

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE D'UN OUVRAGE
D'ART CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT
SUCCESSIFS

3 PLANCHES

Proposé par :

E.N.G.O.A

Etudié par :

AKNOUCHE HASSAN

HADJI MOULOUD

Dirigé par :

MR / BOUTEMEUR

PROMOTION

1993/1994

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE D'UN OUVRAGE
D'ART CONSTRUIT PAR ENCORBELLEMENT
SUCCESSIFS

Proposé par :

E.N.G.O.A

Etudié par :

AKNOUCHE HASSAN

HADJI MOULOUD

Dirigé par :

MR / BOUTEMEUR

PROMOTION

1993/1994

الموضوع : دراسة البنية الإنشائية لمنشأة فنية كبرى ذات كنتوءات
المتعاقبة .

ملخص : ينص هذا الملف على دراسة شاملة للبنية الأفقية لجسر ذو
النتوءات المتعاقبة والمنبج على واد رومل ويربط هذا الأرن
فهاعدا وطريقا جيجل بعيلة .

SUJET :

Etude de la superstructure d'un ouvrage d'art
construit par encorbellements successifs.

RESUME :

Le présent projet consiste essentiellement au calcul et
au prédimensionnement d'un tablier construit par
tranches successives en béton précontraint à jigel.

SUBJECT :

Design and calculation of a projecting deck bridge.

ABSTRACT :

The présent project consiste essentially in the design
and calculation of a prestressed concrete projecting
deck bridge at jigel.

DEDICACES

.. A ceux qui ont été d'un grand apport ou j'en suis actuellement, Ma Mère et Mon Père, je dédie ce mémoire tout en demandant au tout puissant de les préserver pour guider mon chemin.

A Mes Frères, Soeurs, Toute Ma Famille sans oublier Mes amis qui m'ont été d'un appui considérable pour la réalisation de ce projet "

HASSAN

" A Ma Mère

Mon Frère et Ma Soeur

A mes amis : Yacine, Hakim, Nadia, Abderrahmane...

A tous ceux qui aspirent à une Algérie moderne et tolérante

Je dédie ce travail

HOULOUD

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement Mr BOUTEMEUR pour l'intérêt qu'il a porté à notre travail.

Nos plus vifs remerciements vont à Mme KHETTAB pour nous avoir beaucoup dirigé, ainsi qu'à Mr SILHADI pour ses remarques fructueuses.

Que Mrs MECHID, CHETIBI, NOUREDDINE ainsi que le personnel de la bibliothèque trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude envers eux.

SOMMAIRE

INTRODUCTION

CHAPITRE I : GENERALITES

- I-1 / Présentation et description de l'ouvrage
- I-2 / Présentation de la technique d'encorbellement
- I-3 / Conception et prédimensionnement
- I-4 / Caractéristiques géométriques du CAISSON
- I-5 / Caractéristiques des matériaux utilisés
- I-6 / Calcul des coefficients de souplesse

CHAPITRE II : CALCUL AUTOMATIQUE DE STRUCTURE

- II-1 / Principe de la méthode
- II-2 / Approche informatique

CHAPITRE III : CHARGEMENT ET PHASE DE CALCUL

- III-1 / Cinématique de construction
- III-2 / Phase de construction
- III-3 / Phase de service

CHAPITRE IV : ETUDE LONGITUDINALE

- IV-1 / Introduction
- IV-2 / Etude de la précontrainte de fléau
- IV-3 / Vérification des contraintes de compression
- IV-4 / Vérification des contraintes de traction
- IV-5 / Tracé des câbles de fléau
- IV-6 / Etude des pertes de précontrainte
- IV-7 / Etude de la précontrainte hyperstatique
- IV-8 / Etude à l'effort tranchant

CHAPITRE V : ETUDE DES ANCRAGES ET DE LA TORSION

- V-1 / Phénomène de diffusion de précontrainte derrière les ancrages
- V-2 / Etude des bossages
- V-3 / Poussée au vide
- V-4 / Etude à la torsion
- V-5 / Etude de fluage et retrait

CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSALE

- VI-1 / Etude du voussoir en clé
- VI-2 / Etude du voussoir sur pile

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA STABILITE D'UN FLEAU EN COURS DE CONSTRUCTION

- VII-1 / Analyse des conditions de stabilité d'un fléau
- VII-2 / Evaluation des charges appliquées
- VII-3 / Calcul de l'effort de précontrainte de l'encorbellement provisoire
- VII-4 / Etude au séisme
- VII-5 / Problème des déformations de la console au cours de construction

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

I N T R O D U C T I O N

La construction du pont par encorbellement, construction par tronçon successifs en porte à faux, a connu durant les vingt dernières années un développement important permettant des réalisations spectaculaires dans le monde entier, englobant la majeure partie des grands ponts en béton précontraint.

Ce dernier se prêtant à la réalisation des structures par éléments.

Malheureusement ce type de construction est loin d'être développé en Algérie, vu la délicatesse de l'étude, et surtout des moyens d'exécution très limités.

Cependant, un pont par encorbellement a été récemment construit à Mascara et cette initiative a permis aux maintes ouvrages de prêter un intérêt considérable de telle manière que deux autres projets à Jijel (Oued Dibet et oued Rhumel) dont l'étude a commencé concurrençant sur le marché d'autres types .

En plus du pont qui est en cours d'exécution situé à Hydra (Alger).

Notre projet consiste à l'étude du projet de Jijel. Le tablier du pont étudié est construit par encorbellement par bétonnage en place des voussoirs.

Il est constitué d'une poutre caisson encastrée sur 4 piles et posée sur deux autres et présentant 7 travées (55 - 100 - 100 - 100 - 100 - 100 - 55 m de portées).

Cette thèse se base, principalement sur une conception, minutieusement élaborée, d'une part, vu qu'elle facilite une meilleure compréhension de la technique de l'encorbellement et d'autre part, sur une étude comportant deux phases importantes :

- . Pont en construction
- . Pont en service

Vu le domaine vaste de l'étude d'un tel type d'ouvrage, nous avons essayé de traiter le maximum de parties essentielles et le recours à l'ordinateur s'avère nécessaire pour le calcul de certaines parties telle que les efforts pour les différentes phases de construction.

CHAPITRE I : GENERALITES

I - 1 - PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'intérêt des routes est primordial pour une voie normale dans un pays quelconque.

Elles font signe de la civilisation et de la croissance économique, social et culturelle.

Pour l'Algérie, celles-ci demeurent toujours faibles devant les exigences de la libération de l'économie.

Devant ces aspects, nous sommes dans l'obligation d'améliorer nos constructions routières afin de répondre à de telles exigences.

Le projet requiert une importance primordiale d'autant que la route actuelle reliant Jijel à Mila est assez ancienne connue sous le nom de "ZLABIA".

En conséquence, de sa non disposition à supporter une surcharge routière ainsi que tous les efforts néfastes qu'ils découlent, il a été jugé nécessaire et utile de construire un pont.

Le présent travail a pour objet l'étude d'une partie de cet ouvrage en entier, ce dernier permettra de franchir Oued Rhumel. Le site appelé à recevoir le viaduc se situe à la sortie de Jijel (Grarème) en allant vers Mila.

la longueur total de l'ouvrage est de m. Il est composé successivement :

- . d'une structure en poutres précontraintes
- . d'une structure en caisson
- . 2 x 55 m pour les travées de rive
- . 5 x 100 m pour les travées intermédiaires.

I - 1.1. Caractéristiques du site

L'étude d'un ouvrage est conditionnée par un certain nombre de données, qui sont de deux types :

. Données naturelles :

concernant le sol, les rivières à franchir, leur hydrologie..

. Données fonctionnelles :

fixées par le Maître de l'ouvrage : profil en travers
profil en long.

I - 1.1.1. Données naturelles

. Hydrologie :

Comme le nouvel pont sur Oued Rhumel franchit un cours d'eau, il est nécessaire de connaître le régime hydraulique, c'est à dire le niveau des eaux, le débit le tracé de rivière, en vue d'éviter le phénomène d'affouillement qui a causé la *ruine* de nombreux ponts.

. Les actions naturelles :

Vents : la région est soumise à des vents considérables

Seisme : la région de Grarem est en zone II.

I - 1.1.2. Données Fonctionnelles

. Voie portée

La disposition en plan ne présente aucune courbure

. Profil en travers :

Le pont est de première classe

Largeur roulable : L = 7,5 m

Largeur chargeable : L = 7,5 m

Nombre de voies de circulation N = 3 voies

Les bords des tabliers sont équipés d'une barrière

I. 2 - PRESENTATION DE LA TECHNIQUE D'ENCORBELLEMENT

Les premiers ponts en béton précontraint, construits par encorbellement successifs, ont été réalisés en Allemagne puis développés dans de nombreux autres pays.

Cette nouvelle façon de construire les tabliers de ponts de dimensions de plus en plus grandes, a connu un succès universel grâce à ses nombreux avantages. Elle est maintenant devenue classique.

I. 2 - PRINCIPE DE CONSTRUCTION

Le principe de construction par encorbellements successifs consiste à former des consoles dont l'exécution s'effectue en général symétriquement de part et d'autre des piles, la double console obtenue est alors appelée fléau.

Chaque console est constitué de voussoirs préfabriqués ou coulés en place à l'aide d'équipages mobiles, tout voussoir est mis en oeuvre par encorbellement par rapport à celui qui le précède.

Dès que le voussoir-béton atteint une résistance suffisante, les câbles de précontrainte qui aboutissent à son extrémité sont mis en tension permettant de le plaquer contre les voussoirs précédents d'une part et assurant la stabilité de la console d'autre part, pouvant servir d'appui pour la suite des opérations.

Une fois les fléaux exécutés, ils sont solidarisés entre eux par clavages, la continuité mécanique de la structure est obtenue en disposant des câbles de continuité dans les travées.

I.2.2- NOTION PREHISTORIQUE

L'idée de construire un tablier de pont à l'avancement par tranches successives n'est pas récente.

Les premiers en encorbellement furent édifiés en bois lors de la construction des grands arcs. On trouve encore actuellement des ouvrages de ce type en CHINE, INDE, HIMALYA, etc ...

Cette méthode a été aussi très employée avec la pierre, chaque assise dépasse légèrement l'assise précédente jusqu'à ce que les deux parties soient assez rapprochés pour l'intervalle puisse être recouvert par une seule pierre, ce qui donne les fausses voûtes.

Elle fut également utilisée dans le domaine de béton armé, ce type d'ouvrage ne connut pas un grand développement vu l'encombrement des armatures et la fissuration de l'extrados des consoles.

L'apparition de la précontrainte a poussé le bon développement de ce procédé, c'est le Docteur FINSTEREWALDER en Allemagne (pont sur la LAHN, 1950) qui inaugure véritablement la technique de l'encorbellement avec les ouvrages en béton précontraint.

En Algérie, le premier pont construit par encorbellement par bétonnage en place des voussoirs et le pont de Mascara (trois travées de 55 - 100 - 55 m de portées).

Enfin, l'utilisation de la préfabrication a marqué une nouvelle étape dans l'évolution du procédé d'exécution qui s'est très vite généralisé et a entraîné à l'étranger la réalisation d'ouvrages spectaculaires.

1.2.3- AVANTAGES ET DOMAINE D'APPLICATION

*** Avantages de l'encorbellement**

- . Suppression des cintres et échaffaudages
 - . Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de base de départ
 - . Augmentation du rendement de la main-d'oeuvre due à la mécanisation des tâches à l'intérieur d'un cycle répétitif
 - . Rapidité de construction dans le cas d'ouvrages à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement atteint une dizaine de mètre par jour.
- * Domaine d'emploi : la construction par encorbellement couvre couramment les portées de 50 m à 150 m.

La gamme des portées les plus fréquentes est comprise entre 70 m et 90 m jusqu'à des portées de 50 m, la construction par encorbellement successifs est concurrencée par les ponts à travées indépendantes à poutres préfabriquées sous chaussée, à partir de 60 m de portée, sauf exception, la construction par encorbellement successifs demeure la seule méthode envisageable.

I.2.4- CHOIX DE SCHEMA STATIQUE

La construction par encorbellement successifs permet de réaliser différents schémas statiques parmi lesquels :

* Systemes à consoles articulés

Cette solution consiste à relier les fléaux entre eux par des articulations, ce schéma statique comporte de nombreux inconvénients :

- . fragilité des articulations
- . abaissement des articulations des extrémités des consoles par suite des déformations différées dues au fluage du béton (ces déformations peuvent atteindre quelques dizaines de centimètres).

* Systemes à consoles avec travée suspendue

Cette solution consiste à relier deux consoles construites par encorbellement par une travée indépendante posée sur ces deux dernières par l'intermédiaire des appareils d'appui classiques.

Ce schéma offre cependant les mêmes inconvénients que celui du précédent et nécessite de plus l'emploi de deux matériels différents pour la construction par encorbellement des fléaux et pour la mise en place des travées indépendantes.

* Poutre et portique continus

Cette solution consiste à relier les fléaux par bétonnage ou pose d'un voussoir avec mise en oeuvre de câbles de précontraintes assurant la continuité de la structure, ou supprime ainsi les inconvénients dues à la cassure du profil en long.

Les conditions d'appui du tablier sur les piles peuvent ainsi être les suivantes :

- . Encastrement direct, si les piles sont suffisamment flexibles (piles houtes), ce qui est la disposition la plus simple.
- . Appui simple, constitué d'appareils d'appui en élastomère frettés.

I - 3 - CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

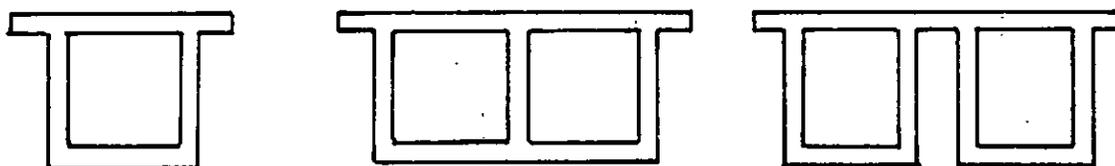
Il est très important qu'au stade de la conception du projet de bien réussir le prédimensionnement.

Un pont correctement conçu et bien prédimensionné ne subira jusqu'à l'achèvement du projet que des modifications de détail, alors qu'un pont bien conçu mais mal prédimensionné un volume de calculs et d'itération importants.

I -3.1 - FORME ET DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE TRANSVERSALE

I -3.1.1 - NOMBRE DE FORMES DE POUTRES CAISSON

La dimension transversale du caisson est imposée par la largeur de la chaussée, c'est elle qui décide du nombre et de la forme transversale du caisson à adopter.



$L < 13 \text{ m}$

$13 \text{ m} < L < 18 \text{ m}$

$18 \text{ m} < L < 25 \text{ m}$

Poutre caisson unique
à deux âmes

Poutre caisson
à trois âmes

Association de
deux caissons
simples

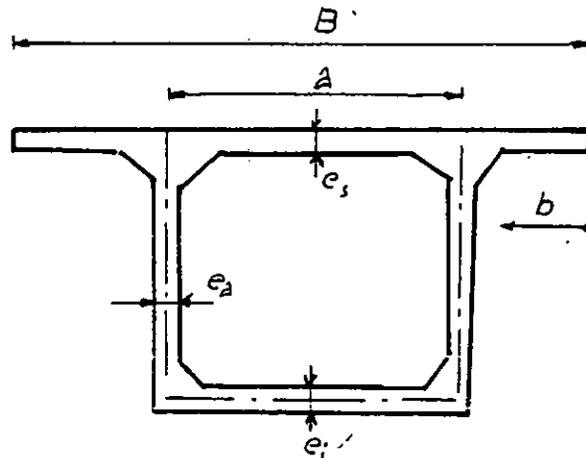
Notre pont a pour largeur $L = 10,84 \text{ m} < 13 \text{ m}$

donc, on aura une poutre à 2 âmes

I -3.1.2 - DEGROSSISAGE DE LA SECTION DROITE

Au premier stade de dimensionnement, on peut se contenter de dessiner la section droite de façon simplifiée, c'est à dire en donnant une épaisseur constante à ses différentes parties.

Pour un caisson unicellulaire on peut s'inspirer des valeurs suivantes :



* Epaisseur des âmes

L'âme doit assurer la résistance aux efforts de cisaillement et permettre la bonne mise en place du béton ainsi que de nombreux cas d'ancrage des câbles de précontrainte. En pratique, il est déconseillé de prévoir des épaisseurs inférieures à 35 cm, elle doit donc avoir :

. Une épaisseur sur appui limitée par la condition

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

$$\text{avec } b = \tau_1 + \tau_2$$

τ_1 : contrainte de cisaillement dû à l'effort tranchant

τ_2 : " " " au moment de torsion

- Une épaisseur minimale compatible avec un bon bétonnage :

Des cheminées de bétonnage (> 6cm) doivent être ménagées de part et d'autre des gaines pour permettre d'utiliser des aiguilles de vibration.

- Une épaisseur permettant l'ancrage des câbles de précontrainte.

Cette dernière condition impose au moins :

$e = 36$ cm pour des unités 12 T 13.

$e = 44$ cm pour des unités 12 T 15

$e = 59$ cm pour des unités 19 T 15

* Epaisseur du hourdis supérieur

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

L'hourdis doit comporter des goussets à la jonction avec les âmes, pour faciliter la mise en place du béton, et permettre de loger les câbles de fléau.

Le choix de $a = B/2$ est une base de départ, B étant la largeur du pont.

Le choix de e et ϵ sera déterminé suivant les inégalités :

$$1/30 < \frac{es}{a} < 1/25$$

$$20 \text{ cm} < \epsilon < 25 \text{ cm}$$

$$\text{donc } a = \frac{10,84}{2} = 5,42 \text{ m}$$

$$18 \text{ cm} < \frac{e}{s} < 22 \text{ cm}$$

* Epaisseur du hourdis inférieur

Son épaisseur est fonction de plusieurs paramètres :

- . Intensité des efforts de compression en phase de construction et en service.
- . Logement des câbles de continuité
- . Poussée au vide due à ces câbles
- . Ancrage de ces câbles et diffusion des efforts de précontraints.

En général, l'épaisseur du hourdis inférieur est variable entre la section sur pile et la section de clé.

. L'épaisseur est dimensionnée de la façon suivante :

A la clé : e;

$$e; < \begin{cases} \overline{18 \text{ cm}} \\ (\\ 3 \varnothing \text{ étant le diamètre des gaines si les câbles} \\ (\text{ sont logés dans le hourdis inférieur} \\ (\\ e a : 1 a \text{ étant l'épaisseur des âmes} \\ (\end{cases}$$

Sur pile :

$$e; = \begin{cases} \overline{2 \text{ à } 2,5 e; \text{ (clé) si le tablier est de hauteur}} \\ (\text{ 2,5 à } 3 e; \text{ (clé) si le tablier est de hauteur}} \\ (\text{ constante} \\ _ \end{cases}$$

Si $e a = 8 \text{ cm}$.

On déduit, qu'à la clé e; doit être supérieure à la plus grande des 3 valeurs suivante :

$$e; < \begin{cases} \overline{18 \text{ cm}} \\ (\text{ 3 x 8 = 24 cm} \\ (\text{ 50/3 = 16,67 cm} \\ (\end{cases}$$

On prend $e; \text{ (clé) = 18 cm}$.

Sur pile e; varie entre $2 (24) = 48 \text{ cm}$ et $2,5 (24) = 60 \text{ cm}$.

L'hourdis inférieur est généralement encastré sur les âmes par l'intermédiaire de goussets, assez fortement inclinés sur l'horizontale de façon à ne pas gêner la mise en place du béton.

I - 3.2 - DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE LONGITUDINALE

Lors de l'exécution, le tablier se présente sous forme de deux consoles sensiblement égales, qui constituent un fléau dont l'équilibre est assuré sans l'action du poids propre et des surcharges du chantier, les efforts décroissent de l'encastrement sur appui jusqu'à l'extrémité libre, ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable qui offre :

- . une économie de matériaux
- . réduction de l'effort tranchant par la correction dite de Resal

* Hauteur des poutres

- . La hauteur sur pile est généralement comprise entre $L/16$ et $L/20$.
- . La hauteur à la clé est comprise entre $L/60$ et $L/35$.

La hauteur à la clé doit être supérieure à 2,2 m pour faciliter les opérations ultérieures de surveillance et d'entretien de l'ouvrage.

- Hauteur à la pile H_p

$$L/20 < H_p < L/16$$

$$l = 100 \text{ m} \text{ ----> } 5 \text{ m} < H_p < 6,25 \text{ m}$$

$$\text{on prend } H_p = 5,46 \text{ m}$$

- Hauteur à la clé H_c

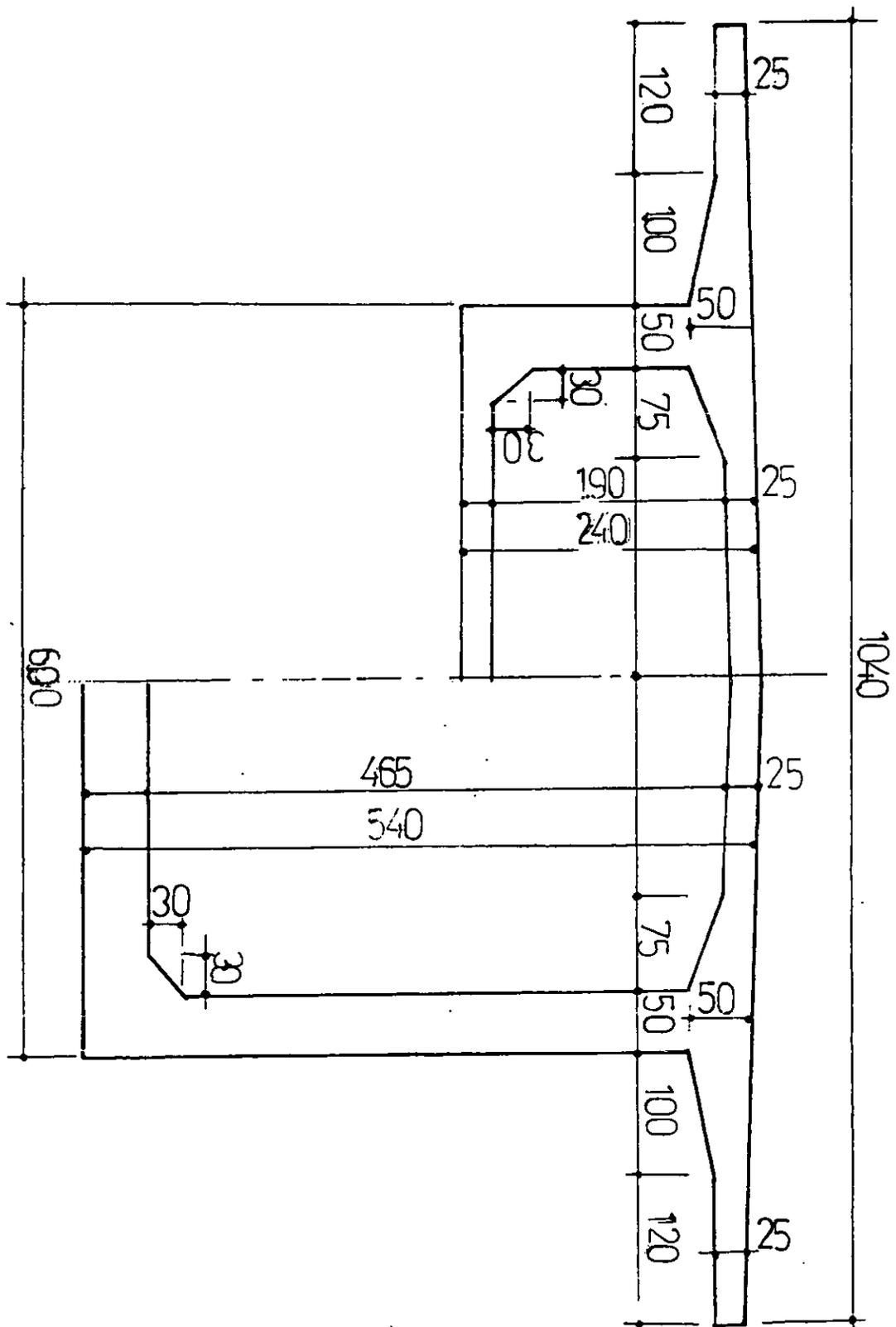
$$\frac{L}{60} < H_c < L/35$$

$$L = 100 \text{ m} \text{ -----> } 1,66 \text{ m} < = H_c < = 2,86 \text{ m}$$

$$\text{On prend } H_c = 2,40 \text{ m.}$$

On prévoit usuellement une variation parabolique avec une hauteur constante pour la partie exécutée sur cintre et clavage central.

On prend la même hauteur au niveau des deux clavages, de rive et central.



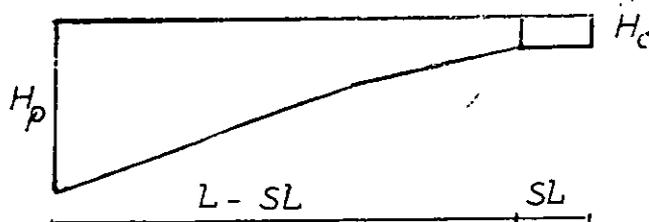
I - 4 - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

I- 4.1 - Lois de variation des caractéristiques géométriques

I- 4-1.2 - Travée de rive

Les travées de rive des ponts construits par encorbellement successif, lorsque ils sont de hauteur variable comptent une partie de hauteur constante et une partie de hauteur variable.

La variation de hauteur étant supposée parabolique.



- Loi de variation de la hauteur

$$0 < x < SL \quad h = H_p$$

$SL < x < L$ La hauteur $h(x)$ obeit à une loi de variation parabolique

$$h(x) = a x^2 + b x + c$$

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

$$x = 0 \text{ -----} \rightarrow c = H$$

$$x = 0 \text{ -----} \rightarrow \underset{c}{y h(0)} = 0 \text{ -----} \rightarrow b = 0$$

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

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

Rapporté à l'extrémité supérieur gauche

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

En conclusion :

$$\begin{aligned} 0 < x < SL & \quad h = H_p \\ SL < x < L & \quad h(x) = H_c \left[1 + \left(\frac{H_p}{H_c} - 1 \right) \left(\frac{x - SL}{L - SL} \right)^2 \right] \end{aligned}$$

- Loi de variation de la section

$$\begin{aligned} 0 < x < SL & \quad S = S_c \\ SL < x < L & \quad S(x) = S_c \left[1 + \left(\frac{S_p}{S_c} - 1 \right) \left(\frac{x - SL}{L - SL} \right)^2 \right] \end{aligned}$$

- Loi de variation du hourdis inférieur

$$\begin{aligned} 0 < x < SL & \quad e_i = e_c \\ SL < x < L & \quad e_i(x) = e_c \left[1 + \left(\frac{e_p}{e_c} - 1 \right) \left(\frac{x - SL}{L - SL} \right)^2 \right] \end{aligned}$$

- Loi de variation du centre de gravité de la section

$$\begin{aligned} 0 < x < SL & \quad Y = Y_c \\ SL < x < L & \quad Y(x) = Y_c \left[1 + \left(\frac{Y_p}{Y_c} - 1 \right) \left(\frac{x - SL}{L - SL} \right)^2 \right] \end{aligned}$$

Si U : la distance de cg de la fibre supérieure

V : " " " inférieure

$$U(x) = h(x) - y(x)$$

$$V(x) = y(x)$$

- Loi de variation de l'inertie

$$0 < x < SL \quad I(x) = I_c$$

$SL < x < L$ Il est usage de considérer une loi de variation de la forme $k h^{5/2}$, 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

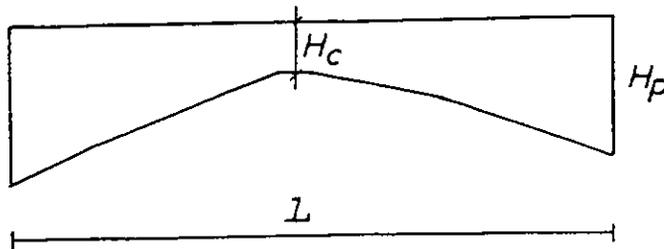
$$I = kh^3 .$$

L'expérience montre qu'une loi de la forme $I = K h^{5/2}$ conduit à des résultats assez précis par rapport à un calcul numérique fin pour une section en forme de poutre de cisson.

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

$$K = \frac{I_p}{I_c} - 1 \quad 0,4$$

I- 4.1.2. TRAVÉE CENTRALE



- Loi de variation de la hauteur

Equation de la parabole par rapport à son axe de symétrie

$$H(x) = a x^2 + bx + c.$$

Conditions aux limites

$$x = 0 \quad h(x) = H_c \quad \text{----->} \quad c = H_c$$

$$x = l/2 \quad h(l/2) = H_c \quad \text{----->} \quad a = \frac{4}{L^2} (H_c - H_p)$$

$$\frac{dh}{dx}(0) = 0 \quad (\text{extremum}) \quad \text{----->} \quad b = 0$$

L'équation devient

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

Rapporté à l'origine de la travée

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

- Loi de variation de la section

Elle suit la même loi que la hauteur

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

- Loi de variation du hourdis inférieur

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

- Loi de variation du C g de la section

$$Y(x) = Y_c \left[1 + \left(\frac{Y_p}{Y_c} - 1 \right) \left(1 - \frac{2x}{L} \right)^2 \right]$$

Si V : la distance du c.g de la fibre supérieure
 V' : " " " inférieure

$$V(x) = h(x) - y(x)$$

$$v'(x) = Y(x)$$

- Loi de variation de l'inertie

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

$$K = \frac{(IP)}{I_c} - 1 \quad 0,4$$

I- 4.1.3 - RENDEMENT GEOTECHNIQUE DE LA SECTION C ISSON

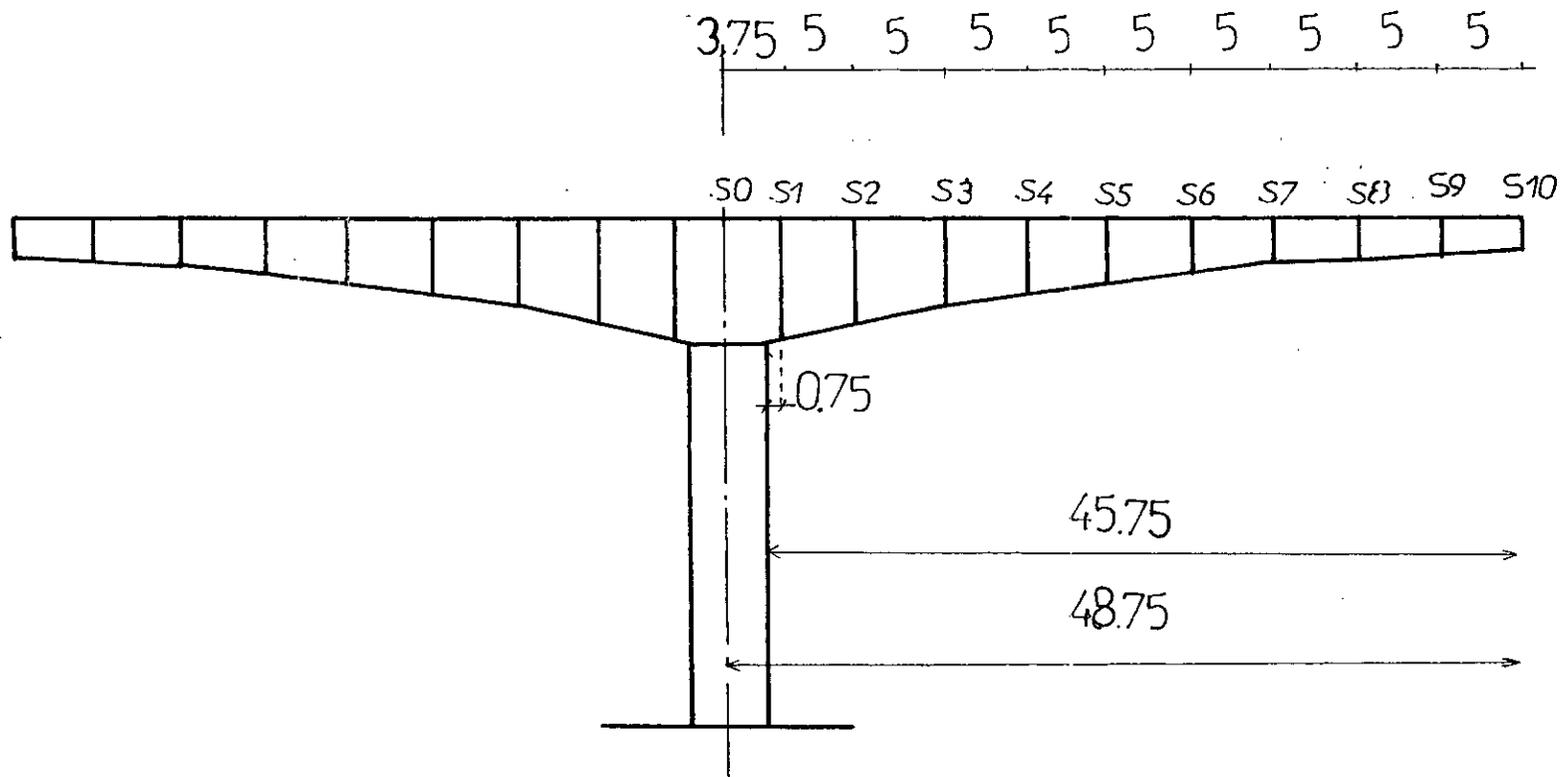
Le coefficient de rendement S est égal au rapport entre la hauteur du noyau central et la hauteur de la section.

$$f = \frac{\text{noyau central}}{\text{hauteur}} = \frac{a(x) + a'(x)}{h(x)}$$

$$a(x) = \frac{i^2(x)}{V(x)} \quad a'(x) = \frac{i^2(x)}{V'(x)} \quad \text{avec } i^2(x) = \frac{I(x)}{B(x)}$$

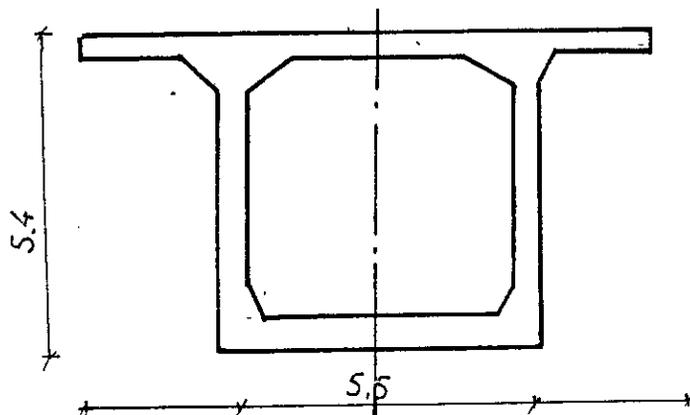
$$= \frac{\frac{I(x)}{B(x)V(x)} + \frac{I(x)}{B(x)V'(x)}}{h(x)} = \frac{I(x)}{V(x)V'(x)B(x)} \times \frac{V(x) + V'(x)}{h(x)}$$

Donc $f = \frac{I(x)}{B(x)V(x)V'(x)}$



I -4.2 - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

* Caisson sur pile



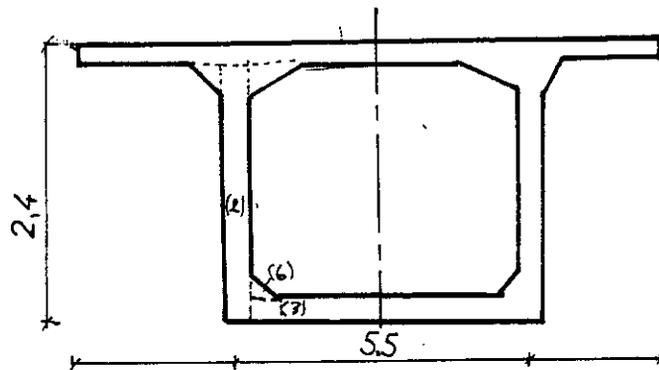
| N° | BI (m ²) | Yi (m) | Bi Yi (m ³) | δ (m) | Bi δ ² (m ⁴) | Ip × 10 ³ (m ⁴) | IG (m ⁴) |
|----|-------------------------|-----------|----------------------------|----------|----------------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------|
| 1 | 1,25 | 5,15 | 6,44 | 2,52 | 7,95 | 26,042 | 7,976 |
| 2 | 2,575 | 2,625 | 7,27 | 0,197 | 0,10 | 5691,28 | 5,791 |
| 3 | 1,3 | 0,125 | 0,16 | - 2,503 | 8,14 | 6,77 | 8,146 |
| 4 | 0,125 | 0,334 | 0,042 | - 2,294 | 0,658 | 0,434 | 0,658 |
| 5 | 0,094 | 0,334 | 0,031 | - 2,294 | 0,49 | 0,325 | 0,49 |
| 6 | 0,045 | 4,8 | 0,216 | 2,172 | 0,212 | 0,225 | 0,212 |
| | 5,389 | / | 14,16 | / | 17,55 | 5725,1 | 23,3 |

$$. YG = \frac{Bi Yi}{Bi} = 2,627 \text{ m}$$

$$. B = 2 \times Bi = 2 \times 5,389 = 10,8 \text{ m}^2$$

$$. I_G(x) = 2 \times (I_p(x) + Bi \cdot YG^2) = 46,6 \text{ m}^4$$

* Caisson sur culée



| N° | BI (m ²) | Yi (m) | Bi Yi (m ³) | S (m) | Bi (m ²) | 'Bi (m ⁴) | IG (m ⁴) |
|----|-------------------------|-----------|----------------------------|----------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|
| 1 | 0,625 | 2,275 | 1,422 | 1,305 | 1,064 | 3,255 | 1,07 |
| 2 | 1,075 | 1,325 | 1,424 | 0,355 | 0,135 | 414,09 | 0,55 |
| 3 | 1,30 | 0,125 | 0,162 | - 0,845 | 0,93 | 6,77 | 0,935 |
| 4 | 0,125 | 0,334 | 0,042 | - 0,636 | 0,05 | 0,434 | 0,05 |
| 5 | 0,094 | 0,334 | 0,031 | - 0,636 | 0,04 | 0,325 | 0,04 |
| 6 | 0,045 | 2,05 | 0,092 | 1,08 | 0,052 | 0,225 | 0,052 |
| | 5,264 | / | 3,173 | / | 2,271 | 425,09 | 2,657 |

$$. YG = \frac{bi yi}{y_i} = 0,972 \text{ m}$$

$$. B = 2 \times Bi = 2 \times 3,264 = 6,53 \text{ m}^2$$

$$. I_G(x) = 2 \times (I_p(x) + Bi^2) = 5,314 \text{ m}^4$$

I- 4.3 - CARACTERISTIQUES DES SECTIONS

* Demi-fléau intermédiaire

| x (m) | h(x) (m) | e(x) (m) | S(x) (m ²) | I (x) (m ⁴) | v(x) (m) | v'(x) (m) | e |
|----------|-------------|-------------|---------------------------|----------------------------|-------------|--------------|------|
| 0 | 5,4 | 0,5 | 10,8 | 46,6 | 2,772 | 2,63 | 0,59 |
| 3,75 | 5,4 | 0,5 | 10,8 | 46,6 | 2,772 | 2,63 | 0,59 |
| 8,75 | 4,44 | 0,42 | 9,42 | 27,83 | 2,34 | 2,1 | 0,60 |
| 13,75 | 3,97 | 0,38 | 8,76 | 20,78 | 2,14 | 1,83 | 0,60 |
| 18,75 | 3,57 | 0,35 | 8,19 | 15,61 | 1,95 | 1,62 | 0,60 |
| 23,75 | 3,23 | 0,32 | 7,7 | 11,89 | 1,81 | 1,42 | 0,60 |
| 28,75 | 2,83 | 0,295 | 7,29 | 9,27 | 1,67 | 1,16 | 0,64 |
| 33,75 | 2,71 | 0,276 | 6,98 | 7,47 | 1,57 | 1,14 | 0,6 |
| 38,75 | 2,55 | 0,262 | 6,74 | 6,29 | 1,5 | 1,05 | 0,59 |
| 43,75 | 2,45 | 0,254 | 6,59 | 5,605 | 1,46 | 0,99 | 0,59 |
| 48,75 | 2,402 | 0,25 | 6,53 | 5,325 | 1,43 | 0,97 | 0,58 |
| 50 | 2,4 | 0,25 | 6,53 | 5,314 | 1,43 | 0,97 | 0,58 |

Demi fléau de rive

| X (m) | h (x) (m) | e (x) (m) | B (x) (m) | I (x) (m ⁴) | v (x) (m) | v'(x) (m) | ρ |
|----------|--------------|--------------|--------------|----------------------------|--------------|--------------|--------|
| 0 | 5,4 | 0,5 | 10,8 | 46,6 | 2,772 | 2,625 | 0,59 |
| 3,75 | 4,95 | 0,42 | 10,14 | 37,110 | 2,58 | 2,37 | 0,60 |
| 8,75 | 4,42 | 0,38 | 9,38 | 27,46 | 2,34 | 2,08 | 0,60 |
| 13,75 | 3,94 | 0,34 | 8,71 | 20,36 | 2,12 | 1,82 | 0,60 |
| 18,75 | 3,53 | 0,31 | 8,13 | 15,20 | 1,94 | 1,59 | 0,60 |
| 23,75 | 3,19 | 0,292 | 7,64 | 11,52 | 1,79 | 1,40 | 0,60 |
| 28,75 | 2,90 | 0,282 | 7,24 | 8,96 | 1,65 | 1,25 | 0,60 |
| 33,75 | 2,68 | 0,273 | 6,92 | 7,22 | 1,56 | 1,12 | 0,60 |
| 38,75 | 2,52 | 0,260 | 6,71 | 6,12 | 1,48 | 1,04 | 0,59 |
| 43,75 | 2,43 | 0,252 | 6,57 | 5,51 | 1,45 | 0,98 | 0,59 |
| 48,75 | 2,4 | 0,25 | 6,53 | 5,314 | 1,43 | 0,97 | 0,59 |
| 55 | 2,4 | 0,25 | 6,53 | 5,314 | 1,43 | 0,972 | 0,59 |

I - 5 - CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

I-5.1 Béton

Le béton utilisé doit être conforme aux règles bael 83

$$\sigma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$$

Le béton sera dosé à 400 kg/m³ de ciment CPA 325

- Résistance à la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} pour un béton âgé de j

$$\text{Jours : } f_{cj} = \begin{cases} f_{c28} = 35 \text{ HPa} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \\ 0,685 f_{c28} \log_{10}(j) & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Résistance à la traction

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

- Module de déformation longitudinal du béton E

Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures

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

- Module de déformation différée (longue durée)

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

- Contrainte ultime de compression

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{cj}}{b}$$

Avec :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en service}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en construction (ou situation accidentelle).}$$

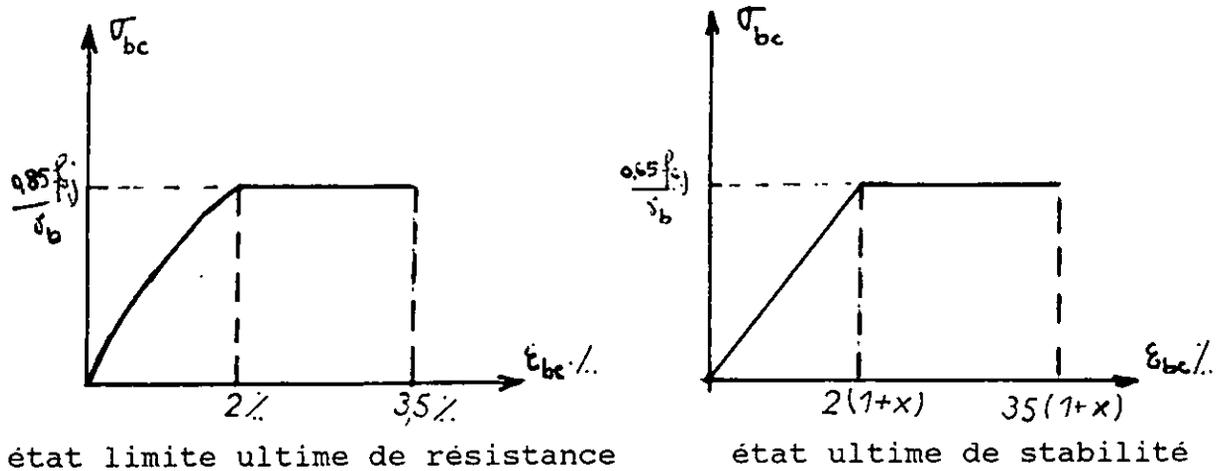
- Contrainte limite de service

$$\bar{\sigma}_{bc} = \begin{cases} \overline{0,5} & f & \text{en service} \\ \underline{0,6} & f & \text{en construction} \end{cases} \quad \begin{matrix} c28 \\ c28 \end{matrix}$$

- Coefficient de poisson

$$\nu = \begin{cases} \overline{0,2} & \text{zone non fissurée} \\ \underline{0} & \text{zone fissurée} \end{cases}$$

- diagramme de déformation



état limite ultime de résistance

état ultime de stabilité

$$x = \frac{MG}{MT} = \frac{\text{Moment dû aux charges permanente}}{\text{moment total}}$$

$$x = \begin{cases} \overline{0} & \text{Chargement instantané} \\ \underline{0,7} & \text{chargement durée limitée} \end{cases}$$

I-5.2 - Acier

Les aciers utilisés dans les ouvrages de béton précontraint sont de deux natures différentes :

- . Les aciers actifs qui créent et maintiennent la précontrainte sur le béton
- . Les aciers passifs nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration, les aciers de montage pour constituer une cage d'armatures.

