOUSOIR  
COTE PILE

Fig(1)

CHAPITRE III:

**Prédimensionnement  
et caractéristiques  
géométriques des  
sections**

## 1. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT:

Il est très important au stade de la conception du projet, de bien réussir le prédimensionnement.

### 1.1. COUPE TRANSVERSALE:

Les moments fléchissant s'exerçant sur l'encastrement des consoles sont suffisamment élevés en valeur absolue et comme solution on fait le choix d'une section en forme caisson au voisinage de ces zones.

Nous recommandons de conserver la section caisson sur toute la longueur de la portée, cette forme permettant de bien résister à la torsion provoquée en cours de construction

Les poutres sont le plus souvent de hauteur variable afin de réduire le poids propre.

En outre, le caisson continu facilite les problèmes d'entretien, de passage des canalisations diverses, et confère une meilleure inertie thermique du tablier.

#### 1.1.1. NOMBRE DE CAISSON:

Pour dessiner la coupe transversale de l'ouvrage, il convient tout d'abord de choisir le nombre des caissons et des âmes.

Les principaux éléments du choix sont les suivants:

L'augmentation des nombres des âmes se traduit par une augmentation des surfaces de coffrage, chacune de celle-ci devant avoir une épaisseur minimale

Une diminution du nombre des âmes entraîne une augmentation de la portée du hourdis supérieur.

Donc les dispositions les plus courantes sont les suivants:

- Pour  $L \leq 13\text{m}$ , le caisson unique à deux âmes s'impose.
- Pour  $13\text{m} \leq L \leq 18\text{m}$ , on a recours à un caisson à trois âmes.
- Pour  $18\text{m} \leq L \leq 25\text{m}$ , deux caissons monocellulaires.

Notre pont a pour longueur  $L=10.5\text{m} < 13\text{m}$ .

Donc on aura une poutre à deux âmes.

#### 1.1.2. EPAISSEUR DES AMES: $[e]$

L'épaisseur des âmes doit être déterminée:

\* Pour reprendre dans des conditions acceptables les efforts tranchants et les moments de torsion.

\* Pour permettre un bétonnage aisé.

\* Pour vérifier les conditions au cisaillement.

\* Pour permettre la mise en œuvre des organes d'ancrage de la précontrainte.

Cette dernière impose au moins:

$e = 36\text{cm}$  pour des unités 12 T 13 .

$e = 44\text{cm}$  pour des unités 12 T 15 .

$e = 59\text{cm}$  pour des unités 19 T 15 .

Dans la pratique, on prend systématiquement une épaisseur  $e=50\text{cm}$  avec un câblage de 12 T 15.

### 1.2.3. EPAISSEUR DU HOURDIS SUPERIEUR: [e]

L'hourdis supérieur est parfaitement encastré sur les âmes transversales, son dimensionnement est déterminé par sa résistance transversale sous les charges roulantes.

Le raccordement du hourdis aux âmes se fait à l'aide de goussets pour faciliter la mise en place du béton et permettre de loger les câbles de fléaux.

En absence de raidisseurs, l'épaisseur courante du hourdis supérieur dans sa partie centrale est de l'ordre de 20 à 22cm.

$$\frac{L}{22} \leq e_s \leq \frac{L}{20}$$

L: la portée du hourdis égale à 5m.

$$\text{Donc } 22.7\text{cm} \leq e_s \leq 25\text{cm}.$$

$$\text{On prend } \begin{cases} e_{sc} = 25\text{cm}. \\ e_{sp} = 40\text{cm}. \end{cases}$$

On prend pour la longueur du gousset  $c= 1.5\text{m}$

### 1.1.3. EPAISSEUR DE HOURDIS INFÉRIEUR: [e]

Elles sont fixées suivant plusieurs paramètres:

1. Intensité des efforts de compression en phase de construction et en service.
2. Logement des câbles de continuité.
3. Poussée au vide due à ces câbles.
4. Encrage de ces câbles et diffusion des efforts de précontrainte correspondants.
5. Facilite le bétonnage.

- L'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile et la section clé.

**A°/ à la clé:**

$$e_{ic} \leq \begin{cases} 18 \text{ cm.} \\ 3\phi : \phi \text{ étant le diamètre des câbles si les câbles sont logés dans le hourdis inférieur.} \\ \frac{e_a}{3} : e_a \text{ l'épaisseur de l'âme.} \end{cases}$$

On a:

$$e_{ic} \leq \begin{cases} 18 \text{ cm.} \\ 3 \times 8 = 24 \text{ cm.} \\ \frac{50}{3} = 16 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{On prend } e_{ic} = 25 \text{ cm.}$$

**B°/ Sur pile:**

$$e_{ip} = \begin{cases} (2 \text{ à } 3)e_{ic} & \text{si le tablier est de hauteur variable.} \\ (2.5 \text{ à } 3)e_{ic} & \text{si le tablier est de hauteur constante.} \end{cases}$$

$$\text{On prend } e_{ip} = 65 \text{ cm.}$$

On a surdimensionné un peu l'épaisseur au niveau de la pile à cause de l'importance du moment négatif appliqué à ce niveau et qui exerce une forte compression sur le hourdis inférieur.

**1.2. PROFIL EN LONG- LA FORME DU TABLIER EN ELEVATION: [2]**

Lors de l'exécution de tablier l'équilibre de fléau est assuré sous l'action du poids propre et des surcharges du chantier, les efforts décroissent de l'encastrement sur appuis jusqu'à l'extrémité libre ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable.

**A- HAUTEUR DU TABLIER SUR PILE:**

L'élançement économique compris entre  $\frac{L}{16}$  et  $\frac{L}{20}$ ,  $L = 64\text{m.}$

$$\frac{L}{20} \leq H_p \leq \frac{L}{16} \Rightarrow 3.2\text{m} \leq H_p \leq 4\text{m}$$

On prend  $H_p = 3.5\text{m.}$

**B- HAUTEUR DU TABLIER SUR CLE:**

La hauteur de tablier sur clé est minore par 1.8m et on générale on adopte:

$$\frac{L}{40} \leq H_c \leq \frac{L}{30} \Rightarrow 1.6m \leq H_c \leq 2.13m$$

On prend:  $H_c = 1.8m$

**C- LA PORTEE DE L'OUVRAGE:**

La portée étant de 134m avec une travée centrale de 64m, et deux travées de rive de 35m chacun.

## 2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS SUR PILE ET A LA CLE:

### 2.1. CAISSON COTE PILE:

N°	b <sub>1</sub> (m)	h <sub>1</sub> (m)	B <sub>1</sub> (m <sup>2</sup> )	y <sub>i</sub> (m)	B <sub>i</sub> *y <sub>gi</sub> (m <sup>3</sup> )	δ <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	δ <sup>2</sup> B <sub>i</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>gi</sub> ×10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gi</sub> (m <sup>4</sup> )
1	5.25	0.2	1.05	3.4	3.570	2.326	2.442	3.500	2.446
2	2.05	0.05	0.051	3.280	0.168	1.983	0.100	0.007	0.100
3	3.200	0.050	0.160	3.275	0.524	1.960	0.314	0.033	0.314
4	0.700	0.300	0.105	3.150	0.331	1.626	0.171	0.525	0.172
5	2.000	0.150	0.300	3.175	0.953	1.690	0.507	0.563	0.508
6	0.500	3.250	1.625	1.625	2.641	0.062	0.101	1430.339	1.531
7	2.000	0.650	1.300	0.325	0.423	2.450	3.185	45.771	3.231
Σ			4.591		8.610				8.302

**Tableau-1- Caractéristiques géométriques de la section côté pile**

$$Y_{Gi} = \frac{\sum B_i Y_i}{\sum B_i} = 1.875m.$$

$$B = 2 \sum B_i = 9.182m^2.$$

$$I_G = 2 \sum I_{Gi} = 16.604m^4.$$

## 2.2. CAISSON COTE CULEE ET MILIEU:

N°	b <sub>1</sub> (m)	h <sub>1</sub> (m)	B <sub>1</sub> (m <sup>2</sup> )	y <sub>i</sub> (m)	B <sub>1</sub> *y <sub>gi</sub> (m <sup>3</sup> )	δ <sup>2</sup> (m <sup>2</sup> )	δ <sup>2</sup> B <sub>i</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>gi</sub> ×10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	I <sub>Gi</sub> (m <sup>4</sup> )
1	5.250	0.200	1.050	1.700	1.785	0.336	0.353	3.500	0.357
2	2.050	0.050	0.051	1.583	0.081	0.215	0.011	0.007	0.011
3	3.200	0.050	0.160	1.575	0.252	0.207	0.033	0.033	0.033
4	0.700	0.300	0.105	1.450	0.152	0.109	0.011	0.525	0.012
5	0.700	0.300	0.105	1.450	0.152	0.109	0.011	0.525	0.012
6	0.500	1.550	0.775	0.775	0.601	0.119	0.092	155.161	0.247
7	0.150	0.150	0.011	0.300	0.003	0.672	0.007	0.014	0.007
8	2.000	0.250	0.500	0.125	0.063	0.990	0.495	2.604	0.498
Σ			2.757		3.089				1.177

Tableau-2- Caractéristiques géométriques de la section côté culée.

$$Y_{G1} = \frac{\sum B_i Y_i}{\sum B_i} = 1.120m.$$

$$B = 2\sum B_i = 5.514m^2.$$

$$I_G = 2\sum I_{Gi} = 2.354m^4.$$



### 3. LOIS DE LA VARIATION DES DIFFERENTS PARAMETRES GEOMETRIQUES:

#### 3.1. TRAVÉE DE RIVE :

Les travées de rive des ponts construits par encorbellement successif lorsqu'ils sont de hauteur variable comportent une partie de hauteur constante et une partie de hauteur variable.

Sachant que:

$h_c$ : hauteur sur culée.

$h_p$ : hauteur sur pile.

#### 3.1.1. LOIS DE VARIATION DE LA HAUTEUR:

$$0 \leq x \leq SL \quad H=H_c.$$

$SL \leq x \leq L$  La variation de la hauteur  $h(x)$  étant supposé parabolique d'une loi:

$$h(x)=ax^2 + bx + c.$$

- On détermine les coefficients a, b et c par les conditions aux limites et on a:

$$x = 0 \Rightarrow c = H_c$$

$$x = 0 \Rightarrow \frac{dh}{dx}(x) = 0 \text{ extremum} \Rightarrow b=0.$$

$$x=L-SL \Rightarrow a = \frac{H_p - H_c}{(L - SL)^2}.$$

$$\text{donc } h(x) = \frac{H_p - H_c}{(L - SL)^2} x^2 + H_c.$$

Rapporté à l'extrémité supérieur gauche

$$H(x) = \frac{H_p - H_c}{(L - SL)^2} (x - SL)^2 + H_c.$$

En conclusion:

$$0 \leq x \leq SL \quad H=H_c.$$

$$SL \leq x \leq L \quad H(x) = H_c \left[ 1 + \left( \frac{H_p}{H_c} - 1 \right) \left( \frac{x - SL}{L - SL} \right)^2 \right].$$

**3.2.2. LOI DE VARIATION DE LA SECTION:**

$$0 \leq x \leq SL \quad S = S_c.$$

$$SL \leq x \leq L \quad S(x) = S_c \left[ 1 + \left( \frac{S_p}{S_c} - 1 \right) \left( \frac{x - SL}{L - SL} \right)^2 \right].$$

**3.2.3. LOI DE VARIATION DE LA HAUTEUR DU HAURDIS INFÉRIEUR:**

$$0 \leq x \leq SL \quad e = e_c.$$

$$SL \leq x \leq L \quad e(x) = e_c \left[ 1 + \left( \frac{e_p}{e_c} - 1 \right) \left( \frac{x - SL}{L - SL} \right)^2 \right].$$

**3.2.4. LOI DE VARIATION DU CENTRE DE GRAVITE DE LA SECTION:**

$$0 \leq x \leq SL \quad y = y_c.$$

$$SL \leq x \leq L \quad y(x) = y_c \left[ 1 + \left( \frac{y_p}{y_c} - 1 \right) \left( \frac{x - SL}{L - SL} \right)^2 \right].$$

**V:** La distance de c.d.g à la fibre supérieure.

**V':** La distance de c.d.g à la fibre inférieure.

$$V'(x) = y(x) \quad V(x) = h(x) - V'(x).$$

**3.2.5. LOI DE VARIATION DE L'INERTIE: [5]**

$$0 \leq x \leq SL \quad I = I_c.$$

$SL \leq x \leq L$  Il est d'usage de considérer une loi de variation de la forme  $Kh^{5/2}$ ,  $h$  étant la hauteur de la poutre.

- Cette loi est intermédiaire entre la loi limite  $Kh^2$  et la loi de variation de l'inertie d'une section pleine rectangulaire  $I = Kh^3$ . L'expérience montre qu'une loi de la forme  $I = Kh^{5/2}$  conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fait pour une section en forme de poutre caisson.

$$I(x) = I_c \left[ 1 + K \left( \frac{x - SL}{L - SL} \right)^2 \right]^{5/2}$$

$$K = \left( \frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1.$$

**DEMI-FLEAU DE RIVE:**

X(m)	H(x)	e(x)	S(x)	I(x)	V'(x)	V(x)	$\rho$	C(x)	C'(x)
0	1,800	0,250	5,514	2,354	1,120	0,680	0,561	0,381	0,628
5	1,849	0,261	5,619	2,561	1,142	0,707	0,565	0,399	0,645
10	1,995	0,296	5,935	3,241	1,207	0,788	0,574	0,453	0,693
15	2,239	0,353	6,462	4,595	1,315	0,924	0,585	0,541	0,770
20	2,581	0,434	7,200	6,986	1,467	1,114	0,594	0,661	0,871
25	3,020	0,537	8,148	10,982	1,662	1,358	0,597	0,811	0,992
29,5	3,500	0,650	9,182	16,604	1,875	1,625	0,594	0,964	1,113

Tableau - 3 -

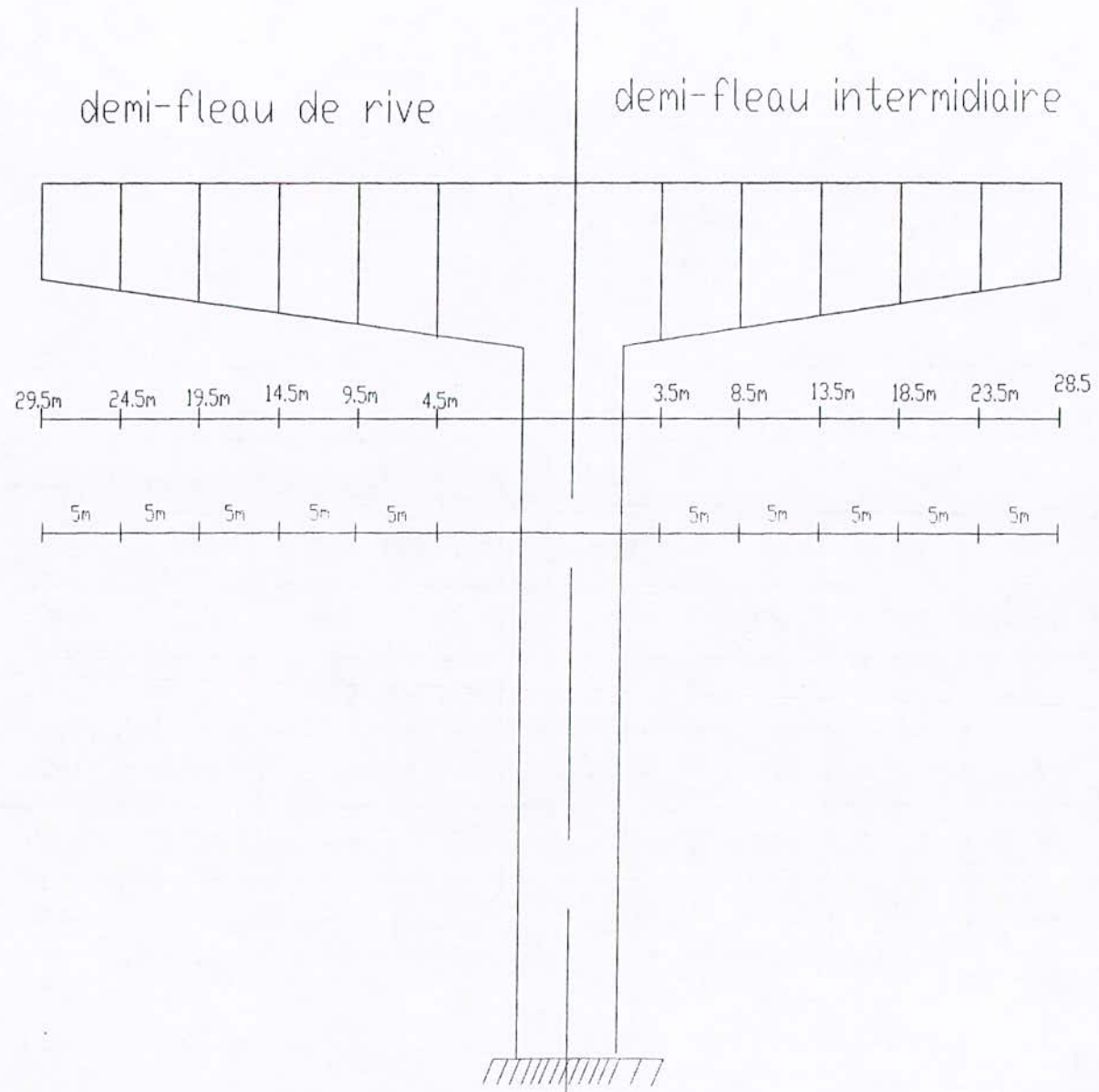


Fig.

**3.2. TRAVÉE INTERMÉDIAIRE:****3.2.1. LOI DE VARIATION DE LA HAUTEUR:**

La taille des voussoirs intermédiaire peut être déterminé à partir de l'équation parabolique:

$$h(x) = ax^2 + bx + c.$$

Conditions aux limites:

$$x = 0 \Rightarrow c = H_c$$

$$x = L/2 \Rightarrow h(L/2) = H_p \Rightarrow a = 4 \left( \frac{H_p - H_c}{L^2} \right).$$

$$\frac{dh}{dx}(0) = 0 \text{ (extremum)} \Rightarrow b = 0.$$

L'équation devient:

$$H(x) = H_c \left[ 1 + \left( \frac{H_p}{H_c} - 1 \right) \left( \frac{2x}{L} \right)^2 \right].$$

Par rapport à l'origine de la travée:

$$H(x) = H_c \left[ 1 + \left( \frac{H_p}{H_c} - 1 \right) \left( 1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right].$$

**3.2.2. LOI DE VARIATION DE HOURDI INFÉRIEUR:**

$$e(x) = e_c \left[ 1 + \left( \frac{e_p}{e_c} - 1 \right) \left( 1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right].$$

**LOI DE VARIATION DE CENTRE DE GRAVITE DE LA SECTION:**

$$y(x) = y_c \left[ 1 + \left( \frac{y_p}{y_c} - 1 \right) \left( 1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right].$$

**DEMI-FLEAU INTERMIDIAIRE :**

X(m)	H(x)	e(x)	S(x)	I(x)	V'(x)	V(x)	$\rho$	C(x)	C'(x)
0	3,500	0,650	9,182	16,604	1,875	1,625	0,594	0,964	1,113
3,5	3,132	0,563	8,389	12,160	1,712	1,420	0,596	0,847	1,021
8,5	2,684	0,458	7,423	7,822	1,513	1,171	0,595	0,696	0,900
13,5	2,328	0,374	6,654	5,155	1,355	0,973	0,588	0,572	0,796
18,5	2,063	0,312	6,082	3,588	1,237	0,826	0,578	0,477	0,714
23,5	1,889	0,271	5,708	2,740	1,160	0,729	0,568	0,414	0,659
28,5	1,800	0,250	5,514	2,354	1,120	0,680	0,561	0,381	0,628

Tableau - 4 -

### 3.3. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES TRAVEES DU PONT

$(E_A, E_B, E_C)$ : [5]

#### 3.3.1 TRAVEE DE RIVE:

- Les caractéristiques mécaniques des travées du pont d'un élément sont données par les expressions suivantes:

$$\text{Si } \begin{cases} \frac{E_a}{l} = J_0 - 2J_1 + J_2. \\ \frac{E_b}{l} = J_1 - J_2. \\ \frac{E_c}{l} = J_2. \end{cases} \quad x \leq SL : I=I_c.$$

$$\begin{cases} J_0 = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{dx}{I(x)} = \frac{\alpha}{I_0} + \frac{1-\alpha}{I_0} \frac{A_0(\sqrt{k})}{\sqrt{k}}. \\ J_1 = \frac{1}{l} \int_0^l \left( \frac{x}{l} \right) \frac{dx}{I(x)} = \frac{\alpha^2}{2I_0} + \frac{1-\alpha}{I_0} \left[ \alpha \frac{A_0(\sqrt{k})}{\sqrt{k}} + (1-\alpha) \frac{A_1(\sqrt{k})}{\sqrt{k}} \right]. \\ J_2 = \frac{1}{l} \int_0^l \left( \frac{x}{l} \right)^2 \frac{dx}{I(x)} = \frac{\alpha^3}{3I_0} + \frac{1-\alpha}{I_0} \left[ \alpha^2 \frac{A_0(\sqrt{k})}{\sqrt{k}} + 2\alpha(1-\alpha) \frac{A_1(\sqrt{k})}{\sqrt{k}} + (1-\alpha)^2 \frac{A_2(\sqrt{k})}{k\sqrt{k}} \right]. \end{cases}$$

On a  $SL = \alpha L = 4\text{m}$  donc  $\alpha = \frac{SL}{L} = \frac{4}{35} = 0,114$ .

Si  $x \geq SL : I(x) = I_c \left[ 1 + K \left( \frac{x - SL}{L - SL} \right)^2 \right]^{5/2}$ .

Avec  $K = \left( \frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1 = \left( \frac{16.604}{2.354} \right)^{0.4} - 1 = 1.185$ .

Avec:

$$\begin{cases} A_0(t) = \int_0^t \frac{dt}{(1+t^2)^{\frac{5}{2}}} = \frac{t}{\sqrt{1+t^2}} - \frac{1}{3} \left( \frac{t}{\sqrt{1+t^2}} \right)^3 \\ A_1(t) = \int_0^t \frac{tdt}{(1+t^2)^{\frac{5}{2}}} = \frac{1}{3} - \frac{1}{3} \left( \frac{t}{\sqrt{1+t^2}} \right)^3 \\ A_2(t) = \int_0^t \frac{t^2 dt}{(1+t^2)^{\frac{5}{2}}} = \frac{1}{3} \left( \frac{t}{\sqrt{1+t^2}} \right)^3 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_0 = 0,603. \\ A_1 = 0,230. \\ A_2 = 0,133. \end{cases} \quad \begin{cases} J_0 = 0,257. \\ J_1 = 0,091. \\ J_2 = 0,048. \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E_a = 4,305. \\ E_b = 1,505. \\ E_c = 1,680. \end{cases}$$

### 3.3.2. TRAVÉE CENTRALE:

L'inertie est donnée par:

$$I(x) = I_c \left[ 1 + K \left( 1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]^{5/2} \quad \text{avec : } k=1,185.$$

$$\begin{cases} \frac{E_a}{l} = \frac{E_c}{l} = J'_2. \\ \frac{E_b}{l} = J'_1 - J'_2. \end{cases} \quad \text{avec :}$$

$$\begin{cases} J'_0 = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{dx}{I(x)} = \frac{1}{I_0} \frac{A_0(\sqrt{k})}{\sqrt{k}} \\ J'_1 = \frac{1}{l} \int_0^l \left( \frac{x}{l} \right) \frac{dx}{I(x)} = \frac{1}{I_0} \frac{A_0(\sqrt{k})}{2\sqrt{k}} = \frac{1}{2} J'_0 \\ J'_2 = \frac{1}{l} \int_0^l \left( \frac{x}{l} \right)^2 \frac{dx}{I(x)} = \frac{1}{I_0} \left[ \frac{A_0(\sqrt{k})}{4\sqrt{k}} + \frac{A_2(\sqrt{k})}{4k\sqrt{k}} \right] \end{cases}$$

$$\begin{cases} J'_0 = 0,235. \\ J'_1 = 0,118. \\ J'_2 = 0,070. \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} E_a = E_c = 4,480. \\ E_b = 3,065. \end{cases}$$



CHAPITRE IV:

**Chargements et  
phases de  
calculs**

## 1- PHASES DE CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT A PARTIR DES PILES:

A partir des piles, il est logique d'effectuer la construction symétriquement, afin de ne pas soumettre celle-ci à des moments de renversement très importants.

La construction à partir d'une pile suit trois étapes ou trois phases qui sont:

### 1.1. PREMIERE PHASE:

Elle consiste à

- La construction des piles et des culées.
- Encastrer le premier voussoir sur pile (V.S.P).

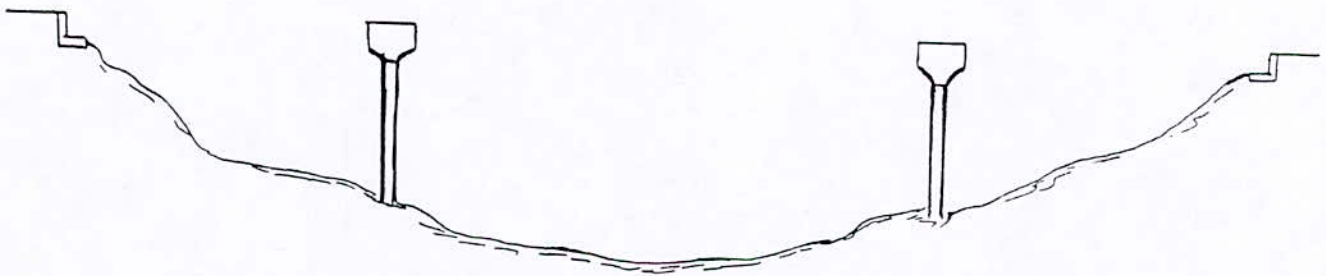


Fig.(1) [3]

- La construction de chaque fléau sur pile par le bétonnage des voussoirs courants à l'aide de l'équipage mobile.
- La mise en tension des câbles de précontrainte.

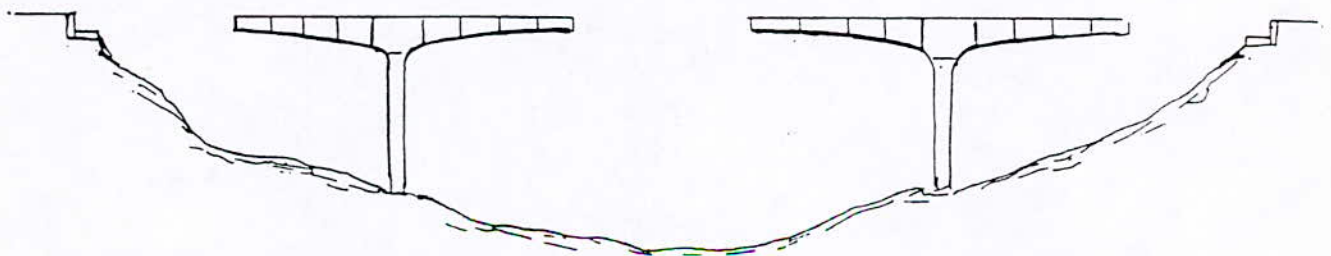


Fig.(2) [3]

### 1.2. DEUXIEME PHASE:

Une fois la construction des fléaux est terminée, on doit réaliser la solidarisation des fléaux entre deux piles contiguës. Cette solidarisation peut être constituée d'une articulation, ou, ce qui est le plus fréquent, d'une construction du voussoir de clavage.

Ainsi, la deuxième phase de construction consiste à bétonner sur chaque travée de rive des parties coulées sur cintre.

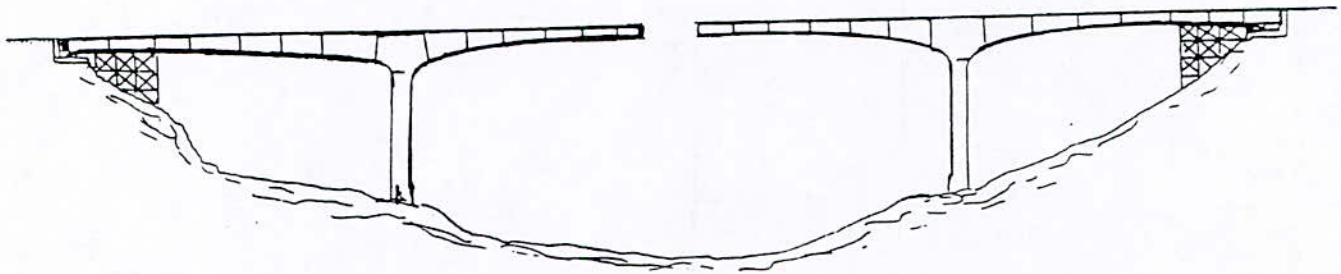


Fig.(3) [3]

### 1.3. TROISIEME PHASE :

Elle consiste à bétonner le clavage central qui assure la continuité entre les extrémités des deux fléaux.

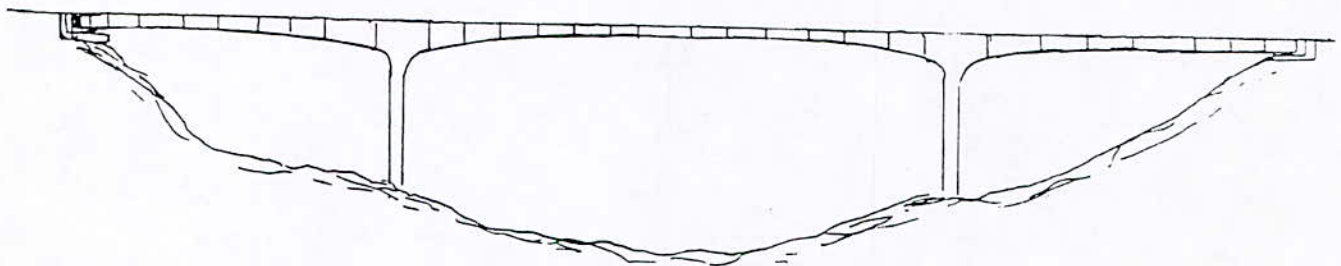


Fig.(4) [3]

## **2- METHODE DE CALCUL:**

L'étude longitudinale suit une cinématique de construction pour assurer la stabilité de l'ouvrage en phase de construction et en phase de service.

### **2.1. PHASE DE CONSTRUCTION:**

Elle consiste au :

- 1- Calcul des sollicitations dues à la réalisation des deux fléaux.
- 2- Calcul des sollicitations dues au clavage de rive.
- 3- Calcul des sollicitations dues au clavage central.

### **2.2. PHASE DE SERVICE:**

- 1- Calcul des sollicitations dues aux surcharges routières et à la superstructure.
- 2- Calcul des sollicitations dues au gradient thermique.
- 3- Calcul des sollicitations dues au fluage.

## **2.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA PHASE DE CONSTRUCTION:**

### **2.3.1 PREMIERE PHASE DE CONSTRUCTION:**

- La construction de fléau se fait symétriquement à partir des piles, ce qui fait que le tablier travaille en console.

- Les charges à prendre en compte dans cette phase sont:

#### **2.3.1.1. POIDS PROPRE DU FLEAU:**

##### **2.3.1.1.1. DEMI FLEAU TRAVEE DE RIVE:**

La variation de la section est donnée par la formule suivante : [2]

$$S(x) = \left( \frac{S_p - S_c}{L^2} \right) x^2 + \frac{2}{L} (S_p - S_c) x + S_p.$$

$S_p$  : section du caisson sur pile.

$S_c$  : section du caisson sur culée (à la clé).

$L$  : portée de la travée.

Le poids propre est majoré de 5%.

$$P(x) = \gamma_b \times S(x) \times 1,05.$$

$\gamma_b$  : masse volumique du béton qui vaut  $2.5 \text{ t/m}^3$ .

Calcul de  $T(x)$  et  $M(x)$ :

$$T(x) = \int_0^x P(x) dx = 1.05 \cdot \gamma_h \int_0^x S(x) dx.$$

$$T(x) = 1.05 \cdot \gamma_h \left[ \left( \frac{S_p - S_c}{L^2} \right) \frac{x^3}{3} + \left( \frac{S_p - S_c}{L} \right) x^2 + S_p x \right].$$

$$T(x) = 3.688 \times 10^{-3} \times x^3 - 3.264 \times x^2 + 24.103x.$$

$$M(x) = - \int_0^x T(x) dx.$$

$$M(x) = 1.05 \cdot \gamma_h \left[ \left( \frac{S_p - S_c}{L^2} \right) \frac{x^4}{12} + \left( \frac{S_p - S_c}{L} \right) \frac{x^3}{3} + S_p \frac{x^2}{2} \right].$$

$$M(x) = -9.22 \times 10^{-4} x^4 - 1.09 \times 10^{-1} x^3 - 12.051x^2.$$

### 2.3.1.1.2. DEMI FLEAU TRAVEE INTERMEDIAIRE

$$S(x) = S_c \left[ 1 + \left( \frac{S_p}{S_c} - 1 \right) \left( 1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right].$$

$$P(x) = 1.05 \cdot \gamma_h \cdot S_c \left[ 1 + \left( \frac{S_p}{S_c} - 1 \right) \left( 1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right].$$

Calcul de T(x) et M(x):

$$T(x) = \int_0^x P(x) dx = 1.05 \cdot \gamma_h \int_0^x S(x) dx.$$

$$T(x) = 3.95 \times 10^{-3} x^3 - 3.378 \times 10^{-1} x^2 + 24.103x.$$

$$M(x) = - \int_0^x T(x) dx.$$

$$M(x) = 0.988 \times 10^{-3} x^4 - 1.126 \times 10^{-1} x^3 + 12.052.$$

### 2.3.1.2. POIDS DE L'EQUIPAGE MOBILE:

- L'équipage mobile est constitué par une ossature métallique reposant sur la partie déjà construite.

- Son poids est concentré à l'extrémité du voussoir tendu par la précontrainte, sa valeur est de 55t.

- l'expression de l'effort tranchant est donné par:

$$T(x) = 55t.$$

- L'expression de moment fléchissant est donné par:

$$M(x) = -55x \text{ (t.m.)}$$

**2.3.1.3. SURCHARGE REPARTIE:**

Il faut tenir compte du poids des divers matériels du chantier que l'on assimile à une charge uniforme répartie de 50Kg/m<sup>2</sup>.

La section caisson ayant une longueur de 10.5m, on a donc  $Q = 0.525t/ml$ .

- L'expression de l'effort tranchant est donné par:

$$T(x) = 0.525x.$$

- L'expression de moment fléchissant est donné par:

$$M(x) = 0.525 \frac{x^2}{2}.$$

**2.3.1.4. SURCHARGE CONCENTREE:**

Elle correspond au matériel de bétonnage du voussoir  $V_{i+1}$ .