- Aciers passifs

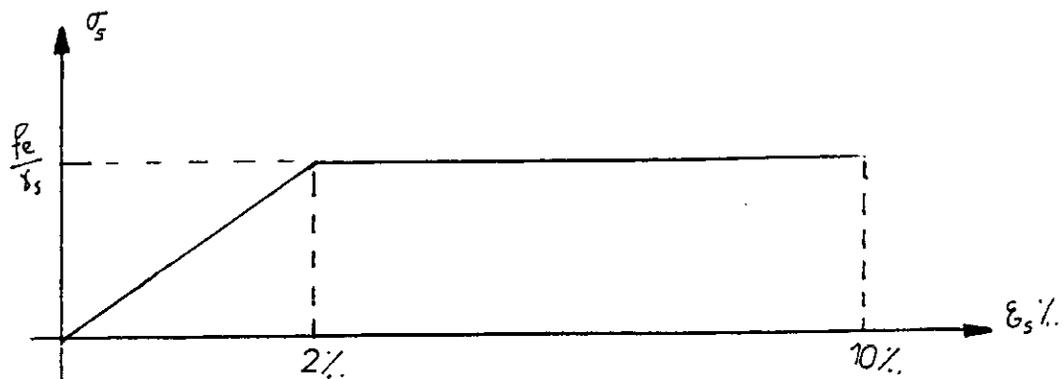
On utilise les aciers Fe E 40 de type "1"

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$E_a = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{en phase de construction}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{en phase de service}$$



- Aciers actifs - Précontrainte

on utilise le procédé " DYWIDAG"

- Données techniques

Câbles 12 T 15

Ø gaine = 8 cm

$E_p = 1,9 \times 10^5 \text{ MPA}$

Coefficient de frottement $f = 0,2$

Recul d'ancrage : $g = 6 \text{ mm}$

Coefficient de perte de ligne = 0,00 25 m

Rayon de courbure limité $R = 6 \text{ m}$

$A_p = 1668 \text{ mm}^2$ $P_o = 241,9 \text{ t.}$

$P_{prg} = 1411 \text{ MPA}$

$P_{prg} = 1623 \text{ MPA}$

$\sigma_{po} = \text{Min} (0,8 P_{prg} ; 0,9 P_{prg} ; T_o) = 1270 \text{ MPA}$

I.6 - Calcul des coefficient de souplesse

Les caractéristiques mécaniques d'un élément sont données par les expressions suivantes :

$$Ea = \frac{1}{L^2} \int_0^L \frac{(L-x)}{I(x)} dx$$

$$Eb = \frac{1}{L^2} \int_0^L \frac{(L-x)x}{I(x)} dx$$

$$Ec = \frac{1}{L^2} \int_0^L \frac{x^2}{I(x)} dx$$

I.6.1. Travée de rive

$$0 < x < SL \implies I(x) = Ic = 5,314$$

$$SL < x < L \implies I(x) = Ic \left(1 + K \frac{(x - SL)^2}{L - SL} \right)^{5/2}$$

$$K = \frac{(Ip)}{Ic} \cdot 0,4 - 1 = 1,38$$

$$SL = 6,25 \text{ m} , L = 55 \text{ m}$$

donc :

$$Ea = \frac{1}{L^2} \left(\int_0^{SL} \frac{(L-x)^2}{Ic} dx + \int_{SL}^L \frac{(L-x)^2}{I(x)} dx \right)$$

$$E_b = \frac{1}{12} \int_0^{SL} \frac{(1-x)x}{I_c} dx + \frac{1}{12} \int_{SL}^L \frac{(1-x)x}{I(x)} dx$$

$$E_c = \frac{1}{12} \int_0^{SL} \frac{x^2}{I_c} dx + \frac{1}{12} \int_{SL}^L \frac{x^2}{I(x)} dx$$

Après intégration on trouve :

$$E_a = 2,939$$

$$E_b = 0,995$$

$$E_c = 1,046$$

I.6.2. Travée intermédiaire

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

$$k = \frac{(IP)^{0,4}}{I_c} - 1 = 1,38$$

donc :

$$E_a = \frac{1}{12} \int_0^L \frac{(L-x)^2}{I(x)} dx$$

$$E_b = \frac{1}{12} \int_0^L \frac{(L-x)}{I(x)} x dx$$

$$E_c = \frac{1}{12} \int_0^L \frac{x^2}{I(x)} dx$$

$$L = 100, \quad I_c = 5,314$$

Après intégration on trouve :

$$E_a = 2,887$$

$$E_b = 2,033$$

$$E_c = 2,887$$

**CHAPITRE II : CALCUL AUTOMATIQUE
DE STRUCTURE**

II METHODE DE CALCUL

La resolution d'un problème par la méthode matricielle et d'autres méthodes numériques nécessite la manipulation de matrices et vecteurs de taille assez importantes et la resolution du système d'équations d'ordre élevé; le recours à la programmation devient alors indispensable.

Mathématiquement, la méthode matricielle revient à poser le problème en terme de résolution d'un système simultanées, écrit sous forme:

$$[K](U) = (F)$$

II-1- Principe de la méthode

L'analyse d'une structure quelconque formée de plusieurs éléments peut être faite en respectant les étapes suivantes:

- 1- calcul de la matrice de rigidité dans le repère local.
- 2- // // // // // // // // global.
- 3- assemblages des matrices et vecteurs élémentaires
- 4- introduction des conditions aux limites
- 5- resolution de système d'équation
- 6- calcul des déplacements et des réactions.

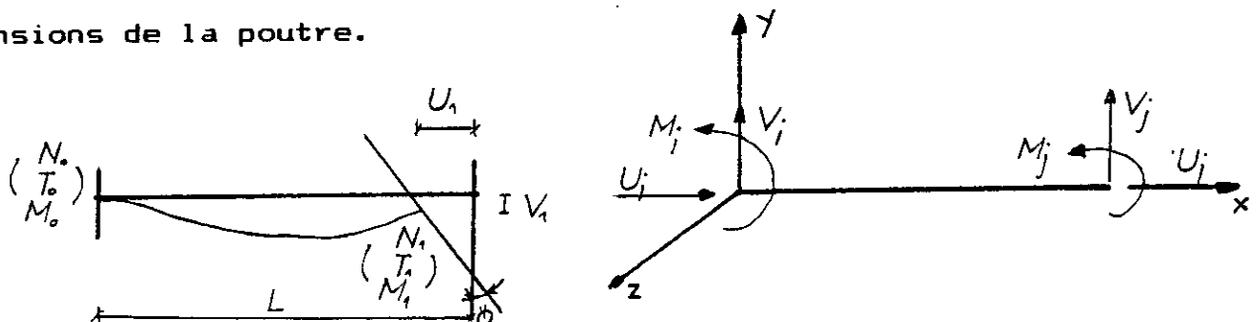
II-2- Calcul de la matrice de rigidité élémentaire

II-2-1- Matrice de rigidité dans le repère local

Pour déterminer la matrice de rigidité élémentaire dans le repère local de l'élément, étudions la figure représentant le cas typique d'un élément d'une structure à noeud rigides.

Cette barre est soumise à des déplacements imposés à l'une de ses extrémités:

naturellement ces déplacements: sont petits par rapport aux dimensions de la poutre.



Nous avons affaire à un système hyperstatique de 3 degré de liberté.

Nous prendrons comme inconnues hyperstatiques: N_1 , T_1 , M_1 .

Les equations d'équilibre donnent:

$$N. + N_1 = 0$$

$$T. + T_1 = 0$$

$$M. + M_1 + T_{1,2} = 0$$

Les efforts dans la barre sont les suivantes:

$$N = N$$

$$M = T_1 (L - x) + M_1$$

$$T = T_1$$

On definit le potentiel élastique d'une poutre comme representant le travail effectué par les forces extérieures pour amener la poutre depuis son état finale de déformé.

Le potentiel élastique par unité de longueur est défini par:

$$U = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{EA} N^2 + \frac{1}{EI} M^2 \right)$$

Nous pouvons donc calculer ce potentiel a pour toutes les sections de notre poutre. On obtient alors le potentiel élastique total de la poutre noté W par:

$$W = \int_0^L U dx$$

Dans notre cas on a:

$$U = \frac{1}{2} \left(\frac{N_1^2}{EA} + \frac{(T_1(L-X) + M_1)^2}{EI} \right)$$

L'énergie potentielle totale est donnée par:

$$W = \frac{1}{EI} \int_0^L \left(\frac{N_1^2}{A} + \frac{T_1^2 (L-X)^2}{I} + \frac{2 T_1 M_1 (L-X)}{I} + \frac{M_1^2}{I} \right) dx$$

Compte tenu des déplacements imposés, U_1, V_1, θ_1 de l'extrémité droite nous pouvons écrire en ce point:

$$U = \frac{dW}{dN_1} = \frac{N_1}{E} \left(\frac{dx}{SA} \right) = \frac{N_1}{E} \delta$$

$$V = \frac{dW}{dT_1} = \frac{1}{E} \left(T_1 \int_0^L \frac{(L-X)^2}{IX} dx + M_1 \int_0^L \frac{(L-X)^2}{IX} dx \right) = \frac{1}{E} (T_1 b + M_1 c)$$

$$\theta = \frac{dW}{dM_1} = \frac{1}{E} \left(T_1 \int_0^L \frac{(L-X)^2}{IX} dx + M_1 \int_0^L \frac{dx}{IX} \right) = \frac{1}{E} (T_1 c + M_1 d)$$

Nous pouvons donc utiliser une notation matricielle pour exprimer la relation linéaire entre les efforts et les déplacements pour exprimer cette relation soit:

Nous pouvons donc calculer les efforts N_0, T_0, M_0 à partir de N_1, T_1, M_1

$$\begin{pmatrix} N_0 \\ T_0 \\ M_0 \end{pmatrix} = \frac{1}{(bd - c^2)} \begin{pmatrix} \frac{E(bd - c^2)}{a} & 0 & 0 \\ 0 & d & c \\ 0 & c \cdot Ld & cL - b \end{pmatrix} \begin{pmatrix} U_1 \\ V_1 \\ \theta_1 \end{pmatrix}$$

Nous pouvons en effet calculer les efforts N_0, T_0, M_0 en fonction de N_1, T_1, M_1

$$\begin{pmatrix} N_0 \\ T_0 \\ M_0 \end{pmatrix} = \frac{1}{(bd - c^2)} \begin{pmatrix} \frac{E(bd - c^2)}{a} & 0 & 0 \\ 0 & d & c \\ 0 & Ld - c^2 & L \cdot 2Lc + b \end{pmatrix} \begin{pmatrix} U_0 \\ V_0 \\ \theta_0 \end{pmatrix}$$

- On peut exprimer aussi une relation matricielle entre les efforts N_1, T_1, M_1 et les déplacements U_1, V_1, Y_1 .

$$\begin{pmatrix} N_1 \\ T_1 \\ M_1 \end{pmatrix} = \frac{1}{bd - c^2} \begin{pmatrix} \frac{E(bd - c^2)}{a} & 0 & 0 \\ 0 & -d & c \cdot Ld \\ 0 & c & cL - b \end{pmatrix} \begin{pmatrix} U_1 \\ V_1 \\ \theta_1 \end{pmatrix}$$

En conclusion la matrice de rigidité (k) dans le repère local.

$$[K] = \frac{1}{bd-c^2} \begin{pmatrix} \frac{E(bd-c^2)}{a} & 0 & 0 & \frac{E(bd-c^2)}{a} & 0 & 0 \\ & d & Ld-c & 0 & -d & c \\ & & dL-2Lc+b & 0 & cL-d & cL-b \\ & & & \frac{E(bd-c^2)}{a} & 0 & 0 \\ & & & & d & c \\ & & & & & b \end{pmatrix}$$

La matrice de rigidité obtenue possède les propriétés suivantes:

- 1- k^* : matrice carrée de dimension $n \times \mu$
 n : représente le membre de degré de liberté
- 2- k : matrice symétrique

Remarque

$$I = C^{1e} \quad b = \frac{L^3}{3EI} \quad c = \frac{L^2}{2EI} \quad d = \frac{L}{EI}$$

$$a = \frac{L}{S}$$

On obtient donc:

$$[K] = \begin{pmatrix} \frac{ES}{L} & 0 & 0 & -\frac{ES}{L} & 0 & 0 \\ & \frac{12EI}{L^3} & \frac{EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ & & \frac{EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ & & & \frac{ES}{L} & & \\ & & & & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ & & & & & \frac{4EI}{L} \end{pmatrix}$$

II-2-2- matrice de rigidité dans le repère global

Dans le cas général, une structure peut être composée de plusieurs éléments disposés dans des directions différentes donc pour déterminer la matrice de rigidité globale de la structure, il est nécessaire de calculer (k) non pas dans le repère local de l'élément mais dans le repère global adapté pour toute la structure.

$$[\bar{K}] = [T]^T [K] [T]$$
$$[T] = \begin{pmatrix} \cos\theta & \sin\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \sin\theta & \cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sin\theta & \cos\theta & 1 \\ 0 & 0 & 0 & \sin\theta & \cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

II-3- Assemblages des matrices et vecteurs élémentaires

La phase d'assemblage consiste à construire les matrices (k) et (F) de la structure complète à partir des matrices caractéristiques des différents éléments (k^e) (vide), préalablement calculer par le biais de la numérotation faite par la correction.

II-4- Introduction des conditions aux limites

La matrice de rigidité est singulière, pour palier à cela, on doit introduire les C.A.L.

Il y'a plusieurs techniques qui traite ce problème

II-4-1- Technique d'élimination:

Cette technique élimine la ligne et la colonne correspond au degré de liberté restreint.

II-4-2- Technique du terme diagonal dominant

Dans notre programme, on a utilisé cette technique, car elle est facile à programmer.

Elle consiste à ajouter un terme très grand vide au terme diagonal de la matrice de rigidité correspondant au ddl

restreint et remplacer la force correspondante par le déplacement prescrit multiplier par ce même facteur α .

$$\begin{pmatrix} K_{11} & K_{12} & \dots & K_{1i} & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & \dots & K_{2i} & K_{2n} \\ K_{i1} & K_{i2} & \dots & K_{ii+\alpha} & K_{in} \\ K_{n1} & \dots & \dots & \dots & K_{nn} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_i \\ U_n \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_{id} \\ F_n \end{pmatrix}$$

II-5- Methode de resolution

Dans notre programme on a utilisé la méthode d'élimination de GAUSS.

Les expressions générales appelées algorithmes pour la procédure d'élimination de Gauss sont:

$$K_{ij}^k = K_{ij}^{k-1} - K_{ik}^{k-1} K_{kj}^k / K_{kk}^k$$

$$F_i^k = F_i^{k-1} - K_{ik}^{k-1} F_k^k / K_{kk}^k \quad i, j = k+1, \dots, n$$

III-6- Calcul des efforts interieurs dans les éléments

Pour la détermination des efforts intérieurs dans les éléments on doit résoudre le système suivant:

$$(F) = [K] (T) (U)$$

(F): Le vecteur des efforts intérieurs dans l'élément

(k): la matrice de rigidité élémentaire dans le repère local de l'élément

(u): vecteur déplacement nodal dans le repère global de la structure

(T): matrice de transformation.

II-7- Transformation d'un chargement en forces nodales équivalents:

La relation (k) (u)=(F) est une relation nodale, un chargement en travée doit être modifié pour pouvoir traiter le problème.

Exemple d'application - chargement repartie - inertie variable.

Nous avons affaire à un système hyperstatique

Pour déterminer la réduction du chargement aux noeuds on utilise la méthode des forces.

- calcul des inconnues hyperstatiques

$$\delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 = -\delta_{1P}$$

$$\delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 = -\delta_{2P}$$

$$\delta_{11} = \int_0^{L_1} \frac{M_1^2(x)}{EI(x)} dx$$

$$\delta_{12} = \int_0^L \frac{M_1(x) M_2(x)}{EI(x)} dx$$

$$\delta_{21} = \int_0^L \frac{M_2(x) M_1(x)}{EI(x)} dx$$

$$\delta_{22} = \int_0^{L_2} \frac{M_2^2(x)}{EI(x)} dx$$

$$\delta_{1P} = \int_0^L \frac{M_1(x) M_P(x)}{EI(x)} dx$$

$$\delta_{2P} = \int_0^L \frac{M_2(x) M_P(x)}{EI(x)} dx$$

$$X_1 = \frac{\delta_{1P} + \delta_{12} X_2}{\delta_{11}}$$

$$X_2 = \frac{\delta_{12} \delta_{1P} / \delta_{11} - \delta_{2P}}{\delta_{22} - \delta_{12}^2 / \delta_{11}}$$

- calcul de $M_1(x)$ et de $T(x)$

$$M_1(x) = 1$$

$$T_1(x) = 0$$

- calcul de $M_2(x)$ ET DE $T_2(x)$

$$M_2(x) = -x$$

$$T_2(x) = -1$$

-calcul de $M_P(x)$ et de $T_P(x)$

$$M(x) = qx^2/2$$

$$T(x) = qx$$

-calcul de δ_{ij}

$$E \delta_{11} = 984$$

$$E \delta_{12} = -492,03$$

$$E \delta_{22} = 28872,1$$

$$E \delta_{1P} = 14436,05$$

$$E \delta_{2P} = -935353,73$$

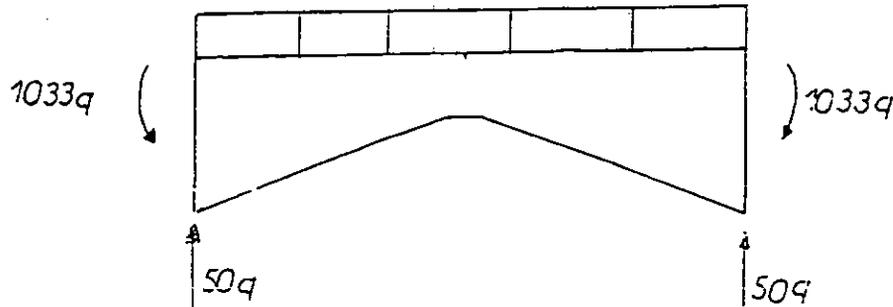
donc :

$$x_1 = 50q \quad x_2 = 1033q$$

- Les expressions de $M(x)$ et de $T(x)$ sont :

$$T(x) = qx - x_2 = qx - 50q$$

$$M(x) = qx \frac{x}{2} - 50qx + 1033q$$



II-8- Approche informatique:

Nous avons vu les différentes phases du déroulement des calculs par les méthodes du rigidité. Ces diverses phases nous permettent de dresser l'organigramme du programme informatique et de définir les différentes étapes de calcul.

Entrée des données

Pour qu'on puisse résoudre le problème, le module d'entrée des données doit transmettre toutes les informations nécessaires aux autres parties du programme de façon à permettre la construction de tous les tableaux qui sont utilisés par la suite.

La subroutine de lectures des données permet l'introduction des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments

La lecture des données consiste en :

- données préliminaires

NNoeud: nombre de noeud de la structure

NELEM: nombre d'élément

NNBOQ: nombre de noeud bloqués

NFRI: nombre de force intermédiaire

NFRN: nombre de force nodale

- données géométrique et physiques
- Introduction des coordonnées x, y des noeuds composant la structure
- Introduction des connectivités des éléments
- Introductions des propriétés mécaniques et géométrique de chaque éléments (E, a, b, c, d)
- Introduction des valeurs des forces nodales appliquées à la structure
- Introduction des degrés de liberté bloqués au niveau de chaque supports
- Les autres sous programmes utilisés dans le programme sont:
 - Subroutine de calcul des matrices élémentaires de chaque élément.
 - Subroutine de calcul de la matrice de rigidité global
 - Subroutine de calcul de la transformée des efforts fixes de l'élément dans le repère global
 - Subroutine de formation du vecteur force dans le repère global
 - Subroutine d'introduction des conditions aux limites
 - Subroutine de résolution du système des équations par la méthode de Gauss
 - Subroutine d'impression des déplacements des noeuds
 - Subroutine de calcul et d'impression des efforts dans les éléments dans le repère local
 - Subroutine de calcul et impression des réactions aux niveau des supports.

III-9- Calcul des quantités a, b, c, d.

III-9-1- TRAVE DE RIVE

Application:

$$s_1 = 6,25m, L = 55m, I_c = 5,314m^4, B_c = 6,53m^2, B_p = 10,8m^2$$

Après intégration on trouve:

$$a = 268,641$$

$$b = 8885,08$$

$$c = 216,28$$

$$d = 5,97$$

III-9-2-travé centrale

$$L = 100m, I_c = 5,314m^4, B_c = 6,53m^2, B_p = 10,8m^2$$

Après intégration on trouve:

$$a = 549,10$$

$$b = 28883,20$$

$$c = 492,20$$

$$d = 9,84$$

*CHAPITRE III : CHARGEMENT ET PHASE
DE CALCUL*

III.1. CINEMATIQUE DE CONSTRUCTION DU TABLIER

III.1.1 Réalisation de 1^{ère} partie

- Construction du voussoir sur pile avec coffrage traditionnel
 - Sur cales du béton (encastrement provisoire) pour la pile.
 - Encastré d'une manière permanente pour les piles
- Montage des équipages mobiles, réalisation à l'avancement de voussoirs de 5m de long de part et d'autre pour les fléaux lors de l'exécution des fléaux, l'ouvrage fonctionne en console système isostatique) sous l'action de son poids propre et des surcharges de chantiers.
- Construction de la partie coulée sur cintre - travée de rive.
- Démontage des équipages, réalisation du clavage de la travée de rive et mise en tension d'une partie des câbles de continuité.
- Décintrement de rive, et mise en tension du reste des câbles de continuité.
- Réalisation du clavage de la 1^{ère} travée intermédiaire et mise en tension de deux câbles de part et d'autre.
- Suppression de la précontrainte verticale pour la pile 1
- Réalisation du clavage de la 2^{ème} travée intermédiaire et mise en tension de deux câbles de part et d'autre.

Après que le béton atteint une résistance suffisante, le reste des câbles de solidarisation sera mis en tension.

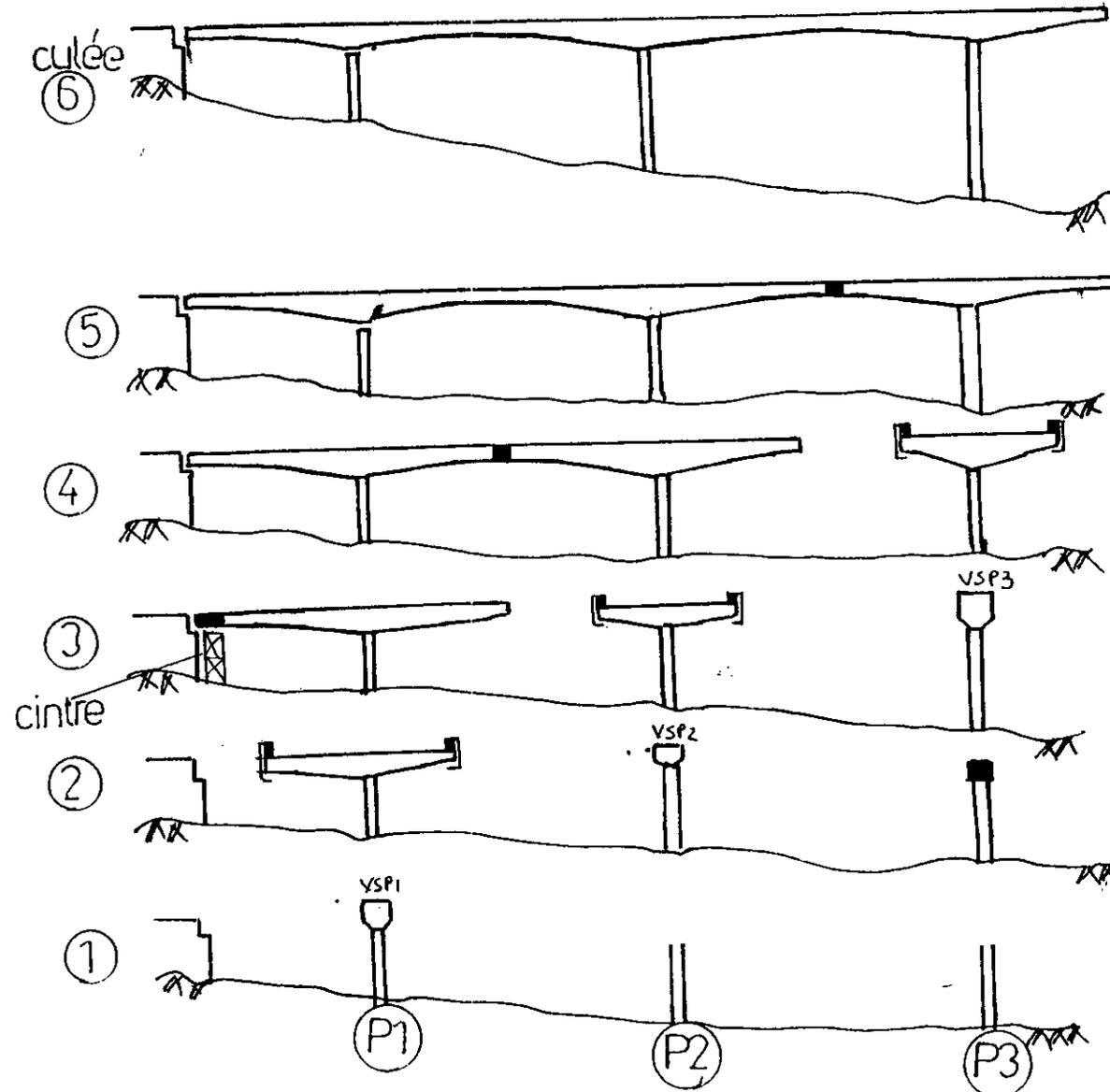
III.1.2 Réalisation de la 2^{ème} partie

La réalisation de cette partie doit strictement suivre la même cinématique de construction que la précédente mais cette fois ci avec un encastrement provisoire au niveau de la pile N° 6.

Une fois on achève l'extension de cette partie on passe à la dernière phase qui consiste au bétonnage du clavage central.

PHASE DE CONSTRUCTION

1^{ère} PARTIE



⑤ clavage intermédiaire

④ clavage intermédiaire

③ clavage de rive

P: PILE

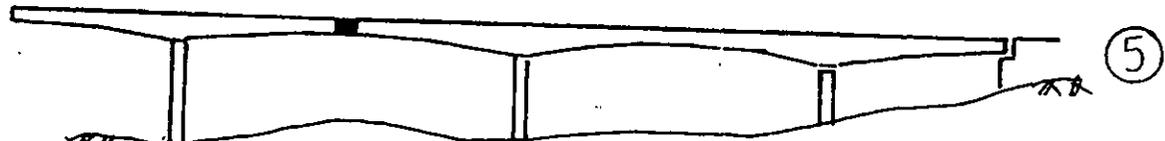
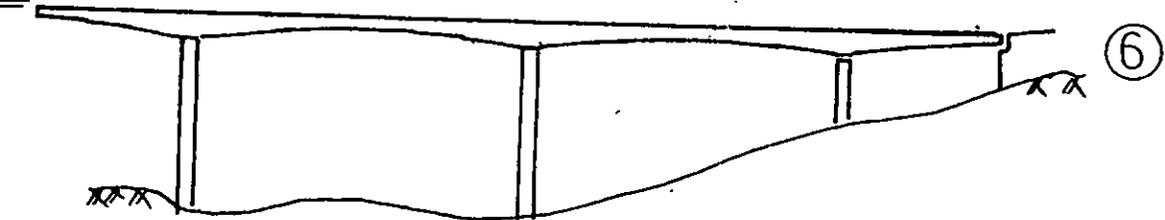
PHASE DE CONSTRUCTION

2^{ème} PARTIE

⑤ clavage intermediair

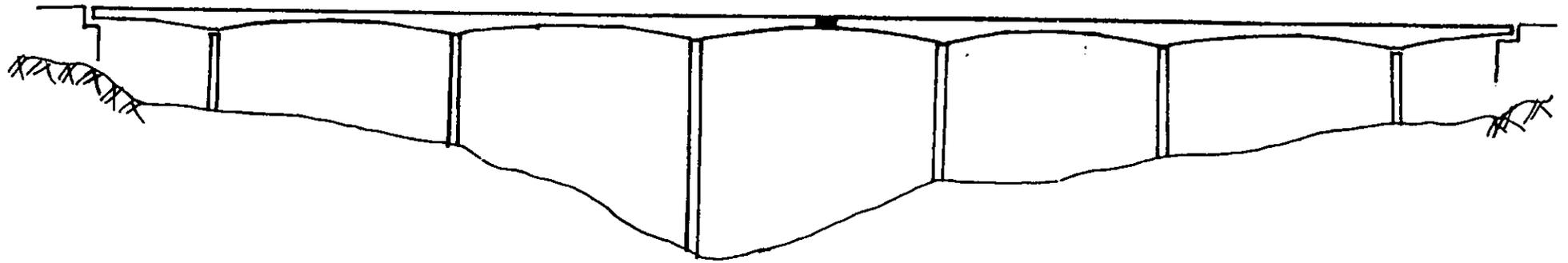
④ clavage intermediair

③ clavage de rive



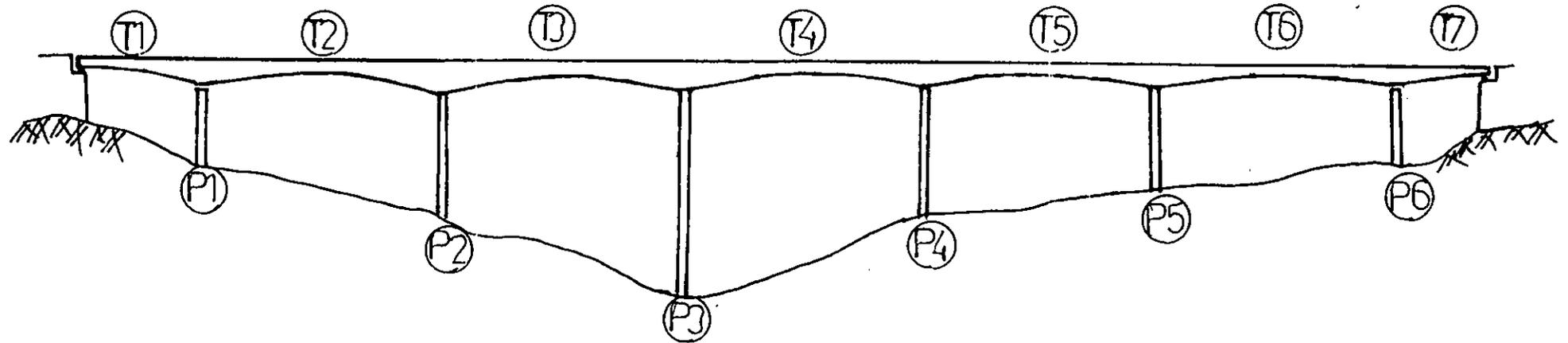
P: PILE

34



PHASE DE CONSTRUCTION - clavage central.

49



PHASE DE SERVICE

P: PILE

T: TRAVÉE

III.2. PHASE DE CONSTRUCTION

La construction du tablier du pont par encorbellement se fait en trois phases.

La succession dans le temps de ces diverses opérations dépend des possibilités du chantier (implantation du matériel, possibilité d'accès, puissance des moyens...) ainsi que la cinématique de construction pour assurer la stabilité de l'ouvrage en phase de construction et en service.

Notre ouvrage qui est à 7 travées va être exécuté dans l'ordre déjà expliqué précédemment:

1^{ère} phase de construction

Lors de l'exécution des fléaux, l'ouvrage fonctionne en console (système isostatique) sous l'action de son poids propre et des surcharges de chantiers.

2^{ème} phase de construction phase des clavages

Elle consiste au bétonnage sur chaque rive des parties coulées sur cintre, qui complètent les travées de rive ainsi que les clavages des travées intermédiaires.

Lors de l'exécution des clavages, l'ouvrage fonctionne en un système continu (système hyperstatique) dont le degré d'hyperstaticité augmente au fur et à mesure de l'avancement des travées clavées.

3^{ème} phase de construction

Elle consiste au bétonnage de clavage central.

III.2.1 1^{ère} phase de construction

Lors de la construction des fléaux, on prend en considération les charges suivantes:

III.2.1.1 Poids propre

Le poids propre exerce l'essentiel de ses effets sur des structures isostatiques (fléaux). Les dernières constituent la majeure partie du tablier puisque le poids des voussoirs de clavages ne modifie que légèrement la distribution des efforts.

L'expression de l'aire de la section au droit d'une position x quelconque à partir de l'axe de la culée est donnée par:

- *Demi fléau travée de rive*

$$S(x) = S_C \left[4 \left(\frac{S_P}{S_C} \right) \left(\frac{x - \delta_L}{L - \delta_L} \right)^2 \right]$$

$$L = 55 \text{ m} \quad \delta_L = 6,25 \text{ m}$$

$$S(x) = 6,53 \left[1 + 0,65 \left(\frac{x - 6,25}{48,75} \right)^2 \right]$$

Densité de poids propre: le poids propre est majoré de 5%

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

$$P(x) = 17,14 \left[1 + 0,65 \left(\frac{x - 6,25}{48,75} \right)^2 \right]$$

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

- Effort tranchant $T(x)$

$$T(x) = + \int_x^l P(t) dt = +1,05 \cdot \gamma_b \int_x^l S(t) dt$$

$$T(x) = 16,325 \left[1 - x - 10,63 \left(1 - \frac{1}{48,75} \right)^3 + 10,63 \left(1 - \frac{x}{48,75} \right)^3 \right]$$

- Moment fléchissant

$$M(x) = -\int_x^1 T(t) dt$$

$$M(x) = -16,325 \left[\frac{1^2}{2} - 1x + \frac{x^2}{2} - 10,63 \left(1 - \frac{1}{48,75} \right)^3 + 10,63 \left(1 - \frac{1}{48,75} \right)^3 x - 129,55 \left(1 - \frac{1}{48,75} \right)^4 + 129,55 \left(1 - \frac{x}{48,75} \right)^4 \right]$$

- Demi-fléau intermédiaire

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

$$P(x) = \gamma_b \cdot S(x) \cdot 1,05 = 17,14 \left[1 + 0,65 \cdot \left(1 - \frac{x}{50} \right)^2 \right]$$

$$T(x) = +\int_x^1 P(t) dt$$

$$T(x) = 16,325 \left[1 - x - 10,9 \cdot \left(1 - \frac{1}{50} \right)^3 + 10,9 \cdot \left(1 - \frac{x}{50} \right)^3 \right]$$

$$M(x) = \int_x^1 T(t) dt$$

$$M(x) = -16,325 \left[\frac{1^2}{2} - 1x + \frac{x^2}{2} - 10,9 \left(1 - \frac{1}{50} \right)^3 + 10,9 \left(1 - \frac{1}{50} \right)^3 x - 136,25 x \cdot \left(1 - \frac{1}{50} \right)^4 + 13,625 \left(1 - \frac{x}{50} \right)^4 \right]$$

III.2.1.2 Poids de l'équipage mobile

L'équipage mobile est constitué par une ossature métallique reposant sur la partie du tablier déjà construite. Les coffrages extérieurs et intérieurs, les passerelles de visite.

Son poids est concentré à l'extrémité du voussoir stable par la précontrainte.

Sa valeur est de 45,6 t.

L'expression de l'effort tranchant est donnée par:

$$T(x) = 45,6 \text{ t}$$

L'expression du moment fléchissant est donnée par:

$$M(x) = -45,6 (1 - x)$$

III.2.1.3. Surcharge répartie

Elle correspond au poids du petit matériel (câbles, compresseurs, pompes, armatures et personnel de chantier). Son intensité est de $Q = 50 \text{ kg/m}^2$.

La section caisson ayant une largeur de 10,42 m on a donc:

$$q = 0,521 \text{ t/ml}$$

l'expression de l'effort tranchant est donnée par:

$$T(x) = 0,521 (1 - x)$$

l'expression du moment fléchissant est donnée par:

$$M(x) = -\frac{0,521}{2} (1 - x)^2$$

III.2.1.4. Surcharge concentrée

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

L'expression de l'effort tranchant est donnée par:

$$T(x) = 5 \text{ t}$$

L'expression du moment fléchissant est donnée par:

$$M(x) = -5 (1 - x)$$

III.2.1.5. Charges dues au vent

En ce qui concerne le vent, le règlement Français évalue son action sur une surface frappée normalement à:

100 kg/m² si la phase de construction n'excède pas un mois.

125 kg/m² si la phase de construction excède un mois.

A défaut de renseignement plus précis, l'angle du vent ascendant agissant sur une console peut être pris égal à 10°, pour une construction d'une durée supérieure, ce qui conduit à une prescription de 22 kg/m².

L'expression de l'effort tranchant est donnée par:

$$T(x) = 0,23 (1 - x)$$

L'expression du moment fléchissant est donnée par:

$$M(x) = -\frac{0,23}{2} (1 - x)^2$$

| | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|----------------|---|--------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|
| S0 | 0 | 386,53 | 1441,06 | 3090,61 | 5099,86 | 7731,36 | 10645,29 | 13931,92 | 17355,94 | 21330,33 | 24872,74 |
| S1 | 0 | 0 | 579,09 | 1748,6 | 3396,13 | 5512,04 | 8090,33 | 11141,45 | 14283,26 | 17942,57 | 22005,12 |
| S ₂ | | | 0 | 556 | 1664,03 | 3223,64 | 5236,83 | 7795,7 | 10524,92 | 13729,38 | 17344,96 |
| S 3 | | | | 0 | 535,85 | 1591,3 | 3477,68 | 5041,97 | 7402,27 | 10153,36 | 13319,68 |
| S 4 | | | | | 0 | 518,65 | 1530,36 | 2938,35 | 4827,94 | 7160,79 | 9887,98 |
| S 5 | | | | | | 0 | 504,4 | 1408,23 | 2865,37 | 4694,9 | 7009,1 |
| S 6 | | | | | | | 0 | 367,03 | 1443,06 | 2797,54 | 4607,76 |
| S 7 | | | | | | | | 0 | 484,74 | 1418,3 | 2759,22 |
| S 8 | | | | | | | | | 0 | 479,34 | 1404,54 |
| S 9 | | | | | | | | | | 0 | 476,89 |
| S 10 | | | | | | | | | | | 0 |

Moment Fléchissant total
demi fléau de rive

Effort tranchant total
demi fléau de rive

| | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|-----|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| S0 | 0 | 156,56 | 288,71 | 411,39 | 523,83 | 633,17 | 734,48 | 831,36 | 924,56 | 1015,4 | 1105,05 |
| S1 | | 0 | 168,72 | 302,94 | 418,01 | 527,19 | 628,63 | 725,37 | 818,49 | 909,31 | 999,05 |
| S2 | | | 0 | 169,03 | 286,37 | 395,05 | 496,52 | 593,24 | 686,44 | 777,28 | 866,85 |
| S3 | | | | 0 | 169,52 | 272,34 | 373,82 | 473,82 | 563,75 | 654,6 | 744,25 |
| S4 | | | | | 0 | 157,24 | 259,4 | 356,07 | 499,33 | 540,17 | 629,83 |
| S5 | | | | | | 0 | 151,34 | 248,79 | 341,98 | 432,83 | 522,48 |
| S6 | | | | | | | 0 | 146,63 | 240,52 | 331,36 | 421,02 |
| S7 | | | | | | | | 0 | 143,79 | 234,64 | 324,29 |
| S8 | | | | | | | | | 0 | 141,45 | 231,1 |
| S9 | | | | | | | | | | 0 | 90,25 |
| S10 | | | | | | | | | | | 0 |

Effort tranchant total
demi fléau intermédiaire

| | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|-----|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|
| S0 | 0 | 156,64 | 289,08 | 412,55 | 525,3 | 635,33 | 737,48 | 834,88 | 928,63 | 1019,85 | 1109,67 |
| S1 | | 0 | 182,93 | 306,19 | 412,22 | 529,28 | 631,43 | 728,82 | 822,57 | 913,79 | 1003,61 |
| S2 | | | 0 | 173,68 | 288,83 | 387,85 | 499,01 | 596,4 | 690,15 | 781,37 | 870,6 |
| S3 | | | | 0 | 165,55 | 273,68 | 366,82 | 473,23 | 566,97 | 658,23 | 748,28 |
| S4 | | | | | 0 | 158,55 | 260,79 | 349,17 | 451,92 | 543,15 | 632,98 |
| S5 | | | | | | 0 | 152,74 | 250,14 | 334,88 | 435,11 | 524,93 |
| S6 | | | | | | | 0 | 147,98 | 241,73 | 332,96 | 422,79 |
| S7 | | | | | | | | 0 | 144,33 | 235,57 | 325,39 |
| S8 | | | | | | | | | 0 | 141,81 | 231,64 |
| S9 | | | | | | | | | | 0 | 140,45 |
| S10 | | | | | | | | | | | 0 |

Moment Fléchissant total
demi Fléau intermédiaire

| | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|-----|---|---------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| S0 | 0 | -386,72 | -1443,24 | -3098,37 | -5217,71 | -7763,88 | -1069,22 | -13822,12 | -17447,21 | -21437,4 | -26063,13 |
| S1 | | 0 | -2543,56 | -5482,56 | -5022,36 | 6844,66 | -8867,43 | -11629,65 | -14553,1 | -1783,24 | -22102,57 |
| S2 | | | 0 | -2525,9 | -3571,26 | -4872,14 | -6592,02 | -8696,95 | -11170,45 | -14012,39 | -17419,6 |
| S3 | | | | 0 | -2506,06 | -3285,5 | -4513,28 | -6150,15 | -8173,63 | -10578,28 | -13375,14 |
| S4 | | | | | 0 | -2113,98 | -2849,75 | -4018,45 | -5592,05 | -7559,27 | -9925,79 |
| S5 | | | | | | 0 | -1742,66 | -2443,16 | -3566,78 | -5096,68 | -7032,8 |
| S6 | | | | | | | 0 | -1348,93 | -2022,6 | -3115,14 | -4620,99 |
| S7 | | | | | | | | 0 | -1034,61 | -1689,81 | -2765,31 |
| S8 | | | | | | | | | 0 | -761,4 | -1406,57 |
| S9 | | | | | | | | | | 0 | -477,202 |
| S10 | | | | | | | | | | | 0 |

III.2.2. 2^{ème} phase de construction

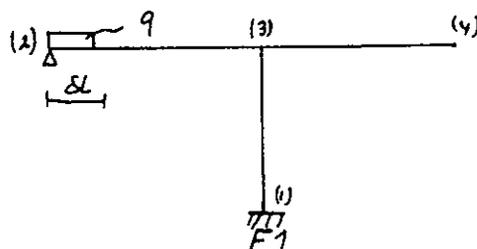
III.2.2.1. 1^{ère} partie

- Clavage de rive C1

En général à chaque extrémité du tablier, on effectue le clavage de chaque fléau de rive avec une partie coulée sur cintre, dès l'achèvement de ces fléaux, puis on place ces parties d'ouvrages sur appuis définitifs.

La structure constituée par le fléau 1 de rive solidarisé à la partie coulée sur cintre est isostatique, une fois la mise sur appui définitif réalisé ainsi que la mise en tension des câbles de continuité. Elle est donc le siège de sollicitations calculables comme si elle était coulée sur cintre.

Le schéma statique devient comme suit:



q: étant la charge due au clavage et est égale à: $q = 2,5 S_c = 16,325 \text{ t/ml}$.