- L'expression de l'effort tranchant est donné par:

$$T(x) = 5t.$$

- L'expression de moment fléchissant est donné par:

$$M(x) = -5x.$$

**2.3.1.5. CHARGES DUES AU VENT :**

Le vent peut agir dans le plan vertical du fléau de façon inégale sur les deux consoles, créant ainsi un moment de renversement s'ajoutant à celui des charges précédentes.

Le règlement évalue son action sur une surface frappée normalement à:

- 100 kg / m<sup>2</sup> si la phase de construction n'excède pas un mois.

- 125 kg / m<sup>2</sup> si la phase de construction excède un mois.

A défaut de renseignement plus précis ( essai en soufflerie ), l'angle du vent ascendant agissant sur une seule console peut être pris égal à 10°, pour une construction dont la durée supérieure à un mois, ce qui conduit à une pression de 22 kg / m<sup>2</sup>.

Le vent a une composante verticale et une composante horizontale, la verticale égale à :

$$125 * \sin 10^\circ = 21.706 \text{ kg / m}^2, \text{ donc on va prendre la valeur de } 22 \text{ kg / m}^2.$$

- L'expression de l'effort tranchant est donné par:

$$T(x) = 0.231x.$$

- L'expression de moment fléchissant est donné par:

$$M(x) = -0.231 \frac{x^2}{2}.$$

**2.3.1.6. RESULTATS DES DIFFERENTS CAS DE CHARGEMENT:**

-Les résultats obtenus pour chaque demi-fléau et pour chaque type de chargement sont mentionnés dans les tableaux se trouvant dans l'annexe, et on se contentera d'exposer que les tableaux des sommes totales des sollicitations:

	0	4,5	9,5	14,5	19,5	24,5	29,5
0	0						
4,5	165,59	60					
9,5	269,863	164,273	60				
14,5	363,071	257,481	153,208	60			
19,5	447,981	342,391	238,118	144,91	60		
24,5	527,358	421,768	317,495	224,287	139,377	60	
29,5	548,969	443,379	339,106	245,897	160,988	81,611	5

**Tableau-1- La somme des efforts tranchants pour la travée de rive (tonne).**

	0	4,5	9,5	14,5	19,5	24,5	29,5
0	0						
4,5	-2389,518	0					
9,5	-4557,311	-2150,784	0				
14,5	-6270,319	-3846,781	-1677,099	0			
19,5	-7576,931	-5136,384	-2947,8	-1251,803	0		
24,5	-8511,697	-6054,139	-3846,657	-2131,758	-861,057	0	
29,5	-7472,829	-5245,759	-3294,378	-1835,581	-820,978	-216,023	0

**Tableau-2- La somme des moments fléchissants pour la travée de rive (t.m).**

	0	3,5	8,5	13,5	18,5	23,5	28,5
0	0						
3,5	143,039	60					
8,5	249,322	166,283	60				
13,5	343,752	260,713	154,43	60			
18,5	429,29	346,252	239,968	145,538	60		
23,5	508,9	425,861	319,578	225,148	139,61	60	
28,5	530,543	447,505	341,221	246,792	161,253	81,643	5

**Tableau-3- La somme des efforts tranchants pour la travée centrale (tonne).**

	0	3,5	8,5	13,5	18,5	23,5	28,5
0	0						
3,5	-1836,591	0					
8,5	-4016,753	-2166,933	0				
13,5	-5734,04	-3870,988	-1685,157	0			
18,5	-7040,228	-5163,947	-2959,214	-1255,159	0		
23,5	-7972,277	-6082,765	-3859,134	-2136,177	-862,12	0	
28,5	-6984,829	-5274,585	-3307,055	-1840,2	-822,241	-216,223	0

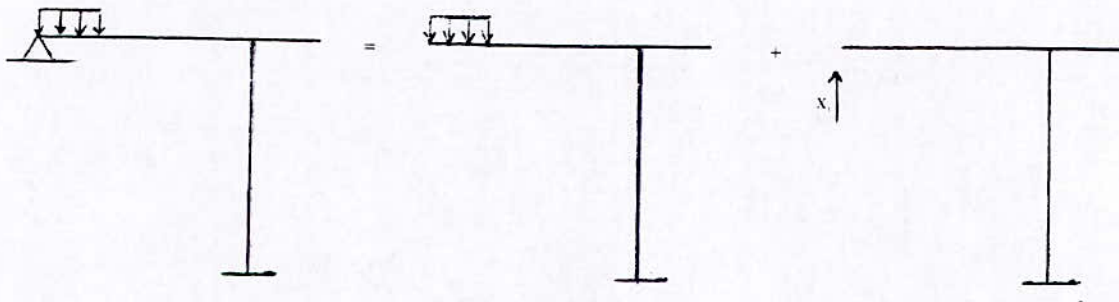
**Tableau-4- La somme des moments pour la travée centrale (t.m).**



### 2.3.2. CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES AUX CLAVAGE DE RIVE :

Dans cette phase de construction on évalue les sollicitations dues au clavage de rive (côté culée) et au poids propre.

Pour déterminer ces sollicitations on applique la méthode des forces.



$$\delta_{11}x_1 + \Delta_{1q} = 0.$$

$$\delta_{11} = \sum \int \frac{m_1^2}{EI(x)} ds.$$

On commence par le calcul de  $m_1$ :

$$\begin{cases} 0 \leq x \leq 35 & m_1 = x. \\ 0 \leq x \leq 17 & m_1 = 35t.m. \end{cases}$$

❖ Calcul de  $\delta_{11}$ :

$$E \delta_{11} = \int_0^{35} \frac{m_1^2}{I(x)} dx + \int_0^{17} \frac{(35)^2}{I_{pile}} dx.$$

de rive

$$\text{Avec: } \begin{cases} I_c = 2.354m^4. \\ I_p = 16.604m^4. \\ I_{pile} = ((5 \times 3^3) - (4 \times 2^3)) / 12 = 8.583m^4. \end{cases}$$

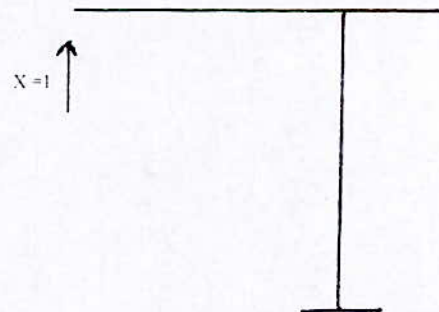


Fig. (5) : Sollicitations dues au clavage.

Avec: 
$$I(x) = 3.23 \left[ 1 + 1.185 \left( \frac{x-4}{29.5} \right)^2 \right]^2$$

- Côté de rive "1":

$$E \delta_{11} = \int_0^4 \frac{x^2}{I_c} dx + \int_4^{33.5} \frac{x^2}{I(x)} dx + \int_{33.5}^{35} \frac{x^2}{I_p} dx + \int_0^{17} \frac{(35)^2}{I_{pile}} dx$$

$$\int_0^4 \frac{x^2}{I_c} dx = \int_0^4 \frac{x^2}{2.354} dx = 9.063$$

$$\int_4^{33.5} \frac{x^2}{I(x)} dx = \int_4^{33.5} \frac{x^2}{2.354 \left[ 1 + 1.362 \times 10^{-3} (x-4)^2 \right]^2} dx = 1810.7$$

$$\int_{33.5}^{35} \frac{x^2}{I_p} dx = \int_{33.5}^{35} \frac{x^2}{16.604} dx = 105.99$$

$$\int_0^{17} \frac{(35)^2}{I_{pile}} dx = \int_0^{17} \frac{(35)^2}{8.583} dx = 2426.3$$

$$E \delta_{11} = 4352.053$$

Côté de rive "2":

$$E \delta_{11} = \int_0^4 \frac{x^2}{I_c} dx + \int_4^{33.5} \frac{x^2}{I(x)} dx + \int_{33.5}^{35} \frac{x^2}{I_p} dx + \int_0^{14.5} \frac{(35)^2}{I_{pile}} dx$$

$$\int_0^{14.5} \frac{(35)^2}{I_{pile}} dx = \int_0^{14.5} \frac{(35)^2}{8.583} dx = 2069.5$$

$$E \delta_{11} = 3995.253$$

- ❖ Calcul de  $\Delta_{1q}$ :

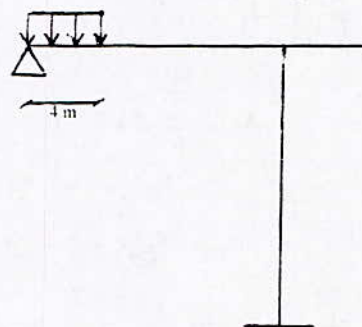
La charge due au clavage est:

**Fig. (6) : Sollicitations dues au clavage de rive.**

$$q = 2.5 * S_c = 2,5 * 5,514 = 13,785t / ml.$$

- Côté de rive "1":

$$\Delta_{1q} = \int_0^4 \frac{M.m_1}{I_c} dx + \int_4^{33.5} \frac{M.m_1}{I(x)} dx + \int_{33.5}^{35} \frac{M.m_1}{I_p} dx + \int_0^{17} \frac{M.m_1}{I_{pile}} dx$$



Avec:

$$\begin{cases} 0 \leq x \leq 4 & M(x) = -q \frac{x^2}{2} \\ 4 \leq x \leq 35 & M(x) = -q SL \cdot (x - \frac{SL}{2}) \end{cases}$$

$$\int_0^4 \frac{-6,893}{2,354} x^2 dx = -187,410.$$

$$\int_4^{33,5} \frac{(-55,14x^2 + 110,28x) dx}{2,354 [1 + 1,362 \times 10^{-3} (x - 4)^2]^2} = -88863.$$

$$\int_{33,5}^{35} \frac{-55,14 \cdot (x - 2) \cdot x dx}{16,604} = -5503,1.$$

$$\int_0^{17} \frac{-1819,62 \times 35}{8,583} dx = -1,261 \times 10^5.$$

-Donc :

$$E \Delta_{1q} = -220693,510.$$

-On a:

$$E (\delta_{11} x_1 + \Delta_{1q}) = 0 \Rightarrow 4352,053 x_1 = 220693,510$$

$$x_1 = 50,710t$$

D'où l'expression du moment fléchissant:

$$\begin{cases} 0 \leq x \leq 4 & M(x) = 50,710x - 13,785 \frac{x^2}{2} \\ 4 \leq x \leq 35 & M(x) = -4,430x + 110,280. \end{cases}$$

-Donc :

$$\begin{cases} M_{pile} = M(35) = -44,770t \cdot m. \\ M_{culé} = M(0) = 110,280t \cdot m. \end{cases}$$

• Côté de rive "2":

$$\int_0^{14,5} \frac{-1819,62 \times 35}{8,583} dx = -1,076 \times 10^5.$$

-Donc :

$$\Delta_{1q} = -202153,510.$$

-On a:

$$E(\delta_{11}x_1 + \Delta_{1q}) = 0 \Rightarrow 3995,253x_1 = 202153,510.$$

$$x_1 = 50,598t.$$

$$\begin{cases} 0 \leq x \leq 4 & M(x) = 50,598x - 13,785 \frac{x^2}{2}. \\ 4 \leq x \leq 35 & M(x) = -4,542x - 110,280. \end{cases}$$

L'expression du moment fléchissant:

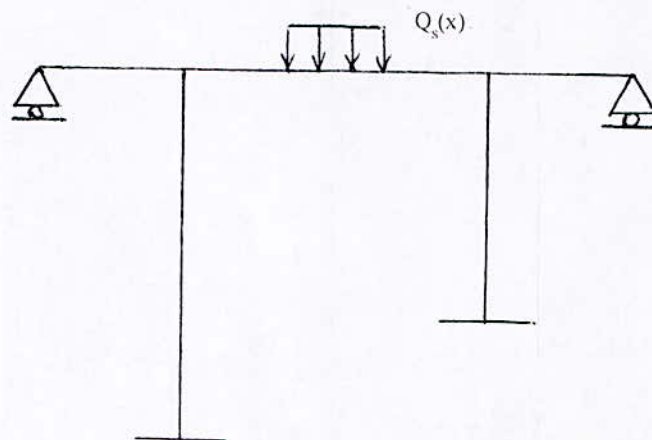
$$\begin{cases} 0 \leq x \leq 4 & M(x) = 50,598x - 13,785 \frac{x^2}{2}. \\ 4 \leq x \leq 35 & M(x) = -4,542x - 110,280. \end{cases}$$

-Donc :

$$\begin{cases} M_{pile} = M(35) = -48,690t.m. \\ M_{culé} = M(0) = 110,280t.m. \end{cases}$$

### 2.3.3. ETUDE DE LA TROISIEME PHASE DE CONSTRUCTION (CLAVAGE CENTRAL):

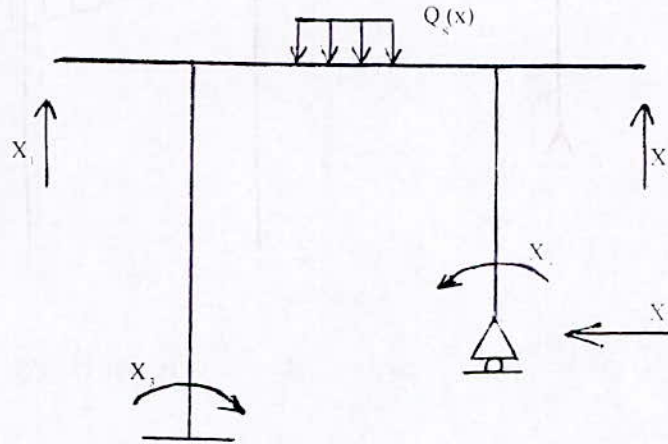
- La troisième phase de construction consiste au clavage central du pont.
- Les sollicitations sont dues au poids propre et au clavage central du pont, donc aux sollicitations de la deuxième phase on ajoute celle du clavage central.



**Fig. (7) : Sollicitations dues au clavage central.**

- Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode des forces appliquées aux structures à inertie variable, donc composons un système de base en supprimant les deux

appuis simples et en rendant un encastrement comme appui double et l'autre encastrement comme appui simple.

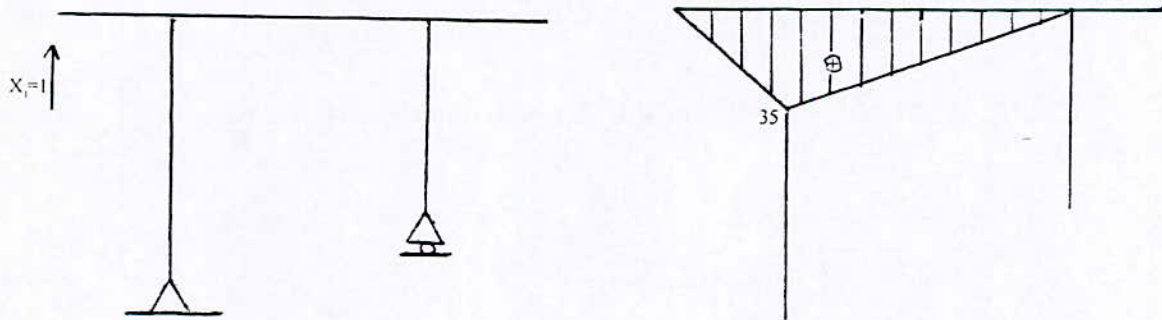


**Fig. (8) : Sollicitations dues au clavage central.**

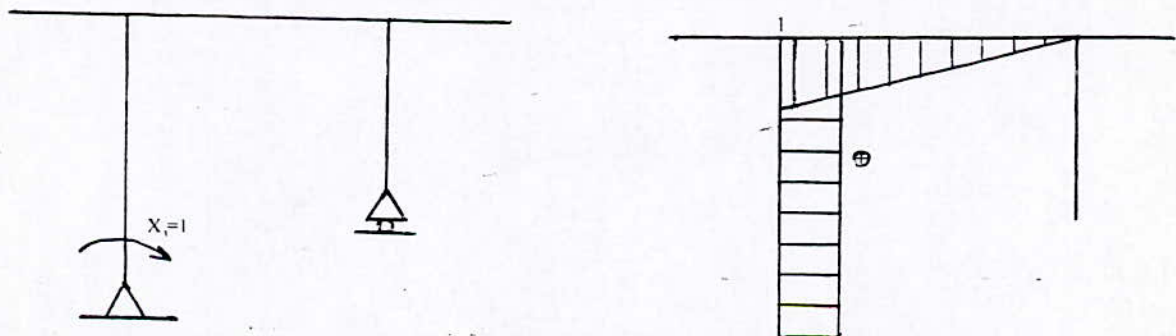
La condition qui caractérise les déformations du système est:

$$\Delta_i = \sum_{j=1}^n \Delta_{ij} = 0. \text{ Et on a } \Delta_{ij} = \delta_{ij} x_j.$$

Avec les diagrammes des moments fléchissants suivants:



**Fig. (9) : Détails de calcul des efforts dus au clavage.**



**Fig. (10) : Détails de calcul des efforts dus au clavage.**

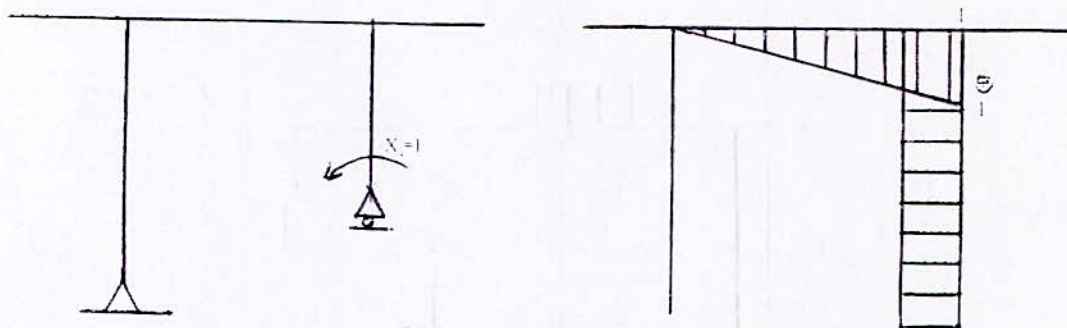


Fig. (11) : Détails de calcul des efforts dus au clavage.

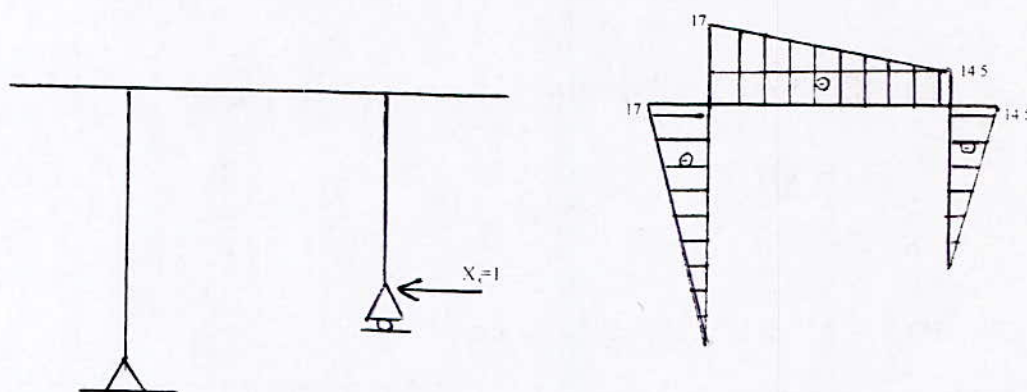


Fig. (12) : Détails de calcul des efforts dus au clavage

Donc on aura :

$$\blacksquare E \delta_{11} = E \delta_{22} = \int_0^{35} \frac{x^2}{I(x)} dx + \int_0^{64} \left(\frac{35}{64}\right)^2 \frac{x^2}{I(x)} dx.$$

$$\int_0^{35} \frac{x^2}{I(x)} dx = \int_0^4 \frac{x^2}{2,354} dx + \int_4^{33,5} \frac{x^2}{2,354 [1 + 1,362 \times 10^{-3} (x - 4)^2]^{\frac{5}{2}}} dx + \int_{33,5}^{35} \frac{x^2}{16,604} dx.$$

$$\int_0^4 \frac{x^2}{2,354} dx = 9,063.$$

$$\int_4^{33,5} \frac{x^2}{2,354 [1 + 1,362 \times 10^{-3} (x - 4)^2]^{\frac{5}{2}}} dx = 1810,7.$$

$$\int_{33,5}^{35} \frac{x^2}{16,604} dx = 105,990.$$

-Donc :

$$\int_0^{35} \frac{x^2}{I(x)} dx = 1925,753.$$

$$\int_0^{64} \frac{x^2}{2,354 \left[ 1 + 1,185 \left( 1 - \frac{2x}{64} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} dx = 18303.$$

-Donc :

$$E \delta_{11} = E \delta_{22} = 7399,673.$$

$$\blacksquare E \delta_{33} = \int_0^{17} \frac{dx}{8,583} + \int_0^{64} \frac{x^2}{(64)^2 \times 2,354 \left[ 1 + 1,185 \left( 1 - \frac{2x}{64} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} dx.$$

$$\int_0^{17} \frac{dx}{8,583} = 1,981.$$

$$\int_0^{64} \frac{x^2}{(64)^2 \times 2,354 \left[ 1 + 1,185 \left( 1 - \frac{2x}{64} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} dx = 4,469.$$

-Donc :

$$E \delta_{33} = 6,450.$$

$$\blacksquare E \delta_{44} = \int_0^{14,5} \frac{1}{8,583} dx + \int_0^{64} \left( \frac{1}{64} \right)^2 \frac{x^2}{I(x)} dx = 6,158.$$

$$\int_0^{14,5} \frac{dx}{8,583} = 1,689.$$

$$E \delta_{44} = 6,158.$$

$$\blacksquare E \delta_{55} = \int_0^{17} \frac{x^2 dx}{8,583} + \int_0^{14,5} \frac{x^2 dx}{8,583} + \int_0^{64} \frac{\left( -17 + \frac{2,5}{64} x \right)^2}{2,354 \left[ 1 + 1,185 \left( 1 - \frac{2x}{64} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} dx.$$

$$\int_0^{17} \frac{x^2 dx}{8,583} = 190,800.$$

$$\int_0^{14,5} \frac{x^2 dx}{8,583} = 118,400.$$

$$\int_0^{64} \frac{\left(-17 + \frac{2,5}{64}x\right)^2}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = 3742,100.$$

$$E \delta_{55} = 4051,300.$$

$$\blacksquare E \delta_{12} = E \delta_{21} = \int_0^{64} \frac{35}{64} x \left(35 - \frac{35}{64}x\right) \frac{dx}{I(x)}.$$

$$\int_0^{64} \frac{(35)^2 \left(x - \frac{x^2}{64}\right)}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = 3755,199.$$

$$E \delta_{12} = E \delta_{21} = 3755,199.$$

$$\blacksquare E \delta_{13} = E \delta_{31} = E \delta_{24} = E \delta_{42} = \int_0^{64} \frac{35}{64^2} \frac{x^2}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx.$$

$$E \delta_{13} = E \delta_{31} = E \delta_{24} = E \delta_{42} = 156,398.$$

$$\blacksquare E \delta_{14} = E \delta_{41} = E \delta_{23} = E \delta_{32} = \int_0^{64} \frac{x}{64} \left(35 - \frac{35}{64}x\right) \frac{dx}{I(x)}.$$

$$\int_0^{64} \frac{35 \left(x - \frac{x^2}{64}\right)}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = 107,291.$$

$$E \delta_{14} = E \delta_{41} = E \delta_{23} = E \delta_{32} = 107,291.$$

$$\blacksquare E \delta_{15} = E \delta_{51} = \int_0^{64} \frac{\left(-\frac{2,5}{64}x - 14,5\right) \frac{35}{64}x}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = -4214,400.$$

$$E \delta_{15} = E \delta_{51} = -4214,400.$$



$$\blacksquare E \delta_{25} = E \delta_{52} = \int_0^{64} \frac{\left(\frac{2,5}{64}x - 17\right) \frac{35}{64}x}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = -4091,7.$$

$$E \delta_{25} = E \delta_{52} = -4091,7.$$

$$\blacksquare E \delta_{45} = E \delta_{54} = \int_0^{14,5} \frac{-x}{I_{pile}} + \int_0^{64} \frac{\left(\frac{2,5}{64}x - 17\right) \frac{x}{64}}{I(x)} dx.$$

$$\int_0^{14,5} \frac{-x}{8,583} dx = -12,248.$$

$$\int_0^{64} \frac{\left(\frac{2,5}{64}x - 17\right) \frac{x}{64}}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = -116,910.$$

$$E \delta_{45} = E \delta_{54} = -129,158.$$

$$\blacksquare E \delta_{34} = E \delta_{43} = \int_0^{64} \frac{x \left(1 - \frac{x}{64}\right)}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = 3,066.$$

$$E \delta_{34} = E \delta_{43} = 3,066.$$

$$\blacksquare E \delta_{35} = E \delta_{53} = \int_0^{17} \frac{-x}{I_{pile}} + \int_0^{64} \frac{\left(-\frac{2,5}{64}x - 14,5\right) \frac{x}{64}}{I(x)} dx.$$

$$E \delta_{35} = E \delta_{53} = -137,246.$$

Pour la travée centrale:

$$\begin{cases} 0 \leq x \leq 30 & M(x) = 27,57x. \\ 30 \leq x \leq 34 & M(x) = 27,57x - 6,893(x - 30)^2. \\ 34 \leq x \leq 64 & M(x) = -27,57x + 1764,48. \end{cases}$$

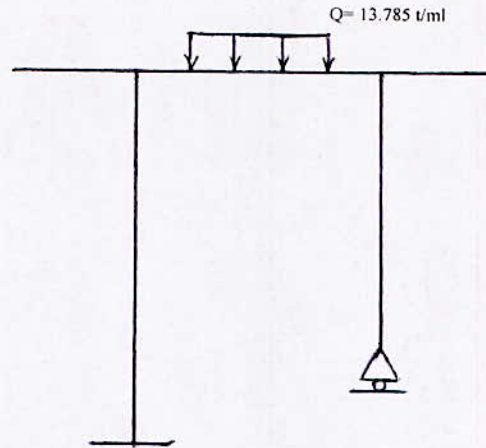


Fig. (13) : Détails de calcul des efforts dus au clavage.

- $m_1 = m_2 = \frac{35}{64}x \quad 0 \leq x \leq 64.$
- $m_3 = m_4 = \frac{x}{64} \quad 0 \leq x \leq 64.$
- $m_5 = -\frac{2,5}{64}x - 14,5 \quad (\text{ou } m_5 = \frac{2,5}{64}x - 17) \quad 0 \leq x \leq 64.$
- $\Delta_{1q} = \Delta_{2q} = \int_0^{30} \left(35 - \frac{35}{64}x\right) \frac{27,57x}{I(x)} dx + \int_{30}^{64} \left(35 - \frac{35}{64}x\right) \frac{(27,57x - 6,893(x - 30)^2)}{I(x)} dx +$   
 $\int_{34}^{64} \left(35 - \frac{35}{64}x\right) \frac{(-27,57x + 1764,48)}{I(x)} dx.$

$$\int_0^{30} \left(35 - \frac{35}{64}x\right) \frac{27,57x}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = 81607.$$

$$\int_{30}^{64} \left(35 - \frac{35}{64}x\right) \frac{(27,57x - 6,893(x - 30)^2)}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = 25046.$$

$$\int_{34}^{64} \left(35 - \frac{35}{64}x\right) \frac{(-27,57x - 1764,42)}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = 44192.$$

$$\Delta_{1q} = 150845.$$

$$\begin{aligned} \Delta_{3q} = & \int_0^{30} \left(\frac{x}{64}\right) \frac{27,57x}{I(x)} dx + \int_{30}^{34} \left(\frac{x}{64}\right) \frac{(27,57x - 6,893(x - 30)^2)}{I(x)} dx + \\ & \int_{34}^{64} \left(\frac{x}{64}\right) \frac{(-27,57x + 1764,48)}{I(x)} dx. \end{aligned}$$

$$\int_0^{30} \frac{27,57}{64} \frac{x^2}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = 1262,6.$$

$$\int_{30}^{34} \left(\frac{x}{64}\right) \frac{(27,57x - 6,893(x - 30)^2)}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = 715,6.$$

$$\int_{34}^{64} \frac{(-27,57x^2 + 1764,48x)}{64 \times \left[2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}\right]} dx = 2331,6.$$

$$\Delta_{3q} = 4309,8.$$

$$\begin{aligned} \Delta_{5q} = & \int_0^{30} \left(\frac{2,5}{64}x - 17\right) \frac{27,57x}{I(x)} dx + \int_{30}^{34} \left(\frac{2,5}{64}x - 17\right) \frac{(27,57x - 6,893(x - 30)^2)}{I(x)} dx + \\ & \int_{34}^{64} \left(\frac{2,5}{64}x - 17\right) \frac{(-27,57x + 1764,48)}{I(x)} dx. \end{aligned}$$

$$\int_0^{30} \left(\frac{2,5}{64}x - 17\right) \frac{27,57x}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = -57945.$$

$$\int_{30}^{34} \left(\frac{2,5}{64}x - 17\right) \frac{(27,57x - 6,893(x - 30)^2)}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = -22541.$$

$$\int_{34}^{64} \left(\frac{2,5}{64}x - 17\right) \frac{(-27,57x + 1764,48)}{2,354 \left[1 + 1,185 \left(1 - \frac{2x}{64}\right)^2\right]^{\frac{5}{2}}} dx = -55273.$$

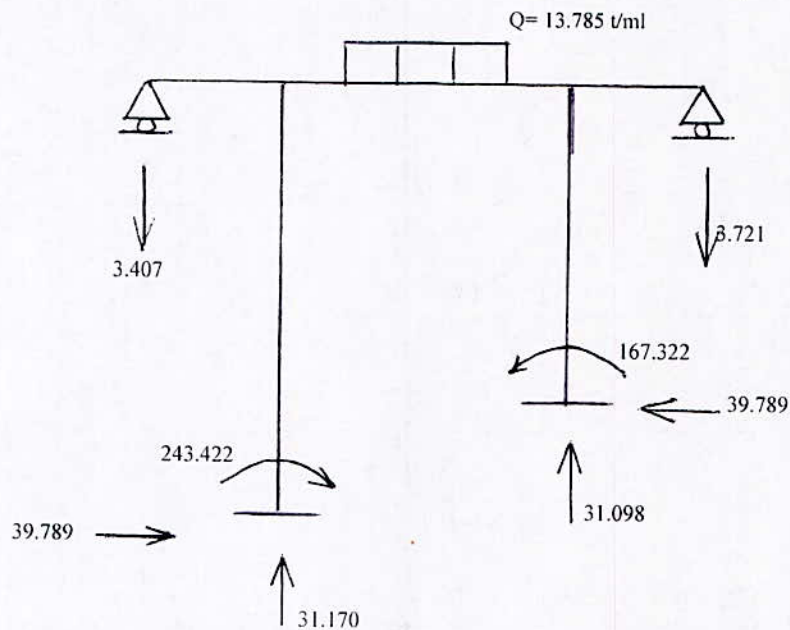
$$\Delta_{5q} = -135759.$$

-On aura donc le système suivant à résoudre:

$$\begin{cases} 7399,673x_1 + 3755,199x_2 + 156,398x_3 + 107,291x_4 - 4214,4x_5 = -150845. \\ 3755,199x_1 + 7399,673x_2 + 107,291x_3 + 156,398x_4 - 4091,7x_5 = -150845. \\ 156,398x_1 + 107,291x_2 + 6,450x_3 + 3,066x_4 - 137,246x_5 = -4309,8. \\ 107,291x_1 + 156,398x_2 + 3,066x_3 + 6,158x_4 - 129,158x_5 = -4309,8. \\ -4214,4x_1 - 4091,7x_2 - 137,246x_3 - 129,158x_4 + 4051,3x_5 = 135759. \end{cases}$$

-La résolution de ce système donne :

$$\begin{cases} x_1 = -3,4069. \\ x_2 = -3,7210. \\ x_3 = 243,4223. \\ x_4 = 167,3219. \\ x_5 = 39,7886. \end{cases}$$



**Fig. (14) : Représentation des efforts dus au clavage central.**

**Expression des efforts tranchants et moments fléchissant:**

Travée de rive :

$$\blacksquare 0 \leq x \leq 35.$$

$$\begin{cases} T(x) = -3,407 (t). \\ M(x) = -3,407x (t.m). \end{cases}$$

$$\blacksquare 0 \leq x \leq 30.$$

$$\begin{cases} T(x) = 27,763 (t). \\ M(x) = 27,763x - 552,236 (t.m). \end{cases}$$

$$\blacksquare 30 \leq x \leq 34.$$

$$\begin{cases} T(x) = -13,785x + 441,313 (t). \\ M(x) = 27,763x - 552,236 - 6,893(x - 30)^2 (t.m). \end{cases}$$

$$\blacksquare 34 \leq x \leq 64.$$

$$\begin{cases} T(x) = -27,377 (t). \\ M(x) = -27,763x + 1212,244 (t.m). \end{cases}$$

$$\blacksquare 0 \leq x \leq 35$$

$$\begin{cases} T(x) = 3,721 (t). \\ M(x) = -3,721x (t.m). \end{cases}$$

- Les résultats des moments fléchissants sont mentionnés dans les tableaux suivants:

x	M(x)
0	0
2	-6,814
4	-13,628
9	-30,663
14	-47,698
19	-64,733
24	-81,768
29	-98,803
33,5	-114,135
35	-552,236

Tableau-5- Travée de rive "1"

x	M(x)
0	0
2	-7,442
4	-14,884
9	-33,489
14	-52,094
19	-70,699
24	-89,304
29	-107,909
33,5	-124,6535
35	-539,884

Tableau-6- Travée de rive "2"

**Moment fléchissant dû au clavage central dans la travée de rive (t.m).**

x	M(x)
0	-552,236
1,5	-510,5915
5	-413,421
10	-274,606
15	-135,791
20	3,024
25	141,839
30	280,654
34	281,418
39	144,541
44	7,656
49	-129,229
54	-266,114
59	-402,999
62,5	-498,819
64	-539,884

**Tableau-7- Moment fléchissant dû à l'effet du clavage central dans la travée centrale (t.m).**

## **2.4. CALCUL DES SOLLICITATIONS EN PHASE DE SERVICE:**

- Cette étude consiste à calculer des sollicitations dues aux différents surcharges que supporte le pont une fois en service, On distingue pour ce type de pont les surcharges suivantes:

- Le poids propre.
- Surcharge d'exploitation A (I).
- Surcharge de trottoirs.
- Gradient thermique.
- Fluage.

La méthode de calcul est analogue à celle déjà utilisés dans le paragraphe précédent (clavage central), la seule différence réside dans le calcul du vecteur force qui change pour différents cas de chargement.

### **2.4.1. SOLLICITATIONS DUES AUX POIDS PROPRES:**

- Les sollicitations qu'engendrent le poids propre sur le pont en service sont déjà calculées lors du clavage central.

### **2.4.2. SOLLICITATION DUE A LA SUPERSTRUCTURE:**

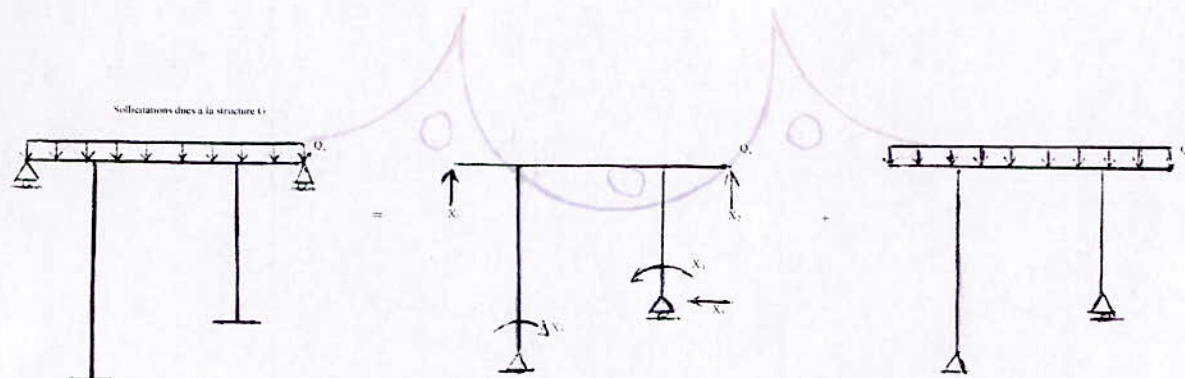
Elle se résume par la somme de toutes les charges de la superstructure qui sont :

- Le poids propre du trottoir;
- Couche de bitume;
- Dispositif de sécurité.

$$Q = S_{tr} + S_p + S_d = 4 t / ml.$$

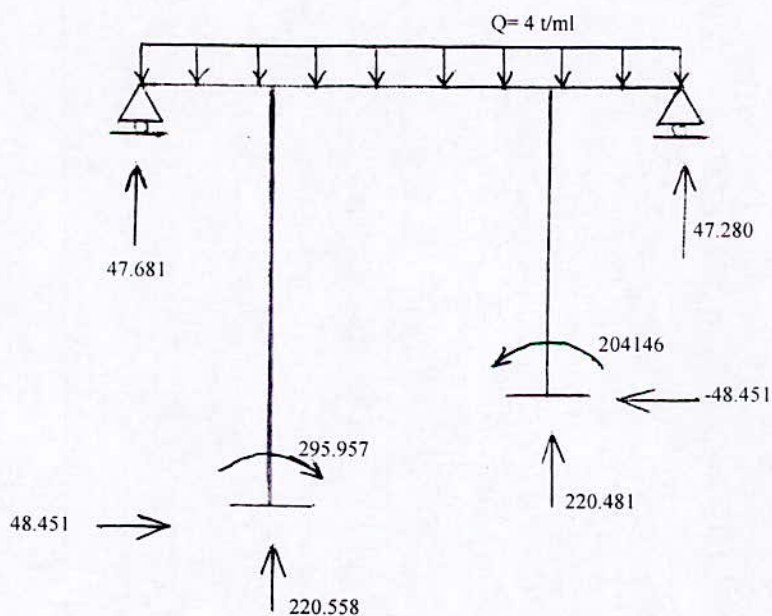
Cette charge est appliquée tout le long du pont, donc:



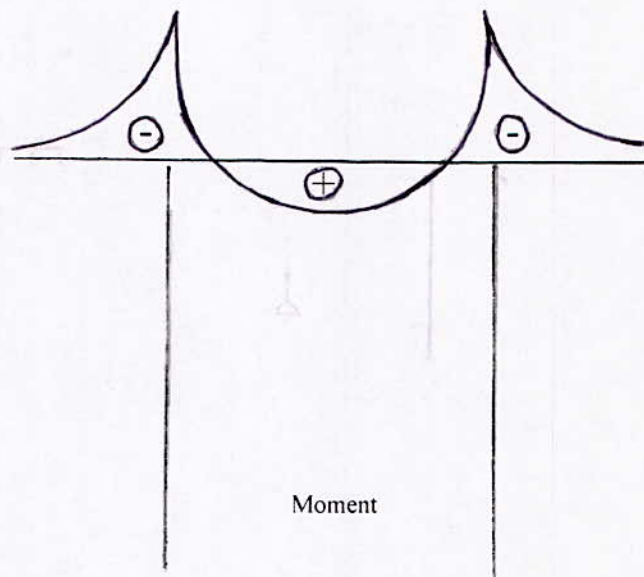


**Fig. (15) : Sollicitations dues à la superstructure**

- On aura le même système à résoudre que précédemment sauf que le vecteur force change par rapport à la fois précédente.



**Fig. (16) : Représentation des efforts dus aux sollicitations de la superstructure.**



**Fig. (17) : Diagramme du moment fléchissant de la charge de superstructure.**

	<b>F (t)</b>	<b>M (t.m)</b>
0	52,420	0,00
2	44,420	96,841
4	36,420	177,681
9	16,420	309,783
14	-3,580	341,885
19	-23,580	273,987
24	-43,580	106,089
29	-63,580	-161,810
33.5	-81,580	-488,418
35	-87,580	-615,287

**Tableau-8- Moment fléchissant et l'effort tranchant de la surcharge Qs (travée de rive).**

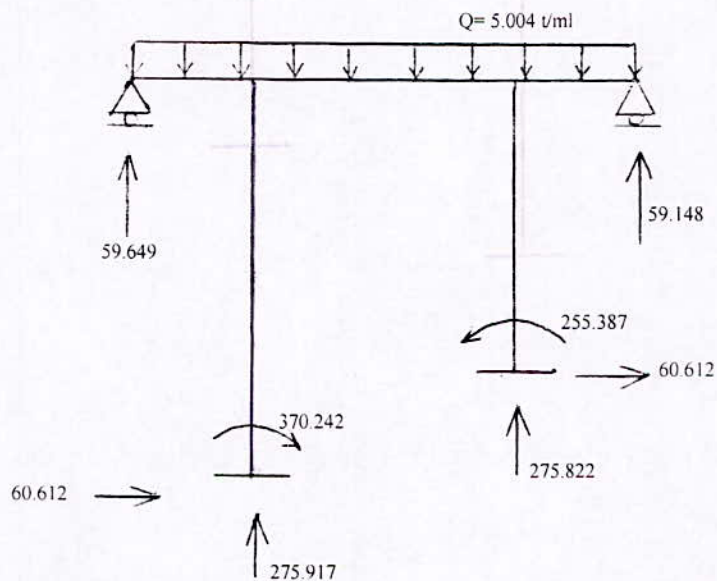
	<b>F (t)</b>	<b>M (t.m)</b>
0	128,010	-1364,502
1,5	122,010	-1176,987
5	108,010	-774,453
10	88,010	-284,403
15	68,010	105,647
20	48,010	395,696
25	28,010	585,746
30	8,010	675,796
32	0,01	682,816
34	-7,990	675,836
39	-27,990	585,885
44	-47,990	395,935
49	-67,990	105,985
54	-87,990	-283,966
59	-107,990	-773,916
62,5	-121,990	-1176,381
64	-127,990	-1363,866

**Tableau-9- Moment fléchissant et l'effort tranchant de la surcharge Qs  
(travée centrale**

### 2.4.3. SOLLICITATION DUES A LA SURCHARGE D'EXPLOITATION A (L):

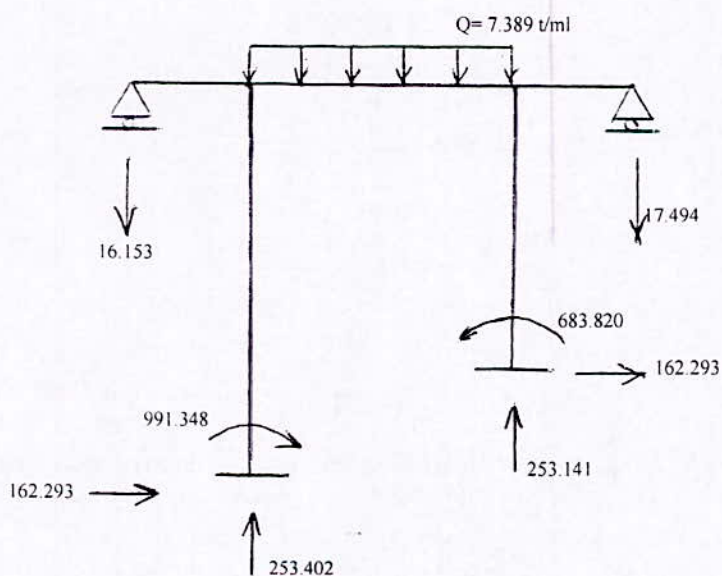
- Pour ce type d'ouvrage, les surcharges de type A (L) sont les plus prépondérantes
- L'effet le plus critique est obtenu lorsque la disposition de ces charges engendre les sollicitations les plus grandes.

Plusieurs cas peuvent se présenter:



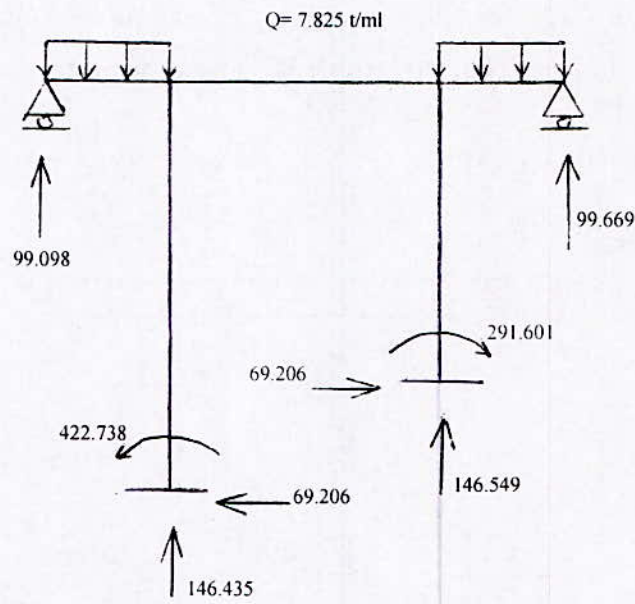
Cas 1

Fig. (18) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L).



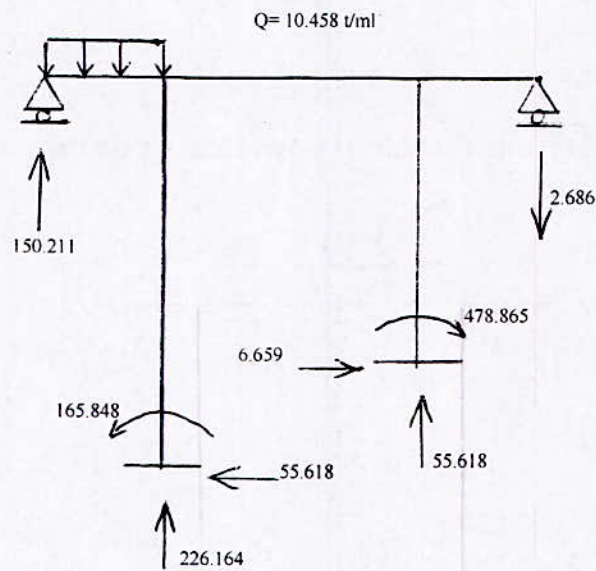
Cas 2

Fig. (19) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L).



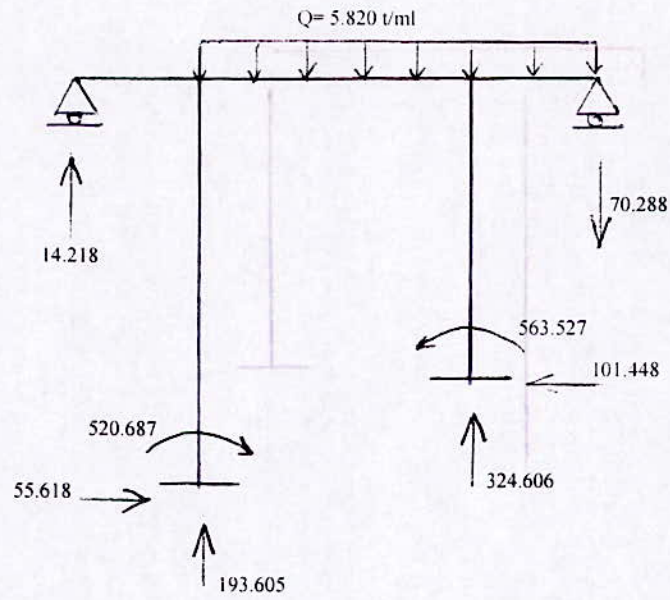
Cas 3

Fig. (20) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L).



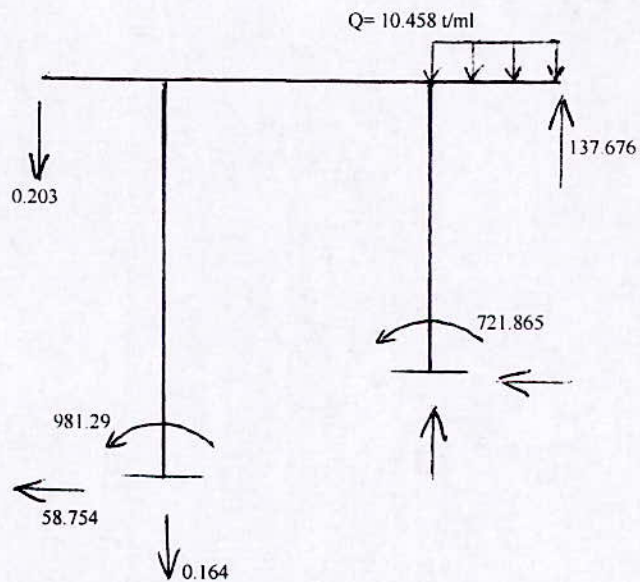
Cas 4

Fig. (21) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L).



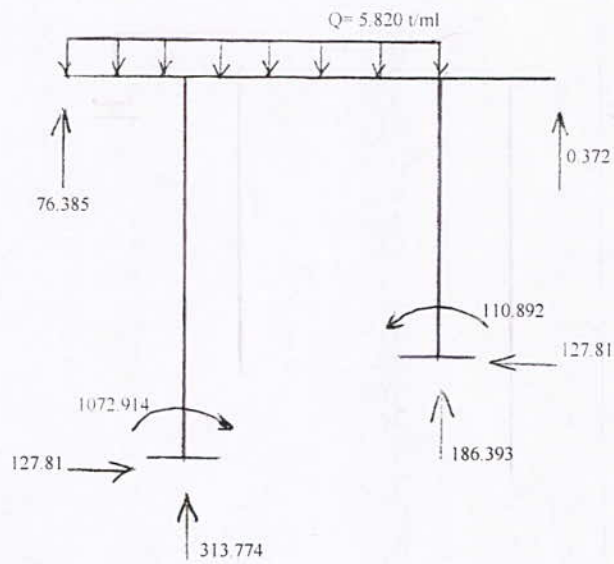
Cas 5

Fig. (22) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L).



Cas 6

Fig. (23) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L).



Cas 7

Fig. (24) : Détails de calcul des efforts dus au système A (L).



- Les résultats obtenus pour tous les cas sont mentionnés dans le tableau suivant:

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 7
0	65,578	-0,271	92,321	137,640	-0,327	-0,203	-0,214
2	55,570	-0,271	78,271	116,724	-0,327	-0,203	-0,214
4	45,562	-0,271	64,221	95,808	-0,327	-0,203	-0,214
9	20,542	-0,271	29,096	43,518	-0,327	-0,203	-0,214
14	-4,478	-0,271	-6,029	-8,772	-0,327	-0,203	-0,214
19	-29,498	-0,271	-41,154	-61,062	-0,327	-0,203	-0,214
24	-54,518	-0,271	-76,279	-113,352	-0,327	-0,203	-0,214
29	-79,538	-0,271	-111,404	-165,642	-0,327	-0,203	-0,214
33.5	-102,056	-0,271	-143,016	-212,703	-0,327	-0,203	-0,214
35	-109,562	-0,271	-153,554	-228,390	-0,327	-0,203	-0,214

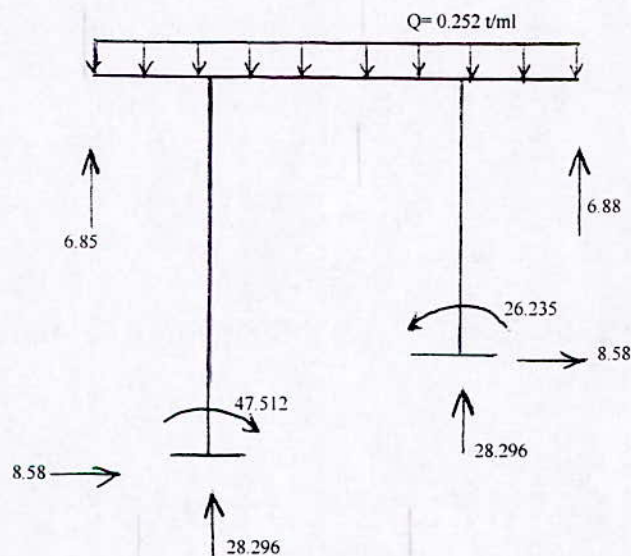
**Tableau-10- Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges A (L) (travée de rive) (t).**

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 7
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,0
2	121,148	-0,542	170,592	254,364	-0,653	-0,406	-0,4,27
4	222,279	-1,085	313,084	466,896	-1,306	-0,812	-0,854
9	387,539	-2,441	546,377	815,211	-2,940	-1,828	-1,922
14	427,698	-3,796	604,045	902,075	-4,573	-2,843	-2,990
19	342,752	-5,152	486,088	727,490	-6,206	-3,859	-4,058
24	132,717	-6,508	192,506	291,455	-7,839	-4,875	-5,126
29	-202,424	-7,864	-276,701	-406,031	-9,472	-5,890	-6,194
33.5	-611,011	-9,084	-849,147	-1257,307	-10,942	-6,804	-7,155
35	-769,725	-9,491	1071,575	-1588,127	-11,432	-7,109	-7,476

**Tableau-11- Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges A (L) (travée de rive) (t.m).**

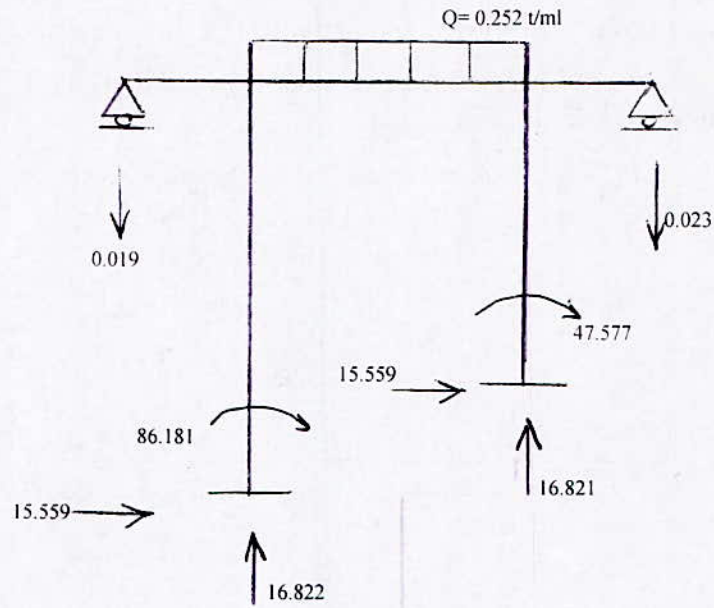
#### 2.4.4. SOLLICITATIONS DUES AUX SURCHARGES DE TROTTOIRS:

- La surcharge due aux trottoirs est équivalente à une charge de  $150 \text{ Kg/ m}^2$ .
- Les mêmes cas qui se sont présentés pour les surcharges A (L) se présentent pour ces surcharges. On a  $Q_{tr} = 0.525 \text{ t/ml}$ .
- On procède de la même manière que pour les surcharges A (L) et on obtient les résultats suivants:



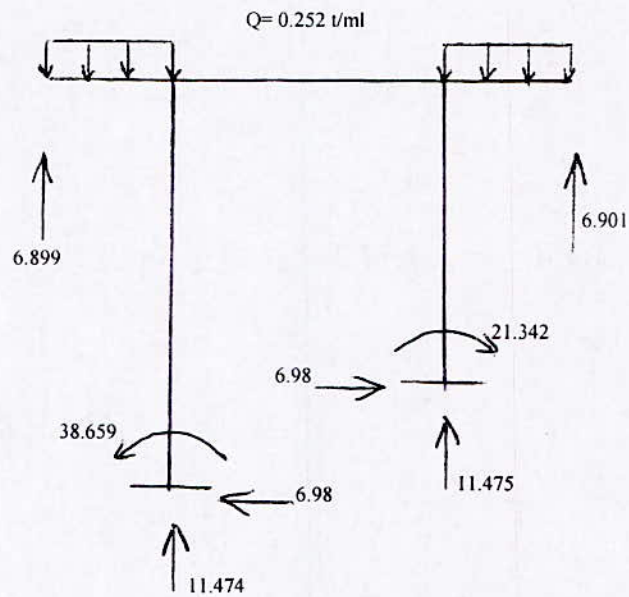
Cas 1

Fig. (25) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.



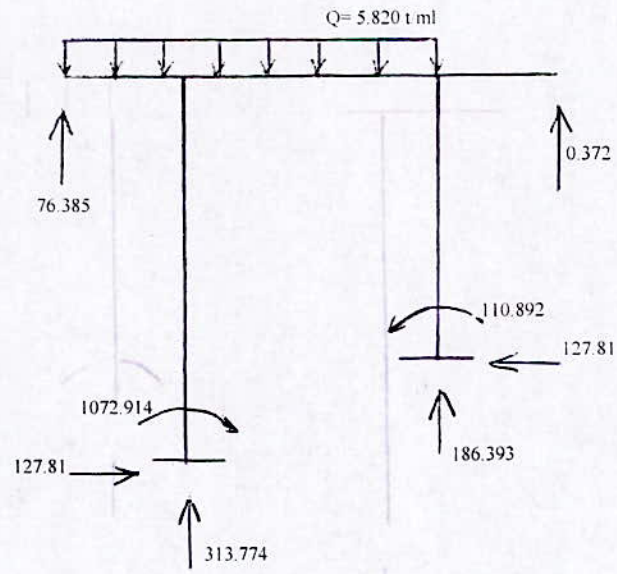
Cas 2

Fig. (26) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.



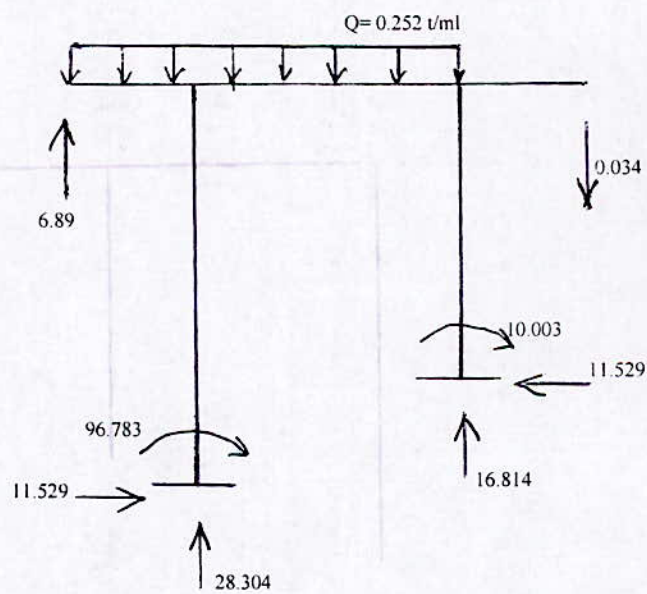
Cas 3

Fig. (27) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.



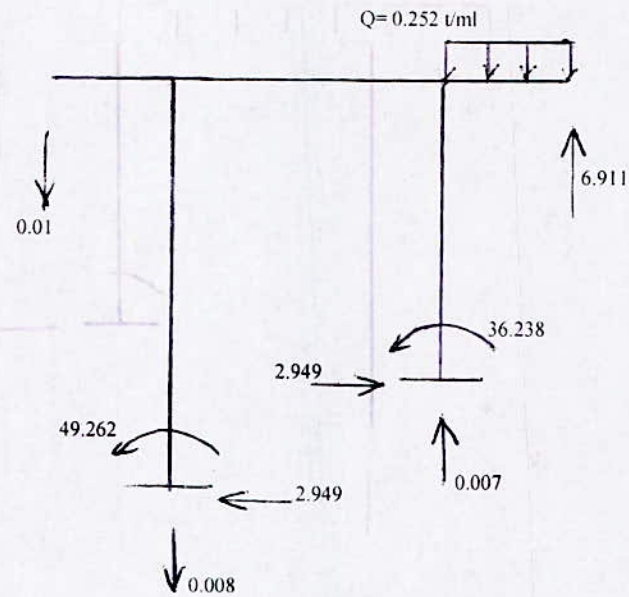
Cas 4

Fig. (28) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.



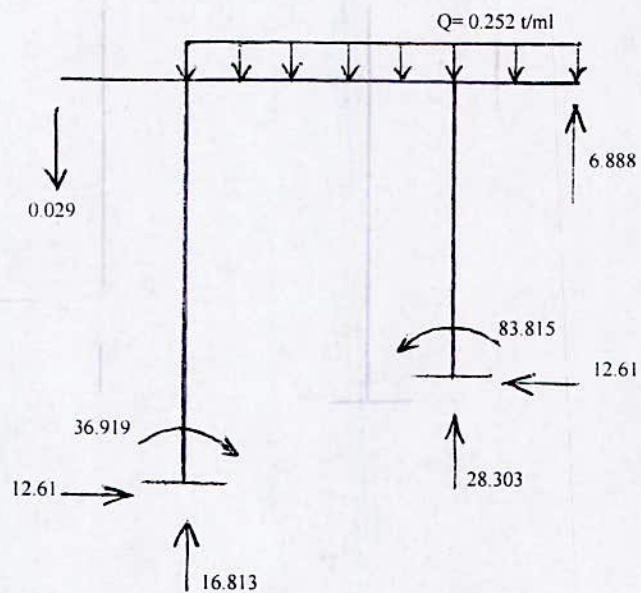
Cas 5

Fig. (29) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.



Cas 6

Fig. (30) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.



Cas 7

Fig. (31) : Détails de calcul des efforts dus à la surcharge de trottoir.

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 7
0	6,880	-0,019	6,899	6,910	-0,029	-0,010	6,890
2	5,830	-0,019	5,849	5,860	-0,029	-0,010	5,840
4	4,780	-0,019	4,799	4,810	-0,029	-0,010	4,790
9	2,155	-0,019	2,174	2,185	-0,029	-0,010	2,165
14	-0,410	-0,019	-0,451	-0,440	-0,029	-0,010	-0,460
19	-3,095	-0,019	-3,076	-3,065	-0,029	-0,010	-3,085
24	-5,720	-0,019	-5,701	-5,690	-0,029	-0,010	-5,710
29	-8,345	-0,019	-8,326	-8,315	-0,029	-0,010	-8,335
33.5	-10,707	-0,019	-10,688	-10,678	-0,029	-0,010	10,697
35	11,4495	0,019	-11,476	-11,465	-0,029	-0,010	-11,485

**Tableau-12- Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges  $Q_{trott}$  (travée de rive) (t).**

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 7
0	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	-0,357	0,00
2	12,710	-0,039	12,749	12,769	-0,059	-0,020	12,731
4	23,321	-0,077	23,398	23,439	-0,118	-0,041	23,361
9	40,659	-0,173	40,832	40,924	-0,265	-0,092	40,751
14	44,872	-0,270	45,142	45,285	-0,412	-0,143	45,015
19	35,961	-0,366	36,327	36,521	-0,560	-0,194	36,155
24	13,924	-0,462	14,387	14,631	-0,707	-0,245	14,169
29	-21,238	-0,559	-20,679	-20,383	-0,854	-0,296	-20,942
33.5	-64,105	-0,645	-63,459	-63,118	-0,987	-0,342	-63,763
35	80,756	0,674	-80,082	-79,725	-1,031	0,00	-80,400

**Tableau-13- Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges  $Q_{trott}$  (travée de rive) (t.m).**



	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 7
0	16,801	16,802	-0,001	0,017	16,784	-0,018	16,820
1,5	16,014	16,015	-0,001	0,017	15,996	-0,018	16,032
5	14,176	14,177	-0,001	0,017	14,159	-0,018	14,195
10	11,551	11,552	-0,001	0,017	11,534	-0,018	11,570
15	8,926	8,927	-0,001	0,017	8,909	-0,018	8,945
20	6,301	6,302	-0,001	0,017	6,284	-0,018	6,320
25	3,676	3,677	-0,001	0,017	3,659	-0,018	3,695
30	1,051	1,052	-0,001	0,017	1,034	-0,018	1,070
32	0,001	0,002	-0,001	0,017	-0,016	-0,018	0,020
34	-1,049	-1,048	-0,001	0,017	-1,066	-0,018	-1,030
39	-3,674	-3,673	-0,001	0,017	-3,691	-0,018	-3,655
44	-6,299	-6,298	-0,001	0,017	-6,316	-0,018	-6,280
49	-8,924	-8,923	-0,001	0,017	-8,941	-0,018	-8,905
54	-11,549	-11,548	-0,001	0,017	-11,566	-0,018	-11,530
59	-14,174	-14,173	-0,001	0,017	-14,191	-0,018	-14,155
62,5	-16,011	-16,010	-0,001	0,017	-16,029	-0,018	-15,993
64	-16,799	-16,798	-0,001	0,017	-16,816	-0,018	-16,780

**Tableau-14- Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges  $Q_{trott}$  (travée centrale) (t).**

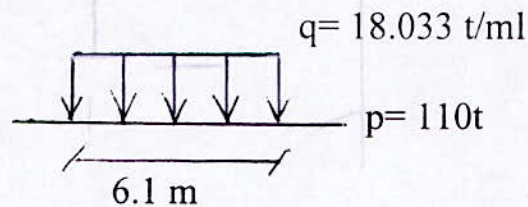
	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5	Cas 6	Cas 7
0	-179,091	-179,003	-0,088	-0,610	-178,480	0,523	-179,614
1,5	-154,480	-154,390	-0,089	-0,584	-153,895	0,495	-154,975
5	-101,647	-101,554	-0,093	-0,524	-101,123	0,431	-102,077
10	-37,328	-37,229	-0,099	-0,437	-36,891	0,338	-37,666
15	13,866	13,970	-0,104	-0,350	14,216	0,246	13,620
20	51,935	52,045	-0,110	-0,264	52,199	0,154	51,781
25	76,879	76,994	-0,115	-0,177	77,056	0,062	76,817
30	88,698	88,819	-0,121	-0,090	88,788	-0,030	88,728
32	89,751	89,874	-0,123	-0,056	89,806	-0,067	89,818
34	88,703	88,828	-0,125	-0,021	88,724	-0,104	88,807
39	76,897	77,028	-0,130	0,066	76,832	-0,196	77,094
44	51,966	52,102	-0,136	0,153	51,814	-0,288	52,255
49	13,910	14,052	-0,141	0,239	13,671	-0,380	14,291
54	-37,270	-37,124	-0,147	0,326	-37,596	-0,473	-36,798
59	-101,576	-101,424	-0,152	0,413	-101,989	-0,565	-101,012
62,5	-154,400	-154,244	-0,156	0,473	-154,873	-0,629	-153,771
64	-179,007	-178,850	-0,158	0,499	-179,507	-0,657	-178,351

**Tableau-15- Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges  $Q_{trott}$  (travée centrale) (t.m).**

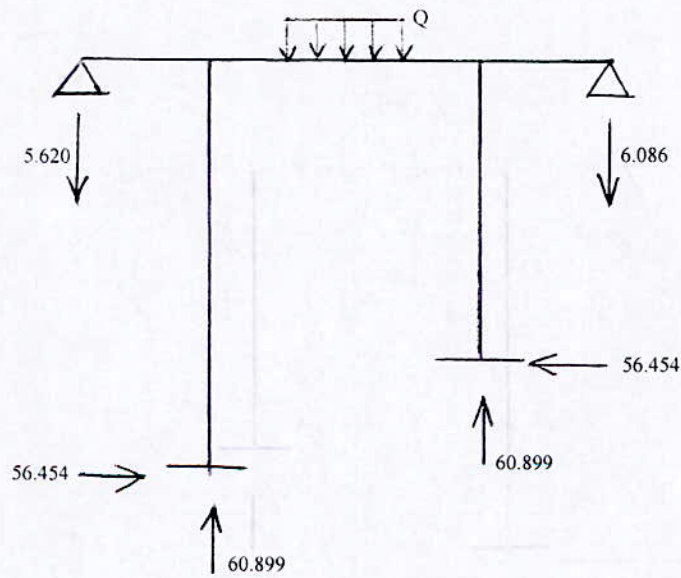
**2.4.5. SOLLICITATIONS DUES AU CONVOI MILITAIRE  $M_{C120}$  :**

- Les véhicules militaires pourront être disposés en convois, un seul de front et distants d'au moins 30.5 m entre chaque point de contact avec la chaussée.

Le véhicule militaire a deux chenilles de 6.1m de long et 1m de large et pesant chacune 55t.



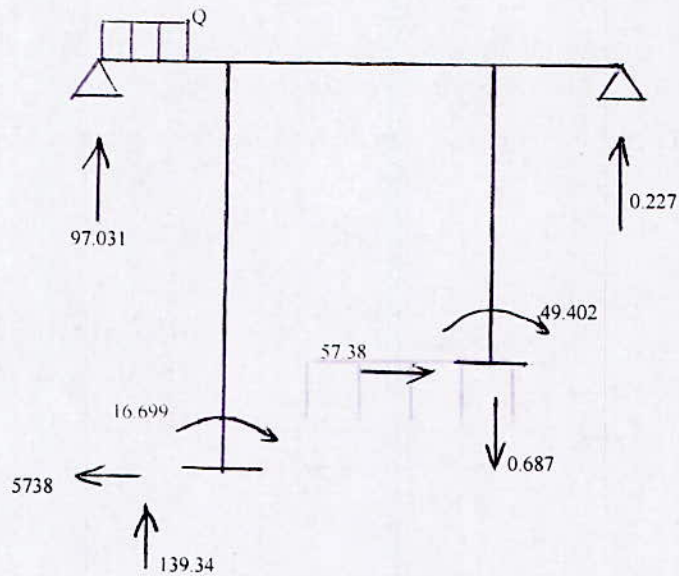
Plusieurs cas peuvent se présenter:



CAS 1

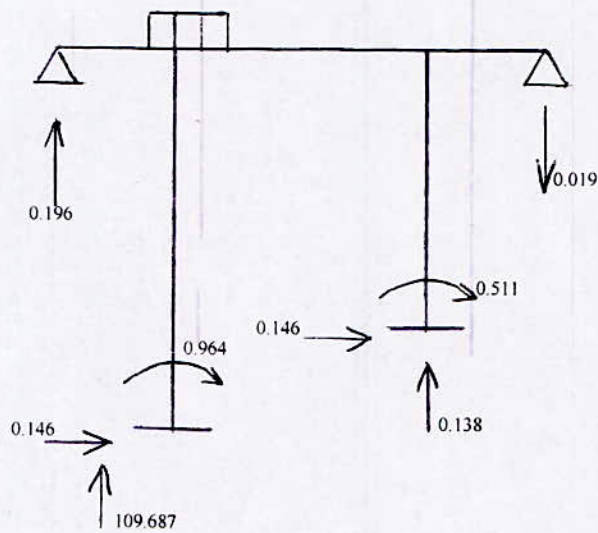
Cas 1

**Fig. (32) : Détails de calcul des efforts dus au convoi militaire  $M_{C120}$ .**



CAS 2  
Cas 2

Fig. (33) : Détails de calcul des efforts dus au convoi militaire Mc120.