Une fois on introduit les données nécessaires caractérisant la structure (voir chapitre II) dans le programme, on obtient les résultats suivants

$$M_{1-2} = - 243,25 \text{ t m}$$

$$M_{3-2} = - 244,65 \text{ t m}$$

$$M_{2-1} = 244,65 \text{ t m}$$

$$M_{3-4} = 0 \text{ t m}$$

$$M_{2-3} = 0 \text{ t m}$$

$$M_{4-3} = 0 \text{ t m}$$

- Expression des efforts tranchants et moments fléchissants:

Travée de rive:

$$0 \leq x \leq \delta L$$

$$M(x) = 1.35 x \text{ (t.m)}$$

$$\delta L \leq x \leq L$$

$$M(x) = 1.35 x - 8.162 (x - 48.75)^2 \text{ (t.m)}$$

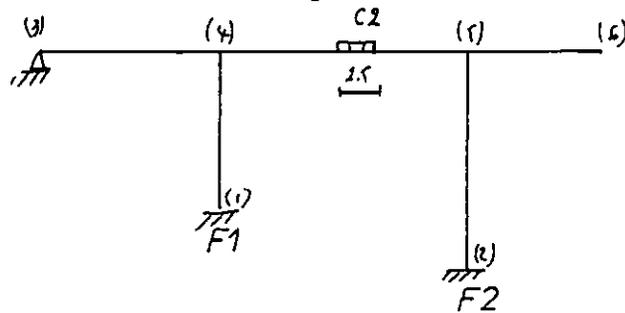
$$0 \leq x \leq 8L \quad T(x) = 1.35$$

$$8L \leq x \leq L \quad T(x) = 1.35 - 16.324(x - 48.75)$$

- 1^{er} clavage intermédiaire C2

Le clavage entre le fléau 2 et la structure précédente s'effectue en exécutant un voussoir de clavage entre leurs extrémités en regard, puis mise en tension des câbles de continuités, en général on donne au voussoir de clavage une dimension longitudinale suffisante (2 m à 2,5) pour permettre la mise en tension de câbles ancrés dans les derniers voussoirs courants des fléaux. Le voussoir de clavage est alors coulé dans un équipage de clavage, qui est fréquemment l'un des deux équipages mobiles.

On obtient ainsi le schéma statique suivant:



Pour la résolution de cette structure, on introduit les données nécessaires (voir chapitre II) dans le programme établi et les résultats suivants sont obtenus:

| | |
|----------------------------------|----------------------------------|
| $M_{1-4} = 48,73 \text{ t m}$ | $M_{4-3} = - 65,53 \text{ t m}$ |
| $M_{4-1} = - 591,07 \text{ t m}$ | $M_{4-5} = 656,60 \text{ t m}$ |
| $M_{2-5} = 420,32 \text{ t m}$ | $M_{5-4} = - 672,56 \text{ t m}$ |
| $M_{5-2} = 672,56 \text{ t m}$ | $M_{5-6} = 0 \text{ t m}$ |
| $M_{3-4} = 0 \text{ t m}$ | $M_{6-5} = 0 \text{ t m}$ |

- Expressions du moment fléchissant et de l'effort tranchant

Travée de rive:

$$M(x) = 1,18 x \quad (\text{t m})$$

$$T(x) = 1,18 \quad (\text{t m})$$

Travée intermédiaire:

$$0 \leq x \leq 48,75 \quad \begin{aligned} M(x) &= 20,24 x - 656,60 & (\text{t m}) \\ T(x) &= 20,24 & (\text{t}) \end{aligned}$$

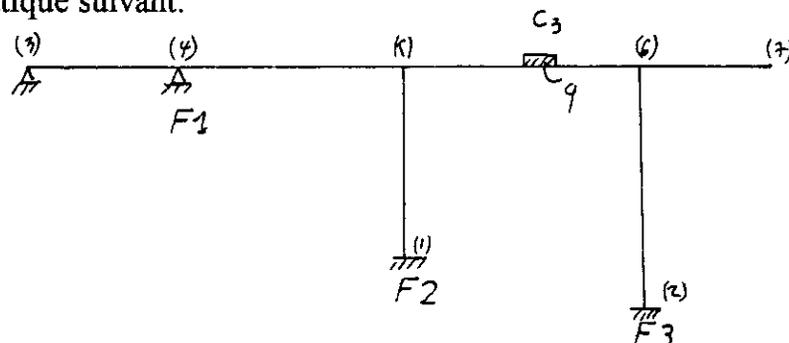
$$48,75 \leq x \leq 51,25 \quad \begin{aligned} M(x) &= 20,24 x - 8,162(x - 48,75)^2 - 656,60 & (\text{t m}) \\ T(x) &= -16,325 x + 816,08 & (\text{t}) \end{aligned}$$

$$51,25 \leq x \leq 100 \quad \begin{aligned} M(x) &= -20,57 x + 1383,9 & (\text{t m}) \\ T(x) &= -20,57 & (\text{t}) \end{aligned}$$

- 2^{ème} clavage intermédiaire C3

Cette étape consiste à réaliser la continuité entre le fléau 3 et la structure précédente avec le voussoir dit de clavage.

Après suppression de la précontrainte verticale pour la pile 1, on obtient le schéma statique suivant:



On utilisant le programme établi, on obtient les résultats suivants:

$$M_{1-5} = -104,73 \text{ t m}$$

$$M_{4-5} = -29,44 \text{ t m}$$

$$M_{5-1} = -590,46 \text{ t m}$$

$$M_{5-4} = -57,17 \text{ t m}$$

$$M_{2-6} = 409,78 \text{ t m}$$

$$M_{5-6} = 647,63 \text{ t m}$$

$$M_{6-2} = 667,27 \text{ t m}$$

$$M_{6-5} = -667,27 \text{ t m}$$

$$M_{3-4} = 0 \text{ t m}$$

$$M_{6-7} = 0 \text{ t m}$$

$$M_{4-3} = 29,44 \text{ t m}$$

$$M_{7-6} = 0 \text{ t m}$$

- Expressions du moment fléchissant et de l'effort tranchant

- Travée clavée:

$$0 \leq x \leq 48,75 \quad M(x) = 20,21 x - 647,63$$

$$T(x) = 20,21$$

$$48,75 \leq x \leq 51,25 \quad M(x) = 20,21 x - 8,162(x - 48,75)^2 - 647,63$$

$$T(x) = -16,325 x + 816$$

$$51,25 \leq x \leq 100 \quad M(x) = -20,60 x + 1392,87$$

$$T(x) = -20,60$$

- Autres travées

Pour les autres travées il suffit d'appliquer les formules suivantes:

$$M(x) = M_{iso}(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L}$$

$$V(x) = V_{iso}(x) + \frac{-M_i + M_{i+1}}{L}$$

$M_{iso}(x)$: Moment isostatique.

$V_{iso}(x)$: Effort tranchant isostatique.

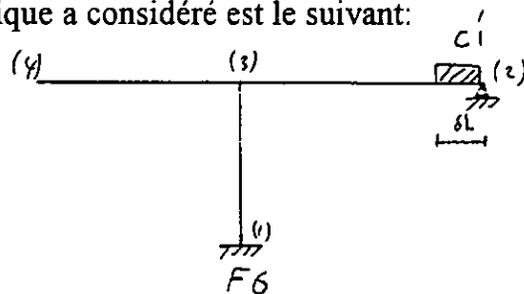
$M_{iso}(x) = 0$, $V_{iso}(x) = 0$, puisque les travées ne sont pas chargées.

III.2.2.2. 2^{ème} partie

Un calcul analogue à celui, de la première partie est établi, la seule différence réside dans la hauteur des piles et le sens de parcours des clavages.

- Clavage de rive C'1

Le schéma statique a considéré est le suivant:



En utilisant le programme établi, on obtient:

$$\begin{aligned} M_{1-3} &= -264,86 \text{ t m} & M_{3-2} &= 220,98 \text{ t m} \\ M_{3-1} &= -220,98 \text{ t m} & M_{3-4} &= 0 \text{ t m} \\ M_{2-3} &= 0 \text{ t m} & M_{4-3} &= 0 \text{ t m} \end{aligned}$$

- Expressions du moment fléchissant et de l'effort tranchant

- Travée de rive:

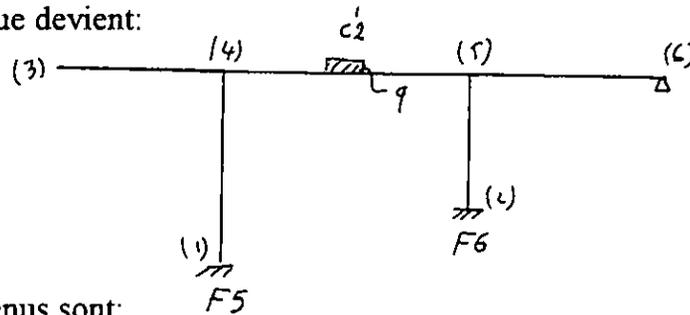
$$0 \leq x \leq \delta L \quad \begin{aligned} M(x) &= 1,78 x - 220,98 \\ T(x) &= 1,78 \end{aligned}$$

$$\delta L \leq x \leq L \quad \begin{aligned} M(x) &= 1,78 x - 8,162 (x - 48,75)^2 - 220,98 \\ T(x) &= -16,325 x + 797,57 \end{aligned}$$

- 1^{er} clavage intermédiaire C2

Cette étape consiste à réaliser la continuité entre le fléau 2' et la structure précédente avec le voussoir dit de clavage et cela par coulage puis mise en tension des câbles de continuité:

Le schéma statique devient:



Les résultats obtenus sont:

$$\begin{aligned}
 M_{1-4} &= -225,77 \text{ t m} & M_{4-3} &= 0 \text{ t m} \\
 M_{4-1} &= -664,31 \text{ t m} & M_{4-5} &= 664,31 \text{ t m} \\
 M_{2-5} &= -109,57 \text{ t m} & M_{5-4} &= -616,22 \text{ t m} \\
 M_{5-2} &= 547,54 \text{ t m} & M_{5-6} &= 68,68 \text{ t m} \\
 M_{3-4} &= 0 \text{ t m} & M_{6-5} &= 0 \text{ t m}
 \end{aligned}$$

- Expressions du moment fléchissant et de l'effort tranchant

- Travée de rive:

$$M(x) = 68,68 \left(1 - \frac{x}{100}\right)$$

$$T(x) = -0,686$$

- Travée intermédiaire:

$$\begin{aligned}
 0 \leq x \leq 48,75 & & M(x) &= 20,9x - 664,31 \quad (\text{tm}) \\
 & & T(x) &= 20,9 \quad (\text{t})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 48,75 \leq x \leq 51,25 & & M(x) &= 20,9x - 8,162(x - 48,75)^2 - 664,31 \quad (\text{tm}) \\
 & & T(x) &= -16,325x + 816,74 \quad (\text{t})
 \end{aligned}$$

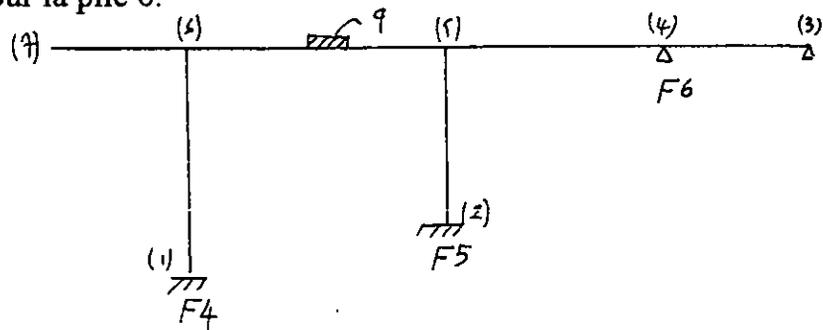
$$51.25 \leq x \leq 100$$

$$M(x) = -19.91x + 1376.19 \quad (\text{tm})$$

$$T(x) = -19.91$$

- 2^{ème} clavage intermédiaire C3

Dans cette phase, on réalise la continuité entre le fléau 3' et la structure précédente, le schéma statique devient après suppression de la précontrainte verticale pour la pile 6.



Après résolution on obtient:

$$M_{1-6} = -380,83 \text{ t m}$$

$$M_{5-4} = 79,98 \text{ t m}$$

$$M_{6-1} = -649,23 \text{ t m}$$

$$M_{5-6} = -645,68 \text{ t m}$$

$$M_{2-5} = 161,70 \text{ t m}$$

$$M_{6-5} = 649,23 \text{ t m}$$

$$M_{5-2} = 565,71 \text{ t m}$$

$$M_{6-7} = 0 \text{ t m}$$

$$M_{3-4} = 0 \text{ t m}$$

$$M_{7-6} = 0 \text{ t m}$$

$$M_{4-3} = -41,14 \text{ t m}$$

$$M_{4-5} = 41,14 \text{ t m}$$

- Expressions du moment fléchissant et de l'effort tranchant

- Travée clavée:

$$0 \leq x \leq 48.75$$

$$M(x) = 20.44x - 649.23 \quad (\text{tm})$$

$$T(x) = 20.44 \quad (\text{t})$$

$$48.75 \leq x \leq 51.25$$

$$M(x) = 20.44x - 8.162(x - 48.75)^2 - 649.23 \quad (\text{tm})$$

$$T(x) = -16.325x + 816.23$$

$$51.25 \leq x \leq 100$$

$$M(x) = -20.37x + 1391.27$$

$$T(x) = -20.37$$

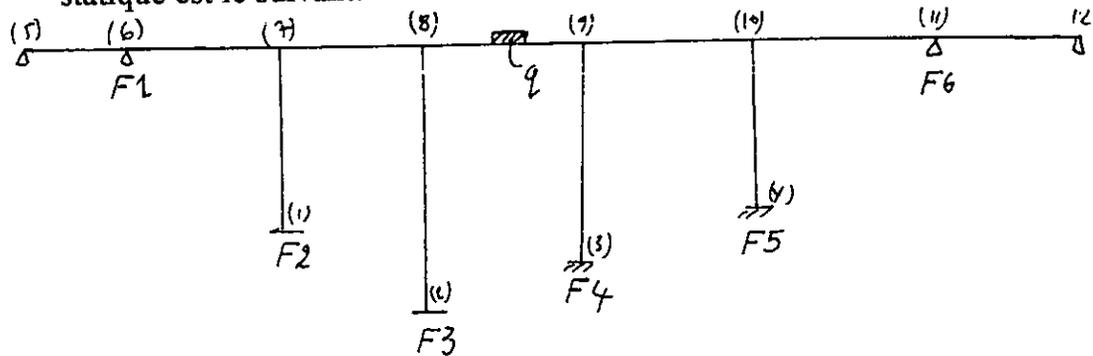
- Autres travées:

Pour l'expression des efforts tranchants et moments fléchissants, il suffit d'appliquer les formules III.1.

III.2.3. 3^{ème} phase de construction

La troisième phase de construction consiste au clavage central du pont en assurant ainsi la liaison des deux parties déjà construites.

Dans cette phase, le pont se présente sous forme définitive dans le schéma statique est le suivant:



Après introduction des données nécessaires dans le programme, on obtient les résultats suivants:

| | | |
|---------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|
| $M_{1-7} = 135,57 \text{ tm}$ | $M_{5-6} = 0 \text{ tm}$ | $M_{9-10} = 2038 \text{ tm}$ |
| $M_{7-1} = 241,83 \text{ tm}$ | $M_{6-5} = -1696,38 \text{ tm}$ | $M_{10-9} = -2132,86 \text{ tm}$ |
| $M_{2-8} = -1,84 \text{ tm}$ | $M_{6-7} = 1696,38 \text{ tm}$ | $M_{10-11} = 2572,18 \text{ tm}$ |
| $M_{8-2} = -15,38 \text{ tm}$ | $M_{7-6} = -2334,44 \text{ tm}$ | $M_{10-11} = 2572,18 \text{ tm}$ |
| $M_{3-9} = 18,01 \text{ tm}$ | $M_{7-8} = 2092,61 \text{ tm}$ | $M_{11-10} = -1327,77 \text{ tm}$ |
| $M_{9-3} = 31,23 \text{ tm}$ | $M_{8-7} = -2065,66 \text{ tm}$ | $M_{11-12} = 1327,77 \text{ tm}$ |
| $M_{4-10} = -214,49 \text{ tm}$ | $M_{8-9} = 2081,04 \text{ tm}$ | $M_{12-11} = 0 \text{ tm}$ |
| $M_{10-4} = -439,33 \text{ tm}$ | $M_{9-8} = -2069,23 \text{ tm}$ | |

- Expressions du moment fléchissant et de l'effort tranchant

- Travée clavée:

$$0 \leq x \leq 48,75 \quad M(x) = 20,56x - 2081,04 \quad (\text{tm})$$

$$T(x) = 20,56 \quad (\text{t})$$

$$48,75 \leq x \leq 51,25 \quad M(x) = 20,56x - 8,162(x - 48,75)^2 - 2081,04 \quad (\text{tm})$$

$$T(x) = -16,325x + 816,40 \quad (\text{t})$$

$$51,25 \leq x \leq 100 \quad M(x) = -20,25x - 40,54$$

$$T(x) = -20,25$$

- Autres travées:

Pour les expressions des efforts tranchants et moments fléchissant, il suffit d'appliquer les formules III.1.

III.3. PHASE DE SERVICE

Dans cette phase, on étudiera le schéma statique définitif sous les différents surcharges que supporte le pont une fois rendu continu.

Ainsi, dans chaque section critique, on commence par déterminer le moment fléchissant du:

- au poids propres (compte tenu de la cinématique d'exécution envisagée, et y compris les effets des matériels de chantier comme les équipages mobiles ou de clavage, les poutres de pose etc...).
- aux redistributions d'efforts par fluage.
- Aux effets des superstructures, lesquelles agissent une fois le tablier achevé.
- Aux effets des charges d'exploitation (charges réglementaires de chaussées et de trottoirs).

Aux effets thermiques résultants d'un gradient thermique et uniforme qui s'établit entre les fibres extrêmes de la poutre.

Les actions dues au vent ne sont généralement pas considérées pour le dimensionnement du tablier, sauf cas très particulier (par exemple pour des ouvrages en zones cycloniques).

Rappelons enfin que tous les efforts engendrés par les différentes actions sont calculables à l'aide de la méthode matricielle déjà énoncée dans le chapitre III, et formulée par le programme, la seule différence réside dans le vecteur force qui change suivant les cas de chargement.

III.3.1. Calcul des sollicitations

III.3.1.1. Sollicitations dues au poids propre

Les sollicitations qu'engendrent le poids propre sur le pont en service sont déjà calculées précédemment, il suffit juste d'additionner les sollicitations dues au poids propre en phase isostatique et celles dues aux clavages dans l'ordre énuméré dans le paragraphe

III.3.1.2. Sollicitations dues à la surcharge d'exploitation

Pour ce type de pont, les surcharges de type A(1) sont les plus prépondérantes (recommandation SETRA 1993).

- Calcul des caractéristiques du pont:

Largeur roulable du pont: $l_r = 7,50$ m.

Largeur chargeable du pont: $l_s = l_r = 7,50$ m (pont à trottoir).

Nombre de voies du pont: $n = E [l_r / 3] = 2$

Tous les ponts supportant des chaussées de largeur roulable supérieure ou égale à 7 mètres sont rangées en première classe.

Largeur d'une voie: par convention la largeur d'une voie de circulation d'une chaussée est égale au quotient de la largeur chargeable par le nombre de voies.

$$L_v = l_s / n = 3,75 \text{ m}$$

$$A = a_1 a_2 A(l)$$

Avec:

a_1 : coefficient donné en fonction du nombre de voie chargé et de la classe du pont considéré, dans notre cas $a_1 = 1$.

a_2 : est le rapport de l_0 par l_v , $a_2 = 0,934$.

L : largeur chargée en mètre.

L'effet le plus critique est obtenu par la disposition de ces charges engendrant les sollicitations les plus grandes. Pour cela, on distingue plusieurs cas de chargements possibles, et pour chaque cas correspond une longueur chargée.

- 1^{er} cas de chargement

Ce cas consiste à charger une seule travée intermédiaire quelconque

$$L = 100 \text{ m} \qquad A(100) = 3,85 \text{ t/ml.}$$

- 2^{ème} cas de chargement

Ce cas consiste à charger une seule travée de rive gauche ou droite

$$L = 55 \text{ m} \qquad A(55) = 5,36 \text{ t/ml.}$$

- 3^{ème} cas de chargement

Ce cas consiste à charger toutes les travées de pont à l'exception d'une travée intermédiaire quelconque

$$L = 510 \text{ m} \qquad A(510) = 2,09 \text{ t/ml.}$$

- 4^{ème} cas de chargement

Ce cas consiste à charger toutes les travées de pont à l'exception d'une travée de rive gauche ou droite

$$L = 555 \text{ m} \qquad A(555) = 2,05 \text{ t/ml.}$$

- 5^{ème} cas de chargement

Ce cas consiste à charger toutes les travées de pont

$$L = 610 \text{ m} \qquad A(610) = 2,01 \text{ t/ml.}$$

Après avoir introduit les données nécessaires caractérisant la structure ainsi que le cas de chargement considéré on obtient les résultats mentionnés dans l'annexe.

III.1.3.3. Sollicitations dues aux charges du trottoir

La surcharge due au trottoir est équivalente à une charge de 150 kg/ml, reste à déterminer l'effet le plus critique par la disposition des charges afin d'avoir les sollicitations les plus grandes de la même manière que pour les surcharges A(l), les résultats sont mentionnés dans l'annexe.

III.1.3.4. Sollicitations dues aux charge de la superstructure

- Revêtement

Epaisseur du revêtement $e = 0,08 \text{ m.}$

Largeur $l = 2 \times 3,75 = 7,5 \text{ m.}$

Masse volumique $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3.$

Densité de charge $q_r = 0,08 \times 7,5 \times 2,2 = 1,32 \text{ t/ml.}$

- Trottoirs

Les Trottoirs de gauche et de droite sont identiques donc on étudiera par exemple le Trottoir de gauche.

La masse volumique du béton $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$. $q_r = 2 q_{tr} = 1,642 \text{ t/ml.}$

- Barrière

La densité de charge est $q_b = 0,15 \text{ t/ml.}$

Pour deux barrières la densité de charge est: $q_b = 0,30 \text{ t/ml.}$

- Corniches

$$q_c = 0,91 \text{ t/ml.}$$

- Densité de charge de la superstructure

La densité de charge correspondant aux superstructures est évaluée à:

$$q_{ss} = q_r + q_{tr} + q_c = 4,2 \text{ t/ml.}$$

Cette charge s'applique à l'ensemble de l'ouvrage.

Après introduction des données dans le programme on obtient les résultats mentionnés dans les tableaux suivants:

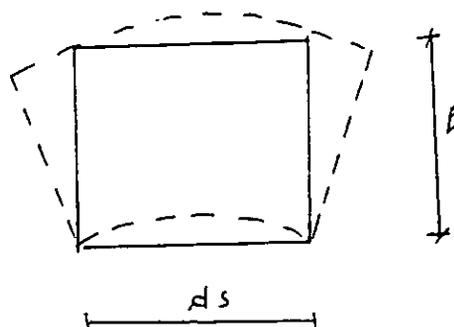
III.1.3.4. Sollicitations dues au gradient thermique

La mesure des variations journalières des réactions d'appuis de certains ouvrages ainsi que les fissurations constatées sur d'autres, ont mis en évidence l'importance des sollicitations de flexions dues aux différentes températures entre les fibres extrêmes d'un tablier en béton.

Ces différences sont dues essentiellement à l'ensoleillement qui, en raison du fort pouvoir absorbant du revêtement de chaussée, entraîne une élévation de température du hourdis supérieur, créant ainsi un gradient thermique dans les sections du tablier.

Par suite d'un fort ensoleillement ou de la mise en oeuvre de la couche de roulement, il en résulte un allongement transversal relatif au hourdis supérieur compris entre les âmes par rapport au hourdis inférieur. C'est à dire la section tend à se déformer pour avoir une courbure vers le haut.

$$\frac{\Delta w}{\Delta s} = \gamma \frac{\Delta \theta}{R}$$



La répartition des températures à l'intérieur de chaque section suit une loi complexe. On peut cependant pour faciliter les calculs assimiler cette loi à une variation linéaire produisant les mêmes effets globaux.

Aussi, en l'absence de résultats expérimentaux plus nombreux considère t-on habituellement deux gradients thermiques supposés tout deux linéaires sur la hauteur de la section. Le premier, dit de courte durée, est compatible avec les charges permanentes et correspond à un écart de température de 10 °C entre fibres extrêmes du tablier. Le second dit de longue durée et est cumulable avec les charges permanentes et les charges d'exploitation et se traduit par un écart de température de 5 °C entre les dites fibres. Dans les deux cas le module de déformation à prendre en compte est le module instantané en raison du caractère journalier des variations de températures.

En admettant que la gradient thermique est constant le long du tablier, la détermination des efforts de flexions qu'il engendre ne présente aucune difficulté particulière.

- Efforts dus au gradient thermique

Pour calculer les efforts induits par les effets thermiques dans une poutre à intrados parabolique encadrée à ses deux côtés, on peut employer la formules des trois moments, en introduisant les rotations isostatiques suivantes:

$$\omega' = \gamma \Delta \theta \int_0^e \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{dx}{H(x)}$$

$$\omega'' = -\gamma \Delta \theta \int_0^e \frac{x}{L} \frac{dx}{H(x)}$$

La formule des trois moments:

$$b_i M_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = W'_{i+1} - W''_i$$

- ◆ Travée centrale

On rappelle l'expression de la hauteur H du caisson:

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

λ : Coefficient de dilatation du béton

E: Module d'élasticité longitudinale instantané du béton.

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

après le calcul de rotation isostatique W de la travée sur appuis, on détermine ensuite les valeurs des moments de flexion on appliquant l'équation des trois moments.

$$M = \frac{w'}{a+b}$$

Avec a, b coefficients de flexibilité.

◆ Application numérique

$$\Delta \theta = 5^\circ \text{C}$$

$$w' = -w'' = 7.83 \times 10^{-4}$$

$$M = 573.24 \text{ t.m}$$

Pour obtenir les moments d'encastrement parfait correspondant à une variation de température égale à 10°C , il faut juste multiplier les moments obtenus pour une variation de température de 5°C par deux, donc $M = 1146,48 \text{ t.m}$.

• Travée de rive gauche

On rappelle l'expression de la hauteur H du caisson:

$$0 \leq x \leq \delta L \quad H(x) = H_c$$

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

◆ Application numérique

$$\delta L = 6.25 \text{ m} \quad L = 55 \text{ m}$$

$$\Delta \theta = 5^\circ \text{C} \quad M = -\frac{w''}{c} = -1328.8 \text{ t.m}$$

$$\Delta \theta = 10^\circ \text{C} \quad M = -2657.6 \text{ t.m}$$

- Travée de rive *droite*

Un analogue à celui de la travée de rive gauche est établi, la seule différence réside dans le signe du moment.

On aboutit aux résultats suivants:

$$\Delta\theta = 5 \text{ }^\circ\text{C} \quad M = 1328,8 \text{ t m}$$

$$\Delta\theta = 10 \text{ }^\circ\text{C} \quad M = 2657,6 \text{ t m}$$

Une fois les moments d'encastremements parfaits connus, on injecte les données nécessaires caractérisant la structure et l'état de chargement appliqué ainsi que les forces nodales dans le programme, les sollicitations dues au gradient thermique sont mentionnés dans l'annexe.

III.1.3.5. Redistribution des efforts par fluage

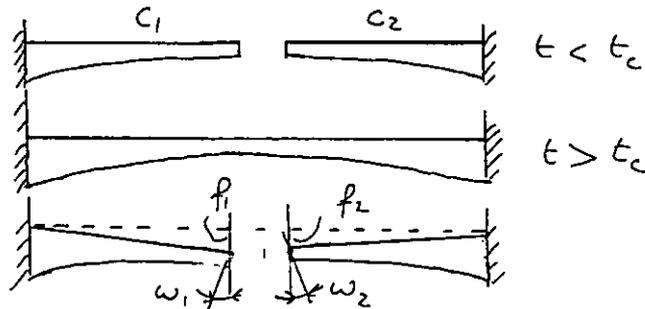
Le fluage du béton entraîne dans les structures hyperstatiques construites selon des schémas statiques évolutifs, une modification progressive dans le temps des efforts calculés, les déformations différées du béton se trouvant d'autant plus en travée que le degré d'hyperstaticité du système est plus grand.

Les sollicitations qui en résultent conduisent à une diminution des moments fléchissants sur appuis et à leur augmentation à la clé.

Le phénomène de fluage a été mis en évidence dans les ouvrages où les articulations permanentes étaient maintenues à la clé des travées. Celles-ci subissaient avec le temps des abaissements progressifs importants. La réduction de telles déformations a pu être obtenue en introduisant la continuité dans les ouvrages. Alors que cette même continuité n'évitait pas l'apparition des efforts de redistribution.

Considérons deux consoles C_1 et C_2 construites par encorbellement et clavées à l'instant t_c .

Avant clavage les deux consoles se déforment par fluage sous l'effet de leur poids propre et de leur précontrainte et subissent à leurs extrémités des rotations w_1 et w_2 ainsi que les déformations verticales f_1 et f_2 croissantes avec le temps.



Ces déformations sont gênées par la solidarisation des consoles qui engendre des efforts hyperstatiques dans la section de clavage. Ces efforts se réduisent à un moment de flexion $M(t)$ annulant la discontinuité " $w_1 - w_2$ " des extrémités des consoles et à un effort $T(t)$ égalent leur déformations f_1 et f_2 .

$M(t)$ et $T(t)$ tendent vers des limites finies M_0 et T_0 , ces limites sont pratiquement atteintes dans un délai de 3 à 5 ans après clavage.

Les règlements imposent de tenir compte d'une règle forfaitaire permettant d'évaluer les efforts au moyen de la formule suivante:

$$S_f = \frac{S_1 + S_2}{2}$$

S_1 : sollicitation dans l'ouvrage calculée selon les phases réelles de construction.

S_2 : sollicitation dans l'ouvrage supposé entièrement coulé sur cintre.

- Calcul des sollicitations correspondants à S_2

Dans ce cas la structure est soumise à un chargement réparti paraboliquement.

- Travée centrale

$$q(x) = 16.325 \left[1 + 0.65 \left(1 - \frac{x}{50} \right)^2 \right]$$

- Travée de rive

$$0 \leq x \leq \delta L \quad q(x) = 16.325 \text{ t/m}^2$$

$$\delta L \leq x \leq L \quad q(x) = 16.325 \left[1 + 0.65 \left(\frac{x - 6.25}{48.75} \right)^2 \right]$$

Après avoir injecté les données nécessaires dans le programme, on obtient les résultats suivants:

| | | |
|----------------------------------|----------------------------------|------------------------------------|
| $M_{1-7} = 1180,90 \text{ tm}$ | $M_{10-4} = -3813,71 \text{ tm}$ | $M_{8-9} = 18954,60 \text{ tm}$ |
| $M_{7-1} = 2096,63 \text{ tm}$ | $M_{5-6} = 0 \text{ tm}$ | $M_{9-8} = -18843,40 \text{ tm}$ |
| $M_{2-8} = -16,69 \text{ tm}$ | $M_{6-5} = -15610,70 \text{ tm}$ | $M_{9-10} = 18571,50 \text{ tm}$ |
| $M_{8-2} = -139,35 \text{ tm}$ | $M_{6-7} = 15610,70 \text{ tm}$ | $M_{10-9} = -19405,60 \text{ tm}$ |
| $M_{8-2} = -139,35 \text{ tm}$ | $M_{6-7} = 15610,70 \text{ tm}$ | $M_{10-11} = 23219,30 \text{ tm}$ |
| $M_{3-9} = 157,65 \text{ tm}$ | $M_{7-6} = -21149,20 \text{ tm}$ | $M_{11-10} = -12399,10 \text{ tm}$ |
| $M_{9-3} = 271,98 \text{ tm}$ | $M_{7-8} = 19052,60 \text{ tm}$ | $M_{11-12} = 399,10 \text{ tm}$ |
| $M_{4-10} = -1860,08 \text{ tm}$ | $M_{8-7} = -18815,20 \text{ tm}$ | $M_{12-11} = 0 \text{ tm}$ |

- Expression des efforts tranchants et moments fléchissants

Pour la détermination de ces expressions, il suffit d'appliquer les formules définies dans III.1, mais cette fois ci avec un moment isostatique.

CHAPITRE IV : ETUDE LONGITUDINALE

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

IV- 1 INTRODUCTION :

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

Les câbles de fléau et les câbles de continuité.

IV- 1-1 Câbles de fléau :

Disposé 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 aux moments négatifs dus au poids propre des voussoirs, d'équipage mobile et de charge de chantier en phase de construction.

- Assurer la tenue des fléaux pendant la construction.

La première condition fixe la force de précontrainte nécessaire sur appui, et la seconde impose le schéma de coblage.

IV-1-2 Câbles de solidarisation :

Les câbles de solidarisation, disposés au voisinage de la clé de chaque travée et destinés à réaliser la continuité du tablier et à s'opposer aux moments fléchissants qui en résultent.

La plus part de ces câbles situés au niveau de la membrure inférieure par suite de la prépondérance des moments fléchissants positifs dus aux charge d'exploitation sont :

- Soit relevés dans les ames et ancrés dans les encoches ménagées dans la membrure supérieur .

- Soit filants dans la membrure inférieur et ancrés dans les bossages certains câbles sont toute fois disposés au droit de la membrure supérieur afin d'assurer la sécurité a rupture du tablier vis à vis des moments flechissants négatifs dus aux surcharges d'exploitation .

IV-2 Etude de la procontrainte fléau :

Le schéma classique à descendre les câbles de fléau dans les âmes à fin de profiter de la réduction d'effort tranchant T_R due aux composantes verticales des efforts de procontrainte.

Les câbles sont alors disposés dans les goussets supérieur, le plus près possible de l'axe des ames, de manière à faciliter leur descente et sont ancrés le plus souvent à l'extrémité de chaque tranche sur la hauteur des ames.

La décroissance du nombre de cable necessaires à partir de l'appui permet d'arrêter des câbles dans chaque voussoir, cependant la puissance des câbles ne doit pas être non plus trop importanté car le nombre de câbles de fléaux doit être au moins égal dans chaque ame au nombre de voussoirs à procontraindre.

IV-2-1 Détermination de la précontrainte de fléau :

Les cables de fléau sont déterminés dans la phase de construction ou les sollicitations sont maximales.

Ces sollicitations créent des contraintes de traction dans les fibres supérieures et des contraintes de compression dans les fibres inférieures.

Donc les cables de précontrainte doivent reprendre la traction en exerçant une contrainte.

$$\begin{aligned} \sigma_p &= \frac{P}{B} + \frac{P_o V}{I} && \text{sur la fibre supérieure} \\ \text{et} \\ \sigma_p &= \frac{P}{B} - \frac{P_o V}{I} && \text{sur la fibre inférieure} \end{aligned}$$

Donc pour reprendre la traction ou doit avoir :

$$\sigma_p = \frac{P}{B} + \frac{P_o V}{I} + \frac{M_v}{I} \geq \bar{\sigma}_{bc}$$

Sans toutefois que les contraintes de compression ne soient dépassées, c'est à dire :

$$\frac{P}{B} - \frac{P_o V}{I} - \frac{M_v}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression

$\bar{\sigma}_{bt}$: Contrainte de traction

P : Effort de précontrainte

- M : Moment fléchissant maximale dû au poids propre plus les surcharges.
- v : Distance du CDG de la section a la fibre superieur
- v' : Distance du CDG de la section à la fibre inférieure.
- I : Moment d'inertie longitudinale de la section
- e : Distance de P au CDG

Cependant en classe I de BPEL 83, on doit s'assurer que sous les sollicitations de construction (service) les contraintes normales de flexion sont toujours des compressions (contrainte de traction nulle) ceci est en fait une justification de l'ouvrage aux états limites de service.

En ce qui concerne le pont dont on fait l'étude, celui-ci est réellement justifiée en classe I.

Au stade de cette justification on aura :

$$\frac{P}{B} + \frac{P_0 v}{I} = \frac{Mv}{I} \quad (M(0))$$

$$P \left(\frac{1}{B} + \frac{P_0}{I} \right) = \frac{M}{I} v$$

$$P = \frac{M v / I}{\frac{1}{B} + e \frac{v}{I}} \quad (VI-1)$$

Dans cette dernière expression P et e sont des inconnues, pour cela on détermine p en se fixant e ou part alors de l'hypothèse des câbles équivalents. On supposera que ces derniers se répartissent en nappes et chaque nappe correspond à un câble équivalent.

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

1ère nappe recevant les câbles

2ème nappe recevant les câbles des voussoirs

3ème nappe recevant les câbles des voussoirs

L'excentricité moyenne sera donc : $e = v - d$

d : Distance d'enrobage

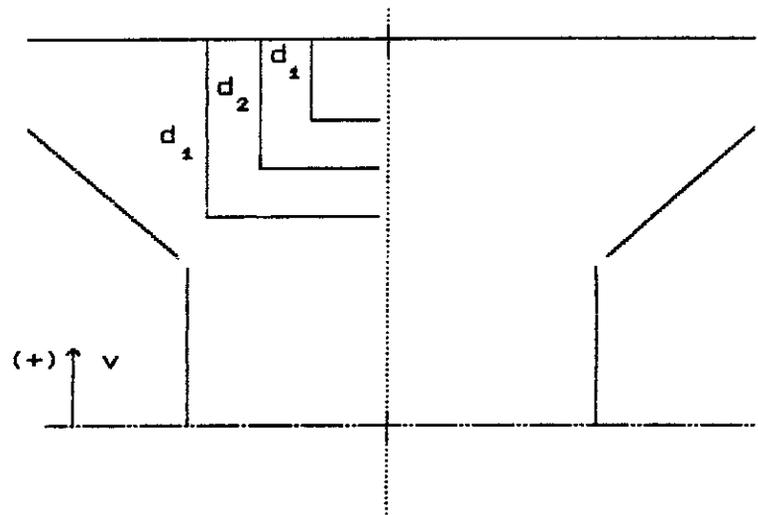
v : Distance de la fibre supérieure au CDG

\emptyset : Diamètre de la gaine $\emptyset = 8 \text{ cm}$

$$d_1 = 1,5\emptyset = 0,12\text{m}$$

$$d_2 = 3\emptyset = 0,24\text{m}$$

$$d_3 = 4,5\emptyset = 0,36\text{m}$$



L'excentricité moyenne pour chaque nappe:

$$\text{1ère nappe} : e = v - d_3 = v - 0,36 \text{ m}$$

$$\text{2ème nappe} : e = v - d_2 = v - 0,24 \text{ m}$$

$$\text{3ème nappe} : e = v - d_1 = v - 0,12 \text{ m}$$

Le nombre de câbles nécessaires sera:

$$n (P_0 - \Delta P) \geq P$$

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

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

Avec P_0 précontrainte utile pour un câble 12T15.

$$P_0 = 241,9 \text{ t/m}^2$$

REMARQUE :

- Le nombre de câble doit être paire étant donné qu'on a deux âmes.
- Le nombre de câble doit être un nombre entier.
- Le nombre de câble doit être le même dans chaque gousset supérieur pour éviter le phénomène de torsion.

Ces remarques seront respectées en augmentant sensiblement le nombre des câbles trouvés.

- Exemple de calcul:

Section au droit de l'axe de la pile.

$$B = 10,8 \text{ m}^2$$

$$v = 2,772 \text{ m}$$

$$M = 22102,57 \text{ tm}$$

$$I = 46,6 \text{ m}^4$$

$$d = 0,36 \text{ m}$$

$$e = v - d = 2,772 - 0,36 = 2,412 \text{ m}$$

$$p = \frac{22102,57 \times 2,772/46,6}{\frac{1}{10,8} + 2,412 \cdot \frac{2,772}{46,6}} = 5571,08 \text{ t}$$

$$n \geq \frac{P}{0,6P_u} = \frac{5571,08}{0,8 \times 241,9} = 28,78$$

d'où le nombre retenu $N = 30$ câble soit 15 câble par âme
pour les autres sections voir le tableau suivant

| Sect. | V_i (m) | d_i (m) | e_i (m) | B_i (m ²) | I_i (m ⁴) | M (tm) | P_{max} (t) | R_r | $N_{\Delta mo}$ | Arrêtes |
|-----------------|--------------|--------------|--------------|----------------------------|----------------------------|-----------|------------------|-------|-----------------|---------|
| S ₁ | 2,772 | 0,36 | 2,412 | 10,8 | 46,6 | 22102,57 | 5571,08 | 30 | 15 | |
| S ₂ | 2,34 | 0,36 | 1,98 | 9,42 | 27,83 | 17419,6 | 5372,21 | 28 | 14 | 1 |
| S ₃ | 2,14 | 0,36 | 1,78 | 8,76 | 20,78 | 13375,14 | 4630,52 | 24 | 12 | 2 |
| S ₄ | 1,95 | 0,24 | 1,71 | 8,19 | 15,61 | 9925,79 | 3693,42 | 20 | 10 | 3 |
| S ₅ | 1,81 | 0,24 | 1,57 | 7,7 | 11,89 | 7032,8 | 2517,52 | 14 | 07 | 1 |
| S ₆ | 1,67 | 0,24 | 1,43 | 7,29 | 9,27 | 4620,99 | 2108,65 | 12 | 06 | 2 |
| S ₇ | 1,57 | 0,12 | 1,45 | 6,98 | 7,47 | 2765,31 | 1297,26 | 08 | 04 | 2 |
| S ₈ | 1,50 | 0,12 | 1,38 | 6,74 | 6,29 | 1406,31 | 702,42 | 04 | 02 | 1 |
| S ₉ | 1,46 | 0,12 | 1,34 | 6,59 | 5,605 | 477,202 | 248,6 | 02 | 01 | 1 |
| S ₁₀ | 1,43 | 0,12 | 1,31 | 6,53 | 5,325 | 0 | 0 | | | |

Tableau donnant le nombre de cables des demi-fléaux
-demi-fléau quelconque rive au intermédiaire-
-Justification en classe I-

IV -3- Verification des contraintes de compression :

Il s'agit de vérifier l'équation c'est à dire que les contraintes de compression ne soient pas dépassées dans la fibre inférieure

$$\frac{P'}{B} - \frac{P'_o v'}{I} - \frac{Mv'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton

$$\bar{\sigma}_{bc} : 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

P' : Est l'effort de précontrainte réelle des N câbles.

$$P' = NP'_o \quad P'_o = 241,9 \text{ t}$$

On fera le calcul avant et après pertes.

* Exemple de calcul :

Section au droit de l'axe de la pile.

$$\sigma_{inf} = P' \left[\frac{1}{B} + \frac{ev'}{I} \right] = \frac{M}{I} v'$$

- Avant pertes :

$$P' = P_{réelle} = N \times P'_o = 7257,0 \text{ t}$$

$$\sigma_{inf} = 72,57 \left[\frac{1}{10,8} - \frac{2,412 \times 2,628}{46,6} \right] - \frac{-221,02}{46,6} \times 2,628 = 9,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = 9,44 \text{ MPa} \times P_{réelle} = 5805,6 \text{ t}$$

- Après pertes:

$$P' = P_{\text{minorée}} = 0,8 \times P_{\text{réelle}} = 5805,6t$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 58,05 \left[\frac{1}{10,8} - \frac{2,412 \times 2,628}{46,6} \right] - \frac{-221,02}{46,6} \times 2,628 = 9,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = 9,945 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$$

D'où le tableau:

| Section | v' (m) | N _a | P _{réelle} (MN) | P _{minorée} (MN) | σ _{inf} avant pertes (MPa) | σ _{inf} après pertes (MPa) |
|---------|-----------|----------------|-----------------------------|------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------|
| 0 | 2,628 | 30 | 72,57 | 58,06 | 9,441 | 9,945 |
| 1 | 2,628 | 30 | 72,57 | 58,06 | 9,441 | 9,945 |
| 2 | 1,83 | 24 | 58,06 | 46,45 | 9,035 | 9,8 |
| 4 | 1,62 | 20 | 48,38 | 38,70 | 7,622 | 8,158 |
| 5 | 1,42 | 14 | 33,86 | 27,09 | 6,84 | 10,33 |
| 6 | 1,16 | 12 | 29,03 | 23,22 | 4,40 | 4,814 |
| 7 | 1,14 | 8 | 19,35 | 15,48 | 2,711 | 3,012 |
| 8 | 1,05 | 4 | 9,68 | 7,74 | 1,553 | 1,713 |
| 9 | 0,99 | 2 | 4,84 | 3,87 | 0,432 | +0,514 |
| 10 | 0,971 | 1 | 2,42 | 1,94 | 0 | 0 |

Remarque: On remarque que la contrainte limite de compression est respectée avant et après pertes en phase de construction.

IV-4- Vérification des contraintes de traction

Il s'agit de vérifier l'équation suivante:

$$\frac{P'}{B} + \frac{P'_e v}{I} - \frac{M}{I} v \geq \bar{\sigma}_{bt} = 0 \quad - \text{Classe I}$$

avec:

$$P' = NP_0 \quad P_0 = 241,9t$$

On fera le calcul avant et après pertes.