CAS 3

Cas 3

Fig. (34) : Détails de calcul des efforts dus au convoi militaire Mc120.

Les résultats obtenus pour tous les cas sont :

	Cas1	Cas 2	Cas 3
0	95,734	0,205	-0,95
2	59,668	0,205	-0,95
4	23,602	0,205	-0,95
9	-14,267	0,205	-0,95
14	-14,267	0,205	-0,95
19	-14,267	0,205	-0,95
24	-14,267	0,205	-0,95
29	-14,267	0,205	-0,95
33.5	-14,267	0,205	-0,95
35	-14,267	0,205	-0,95

**Tableau-16- Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges Mc120 (travée de rive) (t).**

	<b>Cas1</b>	<b>Cas 2</b>	<b>Cas 3</b>
0	0,00	0,00	0,00
2	155,403	0,410	-0,189
4	238,673	0,821	-0,378
9	207,101	1,846	-0,851
14	135,766	2,872	-1,324
19	64,432	3,898	-1,797
24	-6,903	4,924	-2,270
29	-78,238	5,949	-2,743
33.5	-142,439	14,790	-3,168
35	-163,840	76,696	-3,310

**Tableau-17- Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges Mc120 (travée de rive) (t.m).**

	Cas1	Cas 2	Cas 3
0	0,036	54,878	55,012
1,5	0,036	27,829	55,012
5	0,036	-0,122	55,012
10	0,036	-0,122	55,012
15	0,036	-0,122	55,012
20	0,036	-0,122	55,012
25	0,036	-0,122	55,012
30	0,036	-0,122	36,078
32	0,036	-0,122	-0,012
34	0,036	-0,122	-36,054
39	0,036	-0,122	-54,989
44	0,036	-0,122	-54,989
49	0,036	-0,122	-54,989
54	0,036	-0,122	-54,989
59	0,036	-0,122	-54,989
62,5	0,036	-0,122	-54,989
64	0,036	-0,122	-54,989

**Tableau-18- Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges Mc120 (travée centrale) (t).**

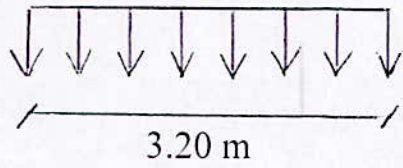
	Cas1	Cas 2	Cas 3
0	-1,256	-78,623	-876,383
1,5	-1,203	-16,593	-793,864
5	-1,078	4,641	-601,321
10	-0,899	4,029	-326,259
15	-0,721	3,417	-51,197
20	0,542	2,805	223,865
25	-0,364	2,193	498,927
30	-0,186	1,581	764,049
32	-0,114	1,336	800,135
34	-0,043	1,091	764,096
39	0,136	0,479	499,092
44	0,314	-0,133	224,148
49	0,492	-0,745	-50,797
54	0,671	-1,357	-325,741
59	0,849	-1,969	-600,686
62,5	0,974	-2,397	-793,147
64	1,028	-2,581	-875,630

**Tableau-19- Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges Mc120 (travée centrale) (t.m).**

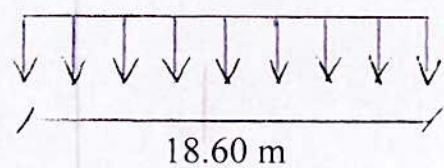


**2.4.6. SOLLICITATIONS DUES AU CONVOI EXCEPTIONNEL D:**

Le calcul des moments positifs et négatifs dus au convoi D est mené de la même manière que celui du système  $M_{C120}$ , mais on considère un seul convoi qu'on fait circuler.

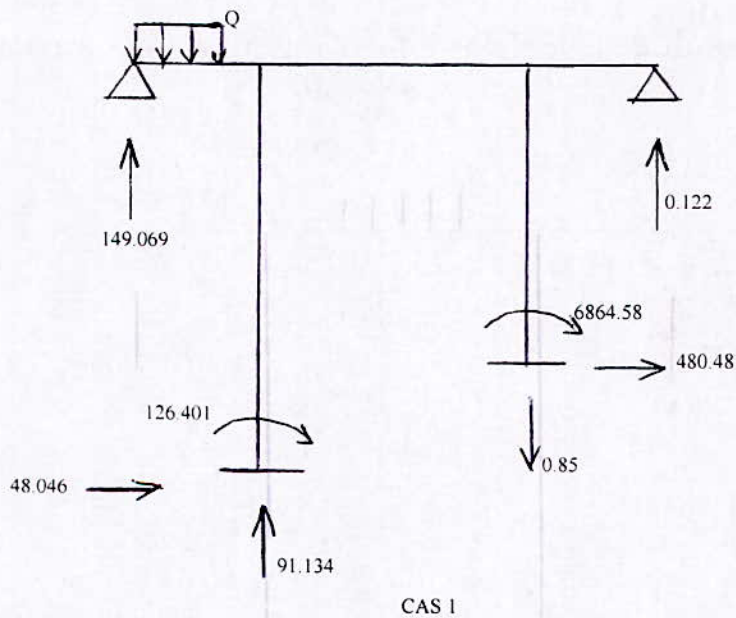


Transversalement

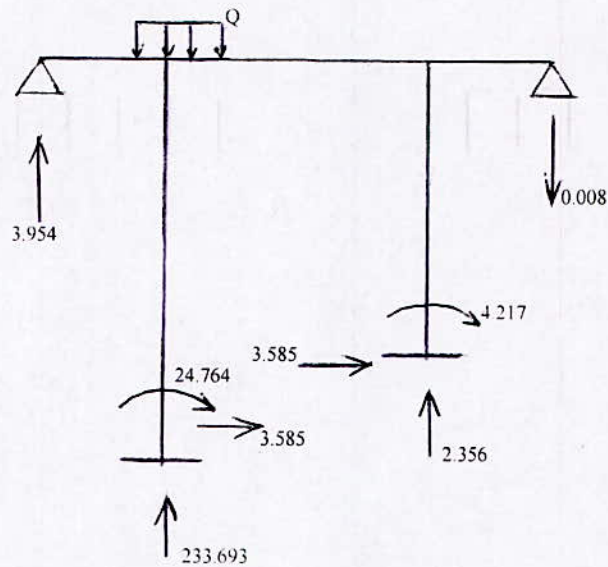


Longitudinalement

$$q_a = \frac{240}{18.60} = 12,90 \text{ t / ml.}$$

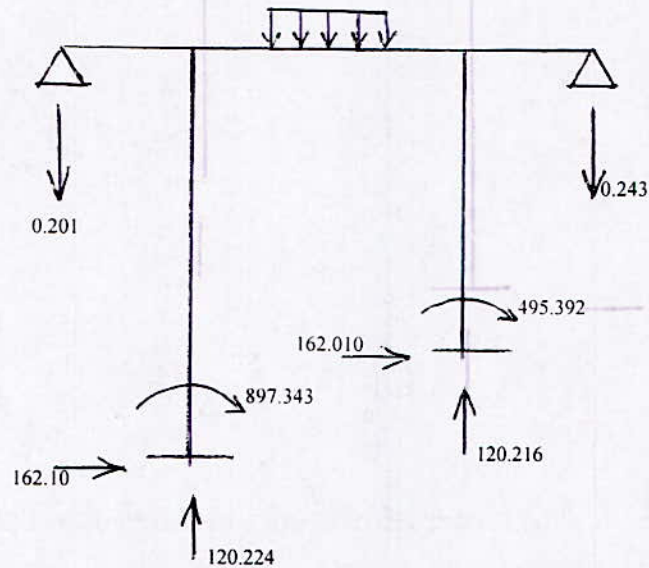


**Fig. (35) : Détails de calcul des efforts dus au convoi exceptionnel D.**



CAS 2

**Fig. (36) : Détails de calcul des efforts dus au convoi exceptionnel D.**



CAS 3

**Fig. (37) : Détails de calcul des efforts dus au convoi exceptionnel D.**

Les résultats obtenus pour tous les cas sont mentionnés dans le tableau suivant:

	<b>Cas 1</b>	<b>Cas 2</b>	<b>Cas 3</b>
0	149,069	3,954	-0,201
2	123,263	3,954	-0,201
4	97,457	3,954	-0,201
9	32,942	3,954	-0,201
14	-31,573	3,954	-0,201
19	-90,927	3,954	-0,201
24	-90,927	3,954	-0,201
29	-90,927	-38,625	-0,201
33.5	-90,927	-96,689	-0,201
35	-90,927	-116,043	-0,201

**Tableau-20- Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges D240 (travée de rive) (t).**

	Cas1	Cas 2	Cas 3
0	0,00	0,00	0,00
2	272,332	7,909	7,909
4	493,052	15,818	15,818
9	819,050	35,590	35,590
14	822,472	35,590	35,590
19	504,352	75,135	75,135
24	49,718	94,907	94,907
29	-404,916	44,423	44,423
33.5	-814,087	-260,034	-260,034
35	-950,477	-419,584	-419,584

**Tableau-21- Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges D240 (travée de rive) (t.m).**

	<b>Cas 1</b>	<b>Cas 2</b>	<b>Cas 3</b>
0	0,207	117,650	120,023
1,5	0,207	98,296	120,023
5	0,207	53,135	120,023
10	0,207	-2,348	120,023
15	0,207	-2,348	120,023
20	0,207	-2,348	120,023
25	0,207	-2,348	90,346
30	0,207	-2,348	25,831
32	2,07	-2,348	0,025
34	0,207	-2,348	-25,781
39	0,207	-2,348	-90,296
44	0,207	-2,348	-119,973
49	0,207	-2,348	-119,973
54	0,207	-2,348	-119,973
59	0,207	-2,348	-119,973
62,5	0,207	-2,348	-119,973
64	0,207	-2,348	-119,973

**Tableau-22- Effort tranchant dû aux différents cas de dispositions des surcharges D240 (travée centrale) (t).**

	Cas 1	Cas 2	Cas 3
0	-7,286	-455,765	-1863,863
1,5	-6,976	-293,806	-1683,829
5	-6,251	-28,803	-1263,749
10	-5,216	78,746	-663,634
15	-4,181	67,007	-63,520
20	-3,147	55,267	536,595
25	-2,112	43,528	1102,581
30	-1,077	31,789	1393,023
32	-0,663	27,093	1418,879
34	-0,249	22,397	1393,123
39	0,786	10,658	1102,931
44	1,821	-1,081	537,195
49	2,856	-12,821	-62,670
54	3,891	-24,560	-662,534
59	4,926	-36,300	-1262,399
62,5	5,651	-44,517	-1682,304
64	5,961	-48,039	-1862,263

**Tableau-23- Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges D240 (travée centrale) (t.m).**

CHAPITRE V:

**Étude de la  
précontrainte**

## INTRODUCTION:

Le mérite du développement de la technique de précontrainte revient à l'ingénieur français E. Freyssinet qui, le premier, sut dégager, vers 1928 l'ensemble, des règles pratiques de conception, de calcul et de construction.

Le principe du béton précontraint est d'exercer un traitement mécanique consistant à appliquer de façon 'artificielle' et volontaire un système d'efforts permanents pour créer des précontraintes qui donnent des contraintes totales comprises entre les limites que le matériau peut supporter indéfiniment en toute sécurité.

La précontrainte par prè-tension, ou le béton coulé est en contact des aciers tendus, et l'effort de compression est obtenu par adhérence et raccourcissement des armatures.

La précontrainte par post-tension, les aciers sont isolés pendant le coulage, puis tendus en prenant appuis sur le béton à l'intérieur du quel ils peuvent coulisser.

La procédure de la mise en œuvre du projet étudié est celle de la post-tension 'procédé Freyssinet', et sera calculé en classe I.

## 1. MODE DE CALCUL:

La stabilité longitudinale d'un pont construit par encorbellement est assurée par deux familles de câbles:

### 1.1. CABLES DE FLEAU:

Disposés au voisinage de la membrure supérieure de la poutre et mis en tension symétriquement par rapport à l'axe de la pile au fur et à mesure de l'avancement de la construction en vue de jouer un double rôle :

- Assurer la résistance au moment négatif dus au poids propre des voussoirs, du poids de l'équipage mobile et des charges de chantier en phase de construction.
- Assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.

La première condition fixe la force de précontraint nécessaire sur appui et la seconde impose le schéma de câblage.

### 1.2. CABLE DE CONTINUITÉ:

Les câbles de solidarisation disposés au voisinage de la clé de chaque travée et destinés à réaliser la continuité du tablier et s'opposer aux moments fléchissant qui en résultent, la plupart de ces câbles sont situés au niveau de la membrure inférieure par suite de la prépondérance des moments fléchissant dus aux charges d'exploitation.

## 2. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE DU FLEAU:

Le schéma classique à descendre les câbles de fléau dans les âmes afin de profiter de la réduction d'effort tranchant  $T_R$  due aux composantes verticales des efforts de précontrainte, les câbles sont disposés dans le gousset supérieur, le plus près possible de l'axe des âmes, de manière à faciliter leur descente et sont ancrés le plus souvent à l'extrémité de chaque tranche sur la hauteur des âmes.



## 2.1. DETERMINATION DE LA PRECONTRAINTE DE FLEAU:

Les câbles de fléau sont déterminés dans la phase de construction où les sollicitations sont maximales pour cela on ne tient compte que des éléments essentiels.

Ces dernières créent des contraintes de traction dans les fibres supérieures et des contraintes de compression dans les fibres inférieures. [1]

Donc les câbles de précontrainte doivent reprendre la traction en exerçant une contrainte:

$$\sigma_p = \frac{P}{B} + \frac{P e V}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_p = \frac{P}{B} - \frac{P e V}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure.}$$

- Donc pour reprendre la traction on doit avoir:

$$\sigma_p = \frac{P}{B} + \frac{P e V}{I} + \frac{M V}{I} \geq \bar{\sigma}_{ht}.$$

- Sans toute fois que les contraintes de compression ne soient dépassées. c'est-à-dire:

$$\frac{P}{B} - \frac{P e V}{I} - \frac{M V}{I} \leq \bar{\sigma}_{hc}.$$

$\bar{\sigma}_{hc}$  : Contrainte admissible de compression.

$\bar{\sigma}_{ht}$  : Contrainte admissible de traction.

$P$  : effort de précontrainte.

$M$  : moment fléchissant.

$V$  : distance du c.d.g de la section a la fibre supérieure.

$V'$  : distance du c.d.g de la section a la fibre inférieure.

$I$  : moment d'inertie longitudinale de la section.

$e$  : distance de P au c.d.g.

Cependant en classe I de B.P.E.L., on doit s'assurer que sous les sollicitations de construction les contraintes normales de flexion sont toujours des compressions ceci est en fait une justification de l'ouvrage aux états limites de services.

-Aux stades de cette justification on aura :

$$\frac{P}{B} + \frac{PeV}{I} = \frac{MV}{I} \quad (M < 0).$$

$$P \left[ \frac{1}{B} + \frac{eV}{I} \right] = \frac{MV}{I}.$$

$$P = \frac{\frac{MV}{I}}{\left[ \frac{1}{B} + \frac{eV}{I} \right]}.$$

- Dans cette dernière expression  $P$  et  $e$  sont des inconnues, pour cela en se fixant  $e$  et déterminant  $P$ .

- En utilisant les hypothèses des câbles équivalents, on supposera que ces derniers se répartissent en nappes chaque nappe correspondant à un câble équivalent.

- Donc on supposera qu'on a trois nappes disposées comme suit en respectant les conditions d'enrobage.

$d$ : distance d'enrobage

$$\begin{cases} d_1 = 1,5 \phi = 0,12m \quad (\phi : \text{diamètre de la gaine}) \\ d_2 = d_1 + 1,5\phi = 3\phi = 0,24m. \\ d_3 = d_2 + 1,5\phi = 4,5\phi = 0,36m. \end{cases}$$

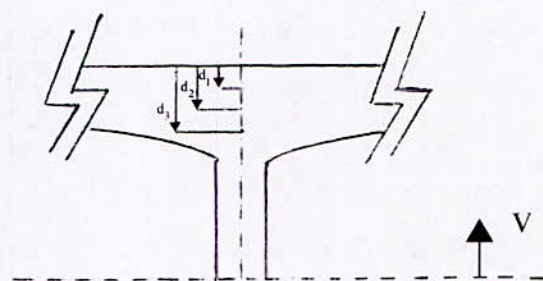
$V$  : distance de la fibre supérieure au c.d.g

L'excentricité moyenne pour chaque nappe:

1<sup>ère</sup> nappe :  $e = V - d_1.$

2<sup>ème</sup> nappe :  $e = V - d_2.$

3<sup>ème</sup> nappe :  $e = V - d_3.$



**Fig. (1) : Représentation des distances d'enrobage des câbles.**

-Le nombre de câbles nécessaire sera: [1]

$$n(P_0 - \Delta P) \geq P \quad \Delta P : \text{représente les pertes de tension}$$

-Si on suppose que  $\Delta P = 20 \% P_0$  l'équation devient:

$$n \geq \frac{P}{0,8P_0}.$$

$P_0$  : Précontraint utile pour un câble 12T15

-Tension à l'origine:  $P_0 = 240,2t.$

**Exemple de calcul :** (détermination du nombre des câbles sur pile)

- Section  $S_1$ :  $V_1 = 1,625m$      $d_1 = 0,36m$      $e_1 = V_1 - d_1 = 1,265m$ .

$$S_1 = 9,182m^2 \quad I_1 = 16,604m^4 \quad M_1 = 7472,804t.m.$$

$$P = \frac{M_1 \times \frac{V_1}{I_1}}{\left[ \frac{1}{S_1} + e_1 \times \frac{V_1}{I_1} \right]} = \frac{7472,804 \times \frac{1,625}{16,604}}{\frac{1}{9,182} + 1,265 \times \frac{1,625}{16,604}} = 3142,726t.$$

$$n \geq \frac{P}{0,8P_0} = \frac{3142,726}{0,8 \times 240,2} = 16,35.$$

Pour  $n = 16,35$  le nombre retenu  $n = 18$  câble.

**Remarques:**

- Le nombre de câble doit être entier et pair étant donné qu'on a deux âmes.
- Le nombre de câble doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.
- Pour les autres sections voir les tableaux suivants:

x	d	e <sub>0</sub>	V	I	M	P	n <sub>calculé</sub>	n <sub>total</sub>	n/âme
0	0.36	1.265	1.625	16.604	7472.804	3142.726	16.35	18	9
6	0.36	0.999	1.359	10.982	5245.761	2635.041	13.71	16	8
11	0.24	0.874	1.114	6.986	3294.378	1887.911	9.82	12	6
16	0.24	0.685	0.925	4.595	1835.580	1262.665	6.57	8	4
21	0.24	0.548	0.788	3.241	820.978	661.547	3.44	6	3
26	0.12	0.587	0.707	2.561	216.022	175.391	0.912	2	1
31	0.12	0.560	0.680	2.354	0	0	0	0	0

**Tableau-1- Nombre de câbles demi-fleau côte travée de rive.**

x	d	e <sub>0</sub>	V	I	M	P	n <sub>calculé</sub>	n <sub>total</sub>	n/âme
0	0.36	1.265	1.625	16.604	6984,829	15,287	15,29	18	9
5	0.36	0.999	1.420	12.160	5274,585	13,192	13,19	16	8
10	0.24	0.874	1.171	7.822	3307,055	9,400	9,40	12	6
15	0.24	0.685	0.973	5.155	1840,2	6,262	6,26	8	4
20	0.24	0.548	0.826	3.588	822,241	3,291	3,29	6	3
25	0.12	0.587	0.729	2.740	216,223	0,888	0,89	2	1
30	0.12	0.560	0.680	2.354	0	0	0	0	0

**Tableau-2- Nombre de câbles demi-fleau côte travée centrale.**

## 2.2. TRACE DES CABLES DE FLEAU:

-Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau. Ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

-Pour les arrêter, on les descend légèrement dans les âmes de manière à bénéficier de la réduction de l'effort tranchant, ils sont disposés plus près de l'âme pour faciliter leur descente.

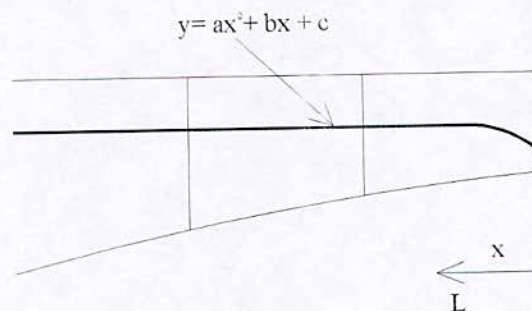
-Il est avantageux d'utiliser des unités de précontrainte assez fortes pour limiter leur nombre et ce nombre de câble doit être égal dans chaque âme.

### 2.2.1. ETUDE DU TRACE DES CABLES EN ELEVATION:

-Le tracé des câbles devra s'inspirer des principes suivants:

-On évitera au maximum les croisements des câbles en particulier dans les âmes.

-Les câbles suivront un trajet rectiligne jusqu'au début du dernier voussoir où ils subissent une déviation parabolique d'équation générale:



**Fig. (2) : Tracé des câbles en élévation.**

-En respectant les conditions aux limites:

$$y = d_0 + (d_1 - d_0)\left(\frac{x}{l}\right)^2.$$

$d_1$  : distance du point d'ancrage.

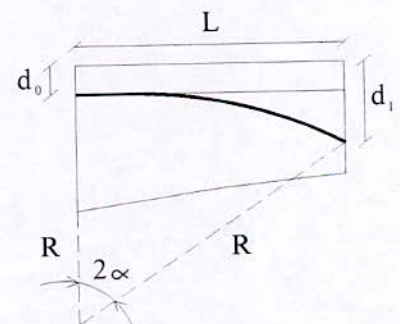
$d_0$  : distance du câble a fibre supérieure.

$l$  : distance sur laquelle se fait la courbure (longueur du voussoir  $l=5m$ )

-Le rayon de courbure en un point est défini par l'expression

$$R_c = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{\min}.$$

$R_{\min}$  : Rayon minimal pour les câbles : (12T15) = 6m.



-La déviation verticale d'un câble  $n$  est :

$$\operatorname{tg} \alpha_n = \frac{d(y(x))}{dx} = 2(d_1 - d_0) \left( \frac{x_0}{l^2} \right).$$

$$\alpha_n = \operatorname{Arctg} \left[ 2(d_1 - d_0) \left( \frac{x_0}{l^2} \right) \right].$$

**EXEMPLE DE CALCUL** : Etude de câble N° : 1

-La variation de courbure se fait sur un seul voussoir

Pour le câble N° = 1.

$$d_0 = 0,36m. \quad d_1 = 1,581m. \quad l = 5m.$$

$$x_0 = 5m. \quad R(x) = \frac{x_0^2}{2(d_1 - d_0)}.$$

$$R_c(5) = \frac{(5)^2}{2(1,581 - 0,36)} = 10,238 > R_{\min} = 6m.$$

$$\alpha = \operatorname{Arctg} \left[ 2(d_1 - d_0) \left( \frac{x_0}{l^2} \right) \right] = \operatorname{Arctg} \left[ 2(1,581 - 0,36) \left( \frac{5}{5^2} \right) \right] = 0,454 \operatorname{rd}.$$

N°V	N <sub>s</sub> °C	L(m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>1</sub> (m)	R(m)	α(rd)
V <sub>1</sub>	1	5	0,36	1,581	10,238	0,454
	2	5	0,36	1,161	15,605	0,310
	3	5	0,36	0,741	32,808	0,151
V <sub>2</sub>	4	5	0,24	1,240	12,500	0,381
	5	5	0,24	0,820	21,552	0,228
V <sub>3</sub>	6	5	0,24	1,000	16,447	0,295
V <sub>4</sub>	7	5	0,12	0,850	17,123	0,284
	8	5	0,12	0,430	40,323	0,123
V <sub>5</sub>	9	5	0,12	0,900	16,026	0,302

Tableau-3- Tracé en élévation des câbles de fléau de la travée de rive.

N°V	N <sub>s</sub> °C	L(m)	d <sub>0</sub> (m)	d <sub>1</sub> (m)	R(m)	α(rd)
V <sub>1</sub>	1	5	0,36	1,684	9,441	0,487
	2	5	0,36	1,264	13,827	0,347
	3	5	0,36	0,844	25,826	0,191
V <sub>2</sub>	4	5	0,24	1,328	11,489	0,410
	5	5	0,24	0,908	18,713	0,261
V <sub>3</sub>	6	5	0,24	1,032	15,783	0,307
V <sub>4</sub>	7	5	0,12	0,890	16,234	0,299
	8	5	0,12	0,470	35,714	0,139
V <sub>5</sub>	9	5	0,12	0,900	16,026	0,302

**Tableau-4- Tracé en élévation des câbles du fléau de la travée centrale.**



### 2.2.2. ETUDE DU TRACE DES CABLES EN PLAN:

-Le tracé en plan suit aussi une parabole qui commence du début du voussoir jusqu'à l'ancrage, mais avec une variante très lente car le câble subit en même temps deux coupures en plan et en élévation qui pose des problèmes au niveau de l'exécution, bien que théoriquement il est conseillé de donner au câble une forme en S plus au moins prononcée.

-Lorsque les courbes augmentent, les pertes de précontrainte sont très importantes, au niveau de l'ancrage. Le câble doit être sur au moins 40 cm du fait que l'ancrage se fait dans l'âme.

-On a opté pour une telle courbure pour réduire au maximum la composante de l'effort de précontrainte dans le plan.

- L'équation de la parabole est :

$$z = z_0 + (z_1 + z_0) \left(\frac{x}{l}\right).$$

- Le rayon est :  $R_p(x) = \frac{x_0^2}{2(z_1 - z_0)}$

- La tangente :  $\beta_n = \text{Arctg} \left[ \frac{2(z_1 - z_0)}{x_0} \right]$ .

**Exemple d'application:** Etude de câble N° : 1

La variation de courbure se fait sur un seul voussoir

$$l = 5m. \quad x_0 = 5m.$$

$$z_0 = 0m. \quad z_1 = 0,145m.$$

$$R_p(5) = \frac{(5)^2}{2(0,145 - 0)} = 86,2.$$

$$\beta = \text{Arctg} \left[ \frac{2(0,145 - 0)}{5} \right] = 0,058rd.$$

N°V	N <sub>s</sub> °C	L(m)	Z0(m)	Z1(m)	R(m)	β(rd)
V <sub>1</sub>	1	5	0	0.145	86.200	0.058
	2	5	0	0.000	0.000	0.000
	3	5	0	-0.145	-86.200	-0.058
V <sub>2</sub>	4	5	0	0.218	57.470	0.086
	5	5	0	-0.218	-57.470	-0.086
V <sub>3</sub>	6	5	0	0.000	0.000	0.000
V <sub>4</sub>	7	5	0	0.145	86.200	0.058
	8	5	0	-0.145	-86.200	-0.058
V <sub>5</sub>	9	5	0	0.000	0.000	0.000

**Tableau-5- Caractéristiques du tracé en plan des câbles de fléau de la travée de rive.**

N°V	N <sub>s</sub> °C	L(m)	Z0(m)	Z1(m)	R(m)	β(rd)
V <sub>1</sub>	1	5	0	0.145	86.200	0.058
	2	5	0	0.000	0.000	0.000
	3	5	0	-0.145	-86.200	-0.058
V <sub>2</sub>	4	5	0	0.218	57.470	0.086
	5	5	0	-0.218	-57.470	-0.086
V <sub>3</sub>	6	5	0	0.000	0.000	0.000
V <sub>4</sub>	7	5	0	0.145	86.200	0.058
	8	5	0	-0.145	-86.200	-0.058
V <sub>5</sub>	9	5	0	0.000	0.000	0.000

**Tableau-6-Trace en plan des câbles de fléau de la travée centrale**

### **3. PRECONTRAINTÉ DE CONTINUITÉ:**

-La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité.

-La précontrainte de continuité sera évaluée en fonction des efforts suivants :

- Poids propre évalué en fonction de la cinématique de construction.
- La superstructure supposée coulée en une seule phase.
- Les surcharges avec combinaisons du gradient thermique de 6°C.
- Moment hyperstatique de précontrainte.

#### **3.1: LES SURCHARGES:**

-Le pont est dimensionné selon le fascicule 61 titre II (Surcharge A (L), MC120) et additionnellement pour le convoi exceptionnel D240.

-Les surcharges militaires prises en compte constituent un ou plusieurs véhicules types du système MC120 prenant en compte les coefficients de majoration.

-Notons que pour ce type d'ouvrage, il s'avère que la surcharge Bc n'est pas prise en compte dans le dimensionnement car son influence est très limitée.

#### **3.2: COMBINAISON DES EFFORTS:**

-On doit considérer 4 combinaisons de cas de charge réglementaires: [8]

- $S_1 + SS + SURCHARGES + GRADIENT\ THERMIQUE\ 5^\circ c$
- $S_1 + SS + GRADIENT\ THERMIQUE\ 10^\circ c$
- $(S_1 + S_2)/2 + SS + SURCHARGES + GRADIENT\ THERMIQUE\ 5^\circ c$
- $(S_1 + S_2)/2 + SS + GRADIENT\ THERMIQUE\ 10^\circ c$

-Dont :

S<sub>1</sub>: sollicitation élastique due au poids propre dans l'ouvrage construit par phase.

S<sub>2</sub>: sollicitation élastique due au poids propre dans l'ouvrage supposé couler sur cintre en une seule phase.

SS: Sollicitation due au a la superstructure.

Mais : l'adaptation du B.P.E (réglementation actuelle) considère que:

- La surcharge A (L) pondérée par 1,1 pour les combinaisons rares et 0,72 pour la fréquente.

- Dans les combinaisons rares les charges routiers normales A (L) sont pondère par 1,2 et les charges des trottoirs par 1.

**Combinaison:****RARES:**

- $S_1+SS+SURCHARGES+GRADIENT\ THERMIQUE\ 5^\circ c.$
- $S_1+SS+GRADIENT\ THERMIQUE\ 10^\circ c.$
- $(S_1+S_2)/2 +SS+SURCHARGES+GRADIENT\ THERMIQUE\ 5^\circ c.$
- $(S_1+S_2)/2 +SS+GRADIENT\ THERMIQUE\ 10^\circ c.$

**FREQUENTES:**

- $S_1+SS+0,72\ A\ (L).$
- $(S_1+S_2)/2 +SS+0,72\ A\ (L).$

-Il est clair que le dimensionnement d'un tablier est une étape différente à sa vérification, c'est pourquoi les calculs sont menés avec les valeurs moyennes ou probables des efforts et des sollicitations. Les combinaisons à considérer sont les combinaisons rares définies pour la justification à l'état limite de service, et l'on s'attache à déterminer la valeur moyenne de l'effort de précontraint nécessaire.

-Tableau donnant les moments pour les différents types de charge:

<b>Surcharges</b>	<b>M (clé) (t.m)</b>	<b>M (appui) (t.m)</b>
Surcharge de trottoirs	89,874	-179,091
Charge routière normale A (L)	1264,905	-2519,342
Surcharge $M_{C120}$	800,138	-876,383
Convoi D240	1418,879	-1863,863

**Les moments des différents types de charge.**

- Les charges et surcharges à prendre dans les combinaisons résumées dans le tableau suivant:

Cas de charge	M (clé) (t.m)	M (appui) (t.m)
Poids propre S <sub>1</sub>	308,608	-7548,610
Poids propre S <sub>2</sub> .	2747,581	-5482,589
Poids propre après fluage (S <sub>1</sub> +S <sub>2</sub> )/2	1528,095	-6515,600
Fluage $M_{FL} = \frac{I_0 \sigma^*}{V_i}$	315,268	/
Super structure (SS).	683,816	-1364,502
Charge routière A (L).	1264,905	-2519,342
Surcharge de trottoir.	89,874	-179,091
Gradient thermique 5°C.	320,218	-320,218
Gradient thermique 10°C.	640,437	640,437

**Les moments maximaux pour les différents types de charge.**

▪ **Combinaison des charges:**

COMBINAISON		M (clé) (t.m)	M (appui) (t.m)
<b>COMBINAISONS RARES</b>	$S_1+SS+\text{surcharge}(1,2 A(L)+\text{trott})$ + gradient 5°C	2920,402	-12435,631
	$S_1+SS+$ gradient 10°C	1632,861	-9553,549
	$(S_1+S_2)/2+SS+\text{surcharge}(1,2 A(L)+\text{trott})$ + gradient 5°C	4139,889	-11402,621
	$(S_1+S_2)/2+SS+$ gradient 10°C	2852,348	-8520,539
<b>COMBINAISON FREQUENTES</b>	$S_1+0,72 A (L) +\text{trott}$	1309,214	-9541,627
	$(S_1+S_2)/2+0,72 A(L)+\text{trott}$	2528,701	-8508,617

**Combinaison des différents types de charge.**

**3.3. DETERMINATION DE LA PRECONTRAINTTE:**

**Moments extrêmes:**

-Le tableau suivant récapitule les moments extrêmes:

Section	Clé	Appui
<b>Mmin (t.m)</b>	1632,861	-12435,631
<b>Mmax (t.m)</b>	4139,889	-8520,539

**Les moments optimaux des différents types de charge à la clé et sur appui.**

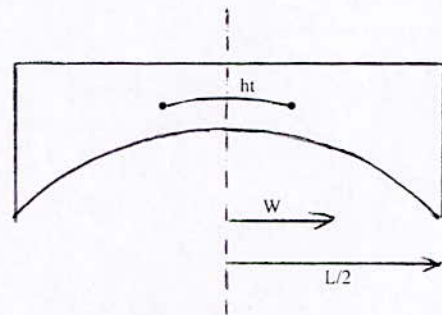
- Après la détermination des moments fléchissant dans les sections critiques, c'est-à-dire les sections sur appuis et les sections de clé de travée.

- Or ces sollicitations contiennent des efforts hyperstatiques de précontrainte, qui ne sont pas encore connus puisqu'ils dépendent de l'effort que l'on doit déterminer. Il faut prendre en compte deux effets hyperstatiques des câbles de précontrainte. [8]

### 3.3.1. CABLES DE CONTINUITE:

Ces câbles, mis en tension après clavage donnent des effets hyperstatiques dont il faut tenir en compte.

$$W' = \frac{P}{EI} \frac{W}{\sqrt{1 + \frac{\Delta h}{h_t} \left(\frac{2w}{L}\right)^2}} = 1,1Ph \frac{\left(\frac{2w}{L}\right)}{\sqrt{1 + \frac{1,7}{1,8} \left(\frac{2w}{L}\right)^2}}$$



<b>2w/L</b>	0,400	0,420	0,450
<b>M/Ph<sub>t</sub></b>	0,410	0,428	0,454

On adopte en première approximation:

$$M_c = 0,41P_t h_t.$$

### 3.3.2. CABLES DE FLEAU:

Mis en tension avant clavage, c'est-à-dire dans une structure isostatique, ils ne donnent pas d'effets hyperstatiques si l'on considère les déformations instantanées.

Mais les déformations différées ont lieu dans une structure hyperstatique qui sont dues aux câbles de fléau et au fluage du béton. En appliquant la règle forfaitaire du fluage  $\frac{1}{2}(S1+S2)$ , on ne peut prendre en compte que la moitié de ce moment hyperstatique, on admet de prendre en deuxième approximation :

$$M_{f'} = \frac{1}{2}(-0,2.P_a h_a) = -0,1.P_a h_a$$

Ce moment s'oppose à la redistribution des efforts due au poids propre par fluage.

Donc on assimile les moments hyperstatiques de précontrainte à des efforts extérieurs.

$$\mu = 0,41P_t h_t - 0,1.P_a h_a.$$

$$\mu = 0,738P_t - 0,35.P_a.$$

### 3.4. CALCUL DE L'EFFORT DE PRECONTRAINT:

#### 3.4.1. TRAVÉE CENTRALE:

$$\begin{cases} P_t = \frac{M_{\max} + \mu}{K_t} \\ P_a = -\frac{M_{\min} + \mu}{K_a} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} K_t P_t - \mu = M_{\max} \\ K_a P_a - \mu = -M_{\min} \end{cases}$$

Avec 
$$\begin{cases} K_t = V' + \rho V' - d' \\ K_a = V + \rho V' - d \end{cases}$$

- Les caractéristiques de la section à la clé sont:

$$V = 0,68m \quad V' = 1,12m \quad \rho = 0,561.$$

- Les câbles inférieurs seront comptés à  $d=13$  cm au dessus de l'intrados pour tenir compte du fait que les règles de l'enrobage sont plus sévères vis-à-vis de l'intrados que la paroi supérieure qui est non coffrée.

- Les caractéristiques de la section d'appui sont:

$$V = 1,625m \quad V' = 1,875m \quad \rho = 0,594.$$

On suppose que le centre de gravité de l'ensemble des câbles au niveau de la section sur pile se trouve à  $d=20$  cm au niveau de la fibre supérieure pour tenir compte de l'encombrement des câbles de fléau.

$$\text{D'où } \begin{cases} K_t = 1,371. \\ K_a = 2,539. \end{cases}$$

On obtient alors un système de 2 équations à 2 inconnues :

$$\begin{cases} 0,633P_t + 0,350P_a = 4139,889. \\ 0,738P_t + 2,189P_a = 11795,195. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} P_t = 4375,064t. \\ P_a = 3913,253t. \end{cases}$$

- Le nombre de câbles en travée est:

$$n = \frac{P_t}{P_0} = \frac{4375,064}{240,2} = 18,214.$$

On prend  $n=18$  câbles.

$$P_t = 20 * P_0 = 20 * 240,2 = 4804t.$$



- Le nombre de câbles en appui est:

$$n = \frac{P_a}{P_0} = \frac{3913,253}{240,2} = 16,292t.$$

On prend  $n=16$  câbles.

$$P_a = 20 * P_0 = 18 * 240,2 = 4323,6t.$$

Donc :  $\mu = 0,738P_i - 0,35.P_a = 1860,424$ .

- Après calcul, on aura les résultats dans le tableau suivant:

x (m)	M (t.m)	$\rho$	V(m)	V'-d' (m)	$K_t$	$P_i = \frac{M_{max} + \mu}{K_t}$	n=P/P <sub>0</sub>	n reel
32	4139,889	0,561	0,680	0,251	1,371	4375,064	18,214	20
30	4082,911	0,561	0,680	0,251	1,371	4333,519	18,041	20
25	3440,126	0,568	0,729	0,284	1,444	3670,558	15,281	16
20	2076,199	0,578	0,826	0,347	1,584	2484,571	10,344	12
15	50,359	0,588	0,973	0,442	1,797	1063,245	4,426	6
10	-1880,564	0,595	1,171	0,567	2,080	-9,684	0,000	0

**Tableau-7-Calcul du nombre de câbles de continuité de la travée centrale.**

## 3.4.2. TRAVÉE DE RIVE:

Les mêmes étapes de calcul effectuées pour la travée centrale seront effectuées, et on aura les résultats dans les tableaux suivants :

x (m)	M (t.m)	$\rho$	V(m)	V-d (m)	$K_a$	$P_o = \frac{M_{min} + \mu}{K_a}$	n=P/P <sub>0</sub>	n reel
35	-11795,195	0,594	1,625	0,914	2,539	3913,253	16,292	18
29	-5333,381	0,597	1,358	0,792	2,150	1615,168	6,724	8
24	-2378,420	0,594	1,114	0,671	1,785	290,129	1,208	2
19	-825,839	0,585	0,924	0,569	1,493	692,830	0,000	0

Tableau-8-Calcul du nombre de câbles de continuité de la travée de rive à partir de la pile.

x (m)	M (t.m)	$\rho$	V(m)	V'-d' (m)	$K_r$	$P_r = \frac{M_{max} + \mu}{K_r}$	n=P/P <sub>0</sub>	n reel
0	0,000	0,561	0,680	0,251	1,371	1356,508	5,647	6
2	928,425	0,561	0,680	0,251	1,371	2033,459	8,466	10
4	1431,645	0,561	0,680	0,251	1,371	2400,377	9,993	10
9	2165,152	0,565	0,707	0,269	1,411	2852,075	11,874	12
14	2085,877	0,574	0,788	0,322	1,529	2580,442	10,743	12
19	1183,464	0,585	0,924	0,411	1,726	1764,021	7,344	8
24	-559,363	0,594	1,114	0,532	1,999	650,948	2,710	4
29	-2338,107	0,597	1,358	0,681	2,343	-203,900	0	0

Tableau-8-Calcul du nombre de câbles de continuité de la travée de rive à partir de la culée.

CHAPITRE VI:

**Les pertes de  
précontrainte**

## INTRODUCTION :

La contrainte de travail des aciers ne peut être déterminées de façon réglementaire comme celle du béton armé par exemple, où la contrainte admissible des aciers est limitée à une fraction de la limite élastique.

En effet, certains phénomènes qui n'avaient pas d'action sur la contrainte de l'acier en béton armé, interviennent de façon non négligeable, tels:

- ❖ Le frottement à la mise en tension des câbles;
- ❖ Le recul à l'ancrage;
- ❖ La non-simultanéité de mise en tension des différents câbles;
- ❖ Le retrait du béton;
- ❖ La relaxation des aciers;
- ❖ Le fluage du béton.

Les trois premières pertes sont instantanées, les trois dernières sont des pertes différées, c'est-à-dire qu'elles atteignent leur valeur maximale au bout d'un certain nombre de mois, voire d'années.

La mise en tension des câbles de précontrainte s'effectue grâce à l'action de vérins hydrauliques. Au point le plus sollicité du câble, on évitera d'atteindre une valeur trop proche de la rupture de l'acier, c'est pourquoi on a fixé réglementairement une traction maximale de mise en tension appelée tension à l'origine et notée  $\sigma_{p0}$ .

Dans le cas de post-tension ou de pré tension,  $\sigma_{p0}$  prend la valeur suivante: [4]

$$\sigma_{p_0} = \text{Min}(0.8f_{prg}; 0.9f_{peg}).$$

Avec :  $f_{prg}$  : contrainte de rupture garantie.

$f_{peg}$  : limite conventionnelle d'élasticité à 0.1 %.

## 1. PERTES INSTANTANNEES:

### 1.1. PERTES DUES AU FROTTEMENT:

Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine métallique, ou plastique servant de conduit aux câbles. Le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, on admet en général une variation parasite dans les gaines qu'on note  $\varphi$ . [7]

Après mise en tension du câble, la force P s'écrit:

$$P = P_0 e^{-(f\theta + \varphi x)}$$

$f$  : Coefficient de frottement compris entre 0.15 et 0.24  $rd^{-1}$ .

Dans notre cas on prend  $f = 0.19rd^{-1}$ .

$\varphi$  : Coefficient de perte en ligne déviation parasite  $\varphi = 0.002m^{-1}$ .

$x$  : point d'application de P compte à partir de l'ancrage.

La valeur de  $\theta$  à prendre en compte est représentée par la somme des déviations angulaires par rapport aux plans verticaux et horizontaux, parallèle à l'axe longitudinal de la poutre.

### **Exemple des pertes par frottement:**

On fait l'étude du câble n°6 (travée de rive).

Le câble n°6 est ancré dans la section "4".

$$\diamond \text{ section "0" } \quad x = 21 \quad \theta_0 = 0 \text{ rd.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha_4 = 0.295 \\ \beta_4 = 0.000 \end{array} \right\} \Rightarrow \theta_4 = 0.295rd.$$

La déviation totale entre la section "4" et la section "0" est :

$$\theta(0) = |\theta_4 - \theta_0| = 0.295rd.$$

D'où la contrainte après perte dans cette section est :

$$\sigma(0) = 1440 e^{-(0.19 * 0.295 + 0.002 * 21)} = 1305.509Mpa.$$

Alors la perte par frottement est:

$$\Delta\sigma_f(0) = 1440 - \sigma(0) = 134.491Mpa.$$

$$\diamond \text{ section "1" } \quad x = 15m \quad \begin{cases} \theta_1 = 0 \text{ rd.} \\ \theta_4 = 0.295 \text{ rd.} \end{cases}$$

La déviation totale entre la section "4" et la section "1" est :

$$\theta(1) = |\theta_4 - \theta_1| = 0.295 \text{ rd.}$$

$$\sigma(1) = 1440 e^{-(0.19 \cdot 0.295 + 0.002 \cdot 15)} = 1321.270 \text{ Mpa.}$$

$$\Delta\sigma_f(1) = 1440 - \sigma(1) = 118.730 \text{ Mpa.}$$

$$\diamond \text{ section "2" } \quad x = 10m \quad \begin{cases} \theta_2 = 0 \text{ rd.} \\ \theta_4 = 0.295 \text{ rd.} \end{cases}$$

La déviation totale entre la section "4" et la section "2" est :

$$\theta(2) = |\theta_4 - \theta_2| = 0.295 \text{ rd.}$$

$$\sigma(2) = 1440 e^{-(0.19 \cdot 0.295 + 0.002 \cdot 10)} = 1334.549 \text{ Mpa.}$$

$$\Delta\sigma_f(2) = 1440 - \sigma(2) = 105.451 \text{ Mpa.}$$

$$\diamond \text{ section "3" } \quad x = 5m \quad \begin{cases} \theta_3 = 0 \text{ rd.} \\ \theta_4 = 0.295 \text{ rd.} \end{cases}$$

La déviation totale entre la section "4" et la section "3" est :

$$\theta(3) = |\theta_4 - \theta_3| = 0.295 \text{ rd.}$$

$$\sigma(3) = 1440 e^{-(0.19 \cdot 0.295 + 0.002 \cdot 5)} = 1347.961 \text{ Mpa.}$$

$$\Delta\sigma_f(3) = 1440 - \sigma(3) = 92.039 \text{ Mpa.}$$

On procédera de la même manière que l'exemple et obtiendra les résultats dans les tableaux suivants:

N°câble \ SF	SF					
	1	2	3	4	5	6
1	133,068	148,658				
2	95,875	111,908				
3	57,478	73,969				
4	116,299	129,470	145,102			
5	78,831	92,375	108,450			
6	92,039	105,451	118,730	134,491		
7	90,722	104,148	117,440	130,600	146,218	
8	50,693	64,517	78,203	91,753	107,835	
9	93,831	107,225	120,486	133,616	146,615	162,042

**Tableau-1- Perte par frottement (travée de rive).**

N°câble \ SF	SF					
	1	2	3	4	5	6
1	141,176	154,100				
2	105,291	118,572				
3	67,386	81,044				
4	123,406	136,507	149,477			
5	86,856	100,320	113,650			
6	95,109	108,491	121,739	134,856		
7	94,489	107,877	121,132	134,254	147,247	
8	54,548	68,334	81,982	95,495	108,873	
9	93,831	107,225	120,486	133,616	146,615	159,484

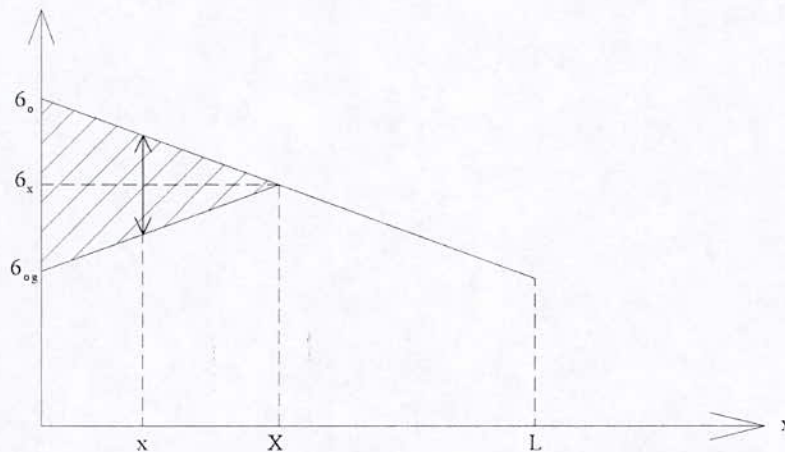
**Tableau-2- Perte par frottement (travée centrale).**

## 1.2. PERTES DUES AU REcul D'ANCRAGE:

Le jeu existant dans l'ancrage permet un léger glissement avant blocage définitif. Ce léger glissement et la déformation propre des pièces d'ancrage lorsque l'effort appliqué par le vérin leur est transféré entraînent un raccourcissement du câble donc une perte de tension, dans ce déplacement le câble vient frotter à nouveau sur la gaine.

Dans le diagramme contrainte-abscisse, la droite représentative de la contrainte est de pente opposée à celle qui représente le frottement. La pente de cette droite, en valeur absolue, représente la perte de tension par unité de longueur.

En raisonnant sur un diagramme basé sur l'équation,  $\sigma = \sigma_0 e^{-(f\theta + \varphi x)}$  la tension sous vérin vaut  $\sigma_0$ , et après blocage des clavettes et glissement à l'ancrage  $\sigma_2$ . [7]



**Fig. (1) : Diagramme représentant la chute de tension à l'ancrage.**

Le glissement à l'ancrage (g en mètre) se répercute jusqu'à l'abscisse  $\lambda$  de tension  $\sigma_3$ .

La symétrie des pentes entraîne:

$$\sigma_0 - \sigma_2 = 2(\sigma_0 - \sigma_3) = 2p\lambda\sigma_0.$$

Avec  $p$  désigne la valeur  $(f \frac{\theta}{l} + \varphi)$ .

A l'abscisse  $x$ , on a :

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= (\sigma_0 - \sigma_2) \frac{\lambda - x}{\lambda} \\ &= 2\sigma_0 p \lambda \frac{\lambda - x}{\lambda} = 2\sigma_0 p (\lambda - x). \end{aligned}$$

Un élément de câble de longueur  $dx$  subit un raccourcissement dû à  $\Delta\sigma$  égal à  $\frac{\Delta\sigma}{E_p} dx$ . Or, le glissement  $g$  représente l'intégrale de ces raccourcissements, soit:

$$g = - \int_0^{\lambda} \frac{\Delta\sigma}{E_p} dx = - \int_0^{\lambda} \frac{2\sigma_0}{E_p} p (\lambda - x) dx = \frac{\sigma_0 p \lambda^2}{E_p}.$$



D'où la longueur d'influence du glissement  $g$ :

$$\lambda = \sqrt{\frac{g E_p}{\sigma_0 p}}$$

Avec  $\sigma_0 p$ , représente la pente de la droite  $\sigma_0 \sigma_3$ , et  $g E_p$  l'aire du triangle ( $\sigma_0 \sigma_2 \sigma_3$ ).

Pour le calcul on utilise la formule suivante:

$$\lambda = \sqrt{\frac{g E_p l}{\sigma_{p0} - \sigma_p(l)}}$$

### Exemple de calcul des pertes par recul d'ancrage:

Etude du câble N°3 (coté de rive)

$E_p$  : module d'élasticité des aciers =  $1.9 \times 10^5$  Mpa.

$g$  : intensité du recul d'ancrage = 8 mm.

$l$  : longueur horizontale du câble.

$\sigma_{p0}$  : tension à l'origine = 1440 Mpa.

$L = 11$  m.

$$\lambda = \sqrt{\frac{8 \times 10^{-3} \times 1.9 \times 10^5 \times 11}{1440 - 1366.031}} = 15.035 \text{ m}$$

$$\lambda = 15.035 \text{ m} < l = 11 \text{ m}$$

Le phénomène que nous venons de décrire se reproduit donc aux deux extrémités du câble avec  $\lambda_1 + \lambda_2 < l$ .

On fait le calcul sur la longueur  $l$  pour les deux demi-fleau (de rive et central) grâce à la dissymétrie de fleau par rapport à l'axe de la pile avec  $x < \lambda$ .

$$\lambda = 15.035 \Rightarrow \sigma_p(15.035) = 1397.345 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma = 42.655 \text{ Mpa}$$

La tension après perte par recul d'ancrage est donnée par:

$$\sigma_p(x) = \sigma_p(\lambda) e^{-(\theta + \varphi(\lambda - x))}$$

$$\text{Section "2"} \quad \sigma_p(x) = 1397.345 e^{-(0.19 \times 0.162 + 0.002 \times (15.035 - 0))}$$

$$\sigma_p(x) = 1314.913 \text{ Mpa}$$

$$\text{Section "1"} \quad \sigma_p(x) = 1397.345 e^{-(0.19 \times 0.162 + 0.002 \times (15.035 - 5))}$$

$$\sigma_p(x) = 1328.129 \text{ Mpa}$$

Pour les autres câbles, le calcul est analogue à l'exemple précédent et on obtiendra les résultats qui figurent dans les tableaux suivants:

N°V	N°C	l(m)	x(m)	$ \theta(x)-\theta_0 $	$\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_p$
V1	1	11	10,605	0,458	1409,778	30,222
	2	11	12,223	0,310	1405,224	34,776
	3	11	15,035	0,162	1397,345	42,655
V2	4	16	12,946	0,391	1403,193	36,807
	5	16	14,975	0,244	1397,511	42,489
V3	6	21	15,406	0,295	1396,308	43,692
V4	7	26	16,440	0,290	1393,422	46,578
	8	26	19,144	0,136	1385,908	54,092
V5	9	31	17,053	0,302	1391,717	48,283

**Tableau-3- Recul d'ancrage pour les câbles de la travée de rive.**

N°V	N°C	l(m)	x(m)	$ \theta(x)-\theta_0 $	$\sigma_p(x)$	$\Delta\sigma_p$
V1	1	10	9,932	0,490	1411,679	28,321
	2	10	11,322	0,347	1407,758	32,242
	3	10	13,695	0,200	1401,094	38,906
V2	4	15	12,350	0,419	1404,867	35,133
	5	15	14,164	0,275	1399,780	40,220
V3	6	20	15,014	0,307	1397,402	42,598
V4	7	25	16,065	0,305	1394,469	45,531
	8	25	18,682	0,151	1387,188	52,812
V5	9	30	16,909	0,302	1392,116	47,884

**Tableau-4- Recul d'ancrage pour les câbles de la travée centrale.**

N°câble \ SF	SF					
	1	2	3	4	5	6
1	1277,954	1265,239				
2	1305,845	1292,851				
3	1328,129	1314,913				
4	1295,176	1282,289	1269,530			
5	1321,072	1307,927	1294,913			
6	1319,127	1306,001	1293,006	1280,140		
7	0,000	1314,963	1301,879	1288,925	1276,100	
8	0,000	1339,411	1326,084	1312,889	1299,826	
9	0,000	0,000	1308,725	1295,703	1282,810	1270,046

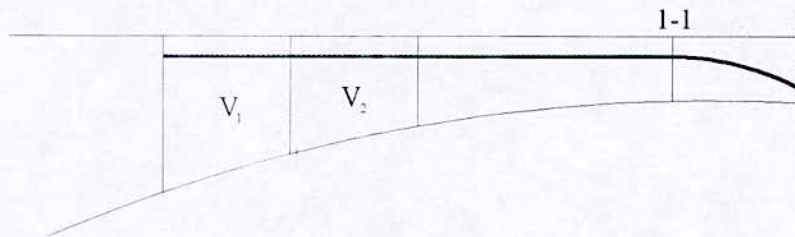
**Tableau-5- Tension après perte par recul d'ancrage (travée de rive).**

N°câble \ SF	SF					
	1	2	3	4	5	6
1	1273,454	1260,783				
2	1301,379	1288,430				
3	1325,695	1312,504				
4	1291,296	1278,447	1265,727			
5	1317,551	1304,441	1291,462			
6	1318,186	1305,070	1292,084	1279,228		
7	0,000	1313,264	1300,197	1287,260	1274,452	
8	0,000	1338,161	1324,847	1311,664	1298,613	
9	0,000	0,000	1309,475	1296,445	1283,546	1270,774

**Tableau-6- Tension après perte par recul d'ancrage (travée centrale).**

**1.3. PERTE PAR RACCOURCISSEMENT DU BETON:**

La mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et du premier câble; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement du voussoir et les deux premiers câbles et ainsi de suite. [7]



**Fig. (2) : Schéma représentant l'effort du câblage à chaque mise en tension.**

A la mise en tension du deuxième câble, le béton se raccourcit de  $\Delta\sigma_{pb}$ , il en est donc de même pour le premier câble qui subit un raccourcissement  $\Delta l_b$  tel que:

Raccourcissement du béton :

$$\epsilon_b = \frac{\Delta l_b}{l_b} = \frac{\Delta\sigma_{pb}}{E_{bj}}$$

Raccourcissement du câble :

$$\epsilon_p = \frac{\Delta l_p}{l_p} = \frac{\Delta\sigma_i}{E_p}$$

On supposant qu'il y a une parfaite adhérence entre le béton et l'acier ce qui se traduit

$$\Delta l_b = \Delta l_p \Rightarrow l_p \frac{\Delta\sigma_i}{E_p} = l_b \frac{\Delta\sigma_{pb}}{E_{bj}}$$

La chute de contrainte (perte de tension) dans le premier câble à la mise en tension du deuxième câble vaut:

$$\Delta\sigma_i = \frac{1}{2} \frac{E_p}{E_{bj}} \sigma_{pb}$$

- Les tableaux suivants nous donnent les différents paramètres de calculs des pertes par raccourcissement du béton:

SF N°câble	1	2	3	4	5	6
1	4	4				
2	4	4				
3	4	4				
4	11	11	4			
5	11	11	4			
6	18	18	11	4		
7	25	25	18	11	4	
8	25	25	18	11	4	
9	35	35	25	18	11	4

**Tableau-7- Age de béton à la mise en tension (jours).**

Calcul de  $F_{cj}$  :

$$F_{cj} = 35 \text{ Mpa} \quad \text{si } j \geq 28.$$

$$F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28.$$

Calcul de  $E_{bij}$  :

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}}.$$

SF N°câble	1	2	3	4	5	6
1	17,327	17,327				
2	17,327	17,327				
3	17,327	17,327				
4	27,718	27,718	17,327			
5	27,718	27,718	17,327			
6	31,980	31,980	27,718	17,327		
7	34,300	34,300	31,980	27,718	17,327	
8	34,300	34,300	31,980	27,718	17,327	
9	35,000	35,000	34,300	31,980	27,718	17,327

Tableau-8-Valeur de  $F_{cj}$ .

SF N°câble	1	2	3	4	5	6
1	28464,298	28464,298				
2	28464,298	28464,298				
3	28464,298	28464,298				
4	33289,963	33289,963	28464,298			
5	33289,963	33289,963	28464,298			
6	34915,546	34915,546	33289,963	28464,298		
7	35740,234	35740,234	34915,546	33289,963	28464,298	
8	35740,234	35740,234	34915,546	33289,963	28464,298	
9	35981,729	35981,729	35740,234	34915,546	33289,963	28464,298

Tableau-9-Valeur de  $E_{bij}$ .

SF N°câble	1	2	3	4	5	6
1	0,223	0,467				
2	-0,197	0,047				
3	-0,617	-0,373				
4	-0,118	0,126	0,316			
5	-0,538	-0,294	-0,104			
6	-0,358	-0,114	0,076	0,212		
7	-0,508	-0,264	-0,074	0,062	0,143	
8	-0,928	-0,684	-0,494	-0,358	-0,277	
9	-0,458	-0,214	-0,024	0,112	0,193	0,220

Tableau-10-Valeur de  $e_p$  (travée de rive).

SF N°câble	1	2	3	4	5	6
1	0,264	0,513				
2	-0,156	0,093				
3	-0,576	-0,327				
4	-0,092	0,157	0,355			
5	-0,512	-0,263	-0,065			
6	-0,388	-0,139	0,059	0,206		
7	-0,530	-0,281	-0,083	0,064	0,161	
8	-0,950	-0,701	-0,503	-0,356	-0,259	
9	-0,520	-0,271	-0,073	0,074	0,171	0,220

Tableau-11-Valeur de  $e_p$  (travée centrale).

SF N°câble	1	2	3	4	5	6
1	0,647	1,057				
2	2,138	0,915				
3	5,146	1,097				
4	1,875	0,089	1,105			
5	6,259	2,889	1,038			
6	5,304	2,076	0,281	1,163		
7	8,319	4,663	1,772	0,465	1,170	
8	14,837	11,175	7,413	3,923	1,380	
9	6,617	3,518	1,071	0,137	0,577	0,572

**Tableau-12-Perte par raccourcissement du béton (travée de rive)**

SF N°câble	1	2	3	4	5	6
1	0,925	1,088				
2	1,859	0,913				
3	4,865	1,057				
4	1,612	0,307	1,132			
5	6,009	2,663	1,021			
6	5,721	2,371	0,406	1,157		
7	8,688	4,929	1,886	0,446	1,180	
8	15,245	11,471	7,546	3,904	1,352	
9	7,468	4,264	1,599	0,387	0,613	0,575

**Tableau-13-Perte par raccourcissement du béton (travée centrale).**



## 2. PERTES DIFFERÉES

Les déformations différées ont une action importante sur le béton précontraint, en agissant non seulement sur les déformations comme en béton armé, mais aussi sur :

- ✓ La valeur de la précontrainte en fonction du temps,
- ✓ La valeur répartition des sollicitations dans les systèmes hyperstatiques.

Il est donc nécessaire de connaître aussi bien que possible l'évolution de ces phénomènes dans le temps et leur variation en fonction des nombreux paramètres pouvant avoir une influence sur leur comportement.

Bien que la relaxation ne soit pas une déformation, mais une chute de tension à longueur constante en fonction du temps passé, nous étudierons également ce phénomène en plus du retrait et du fluage.

### 2.1. PERTES DUES AU RETRAIT:

Le retrait est un raccourcissement graduel du béton au cours de son durcissement.

Le retrait, dit retrait hydraulique, est dû principalement à une évaporation de l'eau qui avait été mise dans le béton pour améliorer le gâchage et la mise en œuvre. Il dépend d'un certain nombre de paramètres : la géométrie de la pièce, la proportion d'armatures passives longitudinales, le taux d'humidité relative de l'atmosphère en contact avec la pièce, le dosage du ciment, la quantité d'eau de gâchage.....

Différentes formules ont été avancées pour essayer de transcrire l'influence des différents paramètres sur le retrait.

Le BPEL (**B**éton **P**récontraint **A**ux **E**tats **L**imites) propose les formules suivantes :[1]

En fonction du temps, de l'instant  $t_0$  à l'instant  $t$  on a :

$$\varepsilon_r(t_0, t) = \varepsilon_r [r(t) - r(t_0)].$$

Où  $\varepsilon_r$  est la valeur finale du retrait et  $r(t)$  une fonction du temps  $t$  variant de 0 à 1 lorsque le temps varie de zéro à l'infini, avec :

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

Où  $t$  représente l'âge du béton exprimé en jours et  $r_m$  le rayon moyen de l'élément étudié en cm.

Pour la détermination du rayon moyen  $r_m$  d'une poutre-caisson, on considère que la face intérieure du caisson n'est pas au contact de l'air renouvelé, le rayon moyen est égal à l'épaisseur de l'âme par exemple.

Perte totale par retrait est:

$$\Delta\sigma_r(t) = \varepsilon_r * E_p * (r(t) - r(t_0)).$$

Avec  $\Delta\sigma_r$  : la variation de tension dans les câbles due à ce raccourcissement.

Finalement : 
$$\Delta\sigma_r(t) = \varepsilon_r * E_p * \left( \frac{t}{t + 9r_m} + \frac{t_0}{t_0 + 9r_m} \right).$$

Le tableau suivant donne les pertes dues au retrait :

SF N°câble	1	2	3	4	5	6
1	47,033	47,033				
2	47,033	47,033				
3	47,033	47,033				
4	47,891	47,891	47,033			
5	47,891	47,891	47,033			
6	48,723	48,723	47,891	47,033		
7	49,531	49,531	48,723	47,891	47,033	
8	49,531	49,531	48,723	47,891	47,033	
9	50,315	50,315	49,531	48,723	47,891	47,033

**Tableau-13- Pertes dues au retrait (travée de rive et centrale).**

## 2.2. PERTES DUES A LA RELAXATION DES ACIERS:

La relaxation provoque une chute de tension pour les armatures de précontrainte c'est-à-dire, le tirant perd au cours du temps une partie de sa contrainte de traction et cette diminution dépend de la nature de l'acier et de son traitement.[7]

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en %  $\rho_{1000}$ .

1000 heures = 2.5% pour les aciers T.B.R. (très basse relaxation).

La perte par relaxation pour les aciers 12T15 T.B.R s'écrit :

$$\Delta\sigma_p(x,t) = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * (\mu - \mu_0) * \sigma_{pi}(x).$$

- $\mu = \frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}}$  avec  $f_{prg} = 1800 \text{ Mpa}$ .
- $\sigma_{pi}(x)$  : La tension initiale de l'acier (après pertes instantanées).
- $\mu_0$  : un coefficient pris égal à:
  - 0,43 pour les aciers, T.B.R;
  - 0,3 pour les aciers, R.N;
  - 0,35 pour les autres aciers.
- $\rho_{1000} = 2,5$ .

Les pertes dues à la relaxation sont mentionnées dans les tableaux suivants :

SF N°câble	1	2	3	4	5	6
1	1144,239	1115,523				
2	1207,831	1180,028				
3	1265,504	1239,847				
4	1177,002	1152,731	1123,323			
5	1235,982	1212,663	1185,426			
6	1221,783	1198,474	1173,995	1144,487		
7	1340,959	1206,152	1182,667	1157,860	1128,712	
8	1374,470	1263,720	1240,468	1217,212	1190,610	
9	1339,553	1329,257	1187,167	1161,950	1135,619	1107,432

**Tableau-14-  $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_p - \Delta\sigma_i$  (travée de rive).**

SF N°câble	1	2	3	4	5	6
1	1131,353	1105,595				
2	1194,228	1168,945				
3	1253,444	1230,403				
4	1166,278	1141,634	1115,118			
5	1224,686	1201,458	1176,791			
6	1217,356	1194,208	1169,938	1143,214		
7	1336,824	1200,459	1177,180	1152,560	1126,024	
8	1370,206	1258,357	1235,319	1212,265	1188,388	
9	1338,702	1328,511	1187,389	1162,442	1136,318	1110,715

**Tableau-15-  $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_p - \Delta\sigma_i$  (travée centrale).**

N°câble \ SF	SF					
	1	2	3	4	5	6
1	35,361	31,748				
2	43,941	39,927				
3	52,460	48,132				
4	39,753	36,381	32,700			
5	48,248	44,570	40,643			
6	46,136	42,601	39,133	35,335		
7	64,288	43,655	40,499	37,038	33,364	
8	70,463	51,913	48,555	45,292	41,335	
9	63,888	61,775	40,943	37,565	34,222	30,771

**Tableau-16- Perte par relaxation d'armature en Mpa (travée de rive).**

N°câble \ SF	SF					
	1	2	3	4	5	6
1	33,691	30,551				
2	41,821	38,472				
3	50,080	46,797				
4	38,125	34,975	31,699			
5	45,996	42,798	39,500			
6	44,977	41,818	38,602	35,174		
7	62,700	42,662	39,551	36,359	33,032	
8	68,077	50,791	47,490	44,274	41,038	
9	62,997	61,389	40,905	37,628	34,309	31,166

**Tableau-17- Perte par relaxation d'armature en Mpa (travée centrale).**

### 2.3. PERTE DUE AU FLUAGE:

Le fluage désigne la déformation lente du béton soumis à une contrainte soutenue dans le temps. L'ordre de grandeur de cette déformation est de deux fois et peut atteindre trois fois la déformation instantanée. [7]

Le raccourcissement instantané vaut:

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma_{bc}}{E_{bi}}$$

Le raccourcissement final vaut environ  $3 \frac{\Delta l}{l}$ , la part due au fluage vaut donc:

$$\varepsilon_{fl} = \frac{2\sigma_{bc}}{E_{bi}}$$

Le raccourcissement des aciers de précontrainte vaut donc  $\varepsilon_{fl}$ , ce qui entraîne une perte de précontrainte  $\Delta\sigma_{fl}$ :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2\sigma_{bc} \frac{E_p}{E_{bi}}$$

Où  $\sigma_{bc}$  représente la contrainte moyenne du béton au niveau du câble que l'on peut supposer calculée à un temps infini.

On fait le calcul pour les deux demi-fleau (de rive et intermédiaire) et les résultats de calcul sont mentionnés dans les tableaux suivants:

SF N°câble	1	2	3	4	5	6
1	2,655	5,049				
2	9,930	4,434				
3	23,513	5,263				
4	8,698	0,103	5,305			
5	28,491	13,201	5,028			
6	24,169	9,554	1,597	5,637		
7	37,788	21,095	8,225	2,437	5,739	
8	67,195	50,155	33,354	18,057	6,734	
9	30,108	16,013	5,094	0,941	2,931	6,224

Tableau-17- Perte due au fluage (travée de rive).

SF N°câble	1	2	3	4	5	6
1	3,916	5,181				
2	8,668	4,419				
3	22,240	5,082				
4	7,507	1,080	5,424			
5	27,359	12,190	4,950			
6	26,051	10,872	2,154	5,608		
7	39,453	22,279	8,729	2,347	5,788	
8	69,033	51,475	33,945	17,968	6,605	
9	33,946	19,341	7,446	2,070	3,101	6,243

Tableau-18- Perte due au fluage (travée centrale).