Exemple de calcul:

Section au droit de l'axe de la pile:

$$\sigma_{sup} = P' \left(\frac{1}{B} + \frac{ev}{I} \right) - \frac{M}{I} v$$

- Avant pertes:

$$P' = P_{réelle} = N \times P_0 = 7257,07t$$

$$\sigma_{sup} = 72,57 \frac{1}{10,8} + \left(\frac{2,412 \times 2,772}{46,6} \right) - \frac{221,02}{46,6} \times 2,772 = 4,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 4,04 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{bt} = 0 \quad - \text{vérifier}$$

- Après pertes

$$P' = P_{minorée} = 0,8 \times P_{réelle} = 5805,6t$$

$$\sigma_{sup} = 58,05 \frac{1}{10,8} + \frac{2,412 \times 2,772}{46,6} - \frac{221,02}{46,6} \times 2,772 = 0,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 0,61 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{bt} = 0 \quad - \text{vérifier}$$

D'où le tableau:

| Section | v' (m) | N _R | P _{réelle} (MN) | P _{minorée} (MN) | σ_{inf} avant pertes (MPa) | σ_{inf} après pertes (MPa) |
|---------|-----------|----------------|-----------------------------|------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|
| 0 | 2,772 | 30 | 72,97 | 58,06 | 4,04 | 0,61 |
| 1 | 2,772 | 30 | 72,57 | 58,06 | 4,04 | 0,61 |
| 2 | 2,34 | 28 | 67,73 | 54,18 | 3,82 | 0,12 |
| 3 | 2,14 | 24 | 58,06 | 46,45 | 3,5 | 0,043 |
| 4 | 1,95 | 20 | 48,38 | 38,70 | 3,84 | 0,6 |
| 5 | 1,81 | 14 | 33,86 | 27,09 | 1,83 | 0,67 |
| 6 | 1,67 | 12 | 29,03 | 23,22 | 3,13 | 0,84 |
| 7 | 1,57 | 8 | 19,35 | 15,48 | 2,86 | 1,12 |
| 8 | 1,50 | 4 | 9,68 | 7,74 | 1,27 | 0,34 |
| 9 | 1,46 | 2 | 4,84 | 3,87 | 1,18 | 0,645 |
| 10 | 1,43 | 1 | 2,42 | 1,94 | 0 | 0 |

Tableau donnant les contraintes de traction dans
- Chaque section -

Remarque:

On remarque que le contrainte de traction est respectée avant et après pertes en phase des construction.

IV- 5 Tracé des cables de fléau :

Vu que les moments en phase de construction du fléau décroissent depuis la pile à la clé on arrêtera les cables au furet à mesure de l'avancement.

Il est avantageux d'utiliser une puissance importante des cables de precontrainte pour limiter leur nombre toute fois le nombre de cable doit être au moins égal dans chaque ame au nombre de voussoirs à precontraindre.

IV 5-1 Cablage incliné ou en élévation

Pour pouvoir diminuer l'effort tranchant il est préférable de donner un tracé incliné aux cable en les descendant dans les ames.

Les cables sont disposés dans les goussets supérieurs le plus près de l'axe de l'ame de manière à faciliter leur descente et sont ancrés à l'extermite de chaque voussoir sur la hauteur des minimales suffisante pour recevoir les cables et resister a l'effort tranchant.

Au niveau de l'âme (ancrage des cables) d'autre axe des ancrages est égal à 30 cm soit 15 cm de part et d'autre du C.D.G s'il s'agit de deux cables.

Si on a trois cables deux seront aucrés à 15 cm de part et d'autre du C.D.G et le troisième au niveau du C.D.G dans le cas ou on a un seul cable celui-ci est ancré au niveau du C.D.G.

Les câbles suivant un trajet rectiligne droit jusqu'au début du voussoir I (section I) ou ils subissent une déviation parabolique sur trois voussoirs d'équation général.

$$Y = ax^2 + bx + c$$

En respectant les conditions aux limites:

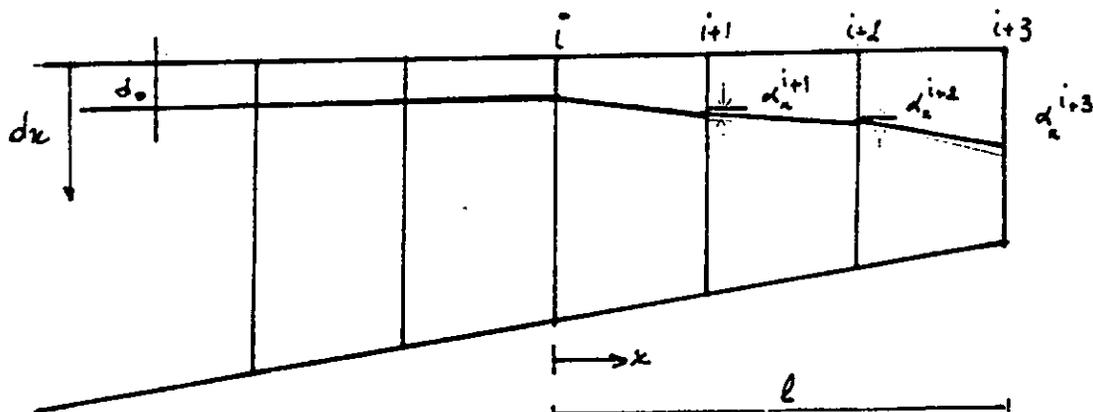
$$Y = d_0 + (d_1 - d_0) \left(\frac{x}{l} \right)^2$$

avec:

d_1 : distance du point d'ancrage du câble à la fibre supérieure.

d_0 : distance du câble à la fibre supérieure.

l : distance sur laquelle se fait la courbure.



Le rayon de courbure des câbles doit vérifier l'expression:

$$R = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{\min} = 6 \text{ m}$$

La déviation verticale d'un câble n dans la section m: α_n^m est

$$\operatorname{tg} \alpha_n^m = \frac{dy}{dx} = 2(d_1 - d_0) \frac{x}{l^2}$$

Exemple de calcul

- Etude du câble:

La longueur de courbure se fait sur $l = 8,75$ m

$$d_0 = 0,36 \text{ m}$$

$$d_1 = 2,34 \text{ m (un câble ancré)}$$

$$R = \frac{l^2}{2(d_1 - d_0)} = 19,34 \text{ m } > 6 \text{ m}$$

$$Y = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{x^2}{l^2} = 0,36 + 0,026x^2$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1^m = \frac{2(d_1 - d_0)}{l^2} x$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1^1 = 0,194 \text{ rd}$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1^2 = 0,452 \text{ rd}$$

- Etude du câble 7:

La longueur de courbure se fait sur $l = 15$ m.

$$d_0 = 0,24 \text{ m}$$

$$d_1 = 1,81 \text{ m (ancré au niveau de C.D.G)}$$

$$R = 71,65 \text{ m } > 6 \text{ m}$$

$$Y = 0,24 + 0,007 x^2$$

$$\operatorname{tg} \alpha_7^m = 0,014 x$$

$$\operatorname{tg}\alpha_7^3 = 0,07 \text{ rd}$$

$$\operatorname{tg}\alpha_7^4 = 0,14 \text{ rd}$$

$$\operatorname{tg}\alpha_7^5 = 0,21 \text{ rd}$$

- Etude du câble 6 :

On procéda de la même façon que le câble 7 avec
pour le reste des câbles voir le tableau suivant:

IV 5-2 Cablage horizontal

Le tracé au plan suit une loi de variation parabolique mais avec une variation très lente il est préférable de placer les ancrages de câble au voisinages de l'âme on obtient ainsi un câblage en " arrête du poisson"

Chaque câble suit d'abord un trajet parallèle à l'âme puis s'enfléchit suivant une forme en S plus au moins prononcée.

Un tel câblage est en tout cas obligatoire lorsqu'on fait descendre les câbles dans les âmes il s'ajoute alors aux courbures et contre courbures du plan horizontal, des courbures dans le plan vertical, renforçant la nécessité de soigner le gainage.

Au niveau de l'ancrage, le câble doit être droit au moins 40 cm du fait que l'ancrage se fait dans l'âme.

L'équation de la parabole est donnée par :

$$z(x) = z_0 + (z_1 - z_0) \left(\frac{x}{l} \right)^2$$

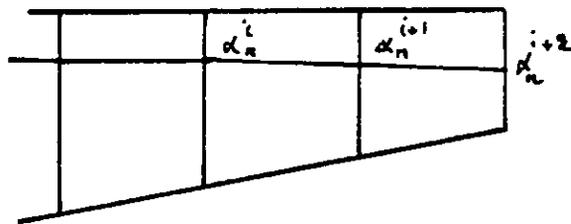
Le rayon de courbure est donné par :

$$R(x) = \frac{l^2}{2(z_1 - z_0)}$$

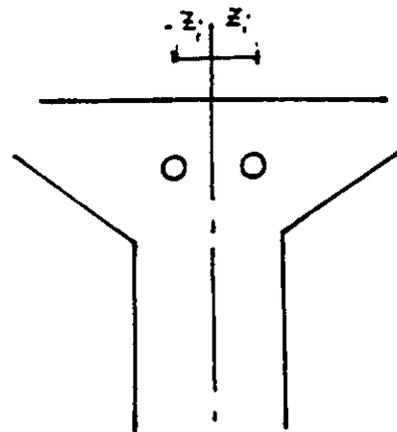
La tangente est donnée par :

$$\operatorname{tg} \beta_n^m = 2 \left(\frac{z_1 - z_0}{l^2} \right) x$$

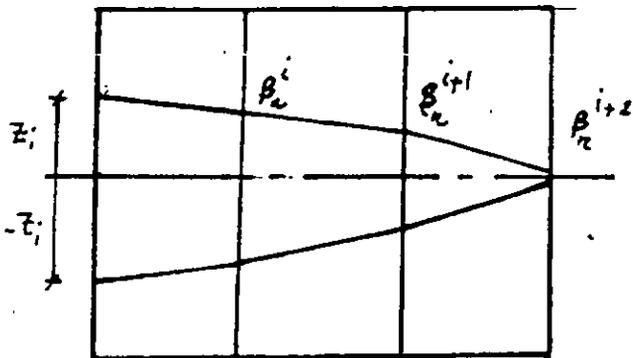
Tangente d'un câble n dans la section m.



VUE EN ELEVATION



CUSSET



AXE DE L'AME

VUE EN PLAN

- Exemple d'application

- Etude du câble

Les variations de courbure se fait sur 3 voussoirs:

$$L = 15 \text{ m}$$

$$z_0 = 0,16 \text{ m} \quad z_1 = z_{i+9} = 0$$

$$z(x) = z_0 + (z_1 - z_0) \left(\frac{x}{l}\right)^2$$

$$z(x) = 0,16 - 0,16 \left(\frac{x}{15}\right)^2 = 0,16 (1 - 0,0045 x^2)$$

$$z(0) = z_1 = 0,16 \text{ m}$$

$$z(5) = z_{i+1} = 0,142 \text{ m}$$

$$z(10) = z_{i+2} = 0,071 \text{ m}$$

$$z(15) = z_{i+9} = 0 \text{ m}$$

$$\text{tg } \beta_n^m = 2 \left[\frac{z_1 - z_0}{l^2} \right] x$$

$$\text{tg } \beta_n^m = 0,0014 x$$

$$\text{tg } \beta_5^i = \beta_5^i = 0,007 \text{ rd}$$

$$\text{tg } \beta_5^{i+1} = \beta_5^{i+1} = 0,015 \text{ rd}$$

$$\text{tg } \beta_5^{i+2} = \beta_5^{i+2} = 0,022 \text{ rd}$$

Pour les autres câbles, voir le tableau

| cable | section | l (m) | z_n^i | z_n^{i+1} | z_n^{i+2} | β_i | β_{i+1} | β_{i+2} | $z = z_0 + (z_1 - z_0) \frac{(x)}{l}^2$ |
|-------|---------|----------|---------|-------------|-------------|-----------|---------------|---------------|-----------------------------------------|
| 1 | S2 | 8,75 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 2 | S3 | 13,75 | -0,16 | -0,148 | -0,095 | -0,007 | 0,015 | 0,023 | -0,16 (1-0,0053 x^2) |
| 3 | S3 | 13,75 | 0,16 | 0,148 | 0,095 | -0,007 | -0,015 | -0,023 | -0,16 (1-0,0053 x^2) |
| 4 | S4 | 15 | -0,16 | -0,142 | -0,071 | 0,007 | 0,014 | 0,022 | -0,16 (1-0,0045 x^2) |
| 5 | S4 | 15 | +0,16 | 0,142 | 0,071 | -0,007 | -0,014 | -0,022 | -0,16 (1-0,0045 x^2) |
| 6 | S5 | 15 | -0,32 | -0,214 | -0,134 | 0,014 | -0,028 | 0,043 | -0,32 (1-0,0045 x^2) |
| 7 | S5 | 15 | 0,32 | 0,214 | 0,134 | -0,014 | -0,028 | -0,043 | -0,32 (1-0,0045 x^2) |
| 8 | S6 | 15 | -0,48 | -0,43 | 0,27 | -0,021 | -0,043 | -0,065 | -0,48 (1-0,0045 x^2) |
| 9 | S6 | 15 | 0,48 | 0,43 | 0,27 | -0,021 | -0,043 | -0,065 | -0,48 (1-0,0045 x^2) |
| 10 | S7 | 15 | -0,16 | -0,142 | -0,071 | 0,007 | 0,014 | 0,022 | -0,16 (1-0,0045 x^2) |
| 11 | S7 | 15 | 0,16 | 0,142 | 0,071 | -0,007 | -0,014 | -0,022 | -0,16 (1-0,0045 x^2) |
| 12 | S8 | 15 | -0,32 | -0,214 | -0,134 | 0,014 | 0,028 | 0,043 | -0,32 (1-0,0045 x^2) |
| 13 | S8 | 15 | 0,32 | 0,214 | 0,134 | -0,014 | -0,014 | -0,028 | -0,32 (1-0,0045 x^2) |
| 14 | S9 | 15 | -0,48 | -0,43 | -0,27 | -0,021 | 0,043 | 0,065 | -0,48 (1-0,0045 x^2) |
| 15 | S10 | 15 | 0,48 | 0,43 | 0,27 | -0,021 | -0,043 | -0,065 | 0,48 (1-0,0045 x^2) |

Tracé en plan des câbles de fléau

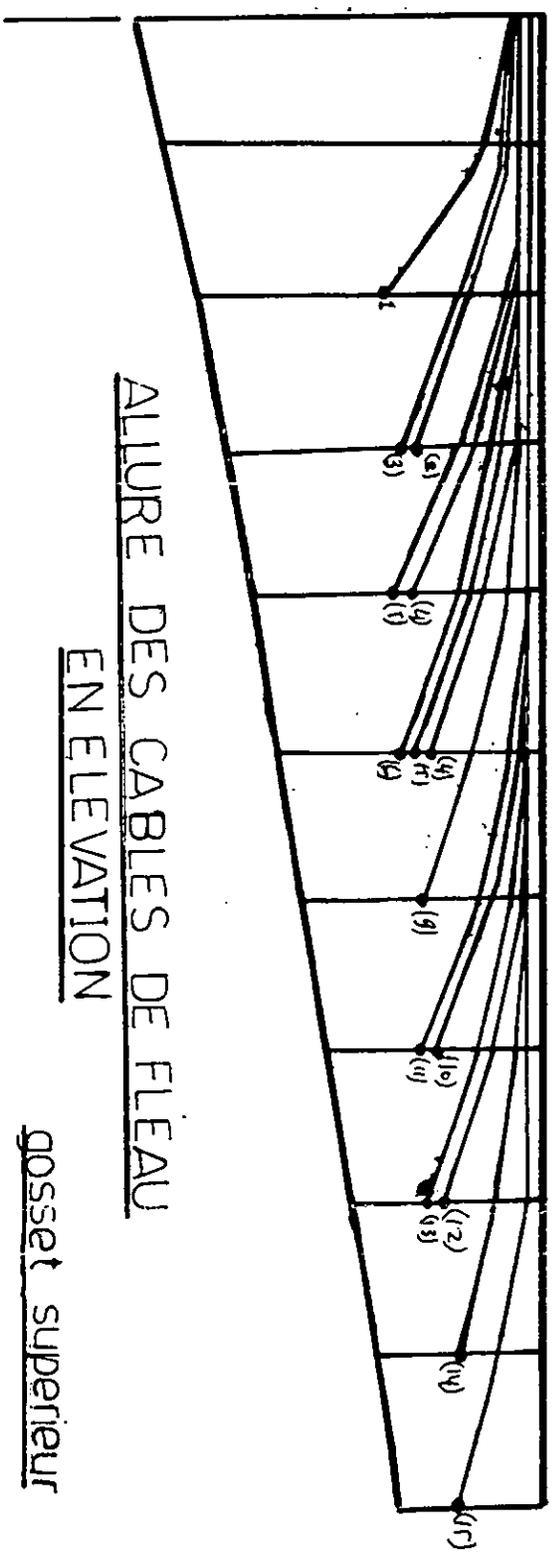
Remarque:

Le câble 1 est situé au droit de l'axe de l'âme, l'ordonnée z_i et déviation sont nulles tout le long de la courbe. Le rayon de courbure dans le plan est alors infini.

| cable | section | d ₀ (m) | d ₁ (m) | l (m) | R _c (m) | α_n^{i+1} (rad) | α_n^{i+2} (rad) | α_n^{i+3} (rad) | $y = d_0 + (d_1 - d_0) \frac{x^2}{l}$ |
|-------|-----------------|-----------------------|-----------------------|----------|-----------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------------------|
| 1 | S ₂ | 0,36 | 2,34 | 8,75 | 19,34 | 0,194 | 0,452 | - | 0,36 + 0,026 x ² |
| 2 | S ₃ | 0,36 | 1,99 | 13,75 | 58 | 0,065 | 0,151 | 0,237 | 0,36 + 0,086 x ² |
| 3 | S ₃ | 0,36 | 1,69 | 13,75 | 71,1 | 0,053 | 0,123 | 0,193 | 0,36 + 0,007 x ² |
| 4 | S 4 | 0,24 | 1,80 | 15 | 72,1 | 0,069 | 0,139 | 0,208 | 0,24 + 0,007 x ² |
| 5 | S 4 | 0,24 | 2,10 | 15 | 60,48 | 0,083 | 0,165 | 0,248 | 0,24 + 0,0082 x ² |
| 6 | S 5 | 0,24 | 1,66 | 15 | 79,22 | 0,063 | 0,126 | 0,189 | 0,24 + 0,0063x ² |
| 7 | S 5 | 0,24 | 1,81 | 15 | 71,66 | 0,070 | 0,14 | 0,21 | 0,24 + 0,007 x ² |
| 8 | S ₅ | 0,24 | 1,96 | 15 | 65,41 | 0,076 | 0,153 | 0,229 | 0,24 + 0,0076 x ² |
| 9 | S ₆ | 0,24 | 1,67 | 15 | 78,67 | 0,063 | 0,127 | 0,191 | 0,24 + 0,0063 x ² |
| 10 | S ₇ | 0,12 | 1,42 | 15 | 86,54 | 0,058 | 0,115 | 0,173 | 0,12 + 0,006x ² |
| 11 | S ₇ | 0,12 | 1,72 | 15 | 70,31 | 0,071 | 0,142 | 0,213 | 0,12 + 0,0071 x ² |
| 12 | S ₈ | 0,12 | 1,35 | 15 | 91,46 | 0,055 | 0,109 | 0,164 | 0,12 + 0,0055 x ² |
| 13 | S ₈ | 0,12 | 1,65 | 15 | 73,53 | 0,068 | 0,136 | 0,204 | 0,12 + 0,0068 x ² |
| 14 | S ₉ | 0,12 | 1,46 | 15 | 83,95 | 0,059 | 0,119 | 0,179 | 0,12 + 0,006x ² |
| 15 | S ₁₀ | 0,12 | 1,43 | 15 | 85,37 | 0,058 | 0,116 | 0,175 | 0,12 + 0,0058x ² |

Tracé en élévation des câbles de fléau

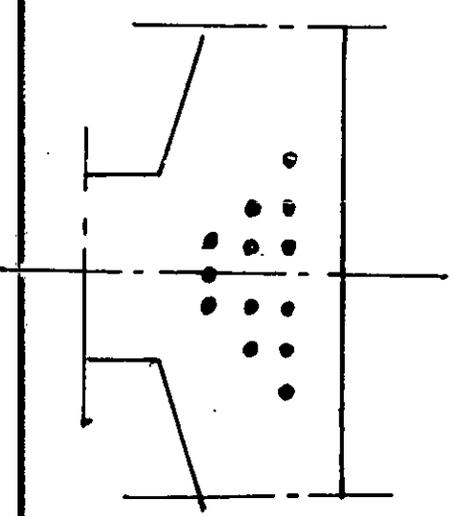
demi-fléau

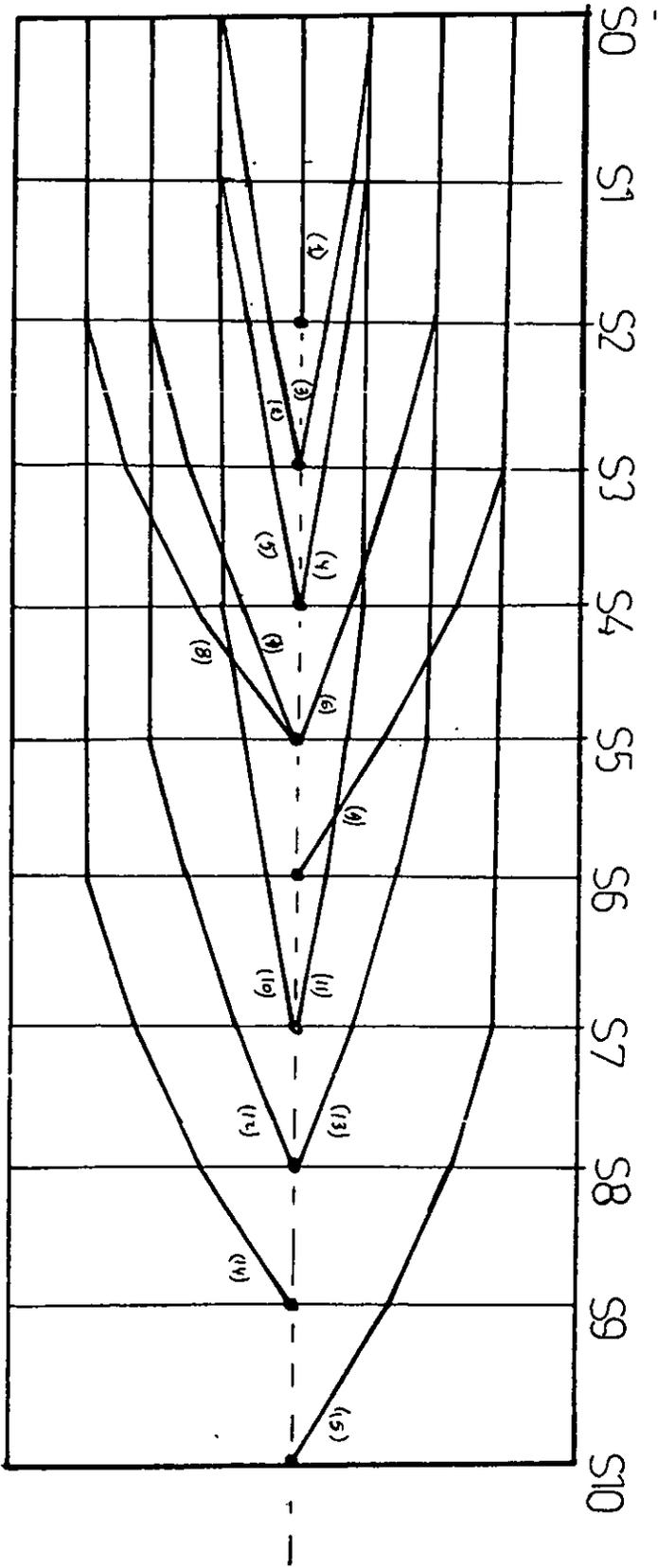


ALLURE DES CABLES DE FLEAU
EN ELEVATION

gosseset superieur

PRECONTRAINTE DE FLEAU





ALLURE DES CABLES EN PLAN

IV-6- LES PERTES DE PRECONTRAINTE :

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables _ de l'ordre de 20 à 30 % _

On appelle perte de précontrainte, la différence entre la force exercée par le vérin lors de la mise en tension et la force qui s'exerce en un point donné. Le calcul des pertes de tension dans les câbles de précontrainte s'avère laborieux à cause de la présence de plusieurs facteurs intervenant simultanément en particulier:

- Le calcul phase par phase relatif à chaque avancée.
- Le tracé des câbles.

L'origine du déficit de précontrainte est due essentiellement à deux facteurs:

- D'une part la multiplication des joints et la difficulté à assurer entre voussoirs successifs une continuité effective de la pente du tracé des gaines, entraînant fréquemment une majoration des frottements. De telles majorations sont aussi constatées dans les zones où les câbles sont soumis à des faibles rayons de courbure.

- D'autre part, à long terme, la redistribution par fluage (mal maîtrisée) peut s'avérer plus importante que celle calculée par des formules empiriques ou forfaitaire, d'où la nécessité éventuelle de renforcer ultérieurement la précontrainte de continuité.

Nous distinguons les pertes instantanées et les pertes différées.

IV-6-1 Pertes instantanées :

- Pertes par frottement
- Pertes par recul d'ancrage
- Pertes par raccourcissement du béton

IV-6-1-1 Pertes par frottement :

Elles sont provoquées par le frottement des câbles sur la gaine lors de leur mise en tension. En effet, le déplacement à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, il en est de même en ligne droite, la gaine, le câble ne sont rigoureusement rectilignes.

Après mise en tension du câble, la force P devient:

$$P = P_0 e^{- (f\alpha + gx)}$$

$$P = P_0 e^{- (f\alpha + gx)}$$

f: coefficient de frottement compris entre

0.15 et 0.24 (on prendra $f = 0.20$)

g: coefficient de perte en ligne (déviation ou parasite)

$$g = 0.0025 \text{ m}$$

x: pt d'application de p compté à partir de l'ancrage.

Remarque : Dans la phase de construction, le câble présente des déviations angulaires en plan et B en élévation, ces déviations se produisant simultanément, la déviation résultante est la somme géométrique des deux autres

$$T_{g\theta} = \sqrt{T_{g\alpha}^2 + T_{g\beta}^2}$$

et en terme de contrainte

$$- (f\alpha + gx)$$

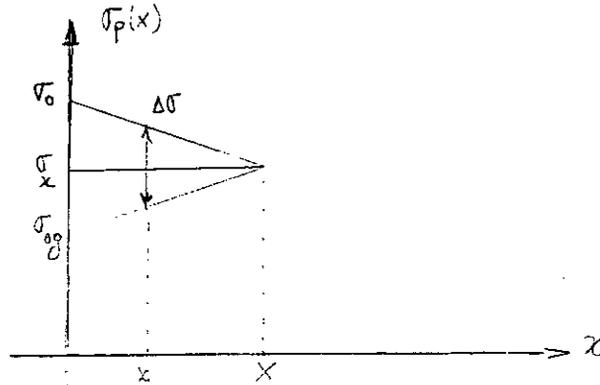
$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} e^{- (f\alpha + gx)}$$

Pertes par frottement

| | 0 | 3.75 | 8.75 | 13.75 | 18.75 | 23.75 | 28.75 | 33.75 | 38.75 | 43.75 | 48.75 |
|----|--------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 01 | 138.41 | 78.85 | 0 | | | | | | | | |
| 02 | 105.47 | 74.68 | 37.90 | 0 | | | | | | | |
| 03 | 95.18 | 67 | 27.01 | 0 | | | | | | | |
| 04 | 61.94 | 99.40 | 67.24 | 33.95 | 0 | | | | | | |
| 05 | 61.94 | 108.73 | 73.48 | 37.41 | 0 | | | | | | |
| 06 | 76.94 | 61.94 | 67.99 | 66.28 | 33.71 | 0 | | | | | |
| 07 | 76.94 | 61.94 | 69.40 | 35.44 | 0 | | | | | | |
| 08 | 76.94 | 61.94 | 108.03 | 73.24 | 36.92 | 0 | | | | | |
| 09 | 91.76 | 76.94 | 61.94 | 99.16 | 67.24 | 33.95 | | | | | |
| 10 | 106.40 | 91.76 | 76.94 | 61.94 | 91.18 | 61.45 | 31.23 | 0 | | | |
| 11 | 106.40 | 91.76 | 76.94 | 76.94 | 100.57 | 67.96 | 34.45 | 0 | | | |
| 12 | 120.86 | 106.40 | 91.76 | 76.94 | 61.94 | 92.12 | 62.18 | 31.73 | 0 | | |
| 13 | 120.86 | 106.40 | 91.76 | 76.94 | 61.94 | 101.50 | 68.68 | 34.94 | 0 | | |
| 14 | 135.13 | 120.86 | 106.40 | 91.76 | 76.94 | 61.94 | 96.35 | 95.32 | 32.96 | 0 | |
| 15 | 149.25 | 135.13 | 120.40 | 91.76 | 76.94 | 61.94 | 95.41 | 64.59 | 64.59 | 32.72 | 0 |

IV-6-1-2 Pertes par glissement à l'ancrage :

Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la détension du vérin et du blocage des clavettes.



x : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
 σ_{0g} : contrainte après recul d'ancrage et qui est symétrique à σ_0 par rapport à $\frac{\sigma_0}{2}$.

$$x = \sqrt{\frac{gEp}{\sigma_{0p}}}$$

tel que $P = f_0 + \mu x$

... à l'abscisse x sera déduit géométriquement

$$\Delta\sigma = \frac{(\sigma_0 - \sigma_g) (x - x)}{x}$$

$$\Delta\sigma = 2\sigma_{0p} (x - x)$$

σ_{0p} représente la pente de la droite $\sigma_0\sigma_g$

IV-6-1-3 Perte par raccourcissement du béton :

La construction par encarbellement se distingue par la non simultanéité de la mise en tension des câbles, traversant ainsi des sections d'âge différents et donc des modules d'élasticité différentes au cours du temps pour cela on envisage.

- Perte de tension dans le câ  ble par raccourcissement instantané du béton.
- Son influence sur chaque câ  ble tiré auparavant et ce dans chaque section.

Soit un premier câ  ble d'un voussoir (i), le béton se raccourcit et lors de la mise en tension dans la section, on note une perte de tension dans les câbles qu'il faut en tenir compte. On vient maintenant de créer un second câ  ble, le premier étant déjà bloqué dans son ancrage, il se produit un nouveau raccourcissement du béton qui entraine une perte de tension dans le premier câ  ble.

1 . Perte de tension dans les câbles lors de leur mise en tension:

$$\frac{\Delta \sigma_{bp}}{I} = \frac{\Delta M}{S} e_p + \frac{\Delta P \cos \alpha}{I} (1 + e_p)$$

ΔM : augmentation du moment du l'exécution du voussoir ci.

ΔP : augmentation de la force de précontrainte.

e_p : excentricité du câ  ble.

α : angle en élévation.

$$\Delta P = (\sigma_{po} - \Delta \sigma_f - \Delta \sigma_r - \Delta \sigma_i) A_p$$

$\Delta \sigma_f$: perte du au frottement.

- R: perte due au recul d'ancrage.
 i: perte due aux déformations instantanées du béton.
 o (tension à l'origine) 1270 MPA
 Ap: Section d'un câble.

raccourcissement du béton

$$\epsilon_b = \frac{\Delta L_b}{L_b} = \frac{\Delta \sigma_{bp}}{E_{bj}}$$

raccourcissement du câble

$$\epsilon_p = \frac{\Delta L_p}{L_p} = \frac{\Delta \sigma_i}{E_p}$$

En supposant qu'il y a une parfaite adhérence entre le béton et l'acier ce qui se traduit:

$$\Delta L_p = \Delta L_b \Rightarrow L_b \frac{\Delta \sigma_{bp}}{E_{bj}} = L_p \frac{\Delta \sigma_i}{E_p}$$

$$\Delta \sigma_i = \frac{\frac{\Delta M e_p + (\sigma_{p0} - \Delta \sigma_f - \Delta \sigma_r) A_p (1 + e p^2) \cos \alpha}{I}}{\frac{E_{bj} + A_p (1 + e p^2)}{E_p S I}}$$

| S. N° cable | 0 | 3.75 | 8.75 | 13.75 | 18.75 | 23.75 | 28.75 | 33.75 | 38.75 | 43.75 | 48.75 | X |
|-------------------|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| 01 | 0 | 110.46 | 268.16 | | | | | | | | | 850 |
| 02 | 0 | 34.32 | 110.12 | 185.92 | | | | | | | | 12.20 |
| 03 | 0 | 48.91 | 102.93 | 156.95 | | | | | | | | 14.53 |
| 04 | 0 | 0 | 40.16 | 108.06 | 175.96 | | | | | | | 12.96 |
| 05 | 0 | 0 | 35.07 | 109.89 | 184.71 | | | | | | | 12.34 |
| 06 | 0 | 0 | 0 | 40.50 | 107.92 | 175.34 | | | | | | 15 |
| 07 | 0 | 0 | 0 | 38.02 | 108.91 | 179.78 | | | | | | 12.68 |
| 08 | 0 | 0 | 0 | 35.82 | 109.66 | 183.50 | | | | | | 12.42 |
| 09 | 0 | 0 | 0 | 0 | 40.16 | 108.06 | 175.96 | | | | | 12.96 |
| 10 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 43.84 | 106.38 | 168.76 | | | | 13.51 |
| 11 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 39.45 | 108.35 | 177.25 | | | | 12.86 |
| 12 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 43.19 | 106.65 | 170.11 | | | 13.60 |
| 13 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 38.75 | 108.63 | 178.51 | | | 12.77 |
| 14 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 41.54 | 107.45 | 173.38 | | 13.15 |
| 15 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 41.86 | 107.30 | 172.74 | 13.20 |

perte par recul d'ancrage

Age du béton à la mise en tension

| S.F N° Cable | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
|-----------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| 01 | 4 | 4 | | | | | | | | |
| 02 | 11 | 11 | 4 | | | | | | | |
| 03 | 11 | 11 | 4 | | | | | | | |
| 04 | 18 | 18 | 11 | 4 | | | | | | |
| 05 | 18 | 18 | 11 | 4 | | | | | | |
| 06 | 25 | 25 | 18 | 11 | 4 | | | | | |
| 07 | 25 | 25 | 18 | 11 | 4 | | | | | |
| 08 | 25 | 25 | 18 | 11 | 4 | | | | | |
| 09 | 32 | 32 | 25 | 18 | 11 | 4 | | | | |
| 10 | 39 | 39 | 32 | 25 | 18 | 11 | 4 | | | |
| 11 | 39 | 39 | 32 | 25 | 18 | 11 | 4 | | | |
| 12 | 46 | 46 | 39 | 32 | 25 | 18 | 11 | 4 | | |
| 13 | 46 | 46 | 34 | 32 | 25 | 18 | 11 | 4 | | |
| 14 | 53 | 53 | 46 | 39 | 32 | 25 | 18 | 11 | 4 | |
| 15 | 60 | 60 | 53 | 46 | 39 | 32 | 25 | 18 | 11 | 4 |

| Sect | S1 | S2 | S3 | S4 | S5 | S6 | S7 | S8 | S9 | S10 |
|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| cable | | | | | | | | | | |
| 01 | 55.123 | 59.85 | | | | | | | | |
| 02 | 40.47 | 42.71 | 58.27 | | | | | | | |
| 03 | 41.38 | 44.18 | 58.81 | | | | | | | |
| 04 | 31.50 | 35.21 | 39.14 | 47.91 | | | | | | |
| 05 | 37.78 | 35.67 | 42.71 | 58.81 | | | | | | |
| 06 | 35.43 | 41.16 | 45.17 | 50.34 | 61.89 | | | | | |
| 07 | 46.71 | 32.99 | 37.47 | 45.08 | 73.11 | | | | | |
| 08 | 32.89 | 38.52 | 42.59 | 50.2 | 77.64 | | | | | |
| 09 | 31.76 | 33.19 | 35.51 | 39.71 | 50.61 | 84.35 | | | | |
| 10 | 19.46 | 28.16 | 30.06 | 32.15 | 38.71 | 50.74 | 84.35 | | | |
| 11 | 15.67 | 19.91 | 28.06 | 31.15 | 39.02 | 51.02 | 84.32 | | | |
| 12 | 13.08 | 15.74 | 19.65 | 29.13 | 32.74 | 38.15 | 52.13 | 85.11 | | |
| 13 | 12.87 | 15.63 | 19.63 | 27.98 | 31.08 | 37.94 | 53.08 | 84.98 | | |
| 14 | 11.95 | 12.87 | 15.47 | 19.73 | 26.56 | 31.02 | 37.44 | 52.07 | 85.73 | |
| 15 | 11.08 | 12.91 | 15.63 | 18.76 | 25.16 | 26.32 | 32.08 | 37.41 | 53.02 | 84.26 |

$$E_{bij} = 11000 \sqrt[3]{\frac{F_{cj}}{c_j}}$$

avec $F_{cj} = 0,685 F_{c28} \log_{10} (J+1)$

Si $j \leq 28$ jour

$F_{cj} = 35$ MPA $j \geq 24$ jours

| Sect cable | s1 | s2 | s3 | s4 | s5 | s6 | s7 | s8 | s9 | s10 |
|---------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 1 | 28149.14 | 28149.14 | | | | | | | | |
| 2 | 32534.47 | 32534.47 | | | | | | | | |
| 3 | 32534.47 | 32534.47 | 28149.14 | | | | | | | |
| 4 | 34427.69 | 34427.69 | 32534.47 | 28149.14 | | | | | | |
| 5 | 34427.69 | 34427.89 | 32534.47 | 28149.14 | | | | | | |
| 6 | 35609.15 | 35609.15 | 34427.69 | 32534.47 | 28149.14 | | | | | |
| 7 | 35609.15 | 35609.15 | 34427.69 | 32534.47 | 28149.14 | | | | | |
| 8 | 35609.15 | 35609.15 | 34427.69 | 32534.47 | 28149.14 | | | | | |
| 9 | 35981.73 | 35981.73 | 35609.15 | 34427.69 | 32534.47 | 28149.14 | | | | |
| 10 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35609.15 | 34427.69 | 32534.47 | 28149.14 | | | |
| 11 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35609.15 | 34427.69 | 32534.47 | 28149.14 | | | |
| 12 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35609.15 | 34427.69 | 32534.47 | 28149.14 | | |
| 13 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35609.15 | 34427.69 | 32534.47 | 28149.14 | | |
| 14 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35609.15 | 34427.69 | 32534.47 | 28149.14 | |
| 15 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35981.73 | 35609.15 | 34427.69 | 32534.47 | 28149.14 |

Les valeurs de E sont en MPA

CONTRAINTES MOYENNE DU BETON AU NIVEAU DU CABLE

$$\sigma_{b0} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{Me}{I}$$

| 5/ cable | S1 | S2 | S3 | S4 | S5 | S6 | S7 | S8 | S9 | S10 |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|-------|------|------|
| 1 | 2.85 | 1.23 | | | | | | | | |
| 2 | 2.48 | 2.09 | 1.85 | | | | | | | |
| 3 | 2.69 | 2.63 | 1.07 | | | | | | | |
| 4 | 3.07 | 2.85 | 2.36 | 1.04 | | | | | | |
| 5 | 3.11 | 2.97 | 2.57 | 1.07 | | | | | | |
| 6 | 3.66 | 3.07 | 2.98 | 2.46 | 1.75 | | | | | |
| 7 | 4.58 | 4.02 | 2.21 | 2.89 | 2.10 | | | | | |
| 8 | 5.69 | 4.16 | 3.46 | 1.20 | 1.06 | | | | | |
| 9 | 6.75 | 6.41 | 4.62 | 4.83 | 3.50 | 1.24 | | | | |
| 10 | 7.98 | 6.75 | 6.41 | 4.62 | 5.31 | 3.23 | 1.24 | | | |
| 11 | 11.24 | 8.33 | 7.65 | 6.40 | 5.31 | 3.23 | 1.30 | | | |
| 12 | 10.93 | 8.91 | 8.18 | 7.87 | 6.95 | 5.65 | 4.14 | 1.57 | | |
| 13 | 11.19 | 12.93 | 9.38 | 8.67 | 7.55 | 6.43 | 4.51 | 1.38 | | |
| 14 | 11.24 | 11.60 | 11.12 | 10.37 | 9.64 | 8.54 | 6.86 | 4.39 | 1.44 | |
| 15 | 14.29 | 13.03 | 12.67 | 12.06 | 11.54 | 9.21 | 9.16 | 10.25 | 4.66 | 1.47 |

IV- 6-2 Pertes différées :

Pertes dues au retrait :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps dû à une évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques.

Forfaitairement, pour le calcul des pertes, le BPEL admet de prendre les valeurs suivantes :

$$\Sigma r = 2,5 \times 10^{-4}$$

$$\Delta \sigma_r = \Sigma r E_p$$

$$\Delta \sigma_r = 2,5 \times 10^{-4} \times 1,9 \times 10^5$$

$$\Delta \sigma_r = 47,50 \text{ MPA}$$

IV- 6-2-2 Pertes dues au fluage :

Le fluage est caractérisé par une augmentation de la déformation du béton dans le temps.

$$\Delta \sigma_n = 2 \sigma_{bc} \frac{E_p}{E_{bi}}$$

IV- 6-2-3 Pertes par relaxation :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur constante.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures.

$$1000 \text{ heures} = 2,5\% \text{ pour les aciers TBR}$$

PERTES DUES AU FLUAGE EN MPA

| 5/ cable | S1 | S2 | S3 | S4 | S5 | S6 | S7 | S8 | S9 | S10 |
|-------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| 1 | 38.47 | 16.6 | | | | | | | | |
| 2 | 28.97 | 24.41 | 24.97 | | | | | | | |
| 3 | 31.42 | 30.72 | 14.44 | | | | | | | |
| 4 | 33.89 | 31.46 | 27.56 | 14.04 | | | | | | |
| 5 | 34.33 | 32.78 | 30.02 | 14.44 | | | | | | |
| 6 | 33.19 | 32.76 | 32.89 | 28.73 | 23.62 | | | | | |
| 7 | 48.87 | 42.90 | 24.39 | 33.75 | 28.35 | | | | | |
| 8 | 60.72 | 44.39 | 38.19 | 24.02 | 14.31 | | | | | |
| 9 | 71.29 | 67.69 | 49.30 | 53.31 | 41.35 | 15.39 | | | | |
| 10 | 84.27 | 71.28 | 67.69 | 49.30 | 53.31 | 40.88 | 16.74 | | | |
| 11 | 11888 | 87.97 | 80.79 | 68.30 | 58.61 | 37.72 | 17.55 | | | |
| 12 | 11543 | 94.10 | 86.39 | 83.11 | 74.17 | 62.36 | 48.35 | 21.19 | | |
| 13 | 11817 | 13655 | 99.06 | 91.56 | 80.57 | 70.97 | 52.67 | 18.63 | | |
| 14 | 11871 | 12251 | 11744 | 10952 | 10181 | 91.13 | 75.72 | 51.27 | 19.44 | |
| 15 | 15091 | 13761 | 13381 | 12736 | 12187 | 97.26 | 97.75 | 11314 | 54.43 | 1984 |

La perte par relaxation s'écrit :

$$\Delta\sigma_p = \frac{6 (\sigma_{pi} - \mu_0) \sigma_{pi} \beta 1000}{100 \text{ Fprg}}$$

σ_{pi} : tension initiale de l'acier après pertes instantanées :
 $\mu_0 = 0.43$ pour les aciers TBR.

PERTES PAR RELAXATION

| 5/ cable | S1 | S2 | S3 | S4 | S5 | S6 | S7 | S8 | S9 | S10 |
|-------------|-------|-------|-------|------|------|------|-------|------|------|------|
| 1 | 1.09 | 0.76 | | | | | | | | |
| 2 | 1.09 | 1.05 | 0.92 | | | | | | | |
| 3 | 2.38 | 1.09 | 0.98 | | | | | | | |
| 4 | 5.41 | 3.43 | 1.02 | 0.93 | | | | | | |
| 5 | 5.98 | 3.39 | 1.94 | 0.96 | | | | | | |
| 6 | 6.07 | 4.76 | 3.69 | 2.67 | 1.03 | | | | | |
| 7 | 6.81 | 4.79 | 3.76 | 2.63 | 1.56 | | | | | |
| 8 | 6.93 | 4.85 | 3.78 | 2.65 | 1.57 | | | | | |
| 9 | 7.42 | 5.86 | 3.95 | 2.03 | 1.58 | 0.95 | | | | |
| 10 | 8.47 | 8.11 | 8.13 | 7.67 | 5.64 | 2.37 | 1.03 | | | |
| 11 | 9.15 | 8.95 | 9.15 | 8.74 | 5.78 | 2.95 | 1.64 | | | |
| 12 | 10.72 | 9.13 | 9.03 | 8.90 | 5.79 | 3.09 | 1.93 | 0.95 | | |
| 13 | 9.95 | 7.4 | 56.21 | 5.78 | 4.17 | 3.66 | 2.23 | 1.03 | | |
| 14 | 10.3 | 8.02 | 7.19 | 6.75 | 8.58 | 9.96 | 10.08 | 5.93 | 1.21 | |
| 15 | 13.4 | 12.06 | 10.91 | 8.65 | 7.6 | 6.75 | 9.41 | 4.20 | 3.75 | 1.48 |

IV- 7 Les cables de continuité :

Disposés au voisinage des clés des travées intermédiaires ainsi qu'au niveau du clavage des deux travées de rive, ces cables servent à assurer la continuité du tablier et résister aux moments flechissants variables au cours du temps engendrés par le poids propre de la structure, le gradient thermique, la distribution par fluage ainsi que les surcharges d'exploitations réglementaire .