CHAPITRE VII:

**ETUDE DES VOUSOIRS  
DANS LE SENS  
TRANSVERSAL**



## INTRODUCTION :

Les ponts à poutres caisson sont des ponts à une forme tubulaire cette structure transversale est la mieux adaptée à la construction par encorbellement.

Nous nous sommes intéressés à l'étude des deux voussoirs:

- En clé.
- En pile.

## 1. ETUDE DU VOUSOIR EN CLE:

### 1.1. DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES DANS LE SENS TRANSVERSAL:

Le voussoir est subdivisé en 6 éléments: dalle sous chaussée, dalle inférieure, deux portes à faux de droit et gauche, deux âmes verticales.

Nous allons déterminer les charges permanentes pour chaque élément.

#### 1.1.1. PORTE À FAUX:

Ces charges sont :

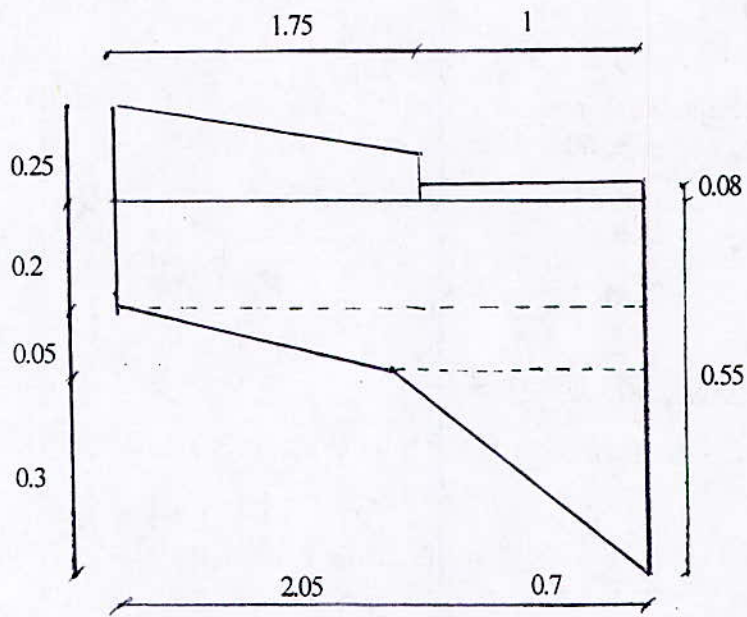
- Poids propre du revêtement:  $g_r = 0.08 \times 2.2 = 1.176t / m^2$
- Poids propre de trottoir :  $g_t = \frac{0.25 + 0.2}{2} \times 2.5 = 0.5625t / m^2$
- Poids propre du porte à faux:

$$g = 0.2 \times 2.5 = 0.5t / m^2$$

$$g' = \frac{0.05}{2} \times 2.5 = 0.0625t / m^2$$

$$g'' = 0.05 \times 2.5 = 0.125t / m^2$$

$$g''' = \frac{0.30}{2} \times 2.5 = 0.375t / m^2$$



Sur la culée et pile  
Sur la culée:

Fig-1-

1.1.2. Dalle sous chaussée:

élément supérieur

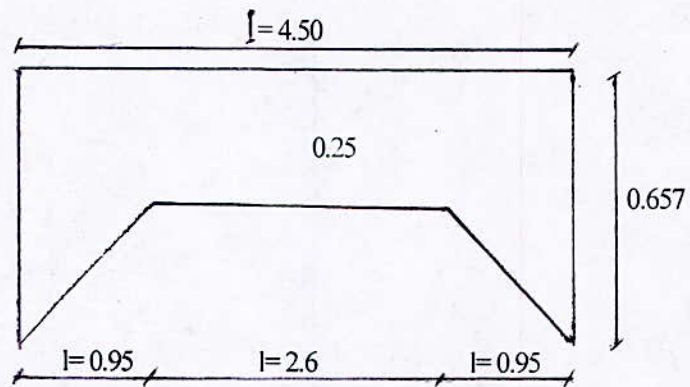


Fig-2-

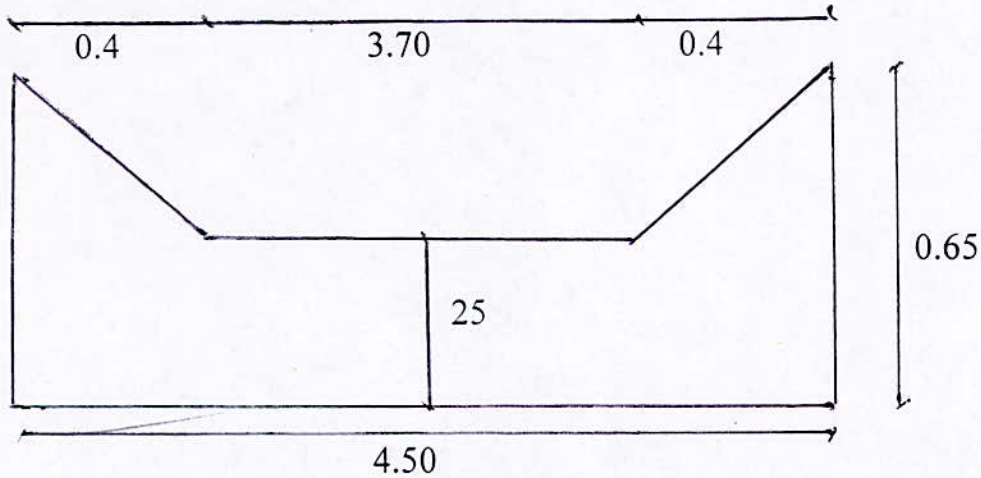
$$g_r = 0.08 \times 2.2 = 0.176t / m^2$$

$$g = 0.25 \times 2.5 = 0.625t / m^2$$

$$g'_0 = 0.657 \times 2.5 = 1.642t / m^2$$

$$g_0 = \frac{1.642 - 0.625}{2} \times 0.950 = 0.483t / m$$

$$\alpha = \frac{0.950}{3} = 0.3166m$$

**1.1.3. DALLE INFÉRIEURE:**

élément supérieur

Fig -3-

$$g = 0.25 \times 2.5 = 0.625t / m^2$$

$$g'_0 = 0.65 \times 2.5 = 1.625t / m^2$$

$$g_0 = \frac{1.625 - 0.625}{2} \times 0.4 = 0.2t / m$$

$$\alpha = \frac{0.4}{3} = 0.133m$$

**1.2. DETERMINATION DES EFFORTS DUS AU POIDS PROPRE:****1.2.1. PORTE À FAUX:**

## • Effort tranchant:

$$T = g_r L_r + (g L + g' L' + g'' L'' + g''' L''') + g_l L_l$$

$$T = 0.176 \times 1 + (0.5 \times 2.75 + 0.0625 \times 2.05 + 0.125 \times 0.70 + 0.375 \times 0.70 + 0.562 \times 1.75) = 3.013t / ml$$

## • Moment fléchissant:

$$M = g_r \frac{L_r^2}{2} + g_l L_l \left(1 + \frac{1.75}{2}\right) + g \frac{L^2}{2} + g' L' \left(0.70 + \frac{L'}{3}\right) + g'' \frac{L''^2}{2} + g''' \frac{L'''^2}{2} = 4.12t.m$$

## 1.2.2. STRUCTURE CADRE:

## a) Elément dalle supérieure:

Pour le calcul des moments d'encastrement pour utiliser les bloques dans le cas des charges uniformément réparties.

$$I_0 = \frac{1 \times (0.25)^3}{12} = 0.0013 m^4$$

$$I_A = \frac{1 \times (0.657)^3}{12} = 0.024 m^4$$

$$i = \frac{I_0}{I_A} = 0.055$$

⇒ On utilisant les abaques on trouve:  $m_1 = 0.103$

$$g = \frac{l'}{l} = 0.21$$

$$M = m_1 p l^2 = m_1 (g_r + g) l^2 = m_1 (0.176 + 0.625) (4.5)^2 = 1.670 t.m$$

Pour la charge concentre:

## ▪ Le premier cas:

$$a = \alpha l \Rightarrow \alpha = \frac{a}{l} = \frac{0.316}{4.5} = 0.07$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0.07 \\ i = 0.055 \end{array} \right\} \begin{array}{l} 1 - \alpha = 0.93 \\ i = 0.055 \end{array}$$

On tire  $m_1$  et  $m_2$  de l'abaque:

$$m_1 \text{ à partir de } \alpha: m_1 = 0.07$$

$$m_2 \text{ à partir de } 1 - \alpha: m_2 = 0$$

$$M_1 = m_1 p l = m_1 g_0 l = m_1 \times 0.483 \times 4.5 = 0.152 t / ml$$

$$M_2 = m_2 p l = m_2 g_0 l = 0 t / ml$$

## ▪ Le deuxième cas:

$$\alpha l = 1 - a = 4.183$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0.93 \\ i = 0.055 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} 1 - \alpha = 0.07 \\ i = 0.055 \end{array} \Rightarrow m_1 = 0 \quad \text{Et} \quad m_2 = 0.07$$

$$\text{Donc } M_1 = 0 \text{ t/ml}$$

$$M_2 = 0.152 \text{ t/ml}$$

La superposition des cas des charges nous donne:

$$M = M + M_1 + M_2 = 1.822 \text{ t/ml}$$

**b) Elément dalle inférieure:**

$$I_0 = \frac{1 \times (0.25)^3}{12} = 0.0013 m^4$$

$$I_A = \frac{1 \times (0.65)^3}{12} = 0.023 m^4$$

$$\left. \begin{aligned} i = \frac{I_0}{I_A} = 0.056 \\ g = \frac{l'}{l} = 0.089 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{de l'abaque:} \quad \text{pour } i=0.056 \text{ et } g=0.089 \quad \text{on trouve:}$$

$$m_1 = 0.0935$$

$$M = m_1 p l^2 = m_1 0.625 (4.5)^2 = 1.183 \text{ t.m}$$

Pour la charge concentrée:

- **Le premier cas:**

$$a = \alpha l \Rightarrow \alpha = \frac{a}{l} = \frac{0.133}{4.5} = 0.029$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha = 0.029 \\ i = 0.056 \end{aligned} \right\} \Rightarrow m_1 = 0.025$$

$$\left. \begin{aligned} 1 - \alpha = 0.971 \\ i = 0.056 \end{aligned} \right\} \Rightarrow m_2 = 0$$

$$M_1 = m_1 \times g_0 l = m_1 \times 0.2 \times 4.5 = 0.0225 t.m$$

$$M_2 = m_2 \times g_0 l = 0 t.m$$

- **Le deuxième cas:**

$$\left. \begin{aligned} \alpha = 0.970 \\ i = 0.056 \end{aligned} \right\} \Rightarrow m_1 = 0$$

$$\left. \begin{aligned} 1 - \alpha = 0.029 \\ i = 0.056 \end{aligned} \right\} \Rightarrow m_2 = 0.025$$

$$\text{Donc } M_1 = 0 \text{ Et } M_2 = 0.0225 t.m$$

La superposition des cas des charges nous donne:

$$M = M + M_1 + M_2 = 1.205 \text{ t/ml.}$$

**1.3. CALCUL DES COEFFICIENTS (RAIDEURS, TRANSMISSION):**

- Coefficient de raideur  $R = r \frac{I_0}{l}$

$r$  : déterminé à partir de l'abaque il en fonction de  $g$  et  $i$ .

- Coefficient de transmission:  $\gamma$  (déterminé directement à partir de l'abaque il est en fonction de  $g$  et  $i$ .)

**a. Dalles sous chaussée:**

$$I_0 = 0.0013 \text{ m}^4 \quad l = 4.5 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} i = 0.055 \\ g = 0.21 \end{array} \right\} \Rightarrow r = 2.5 \quad \text{et} \quad \gamma = 0.705$$

$$\text{Raideur } R = r \times \frac{0.0013}{4.5} = 7.2 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Translation } \gamma = 0.705$$

**b. Dalle inférieure:**

$$I_0 = 0.0013 \text{ m}^4 \quad l = 4.5 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} i = 0.056 \\ g = 0.089 \end{array} \right\} \Rightarrow r = 1.45 \quad \text{et} \quad \gamma = 0.595$$

$$\text{Raideur } R = r \times \frac{0.0013}{4.5} = 4.18 \cdot 10^{-4}$$

$$\text{Translation } \gamma = 0.595$$

**c. Ames (D-A) et (C-B):**

$$I_A = \frac{1 \times (1.49)^3}{12} = 0.275 \text{ m}^4$$

$$I_D = \frac{1 \times (0.775)^3}{12} = 0.0387 \text{ m}^4$$

$$I_0 = \frac{1 \times (0.50)^3}{12} = 0.010 \text{ m}^4$$

Calcul de  $R_{D-A}$  ET  $R_{A-D}$ :

$$\left. \begin{array}{l} i = \frac{I_0}{I_D} = \frac{0.010}{0.0387} = 0.258 \\ g = \frac{I_0}{I} = \frac{0.275}{1.55} = 0.18 \end{array} \right\} \Rightarrow r_{D-A} = 1.55$$

$$R_{D-A} = r_{D-A} \times \frac{I_0}{l} = 0.010$$

$$\left. \begin{aligned} i &= \frac{I_0}{I_A} = \frac{0.010}{0.275} = 0.036 \\ g &= \frac{I_u}{l} = \frac{0.425}{1.55} = 0.274 \end{aligned} \right\} \Rightarrow r_{A-D} = 3.9$$

$$R_{A-D} = r_{A-D} \times \frac{I_0}{l} = 0.025$$

Détermination de  $\gamma_{D-A}$  et  $\gamma_{A-D}$  :

$$\left. \begin{aligned} i &= 0.258 \\ g &= 0.180 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \gamma_{D-A} = 0.61$$

$$\left. \begin{aligned} i &= 0.036 \\ g &= 0.274 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \gamma_{A-D} = 0.775$$

#### **1.4. REPARTITION DES EFFORTS SOUS POIDS PROPRE:**

On utilise la méthode de cross pour ce type de structure. déterminons donc les coefficients de transmission.

Calcul des coefficients de répartition:

$$\alpha_{D-C} = \frac{R_{D-C}}{R_{D-C} + R_{D-A}} = \frac{4.18 \times 10^{-4}}{4.18 \times 10^{-4} + 0.010} = 0.04$$

$$\alpha_{D-A} = \frac{R_{D-A}}{R_{D-A} + R_{D-C}} = \frac{0.010}{0.010 + 4.18 \times 10^{-4}} = 0.96$$

$$\alpha_{A-B} = \frac{R_{A-B}}{R_{A-B} + R_{A-D}} = \frac{7.2 \times 10^{-4}}{7.2 \times 10^{-4} + 0.025} = 0.028$$

$$\alpha_{A-D} = \frac{R_{A-D}}{R_{A-D} + R_{A-B}} = \frac{0.025}{0.025 + 7.2 \times 10^{-4}} = 0.97$$

**2. Etude du voussoir en pile:****2.1. DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES :****2.1.1. PORTE À FAUX:**

Les charges de porte à faux du voussoir en pile sont identiques à celle des charges du porte à faux du voussoir en clé.

**2.1.2. DALLE SOUS CHAUSSEE:**

$$g_r = 0.08 \times 2.2 = 0.176t / m^2$$

$$g = 0.4 \times 2.5 = 1t / m^2$$

**2.1.3. DALLE INFÉRIEURE:**

$$g = 0.65 \times 2.5 = 1.625t / m^2$$

**2.2. DETERMINATION DES EFFORTS DUS AUX POIDS PROPRE:****2.2.1. PORTE À FAUX:**

- Effort tranchant:

$$T = g_r L_r + (g L + g' L' + g'' L'' + g''' L''') + g_i L_i$$

$$T = 3.013t / ml$$

- Moment fléchissant:

$$M = 4.12t / ml$$

**2.2.2. STRUCTURE CADRE:**

- a) Élément dalle supérieure:

$$M = \frac{gl^2}{12} = \frac{1.176 \times (4.5)^2}{12} = 1.98t.m / ml$$

- b) Élément dalle inférieure:

$$M = \frac{gl^2}{12} = \frac{1.625 \times (4.5)^2}{12} = 2.74t.m / ml$$

**2.3. CALCUL DES COEFFICIENTS (RAIDEURS, TRANSMISSION):**

- Coefficient de raideur  $R = r \times \frac{I_0}{l}$

$r$  : déterminé à partir de l'abaque il en fonction de  $g$  et  $i$ .

- Coefficient de transmission:  $\gamma$  (déterminé directement à partir de l'abaque il est en fonction de  $g$  et  $i$ .)



**Dalles sous chaussée (A-B):**

$$I_0 = 5.33 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad I_A = 5.33 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\left. \begin{array}{l} i = 1 \\ g = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow r_{A-B} = 1 \quad \text{et} \quad \gamma_{A-B} = 0.5$$

$$\text{Raideur } R_{A-B} = 1.18 \times 10^{-3}$$

$$\text{Transmission } \gamma_{A-B} = 0.5$$

**• Dalle inférieure:(D-C)**

$$I_0 = 22 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad I_A = 22 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\left. \begin{array}{l} i = 1 \\ g = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow r_{D-C} = 1 \quad \text{et} \quad \gamma_{D-C} = 0.5$$

$$\text{Raideur } R_{D-C} = 4.88 \times 10^{-3}$$

$$\text{Translation } \gamma_{D-C} = 0.5$$

**• Ames : (A-D) et (B-C):**

$$I_0 = 1.04 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$I_A = 1.04 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$I_D = 1.04 \times 10^{-2} \text{ m}^4 \quad \Rightarrow \begin{cases} h_A = 0.50 \text{ m} \\ h_D = 0.50 \text{ m} \end{cases}$$

**Calcul de  $R_{A-D}$  et  $R_{D-A}$ ,  $\gamma_{A-D}$  et  $\gamma_{D-A}$ :**

$$\left. \begin{array}{l} i = \frac{I_0}{I_A} = 1 \\ g = \frac{I_D}{I} = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow r_{A-D} = 1 \quad \Rightarrow R_{A-D} = 3.495 \times 10^{-3}$$

$$\gamma_{A-D} = 0.5$$

$$\left. \begin{array}{l} i = \frac{I_0}{I_A} = 1 \\ g = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow r_{D-A} = 1 \quad \Rightarrow R_{D-A} = 3.495 \times 10^{-3}$$

$$\gamma_{D-A} = 0.5$$

- **Calcul des coefficients de répartition:**

$$\alpha_{D-C} = \frac{R_{D-C}}{R_{D-C} + R_{D-A}} = \frac{4.88 \times 10^{-3}}{4.88 \times 10^{-3} + 3.495 \times 10^{-3}} = 0.58$$

$$\alpha_{D-A} = \frac{R_{D-A}}{R_{D-A} + R_{D-C}} = \frac{3.495 \times 10^{-3}}{3.495 \times 10^{-3} + 4.88 \times 10^{-3}} = 0.42$$

$$\alpha_{A-B} = \frac{R_{A-B}}{R_{A-B} + R_{A-D}} = \frac{1.18 \times 10^{-3}}{1.18 \times 10^{-3} + 3.495 \times 10^{-3}} = 0.25$$

$$\alpha_{A-D} = \frac{R_{A-D}}{R_{A-D} + R_{A-B}} = \frac{3.495 \times 10^{-3}}{3.495 \times 10^{-3} + 1.18 \times 10^{-3}} = 0.75$$

### **3. MOMENT D'ENCASTREMENT SOUS SURCHARGES ROUTIERES:**

Les moments dus aux charges routières sont déterminés par les abaques de "HELLMUT HOMBERG".

#### **Procédé d'utilisation:**

Charger le caisson suivant trois manières différentes:

- Porte à faux de gauche chargés.
- Porte à faux de droite chargés.
- Dalle sous chaussée chargée.

Reporter sur papier calque les convois des surcharges données en prenant l'échelle de l'abaque.

Déplacer chaque convoi le long de l'abaque jusqu'à l'obtention de cas le plus défavorable.

La valeur de la sollicitation est donnée par:

$$M = PX \quad (X: \text{valeurs lues})$$

Les moments sont calculés dans les deux sens:

- Sens Y: sens longitudinal ( $M_Y$ )
- Sens X: sens transversal ( $M_X$ )

Le moment final est définie par:

$$M = M_X + \mu \cdot M_Y \quad \text{Avec } \mu = 0.2 \text{ (coefficient de poisson)}$$

**Surcharges routières:**

Le système de charge le plus défavorable dans le sens longitudinal pour ce type de pont est le système A (L).

Pour l'étude transversale du caisson, il faut faire une comparaison entre les systèmes qui représentent une charge de forte concentration sur une surface relativement petite ou "ponctuelle".

Les systèmes de charges utilisées sont:

- Le système  $B_c$
- Le convoi  $M_{c120}$
- Le convoi D

**4.1. RECAPITULATION DES MOMENTS MAXIMAUX SOUS****DIFFERENT CHARGEMENT DANS LE V.S.P :**

- Poids propre :

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$M_{max}$	4.12	-1.655	-2.462	2.462	-4.12	1.655	-1.026	1.033	-1.033	1.026

Tableau -1-

- Convoi  $M_{c120}$  :

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$M_{max}$	4.20	2.76	-6.08	7.96	-8.62	-2.13	-0.59	0.59	-0.98	0.98

Tableau -2-

- Système  $B_c$  :

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$M_{max}$	3.87	7.87	-9.304	8.77	-6.10	-8.704	-2.302	2.287	-2.301	2.317

Tableau -3-

-Convoi D :

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$M_{max}$	0	3.845	-7.846	6.256	0	-6.256	-1.401	1.401	-1.975	1.975

Tableau -4-

4.2. RECAPITULATION DES MOMENTS MAXIMAUX SOUSDIFFERENT CHARGEMENT DANS LE V.S.C :

- Poids propre :

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$M_{max}$	4.12	-2.197	-1.868	1.868	-4.12	2.197	-0.969	1.107	-1.107	0.969

Tableau -5-

- Convoi  $M_{c120}$  :

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$M_{max}$	4.24	3.70	-6.54	7.10	-8.62	-2.87	0.20	0.25	-0.31	0.31

Tableau -6-

- Système  $B_c$  :

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$M_{max}$	3.82	10.175	-10.031	10.7	-6.50	-10.71	-0.719	-0.44	-0.593	0.893

Tableau -7-

-Convoi D :

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$M_{max}$	0	9.347	-9.347	7.168	0	-7.167	-0.31	0.259	-0.554	0.554

Tableau -8-

## 5. FERRAILLAGE DE LA SECTION PILE :

### 5.1. FERRAILLAGE DE LA DALLE SOUS CHAUSSEES :

#### 5.1.1. SUIVANT X : FERRAILLAGE TRANSVERSAL

##### 5.1.1.1. A l'encastrement :

$$\begin{cases} M_G = -2.46t.m \\ M_Q = -9.304t.m \end{cases}$$

- Les armatures seront calculées en flexion simple en considérant une section de béton b.h avec  $b=1\text{m}$  et  $h=1.01\text{m}$ .

Les combinaisons d'action à prendre en compte sont les suivants :

$$\begin{cases} M_{ult} = 1.35M_G + 1.6M_Q \\ M_Q = M_G + 1.2M_Q \end{cases}$$

L'enrobage  $d'=0.11\text{m}$  et  $d=0.9\text{m}$

$$\begin{cases} M_{ult} = 1.35(-2.46) + 1.6(-9.304) = -18.207\text{t.m} \\ M_Q = (-2.46) + 1.2(-9.304) = -13.62\text{t.m} \end{cases}$$

• **Dimensionnement a l'ELU :**

$$\gamma = \frac{M_{ult}}{M_{ser}} = 1.33 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ult}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.18207}{1 * (0.9)^2 * 19.83} = 0.0113$$

$\mu_{bu} \leq \mu_{lu} = 0.3$  Donc pas d'acier comprimé  $A=0$

$$M_{ult} = \delta_s \times A_s \times Z_b \Rightarrow A_{sult} = \frac{M_{ult}}{Z_b \delta_s}$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.0142$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9(1 - 0.4 \times 0.0142) = 0.895$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82$$

$$A_{s_{ult}} = \frac{0.18207}{0.895 \times 347.82} = 5.85\text{cm}^2 / \text{ml}$$

• **Dimensionnement a l'ELS :**

Le moment résistant du béton

$$M_{rb} = \mu_{rb} \times \bar{\sigma}_{bc} \times b \times d^2$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[ 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] \quad \text{Avec} \quad \alpha_r = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s}$$

Fissuration très préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = 176 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = 0.641 \quad \text{Donc}$$

$$\mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = 0.252 \times 21 \times 10^2 \times (0.9)^2 = 428.652 \text{ t.m}$$

Or  $M_{ser} \leq M_{rb}$  donc pas d'acier comprimé  $A'_s = 0$

La section d'acier tendue est :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \overline{\sigma}_s} \quad Z = d \left[ 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0.786d = 0.707 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{13.62 \times 10^{-2}}{0.707 \times 176} = 10.95 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{D'où}$$

$$A_s = \max \left\{ A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}} \right\} = 10.95 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit la section  $4HA 20 / \text{ml} = 12.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.238 \times h \times d \frac{f_t}{f_e} = 0.238 \times 0.9 \times \frac{2.7}{400} = 14.45 \text{ cm}^2$$

Soit la sélection  $5HA 20 / \text{ml} = 15.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

### 5-1-1-2- A mi travée :

Pour le calcul des moments aux centres des dalles on utilise cette relation :

$$M(X) = \mu(X) + M_{ij}$$

$$\text{Avec } \mu\left(\frac{1}{2}\right) = (g + g_r) \times \frac{l^2}{8}$$

$$\mu\left(\frac{1}{2}\right) = (1 + 0.176) \times \frac{4.5^2}{8}$$

$$\mu\left(\frac{1}{2}\right) = 2.977$$

$$\mu_G\left(\frac{1}{2}\right) = \mu\left(\frac{1}{2}\right) + M_{ab} = 2.97 - 2.46$$

$$\mu_G\left(\frac{1}{2}\right) = 0.51 \text{ t.m}$$

$$\mu_G = 0.51 \text{ t.m} \quad h = 0.4 \text{ m}$$

$$M_Q = 5.66 \text{ t.m} \quad d' = 0.04 \text{ m}$$

$$D = 0.36 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{ult} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 9.74 \text{ t.m} \\ M_Q = M_G + 1.2 M_Q = 7.30 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Dimensionnement à l'ELU :

$$\gamma = \frac{M_{ult}}{M_{ser}} = 1.33 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ult}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.0974}{1 * (0.9)^2 * 19.83} = 0.037$$

$\mu_{bu} \leq \mu_{lu} = 0.3$  Donc pas d'acier comprimé  $A=0$

$$M_{ult} = \delta_s \times A_s \times Z_b \Rightarrow A_{sult} = \frac{M_{ult}}{Z_b \delta_s}$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.047$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9(1 - 0.4 * 0.047) = 0.353$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82$$



$$A_{ser} = \frac{0.0974}{0.353 \times 347.82} = 5.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Dimensionnement a l'ELS :

$$\alpha_r = 0.641 \quad \text{Donc} \quad \mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = 68.58 \text{ t.m}$$

Or  $M_{ser} \leq M_{rb}$  donc pas d'acier comprimé  $\Lambda^*_s = 0$

La section d'acier tendue est :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} \quad Z = d \left[ 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0.786d = 0.283 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{0.73 \times 10^{-2}}{0.283 \times 176} = 14.66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{D'où } A_s = \max \left\{ A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}} \right\} = 14.66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit la section  $5HA 20 / \text{ml} = 15.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.238 \times b \times d \frac{f_t}{f_c} = 0.238 \times 0.9 \times \frac{2.7}{400} = 5.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la condition est vérifiée.

## 5.1.2. SUIVANT Y : (FERRAILLAGE LONGITUDINALE)

### 5.1.2.1. A l'encastrement :

$$A_X = 14.45 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_Y = \frac{A_X}{3} = 4.81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit  $4HA 14 / \text{ml} = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Les pourcentages minimums :

$$\frac{A_y}{b \times h} = 0.0006 \leq 0.0008$$

Donc la condition n'est pas vérifiée, on prend  $A_y = 8.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit  $6HA14 / \text{ml} = 9.23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Espacement entre les armatures :

Pour  $A_x : S_{t \max} = \text{Min}(2h, 22 \text{ cm})$  on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

Pour  $A_y : S_{t \max} = \text{Min}(3h, 30 \text{ cm})$  on prend  $S_t = 16 \text{ cm}$ .

### 5.1.2.2. A mi travée :

$$A_X = 14.66 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_y = \frac{A_x}{3} = 4.88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit  $4HA14 / \text{ml} = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Espacement entre les armatures :

Pour  $A_x : S_{t \max} = \text{Min}(2h, 22 \text{ cm})$  on prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

Pour  $A_y : S_{t \max} = \text{Min}(3h, 30 \text{ cm})$  on prend  $S_t = 16 \text{ cm}$ .

## 5.2. FERRAILLAGE DALLE INFÉRIEURE :

### 5.2.1. Suivant X (Ferrailage transversal):

#### 5.2.1.1. A l'encastrement :

$$\begin{cases} M_G = -1.033 \text{ t.m} \\ M_Q = -2.301 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$M_{ult} = 5.076 \text{ t.m}$$

$$M_{Ser} = 3.794 \text{ t.m}$$

$h = 0.6 \text{ m}$  l'enrobage  $d' = 0.06 \text{ m}$  et  $d = 0.54 \text{ m}$

- **Dimensionnement A ELU :**

$$\gamma = \frac{M_{ult}}{M_{ser}} = 1.337 \Rightarrow \mu_{LU} = 0.3$$

$$\mu_{bU} = \frac{M_{ult}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0.05076}{1 \times (0.54)^2 \times 19.83} = 0.0087$$

$\mu_{bu} \leq \mu_{lu} = 0.3$  Donc pas d'acier comprimé  $A=0$

$$M_{ult} = \delta_s \times A_s \times Z_b \Rightarrow A_{sult} = \frac{M_{ult}}{Z_b \delta_s}$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.011$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.537$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82$$

$$A_{sult} = \frac{0.05076}{0.537 \times 347.82} = 2.974 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Dimensionnement a l'ELS :**

$$\alpha_r = 0.641 \quad \text{Donc}$$

$$\mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = 154.314 \text{ t.m}$$

Or  $M_{ser} \leq M_{rb}$  donc pas d'acier comprimé  $A_s^* = 0$

La section d'acier tendue est :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} \quad Z = d \left[ 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0.786d = 0.424 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{3.794 \times 10^{-2}}{0.424 \times 176} = 5.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{D'où } A_s = \max \left\{ A_{sult}, A_{sser} \right\} = 5.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit la section

$$2HA 20 / ml = 6.28 cm^2 / ml$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.238 \times b \times d \frac{f_t}{f_e} = 0.238 \times 0.54 \times \frac{2.7}{400} = 8.67 cm^2 / ml$$

Donc on prend  $A_s = 8.67 cm^2 / ml$

Soit

$$3HA 20 / ml$$

### 5.5.1.2. A mi travée :

$$M(X) = \mu(X) + M_{ij}$$

Avec  $\mu\left(\frac{1}{2}\right) = g \times \frac{l^2}{8} = 4.30 t.m$

$$\mu_G\left(\frac{1}{2}\right) = \mu\left(\frac{1}{2}\right) + M_{ab} = 3.27 t.m$$

$$\mu_G = 3.27 t.m \quad h = 0.6 m$$

$$M_Q = 7.98 t.m \quad d' = 0.06 m$$

$$d = 0.54 m$$

$$\begin{cases} M_{ult} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 17.18 t.m \\ M_Q = M_G + 1.2 M_Q = 12.84 t.m \end{cases}$$

- **Dimensionnement a l'ELU :**

$$\gamma = \frac{M_{ult}}{M_{ser}} = 1.33 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ult}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.1718}{1 * (0.54)^2 * 19.83} = 0.0297$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_{lu} = 0.3 \text{ Donc pas d'acier comprimé } A=0$$

$$M_{ult} = \delta_s \times A_s \times Z_b \Rightarrow A_{sult} = \frac{M_{ult}}{Z_b \delta_s}$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.0378$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.531$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82$$

$$A_{s_{ult}} = \frac{0.1718}{0.531 \times 347.82} = 9.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Dimensionnement a l'ELS :**

$$\alpha_r = 0.641 \quad \text{Donc} \quad \mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = 154.3 \text{ lt.m.t}$$

Or  $M_{ser} \leq M_{rb}$  donc pas d'acier comprimé  $A_s^* = 0$

La section d'acier tendue est :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} \quad Z = d \left[ 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0.786d = 0.424m$$

$$A_{ser} = 17.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{D'où } A_s = \max \left\{ A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}} \right\} = 17.20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit la section

$$6HA 20 / \text{ml} = 18.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0.238 \times b \times d \frac{f_t}{f_e} = 0.238 \times 0.9 \times \frac{2.7}{400} = 5.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la condition est vérifiée.

### 5.1.2. SUIVANT Y : (FERRAILLAGE LONGITUDINALE)

#### 5.1.2.1. A l'encastrement :

$$A_X = 8.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_Y = \frac{A_X}{3} = 2.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit

$$2HA14 / \text{ml}$$

- Les pourcentages minimums :

$$\frac{A_Y}{b \times h} = 0.0005 \leq 0.0008$$

- Espacement entre les armatures :

Pour  $A_X$  :  $S_{t \max} = \text{Min}(2h, 22\text{cm})$  on prend  $S_t = 22\text{cm}$

Pour  $A_Y$  :  $S_{t \max} = \text{Min}(3h, 30\text{cm})$  on prend  $S_t = 25\text{cm}$ .

#### 5.2.1.2. A mi travée :

$$A_X = 17.20 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_Y = \frac{A_X}{3} = 5.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit

$$5HA14 / \text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Espacement entre les armatures :

Pour  $A_X$  :  $S_{t \max} = \text{Min}(2h, 22\text{cm})$  on prend  $S_t = 16\text{cm}$

Pour  $A_Y$  :  $S_{t \max} = \text{Min}(3h, 30\text{cm})$  on prend  $S_t = 20\text{cm}$ .

**5.3. FERRAILLAGE DU PORTE A FAUX DE DROITE ET GAUCHE :****5.3.1. SUIVANT X (FERRAILLAGE TRANSVERSAL) :**

$$\begin{cases} M_G = -4.12t.m \\ M_Q = -8.62t.m \end{cases}$$

$$h=0.54m \quad d'=0.06m \quad d=0.54m$$

$$M_{ult} = -19.35t.m$$

$$M_{Ser} = -14.46t.m$$

**• Dimensionnement A ELU :**

$$\gamma = \frac{M_{ult}}{M_{Ser}} = 1.337 \Rightarrow \mu_{LU} = 0.3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ult}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0334$$

$\mu_{bu} \leq \mu_{lu} = 0.3$  Donc pas d'acier comprimé A=0

$$M_{ult} = \delta_s \times A_s \times Z_b \Rightarrow A_{sult} = \frac{M_{ult}}{Z_b \delta_s}$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.043$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.531$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82$$

$$A_{sult} = \frac{0.1935}{0.531 \times 347.82} = 10.48cm^2 / ml$$

- Dimensionnement a l'ELS :

$$\alpha_r = 0.641 \quad \text{Donc}$$

$$\mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = 154.314t.m$$

Or  $M_{ser} \leq M_{rb}$  donc pas d'acier comprimé  $A_s^* = 0$

La section d'acier tendue est :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} \quad z = d \left[ 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0.786d = 0.424m$$

$$A_{ser} = 19.38cm^2 / ml$$

$$D'où A_s = \max \left\{ A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}} \right\} = 19.38cm^2 / ml$$

Soit la section

$$7HA20 / ml = 21.99cm^2 / ml$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.238 \times b \times d \frac{f_t}{f_e} = 0.238 \times 0.54 \times \frac{2.7}{400} = 8.67cm^2 / ml$$

Donc la condition est vérifiée.