La précontrainte de continuité mise en place doit assurer la stabilité longitudinale du tablier avant et après fluage à vide et en service, c'est pourquoi, les calculs sont menés avec les combinaisons dictées par le BPEL .

Les combinaisons à considérer sont en fait, les combinaisons aires définies pour les justifications à l'état limite de service :

- C_1 : SI + $\Delta\theta 5^\circ$ + 1,2 A(1) + 1,2 TROTTOIRS + superstructure
- C_2 : SI + $\Delta\theta 10^\circ$
- C_3 : SF + $\Delta\theta 5^\circ$ + 1,2 Trottoirs + superstructure.
- C_4 : SF + $\Delta\theta 10^\circ$

IV- 7-1 Calcul des effets hyperstatique :

La précontrainte de fléau, généralement placée à l'intérieur du béton, est mise en place avant le clavage des travées : ses effets sont donc purement " isostatiques " et les sollicitations et les contraintes correspondantes sont faciles

à calculer, mais lorsque on procède aux clavages des travées intermédiaires, la précontrainte de continuité est mise en place dans une structure hyperstatiques donc les sollicitations engendrées contiennent les effets hyperstatiques de la précontrainte, qui ne sont pas encore connus puisqu'ils dépendent de l'effort que l'on doit déterminer. Il convient donc de procéder à des estimations aussi représentatives que possible.

Pour estimer les moments hyperstatiques de précontrainte, on utilise la méthode exposée par J.A Calparo et M. Virlogeux (1990) qui consiste à supposer que l'effort de précontrainte règne sur une longueur $L(1-2\beta)$ (avec $\beta < 1/2$) également répartie de part et d'autre de la clé, pour $x < \beta L$ et pour $x > (1-\beta)L$. l'effort de précontrainte est nul, ainsi que le moment isostatique.

Pour $\beta L < x \leq (1-\beta)L$, le moment isostatique de précontrainte doit être une fonction symétrique par rapport à la clé de la travée et passant par un extremum pour $x = L/2$

Appelons V_i la distance du centre d'inertie à la fibre inférieure dans la section en clé. Les câbles étant concentrés dans les goussets, on peut adopter, pour MP_{iso} , la valeur :

$$MP_{iso} = P_{to}$$

(Les dimensions étant en mètres) P est l'intensité de l'effort de précontrainte .

Les rotations isostatiques dans une travée symétrique de hauteur variant paraboliquement .

$$\omega' = \omega'' = -MP_{120} \frac{L}{2EI_0 \sqrt{k}} \left(A_0 - \frac{1}{\sqrt{k} (1 - 2\beta)^n} A_n \right)$$

Les fonctions A_0 et A_n sont calculées pour:

$$x_1 = 0 \quad \text{et} \quad x_2 = \sqrt{k} (1 - 2\beta)$$

avec: $0,12 \leq \beta \leq 0,17$

Pour $n = 4$ les fonctions A_0 et A_4 sont définies comme suit:

$$A_0 = \int_{x_1}^{x_2} \frac{dx}{(1 + x^2)^{5/2}} = \frac{1}{3} \left[\frac{2x_2^3 + 3x_2}{(1 + x_2^2)^{5/2}} - \frac{2x_1^3 + 3x_1}{(1 + x_1^2)^{5/2}} \right]$$

$$A_4 = \int_{x_1}^{x_2} \frac{x^4}{(1 + x^2)^{5/2}} dx - \log \left[\frac{x_2 + \sqrt{1+x_2^2}}{x_1 + \sqrt{1+x_1^2}} \right] = \frac{1}{3} \left[\frac{4x_2^3 + 3x_2}{(1 + x_2^2)^{5/2}} - \frac{4x_1^3 + 3x_1}{(1 + x_1^2)^{5/2}} \right]$$

Les câbles règne souvent sur une longueur comprise entre les deux tièrs et les trois quarts de la longueur totale L de la travée . On peut donc adopter une valeur de β comprise entre 0,12 et 0,17.

Dans notre $\cos\beta = 0,145$

Avec $L(1-2\beta) = 0,71 \text{ m}$

$$k = \left(\frac{I_P}{I_0} \right)^{0,4} - 1 = 1,38 \longrightarrow \begin{aligned} x_1 &= 0 \\ x_2 &= 0,834 \end{aligned}$$

On trouve :

$$A_0 = 0,5529$$

$$A_4 = 0,0309$$

Les rotations isostatique sont donc :

$$\omega' = -\omega'' = -3,92 \text{ MP}_{iso}$$

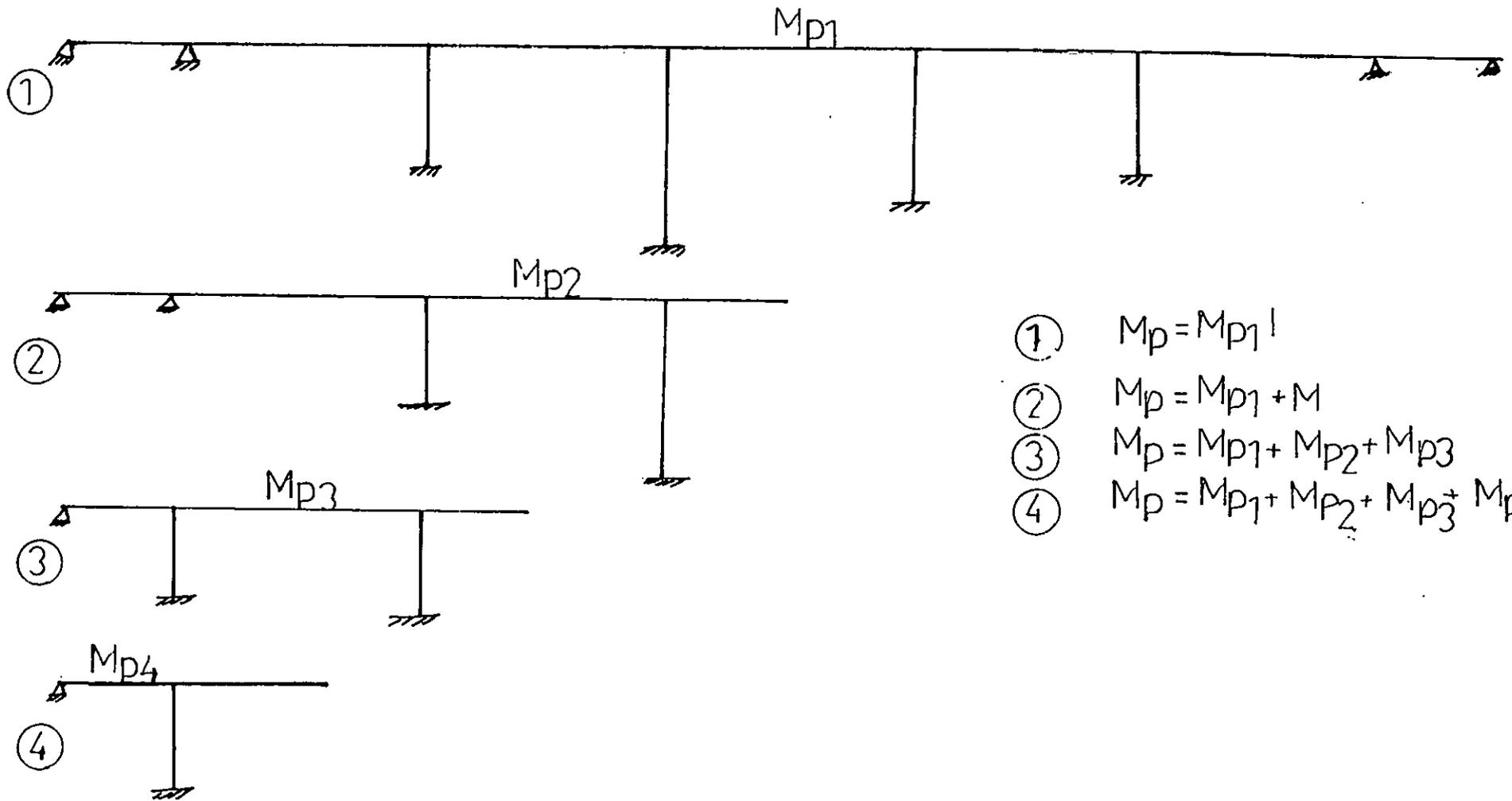
$$M = \frac{\omega'}{a+b} = -0,796 \text{ MP}_{iso}$$

Une fois les moments d'encastrement parfois connus, ces dernières seront injectés comme forces nodales dans le programme ainsi que toutes les données caractérisant la structure au moment du cablage voir anématique :

IV-7-2 Méthodologie de détermination du cablage :

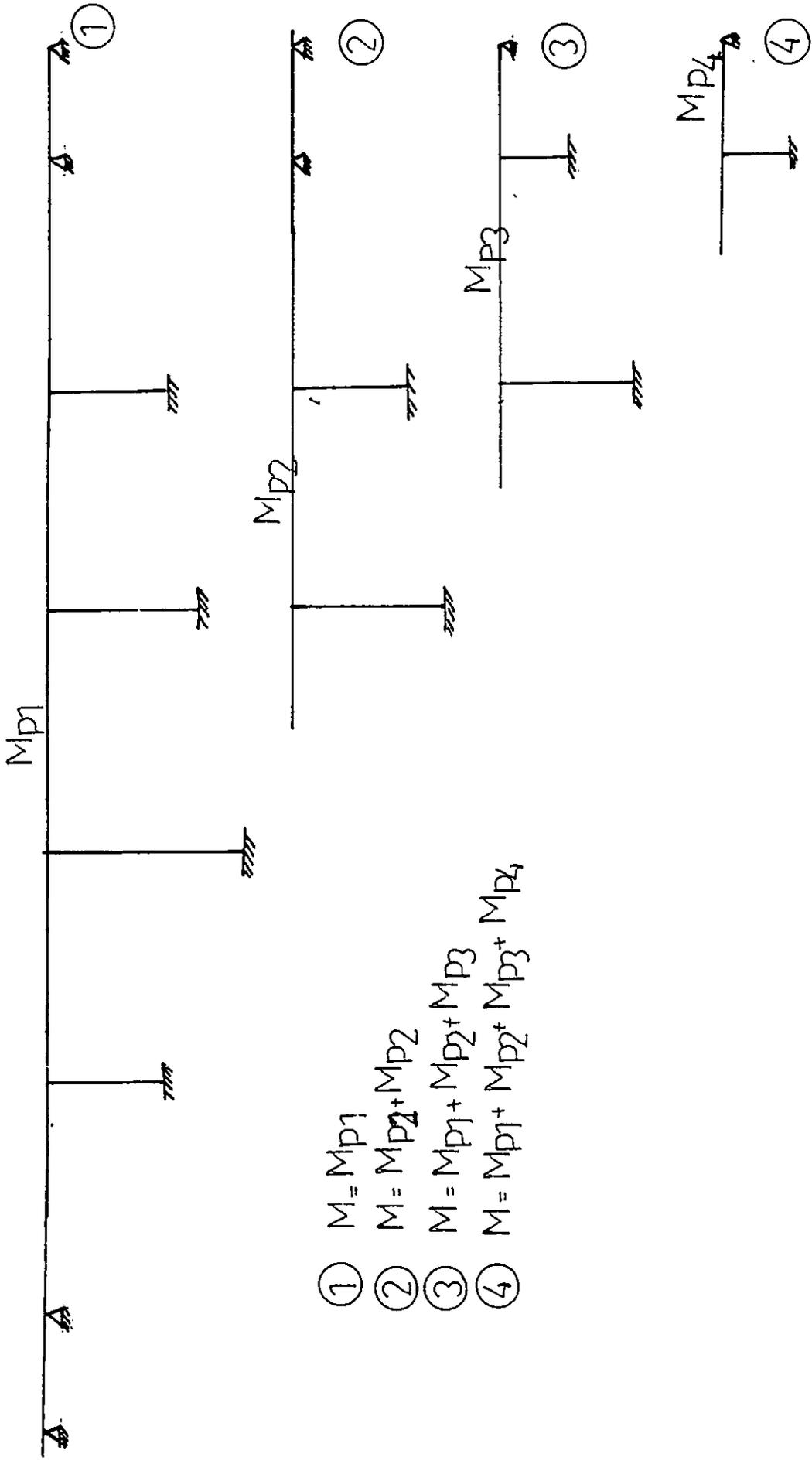
Dans les cas courants, on commence par déterminer la précontrainte de continuité dans la dernière travée clavée on évalue les moments flechissants maximum et minimum dans les section critiques de cette travée, dus aux actions autres que celles de la précontrainte, dans le cadre d'une combinaison rare.

Etant donné un effort de précontrainte global P, il induit un moment hyperstatique proportionnel à P, qui va dans le sens d'une réduction du moment isostatique engendré ou peut donc écrire que le moment effectif du à la précontrainte est de la forme :



- ① $M_p = M_{p1}$
- ② $M_p = M_{p1} + M$
- ③ $M_p = M_{p1} + M_{p2} + M_{p3}$
- ④ $M_p = M_{p1} + M_{p2} + M_{p3} + M_{p4}$

DETERMINATION DE LA PRECONTRAINTE
HYPERSTATIQUE
1^{ère} PARTIE



- ① $M = M_{p1}$
- ② $M = M_{p1} + M_{p2}$
- ③ $M = M_{p1} + M_{p2} + M_{p3}$
- ④ $M = M_{p1} + M_{p2} + M_{p3} + M_{p4}$

DETERMINATION DE LA PRECONTRAINTE
HYPERSTATIQUE
2^{ème} PARTIE

$$MP_{I_{20}} (1 - \xi)$$

Où :

ξ : Est un facteur dépendant des caractéristique mécanique de la poutre et du tracé du câble .

Les contraintes normales doivent donc satisfaire aux prescriptions réglementaires sous les moments :

$$M_{\max} + M_{P_{I_{20}}} (1 - \xi) \quad \text{et} \quad M_{\min} + M_{P_{I_{20}}} (1 - \xi)$$

$$0 \leq \frac{P}{S} + \frac{V_a}{I_o} \left[M_{\max} + MP_{I_{20}} (1 - \xi) \right] \leq 0,54 f_{c28}$$

$$0 \leq \frac{P}{S} + \frac{V_a}{I_o} \left[M_{\min} + MP_{I_{20}} (1 - \xi) \right] \leq 0,54 f_{c28}$$

$$0 \leq \frac{P}{S} - \frac{V_i}{I_o} \left[M_{\max} + MP_{I_{20}} (1 - \xi) \right] \leq 0,54 f_{c28}$$

$$0 \leq \frac{P}{S} - \frac{V_i}{I_o} \left[M_{\min} + MP_{I_{20}} (1 - \xi) \right] \leq 0,54 f_{c28}$$

Ces valeurs correspondent en fait à une justification de l'occurrence aux états limites de service, en classe I et aux sens des règles BPEI83 une fois en détermine p minimum satisfaisant à ces conditions, déterminé ou le transforme en câblage constructif et on peut alors, en procédant de la même façon, évaluer les moments dans les avants dernières travées clavées.

En clair, on détermine la précontrainte de continuité en considérant les clavages dans l'ordre inverse de leurs chronologie réelles .

IV-7-3 Détermination de la précontrainte de continuité :

Pour la détermination de la précontrainte on procède selon la cinématique resumée sur la figure suivante .

La précontrainte nécessaire ou droit de chaque section est déterminée d'une manière itérative .

On se fixe une précontrainte initiale, dans notre cas on prend $p = 0$, et à partir de cette valeur, on détermine la nouvelle précontrainte, et on refait le même calcul jusqu'à convergence vers une valeur fixe .

- Section sous critique :

$$P_1 = \frac{\Delta M}{C + C'}$$
$$e_0 = C - \frac{M_n}{P}$$

- Section sur critique :

$$P_2 = \frac{M_n}{C + V' - d_i}$$
$$e_0 = -(V' - 0,2)$$
$$P = \max [P_1, P_2]$$

p : Correspond uniquement à la sollicitation extérieure $M = 0$, la nouvelle valeur P est déterminée en prenant en considération cette fois à le moment de précontrainte .

Nombre de cables de continuité

TRAVEE NR 01

| X(n) | Mp (tm) | P (t) | eo (m) | n>(p/0,8Po) | n cables |
|------|------------|----------|-----------|-------------|----------|
| 3,75 | -0,45 | 551,40 | -0,81 | 2,85 | 4,00 |
| 8,75 | -0,13 | 15,36 | -0,82 | 0,08 | 2,00 |

Nombre de cables de continuité

TRAVEE NR 02

| X(n) | Mp (tm) | P (t) | eo (m) | n>(p/0,8Po) | n cables |
|-------|------------|----------|-----------|-------------|----------|
| 28,75 | 15,70 | 912,66 | -1,00 | 4,72 | 6,00 |
| 33,75 | 29,12 | 2.340,04 | -0,98 | 12,09 | 14,00 |
| 38,75 | -25,04 | 3.607,48 | -0,89 | 18,64 | 20,00 |
| 43,75 | -53,81 | 4.533,92 | -0,83 | 23,43 | 24,00 |
| 48,75 | -233,16 | 4.963,00 | -0,81 | 25,65 | 26,00 |
| 50,00 | -103,16 | 5.094,28 | -0,81 | 26,32 | 28,00 |
| 51,25 | -150,34 | 5.287,94 | -0,81 | 27,33 | 28,00 |
| 56,25 | -163,76 | 4.433,71 | -0,81 | 22,91 | 24,00 |
| 61,25 | -147,28 | 3.163,11 | -0,83 | 16,35 | 18,00 |
| 66,25 | -77,60 | 1.540,56 | -0,89 | 7,96 | 8,00 |

Nombre de cables de continuité

TRAVEE NR 03

| X(n) | Mp (tm) | P (t) | eo (m) | n>(p/0,8Po) | n cables |
|-------|------------|----------|-----------|-------------|----------|
| 28,75 | 31,25 | 840,16 | -1,00 | 4,34 | 6,00 |
| 33,75 | 85,61 | 2.381,25 | -0,98 | 12,30 | 14,00 |
| 38,75 | 98,12 | 4.289,78 | -0,89 | 22,17 | 24,00 |
| 43,75 | -57,11 | 4.811,44 | -0,83 | 24,86 | 26,00 |
| 48,75 | -110,33 | 5.492,35 | -0,81 | 28,38 | 30,00 |
| 50,00 | -111,30 | 5.540,89 | -0,81 | 28,63 | 30,00 |
| 51,25 | -117,56 | 5.491,86 | -0,81 | 18,04 | 30,00 |
| 56,25 | -116,81 | 4.862,44 | -0,81 | 16,34 | 26,00 |
| 61,25 | -115,10 | 2.471,95 | -0,83 | 12,77 | 14,00 |
| 66,25 | -71,70 | 1.423,42 | -0,89 | 7,36 | 8,00 |
| 71,25 | -11,13 | 167,54 | -0,98 | 0,87 | 2,00 |

Nombre de cables de continuité

TRAVEE NR 04

| X(n) | Mp (tm) | P (t) | eo (m) | n>(p/0,8Po) | n cables |
|-------|------------|----------|-----------|-------------|----------|
| 33,75 | -14,82 | 1.210,32 | -0,98 | 6,25 | 8,00 |
| 38,75 | -30,90 | 2.620,47 | -0,89 | 13,54 | 14,00 |
| 43,75 | -50,24 | 3.725,67 | -0,83 | 19,25 | 20,00 |
| 48,75 | -72,05 | 4.442,43 | -0,81 | 22,95 | 24,00 |
| 50,00 | -75,95 | 4.529,69 | -0,81 | 23,40 | 24,00 |
| 51,25 | -85,20 | 4.433,04 | -0,81 | 22,90 | 24,00 |
| 56,25 | -82,57 | 3.726,04 | -0,83 | 19,25 | 20,00 |
| 61,25 | -69,32 | 2.640,22 | -0,89 | 13,64 | 14,00 |
| 66,25 | -40,27 | 1.256,80 | -0,98 | 6,49 | 8,00 |

Nombre de cables de continuité

TRAVÉE NR 05

| X(n) | Mp (tm) | P (t) | eo (m) | n>(p/0,8Po) | n cables |
|-------|------------|----------|-----------|-------------|----------|
| 28,75 | -5,00 | 78,01 | -1,00 | 0,40 | 2,00 |
| 33,75 | -113,58 | 1.756,14 | -0,98 | 9,07 | 10,00 |
| 38,75 | -181,13 | 2.945,36 | -0,89 | 15,21 | 16,00 |
| 43,75 | -258,95 | 4.357,38 | -0,83 | 22,51 | 24,00 |
| 48,75 | -293,73 | 4.894,49 | -0,81 | 25,30 | 26,00 |
| 50,00 | -288,69 | 4.764,91 | -0,81 | 24,62 | 26,00 |
| 51,25 | -288,97 | 4.731,92 | -0,81 | 24,45 | 26,00 |
| 56,25 | -266,61 | 4.000,29 | -0,83 | 20,67 | 22,00 |
| 61,25 | -213,73 | 2.896,89 | -0,89 | 14,97 | 16,00 |
| 66,25 | -125,48 | 1.501,17 | -0,98 | 7,75 | 8,00 |

Nombre de cables de continuité

TRAVÉE NR 06

| X(n) | Mp (tm) | P (t) | eo (m) | n>(p/0,8Po) | n cables |
|-------|------------|----------|-----------|-------------|----------|
| 33,75 | -15,76 | 595,80 | -0,98 | 3,07 | 4,00 |
| 38,75 | -51,78 | 2.246,50 | -0,89 | 11,60 | 12,00 |
| 43,75 | -75,24 | 3.577,80 | -0,83 | 18,48 | 20,00 |
| 48,75 | -100,93 | 4.998,45 | -0,81 | 25,82 | 26,00 |
| 50,00 | -108,15 | 5.341,07 | -0,81 | 27,59 | 28,00 |
| 51,25 | -85,74 | 4.638,81 | -0,81 | 23,97 | 26,00 |
| 56,25 | -81,03 | 4.119,54 | -0,83 | 21,28 | 22,00 |
| 61,25 | -77,04 | 3.652,42 | -0,89 | 18,87 | 20,00 |
| 66,25 | -66,83 | 2.877,55 | -0,98 | 14,86 | 16,00 |
| 71,25 | -30,41 | 1.283,15 | -1,00 | 6,63 | 8,00 |

Nombre de cables de continuité

TRAVEE NR 07

| X(n) | Mp (tm) | P (t) | eo (m) | n>(p/0,8Po) | n cables |
|-------|------------|----------|-----------|-------------|----------|
| 28,75 | -3,53 | 215,74 | -1,09 | 1,11 | 2,00 |
| 33,75 | -13,50 | 1.278,25 | -0,96 | 6,61 | 8,00 |
| 38,75 | -14,19 | 1.791,10 | -0,88 | 9,26 | 10,00 |
| 43,75 | -8,37 | 1.700,30 | -0,82 | 8,79 | 10,00 |
| 48,75 | -4,37 | 1.350,12 | -0,81 | 6,98 | 8,00 |

Renforcement des appuis :

Les câbles de solidarisation, destinés à réaliser la continuité du tablier et à s'opposer aux moments fléchissants qui en résultent, comporte deux types de câbles :

- Des câbles situés au niveau de la membrure inférieure pas suite de la prépondérance des moments fléchissants positifs dus aux surcharges d'exploitation .

- Des câbles disposés au droit de la membrure supérieure à fin d'assurer la sécurité à rupture du tablier vis à vis des moments fléchissants négatifs dus aux surcharge d'exploitation.

Pour cela il s'est averé necessaire de renforcer les sections critiques situées au voisinage des appuis .

Exemple d'application :

$$B = 10,8 \text{ m}^2$$

$$v = 2,77 \text{ m}$$

$$I = 46,6 \text{ m}^2$$

$$v' = 2,63 \text{ m}$$

$$\Delta M = M(\text{service}) - M(\text{construction}) = 10841,8 \text{ tm}$$

$$P = \frac{\Delta M}{C' + v' - d_i} \quad \text{avec } d_i = 0,12 \text{ m}$$

$$P = 2564,28 \text{ (t)} \longrightarrow n = 14 \text{ câbles}$$

| SECTION | Cs (m) | Vs (m) | M (tm) | P (t) | n cables | n ame | n arretée |
|---------|-----------|-----------|------------|-----------|-------------|----------|--------------|
| S0 | 1,576 | 2,772 | 10.841,800 | 2.564,280 | 14,000 | 7,000 | 1,000 |
| S1 | 1,576 | 2,772 | -9.513,230 | 2.250,050 | 12,000 | 6,000 | 0,000 |
| S2 | 1,260 | 2,340 | -7.215,100 | 2.073,300 | 12,000 | 6,000 | 1,000 |
| S3 | 1,098 | 2,140 | -5.133,760 | 1.646,490 | 10,000 | 5,000 | 0,000 |
| S4 | 0,972 | 1,950 | -4.948,310 | 1.765,990 | 10,000 | 5,000 | 0,000 |
| S5 | 0,852 | 1,810 | -4.414,000 | 1.736,420 | 10,000 | 5,000 | 0,000 |
| S6 | 0,696 | 1,670 | -4.048,920 | 1.802,720 | 10,000 | 5,000 | 0,000 |
| S7 | 0,684 | 1,570 | -3.751,130 | 1.757,790 | 10,000 | 5,000 | 0,000 |
| S8 | 0,630 | 1,500 | -3.166,470 | 1.774,360 | 10,000 | 5,000 | 3,000 |
| S9 | 0,594 | 1,460 | -1.336,010 | 701,310 | 4,000 | 2,000 | 2,000 |
| S10 | 0,582 | 1,431 | | | 0,000 | | |

Vérification des contraintes :

Cela consiste à vérifier que les contraintes normales dans la section dangereuse, restent comprises entre $1,5 f_{tj}$ et $0,54 f_{cj}$.

Ces contraintes seront calculées en service et a vide, avant et après fluage .

$$\sigma = \sigma_b + \sigma_{psu} + \sigma_{pin}$$

σ_{psu} : Contrainte normale due à la précontrainte supérieure

σ_{pin} : Contrainte normale due à la précontrainte inférieure.

Fibre supérieur :

$$\sigma_b = \frac{M}{i} v$$

$$\sigma_{psu} = \frac{P_a}{B} + \frac{P_a e_a v}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P_i}{B} + \frac{MHv}{I}$$

MH : MH designe le moment de precontrainte hyperstatique

Fibre inférieure :

$$\sigma_b = \frac{M}{I} v'$$

$$\sigma_{pas} = \frac{P_a}{B} - \frac{P_a e_a v'}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P_i}{B} - \frac{MHv'}{I}$$

Dans notre cas on va vérifier uniquement les sections d'encastrement et à mi travée les plus sollicitées .

Section d'encastrement :

$$B = 1,8 \text{ m}^2$$

$$v = 2,772 \text{ m}$$

$$I = 46,6 \text{ m}^4$$

$$v' = 2,628 \text{ m}$$

$$P_a = 8901,92 \text{ t}$$

$$P_i = 0$$

$$MH = P_a e_a$$

| | | | M (tm) | Fib-sup | Fib-inf |
|-----------------|------------|------------------|-----------|---------|---------|
| Avant Fluage | Avide | / | -30122,21 | 309,65 | 1312,10 |
| | en service | M _{max} | 37441,8 | -125,75 | 1724,89 |
| | | M _{min} | -16222,6 | 1136,47 | 528,24 |
| Après Fluage | Avide | / | -29523,02 | 345,301 | 1278,32 |
| | en service | M _{max} | -33810,6 | 90,25 | 1520,11 |
| | | M _{min} | -13678 | 1287,84 | 384,74 |

Les contraintes sont vérifiées

Section mediane :

De la même que la section d'encastrement on vérifie les contraintes :

$$B = 6,53m^2$$

$$v = 1,43 \text{ m}$$

$$I = 5,314m^4$$

$$v' = 0,97 \text{ m}$$

$$P_s = 774,06 \text{ t}$$

$$P_l = 5805,6 \text{ t}$$

$$MH = (1 - \xi) P_l e_l$$

| | | | M (tm) | Fib-sup | Fib-inf |
|-----------------|------------|------------------|-----------|---------|---------|
| Avant Fluage | Avide | / | 1117,86 | 68,69 | 1644,47 |
| | en service | M _{max} | 4278,83 | 919,36 | 1067,39 |
| | | M _{min} | 214,79 | -174,38 | 1809,22 |
| Après Fluage | Avide | / | 6192,47 | 1434,41 | 718,08 |
| | en service | M _{max} | 9353,44 | 1870,6 | 141,08 |
| | | M _{min} | 1466,98 | 162,78 | 1580,65 |

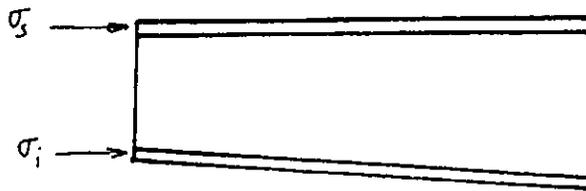
Les contraintes sont vérifiées

IV 3 Effort tranchant

IV 8-1 Effet résal

Dans les poutres de hauteur variable en forme de caisson, il est d'usage de calculer les contraintes tangentés dans les âmes à partir d'une valeur "réduite" par rapport à sa valeur totale dans la section considérée.

Cette réduction au sens algébrique du terme consiste à tenir compte de l'inclinaison du hourdis inférieure comptée par rapport à la fibre moyenne de la poutre.



σ_i : Contrainte normale au droit du feuillet moyen du hourdis inférieur

σ_s : Contrainte normale au droit du feuillet moyen du hourdis supérieur

$$V = V (\text{âme}) + B_s \sigma_s \operatorname{tg} \alpha_s - B_i \sigma_i \operatorname{tg} \alpha_i$$

On voit donc que la compression dans le hourdis inférieur entraîne une réduction de l'effort tranchant dans les âmes.

IV 8-3 Effort tranchant

L'effort tranchant est la projection de la résultante des efforts appliqués à droite de la section calculée sur

Si T est l'effort tranchant résultant il faut le diminuer d'une quantité $\frac{M}{h} \frac{dh}{dx}$

M : Moment résultant dans la section considéré

$h(x)$: variation de hauteur de la section.

IV 8-3 Réduction due à la précontrainte:

Les composantes obliques des effort de précontrainte dues aux courbures du câble peuvent diminuer l'effort tranchant d'où l'introduction du terme réduction complémentaire $P \sin \alpha$

$$V = T - P \sin \alpha - \frac{M}{h} \frac{dh}{dx}$$

Dans le cas général $V = T - \sum P_i \sin \alpha_i - \frac{M}{h} \frac{dh}{dx}$

IV- 8-4 Contrainte de cisaillement

La présence d'un effort tranchant dans une section crée une contrainte de cisaillement de la forme

$$\tau (y) = \frac{V_{\text{réd}} S(y)}{I b_n}$$

$S(y)$: Moment statique par rapport à l'axe (oz) de la partie de la section située au dessous de l'ordonnée (y) .

$b_n (y)$: Largeur nette de l'âme au niveau (y)

z base de levier

$$z = \frac{I}{s(y)} = \frac{1 + \rho}{2} h$$

donc:
$$\tau(y) = \frac{V_{\text{réd}}}{b_n z}$$

Le BPEL préconise de vérifier la double inégalité suivante:

$$\tau^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) \quad (1)$$

$$\tau^2 \leq \frac{2f_{cj}}{f_{tj}} (0,6 f_{cj} - \sigma_x)(f_{tj} + \sigma_x) \quad (2)$$

Les combinaisons d'action à prendre en compte sont :

En construction : Poids propre et surcharge de chantier.

Avant fluage: S1 + 1.2 surgarges + gradient théorique

Après fluage : SF + 1.2 surcharge + gradient thermique

Remarque :

Le cisaillement sous charge permanente par fois le plus important est introduit dès la mise en précontrainte, donc avant l'injection des gaines sous l'action de la force radiale qui décolle la poutre du coffrage .

$$z = \frac{1 + \rho}{2} h$$

$$\tau(y) = \frac{V}{b_n z} \text{ avec } b_n = 2e_a - 2\theta = 0,84 \text{ m}$$

| $x(m)$ | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| (1) | 9,60 | 10,31 | 9,77 | 8,76 | 7,15 | 6,66 | 5,32 | 4,27 | 3,40 |
| (2) | 20,31 | 20,84 | 20,45 | 19,31 | 17,45 | 16,67 | 14,28 | 12,04 | 9,99 |
| (3) | 4,3 | 3,55 | 3,18 | 2,86 | 2,59 | 2,32 | 2,17 | 2,03 | 1,95 |
| τ | 0,26 | 0,12 | 0,12 | 0,06 | 0,67 | 0,31 | 0,18 | 0,47 | 0,34 |
| τ^2 | 0,07 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 0,45 | 0,14 | 0,03 | 0,22 | 0,11 |

Auquel cas la double inégalité est vérifiée.

Application:

$$T_{\text{résal}} = \frac{M}{h(x)} \frac{dh}{dx}$$

| $x(m)$ | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|-------------------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $M \cdot 10^3$ (t.m) | 22,1 | 17,4 | 13,37 | 9,9 | 7,03 | 4,62 | 2,76 | 1,4 | 0,47 |
| $T \cdot 10^3$ (t) | 1,00 | 0,9 | 0,75 | 0,63 | 0,54 | 0,42 | 0,32 | 0,23 | 0,14 |
| $TP \cdot 10^3$ (t) | 0,2 | 0,2 | 0,22 | 0,21 | 0,14 | 0,15 | 0,13 | 0,07 | 0,04 |
| $T_r \cdot 10^3$ (t) | 0,49 | 0,32 | 0,28 | 0,19 | 0,12 | 0,06 | 0,02 | 0,008 | 0,00 |
| $T \cdot 10^3$ (t) | 0,09 | 0,03 | 0,01 | 0,01 | 0,01 | 0,06 | 0,03 | 0,08 | 0,05 |

TP ici désigne l'effort tranchant de précontraint par âme. Dans le calcul, il sera multiplié par 2 pour tenir compte de la sollicitation totale dans la section

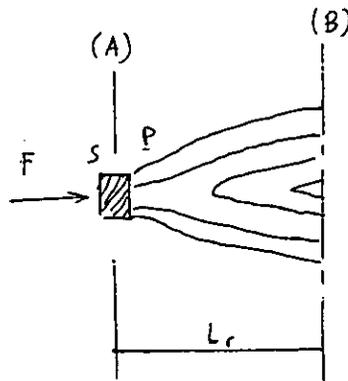
*CHAPITRE V : ETUDE DES ANCRAGES
ET DE LA TORSION*

V.1 - Phénomène de diffusion et transmission de l'effort de précontrainte derrière les ancrages :

L'effort F à l'ancrage introduit sur l'âme une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort ne se répartit que progressivement à l'intérieur du béton, en se diffusant à partir du plan (A) jusqu'au plan (B).

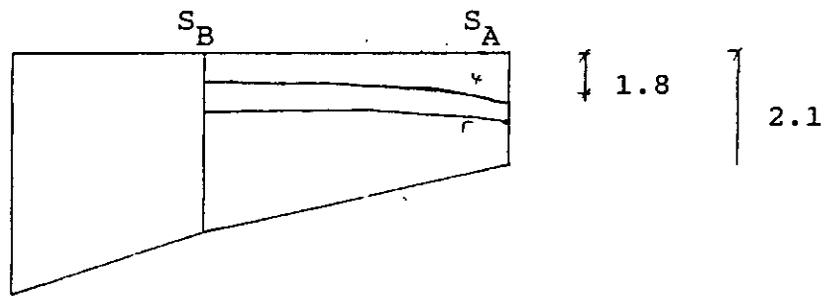
Au delà de cette distance (L_r) appelée longueur de régularisation on admet que le principe de saint-venant s'applique et que la répartition des contraintes normales est linéaire.

Il s'avère donc nécessaire de tenir compte de ce phénomène pour ferrailer les zones d'ancrages, où apparaissent des fissures de précontrainte.



Exemple :

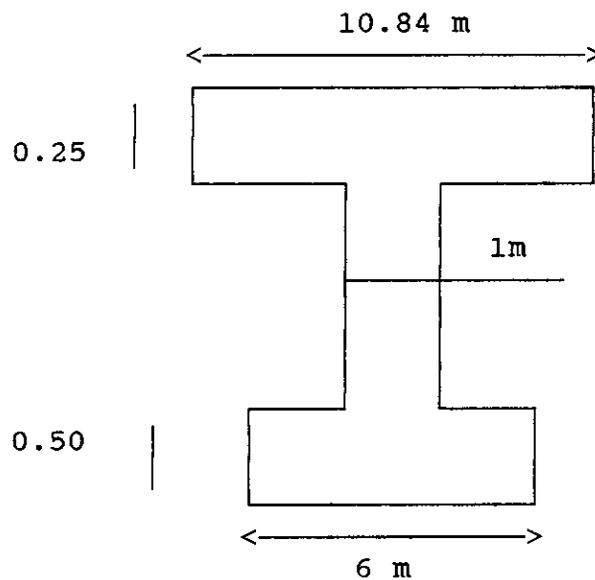
On prendra le voussoir V_3 (situé entre l'abscisse $x = 13.75$ m et $x = 18.75$ m) par rapport à l'axe de la pile.



$$\alpha_4 = 0.208$$

$$\alpha_5 = 0.248$$

On assimile la section caisson à une section en I dont les caractéristiques sont :



$$h = 3.57$$

$$V = 1.95 \text{ m}$$

$$I = 15.61 \text{ m}^4$$

$$V' = 1.62 \text{ m}$$

$$B = 8.19 \text{ m}^2$$

$$e = 0.266 \text{ m}$$

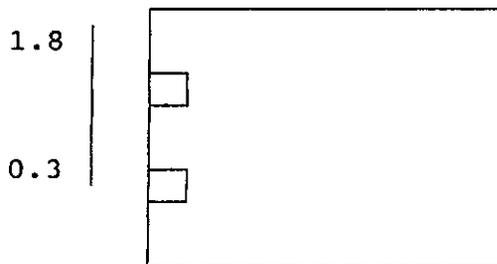
On attribue à chaque ancrage un prisme symétrique de dimension $d \times d$ tel que :

$$\frac{d}{2} : \text{La plus petite des valeurs suivantes}$$

c : Distance de l'axe du câble à l'arrête de la pièce la plus proche.

$2c'$: Distance du câble à l'axe du câble le plus voisin.

$$d = \min (2 \times 1.8 \times 0.3) = 0.3 \text{ m}$$



La mise en tension des câbles se fait après quatre (04) jours de durcissement du béton.

$$F_{cj} = 0.685 F_{C28} \text{ Log } (j+1)$$

$$F_{ij} = 0.6 + 0.06 F_{cj}$$

On obtient :

$$F_{C4} = 17 \text{ MPA}$$

$$F_{t4} = 1.62 \text{ MPA}$$

Après la mise en tension des câbles, ces derniers vont subir des pertes instantanées.

$$\text{Câble 1 : } \sigma_p = 1460 \text{ MPA}$$

$$\sigma'_p = 1460 - 175.96 = 1284.04 \text{ MPA}$$

Après recul d'ancrage, on déduit l'effort de précontrainte

$$\sigma_P = \sigma_{pAp} = 2.14 \text{ MN}$$

$$\text{Câble 2 : } \sigma_p = 1460 \text{ MPA}$$

$$\sigma'_p = 1460 - 184.71 = 1275.29 \text{ MPA}$$

On déduit l'effort de précontrainte $P = \sigma'_p A_p = 2.13 \text{ MN}$

V.2 - Dispositions réglementaires selon BPEL :

V.2.1 - Effet de surface :

Au voisinage de S on dispose une section d'acier A_s telle que :

$$A_s = 0.04 \frac{P}{(2/3 F_e)}$$

$$A_s = 0.04 \frac{2.14}{2/3 \cdot 400} = 3.21 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 3.21 \text{ cm}^2$$

Soit dans le plan vertical :

$$A_s = 3\phi 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

V.2.2 - Effet d'éclatement :

A l'intérieur de chaque prisme symétrique, la contrainte maximale d'éclatement est :

$$\sigma_{tj} = 0.5 \left[1 - \frac{a_j}{d_j} \right] \frac{F_j}{e' d_j}$$

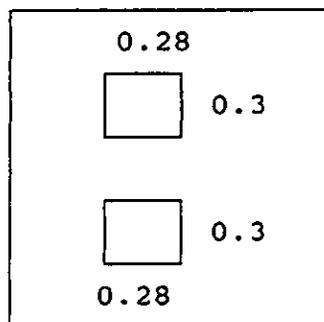
La contrainte de compression du béton est :

$$\sigma_{xj} = \frac{F_j}{e' d_j}$$

d_j : Hauteur de prisme symétrique de niveau j

a_j : dimension de la plaque d'ancrage

e' : Largeur de l'âme



$$\sigma_{tj} = 0.5 \left[1 - \frac{0.28}{0.3} \right] \frac{2.14}{1 \times 0.3} = 0.238 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{tj} = \frac{2.14}{1 \times 0.3} = 7.13 \text{ MPA}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

$$t_j \leq 1.25 F_{tj} = 1.25 \times 1.62 = 2.025 \text{ MPA}$$

$$x_i \leq 2/3 F_{cj} = 2/3 \times 14 = 11.33 \text{ MPA}$$

Les contraintes sont donc vérifiées

V.3 - Ferrailage (ou frettage d'éclatement) :

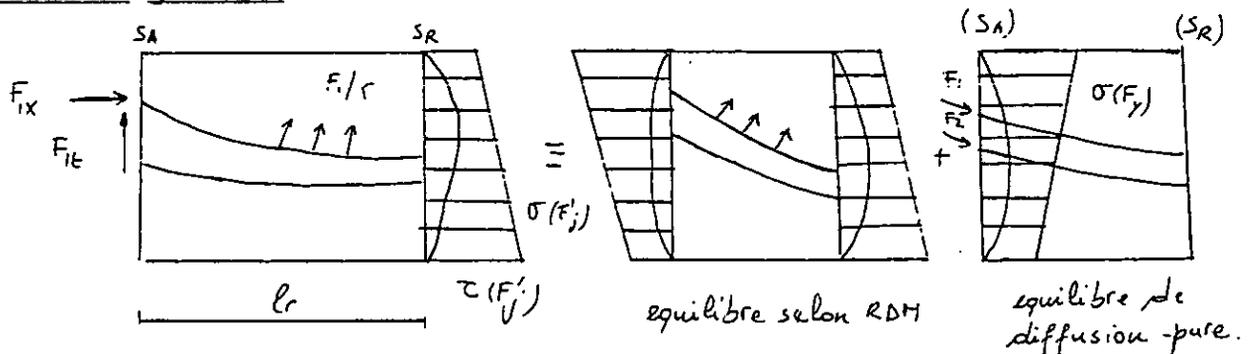
$$A_c = \max \left[0.25 \left[1 - \frac{a_j}{d_j} \right] \frac{F}{2/3 F_e}, 0.15 \frac{\text{Max } F}{2/3 F_c} \right]$$

$$A_c = \max (1.38 \text{ cm}^2, 12.04 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 12.04 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 10\phi 16 = 12.11 \text{ cm}^2$$

Equilibre général :



On suppose encore que (L_R) est égale à (h) ou (b) .

On considère la tranche de pièce comprise entre S_A et S_R ,

comme une poutre de répartition de hauteur h , de largeur b , en équilibre sous l'action :

- efforts concentrés sous les ancrages F_j ($P = \Sigma F_j$)
- forces réparties éventuelles dues à la courbure et au frottement des câbles sur le béton
- Tangentielles $\frac{dF}{ds}$ souvent négligeables
- radiales $\frac{F}{r}$
- des contraintes $\tau(F'_j)$ et normales $\tau(F''_j)$ supposées réparties et résultant des efforts dans les câbles au droit de la section (S_R) (selon le principe de Navier).