### 5.2.2. Ferrailage suivant Y (ferrailage longitudinal) :

$$A_X = 21.99cm^2 / ml \quad A_Y = \frac{A_X}{3} = 7.33cm^2 / ml$$

Soit

$$5HA14 / ml$$

•



$$\text{Avec } \mu\left(\frac{1}{2}\right) = (g + g_r) \times \frac{l^2}{8}$$

$$\mu\left(\frac{1}{2}\right) = (1 + 0.176) \times \frac{4.5^2}{8}$$

$$\mu\left(\frac{1}{2}\right) = 2.977$$

$$\mu_G\left(\frac{1}{2}\right) = \mu\left(\frac{1}{2}\right) + M_{ab} = 2.97 - 2.46$$

$$\mu_G\left(\frac{1}{2}\right) = 0.51 \text{ t.m}$$

$$\mu_G = 0.51 \text{ t.m} \quad h = 0.4 \text{ m}$$

$$M_Q = 5.66 \text{ t.m} \quad d' = 0.04 \text{ m}$$

$$D = 0.36 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_{ult} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 9.74 \text{ t.m} \\ M_Q = M_G + 1.2 M_Q = 7.30 \text{ t.m} \end{cases}$$

• **Dimensionnement a l'ELU :**

$$\gamma = \frac{M_{ult}}{M_{ser}} = 1.33 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ult}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.0974}{1 * (0.9)^2 * 19.83} = 0.037$$

$\mu_{bu} \leq \mu_{lu} = 0.3$  Donc pas d'acier comprimé A=0

$$M_{ult} = \delta_s \times A_s \times Z_b \Rightarrow A_{sult} = \frac{M_{ult}}{Z_b \delta_s}$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] = 0.047$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9(1 - 0.4 * 0.047) = 0.353$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82$$

- Dimensionnement à l'ELS :

$$\alpha_r = 0.641 \quad \text{Donc}$$

$$\mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = 154.314 \text{ t.m}$$

Or  $M_{ser} \leq M_{rb}$  donc pas d'acier comprimé  $A_s^* = 0$

La section d'acier tendue est :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \times \sigma_s} \quad Z = d \left[ 1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0.786d = 0.424m$$

$$A_{ser} = 19.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{D'où } A_s = \max \left\{ A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}} \right\} = 19.38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit la section

$$7HA20 / \text{ml} = 21.99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.238 \times b \times d \frac{f_t}{f_e} = 0.238 \times 0.54 \times \frac{2.7}{400} = 8.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la condition est vérifiée.

### 5.2.2. Ferrailage suivant Y (ferrailage longitudinal) :

$$A_X = 21.99 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_Y = \frac{A_X}{3} = 7.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit

$$5HA14 / \text{ml}$$

- Les pourcentages minimums :

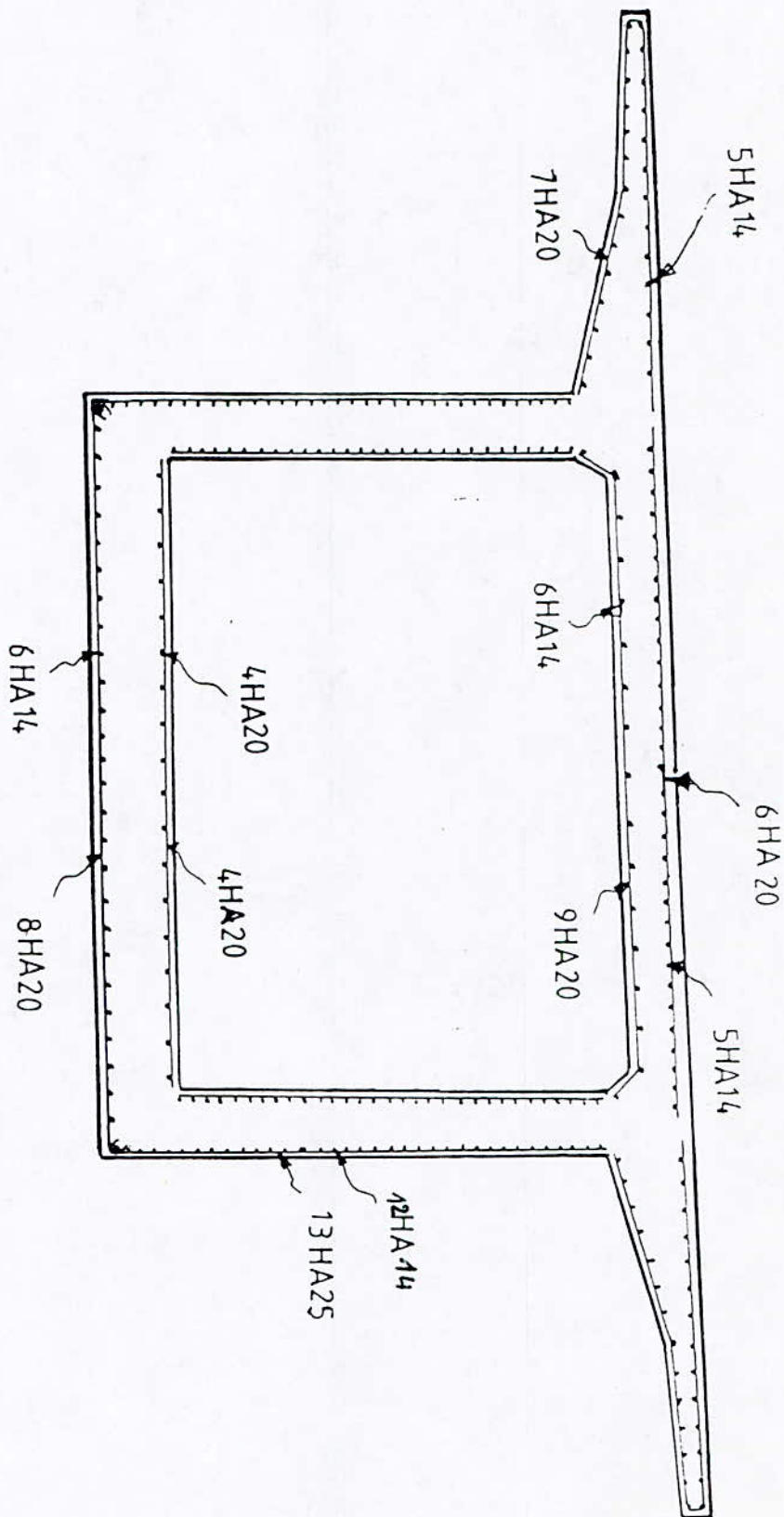
$$\frac{A_Y}{b \times h} = 0.0005 \leq 0.0008$$

- Espacement entre les armatures :

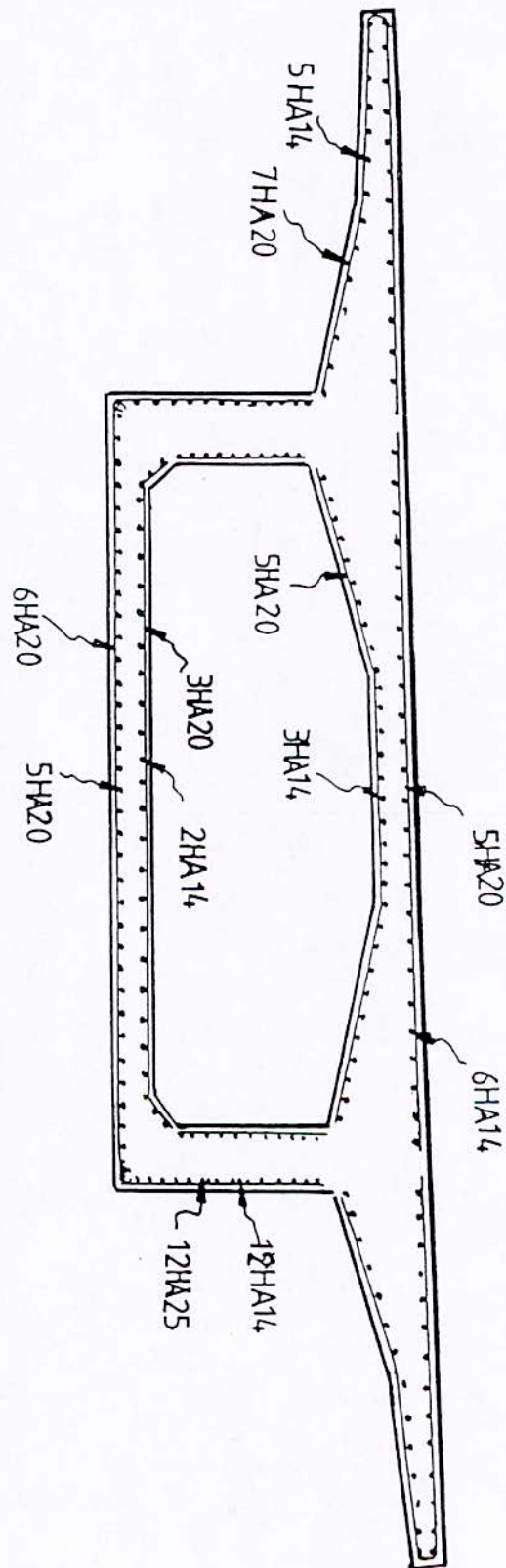
Pour  $A_X$  :  $S_{t \max} = \text{Min}(2h, 22\text{cm}) = 22\text{cm}$  on prend  $S_t = 12.5\text{cm}$

Pour  $A_Y$  :  $S_{t \max} = \text{Min}(3h, 30\text{cm}) = 30\text{cm}$  on prend  $S_t = 20\text{cm}$ .

Ferrailage de la section pile :



**Ferrailage de la section clé :**



CHAPITRE VIII:

**EFFET DU FLUAGE ET  
GRADIENT  
THERMIQUE**

## 1. SOLLICITATIONS DUES AU GRADIENT THERMIQUE:

On appelle conventionnellement gradient thermique la différence de température journalière qui s'établit entre les fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement.

Un pont en caisson sous l'effet de la chaleur il tend à se déformer pour avoir une courbure vers le haut.

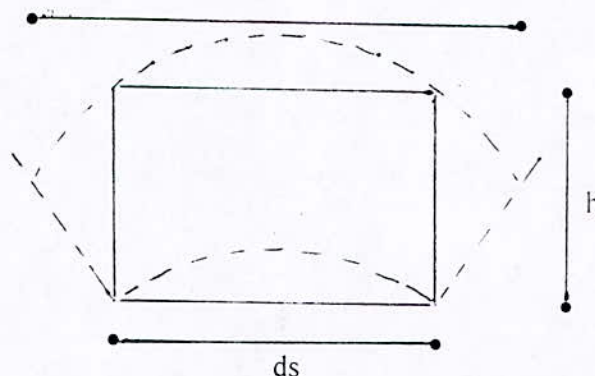


Fig -1-

La circulaire du 2 Avril 1975 impose de vérifier les contraintes dans les ouvrages:

- A vide, en présence d'un gradient thermique de  $10^{\circ}\text{C}$  (le fibre supérieur étant la plus chaude).

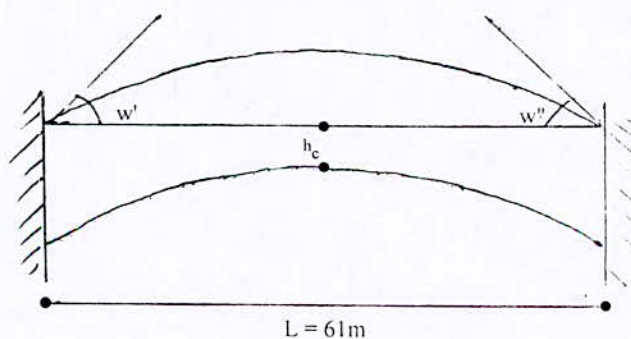
- Avec charge d'exploitation, en présence d'un gradient thermique de  $5^{\circ}\text{C}$ .

On note " $\lambda$ " le coefficient de dilatation linéaire du béton ( $\lambda = 10^{-5}$ ).

- Le calcul des efforts dans la structure se fait par la méthode générale de résolution des poutres hyperstatiques en plaçant au second membre des équations, les rotations isostatiques des travées dues au gradient thermique.

La répartition des températures à l'intérieur de chaque section suit une loi complexe.

Pour faciliter les calculs on assimile cette loi à une variation linéaire. [5]



- En appliquant l'équation des trois moments on trouve:"

$$M_{appui} = \frac{W'.E}{E_a + E_b}$$

- Les rotations isostatiques d'une travée courante symétrique:

$$W' = -W'' = \frac{\lambda \cdot \Delta \theta \cdot l}{2\sqrt{h_c(h_p - h_c)}} \operatorname{Arctg} \sqrt{\frac{h_p - h_c}{h_c}}$$

**Application numérique:**

- $\Delta \theta = 5^\circ \text{c}$

$$W' = 10^{-5} \cdot 5 \cdot \frac{61}{2\sqrt{1,8(3,5-1,8)}} \operatorname{Arctg} \sqrt{\frac{3,5-1,8}{1,8}}$$

$$W' = 6,722 \cdot 10^{-4}$$

- $\Delta \theta = 10^\circ \text{c}$

$$W' = 1,345 \cdot 10^{-3}$$

- $M = \frac{W'.E}{E_a + E_b}$

- Les coefficients de souplesse sont:

$$\begin{cases} E_a = 4,468. \\ E_b = 3,066. \end{cases}$$

Avec  $E = 11\sqrt[3]{35} \cdot 10^3 = 3,589 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$ .

Donc on aura les résultats suivants:

\* En appui:

$$\begin{cases} M_a(\Delta \theta = 5^\circ \text{c}) = 320,218 \text{ t.m.} \\ M_a(\Delta \theta = 10^\circ \text{c}) = 640,437 \text{ t.m.} \end{cases}$$

\* En travée:

$$\begin{cases} M_t(\Delta \theta = 5^\circ \text{c}) = 320,218 \text{ t.m.} \\ M_t(\Delta \theta = 10^\circ \text{c}) = 640,437 \text{ t.m.} \end{cases}$$



## 2. REDISTRIBUTION DES EFFORTS PAR FLUAGE:

La construction d'un ouvrage hyperstatique par phase selon une cinématique évoluant dans le sens d'une augmentation de l'hyperstaticité, le fluage du béton entraîne une modification progressive des efforts calculés avec l'hypothèse de l'élasticité, les déformations consécutives au fluage se trouvent en travées par l'augmentation du degré d'hyperstaticité du système.

L'évaluation quantitative de ces efforts est complexe, ceux-ci dépendent en effet de l'histoire de l'ouvrage constitué de bétons d'âges très différents et de rhéologie variable en fonction des conditions d'exécution. Chaque voussoir évolue ainsi dans le temps avec une loi qui lui est propre, donc seul un calcul numérique à l'aide de l'ordinateur permet de faire une estimation fine des effets du fluage.

Pour les ouvrages de conception classique, on admet à défaut de calcul scientifique, d'estimer forfaitairement les sollicitations de fluage par la formule:[2]

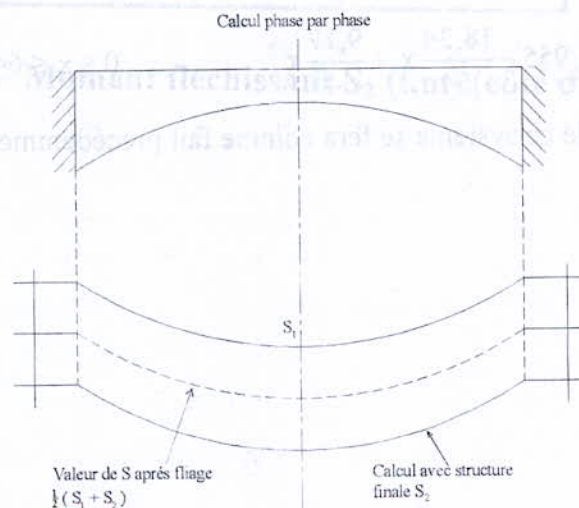
$$S_{FL} = \frac{S_1 - S_2}{2}$$

$S_1$ : sollicitation de poids propre, y compris précontrainte, calculée selon le schéma de construction du tablier.

$S_2$ : sollicitation de poids propre, y compris précontrainte, calculée dans le tablier supposé coulé sur cintre (schéma statique définitif).

Cette prescription est complétée par l'exigence d'une compression minimale en tout point de la fibre inférieure fixée à:

- 1.5 MPa si l'ouvrage est coulé en place.
- 1.0 MPa si les voussoirs sont préfabriqués sont âgés d'au moins 21 jours.



**Fig. (2) : Schéma indique la déformation due au fluage.**

Dans l'évolution des efforts à la clé de chaque travée, on introduit le moment conventionnel qui entraîne la décompression de la fibre inférieure du tablier. Ce moment vaut:

$$M_{fl.} = \frac{I_0}{V_i} \sigma^* \quad \text{Avec:}$$

$I_0$ : moment d'inertie de la section de clé.

$V_i$ : distance de la fibre moyenne à l'intrados.

$\sigma^*$ : 1,5 MPa.

Les moments de redistribution ayant généralement un caractère formable dans les sections sur appui, il convient de les négliger.

### 3. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS SOUS SCHEMA STATIQUE DEFINITIF:

On aura à déterminer les sollicitations dans la structure en supposant qu'elle a été construite en une seule phase.

- On a pour les travées de rive:

$$g(x) = \begin{cases} g_0 = 2,5 * 5,514 = 13,785 \text{ t/ml} & 0 \leq x \leq 4 \\ g_0 + (g_1 - g_0) \left( \frac{x}{29,5} \right)^2 & 4 \leq x \leq 33,5 \\ g_1 = 2,5 * 9,182 = 22,955 \text{ t/ml} & 33,5 \leq x \leq 35 \end{cases}$$

- Pour la travée centrale:

$$g(x) = 22,955 - \frac{18,34}{64} x + \frac{9,17}{64^2} x^2 \quad 0 \leq x \leq 64$$

- La résolution de ce système se fera comme fait précédemment pour les charges de A (L).

Après la résolution on aura les résultats dans les tableaux suivants:

	F (tonnes)	M (t.m)
0	210,626	0,00
2	178,482	389,107
4	146,338	713,927
9	65,977	1244,713
14	-14,383	1373,699
19	-94,743	1100,883
24	-175,104	426,266
29	-255,464	-650,153
33.5	-327,788	-1962,470
35	-351,896	-2472,233

**Tableau-1- Moment fléchissant  $S_2$  (t.m) (côté de rive).**

	F (tonnes)	M (t.m)
0	514.346	-548.2589
1,5	490.238	-4729,152
5	433,985	-3111,761
10	353.625	-1142,735
15	273.265	424,490
20	192.905	1589,914
25	112.544	2353,536
30	32,184	2715,357
32	0,040	2747,581
34	-32,104	2715,517
39	-112,464	2354,096
44	-192,825	1590,873
49	-273,185	425,848
54	-353,545	-1140,978
59	-433,906	-3109,605
62.5	-490,158	-4726,716
64	-514,266	-5480,033

**Tableau-2- Moment fléchissant  $S_2$  (t.m) (côté central).**

CHAPITRE IX:

**RÉSISTANCE À L'EFFORT  
TRANCHANT**

## INTRODUCTION

Pour les ponts construits par encorbellement successif dont la poutre est de section variable, l'effort tranchant est dû essentiellement à trois facteurs:

- Les charges permanentes: poids propre et superstructure.
- Les charges d'exploitation: surcharge A (L) et trottoirs.
- Effet de réduction dû à la précontrainte et l'effet de RESAL.

### 1. REDUCTION DE L'EFFORT TRANCHANT DU A LA PRECONTRAINTE:

Cette réduction intéresse uniquement les sections traversées par des câbles de précontrainte courbes.

Etant donné le procédé de construction par encorbellement successif, on est amené à arrêter les câbles chaque avancement de voussoir.

Cet arrêt s'effectuant de préférence dans les âmes, les câbles subissent une déviation, donc la précontrainte aura une composante verticale.

$$T_{total} = V_G - P \sin \alpha_0 = 0$$

### 2. REDUCTION DE L'EFFORT TRANCHANT DUE A LA COURBURE DE L'HOUDIS INFERIEUR " EFFET RESAL":

Près des piles, l'intrados est donc comprimé, ce qui signifie qu'une partie de l'effort tranchant due aux forces extérieures part suivant la composante verticale de cet effort de compression qui vaut:

$$V = \frac{M}{Z} \frac{dh}{dx}$$

M: le moment résultant dans la section considérée.

h(x): la variation de hauteur de la section.

Dans le cas générale:

$$T_{réduit} = T_{calculée} - \frac{M}{H} \frac{dh(x)}{dx} - \Sigma P \sin \alpha$$

### 3. CONTRAINTE DE CISAILLEMENT:

La présence d'un effort tranchant dans une section créer une contrainte de cisaillement de la forme:

$$\tau(y) = \frac{T_{réduit} \times S(y)}{I \times b_n(y)} \quad \text{Avec:}$$

$S(y)$ : moment statique par rapport à l'axe de la partie de la section située au dessous de l'ordonné y.

$b_n(y)$ : largeur nette de l'âme au niveau y.

$$\text{Soit } Z \text{ le bras de levier : } Z = \frac{I}{S(x)} \quad \tau(y) = \frac{T_{réduit}}{Z \times b_n}$$

$$S(y) = 1/2 * e_a * v'(y)^2 + *e(y) * b_0 * v''$$

$$h_n = 2e_a - (2 * \Phi)$$

### 4. Contrainte de compression du hourdis inférieur:

On a:

$$\frac{\sigma_x}{h - \frac{e}{2}} = \frac{P}{S} \Rightarrow \sigma_x = \frac{P}{S} \frac{h - \frac{e}{2}}{v}$$

e: épaisseur du hourdis inférieur à la section considérée.

h: hauteur de la section considérée.

$P_d$ : effort de la précontrainte.

S: aire de la section.

### 5. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT:

Soit une section donnée d'abscisse x par rapport à l'axe de la pile.

La section considérée est caractérisée par:

- Ces caractéristiques géométriques.
- Soumise aux efforts  $M_{ext}$  et tranchant T.
- Intrados incliné de pente  $\frac{dh}{dx}$ .

\* Si la section est traversée par des câbles de précontrainte inclinés d'un angle  $\alpha$  alors:

$$T_p = -P \sin \alpha$$

$$T_{red} = T - T_p - T_{resal}$$

Si non:

$$T_{red} = T - T_{resal}$$

- Le B.P.E.L préconise de vérifier au voisinage de l'appui et au niveau du centre de gravité la double inégalité suivant:

$$\tau^2 \leq 0.4f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x)$$

**Exemple:**

### RESISTANCE DE LA SECTION "0" A L'EFFORT TRANCHANT:

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$P_a = 240.2 \times 18 \times 0.8 = 3458.88 \text{ t} \quad (\text{L'effort de précontrainte a la section "0"}).$$

$$\sigma_x = \frac{P_a}{S} \times \frac{\left(h - \frac{e}{2}\right)}{v}$$

$$\sigma_x = \frac{3458.88}{9.182} \times \frac{\left(3.5 - \frac{0.65}{2}\right)}{1.625}$$

$$\sigma_x = 7.36018 \text{ MPa}$$

$$\text{L'inégalité 1:} \quad 0.4f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) = 10.864 \text{ MPa}$$

$$\text{L'inégalité 2:} \quad \frac{2f_{tj}}{f_{cj}} (0.6f_{cj} - \sigma_x) (f_{tj} + \sigma_x) = 21.170 \text{ MPa}$$

1- Vérification sous combinaison:  $S_1 + SS + M$  (surcharge) + gradient  $5^\circ \text{C}$

- $T=1298.258 \text{ t}$ .
- $M=12435.631 \text{ tm}$ .
- $h=3.5 \text{ m}$ .



- $h(x) = h_0 + (h_1 - h_0) \left[ 1 - \left( \frac{2x}{L} \right) \right]^2$
- $h(x) = 3.5 + 6.64 \cdot 10^{-3} \cdot x^2 - 0.212 \cdot x$

$$\frac{dh(x)}{dx} = 1.328 \cdot 10^{-2} - 0.212$$

$$\frac{dh(x=0)}{dx} = -0.212$$

$\sum P \sin \alpha = 0$  Car tous les câbles sont horizontales a la section "0".

$$D'où T_{réduit} = T - \frac{M}{h} \frac{dh(x=0)}{dx} - \sum P \sin \alpha$$

$$T_{réduit} = 1298.258 - \frac{12435.631}{3.5} \cdot 0.212$$

$$T_{réduit} = 545.01 \text{ t}$$

Contrainte de cisaillement:

$$\tau(y) = \frac{T_{réduit}}{b_n Z}$$

- moment statique par rapport a G:  $S(y) = 5.95 \text{ m}^3$

- bras de levier Z:  $Z = \frac{I}{S(y)} = 2.79 \text{ m}$

- largeur nette:  $b_n = 2b - 2\Phi = 2 \cdot 0.5 - 2 \cdot 0.08 = 0.84 \text{ m}$

$$\tau(y) = \frac{545.01}{0.84 \times 2.79} = 2.32 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau^2(y) = 5.38 < 10.864 \text{ MPa}$ .

$$\tau^2(y) = 5.38 < 21.170 \text{ MPa}.$$

Les deux inégalités sont largement vérifiées.

2- Vérification sous combinaison:  $1/2(S_1+S_2) + SS + \text{surcharge} + \text{gradient } 5^\circ\text{C}$ .

- $T = 1280.715 \text{ t}$ .
- $M = 11402.621 \text{ tm}$ .
- $h = 3.5 \text{ m}$ .
- $\sum \sin \alpha = 0$

$$T_{réduit} = 590.04 \text{ t}$$

- Contrainte de cisaillement:

$$\tau(y) = \frac{T_{réduit}}{b_n Z} = \frac{590.04}{0.84 \times 2.79}$$

$$\tau(y) = 2.517 \text{ MPa}$$

Les deux inégalités sont largement vérifiées.



**Conclusion**

## CONCLUSION

L'étude que nous avons élaborée, n'a touché qu'une partie d'un large domaine de construction d'ouvrages d'arts.

Elle nous a permis de compléter nos connaissances théoriques acquises lors de notre cursus universitaire.

La conception et l'étude complète et détaillée d'un pont construit en encorbellements successifs ne pourrait faire l'objet d'un projet de fins d'études à moins de diviser le travail en plusieurs parties.

On s'est arrêté dans notre étude du pont au stade de la superstructure du pont à cause au manque du temps.

Nous avons essayé au maximum de donner les détails de calcul bien qu'on s'est limités dans quelques cas à donner que les résultats puisqu'on avait pratiquement le même système à résoudre sauf un changement dans le vecteur de force bien particulier à chaque cas.

Ajoutons à tous cela les différentes visites de chantiers avec les ingénieurs de la SAETI pour suivre les différents procédés de constructions et s'initier à la réalisation de constructions en encorbellements successifs.

L'étude laborieuse de la précontrainte confirme sa vaste utilisation malgré les inconvénients qu'elle présente notamment au cours de sa mise en œuvre qui nécessite une main d'œuvre qualifiée.

Le calcul de cet ouvrage qui est en cours d'étude et dont la variante n'a pas été encore choisi nous a permis de concrétiser nos connaissances théoriques reçues au cours de notre cursus universitaire et faire une approche vers le monde pratique et particulièrement dans la réalisation des ouvrages d'arts.



**bibliographie**

## **BIBLIOGRAPHIE**

[1]: **G.Dreux, J.Mazars et M. Rimboeuf**, « Cours Pratique De Béton Précontraint ».

[2]: **Jean Armand CALGARO et M.VIRLOGEUX**, «Projet et Construction Des Ponts ».

[3]: **Anne BERNARD-GELY et Jean Armand CALGARO**, « Conception Des Ponts ».

[4]: Document de la **SAETI**, « Les Systèmes Hyperstatiques ».

[5]: Document de la **SAETI**, « Ponts En Béton Précontraint Construit Par Encorbellement Successif ».

[6]: « Cours De Pont », dirigé par **M<sup>me</sup> CHERID**, (ENP, 2004/2005).

[7]: « Cours en Béton Précontraint », dirigé par **M<sup>r</sup> BOUTMER**, (ENP, 2003/2004).

[8]: « Conception Et Etude D'un Pont Construit En Encorbellement Successif », thèse de fin d'étude, proposée par la **SAETI**, dirigé par **M<sup>me</sup> CHERID et M<sup>me</sup> MOHABEDDINE**.



**Annexe**

### Travée de rive

	0,000	4,500	9,500	14,500	19,500	24,500	29,500
0	0,000						
4,5	102,190	0,000					
9,5	202,683	100,493	0,000				
14,5	292,111	189,921	89,428	0,000			
19,5	373,241	271,051	170,558	81,130	0,000		
24,5	448,838	346,648	246,155	156,727	75,597	0,000	
29,5	521,669	419,479	318,986	229,557	148,428	72,831	0,000

### Effort tranchant dû au poids propre (tonnes).

	0,000	4,500	9,500	14,500	19,500	24,500	29,500
0,000	0,000						
4,500	-2111,863	0,000					
9,500	-3953,196	-1841,333	0,000				
14,500	-5320,844	-3208,981	-1367,648	0,000			
19,500	-6263,196	-4151,333	-2310,000	-942,352	0,000		
24,500	-6814,802	-4702,939	-2861,606	-1493,958	-551,606	0,000	
29,500	-6996,374	-4884,511	-3043,178	-1675,530	-733,178	-181,572	0,000

### Moment fléchissant dû au poids propre (tonnes mètres).



### Travée de rive

	0	4,5	9,5	14,5	19,5	24,5	29,5
0	0,000						
4,5	55	55					
9,5	55	55	55				
14,5	55	55	55	55			
19,5	55	55	55	55	55		
24,5	55	55	55	55	55	55	
29,5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

### Effort tranchant dû à l'équipage mobile (tonnes).

	0	4,5	9,5	14,5	19,5	24,5	29,5
0	0,000						
4,5	-247,500	0,000					
9,5	-522,500	-275	0,000				
14,5	-797,500	-550	-275	0,000			
19,5	-1072,500	-825	-550	-275	0,000		
24,5	-1347,500	-1100	-825	-550	-275	0,000	
29,5	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

### Moment fléchissant dû à l'équipage mobile (tonnes mètres).

### Travée de rive

	0	4,5	9,5	14,5	19,5	24,5	29,5
0	0,000						
4,5	5	5					
9,5	5	5	5				
14,5	5	5	5	5			
19,5	5	5	5	5	5		
24,5	5	5	5	5	5	5	
29,5	5	5	5	5	5	5	5

### Effort tranchant dû à la surcharge concentrée (tonnes).

	0	4,5	9,5	14,5	19,5	24,5	29,5
0	0,000						
4,5	-22,500	0,000					
9,5	-47,500	-25	0,000				
14,5	-72,500	-50	-25	0,000			
19,5	-97,500	-75	-50	-25	0,000		
24,5	-122,500	-100	-75	-50	-25	0,000	
29,5	-147,500	-125	-100	-75	-50	-25	0,000

### Moment fléchissant dû à la surcharge concentrée (tonnes mètre).

### Travée de rive

	0	4,5	9,5	14,5	19,5	24,5	29,5
0	0,000						
4,5	2,360	0,000					
9,5	4,990	2,625	0,000				
14,5	7,610	5,250	2,625	0,000			
19,5	10,240	7,875	5,250	2,625	0,000		
24,5	12,860	10,500	7,875	5,250	2,625	0,000	
29,5	15,490	13,125	10,500	7,875	5,250	2,625	0,000

**Effort tranchant dû à la surcharge répartie de chantier de 0.525t/ml  
(tonnes).**

	0	4,5	9,5	14,5	19,5	24,5	29,5
0,000	0,000						
4,500	-5,316	0,000					
9,500	-23,691	-6,563	0,000				
14,500	-55,191	-26,250	-6,563	0,000			
19,500	-99,816	-59,063	-26,250	-6,563	0,000		
24,500	-157,566	-105,000	-59,063	-26,250	-6,563	0,000	
29,500	-228,441	-164,060	-105,000	-59,063	-26,250	-6,563	0,000

**Moment fléchissant dû à la surcharge répartie de chantier de 0.525t/ml  
(tonnes mètre).**

### Travée de rive

	0	4,5	9,5	14,5	19,5	24,5	29,5
0	0,000						
4,5	5	5					
9,5	5	5	5				
14,5	5	5	5	5			
19,5	5	5	5	5	5		
24,5	5	5	5	5	5	5	
29,5	5	5	5	5	5	5	5

### Effort tranchant dû à la surcharge concentrée (tonnes).

	0	4,5	9,5	14,5	19,5	24,5	29,5
0	0,000						
4,5	-22,500	0,000					
9,5	-47,500	-25	0,000				
14,5	-72,500	-50	-25	0,000			
19,5	-97,500	-75	-50	-25	0,000		
24,5	-122,500	-100	-75	-50	-25	0,000	
29,5	-147,500	-125	-100	-75	-50	-25	0,000

### Moment fléchissant dû à la surcharge concentrée (tonnes mètre).

### Travée de rive

	0	4,5	9,5	14,5	19,5	24,5	29,5
0	0,000						
4,5	1,040	0,000					
9,5	2,190	1,155	0,000				
14,5	3,350	2,310	1,155	0,000			
19,5	4,500	3,465	2,310	1,155	0,000		
24,5	5,660	4,620	3,465	2,310	1,155	0,000	
29,5	6,810	5,775	4,620	3,465	2,310	1,155	0,000

**Effort tranchant dû à la surcharge répartie dû vents de 0.231t/ml (tonnes).**

	0	4,5	9,5	14,5	19,5	24,5	29,5
0	0,000						
4,5	-2,339	0,000					
9,5	-10,424	-2,888	0,000				
14,5	-24,284	-11,550	-2,888	0,000			
19,5	-43,919	-25,988	-11,550	-2,888	0,000		
24,5	-69,329	-46,200	-25,988	-11,550	-2,888	0,000	
29,5	-100,514	-72,188	-46,200	-25,988	-11,550	-2,888	0,000