L'équilibre général peut être considéré comme la superposition de deux états d'équilibre :

- équilibre selon RDM
- équilibre général de diffusion pure

Justifications vis à vis de l'équilibre général :

On se fixe des plans de coupure et on procède à la détermination des sollicitations (V_x, N_t)

$$V_x = \Sigma F_j \cos \alpha_j - X \qquad X = \int \sigma(F_j) d dt$$

$$N_t = \Sigma F_j \sin \alpha_j - T \qquad T = \int \tau(F_j) d dt$$

| N° | α_i (RAD) | $Px = P \cos \alpha_i$ (MN) | t_i (m) | $M = P x_i (V - t_i)$ MN.m | $P \sin(\alpha_i)$ MN |
|----|------------------|-----------------------------|-----------|-------------------------------|--------------------------|
| 4 | 0.208 | 2.094 | 1.8 | 0.314 | 0.442 |
| 5 | 0.248 | 2.065 | 2.1 | -0.310 | 0.523 |
| / | / | 4.159 | / | 0.004 | 0.965 |

$$\sigma(y) = \frac{\sum P x_i}{S} + \frac{m}{I} y$$

$$\begin{aligned} \sigma(y) &= \frac{4.159}{8.19} + \frac{0.004}{15.61} y \\ &= 0.508t \quad 0.0002 y \end{aligned}$$

$$y = V - t = 1.95 - t$$

$$\sigma(t) = 0.508 - 0.0002 t$$

$$t = h \quad \sigma(h) = 0.507$$

$$t = 0 \quad \sigma(0) = 0.508$$

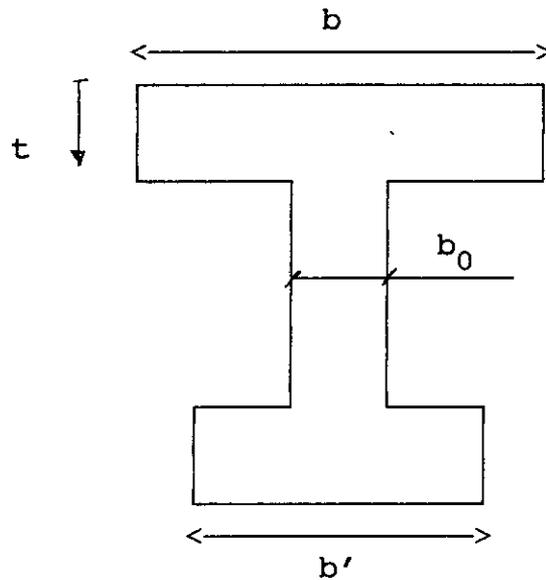
Contrainte de cisaillement :

$$\tau(t) = \frac{\sum P t_i \quad S t_i}{I b} \quad S t_i : \text{moment statique}$$

$$\tau(t) = \frac{0.965}{15.61} \frac{S t_i}{b}$$

$$\tau(t) = 0.062 \frac{S t}{b}$$

Calcul du moment statique :



. Moment statique de la table supérieure :

$$S_t = bt \left[V - \frac{t}{2} \right]$$

$$S_t = b(1.95t - 0.5t^2)$$

. Moment statique dans l'âme :

$$\begin{aligned} S_t &= bt_0 \left(V - \frac{t_0}{2} \right) + b_0 \int_{t_0}^t (V-x) dx \\ &= bt_0 \left(V - \frac{t_0}{2} \right) + b_0 \left(tV - \frac{t^2}{2} - t_0V + \frac{t_0^2}{2} \right) \\ &= 0.5 t^2 + 1.95t + 4.489 \end{aligned}$$

. Moment statique dans la table inférieure :

$$\begin{aligned} S_t &= b't \left(V' - \frac{t}{2} \right) \\ &= b' (1.62t - 0.5t^2) \end{aligned}$$

Calcul de l'effort tranchant V_x et de l'effort normal N_t :

$$X = \int_{t_1}^{t_2} \delta(t) b dt = b \int_{t_1}^{t_2} (0.508 - 0.0002t) dt$$

$$X = b \left[0.508t - 0.0001 t^2 \right]_{t_1}^{t_2}$$

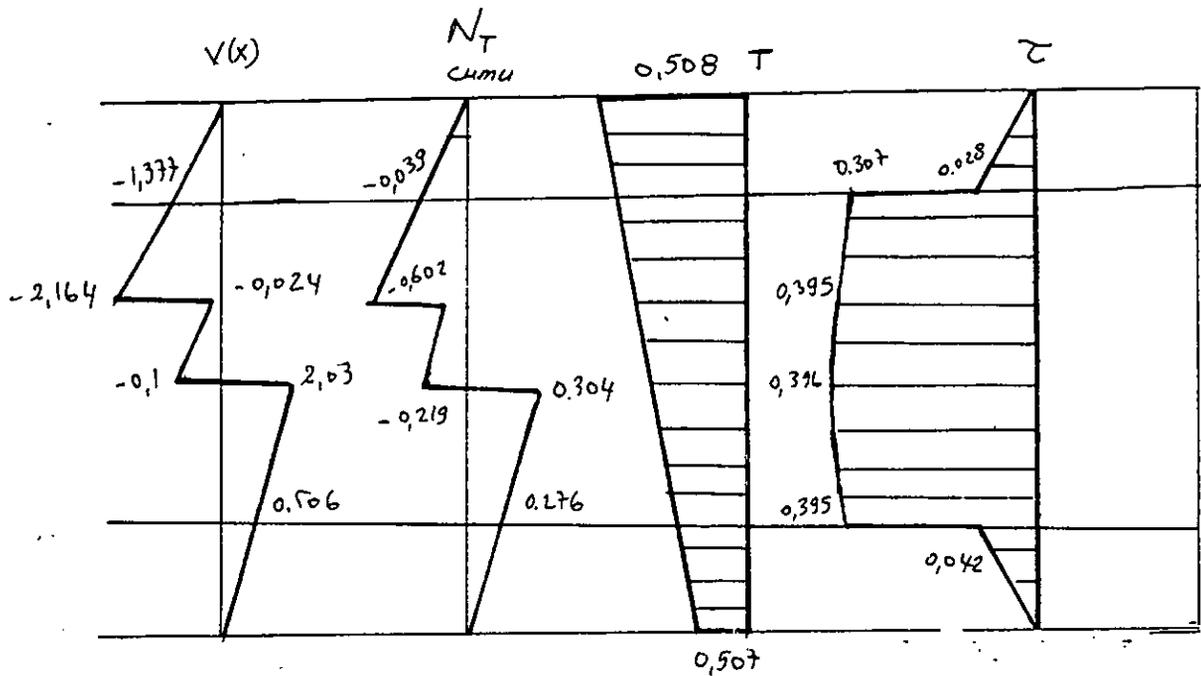
$$T = \int_{t_1}^{t_2} r(t) b dt = \int_{t_1}^{t_2} 0.062 St dt = 0.062 \int_{t_1}^{t_2} St dt$$

$$\text{Table supérieure } T = 0.062 \times 10.84 \left[1.95 \frac{t^2}{2} - 0.5 \frac{t^3}{3} \right]_{t_1}^{t_2}$$

$$\text{âme } T = 0.062 \left[-\frac{0.5}{3} t^3 + \frac{1.95}{2} t^2 + 4.489 t \right]_{t_1}^{t_2}$$

$$\text{Table inférieure } T = 0.062 \times 6 \left[1.62 \frac{t^2}{2} - 0.5 \frac{t^3}{3} \right]_{t_1}^{t_2}$$

| NIVEAU | t_1 (m) | t_2 (m) | b (m) | X (MN) | P (MN) | $V(x)=P(x)-X$ (MN) | V(x) CUMUL | Ti | P_{Ti} | $N_T=P_{Ti}-T$ | N_T CUMUL | |
|--------|--------------|--------------|----------|-----------|-----------|-----------------------|---------------|-------|----------|----------------|----------------|-------|
| t_i | 0 | 0.25 | 10.84 | 1.377 | - | - 1.377 | -1.377 | 0.039 | - | - 0.039 | -0.039 | 0.028 |
| | 0.25 | 1.8 | 1 | 0.787 | - | - 0.787 | -2.164 | 0.563 | - | - 0.563 | -0.062 | 0.307 |
| | - | - | 1 | - | 2.14 | 2.14 | -0.024 | - | 0.442 | 0.442 | -0.16 | 0.395 |
| | 1.95 | 2.1 | 1 | 0.076 | - | - 0.076 | -0.1 | 0.059 | - | - 0.059 | -0.219 | 0.396 |
| | - | - | 1 | - | 2.13 | 2.13 | 2.03 | - | 0.523 | 0.523 | 0.304 | 0.395 |
| t_i | 0 | 0.5 | 6 | 1.524 | - | - 1.524 | 0.506 | 0.028 | - | - 0.028 | 0.276 | 0.042 |



On détermine le cisaillement maximum g_{max}

Tel que : $g_{max} = (r_d + \tau)_{max}$

où r_d représente un cisaillement conventionnel dans le plan de coupure :

$$\tau_d = \frac{2 V_x}{b L_r}$$

et on vérifie que $r_{g_{max}} \geq 1.5 Ft_j$

Calcul de τ_d

$$d_{max} = 2 \frac{2.03}{1 \times 3.57} = 1.17 \text{ MPA}$$

$$1.137 \leq 1.5 Ft_j = 2.43 \text{ MPA}$$

Armatures transversales :

Elles sont calculées

$$A_c = \frac{(Vx^2)_{max} - Nte}{2/3 Fe}$$

$$(Vx)_{max} = 2.03 \left[1 - \left[\frac{Ft_j}{3 \cdot d} \right]^2 \right]$$

$$= 2.03 \left[1 - \left[\frac{1.62}{3 \times 1.137} \right]^2 \right]$$

$$= 1.57 \text{ MN}$$

$$A_c = \frac{1.57 - 0.523}{\frac{2}{3} \times 400} = 39.26 \text{ cm}^2$$

Ces armatures ne se cumulent pas avec les précédentes A_s et A_c :

- Si $A_s + A_c \geq A_e$: aucune armature supplémentaire n'est nécessaire.
- Si $A_s + A_c < A_e$: on ajoutera aux armatures A_s et A_c , la différence $A_e - A_s - A_c$

$$A_s + A_c = 3.39 + 12.11 = 15.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s + A_c < A_e$$

On ajoutera :

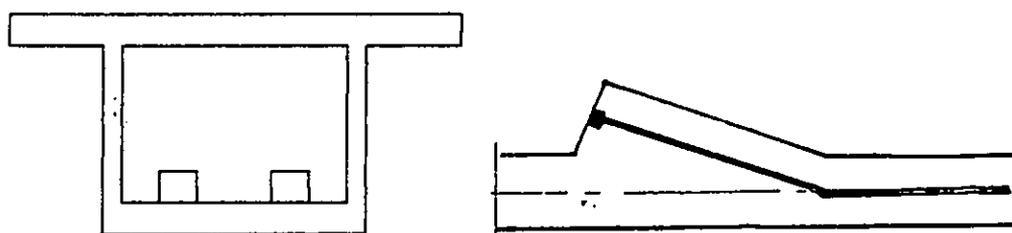
$$39.26 - 15.5 = 23.76 \text{ cm}^2$$

Soit pour un âme, 11.88 cm^2

Soit $6\phi 16$ réparties sur une longueur $\frac{2}{3} L_r = 2.38 \text{ cm}$

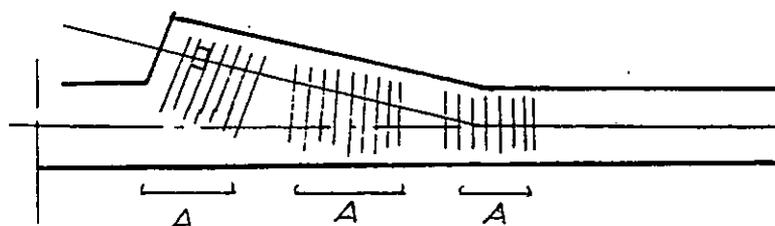
V.2 - CONCEPTION ET FERRAILLAGE DES BOSSAGES

Les câbles de continuité sont disposés dans le hourdis inférieur et ancrés dans des prismes spéciaux dits "Bossages". Il en résulte un moment dû à l'excentrement de l'ancrage par rapport au plan moyen du hourdis, une poussée répartie due à la composante verticale de la force à l'ancrage et une poussée verticale de la force à l'ancrage et une poussée ou vide dans la zone de courbure du câble.



Sous l'effet de ces efforts, les fibres transversales du hourdis se déforiment; c'est le phénomène d'entraînement derrière les bossage.

Pour éviter cet effet, on utilise un ferrailage passif spécifique.



Il existe trois formules d'aciers passifs

V.2.1 - Acier d'éclatement "A₁" :

Ils se situent sur une distance de 20 à 30cm en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage.

On pourrait songer à utiliser une formule donnée dans le bulletin technique n°7 de la division des ouvrages d'art de SETRA :

$$A_1 = \frac{F (0.5 - \sin\alpha)}{\bar{\sigma}_s}$$

On admet un taux de travail $s = 3/4 e$

V.2.2 - Aciers de reprise de la poussée au vide "A₃" :

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

La poussée linéique étant égale à F/R . Nous disposons d'une aire totale d'acier de poussée au vide donnée par :

$$A_3 = \frac{F}{R} R\alpha \frac{1}{\bar{\sigma}_s}$$

e : étant le rayon de courbure du câble.

Soit :

$$A_3 = \frac{F\alpha}{\bar{\sigma}_s}$$

où l'angle α est exprimé en radians

V.2.3 - Aciers intermédiaires :

Le rôle des aciers intermédiaires, dont la paire totale est notée A_2 est très discuté soit 2 cas :

- Dans le cas où il existe une reprise de bétonnage entre le hourdis et le bossage, il est indispensable d'appliquer intégralement la règle des coutures dans ce cas A_2 est

donnée par :

$$A_2 = \frac{0.5 F}{\bar{\sigma}_s}$$

- Dans le cas où il n'y a pas de reprise de bétonnage, la règle des coutures n'est pas nécessaire dans ce cas on adopte le rythme e ferrailage que l'on a dans ces deux zones précédentes "A₁, A₃"

Appliquons donc ces formules

L'effort de précontraint étant maximal en construction et diminue au cours du temps, prenons l'effort de précontrainte avant les pertes $F = 241.9 \text{ t}$

On envisage de prendre également l'angle de déviation des câbles comme suit : $\alpha = 10^\circ$

Exemple d'application :

Etude de passage à un câble unique :

- . Acier d'éclatement A₁ :

$$A_1 = \frac{2419}{3/4 \times 400} (0.5 - \sin 10) = 26.31 \text{ cm}^2$$

Soit 9 HA 20 = 28.27 cm²

- . Acier de reprise A₃ :

$$A_3 = \frac{241.9 \times 0.174}{3/4 \times 400} = 14.03 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 20 = 15.7 cm²

- . Acier intermédiaire A₂ :

$$A_2 = \frac{0.5 \times 2419}{176} = 40.32 \text{ cm}^2$$

Soit 13 HA 20 = 40.84 cm²

A₂ est obtenu en supposons qu'il existe une reprise de
betonnage entre le hourdis et le b^ossage.

Etude de passage à deux câbles :

Dans ce cas là il suffit de multiplier les resultats trouvés
dans le cas précédent par 2.

On aura donc :

$$A_1 = 2 \times 26.31 = 52.62 \text{ cm}^2 , \quad \text{Soit 18HA20}$$

$$A_2 = 2 \times 14.03 = 28.06 \text{ cm}^2 , \quad \text{Soit 10HA20}$$

$$A_3 = 2 \times 40.32 = 80.64 \text{ cm}^2 , \quad \text{Soit 26HA20}$$

Etude de passage à trois câbles :

Dans ce cas là il suffit de multiplier les resultats trouvés
dans le premier cas 3.

On aura donc :

$$A_1 = 3 \times 26.31 = 78.93 \text{ cm}^2 , \quad \text{Soit 27HA20}$$

$$A_2 = 3 \times 14.03 = 42.09 \text{ cm}^2 , \quad \text{Soit 15HA20}$$

$$A_3 = 3 \times 40.32 = 120.96 \text{ cm}^2 , \quad \text{Soit 39HA20}$$

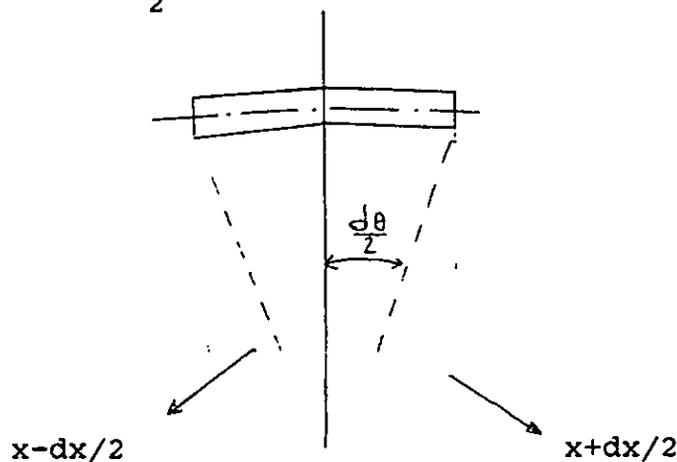
V.3 - POUSSEE AU VIDE

Dans les poutres de hauteur variable, les compressions dans le hourdis inférieur engendrent une poussée au vide, dirigés vers le haut. Leur importance est évidemment liée au très faible rayon de courbure du hourdis inférieur qui conduit à des valeurs importantes.

L'étude de l'équilibre d'une tranche de hourdis comprise entre les abscisses $(x-dx/2)$ et $x+dx/2$, montre en effet qu'il existe une résultante verticale des efforts de compression dans le hourdis est donnée par :

$$Pdx = 2N \sin \left[\frac{d\theta}{2} \right] \approx N d\theta$$

$$P = 2N \sin \frac{d\theta}{2}$$



Comme l étant le rayon de courbure :

$$dx = R d\theta$$

On retrouve l'expression classique :

$$P = \frac{N}{R}$$

En notant σ_i la valeur de la contrainte de compression, au niveau de feuillet moyen, la poussée correspondante est équivalente à une charge uniformément répartie sur la longueur du hourdis inférieur, dont l'intensité est égale à :

$$P = \frac{N}{R} = \frac{\sigma_i e_i}{R}$$

Avec :

σ_i : contrainte de compression

e_i : épaisseur du hourdis inférieur

R : rayon de courbure

- Une autre poussée existe en même temps due au poids propre du hourdis qui intervient dans les poussées sous forme d'une charge répartie descendante :

$$P_1 = \gamma_b e$$

γ_b : masse volumique du béton

e : épaisseur du hourdis inférieur

- On n'oubliera pas que si les câbles de précontrainte sont disposés longitudinalement dans le hourdis inférieur, ils provoquent des poussées au vide "linéaires" qui vont en sens contraire de celles dues aux contraintes de compression :

$$P_2 = \frac{P}{R}$$

avec :

P : Précontrainte après pertes

R : Rayon de courbure

L'hourdis est soumis donc à une poussée résultante qui est donnée par :

$$- P_t = P_1 + P_2 - P \longrightarrow \text{Présence de câbles}$$

$$- P_t = P_1 - P \longrightarrow \text{Absence de câbles}$$

Exemple d'application :

Etude du V.S.P :

Dans cette étude nous considérons le hourdis inférieur du V.S.P où les câbles n'existent pas donc $P_2=0$

d'où : $P_t = P_1 - P$

Détermination des sollicitations :

$$\sigma_i = \sigma_{bc} = \frac{P}{B} + \frac{- P_{eo} + M}{I} V'$$

$$\sigma_{bc} = 58.05 \left[\frac{1}{10.8} - \frac{2.412 \times 2.628}{46.6} \right] + \frac{221.05}{46.6} \times 2.628$$

$$= 9.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.94 \text{ MPa}$$

R : rayon de courbure

$$R = \frac{x^2}{2 (H_p - H_c)} = \frac{L/2}{4/L (H_p - H_c)} = 416.67 \text{ m}$$

P_1 : Charge répartie dûs au poids propre

$$P_1 = 2.5 \text{ l} = 2.5 \times 0.5 = 1.25 \text{ t/ml}$$

P : charge répartie due aux efforts de compression dans

$$\text{l'hourdis : } P = e \frac{\sigma_{bc}}{R} = 0.5 \times \frac{9.94}{416.67} = 0.011 \text{ MNt/ml}$$

Pt : charge resultante : $P_t = P_1 - P = 1.5 \cdot 10^{-3} \text{ MN/ml}$

Ou alors :

$$M = P_t \frac{l^2}{12} = 3.17 \cdot 10^{-3} \text{ MN/ml}$$

$$T = P_t \frac{l}{12} = 4.125 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

Ferraillage du hourdis :

L'étude du hourdis se fait en le supplant parfaitement encastré aux âmes.

Les armatures seront calculées en flexion simple en considérant une section de béton B x h avec $h = e(x)$

$$M_{ser} = 3.78 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}$$

$$M_{rb} = \frac{\alpha_c}{2} \left[1 - \frac{2r}{3} \right] \bar{\sigma}_{bc} d^2 = \frac{0.641}{2} \left[1 - \frac{0.64}{3} \right] \times 21 \times 1 \times 0.45^2$$
$$= 1.07 \text{ MPa}$$

$M_{rb} > M_{ser}$: les armatures nécessaires ne sont pas nécessaires

$$(A'_{ser} = 0)$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_r \sigma_s} = \frac{378 \cdot 10^{-3}}{0.35 \times 176} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Ferraillage des âmes :

L'étude des âmes se fait en les supposant parfaitement encastrées au hourdis.

Les armatures seront calculées en flexion composée en considérant une section de béton b x h.

$$M_{ser} = 3.78 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}$$

$$N_{ser} = 4.125 \cdot 10^{-3}$$

$$h = 0.5 \text{ m}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.92 \text{ m} \implies \frac{h}{6} = 0.083 \text{ m}$$

Comme N =traction et c se trouve à l'extérieur des deux nappes d'armatures, la section est partiellement comprimée.

$$M_{ser,A} = N_{ser} \cdot e_A = N_{ser} [e_0 - (d-h/2)] = 2.97 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 1.07 \text{ MNm}$$

$$M_{rd} > M_{ser} \implies A'_{ser} = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser,A}}{Z_r \cdot \bar{\sigma}_s} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{ser} + \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 0.482 + \frac{4.125 \cdot 10^{-3}}{176} = 0.716 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3HA6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{ser} = 4.125 \cdot 10^{-3}$$

$$h = 0.5 \text{ m}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.92 \text{ m} \implies \frac{h}{6} = 0.083 \text{ m}$$

Comme N =traction et c se trouve à l'extérieur des deux nappes d'armatures, la section est partiellement comprimée.

$$M_{ser,A} = N_{ser} \cdot e_A = N_{ser} [e_0 - (d-h/2)] = 2.97 \cdot 10^{-3} \text{ MNm}$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 1.07 \text{ MNm}$$

$$M_{rd} > M_{ser} \implies A'_{ser} = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser,A}}{Z_r \cdot \bar{\sigma}_s} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{ser} + \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = 0.482 + \frac{4.125 \cdot 10^{-3}}{176} = 0.716 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3HA6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

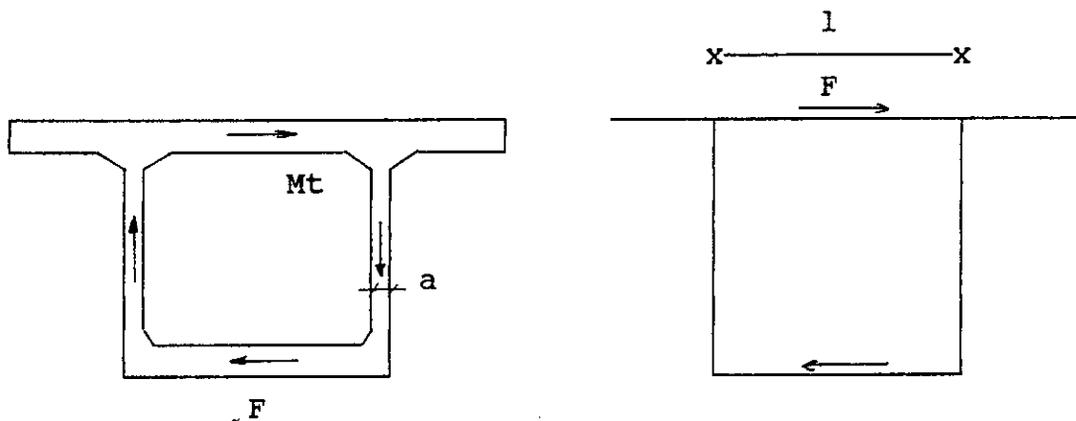
V.4 - ETUDE A LA TORSION

La section en forme de caisson est conservée toute la longueur de la portée. Le choix d'une telle section s'est avéré nécessaire pour répondre au phénomène de torsion provoqué en cours de chantier par des efforts non réglementaires :

Rafales de vent, Surcharge impévues ...

En effet sous l'effet des chargements dissymétriques, en phase de construction comme en phase de service, La section sera soumise à un moment de torsion qui engendre un flux de cisaillement f .

La section transversale de la poutre caisson tend à deverser.



$$F = fl = \frac{M + 1}{2 \cdot \Omega}$$

Pour s'opposer à cette déformation, on peut dire que la torsion nécessite un ferrailage, soit un raidicissement, mais on fera le calcul pour avoir un aperçu sur la contrainte de cisaillement induite par la torsion et l'armature nécessaire pour reprendre ces efforts.

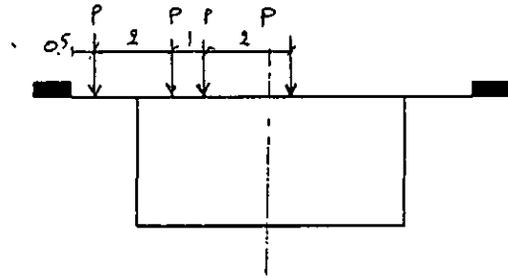
Chargement B_t :

$$M_t = P(3.75-0.5) + P(3.75-0.5-2) + P(3.75-0.5-2.1)$$

$$M_t = P \cdot 3.25 + P \cdot 1.5 + P \cdot 0.25 = 4.758 P$$

$$P = 16t \rightarrow P_{maj} = \sum P = 9.8 t$$

$$M_t = 46.55 \text{ tm}$$



Convoi classe M₁₂₀ :

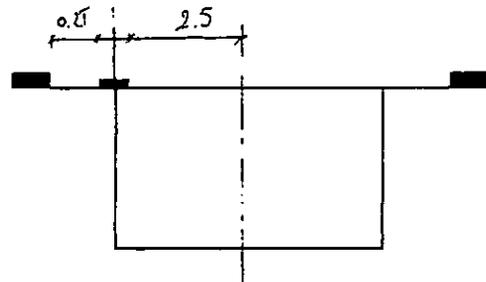
Système M_{c120}

$$M_c = \frac{P}{6.10} (3.75 - 0.75) - \frac{P}{3.10} \cdot 0.3$$

$$M_t = 2.7 \frac{P}{6.10} = 0.443 P$$

$$P = 55t \rightarrow P_{maj} = \sum P = 73.72 t$$

$$M_t = 32.65 \text{ tm}$$



Sous le système B_t, on aura le moment de torsion maximum

$$M_{tmax} = 46.55 \text{ tm}$$

V.4.2 - Contrainte de cisaillement :

Pour avoir la contrainte de cisaillement maximale on se limite à l'étude du voussoir en clé :

$$\tau = \frac{M_t}{2 \Omega \times b}$$

avec :

Ω : L'aire délimitée par les fibres moyennes des parois du caisson.

b : L'épaisseur d'une seule âme

$$\Omega = 5.5 \left[2.4 - 2 \times \frac{0.25}{2} \right] = 11.825 \text{ m}^2$$

$$b = 0.5 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{Mt}{2 b} = \frac{46.55}{2 \times 11.825 \times 0.5} = 3.94 \text{ t/m}^2$$

Comme la fissuration est très préjudiciable, le BAEL préconise :

$$\tau \leq 0.1 f_{cj} \quad \text{et } 3 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28} = 35 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc } \bar{\tau}_u = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 3.94 \cdot 10^{-2} \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$$

En conclusion la contrainte de cisaillement est vérifiée

V.4.3 - Section d'acier nécessaire pour les âmes :

En général, les pièces soumises à la torsion comportant des armatures longitudinales parallèles à l'axe de la pièce et placées des parois du caisson et des armatures transversales situées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce et entourant les armatures longitudinales.

Armatures longitudinales :

L'application de la règle des coutures à la section considérée nous donne :

$$\frac{A_l}{eU} \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{Mt}{2 \Omega b}$$

A_l : Section totale des armatures longitudinales

U : *Perimètre* de l'aire

Armatures transversales :

Pour les armatures transversales la condition précédente n'est pas satisfaite.

$$\frac{A_t f_e}{e S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

Si on prend $A_t = 1 \text{ HA12} \longrightarrow S_t = 22.62 \text{ cm}$

donc soit : $A_t = 1.18 \text{ cm}^2$, $S_t = 22 \text{ cm}$

Armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, la condition précédente n'est pas satisfaite :

$$\frac{A_e f_e}{e U} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

En appliquant cette condition on trouve :

$$A_1 = 0.4 \frac{e U}{f_e} = 76.5 \text{ cm}^2$$

Remarque :

- Les armatures trouvées doivent s'ajouter aux armatures d'effort tranchant et de moment fléchissant.
- Du fait de la grande rigidité de torsion des poutres tubulaires et de la raideur des deux membranes supérieure et inférieure, aucune entretoise intérieure n'est généralement nécessaire dans les tabliers contraints par encorbellement, à l'exception de celles situées au droit des appuis.
- Les entretoises situées au droit des piles et des culées - qui doivent être évidées pour assurer la circulation du

$\frac{A_l}{eU}$: Valeur des armatures de couture par unité de surface

$$U : (5.5 + 2.15) \times 2 = 15.3 \text{ m}$$

$$f_e : 400 \text{ MPa}$$

$$\Omega : 11.825 \text{ m}^2$$

$$\gamma_s : 1.15 \quad \text{donc} \quad A_l = \frac{U M_t}{2 f_e / \gamma_s} = 8.66 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 8.66 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

En appliquant la règle des coutures à la section considérée on aura :

$$\frac{A_t}{e S_t} \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{M_t}{2 \Omega b}$$

A_t : Section totale des armatures transversales

S_t : Espacement d'armatures transversales

$$A_t = \frac{M_t S_t \gamma_s}{f_e 2 \Omega}$$

Si on prend $S_t = 30 \text{ cm}$

$$A_t = 0.17 \text{ cm}^2$$

Pour une seule âme : $A_t = 0.08 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimale des armatures :

Le pourcentage minimal d'armatures prévu pour les âmes des poutres soumises à l'effort tranchant s'applique aux pièces soumises à la torsion, ce pourcentage minimal doit être respecté pour chacun des deux systèmes d'armatures considérés

$$\frac{A_t f_e}{e S_t} \text{ et } \frac{A_e f_e}{e U} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

personnel d'entretien et le passage des canalisations de service - ... empêchent la déformation de la section transversale sous l'effet des moments de torsion.

V.5 - ETUDE TRANSVERSALE

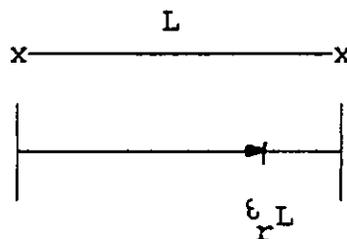
V.5.1 - Moments hyperstatiques dûs au fluage et retrait :

La dalle sans chaussée est encastree à ces deux extrémités de sorte que le déplacement longitudinal est empêché.

Elle est représentée par sa ligne moyenne.



Si nous coupons la barre au point B, l'effet du retrait crée un recourcissement total $\epsilon_r L$



Le retrait fait donc apparaître dans la barre parfaitement encastree aux deux extrémités une force F_0 telle que :

$$\epsilon_f = -\epsilon_r = \frac{F_0}{E.S} \quad \text{Soit} \quad F_0 = -\epsilon_r E.S$$

Cette force est réduite dans le temps sous l'effet du fluage

$$F_\infty = -\epsilon_r E.S \left[\frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi} \right]$$

ϵ_r : déformation différée du béton sous l'effet du retrait

E : module de la déformation longitudinale

S : section de l'élément considéré

$$\varphi = \frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_i} \quad \text{tel que :}$$

ε_d : déformation différée du béton sous l'effet du fluage

ε_i : déformation unstantanée

Démonstration :

Pour déterminer cette réduction, nous diviserons la déformation en y parties égales et nous examinerons le raccourcissement de retrait intervenant pour chacune de ces parties ainsi que les forces F nécessaires à annuler ce retrait partiel.

On aura :
$$F_R = \sum_1^n \Delta F$$

- A la fin de la première partie du temps de retrait, on peut écrire :

$$\frac{\varepsilon_r}{n} + \frac{\Delta F_1}{E.S} = 0 \quad \text{Soit} \quad \Delta F_1 = - \frac{\varepsilon_r}{n} \quad E.S = F_1$$

- A l'issue de la deuxième partie du temps de retrait, l'effort F_1 a provoqué un certain fluage dans l'élément, de sorte que l'effort F_2 qui doit intervenir, correspond à :

$$\frac{\varepsilon_r}{n} + \frac{F_1}{E.S} \cdot \frac{\varphi}{n} + \frac{\Delta F_2}{E.S} = 0$$

$$\Delta F_2 = - \frac{\varepsilon_r}{n} E.S \left[1 - \frac{\varphi}{n} \right]$$

A ce stade, l'effort total qui s'exerce est ainsi :

$$F_2 = F_1 + \Delta F_2 = - \frac{\varepsilon_r}{n} \cdot E.S - \frac{\varepsilon_r}{n} \cdot E.S \left[1 - \frac{\varphi}{n} \right]$$

- De la même façon, à la fin de la troisième partie du temps de retrait, l'effort F_2 provoque un nouveau fluage et on tire F_3 de l'équation

$$\frac{\varepsilon_r}{n} + \frac{F_2}{E.S} \cdot \frac{\varphi}{n} + \frac{\Delta F_3}{E.S} = 0$$

Ou

$$F_3 = - \frac{\varepsilon_r}{n} \cdot E.S - F_2 \frac{\varphi}{n} = - \frac{\varepsilon_r}{n} E.S + \frac{\varepsilon_r}{n} E.S \frac{\varphi}{n} + \varepsilon_r \frac{E.S}{n} \left[1 - \frac{\varphi}{n} \right] \frac{\varphi}{n}$$

$$F_3 = - \frac{\varepsilon_r}{n} E.S \left[1 - \frac{\varphi}{n} \right]^2$$

d'où l'effort total F_3

$$F_3 = F_2 + \Delta F_3 = - \frac{\varepsilon_r}{n} E.S - \frac{\varepsilon_r}{n} E.S \left[1 - \frac{\varphi}{n} \right] - \frac{\varepsilon_r}{n} E.S \left[1 - \frac{\varphi}{n} \right]$$

$$F_n = - \frac{\varepsilon_r}{n} E.S \left[1 + \left[1 - \frac{\varphi}{n} \right] + \left[1 - \frac{\varphi}{n} \right]^2 + \dots + \left[1 - \frac{\varphi}{n} \right]^{n-1} \right]$$

avec $-\frac{\varepsilon_r}{n} E.S = a$ et $\left[1 - \frac{\varphi}{n} \right] = b < 1$

$$F_n = a (1 + b + b^2 + \dots + b^{n-1})$$

Soit :

$$F_n = \frac{1 - b^n}{1 - b} \quad \text{or} \quad \frac{a}{1 - b} = - \frac{\epsilon_r \text{ E.S}}{\varphi}$$

et quant $n \rightarrow \infty$ $1 - b^n = 1 - \left[1 - \frac{\varphi}{n} \right]^n \rightarrow 1 - e^{-\varphi}$

$$F_\infty = - \frac{\epsilon_r \text{ E.S} (1 - e^{-\varphi})}{\varphi}$$

On remarque ainsi que le retrait doit être affecté du

coefficient $\frac{1 - e^{-\varphi}}{\varphi}$ puisqu'il se produit en même temps que le fluage.

V.5.2 - Voussoir pile :

Calcul de l'effort F_∞ :

$$E = 1.2 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$S = 0.25 \times 1 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$\epsilon_r = 5 \cdot 10^{-4}$$

$$\varphi = 2$$

donc $F_\infty = - 0.654 \text{ MPa}$

Calcul du déplacement correspondant " L " :

$$\epsilon_\infty = \frac{L}{L} \longrightarrow \Delta L = \epsilon_\infty \cdot L$$

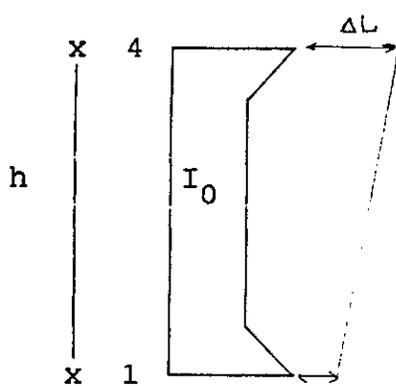
$$\epsilon_\infty = \frac{F_\infty}{\text{E.S}} \longrightarrow \Delta L = \frac{F_\infty}{\text{E.S}} \cdot L$$

$$\Delta L = \frac{-0.654}{1.21 \cdot 10^{-4} \times 0.25} \times 5.5 = -0.0012 \text{ m}$$

$$\Delta L = -1.2 \text{ mm}$$

Le déplacement " L" va engendrer un moment dans l'element

(4-1)



$$M_{4-1} = m_1 \frac{EI_0 \Delta L}{h^2}$$

Selon Cross

$$M_{1-4} = m_2 \frac{EI_0 \Delta L}{h^2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} i = 0.512 \\ g = 0.075 \end{array} \right. \longrightarrow m_1 = 6.55$$

$$\left\{ \begin{array}{l} i = 0.393 \\ g = 0.11 \end{array} \right. \longrightarrow m_2 = 7.5$$

m_1 et m_2 sont donnés par l'abaque

$$M_{4-1} = 6.55 \frac{1.21 \cdot 10^4 \times 0.1014 \times (-1.2) \cdot 10^{-3}}{(5.025)^2} = -3.92 \cdot 10^{-2} \text{ MNm}$$

$$M_{1-4} = 7.5 \frac{1.21 \cdot 10^4 \times 0.1014 \times (-1.2) \cdot 10^{-3}}{(5.025)^2} = -4.485 \cdot 10^{-2} \text{ MNm}$$

L'abaque est donné dans l'annexe.

Pour la répartition des moments on utilise la méthode de Cross.

$$M_{4-1} = - 3.92 \text{ tm}$$

$$M_{1-4} = - 4.485 \text{ tm}$$

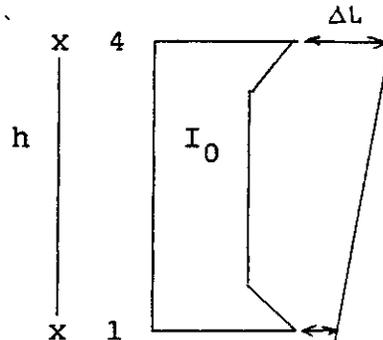
$$M_{5-2} = - 3.92 \text{ tm}$$

$$M_{2-5} = - 4.485 \text{ tm}$$

V.5.3 - Voussoir en clé :

calcul des moments :

$$\left[\begin{array}{l} i = 0.472 \\ g = 0.197 \end{array} \right. \longrightarrow m_1 = 8$$



$$\left[\begin{array}{l} i = 0.52 \\ g = 0.17 \end{array} \right. \longrightarrow m_2 = 7.55$$

m_1 et m_2 sont donnés par l'abaque

$$M_{4-1} = 8 \frac{1.21 \cdot 10^{-4} \times 0.0104 \times (-1.2 \cdot 10^{-3})}{(2.15)^2} = 26.13 \cdot 10^{-2} \text{ MNm}$$

$$M_{1-4} = 7.55 \frac{1.21 \cdot 10^{-4} \times 0.0104 \times (-1.2 \cdot 10^{-3})}{(2.15)^2} = 24.66 \cdot 10^{-2} \text{ MNm}$$

L'abaque est donné dans l'annexe.

Pour la répartition des moments, on utilise la méthode de Cross.

$$M_{4-1} = - 26.13 \text{ tm}$$

$$M_{1-4} = 24.66 \text{ tm}$$

$$M_{5-2} = - 26.13 \text{ tm}$$

$$M_{2-5} = 24.66 \text{ tm}$$

Ferraillage :

Ferraillage de la dalle supérieure :

C'est la traction simple

$$A_{ser} \geq \frac{N_{ser}}{s} = \frac{0.654}{176} = 37.16 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

On prend 8HA25

Ferraillage des âmes :

C'est la flexion simple

Mser : On prend le moment le plus défavorable

$$M_{ser} = + 2.26 \text{ tm}$$

$$d_0 = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.45 \text{ m}$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot \sigma_{bc} \cdot b_0 \cdot d^2 = 0.252 \times 21 \times 0.45^2 = 1.072 \text{ MNm}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \longrightarrow A'_{ser} = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_r \bar{\sigma}_s} = \frac{M_{ser}}{d(1-\alpha_r/3) \bar{\sigma}_s} = \frac{2.26 \cdot 10^{-2}}{0.45(1-0.641/3) \cdot 176} = 3.62 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{ser} = 3.62 \text{ cm}^2$$

soit 4 HA12

CNF

$$A_s \geq 0.238 b_0 \cdot d \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.238 \times 1.0 \times 0.45 \frac{2.7}{400} = 6.98 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{donc } A_s = 7.68 \text{ cm}^2$$

donc on admet cette section

$$A_s = 7.68 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7 \text{ HA12}$$

CHAPITRE VI : ETUDE TRANSVERSALE

IV - ETUDE TRANSVERSALE

La structure transversale de notre pont a une forme tubulaire. Elle est la mieux adaptée à la construction par encorbellement.

Nous nous sommes intéressés à l'étude des deux voussoirs :

- En clé
- Sur pile

VI.1 - Etude du voussoir en clé :

VI.1.1 - Charge permanente :

VI.1.1.1 - Determination des charges permanentes :

Le voussoir est subdivisé en 6 éléments (dalles sous chaussée 2 portes à faux, - de droite à gauche -, dalle inférieure, 2 âmes). Nous allons déterminer les charges permanentes pour chaque élément.