**Moment fléchissant dû à la surcharge répartie dû vents de 0.231t/ml (tonnes mètres).**

### Travée centrale

	0	3,5	8,5	13,5	18,5	23,5	28,5
0	0,000						
3,5	80,392	0,000					
8,5	182,895	102,503	0,000				
13,5	273,545	193,153	90,650	0,000			
18,5	355,303	274,912	172,408	81,758	0,000		
23,5	431,133	350,741	248,238	157,588	75,830	0,000	
28,5	503,996	423,605	321,101	230,452	148,693	72,863	0,000

### Effort tranchant dû au poids propre (tonnes).

	0	3,5	8,5	13,5	18,5	23,5	28,5
0	0,000						
3,5	-1544,724	0,000					
8,5	-3313,755	-1769,030	0,000				
13,5	-4623,951	-3079,227	-1310,196	0,000			
18,5	-5524,625	-3979,901	-2210,871	-900,674	0,000		
23,5	-6050,977	-4506,252	-2737,222	-1427,026	-526,351	0,000	
28,5	-6224,093	-4679,369	-2910,338	-1600,142	-699,468	-173,116	0,000

### Moment fléchissant dû au poids propre (tonnes mètres).



**Moment fléchissant dû à l'équipage mobile (tonnes mètres).**

**Travée centrale**

	0	3,5	8,5	13,5	18,5	23,5	28,5
0	0,000						
3,5	1,838	0,000					
8,5	4,463	2,625	0,000				
13,5	7,088	5,250	2,625	0,000			
18,5	9,713	7,875	5,250	2,625	0,000		
23,5	12,338	10,500	7,875	5,250	2,625	0,000	
28,5	14,963	13,125	10,500	7,875	5,250	2,625	0,000

**Effort tranchant dû à la surcharge répartie de chantier de 0.525t/ml (tonnes).**

	0	3,5	8,5	13,5	18,5	23,5	28,5
0	0,000						
3,5	-3,216	0,000					
8,5	-18,966	-6,563	0,000				
13,5	-47,841	-26,250	-6,563	0,000			
18,5	-89,841	-59,063	-26,250	-6,563	0,000		
23,5	-144,966	-105,000	-59,063	-26,250	-6,563	0,000	
28,5	-213,216	-164,060	-105,000	-59,063	-26,250	-6,563	0,000

**Moment fléchissant dû à la surcharge répartie de chantier de 0.525t/ml (tonnes mètre).**



### Travée centrale

	0	3,5	8,5	13,5	18,5	23,5	28,5
0	0,000						
3,5	5	5					
8,5	5	5	5				
13,5	5	5	5	5			
18,5	5	5	5	5	5		
23,5	5	5	5	5	5	5	
28,5	5	5	5	5	5	5	5

### Effort tranchant dû à la surcharge concentrée (tonnes).

	0	3,5	8,5	13,5	18,5	23,5	28,5
0	0,000						
3,5	-17,500	0,000					
8,5	-42,500	-25	0,000				
13,5	-67,500	-50	-25	0,000			
18,5	-92,500	-75	-50	-25	0,000		
23,5	-117,500	-100	-75	-50	-25	0,000	
28,5	-142,500	-125	-100	-75	-50	-25	0,000

### Moment fléchissant dû à la surcharge concentrée (tonnes mètre)

#### Travée centrale

	0	3,5	8,5	13,5	18,5	23,5	28,5
0	0,000						
3,5	0,809	0,000					
8,5	1,964	1,155	0,000				
13,5	3,119	2,310	1,155	0,000			
18,5	4,274	3,465	2,310	1,155	0,000		
23,5	5,429	4,620	3,465	2,310	1,155	0,000	
28,5	6,584	5,775	4,620	3,465	2,310	1,155	0,000

**Effort tranchant dû à la surcharge répartie dû vents de 0.231t/ml (tonnes).**

	0	3,5	8,5	13,5	18,5	23,5	28,5
0	0,000						
3,5	-1,415	0,000					
8,5	-8,345	-2,888	0,000				
13,5	-21,050	-11,550	-2,888	0,000			
18,5	-39,530	-25,988	-11,550	-2,888	0,000		
23,5	-63,785	-46,200	-25,988	-11,550	-2,888	0,000	
28,5	-93,815	-72,188	-46,200	-25,988	-11,550	-2,888	0,000

**Moment fléchissant dû à la surcharge répartie dû vents de 0.231t/ml (tonnes mètres).**

Noeud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$\alpha_{ij}$	-	0.75	0.25	0.25	-	0.75	0.42	0.58	0.58	0.42
$C_{ij}$	-	0.5	0.5	0.5	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
$M_{ij}$	0	0	-10.05	3.12	-6.70	0	0	0	0	0
D	0	7.538	2.513	0.895	0	2.685	0	0	0	0
T	0	0	0.448	1.257	0	0	1.343	0	0	3.769
D	0	-0.336	-0.112	-0.314	0	-0.943	-0.564	-0.779	-2.186	-1.583
T	0	-0.792	-0.157	-0.056	0	-0.282	-0.472	-1.093	-0.39	-0.168
D	0	0.712	0.237	0.085	0	0.254	0.657	0.908	0.324	0.234
T	0	0.117	0.043	0.119	0	0.329	0.127	0.162	0.454	0.356
D	0	-0.12	-0.04	-0.112	0	-0.336	-0.121	-0.168	-0.47	-0.340
T	0	-0.17	-0.056	-0.02	0	-0.061	-0.168	-0.235	-0.084	-0.060
D	0	0.17	0.057	0.020	0	0.061	0.169	0.234	0.084	0.06
T	0	0.030	0.01	0.029	0	0.085	0.031	0.042	0.117	0.085
D	0	-0.030	-0.010	-0.029	0	-0.085	-0.031	-0.042	-0.117	-0.085
T	0	-0.043	-0.015	-0.005	0	-0.016	-0.043	-0.059	-0.021	-0.015
D	0	0.043	0.015	0.005	0	0.016	0.043	0.059	0.021	0.015
T	0	0.008	0.003	0.008	0	0.022	0.008	0.011	0.03	0.022
D	0	-0.008	-0.003	-0.008	0	-0.022	-0.008	-0.011	-0.03	-0.022
T	0	-0.011	-0.004	-0.002	0	-0.004	-0.011	-0.015	-0.006	-0.004
D	0	0.001	0.004	0.002	0	0.004	0.011	0.015	0.006	0.004
T	0	0.002	0.001	0.002	0	0.006	0.002	0.003	0.008	0.006
$\Sigma$	0	7.121	-7.116	4.996	-6.70	1.713	0.973	-0.698	-2.26	2.274

**Répartition des efforts par la méthode de CROSS  
Porte à faux de droite chargé sous système " B<sub>C</sub> "**

Noeud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$\alpha_{ij}$	-	0.75	0.25	0.25	-	0.75	0.42	0.58	0.58	0.42
$C_{ij}$	-	0.5	0.5	0.5	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
$M_{ij}$	3.87	0	-9.792	10.98	0	0	0	0	0	0
D	0	4.442	1.481	-2.745	0	-8.235	0	0	0	0
T	0	0	-1.373	0.741	0	0	-4.118	0	0	2.221
D	0	1.03	0.343	-0.185	0	-0.556	1.73	2.388	-1.288	-0.933
T	0	-0.467	-0.093	0.172	0	0.865	-0.278	-0.644	1.194	0.515
D	0	0.42	0.14	-0.259	0	-0.778	0.387	0.535	-0.991	-0.718
T	0	-0.359	-0.13	0.07	0	0.194	-0.389	-0.496	0.268	0.21
D	0	0.367	0.122	-0.066	0	-0.198	0.372	0.513	-0.277	0.201
T	0	-0.101	-0.033	0.061	0	0.186	-0.099	-0.139	0.257	0.184
D	0	0.101	0.033	-0.061	0	-0.186	0.099	0.139	-0.257	-0.184
T	0	-0.092	-0.031	0.017	0	0.05	-0.093	-0.129	0.07	0.051
D	0	0.092	0.031	-0.017	0	-0.05	0.093	0.129	-0.07	-0.051
T	0	-0.026	-0.009	0.016	0	0.047	-0.025	-0.035	0.065	0.046
D	0	0.026	0.009	-0.016	0	-0.047	0.025	0.035	-0.065	-0.046
T	0	-0.023	-0.008	0.005	0	0.013	-0.024	-0.033	0.018	0.013
D	0	0.023	0.008	-0.005	0	-0.013	0.024	0.033	-0.018	-0.013
T	0	-0.007	-0.003	0.004	0	0.012	-0.007	-0.009	0.017	0.012
D	0	0.007	0.003	-0.004	0	-0.012	0.007	0.009	-0.017	-0.012
T	0	-0.006	-0.002	0.002	0	0.004	-0.006	-0.009	0.005	0.004
$\Sigma$	3.87	5.427	-9.304	8.77	0	-8.704	-2.302	2.287	-1.089	1.098

**Répartition des efforts par la méthode de CROSS**  
**Porte à faux de gauche chargé sous système " B<sub>C</sub> "**

Noeud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$\alpha_{ij}$	-	0.75	0.25	0.25	-	0.75	0.42	0.58	0.58	0.42
$C_{ij}$	-	0.5	0.5	0.5	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
$M_{ij}$	0	0	-10.04	8.315	-4.11	0	0	0	0	0
<b>D</b>	0	7.53	2.51	-1.050	0	-3.154	0	0	0	0
<b>T</b>	0	0	-0.526	1.255	0	0	-1.577	0	0	3.765
<b>D</b>	0	0.395	0.136	-0.314	0	-0.941	0.662	0.915	-2.184	-1.581
<b>T</b>	0	-0.791	-0.157	0.068	0	0.331	-0.471	-1.092	0.008	0.198
<b>D</b>	0	0.711	0.237	-0.100	0	-0.299	0.656	0.907	-0.119	-0.087
<b>T</b>	0	-0.044	-0.050	0.119	0	0.328	-0.15	-0.060	0.454	0.356
<b>D</b>	0	0.071	0.024	-0.112	0	-0.335	0.088	0.122	-0.470	-0.340
<b>T</b>	0	-0.170	-0.056	0.012	0	0.044	-0.168	-0.235	0.061	0.036
<b>D</b>	0	0.170	0.056	-0.012	0	-0.044	0.168	0.235	-0.061	-0.036
<b>T</b>	0	-0.018	-0.006	0.028	0	0.084	-0.022	-0.031	0.118	0.085
<b>D</b>	0	0.018	0.006	-0.028	0	-0.084	0.022	0.031	-0.118	-0.085
<b>T</b>	0	-0.043	-0.014	0.003	0	0.011	0.042	-0.059	0.016	0.009
<b>D</b>	0	0.043	0.014	-0.003	0	-0.011	0.042	0.059	-0.016	-0.009
<b>T</b>	0	-0.005	-0.002	0.007	0	0.021	-0.006	-0.008	0.030	0.022
<b>D</b>	0	0.005	0.002	-0.007	0	-0.021	0.006	0.008	-0.030	-0.022
<b>T</b>	0	-0.011	-0.004	0.001	0	0.003	-0.011	-0.020	0.004	0.003
<b>D</b>	0	0.011	0.004	-0.001	0	-0.003	0.011	0.020	-0.004	-0.003
<b>T</b>	0	-0.002	-0.001	0.002	0	0.006	-0.002	-0.002	0.010	0.006
$\Sigma$	0	7.87	-7.867	8.182	-4.11	-4.064	-0.794	0.79	-2.301	2.317

**Répartition des efforts par la méthode de CROSS  
Dalle sous chaussée chargée sous système " B<sub>C</sub> "**

Noeud	A			B			C		D	
élément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$\alpha_{ij}$	-	0.75	0.25	0.25	-	0.75	0.42	0.58	0.58	0.42
$C_{ij}$	-	0.5	0.5	0.5	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
$M_{ij}$	0	0	-9.66	7.2	0	0	0	0	0	0
D	0	7.245	2.415	-1.8	0	-5.4	0	0	0	0
T	0	0	-0.9	1.208	0	0	-2.7	0	0	3.623
D	0	0.675	0.225	-0.302	0	-0.906	1.134	1.566	-2.101	-1.522
T	0	0.761	-0.151	0.113	0	0.567	-0.453	-1.051	0.783	0.338
D	0	0.684	0.228	-0.17	0	-0.51	0.632	0.872	-650	-0.471
T	0	-0.236	-0.085	0.114	0	0.316	-0.255	-0.325	0.436	0.342
D	0	0.241	0.080	-0.108	0	-0.323	0.244	0.336	-0.451	-0.327
T	0	-0.146	-0.054	0.04	0	0.122	-0.162	-0.226	0.168	0.121
D	0	0.164	0.055	-0.041	0	-0.122	0.163	0.225	-0.168	-0.121
T	0	-0.061	-0.021	0.028	0	0.082	-0.061	-0.084	0.113	0.082
D	0	0.062	0.021	-0.028	0	-0.83	0.061	0.084	-0.113	-0.082
T	0	-0.041	-0.014	0.011	0	0.031	-0.042	-0.057	0.042	0.031
D	0	0.041	0.014	-0.011	0	-0.032	0.042	0.057	-0.042	-0.031
T	0	-0.016	-0.006	0.007	0	0.021	-0.016	-0.021	0.029	0.021
D	0	0.017	0.006	-0.007	0	-0.021	0.016	0.021	-0.029	-0.021
T	0	-0.011	-0.004	0.003	0	0.008	-0.011	-0.015	0.011	0.009
D	0	0.011	0.004	-0.003	0	-0.008	0.011	0.015	-0.012	-0.008
T	0	-0.004	-0.002	0.002	0	0.006	-0.004	-0.006	0.008	0.006
$\Sigma$	0	7.846	-7.846	6.256	0	-6.256	-1.401	1.401	-1.975	1.975

**Répartition des efforts par la méthode de CROSS  
 Sous le système " D "**

Noeud	A			B			C		D	
élément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$\alpha_{ij}$	-	0.972	0.028	0.028	-	0.972	0.96	0.04	0.04	0.96
$C_{ij}$	-	0.775	0.705	0.705	-	0.775	0.61	0.595	0.595	0.61
$M_{ij}$	0	0	-9.66	7.2	0	0	0	0	0	0
D	0	9.370	0.270	-0.202	0	-6.984	0	0	0	0
T	0	0	-0.142	0.190	0	0	-5.413	0	0	7.262
D	0	0.138	0.004	-0.005	0	-0.185	5.196	0.217	-0.290	-6.972
T	0	-4.253	-0.004	0.003	0	3.170	-0.143	-0.173	0.129	0.107
D	0	4.129	0.119	-0.089	0	-3.078	0.303	0.013	-0.009	-0.227
T	0	-0.138	-0.063	0.084	0	0.185	-2.385	-0.005	0.008	3.12
D	0	0.195	0.006	-0.008	0	-0.261	2.294	0.096	-0.125	-3.003
T	0	-1.832	-0.007	0.004	0	1.399	-0.202	-0.074	0.057	0.151
D	0	1.784	0.051	-0.039	0	-1.361	0.265	0.011	-0.008	-0.2
T	0	-0.122	-0.027	0.036	0	0.162	-1.055	-0.005	0.007	1.383
D	0	0.145	0.004	-0.006	0	-0.192	1.018	0.042	-0.056	-1.334
T	0	-0.814	-0.004	0.003	0	0.621	-0.149	-0.033	0.025	0.112
D	0	0.793	0.023	-0.017	0	-0.605	0.175	0.007	-0.005	-0.132
T	0	-0.081	-0.012	0.016	0	0.107	-0.469	-0.003	0.004	0.615
D	0	0.090	0.003	-0.003	0	-0.104	0.453	0.019	-0.025	-0.594
T	0	-0.362	-0.002	0.002	0	0.276	-0.081	-0.015	0.011	0.07
D	0	0.353	0.010	-0.008	0	-0.27	0.092	0.004	-0.003	-0.078
T	0	-0.048	-0.006	0.007	0	0.049	-0.209	-0.002	0.002	0.274
$\Sigma$	0	9.347	-9.347	7.168	0	-7.167	-0.31	0.31	-0.554	0.554

**Répartition des efforts par la méthode de CROSS  
Sous le système " D**

Noeud	A			B			C		D	
élément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$\alpha_{ij}$	-	0.75	0.25	0.25	-	0.75	0.42	0.58	0.58	0.42
$C_{ij}$	-	0.5	0.5	0.5	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
$M_{ij}$	4.12	0	-1.98	1.98	-4.12	0	0	2.74	-2.74	0
D	0	-1.605	-0.535	0.535	0	1.605	-1.151	-1.589	1.589	1.151
T	0	0.575	0.268	-0.268	0	-0.575	0.803	0.795	-0.795	-0.803
D	0	-0.632	-0.211	0.211	0	0.632	-0.670	-0.926	0.926	0.670
T	0	0.335	0.105	-0.105	0	-0.335	0.316	0.463	-0.463	-0.316
D	0	-0.330	-0.110	0.110	0	0.330	-0.327	-0.452	0.452	0.327
T	0	0.164	0.055	-0.055	0	-0.164	0.165	0.226	0.226	-0.082
D	0	-0.164	-0.055	0.055	0	0.164	-0.165	-0.226	-0.226	0.082
T	0	0.082	0.027	-0.027	0	-0.082	0.082	0.114	-0.114	0.041
D	0	-0.082	-0.027	0.027	0	0.082	-0.082	-0.114	0.114	-0.041
T	0	0.041	0.014	-0.014	0	-0.041	0.041	0.057	-0.057	-0.021
D	0	-0.041	-0.014	0.014	0	0.041	-0.041	-0.057	0.057	0.021
T	0	0.021	0.007	-0.007	0	-0.021	0.028	0.028	-0.028	-0.021
D	0	-0.021	0.007	0.007	0	0.021	-0.021	-0.028	0.028	0.021
T	0	0.010	0.004	-0.004	0	-0.010	0.010	0.014	-0.014	-0.010
D	0	-0.010	-0.005	0.004	0	0.010	-0.010	-0.014	0.014	0.010
T	0	0.005	0.002	-0.002	0	-0.005	0.005	0.007	-0.007	-0.005
D	0	-0.005	-0.002	0.002	0	0.005	-0.005	-0.007	0.007	0.005
T	0	0.003	0.001	-0.001	0	-0.003	0.003	0.004	-0.004	-0.003
$\Sigma$	4.12	-1.655	-2.461	2.461	-4.12	1.655	-1.026	1.033	-1.033	1.062

**Répartition des efforts par la méthode de CROSS**  
**Au poids propre de voussoir en pile**



Noeud	A			B			C		D	
élément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$\alpha_{ij}$	-	0.972	0.028	0.028	-	0.972	0.96	0.04	0.04	0.96
$C_{ij}$	-	0.775	0.705	0.705	-	0.775	0.61	0.595	0.595	0.61
$M_{ij}$	4.12	0	-1.822	1.822	-4.12	0	0	1.205	-1.205	0
D	0	-2.229	-0.064	0.064	0	2.229	-1.145	-0.048	0.048	1.145
T	0	0.698	0.045	-0.045	0	-0.698	1.727	0.029	-0.029	-1.727
D	0	-0.721	-0.021	0.021	0	0.721	-1.668	-0.070	0.070	1.668
T	0	1.017	0.015	-0.015	0	-1.017	0.559	0.042	-0.042	-0.559
D	0	-1.011	-0.029	0.029	0	1.001	-0.571	-0.024	0.024	0.571
T	0	0.348	0.020	0.020	0	-0.348	0.776	0.014	-0.014	-0.776
D	0	-0.357	-0.010	0.010	0	0.357	-0.751	-0.032	0.032	0.751
T	0	0.458	0.007	-0.007	0	-0.458	0.277	0.019	-0.019	-0.277
D	0	-0.451	-0.013	0.013	0	0.451	-0.281	-0.012	0.012	0.281
T	0	0.171	0.009	-0.009	0	-0.171	0.45	0.007	-0.007	-0.45
D	0	-0.175	-0.005	0.005	0	0.175	-0.343	-0.018	0.018	0.343
T	0	0.265	0.004	-0.004	0	-0.265	0.136	0.011	-0.011	-0.136
D	0	-0.261	-0.008	0.008	0	0.261	-0.14	-0.006	0.006	0.14
T	0	0.085	0.006	-0.006	0	-0.085	0.202	0.004	-0.004	-0.202
D	0	-0.088	-0.003	0.003	0	0.088	-0.196	-0.008	0.008	0.196
T	0	0.12	0.002	-0.002	0	-0.12	0.068	0.005	-0.005	-0.068
D	0	-0.118	-0.003	0.003	0	0.118	-0.069	-0.003	0.003	0.069
T	0	0.042	0.002	-0.002	0	-0.042	0.091	0.002	-0.002	-0.091
$\Sigma$	4.12	-2.197	-1.868	1.868	-4.12	2.197	-0.969	1.107	-1.107	0.969

**Répartition des efforts par la méthode de CROSS**  
**Au poids propre de voussoir en clé**

Noeud	A			B			C		D	
élément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$\alpha_{ij}$	-	0.972	0.028	0.028	-	0.972	0.96	0.04	0.04	0.96
$C_{ij}$	-	0.775	0.705	0.705	-	0.775	0.61	0.595	0.595	0.61
$M_{ij}$	0	0	-10.10	3.245	-6.50	0	0	0	0	0
D	0	9.817	0.283	0.091	0	3.164	0	0	0	0
T	0	0	0.064	0.20	0	0	2.452	0	0	7.608
D	0	-0.062	-0.002	-0.006	0	-0.194	-2.354	-0.098	-0.304	-7.304
T	0	-4.455	-0.004	-0.001	0	-1.436	-0.150	-0.181	-0.058	-0.048
D	0	4.334	0.125	0.04	0	1.397	0.918	0.013	0.004	0.102
T	0	0.062	0.028	0.088	0	0.194	1.083	0.004	0.008	3.359
D	0	-0.087	-0.003	-0.008	0	-0.274	-1.042	-0.043	-0.135	-3.232
T	0	-1.972	-0.006	-0.002	0	-0.636	-0.212	-0.80	-0.026	-0.067
D	0	1.923	0.055	0.018	0	0.62	0.280	0.012	0.004	0.089
T	0	0.054	0.013	0.039	0	0.171	0.481	0.002	0.007	1.490
D	0	-0.065	-0.001	-0.006	0	-0.204	-0.464	-0.19	-0.06	-1.437
T	0	-0.877	-0.004	-0.004	0	-0.283	-0.158	-0.036	-0.011	-0.050
D	0	0.856	0.025	0.008	0	0.28	0.186	0.008	0.002	0.059
T	0	0.036	0.006	0.018	0	0.113	0.275	0.001	0.005	0.663
D	0	-0.041	-0.001	-0.004	0	-0.127	-0.265	-0.011	-0.027	-0.641
T	0	-0.391	-0.003	-0.001	0	-0.102	-0.098	-0.016	-0.007	-0.032
D	0	0.383	0.011	0.005	0	0.158	0.109	0.005	0.002	0.037
T	0	0.023	0.004	0.008	0	0.066	0.122	0.001	0.003	0.297
$\Sigma$	0	9.538	-9.51	3.728	-6.50	2.847	0.563	-0.44	-0.593	0.893

**Répartition des efforts par la méthode de CROSS**  
**Porte à faux de droite chargé sous système " B<sub>C</sub>**

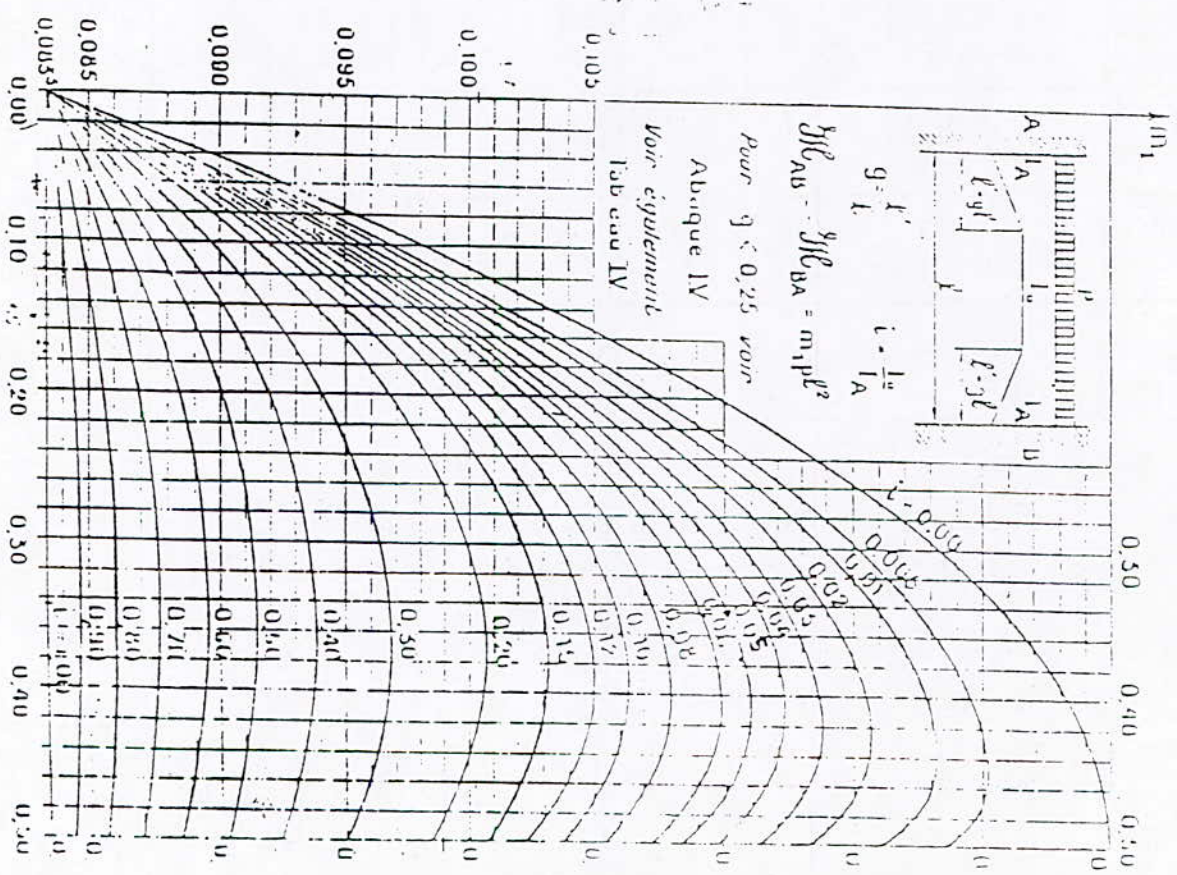
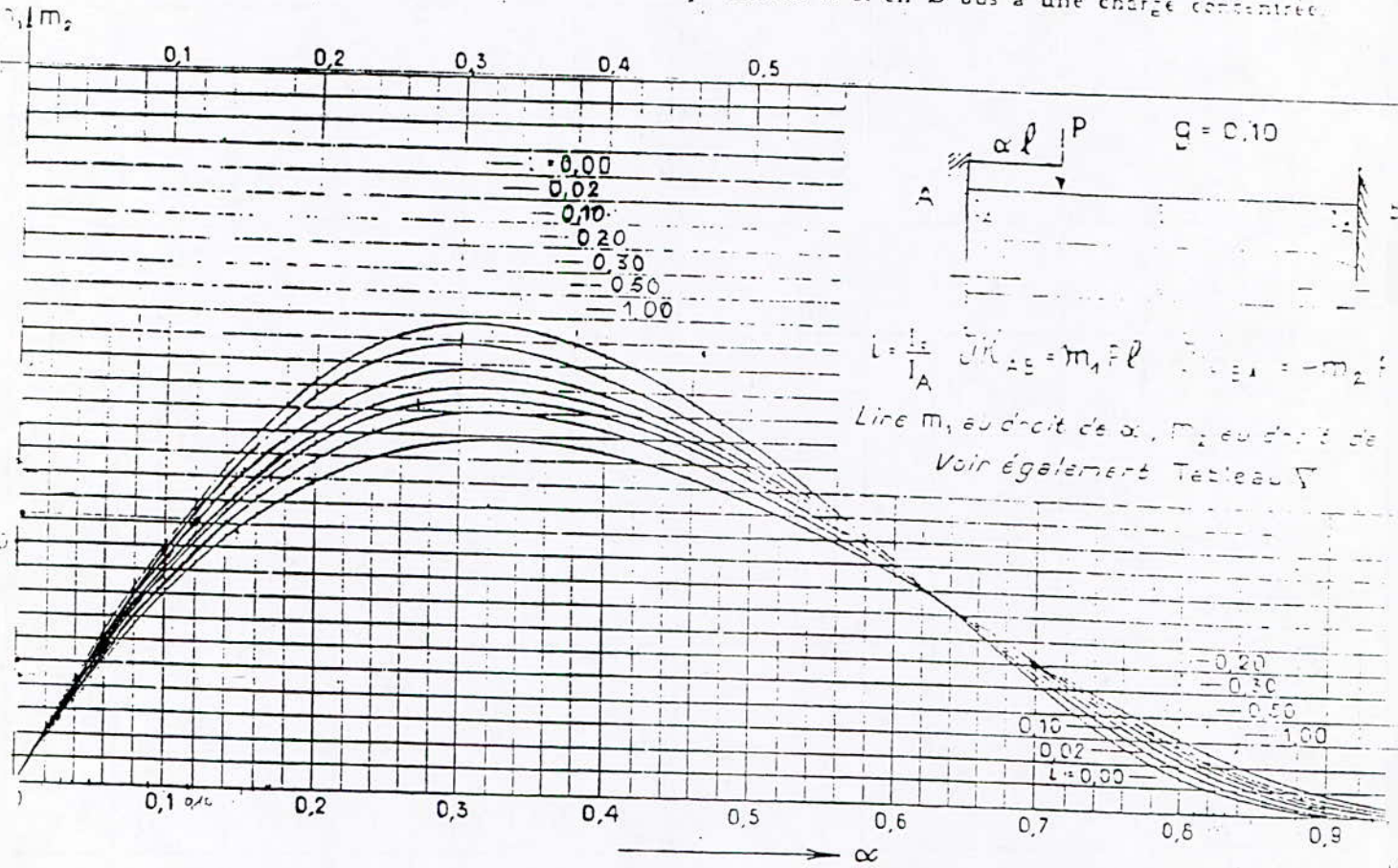
Noeud	A			B			C		D	
élément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$\alpha_{ij}$	-	0.972	0.028	0.028	-	0.972	0.96	0.04	0.04	0.96
$C_{ij}$	-	0.775	0.705	0.705	-	0.775	0.61	0.595	0.595	0.61
$M_{ij}$	3.82	0	-9.76	11.10	0	0	0	0	0	0
D	0	5.774	0.166	-0.311	0	-10.789	0	0	0	0
T	0	0	-0.219	0.117	0	0	-8.361	0	0	4.475
D	0	0.213	0.006	-0.003	0	-0.114	8.027	0.334	-0.179	-4.296
T	0	-2.621	-0.002	0.004	0	4.896	-0.088	-0.107	0.199	0.165
D	0	2.55	0.073	-0.137	0	-4.763	0.187	0.008	-0.015	-0.349
T	0	-0.212	-0.097	0.051	0	0.114	-3.691	-0.009	0.005	1.976
D	0	0.30	0.009	-0.005	0	-0.160	3.552	0.148	-0.079	-1.902
T	0	-1.160	-0.004	0.006	0	2.167	-0.124	-0.047	0.088	0.233
D	0	1.131	0.033	-0.061	0	-2.112	0.164	0.007	-0.013	-0.196
T	0	-0.12	-0.043	0.023	0	0.10	-1.637	-0.008	0.004	0.877
D	0	0.158	0.005	-0.003	0	-0.12	1.579	0.066	-0.035	-0.846
T	0	-0.516	-0.002	0.004	0	0.963	-0.093	-0.021	0.039	0.122
D	0	0.503	0.015	-0.027	0	-0.94	0.109	0.005	-0.006	-0.155
T	0	-0.095	-0.019	0.011	0	0.066	-0.729	-0.004	0.003	0.39
D	0	0.111	0.003	-0.002	0	-0.075	0.704	0.029	-0.016	-0.377
T	0	-0.23	-0.001	0.002	0	0.429	-0.058	-0.01	0.017	0.086
D	0	0.225	0.006	-0.012	0	-0.419	0.065	0.003	-0.004	-0.099
T	0	-0.060	-0.008	0.004	0	0.04	-0.325	-0.002	0.002	0.174
$\Sigma$	3.82	5.951	-9.839	10.765	0	-10.717	-0.719	0.392	0.01	0.278

**Répartition des efforts par la méthode de CROSS  
Porte à faux de gauche chargé sous système " B<sub>C</sub> "**

Noeud	A			B			C		D	
élément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
$\alpha_{ij}$	-	0.972	0.028	0.028	-	0.972	0.96	0.04	0.04	0.96
$C_{ij}$	-	0.775	0.705	0.705	-	0.775	0.61	0.595	0.595	0.61
$M_{ij}$	0	0	-10.70	8.34	-4.52	0	0	0	0	0
D	0	10.40	0.3	-0.107	0	-3.713	0	0	0	0
T	0	0	-0.075	0.212	0	0	-2.878	0	0	8.06
D	0	0.073	0.002	-0.006	0	-0.206	2.763	0.115	-0.322	-7.738
T	0	-4.720	-0.004	0.001	0	1.685	-0.16	-0.192	0.068	0.057
D	0	4.592	0.132	-0.047	0	-1.639	0.338	0.014	-0.005	-0.12
T	0	-0.073	-0.053	0.093	0	0.206	-1.27	-0.003	0.008	3.559
D	0	0.074	0.002	-0.008	0	-0.291	1.222	0.051	-0.143	-3.424
T	0	-2.089	-0.006	0.001	0	0.745	-0.226	-0.085	0.030	0.057
D	0	2.036	0.059	-0.021	0	-0.725	0.299	0.012	-0.003	-0.084
T	0	-0.051	-0.015	0.042	0	0.182	-0.562	-0.002	0.007	1.578
D	0	0.064	0.002	-0.006	0	-0.218	0.0541	0.023	-0.063	-1.522
T	0	-0.928	-0.004	0.001	0	0.330	-0.169	-0.037	0.014	0.05
D	0	0.906	0.026	-0.009	0	-0.322	0.198	0.008	-0.003	-0.061
T	0	-0.37	-0.006	0.018	0	0.121	-0.25	-0.002	0.005	0.702
D	0	0.042	0.001	-0.004	0	-0.135	0.242	0.01	-0.028	-0.679
T	0	-0.414	-0.003	0.001	0	0.148	-0.105	-0.017	0.006	0.033
D	0	0.323	0.294	-0.004	0	-0.145	0.117	0.005	-0.002	-0.037
T	0	-0.023	-0.003	0.207	0	0.071	-0.112	-0.001	0.003	0.250
$\Sigma$	0	10.175	-10.031	8.704	-4.52	-3.636	-0.012	-0.101	-0.428	0.681

**Répartition des efforts par la méthode de CROSS**  
**Dalle sous chaussée chargée sous système " B<sub>C</sub>**

Abaque V<sub>1</sub>. — Moments d'encastrement parfait en A et en B dus à une charge concentrée.



Abaque IV<sub>1</sub>. — Moments d'encastrement parfait en A et en B dus à une charge uniforme  $q$ .