Ces charges sont :

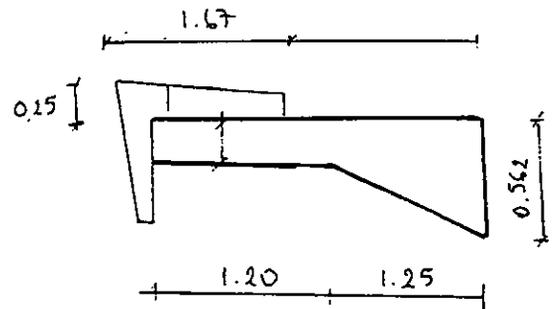
- Poids propre du porte à faux "g"
- Poids propre du revêtement "g_r"
- Poids propre du trottoir "g_t"
- Poids propre de la corniche "g_c"
- Poids propre du garde-corps + glissière "g_g"

Porte à faux :

$$g_r = 0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2$$

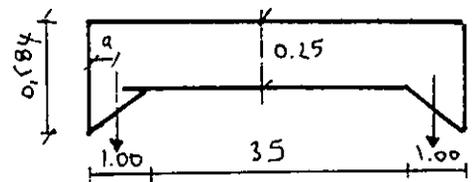
$$g'' = \frac{0,3125}{2} = 0.39 \text{ t/m}^2$$

$$g' = 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$$



$$g_t = \frac{0.2 + 0.25}{2} \times 2.5 = 0.5625 \text{ t/m}^2$$

$$g_c = 0.7 \times 2.5 = 1.75 \text{ t/m}^2$$



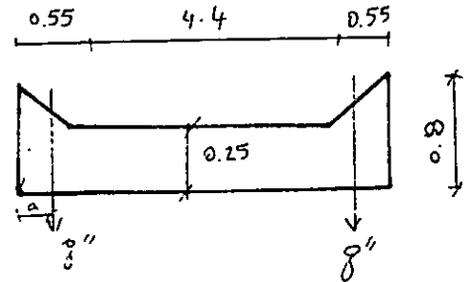
Dalle sous chaussée :

$$g_r = 0.08 \times 2.2 = 0.176 \text{ t/m}^2$$

$$g' = 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$$

$$g'' = \frac{(0.344)^2}{2} \times 2.5 = 0.14 \text{ t/m}^2$$

$$a = \frac{1}{3} \times 1 = 0.334 \text{ m}$$



Dalle inférieure :

$$g' = 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ t/m}^2$$

$$g'' = \frac{(0.55)^2}{2} \times 2.5 = 0.378 \text{ t/m}^2$$

$$a = \frac{1}{3} \times 0.55 = 0.183 \text{ m}$$

VI.1.1.2 - Determination des efforts dûs au poids-propre :

Porte à faux :

Effort tranchant :

$$T = g_r \cdot L_r + g'' \cdot L'' + g_t \cdot L_t + g_c \cdot L_c$$

$$T = 0.176 \times (2.45 - 1.67) + 0.625 \times 2.45 + 0.39 \times 1.25 +$$

$$0.5625 \times 1.46 + 1.75 \times (0.1 + 0.21)/2$$

$$T = 3.25 \text{ t/ml}$$

Moment flechissant :

$$M = 0.176 \times (2.45 - 1.67) \times 0.78 + 0.625 \times 2.45 \times 2.45 \times 1/2 +$$

$$0.39 \times 1.25 \times (1.25/3) + 0.5625 \times 1.46 \times 1.51 + 1.75 \times$$

$$(0.1+0.21)/2 \times (2.45 + 0.155)$$

$$M_{4-3} = M_{5-6} = -4.132 \text{ t/ml}$$

Dalle sous chaussée :

"Charge iuniformément répartie"

$$I_0 = \frac{1 \times 0.25^3}{12} = 0.0013 \text{ m}^4$$

$$I_A = \frac{1 \times 0.584^3}{12} = 0.0166 \text{ m}^4$$

On a :

$$i = \frac{I_0}{I_A} = 0.078$$

$$g = \frac{l'}{l} = 0.182$$

$$m_1 = 0.101$$

$$M_{4-5} = M_{5-4} = m_1 p l^2 = m_1 (g_r + g') l^2$$

$$M_{4-5} = M_{5-4} = 0.101 (0.176 + 0.625) \times 5.5^2$$

donc :

$$M_{4-5} = M_{5-4} = 2.45 \text{ tm/ml}$$

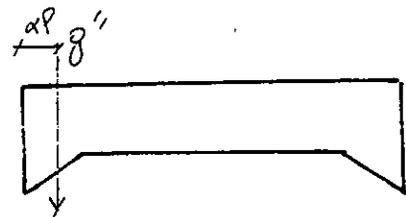
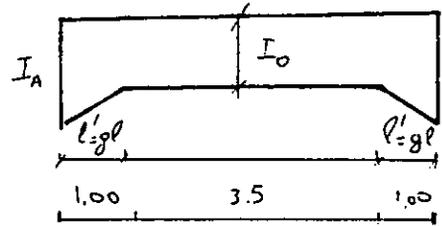
"Charge concentrée"

Cas 1

$$\alpha = \frac{a}{l} = \frac{0.334}{5.5} = 0.06$$

$$\left[\begin{array}{l} \alpha = 0.06 \\ i = 0.078 \end{array} \right. \quad m_1 = 0.055$$

$$\left[\begin{array}{l} 1 - \alpha = 0.94 \\ i = 0.078 \end{array} \right. \quad m_2 = 0.055$$



$$M_{4-5} = m_1 p l = m_1 g'' l = 0.055 \times 0.14 \times 5.5 = 0.0423 \text{ tm/ml}$$

$$M_{4-5} = m_2 p l = m_2 g'' l = 0 \times 0.14 \times 5.5 = 0$$

$$M_{4-5} = 0.0423 \text{ tm/ml}$$

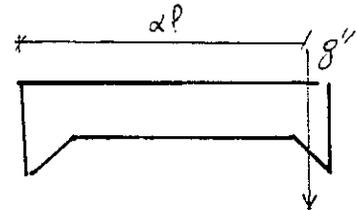
Cas 2

$$\alpha = 0.94$$

$$1 - \alpha = 0.06$$

$$\left[\begin{array}{l} \alpha = 0.94 \\ i = 0.078 \end{array} \right. \quad m_1 = 0$$

$$\left[\begin{array}{l} 1 - \alpha = 0.06 \\ i = 0.078 \end{array} \right. \quad m_2 = 0.055$$



$$M_{5-4} = 0.0423 \text{ tm/ml}$$

Dalle inférieure :

"Charge uniformément répartie"

$$I_0 = 1 \times \frac{\frac{0.25^3}{12}}{12} = 0.0013 \text{ m}^4$$

$$I_A = 1 \times \frac{\frac{0.8^3}{12}}{12} = 0.043 \text{ m}^4$$

$$\left[\begin{array}{l} i = \frac{I_0}{I_A} = 0.03 \\ g = \frac{l'}{l} = 0.1 \end{array} \right. \quad m_1 = 0.0955$$

$$M_{1-2} = M_{2-1} = m_1 p l^2 = m_1 g' l$$

$$M_{1-2} = M_{2-1} = 0.095 \times 0.625 \times 5.5^2 = 1.8 \text{ tm/ml}$$

$$M_{1-2} = M_{2-1} = 1.8 \text{ tm/ml}$$

"Charge concentrée"

Cas 1

$$\alpha = \frac{a}{L} = \frac{0.183}{5.5} = 0.033$$

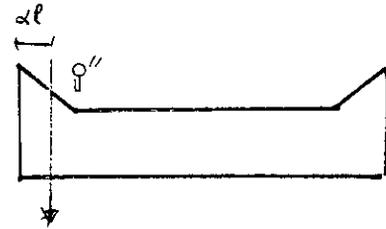
$$1 - \alpha = 0.967$$

$$\left[\begin{array}{l} \alpha = 0.033 \\ i = 0.03 \end{array} \right.$$

$$m_1 = 0.03$$

$$\left[\begin{array}{l} 1 - \alpha = 0.967 \\ i = 0.03 \end{array} \right.$$

$$m_2 = 0$$



$$M_{1-2} = m_1 p l = m_1 g'' l = 0.03 \times 0.378 \times 5.5 = 0.0624 \text{ tm/ml}$$

$$M_{2-1} = 0$$

$$M_{1-2} = 0.0624 \text{ tm/ml}$$

Cas 2

$$\alpha = 0.97$$

$$1 - \alpha = 0.03$$

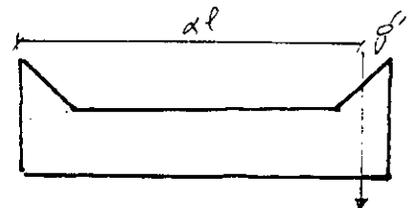
$$M_{1-2} = 0$$

$$M_{2-1} = 0.0624 \text{ tm/ml}$$

Après superposition on obtient :

$$M_{1-2} = M_{2-1} = 0.0624 \text{ tm/ml}$$

Note : Les abaques sont donnés dans l'annexe



VI.1.1.3 - Répartition des efforts sous poids propre :

On utilise la méthode de "CROSS" pour ce type de structure déterminons donc, les coefficients de transmission et de répartition.

Coefficient de transmission et raideur :

Dalle sous-chaussée :

$$I_0 = 0.0013 \text{ m}^4$$

$$I_A = 0.0166 \text{ m}^4$$

Coefficient de transmission :

$$\begin{cases} g = 0.182 \\ i = 0.078 \end{cases} \quad \gamma_{4-5} = \gamma_{5-4} = 0.67$$

Raideur :

$$R_{4-5} = R_{5-4} = r \frac{I_0}{l}$$

$$\begin{cases} g = 0.182 \\ i = 0.078 \end{cases} \quad r = 2$$

$$R_{4-5} = R_{5-4} = 0.4727 \times 10^{-3}$$

Dalle inférieure :

$$I_0 = 0.0013 \text{ m}^4$$

$$I_A = 0.043 \text{ m}^4$$

Coefficient de transmission :

$$\begin{cases} g = 0.1 \\ i = 0.03 \end{cases} \quad \gamma_{1-2} = \gamma_{2-1} = 0.615 \quad \text{Abaque II}$$

Raideur :

$$\left[\begin{array}{l} g = 0.1 \\ i = 0.03 \end{array} \right. \quad r = 1.55 \quad \text{Abaque I}$$

$$R_{1-2} = R_{2-1} = 3.66 \times 10^{-4}$$

Note : Les abaques (I) et (II) sont données dans l'annexe

Ames (1-4) et (2-5)

$$I_4 = \frac{1 \times \overset{3}{0.625}}{12} = 0.02 \text{ m}^4$$

$$I_1 = \frac{1 \times \overset{3}{0.642}}{12} = 0.022 \text{ m}^4$$

$$I_0 = \frac{1 \times \overset{3}{0.50}}{12} = 0.0104 \text{ m}^4$$

Coefficient de transmission et raideur :

$$\left[\begin{array}{l} i = \frac{I_0}{I_4} = 0.52 \quad r = 1.3 \\ g = \frac{l'}{1} = 0.17 \quad \delta_{4-1} = 0.56 \end{array} \right. \quad \text{Abaque}$$

$$\delta_{4-1} = 0.56$$

$$R_{4-1} = 6.28 \times 10^{-3}$$

$$\left[\begin{array}{l} i = \frac{I_0}{I_4} = 0.472 \quad r = 1.35 \\ g = \frac{l'}{1} = 0.197 \quad \delta_{1-4} = 0.57 \end{array} \right. \quad \text{Abaque}$$

$$\delta_{1-4} = 0.57$$

$$R_{1-4} = 6.53 \times 10^{-3}$$

Coefficient de repartition :

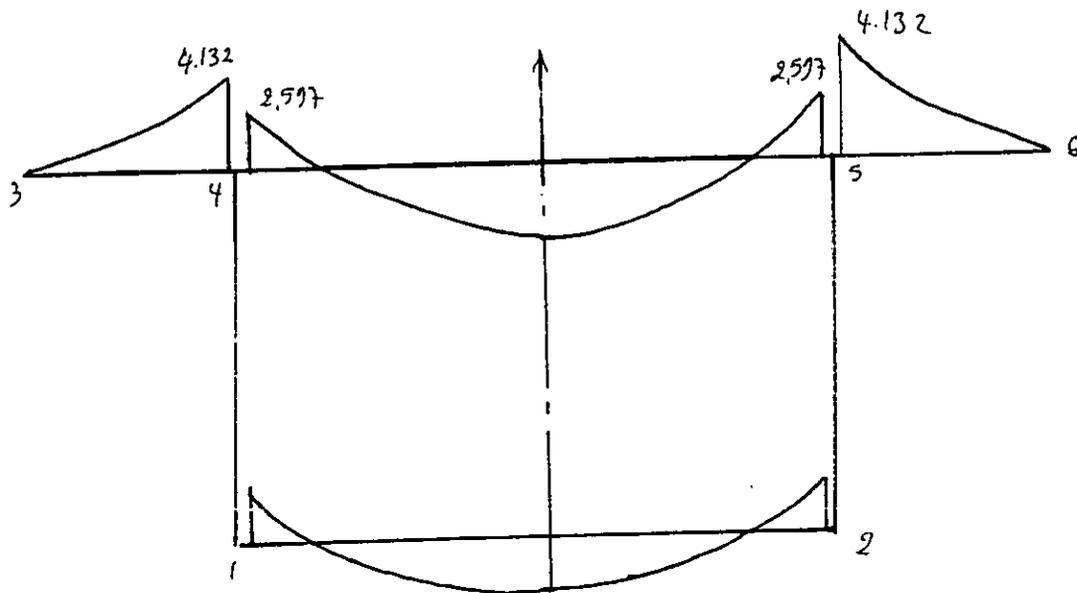
$$\alpha_{4-5} = \frac{R_{4-5}}{R_{4-5} + R_{4-1}} = \frac{0.4727 \times 10^{-3}}{0.472 \times 10^{-3} + 5.56 \times 10^{-3}} = 0.08$$

$$\alpha_{4-1} = \frac{R_{4-1}}{R_{4-1} + R_{4-5}} = \frac{5.56 \times 10^{-3}}{0.472 \times 10^{-3} + 5.56 \times 10^{-3}} = 0.92$$

$$\alpha_{1-2} = \frac{R_{1-2}}{R_{1-2} + R_{1-4}} = \frac{3.66 \times 10^{-4}}{6.53 \times 10^{-3} + 3.66 \times 10^{-4}} = 0.05$$

$$\alpha_{1-4} = \frac{R_{1-4}}{R_{1-2} + R_{1-4}} = \frac{6.53 \times 10^{-3}}{6.53 \times 10^{-3} + 3.66 \times 10^{-4}} = 0.95$$

Après la répartition du moment dû au poids propre avec la méthode de Cross, on obtient :



Pour le calcul des moments au centre des dalles supérieure et inférieure on utilise cette relation :

$$M(X) = \mu(x) + M_{ij} \left[1 - \frac{x}{l} \right] + M_{ji} \cdot \frac{x}{l}$$

REPARTITION DES MOMENTS DUS AU POIDS PROPRE

| ELEMENT | 4-3 | 4-1 | 4-5 | 5-4 | 5-6 | 5-2 | 2-5 | 2-1 | 1-2 |
|---------------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|--------|
| α_{ij} | - | 0.92 | 0.08 | 0.08 | - | 0.92 | 0.95 | 0.05 | 0.95 |
| | - | 0.56 | 0.67 | 0.67 | - | 0.56 | 0.57 | 0.615 | 0.57 |
| M_{ij} | 4.132 | - | -2.492 | 2.492 | -4.132 | - | - | 1.862 | |
| 1ère itte | D | -1.508 | -0.131 | 0.131 | | 1.508 | -1.769 | -0.093 | 1.769 |
| | T | 1.008 | 0.088 | -0.088 | | -1.008 | 0.844 | 0.057 | -0.844 |
| 2ème | D | -1.008 | -0.088 | 0.088 | | 1.008 | -0.856 | -0.045 | 0.856 |
| | T | 0.488 | 0.059 | -0.059 | | -0.488 | 0.564 | 0.027 | -0.564 |
| 3ème | D | -0.503 | -0.043 | 0.043 | | 0.503 | -0.562 | -0.029 | 0.562 |
| | T | 3.320 | 0.029 | -0.029 | | -0.320 | 0.281 | 0.018 | -0.281 |
| 4ème | D | -0.321 | -0.027 | 0.027 | | 0.321 | -0.284 | -0.014 | 0.284 |
| | T | 0.162 | 0.018 | -0.018 | | -0.162 | 0.180 | 0.009 | -0.18 |
| 5ème | D | -0.166 | -0.014 | 0.014 | | 0.166 | -0.179 | -0.009 | 0.179 |
| | T | 0.1023 | 0.009 | -0.009 | | -0.102 | 0.093 | 0.005 | -0.093 |
| 6ème | D | -0.103 | -0.008 | 0.008 | | 0.102 | -0.093 | -0.004 | 0.093 |
| | T | 0.053 | 0.005 | -0.005 | | -0.053 | 0.057 | 0.003 | -0.097 |
| 7ème | D | -0.054 | -0.004 | 0.004 | | 0.054 | -0.057 | -0.003 | 0.057 |
| | T | 0.0327 | 0.003 | -0.003 | | -0.032 | 0.030 | 0.001 | -0.030 |
| 8ème | D | -0.032 | -0.002 | 0.002 | | 0.032 | -0.03 | -0.001 | 0.030 |
| | T | 0.017 | 0.001 | -0.001 | | -0.017 | 0.018 | 0.0009 | -0.018 |
| 9ème | D | -0.017 | -0.001 | 0.001 | | 0.017 | -0.018 | -0.0009 | 0.018 |
| | T | 0.010 | 0.001 | -0.001 | | -0.01 | 0.009 | 0.0005 | -0.009 |
| | 4.132 | -1.519 | -2.597 | 2.597 | -4.132 | 1.515 | -1.772 | 1.784 | 1.772 |

Dalle sous-chaussée :

$$\mu(x) = (g' + g_r) + \frac{l^2}{8} + g'' \left[-\frac{1}{2} + \frac{b}{2} + a \right]$$

$$\mu(x) = (0.17 + 0.625) \frac{5.2^2}{8} + 0.14 \left[-\frac{5.5}{2} + \frac{4.83}{2} + 0.66 \right]$$

$$\mu(x) = 3.074 \text{ tm}$$

$$M_{4-5} = (1/2) = 0.475 \text{ tm}$$

Dalle inférieure :

$$\mu(x) = g_0 \frac{l^2}{8} + g'' \left[\frac{b}{2} + a - \frac{1}{2} \right] \implies M_{1-2}(1/2) = 0.96 \text{ tm}$$

VI.1.2 - Moment d'encastrement sous charges routières :

Les moments dûs aux charges routières sont déterminés par les abaques de "HELLMUT HOMBERG"

Procédé d'utilisation :

Changer le caisson suivant trois manières différentes :

- Porte à faux de gauche chargé
- Porte à faux de droite chargé
- 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 :

$$M = PX \text{ (X : Valeurs lues)}$$

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 :

$$M = M_x + \mu.M_y$$

avec $\mu = 0,2$ (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 utilisés sont :

- Le système B_c

- Le système B_t

- Détermination des coefficients :

Pont de 1^{ère} classe $bc = 1,1$
 $bt = 1,0$

. Coefficient de majoration dynamique

$$S = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

avec :

$$L_r = L_s = L = 7,5 \text{ m} \quad , \quad G = 65,45 \text{ t}$$

. Système B_c :

$$S = 1,1 \times 4 \times 6 = 26,4 \text{ t}$$

$$S = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 7,5} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{65,45}{26,4}} = 1,214$$

$$S_{Bc} = 1,214$$

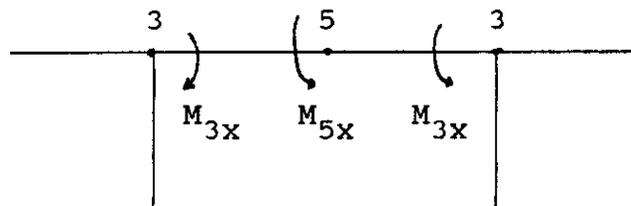
. Système B_t :

$$S = 32 \text{ t}$$

$$S = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 7,5} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{65,45}{32}} = 1,225$$

$$S_{Bt} = 1,225$$

moment fléchissant pour différents cas de chargement revenant au caisson



. Système B_c :

- Porte à faux de droite chargé

. Porte à faux de droite

$$M_3 = - 1,3329 \text{ tm}$$

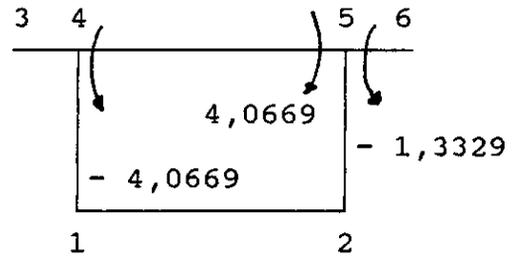
. Dalle sous chaussée

$$M_3 = - 4,0669 \text{ tm}$$

$$M_5 = 0,87 \text{ tm}$$

. Porte à faux de droite

$$M_3 = 0 \text{ tm}$$



- Porte à faux de gauche chargé

. Porte à faux de droite

$$M_3 = 0$$

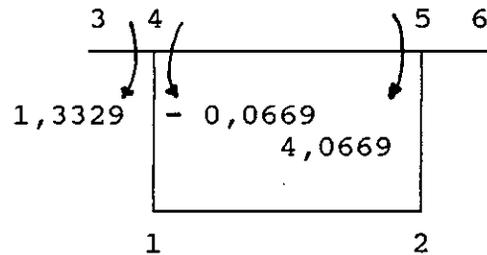
. Dalle sous chaussée

$$M_3 = - 4,0669 \text{ tm}$$

$$M_5 = 0,87 \text{ tm}$$

. Porte à faux de gauche

$$M_3 = 1,3329$$



- Dalle sous chaussée chargé

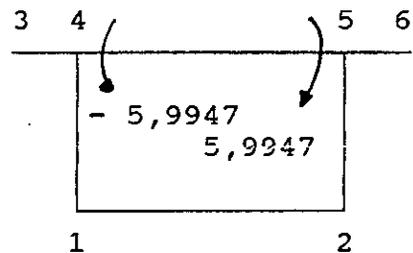
. Porte à faux de droite $M_3 = 0$

. Porte à faux de gauche $M_3 = 0$

. Dalle sous chaussée

$$M_3 = - 5,9947 \text{ tm}$$

$$M_5 = 1,6 \text{ tm}$$



. Systeme B_t :

- Porte à faux de droite chargé

- . Porte à faux de droite

$$M_3 = -2,152 \text{ tm}$$

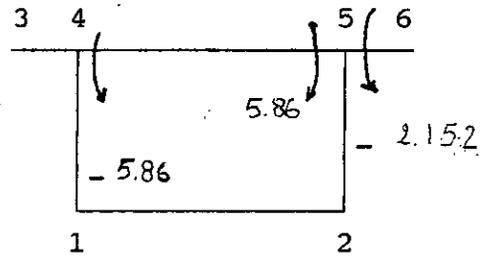
- . Dalle sous chaussée

$$M_3 = 5,86 \text{ tm}$$

$$M_5 = 1,56 \text{ tm}$$

- . Porte à faux de gauche

$$M_3 = 0 \text{ tm}$$



- Porte à faux de gauche chargé

- . Porte à faux de droite

$$M_3 = 0$$

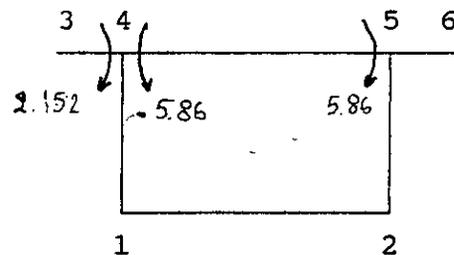
- . Dalle sous chaussée

$$M_3 = -5,86 \text{ tm}$$

$$M_5 = 1,56 \text{ tm}$$

- . Porte à faux de gauche

$$M_3 = 2,152 \text{ tm}$$



- Dalle sous chaussée chargée

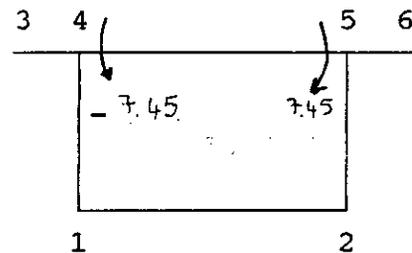
- . Porte à faux de droite $M_3 = 0$

- . Porte à faux de gauche $M_3 = 0$

- . Dalle sous chaussée

$$M_3 = -7,458 \text{ tm}$$

$$M_5 = 1,67 \text{ tm}$$



On va maintenant grâce à la méthode de Cross répartir les moments revenant au caisson sous les différentes surcharges aux autres branches.

VI.1.3 - Détermination du ferrailage des différents éléments du caisson

Après avoir déterminé les différents efforts dans le caisson, on va calculer le ferrailage des différents éléments du caisson.

Comme la fissuration est très préjudiciable, l'étude sera donc limitée à l'ELS uniquement.

La combinaison d'action à prendre en compte est la suivante :

$$M_{ser} = M_G + 1,2 M_p$$

avec M_G : Moment dû au poids propre

M_p : Moment dû aux surcharges routières

* Exemple de calcul :

VI.1.3.1 - Etude du porte à faux de droite (5-6) :

. Ferrailage transversal

Les armatures seront calculées en flexion simple en considérant une section de béton $b \times h$ avec $b = 1$ m

et $h = 0,584$ m

enrobage $e = 0,06$ m

Sollicitation maximale : $M_{ser} = M_G + 1,2 M_p$

$$M_{ser} = 4,13 + 1,2 \times 2,16 = 6,72 \text{ tm}$$

Le moment résistant du béton $M_{rb} = \mu_{rb} \bar{\sigma}_{bc} b_0 d^2$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] \quad \text{avec } \alpha_r = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \cdot bc + \cdot \cdot s}$$

$$\text{donc } \alpha_r = \frac{15 \times 0,6 \times 35}{15 \times 0,6 \times 35 + 176} = 0,641$$

$$\mu_{rb} = \frac{0,641}{2} \left[1 - \frac{0,641}{3} \right] = 0,252$$

$$M_{rb} = 145,8 \text{ tm}$$

Or $M_{ser} < M_{rb}$ donc pas d'acier comprimé $A'_s = 0$

D'autre part :

$$Z_r = d \left[1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0,786 d = 0,413 \text{ m}$$

La section d'acier tendue est donc :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_r \bar{\sigma}_s} = \frac{6,72 \times 10^{-2}}{0,413 \times 176} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit la section 3 HA20/ml = 9,42 cm²/ml

. Verification de la condition de non fragilité - CNF -

$$A_{ser} \geq 0,238 bd f_{c28}/f_e = 8,43 \text{ cm}^2$$

Cette condition est vérifiée

. Ferrailage longitudinal

$$A_l = \frac{A_t}{3} = 314 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit la section : 3HA12

. Pourcentage minimum

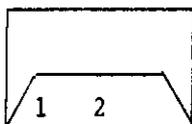
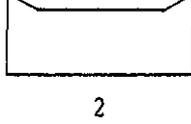
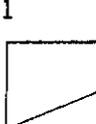
$$\frac{A_l}{b_h} \geq 0,008$$

Espacements maximaux

- Sens transversal $S_{max} = \min (2h, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$

- Sens longitudinal $S_{max} = \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour le ferrailage des autres éléments, voir le tableau suivant.

| | DALLE NON CHAUSSE | | DALLE INFÉRIEURE | | P A FAUXD | P A FAUXG |
|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|-------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| |  | |  | |  |  |
| SECTION | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 1 |
| b_0 (m) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| h (m) | 0,584 | 0,25 | 0,8 | 0,25 | 0,584 | 0,584 |
| d (m) | 0,525 | 0,225 | 0,72 | 0,225 | 0,525 | 0,525 |
| M_G (tm) | - 2,56 | 0,475 | - 1,8 | 0,696 | - 4,13 | 4,13 |
| M_p (tm) | - 7,15 | 1,67 | - 0,18 | - 0,12 | - 2,16 | 2,16 |
| M_{ser} (tm) | - 11,14 | 2,48 | - 2,02 | 0,552 | - 6,72 | 6,72 |
| σ_s (MPa) | 176 | 176 | 176 | 176 | 176 | 176 |
| σ_{bc} (MPa) | 21 | 21 | 21 | 21 | 21 | 21 |
| Ferrailage transversal | | | | | | |
| α_r | 0,641 | 0,641 | 0,641 | 0,641 | 0,641 | 0,641 |
| M_{rb} (tm) | 145,86 | 26,8 | 274,23 | 26,8 | 145,86 | 145,86 |
| A'_{ser} (cm ²) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| t_r (m) | 0,413 | 0,177 | 0,566 | 0,177 | 0,413 | 0,413 |
| A_{ser} (cm ²) | 15,32 | 7,95 | 2,03 | 1,77 | 9,24 | 9,24 |
| CNF $0,238b_0 d f_{tj}/f_e$ | 8,15 verifiée | 3,614 verifiée | 11,19 non vérifiée | 3,49 non vérifiée | 3,15 verifiée | 8,15 verifiée |
| Section choisie | 5HA20 | 3HA20 | 4HA20 | 3HA20 | 3HA20 | 3HA20 |
| Ferrailage longitudinal | | | | | | |
| $A_l = \frac{A_t}{3}$ (cm ²) | 5,235 | 3,14 | 4,19 | 3,14 | 3,14 | 3,14 |
| % min | verifiée | verifiée | verifiée | verifiée | verifiée | verifiée |
| Section choisie | 5HA12 | 3HA12 | 4HA12 | 3HA12 | 3HA12 | 3HA12 |
| Espacement - sens longitudinal - $s_{max} = \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ | | | | | | |
| Espacement - sens transversal - $s_{max} = \min(2h, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$ | | | | | | |

VI.3.2 - Ferraillage des âmes

Les âmes, éléments 1-4 et 4-5, étants des éléments verticaux, sont soumises à des moments fléchissants et à des efforts normaux, elles sont donc sollicitées en flexion composée.

* Evaluation des efforts normaux N

Soient

N_{ser} : Effort normal résultant

N_G : Effort normal du poids propre de l'âme plus le poids propre du hourdis supérieur plus le poids-propre du porte à faux et de la superstructure par mètre linéaire.

N_p : Effort normal le plus défavorable dû aux surcharges routières par mètre linéaire

$$N_{ser} = N_G + 1,2 N_p$$

$$N_G = 1,1107 \times 2,5 + 2,343 + 3,25 = 8,37 \text{ t/ml}$$

$$N_p = 23,152 \text{ t/ml} \quad - \text{ système } B_t -$$

$$\text{d'où } N_{ser} = N_G + 1,2 N_p = 36,15 \text{ t/ml}$$

$$M_{ser} = M_G + 1,2 N_p = 2,60 + 1,2(7,18) = 11,216 \text{ tm/ml}$$

Exentricité :

$$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,31 \text{ m}$$

$e_o > h/6 = 0,083$ et N étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, le calcul du ferraillage sera fait par assimilation à la flexion simple.

La section considérée a les dimensions suivantes :

$$b = 1 \text{ m} \quad \text{et } h = 0,5 \text{ m} \quad \text{enrobage} = 5 \text{ cm}$$

$$M^* = M_{ser} + N_{ser} (d-h/2) = 18,44 \text{ tm/ml}$$

$$\text{or } M_{rb} = 5,292 d^2 = 107,16 \text{ tm}$$

$$M_{rb} > M^* \quad \text{donc } A'_s = 0$$

$$Z_r = 0,786 d = 0,354 \text{ m}$$

$$A_s^* = \frac{M^*}{Z_r \bar{\sigma}_s} = 29,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s^* = A_s + \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 50,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 11\text{HA}25 = 53,99 \text{ cm}^2$$

. Condition de non fragilité

$$A_{ser} = 0,238 b_o d \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,39$$

condition vérifiée

. Ferrailage longitudinal

$$A_1 = \frac{A_t}{3} = 18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 12\text{HA}14 = 18,472 \text{ cm}^2$$

. Espacement

$$\text{Sens transversal : } S_{\max} = \min (2h, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$$

$$\text{Sens longitudinal : } S_{\max} = \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

VI.2 - Section pile :

Les dimensions du voussoir sur pile sont identiques à celui du voussoir sur clé à l'exception de la dalle inférieure et de l'âme où le calcul doit être refait.

VI.2.1 - Détermination des efforts :

$$g' = \frac{0,5 \times 2,5}{0,55^2} = 1,25 \text{ t/ml}$$

$$g'' = \frac{0,55^2}{2} \times 2,5 = 0,378 \text{ t/ml}$$

$$a = 1/3 \cdot 0,55 = 0,183 \text{ m}$$

. Charge uniformément répartie

$$I_O = 1 \frac{0,5^2}{12} = 0,0104 \text{ m}^4$$

$$I_A = 1 \frac{0,8^2}{12} = 0,043 \text{ m}^4$$

$$\left[\begin{array}{l} i = \frac{I_O}{I_A} = 0,24 \\ g = \frac{l'}{1} = 0,1 \end{array} \right. \quad \text{donc } m_1 = 0,0945$$

$$M_{1-2} = M_{2-1} = m_1 p l^2 = m_1 g' l^2$$

$$M_{1-2} = M_{2-1} = 0,0945 \times 1,25 \times 5,5^2 = 0,083 \text{ tm/ml}$$

$$M_{1-2} = M_{2-1} = 3,57 \text{ tm/ml}$$

. Charge concentrée

Cas 1 :

$$\alpha = 0,033 \quad \text{et } i = 0,24 \quad \text{donc } m_1 = 0,04$$

$$1 - \alpha = 0,967 \quad \text{et } i = 0,24 \quad \text{donc } m_2 = 0$$

$$M_{1-2} = m_1 p l = m_1 g'' l = 0,04 \times 0,378 \times 5,5$$

$$M_{2-1} = 0$$

Cas 2 :

$$\alpha = 0,967$$

$$1 - \alpha = 0,033$$

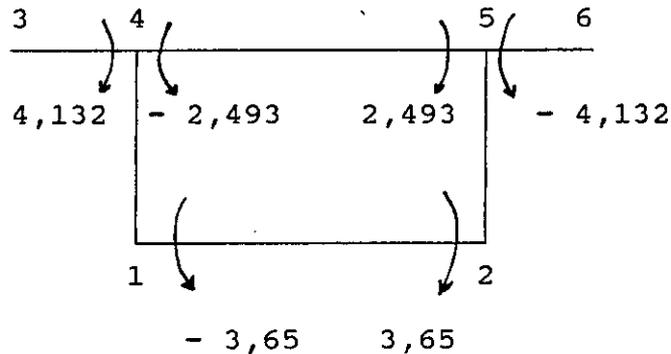
$$\text{On déduit } M_{1-2} = 0$$

$$M_{2-1} = 0,083 \text{ tm/ml}$$

Après superposition

$$M_{1-2} = M_{2-1} = 0,083 \text{ tm/ml}$$

Récapitulation



VI.2.2 - Répartition des efforts sous poids-propre :

* Détermination des coefficients de transmission et leur

- Dalle inférieure (1-2 , 2-1)

$$\left. \begin{array}{l} i = 0,24 \\ g = 0,1 \end{array} \right\} \Longrightarrow \begin{array}{l} \delta_{1-2} = \delta_{2-1} = 0,58 \\ R_{1-2} = R_{2-1} = 2,65 \times 10^{-3} \end{array}$$

- Ames

$$\left. \begin{array}{l} i = I_0/I_4 = 0,512 \\ g = 0,074 \end{array} \right\} \Longrightarrow R_{4-1} = 2,28 \times 10^{-3}$$

$$\left. \begin{array}{l} i = I_0/I_1 = 0,393 \\ g = 0,11 \end{array} \right\} \Longrightarrow R_{1-4} = 2,6 \times 10^{-3}$$

* Coefficient de répartition

$$\alpha_{4-5} = \frac{R_{4-5}}{R_{4-5} + R_{4-1}} = \frac{0,4727 \times 10^{-3}}{0,4727 \times 10^{-3} + 2,28 \times 10^{-3}} = 0,17$$

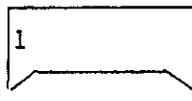
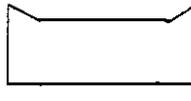
$$\alpha_{4-1} = \frac{R_{4-1}}{R_{4-5} + R_{4-1}} = \frac{2,28 \times 10^{-3}}{2,28 \times 10^{-3} + 0,4727 \times 10^{-3}} = 0,83$$

$$\alpha_{1-2} = \frac{R_{1-2}}{R_{1-2} + R_{1-4}} = \frac{2,65 \times 10^{-3}}{2,65 \times 10^{-3} + 2,6 \times 10^{-3}} = 0,505$$

REPARTITION DES MOMENTS DUS AU POIDS-PROPRE

| | 4 | | | 5 | | | 2 | | 1 | |
|---------------|-------|------------------|--------------------|--------------------|---------|------------------|------------------|-------------------|------------------|------------------|
| ELEMENT | 4-3 | 4-1 | 4-5 | 5-4 | 5-6 | 5-2 | 2-5 | 2-1 | 1-2 | 1-4 |
| α_{ij} | - | 0,83 | 0,17 | 0,17 | - | 0,83 | 0,495 | 0,505 | 0,505 | 0,495 |
| C_{ij} | - | 0,53 | 0,67 | 0,67 | - | 0,53 | 0,555 | 0,59 | 0,59 | 0,555 |
| M_{ij} | 4,132 | - | - 2,493 | 2,493 | - 4,132 | - | - | 3,653 | - 3,653 | - |
| | | - 1,360 1,003 | - 0,278 0,186 | 0,278 - 0,186 | - | 1,360 - 1,003 | - 1,808 0,720 | - 1,844 1,087 | 1,844 - 1,087 | 1,808 - 0,72 |
| | | - 0,986 0,496 | - 0,202 0,135 | 0,202 - 0,135 | | 0,986 - 0,496 | - 0,894 0,522 | - 0,912 0,538 | 0,912 - 0,538 | 0,894 - 0,522 |
| | | 0,525 0,290 | - 0,107 0,071 | 0,107 - 0,071 | | 0,523 - 0,290 | - 0,524 0,277 | - 0,535 0,315 | 0,535 - 0,315 | 0,524 - 0,277 |
| | | - 0,299 0,162 | - 0,061 0,040 | 0,061 - 0,04 | | 0,299 - 0,162 | - 0,293 0,158 | - 0,298 0,175 | 0,298 - 0,175 | 0,293 - 0,158 |
| | | - 0,167 0,091 | - 0,034 0,022 | 0,034 - 0,022 | | 0,167 - 0,091 | - 0,164 0,088 | - 0,168 0,0991 | 0,168 - 0,099 | 0,164 - 0,088 |
| | | - 0,093 0,051 | - 0,013 0,008 | 0,013 - 0,0087 | | 0,093 - 0,051 | - 0,092 0,094 | - 0,094 0,055 | 0,094 - 0,055 | 0,092 - 0,049 |
| | | - 0,048 0,028 | - 0,01 0,0067 | 0,01 - 0,0067 | | 0,048 - 0,028 | - 0,051 0,025 | - 0,052 0,03 | 0,052 - 0,03 | 0,051 - 0,025 |
| | | - 0,028 0,014 | - 0,0058 0,0038 | 0,0058 - 0,0038 | | 0,028 - 0,014 | - 0,027 0,014 | - 0,027 0,015 | 0,027 - 0,015 | 0,027 - 0,014 |
| | 4,132 | - 1,369 | - 2,73 | 2,73 | - 4,132 | 1,396 | - 2 | 2,03 | - 2,03 | 2,0 |

FERRAILLAGE SECTION PILE

| | DALLE NON CHAUSSE | | DALLE INFERIEURE | | P A FAUXD | P A FAUXG |
|--------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|------------------|-----------------------------------------------------------------------------------|----------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| | 2 | | 1 | 2 | 1 | 1 |
| |  | |  | |  |  |
| SECTION | 1 | 2 | 1 | 2 | 1 | 1 |
| b_o (m) | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| h (m) | 0,584 | 0,25 | 0,8 | 0,5 | 0,584 | 0,584 |
| d (m) | 0,525 | 0,225 | 0,72 | 0,475 | 0,525 | 0,525 |
| M_G (tm) | - 2,73 | 0,34 | - 2,03 | 2,88 | - 4,132 | 4,132 |
| M_P (tm) | - 6,87 | 1,60 | - 1,40 | - 0,11 | - 2,06 | 2,06 |
| M_{ser} (tm) | 10,974 | 2,26 | - 3,71 | 2,748 | - 6,604 | 6,604 |
| σ_s (MPa) | 176 | 176 | 176 | 176 | 176 | 176 |
| σ_{bc} (MPa) | 21 | 21 | 21 | 21 | 21 | 21 |
| Ferrailage transversal | | | | | | |
| α_r | 0,641 | 0,641 | 0,641 | 0,641 | 0,641 | 0,641 |
| M_{rb} (tm) | 145,86 | 26,8 | 274,23 | 119,40 | 145,86 | 145,86 |
| A'_{ser} (cm ²) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| t_r (m) | 0,413 | 0,177 | 0,566 | 0,373 | 0,413 | 0,413 |
| A_{ser} (cm ²) | 15,09 | 7,25 | 3,72 | 4,18 | 9,08 | 9,08 |
| CNF $0,238b_o d f_{tj}/f_e$ | 8,15 verifiée | 3,61 verifiée | 11,19 non verifiée | 6,75 non verifiée | 8,15 verifiée | 8,15 verifiée |
| Section choisie | 5HA20 | 3HA20 | 4HA20 | 3HA20 | 3HA20 | 3HA20 |
| Ferrailage longitudinal | | | | | | |
| $A_l = \frac{A_t}{3}$ (cm ²) | 5,23 | 2,41 | 4,18 | 3,14 | 3,14 | 3,14 |
| % min | verifiée | verifiée | verifiée | verifiée | verifiée | verifiée |
| Section choisie | 5HA12 | 3HA12 | 4HA12 | 3HA12 | 3HA12 | 3HA12 |
| Espacement - sens longitudinal - $s_{max} = \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ | | | | | | |
| Espacement - sens transversal - $s_{min} = \min(2h, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm}$ | | | | | | |

$$\alpha_{2-4} = \frac{R_{1-4}}{R_{1-4} + R_{1-2}} = \frac{2,6 \times 10^{-3}}{2,6 \times 10^{-3} + 2,65 \times 10^{-3}} = 0,496$$

Pour la répartition des moments dûs au poids-propre, voir tableau suivant :

. Moment au centre de la dalle inférieure

$$\mu(x) = g' \frac{l^2}{g} + g'' \left[b/2 + a - l/2 \right]$$

$$\mu(x) = 4,914$$

$$M_{1-2}(l/2) = 2,184 \text{ tm/ml}$$

. Moment au centre de la dalle sous chaussée

$$\mu(x) = g_0 \frac{l^2}{g} + g'' \left[b/2 + a - l/2 \right]$$

$$\mu(x) = 3,07 \text{ tm/ml}$$

$$M_{4-5}(l/2) = 0,34 \text{ tm/ml}$$

Le ferrailage des âmes de la section pile sera analogue à celui des âmes de la section clé avec les sollicitations suivantes :

$$M_G = 2,1 \text{ tm/ml}$$

$$M_p = 6,87 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ser} = M_G + 1,2 M_p = 10,244 \text{ tm/ml}$$

$$N_{ser} = 36,15 \text{ t/ml}$$

$$M^* = 17,47 \text{ tm/ml}$$

$$A_s = \frac{M^*}{z \bar{\alpha}_s} = 28,04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + \frac{N_{ser}}{\bar{\alpha}_s} = 48,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 16\text{HA}20 = 50,25 \text{ cm}^2$$

. Ferrailage longitudinal

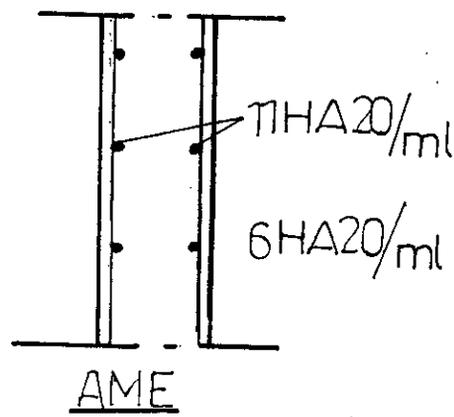
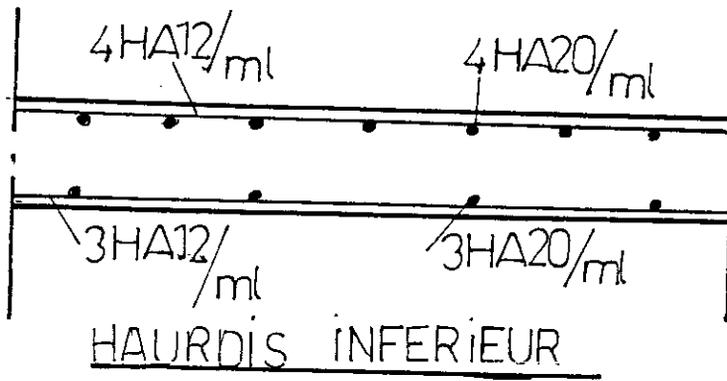
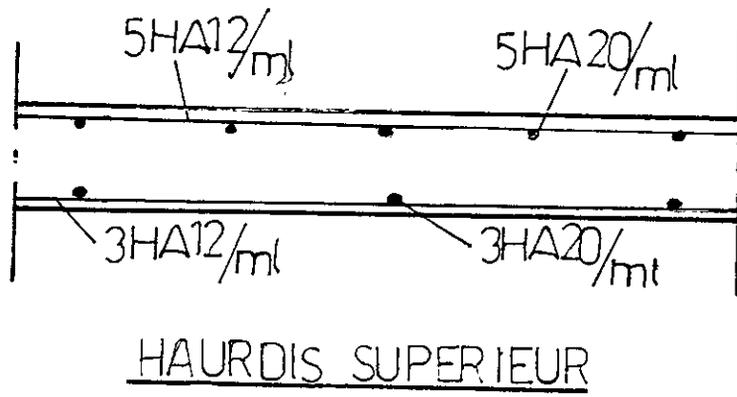
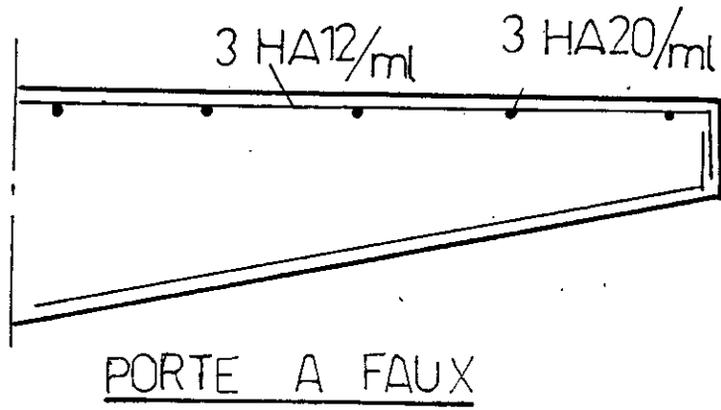
$$A_1 = \frac{A_t}{3} = 16,74 \text{ cm}^2$$

Soit 11HA14 = 16,94 cm²

. Espacement

Sens transversal $S_{\max} = 22 \text{ cm}$

Sens longitudinal $S_{\max} = 33 \text{ cm}$



SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES DIFFERENTS
ELEMENTS DU VS

*CHAPITRE VII : ETUDE DE LA
STABILITE D'UN FLEAU EN COURS DE
CONSTRUCTION*

Etude de la Stabilité d'un fléau au cours de construction

VII-1- Analyse des conditions de stabilité d'un fléau

La stabilité d'un fléau au cours de construction est basée sur la dernière phase de mise en place des voussoirs, dans cette phase les piles doivent assurer la stabilité des tabliers pendant leurs exécution et avant clavage sous l'effet des efforts de renversement du principalement à la non-simultanéité du bétonnage des voussoirs d'une même paire. A ces efforts s'ajoutent ceux provenant des charges de chantier et du vent et éventuellement des incidents pouvant survenir en cours d'exécution: chute d'équipage mobile de bétonnage, chute d'un voussoir.

La stabilité des fléaux dépend du schéma statique de l'ouvrage schémas sont à considérer dans notre cas:

1- Le tablier est encastré de façon permanente et rigide sur les piles (P_2, P_3, P_4, P_5) avec lesquelles il constitue un portique:

Dans ce cas la stabilité est assurée par la résistance propre des piles;

2- Le tablier en phase définitive repose simplement sur les piles dans ce cas la stabilité est assurée par encastrement provisoire du tableau sur les piles.

Cet encastrement provisoire est réalisé en bloquant le point entre la pile et la tableau au moyen de calages (métalliques ou en béton fretté)- en béton pour notre pont et des barres ou de câbles constituant une précontrainte centrée. On obtient ainsi pendant la construction une liaison rigide entre le tablier et la pile.

Après solidarisation des fléaux entre eux, le joint sera libéré en supprimant. La précontrainte et en remplaçant les calages par des appuis définitifs, la substitution s'effectuant au moyen de vérins.

Donc dans la construction des ponts par encorbellement, il est nécessaire de prévoir un encastrement adéquat du VSP et de la pile dans le sol, pour ce calcul deux types de situations sont

à envisager:

- Une situation normale de construction.

Correspondant à un déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit avant son symétrique, des charges de chantier et du vent ascendant sur l'un des demi-fléaux

- Une situation accidentelle.

Correspondant à un incident de construction où d'une fausse manoeuvre. Il peut s'agir de la chute d'un équipage mobile de bétonnage, en cours de transfert.

VII-2- Charge appliquées aux fléaux

Il faut distinguer les charges suivantes:

VII-2-1- Des charges normales, comportant:

- Le poids propre du tablier

- Les charges de chantier, qui comprennent:

. Des charges connues et définies en position et en grandeur et représentant le matériel spécial servant à la construction du tablier: grues d'équipages mobiles de bétonnage, poutres de lancement, appareil de pose des voussoirs, etc...

Ces charges peuvent varier et se déplacer en cours de construction.

Des charges aléatoires, réparties de la façon la plus défavorable et correspondant au petit matériel (compresseurs, pompes, etc.), aux matériaux (câble de précontrainte, armatures, etc). et au personnel de chantier.

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

VII-2-2- Des charges accidentelles:

Qui sont la conséquence d'un incident de construction ou d'une fausse manoeuvre. Il peut s'agir de la chute d'un équipage mobile de bétonnage en cours de transfert, de la chute de l'appareil de pose d'un voussoir préfabriqué ou de celle de voussoir lui-même. Le poids de ces éléments doit être majoré par un coefficient dynamique égal à 2.

2-3- Evaluation des charges appliquées

Parmi les charges normales, on constate qu'il existe des charges connues et des charges aléatoires, ces dernières sont difficiles à évaluer car liées de façon étroite à la qualité et à l'organisation générale du chantier.

On prescrit généralement pour les ouvrages de multiplier le poids d'une console par 1,03 et le poids propre de l'autre console par 0,98 et de considérer comme charge du chantier une charge uniforme de 50kg/m^2 et une charge ponctuelle de 5t.

L'action du vent est évaluée, sur une surface frappée normalement, à 125kg/m si la phase de construction n'exécède pas un mois.

Ce vent agit sur un demi fléau le moins chargée avec un angle de 10° soit une pression de ascendante de 22kg/m^2 .

On considère aussi que le poids de l'équipage mobile en place est de $4,56\text{kg}$, celui en chute a pour valeur $F_A = -45,6\text{kg}$ (force de sens inverse au poids de l'équipage mobile) F_A ET Q_c sont réparties de façon à produire l'effet le plus défavorable.

VII-2-4- Combinaisons d'actions

Selon "setra" les combinaisons d'actions à prendre en considération sont:

. Situation normale de construction

$$0.9 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 Q$$

$$1.1 (G_{max} + G_{min}) + 1.25 Q$$

. Situation accidentelle

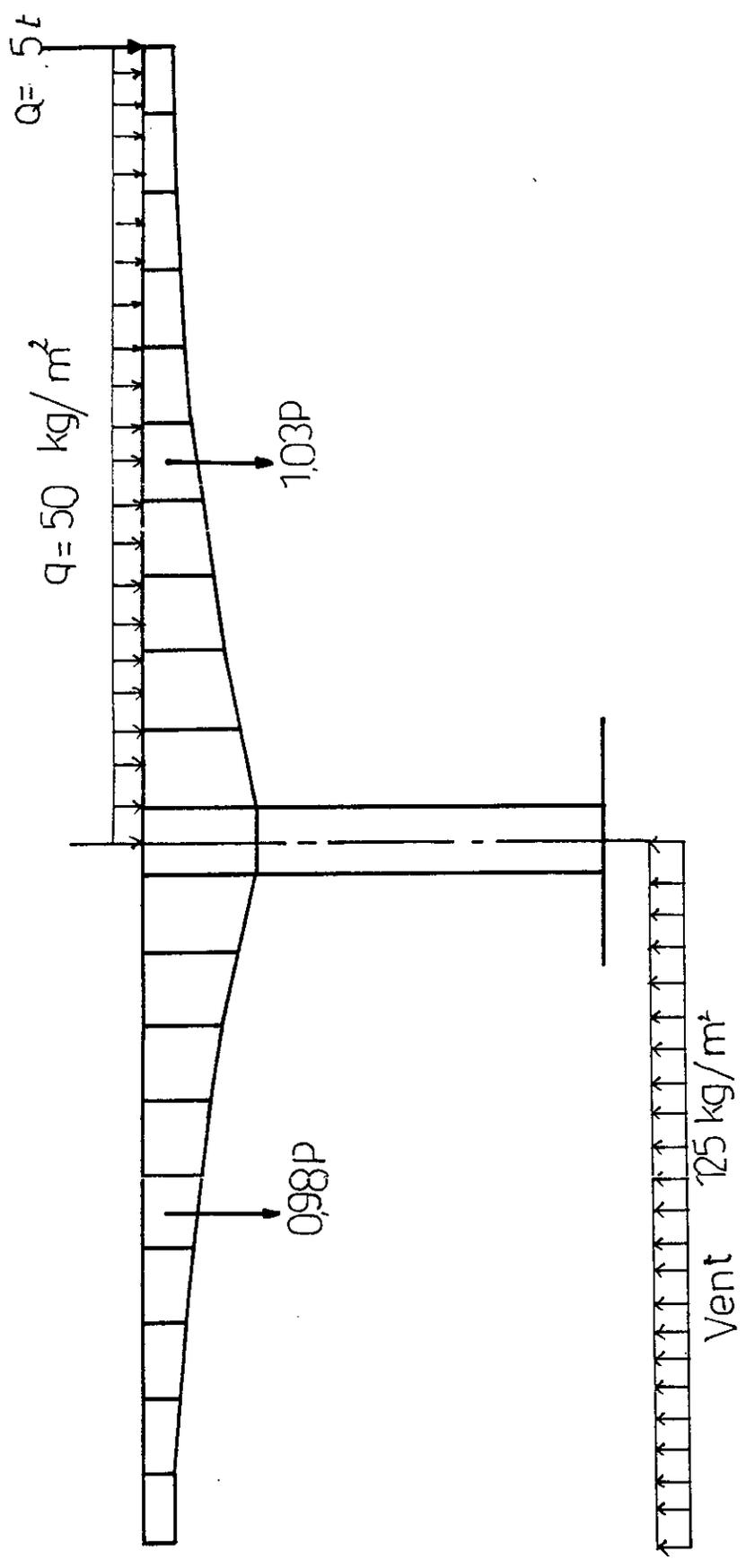
$$0.9 (G_{max} + G_{min}) + F_A + Q_c$$

$$1.1 (G_{max} + G_{min}) + F_A + Q_c$$

Le poids propre des fléaux est tout d'abord évalué suivant le schéma d'exécution. On calcul ensuite pour chaque demi fléau les valeurs majorées ou minorées G_{max} , G_{min} de façon à obtenir le déséquilibre le plus défavorable.

Q_c : Charges variable de chantier y compris les actions climatiques.

F_A : Les actions accidentelles.



ETUDE DE LA STABILITE

VII-3- Etude de l'encastrement provisoire:

VII-3-1-Calcul de l'effort de précontrainte de l'encastrement provisoire:

Le fléau en cours de construction doit être justifié vis à vis de leur état limite d'équilibre statique. Pour l'encastrement provisoire sur pile par exemple par clouage sur deux files de cole au moyen de cables de precontrainte.

On doit verifier que les cables n'atteignent par leur limite de rupture et que les cales ne risquent pas de périr par compression on peut s'assurer que le moment resultant des charges appliqués par rapport à l'axe d'une file s'appui reste inferieur au moment resistant à l'état limite ultime des éléments stabilisateurs.

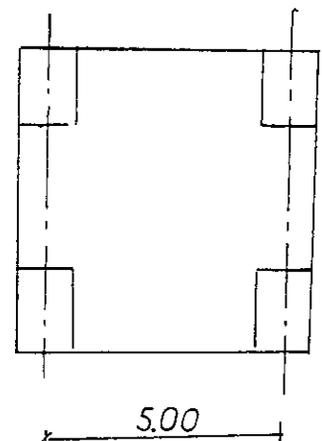
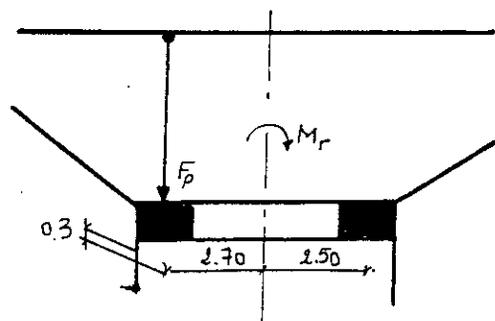
- l'entraxe des cales est $e = 5m$

- pour chaque fil les cables, la réaction est:

$$R = + \frac{MR}{e} = 1390,9t$$

$$R_1 = - 1390,9$$

$$R_2 = + 1390,9t$$



- Pour raison d'economie on place le fil des cables à 0,3m de la surface extérieure de la file pour augmenter le moment stabilisateur de la precontrainte avec un minimum de cette dernière.

- Après établissement de la precontrainte, la réaction R_2 devient nulle, l'équilibre nous conduit à l'appui définitif égal à zéro.

$$2,7F_p + 2,5R_1 = M_r$$

$$N \geq \frac{1P}{0,8P_0}$$

DONC $N = 8$ câbles

VII-3-2- Vérification des contraintes et ferrailage des cales

La réaction d'une file de cale $R = 691,95t$

Chaque cale prend un effort de $R/2$

Les cales travaillent en compression simple sous la contrainte

$$\sigma_c = \frac{R/2}{S - \pi \frac{D^2}{4} n}$$

avec n : nombre de cables passant par la cale est

S : surface de la cale $S = 2 \times 1 = 2m^2$

D : diamètre du cable $D = 8cm = 8 \times 10^{-2}m$

$$\sigma_c = 173 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_{bc}$$

Les cales résistent à la compression sans armatures mais elles nécessitent un ferrailage minimal suivant le BAEL 83.

$$A_{min} = \max(4U ; 0,2 \frac{B}{2})$$

$$U = 6m$$

$$B = 2m^2$$

D'où $A_{min} = 2400cm^2$

La section A_{min} est disposée pour résister à la compression axiale due à la réaction $R/2$, d'autre part on mis en place des armatures transversales, suffisamment rapprochées pour entourer efficacement le noyau résistant de la pièce, les frettes s'opposent au gonflement transversal du béton qui résulte de l'effet poisson.

VII-3-3- Vérification des contraintes dans la cables d'encastrement provisoire

- l'effort de précontrainte trouvée est $F_p =$

- On a utilisé les câbles 12T15 dont les caractéristiques sont:

$$f_{p20} = 1583 \text{ MPa}$$

Contrainte limite conventionnelle d'élasticité pour 1T 15

$S = 139mm^2$ section d'un 1T 15

donc pour 12 T15 la contrainte est

$$\sigma_0 = \frac{P}{12 S} = 145023,58 \text{ t/m}^2$$

donc on remarque bien que $p_0 < f_{0,00}$ d'où les câbles restent toujours en phase élastique

- L'allongement des câbles est donnée par la loi de Hooke avec $E = 1,9 \cdot 10^5$ MPa

$$\frac{\Delta L}{L} = 7,63\%$$

VII-4- Etude au seisme

L'étude sismique en phase de construction consiste à étudier le fléau avant clavage c'est à dire après le bétonnage du dernier voussoir, cette situation est la plus défavorable puisque elle donne un moment fléchissant extrême au niveau de chaque base des piles.

Illustrons la méthode d'approximation par degré de liberté unique du comportement du système pile tablier.

Les propriétés essentielles de la pile est:

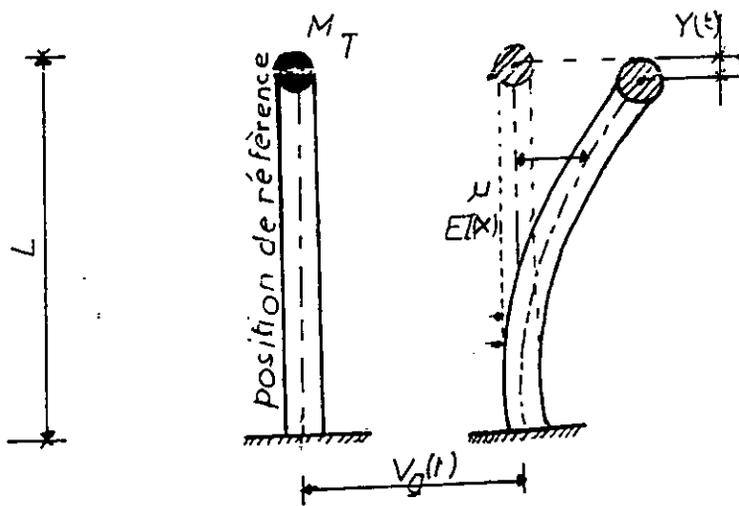
- Sa raideur $EI(X)$.
- Sa masse linéique $\mu(x)$
- Elle porte une charge verticale constante de masse M due au poids propre du tablier (fléau) appliquée au sommet.

Supposons que la pile est soumise à une excitation communiquée par un ébranlement sismique du sol $v_s(t)$. La fonction de la déformée de la pile sera désignée par:

$$v(x,t) = t(x) \cdot y(t).$$

Tout déplacement $v(x,t)$ engendre des forces d'inertie et un moment

- force d'inertie:
- force d'inertie de la masse linéaire $f_1(x) = \mu(x) \ddot{v}(x)$
- force d'inertie de la masse concentrée $f_2(1) = M \ddot{v}(1)$
- moment:



$$m(x) = EI(x) \frac{d^2 V}{dx^2} = EI(x) Y \frac{d^2 Y}{dx^2}$$

l'accélération totale est définie par:

$$\ddot{U}(x) = \ddot{Y}(x) + \ddot{V}(x).$$

On déduit alors que:

$$F_1 = \mu(x) \dot{Y}(x)$$

$$F_2 = M \dot{Y}(x)$$

Nous établirons dans ce cas l'équation de mouvement en appliquant un déplacement virtuel

$$\delta V(x) = Y(x) \delta Y$$

Et en écrivant l'équilibre entre le travail externe et le travail interne.

Le travail externe durant ce déplacement est nul à cause de l'absence des forces extérieures.

$$W_e = 0$$

Le travail interne correspondant est égal à:

$$\delta W_i = \int_0^L f(x) \delta V(x) dx + f(x) \delta V_e x + \int_0^L m(x) \delta \frac{\delta^2 V}{\delta x^2} dx$$

On pose:

$$m^* = \int_0^L \mu(x) (Y(x))^2 dx + M (Y(x))^2$$

$$L = \int_0^L \mu(x) Y(x) dx + M Y(x)$$

$$K = \int_0^L EI(x) (Y''(x))^2 dx$$

L'équation (1) devient

$$m^* \ddot{Y} + K^* Y + L \ddot{V}_g = 0$$

$$m^* \ddot{Y} + K^* Y = -L \ddot{V}_g$$

m^* : est appelée masse généralisée

k^* : rigidité généralisée

ξ : facteur de sismicité.

$$\Psi(x) = 1 - \cos \frac{\pi}{L} x$$

On a:

$$V(x, t) = \Psi(x) Y(t) = \left(1 - \cos \frac{\pi}{L} x\right) Y(t)$$

$$m = \frac{3}{2} \mu L + 4M$$

$$k = \frac{EI}{2} \frac{\pi^4}{L^3}$$

$$\xi = \mu L + 2M$$

L'équation de mouvement de ce système sera donc représentée comme suit:

$$\left(\frac{3}{2} \mu L + 4M\right) \ddot{Y} + \left(\frac{EI}{2} \frac{\pi^4}{L^3}\right) Y = (\mu L + 2M) \ddot{V}_g$$

La solution de ce système est donnée par l'intégrale de Duhamel

$$Y(t) = \frac{\xi}{m^*} \int_0^t \ddot{V}_g(\tau) \sin \omega(t - \tau) d\tau = \frac{1}{\omega} \dot{Y}^*(t)$$

L'effort total produit par le séisme est égal à:

$$Q(t) = \frac{\xi^2}{m^*} \omega Y(t)$$

$$\text{Si on pose } S_d = \omega Y^*(t) \quad Q(t) = \frac{\xi^2}{m^*} S_d$$

$Q(t)$: Effort tranchant maximal à la base de la pile

S_d : Accélération spectrale (depend des résultats expérimentaux)

À défaut de relevés sismiques dans la région considérée, on substitue à ce problème la formule ci-dessus définie par le règlement parasismique français:

avec:

A: coefficient d'accélération de zone $A=0,25$

Q: Est le facteur de qualité $Q=1,1$

D: Est le facteur d'amplification dynamique

B: Est le facteur de comportement de la structure

B: 0,25

VII-4-1- Détermination des efforts dus au séisme

*Exemple d'application pile n°1

Sens longitudinal $I= 64,814m^4$

$$k^* = 11505,55 \text{ t/ml}$$

$$m^* = 10348,21 \text{ t}$$

$$L = 6109,26 \text{ t}$$

$$\omega = 3,46 \text{ rd}$$

$$T = 1,81 \text{ s}$$

$$D = 0,831$$

$$S_d = 0,104 \text{ m/s}^2$$

$$Q_{max} = 333,16 \text{ t}$$

$$M_{max} = 147191 \text{ tm}$$

-sens transversal

$$\begin{aligned} I_y &= 66,97 \text{ m}^4 \\ k' &= 142388,89 \text{ t/ml} \\ m' &= 11505,55 \text{ t} \\ L &= 6109,26 \text{ t} \\ W &= 3,52 \text{ rd} \\ T &= 1,78 \text{ s} \\ D &= 0,82 \\ S_s &= 0,105 \text{ m/s}^2 \\ Q_{max} &= 340,93 \text{ t} \\ M_{max} &= 14832,66 \text{ tm} \end{aligned}$$

VII-4-2- Calcul du ferrailage

* Exemple d'application pile n°2
. Sens longitudinal

Pour le ferrailage on prendra les efforts qui donnent l'effet le plus défavorable en d'autre on prendra les efforts dûs au seisme $M_{max} = 147,19 \text{ MNm}$, $N_{max} = 23,41 \text{ MN}$; $Q_{max} = 3,38 \text{ MN}$

Elancement:

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 2,22 \text{ m}$$

Excentricité de 1^{er} ordre

$$e_o = \frac{M_{max}}{N_{max}} = 6,283 \text{ m}$$

Excentricité accidentelle

$$e_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ e_o / 250 \end{array} \right. = 0,176 \text{ m}$$

Les sollicitations du 1^{er} ordre sont:

$$M_1 = M_u + P e_1 = 149,68 \text{ MNm}$$

$$N = 23,41 \text{ MN}$$

En tenant compte δ_f .

$$M_1^* = \delta_f M = 187,10 \text{ MNm}$$

$$N_1^* = \delta_f N = 47,08 \text{ MN}$$

Les abaques du BAEL en flexion composée permettent le calcul de cette section

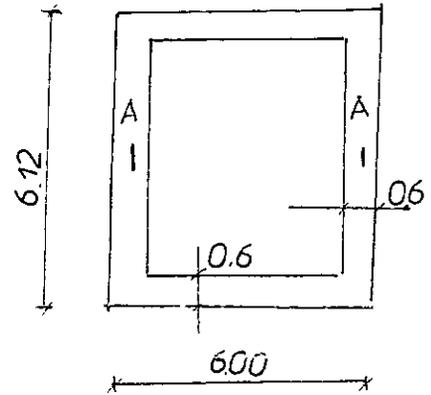
$$\mu_g = \frac{0,835 M_i^*}{(bh - (b - 2b_0)(h - 2h_0)) f_{bu} h} = 0,083$$

$$f_{bu} = 0,835 f_{c283} / 1,15$$

$$\nu = \frac{0,835 N_i^*}{bh (b - 2b_0)(h - 2h_0) f_{bu}} = 0,12$$

$$\mu \rightarrow \rho$$

$$A = \frac{1}{2} \rho \frac{(bh - (b - 2b_0)(h - 2h_0))}{0,835 f_e}$$



* Etude de la file n°3

. sens longitudinal

Dans ce cas la méthode de BAEL 83 n'est pas applicable car l'elancement mecanique n'est pas verifié.

Pour remedier à ce problème en utilise la méthode proposé par le CEB, cette méthode est dite methode d'équilibre, dont le principe est de demontrer qu'il existe un etat d'équilibre, sans chercher à le determiner exactement, en comparant les forces exterieures (compte tenu des effets du second ordre) aux efforts internes.

- Si on choisit un etat de déformation (ϵ_c, ϵ_s) dans chaque section de la structure, la stabilité sera assurée suivant les inegalites suivantes sont satisfaites dans chaque section:

$$N_i \geq N \quad , \quad e_j \geq e_i + \frac{l^2}{\pi^2 R}$$

- sens transversal

$$M_{1,1,1,1,1} = 184,06 \text{ MNm}, \quad N_r = 23,41 \text{ MN}, \quad T = 2,77 \text{ MN}$$

sollicitations du 1er ordre.

$$\text{effort normal: } N = N_r + \delta_b BL = 44,97 \text{ MN}$$

$$\text{moment du 1er ordre: } M_1 = M_{1,1,1,1,1} + \delta_b BL e_0$$

$$M_1 = 189,73 \text{ MNm}$$

Excentricité du 1er ordre:

$$e_1 = 4,22 \text{ m}$$

longueur de flambement:

$$L_f = 2H \sqrt{1 - \frac{2\delta_b BL}{\pi N}} = 109,71 \text{ m}$$

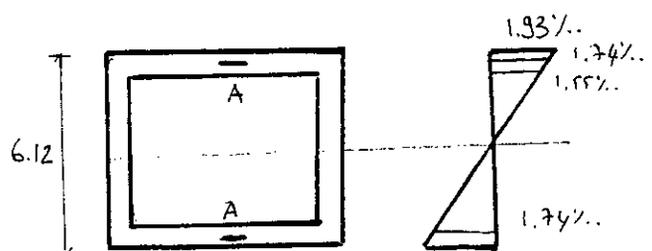
On admet que les armatures comprimées et tendues atteignent leur limite d'élasticité soit $f_e = 348 \text{ MPa}$ correspondant à une déformation $\epsilon_s = 1,74 \%$.

Aciers:

$$F_a = A f_e$$

$$\text{On repose que } A = 600 \text{ cm}^2$$

$$F_a = 600 \cdot 10^{-4} \cdot 348 = 20,9 \text{ MN}$$



| beton: | | ϵ_{bmax} | $k = \frac{\epsilon_{bmax}}{\epsilon}$ | α | β |
|-----------|--|-------------------|----------------------------------------|----------|---------|
| parement | | 1.93% | 0.965 | 0.701 | 0.383 |
| exterieur | | | | | |
| interieur | | 1.55% | 0.775 | 0.633 | 0.373 |

-effort normal interne N^o et moment interne M :

N: acier: $N_s = 0$

beton: $N_b = Nb_1 - Nb_2 = 0,7017 * 6 * 3,06 * 25,87 - 0,6835 * 6 * 2,46 * 25,87$
 $N_b = 333,29 - 260,99 = 72,3MN$

$$N_b = 72,3MN.$$

acier : $M_s = 2F_s * 2,76 = 96,04MNm$

M_b beton: $M_b = Nb_1 (h/2 - \rho h_1) - Nb_2 (h/2 - 0,6 - B_2 h_2)$

$$M_b = 333,29 (3,06 - 0,381 * 3,06) - 260,99 (3,06 - 0,6 - 0,3736 * 2,46)$$

$$M_b = 229,140 MNm$$

$$M_i = M_s + M_b = 229,14 + 96,04 = 325,18MNm$$

$$e_i = M_i / N_b = 4,49m$$

composons N_i et e_i aux sollicitations exterieures:

$$N = 44,97MN$$

on voit que:

$$N_i > N$$

$$e_i < e \quad \text{L'equilibre n'est pas assure}$$

2eme tentative:

On peut pour cela, conserver la même deformation de l'acier tendu et diminuer la deformation de l'acier comprimé.

| | ϵ_{bmax} | k | α | β |
|-----------|-------------------|------|----------|---------|
| parement | | | | |
| exterieur | 1 | 0.5 | 0.416 | 0.35 |
| interieur | 0.7 | 0.35 | 0.309 | 0.344 |

- efforts internes:

Ni acier: $N_a = 10,4 \text{ MN}$
 béton: $N_b = 63,83 \text{ MN}$
 $N_i = N_a + N_b = 53,43 \text{ MN}$

Mi acier: $M_a = 1,5 Fa * 2,76 = 86,112$
 béton: $M_b = 175,86 \text{ MNm}$
 $M_i = M_a + M_b = 261,97 \text{ MNm}$
 $e_i = M_i / n_i = 4,90 \text{ m}$

$N = 44,97 \text{ MN}$

on voit que

$N_i > N$

$e_i > e$ l'équilibre est démontré

donc $A_s = 600 \text{ cm}^2$ soit 191 HA20

sens longitudinal

On procéda de la même manière que précédemment et on trouve:

$A_s = 600 \text{ cm}^2$ soit 191 HA 20

VII-4-3- Vérification des piles à l'effort tranchant

A cause de l'effort tranchant dû au seisme transversal des armatures supplémentaire aux armatures précédentes doivent être placées pour résister à cet effort.

* Exemple d'application Pile n°1

- Sens longitudinal

$T = 8,30 \text{ MN}$

$\tau_{\mu} = \frac{V_{\mu}}{b_0 d}$ $b_0 = 1,2 \text{ m}$
 $\tau_{\mu} = 1,283 \text{ MPA}$ $d = 0,9h = 5,4 \text{ m}$

$\tau_{\mu} = \text{Min} (0,1 f_{c28}, 3 \text{ MPA})$

$\tau_{\mu} < \bar{\tau}_{\mu}$

Les armatures droites sont à utiliser

condition sur s_t : $S_t \leq \text{Min}(0,9d, 40 \text{ cm})$

condition sur ϕ : $\phi_t \leq \text{Min}(h_{35}, \phi_e, b/10)$

DONC $\phi_t = 12 \text{ mm}$

$$\frac{A}{S} \cdot \frac{f_c}{b_0} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPA} \right)$$

$$= 0,753 \geq 0,4$$

- Sens transversal

$T = 8,37 \text{ MN}$

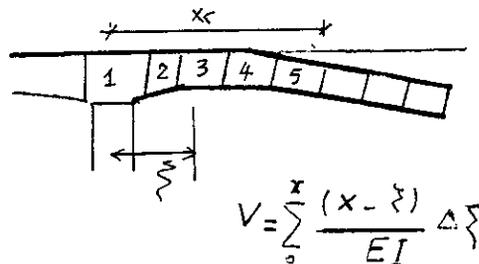
$$\tau_u = 1,26 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPA}$$

donc les contraintes de cisaillement sont vérifiées dans les deux cas:

VII-5- Problème des déformations de la console au cours de la const

Chaque console se déforme nécessairement, au cours de la construction, sous l'effet résultant des pp et des précontraintes on doit donc donner des contrefleches d'exécution de sens inverse à ces déformations, c'est à dire couler le pont avec une contre courbure égale et opposée à la courbure de déformation. Il faut d'ailleurs tenir compte non seulement de la flèche acquise à la fin de la construction de la console, mais aussi des déformations différées provoqués ultérieurement par le fluage du béton. Il est toutefois difficile de prévoir avec précision les déformations qui se produiront, car elles dépendent beaucoup de circonstances inconnues (dispersions par rapport aux caractéristiques moyennes, températures et hygrométrie lors du coulage des tranches successives, imprévision sur la rapidité de l'avancement...). Cette difficulté donne lieu à des sérieux inconvénients, en particulier des différences de niveau entre

des discontinuités des pentes de part et d'autre de joint considérons une console composée de 10 voussoirs et cherchons l'abaissement au joint entre les tranches 5 et 6.



ξ : abscisse courante

E : module de deformation (suivant les ages)

M'' M'' M'' moment à l'abscisse vide milieu de 1 compte tenu de la précontrainte, lorsque on ajoute à la construction les charges des tranches 1,2,3 μ'' le moment crée par le pp de la tranche 1 P'' le moment de précontrainte crée par temps

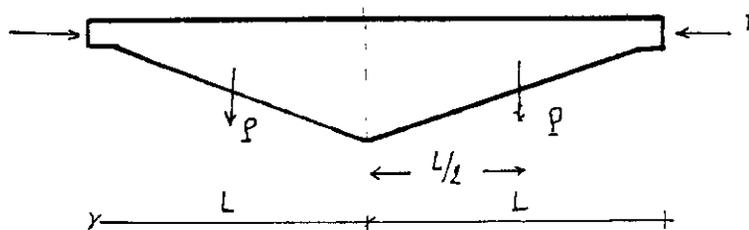
$$M'' = \mu'' - P''$$

Le calcul de la flèche est très laborieux et nécessite le recours à l'ordinateur.

Profil en long élancements (h_1/L) - Parties limites

On cherche ci-après dans quelles limites on peut choisir la hauteur h_1 sur appui pour que la poutre puisse franchir une portée L entre piles - on appellera e la longueur de la console, D la densité du béton et R la contrainte admissible.

On peut, pour raisonner ce problème considérer que la membrane inférieure se comporte comme un demi arc équilibré par un demi arc symétrique.



$$F = \frac{pL}{2h_1} = \frac{(p+s)L^2}{2h_1}$$

Si on assimile à l'unité le cosinus de l'inclinaison de la membrane inférieure, cette membrane est soumise à F si A_i est l'aire de cette membrure et R la contrainte admissible pour le béton: $A_i \geq F/R$

$$A_i = (AD + \frac{S}{2h_1R}) L^2$$

$$A(\frac{1}{3} + \frac{L^2 D}{2h_1 R}) = \frac{S L^2}{2h_1 R}$$

$$A = \frac{3S L^2 / 2h_1 R}{1 - \frac{3L^2 D}{2h_1 R}}$$

Si $PP=0 \rightarrow D=0$

$$A = 3S \frac{L^2}{2h_1 R}$$

cette aire est donc l'aire qui permettrait de porter

les surcharges S on l'appellera aire utile

$$\text{aire nécessaire} = \text{aire utile} \times \frac{1}{1 - \frac{\rho}{\rho_{cr}}}$$

$$\rho = \frac{R}{3D}, \quad \rho_{cr} = \frac{R}{3D}$$

conclusion

$\rho = \rho_{cr}$ la console sera tout juste capable de porter son poids

$\rho > \rho_{cr}$ le problème devient impossible

Inconvénients

- PP non uniforme
- Ai n'est pas une fraction fixe de 1
- on n'a pas le droit de négliger les ams pour évaluer la résistance à la compression
- la membrure inférieure n'a pas une épaisseur négligeable.

En tenant compte de ces circonstances

On écrit

$$P_{cr} = \frac{R}{D} \frac{1 + 0,7 (L/100)^{3/2}}{3}$$

$$L = 50m$$

$$P_{cr} = 0.793m$$

$$P = 231.48m$$

$$P < P_{cr}$$

CONCLUSION

CONCLUSION

En tant que jeunes ingénieurs, on s'est efforcé au maximum d'approcher le projet avec une mentalité de constructeur, car pour nous, il ne s'agit plus de trouver la bonne solution d'un exercice bien posé, mais de réussir un ouvrage.

Notre étude s'est limitée à la superstructure du pont. Ceci est dû d'une part au temps, d'autre part au manque de documentation sur ce procédé de construction.

En outre, du fait du nombre de travées -7-, le volume du calcul a été important, surtout lors de la détermination des sollicitations ainsi que la détermination de la courbe enveloppe.

Nous avons essayé au maximum de donner le maximum d'information sur les détails de calcul, sans pour cela les reproduire intégralement, et ce dans le soucis évident de rendre la lecture de notre travail claire.

Ajoutons à tout cela nos déplacements à la SAETI et la ENGEOA, et ce pour entamer le projet avec de bonne considération, quoi que notre surprise fût grande, de ne trouver aucune personne pouvant nous donner des indications sur la méthode utilisée pour le calcul de la structure de ce type des ponts.

L'ENGEOA maîtrise uniquement la réalisation.

Heureusement, nos connaissances se sont avérées suffisantes, le recours à la programmation s'est avéré plus que nécessaire du fait du volume des calculs.

Il est à signaler que très peu d'ouvrages tiennent compte des barres à inertie variable malgré l'intérêt évident qu'elles présentent dans la pratique, d'où les difficultés rencontrées dans la programmation et beaucoup de temps passé dans le centre de calcul.

La construction par encorbellement n'est pas simple, c'est une technique très délicate qui exige beaucoup de compétences, de sérieuses difficultés continuent à être constatées sur certains ouvrages récents.

Dans la réalité, la précontrainte diminue sous l'effet de fluage - Une partie de ce phénomène s'effectue avant que le système soit rendu hyperstatique.

La calcul des flèches et contre flèches d'un pont en encorbellement est toujours important pour réussir une ligne élastique conforme au système statique choisi, et pour des motifs esthétiques.

La prise en compte d'une longueur de voussoir de SM a pour conséquences un poids important de l'équipage mobile dû aux dimensions de ses éléments constituant, sa charpente influe en outre sur le dimensionnement de la précontrainte du fléau.

En fin, ce projet de fin d'études, nous a permis de concrétiser ce que nous avons appris durant le cycle de formation, et aussi une occasion pour s'intégrer dans le milieu professionnel.

Aux futurs Ingénieurs d'intéressant à l'encorbellement, l'étude de la superstructure posée serait fort souhaitable.

BIBLIOGRAPHIE

- CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT DES PONTS EN BP
J.MATHIVAT - EYROLLES 1979 -
- PROJET ET CONSTRUCTION DES PONTS
J.A CALGARO - Presses des ponts et chaussées -
- DOCUMENTS SETRA
 - * Ponts en BP construits par encorbellements successifs
Bulletin N° 07
 - * Exemples de prédimensionnement
Bulletin N° 04
- CALCUL DES STRUCTURES ET INFORMATIQUES
J.F AUBOIN - EYROLLES -
- COURS DE MONSIEUR BOUTEMEUR BA ET BP
- CONSTRUCTIONS EN BP - TOME I ET II - GUYON -
EYROLLES
- LE BETON PRECONTRAIT AUX ETATS LIMITES
- Presses des ponts et chaussées -
- CALCUL DES CONSTRUCTIONS A INERTIE VARIABLE
EYROLLES
- DALLES D'EPAISSEUR VARIABLE - H.HOMBERG -
DUNOD 1972
- PROJET DE BETON PRECONTRAIT - R.LACROIX -
EYROLLES
- CALCUL DU BETON ARME A L'ETAT LIMITE ULTIME ABAQUES EN FLEXION
SIMPLE ET COMPOSEE CONFORMES AUX REGLES BAEL83 WOLFGANG -
A.JALIL -

- DYNAMIQUE DES STRUCTURES - CLOUGH -

EYROLLE

- CALCUL DYNAMIQUE DES STRUCTURES EN ZONE SISMIQUE

CAPRA DAVIDOVICI

ANNEXES

| | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|----|---|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 0 | 0 | -171,0 | -399,0 | -627,0 | -855,0 | -1083,0 | -1311,0 | -1539,0 | -1767,0 | -1995,0 | -2223,0 |
| 1 | | 0 | -228,0 | -456,0 | -684,0 | -912,0 | -1140,0 | -1368,0 | -1596,0 | -1824,0 | -2052,0 |
| 2 | | | 0 | -228,0 | -456,0 | -684,0 | -912,0 | -1140,0 | -1368,0 | -1596,0 | -1824,0 |
| 3 | | | | 0 | -228,0 | -456,0 | -684,0 | -912,0 | -1140,0 | -1368,0 | -1596,0 |
| 4 | | | | | 0 | -228,0 | -456,0 | -684,0 | -912,0 | -1140,0 | -1368,0 |
| 5 | | | | | | 0 | -228,0 | -456,0 | -684,0 | -912,0 | -1140,0 |
| 6 | | | | | | | 0 | -228,0 | -456,0 | -684,0 | -912,0 |
| 7 | | | | | | | | 0 | -228,0 | -456,0 | -684,0 |
| 8 | | | | | | | | | 0 | -228,0 | -456,0 |
| 9 | | | | | | | | | | 0 | -228,0 |
| 10 | | | | | | | | | | | 0 |

Moment du à l'équipage
mobile

| | | | | | | | | | | | |
|----|---|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
| 0 | 0 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 |
| 1 | | 0 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 |
| 2 | | | 0 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 |
| 3 | | | | 0 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 |
| 4 | | | | | 0 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 |
| 5 | | | | | | 0 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 |
| 6 | | | | | | | 0 | 45,6 | 45,6 | 45,6 | 45,6 |
| 7 | | | | | | | | 0 | 45,6 | 45,6 | 45,6 |
| 8 | | | | | | | | | 0 | 45,6 | 45,6 |
| 9 | | | | | | | | | | 0 | 45,6 |
| 10 | | | | | | | | | | | 0 |

Effort tranchant du à l'équipage mobile

| | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|----|---|-------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 0 | 0 | -3,66 | 79,94 | -49,25 | -91,58 | -146,93 | -215,32 | -296,71 | -391,16 | -498,61 | -679,09 |
| 1 | | 0 | -6,512 | -26,050 | -58,61 | -104,2 | -162,81 | -234,45 | -319,11 | -416,8 | -527,51 |
| 2 | | | 0 | -6,512 | -26,050 | -58,61 | -104,2 | -162,81 | -234,45 | -319, | -416,8 |
| 3 | | | | 0 | -6,512 | -26,050 | -58,61 | -104,2 | -162,81 | -234,45 | -319, |
| 4 | | | | | 0 | -6,512 | -26,050 | -58,61 | -104,2 | -162,81 | -234,45 |
| 5 | | | | | | 0 | -6,512 | -26,050 | -58,61 | -104,2 | -162,81 |
| 6 | | | | | | | 0 | -6,512 | -26,050 | -58,61 | -104,2 |
| 7 | | | | | | | | 0 | -6,512 | -26,050 | -58,61 |
| 8 | | | | | | | | | 0 | -6,512 | -26,050 |
| 9 | | | | | | | | | | 0 | -6,512 |
| 10 | | | | | | | | | | | 0 |

Moment du à la surcharge uniforme repartie

| | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|----|---|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|
| 0 | 0 | 1,954 | 4,559 | 7,164 | 9,769 | 12,374 | 14,979 | 17,584 | 20,189 | 22,794 | 25,399 |
| 1 | | 0 | 2,605 | 5,210 | 7,815 | 10,42 | 13,025 | 15,630 | 18,235 | 20,840 | +23,445 |
| 2 | | | 0 | 2,605 | 5,210 | 7,815 | 10,42 | 13,025 | 15,630 | 18,235 | +20,840 |
| 3 | | | | 0 | 2,605 | 5,210 | 7,815 | 10,42 | 13,025 | 15,630 | +18,235 |
| 4 | | | | | 0 | 2,605 | 5,210 | 7,815 | 10,42 | 13,025 | 15,630 |
| 5 | | | | | | 0 | 2,605 | 5,210 | 7,815 | 10,42 | 13,025 |
| 6 | | | | | | | 0 | 2,605 | 5,210 | 7,815 | 10,42 |
| 7 | | | | | | | | 0 | 2,605 | 5,210 | 7,815 |
| 8 | | | | | | | | | 0 | 2,605 | 5,210 |
| 9 | | | | | | | | | | 0 | 2,605 |
| 10 | | | | | | | | | | | 0 |

*Effort tranchant à la surcharge
uniformement répartie*

| | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|----|---|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|
| 0 | 0 | - 1,62 | - 8,804 | - 21,75 | -40,429 | -64,867 | -95,054 | -130,99 | -172,68 | -220,117 | -273,304 |
| 1 | | 0 | - 2,875 | - 1,15 | -25,875 | - 46 | -71,875 | - 103,5 | -140,875 | -184 | -232,875 |
| 2 | | | 0 | -2,875 | - 1,15 | -25,875 | - 46 | -71,875 | -103,5 | -140,875 | -184 |
| 3 | | | | 0 | -2,875 | - 1,15 | -25,875 | - 46 | -71,875 | - 103,5 | -140,875 |
| 4 | | | | | 0 | -2,875 | -1,15 | -25,875 | - 46 | -71,875 | - 103,5 |
| 5 | | | | | | 0 | -2,875 | -11,5 | -25,875 | - 46 | - 71,875 |
| 6 | | | | | | | 0 | -2,875 | - 11,5 | -25,875 | - 46 |
| 7 | | | | | | | | 0 | -2,875 | - 11,5 | -25,875 |
| 8 | | | | | | | | | 0 | - 2,875 | -11,5 |
| 9 | | | | | | | | | | 0 | -2,875 |
| 10 | | | | | | | | | | | 0 |

Moment du à la charge du vent

| | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|----|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| 0 | 0 | 0,862 | 2,012 | 3,162 | 4,312 | 5,462 | 6,612 | 7,762 | 8,912 | 10,06 | 11,212 |
| 1 | 0 | 0 | 1,15 | 2,300 | 3,450 | 4,600 | 5,750 | 6,900 | 8,050 | 9,200 | 10,350 |
| 2 | | 0 | 0 | 1,15 | 2,300 | 3,450 | 4,600 | 5,750 | 6,900 | 8,050 | 9,200 |
| 3 | | | 0 | 0 | 1,15 | 2,300 | 3,450 | 4,600 | 5,750 | 6,900 | 8,050 |
| 4 | | | | 0 | 0 | 1,15 | 2,300 | 3,450 | 4,600 | 5,750 | 6,900 |
| 5 | | | | | 0 | 0 | 1,15 | 2,300 | 3,450 | 4,600 | 5,750 |
| 6 | | | | | | 0 | 0 | 1,15 | 2,300 | 3,450 | 4,600 |
| 7 | | | | | | | 0 | 0 | 1,15 | 2,300 | 3,450 |
| 8 | | | | | | | | 0 | 0 | 1,150 | 2,300 |
| 9 | | | | | | | | | 0 | 0 | 1,150 |
| 10 | | | | | | | | | | 0 | 0 |

Effort tranchant du à la chage du vent

| | | 3,75 | 6,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|----|---|---------|---------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 0 | 0 | - 18,75 | - 43,75 | -68,75 | -93,75 | -118,75 | -143,75 | -168,75 | -193,75 | -218,75 | -243,75 |
| 1 | | 0 | - 25,0 | - 50,0 | - 75,0 | - 100,0 | -125,0 | -150,0 | -175,0 | -200,0 | -225,00 |
| 2 | | | 0 | - 25,0 | - 50,0 | - 75,0 | - 100,0 | -125,0 | -150,0 | -175,0 | -200,00 |
| 3 | | | | 0 | - 25,0 | - 50,0 | - 75,0 | -100,0 | -125,0 | -150,0 | - 175 |
| 4 | | | | | 0 | - 25,0 | - 50,0 | - 75,0 | -100,0 | -125,0 | - 150 |
| 5 | | | | | | 0 | - 25,0 | - 50,0 | - 75,0 | -100,0 | -125 |
| 6 | | | | | | | 0 | -25,0 | - 50,0 | - 75,0 | - 100,0 |
| 7 | | | | | | | | 0 | - 25,0 | - 50,0 | - 75,0 |
| 8 | | | | | | | | | 0 | - 25,0 | - 50,0 |
| 9 | | | | | | | | | | 0 | - 25,0 |
| 10 | | | | | | | | | | | 0 |

Moment flechissant du à la ccc

| | 0 | 3,75 | 7,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 |
|----|---|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 0 | 0 | 5t | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| 1 | | 0 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| 2 | | | 0 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| 3 | | | | 0 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| 4 | | | | | 0 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| 5 | | | | | | 0 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| 6 | | | | | | | 0 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| 7 | | | | | | | | 0 | 5 | 5 | 5 |
| 8 | | | | | | | | | 0 | 5 | 5 |
| 9 | | | | | | | | | | 0 | 5 |
| 10 | | | | | | | | | | | 0 |

Effort tranchant du à là ccc

Tableau donnant les différentes sollicitations travée -1 -

| X (m) | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 | 55 |
|--------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|---------|----------|----------|----|
| TRO max (tm) | 21,41 | 19,95 | 29,9 | 78,33 | 94,66 | 137,63 | 148,48 | 146,82 | 132,62 | 105,91 | 66,66 | 0 |
| TRO min (tm) | -444,23 | -365,79 | -284,06 | -253,35 | -222,64 | -191,93 | -161,22 | -130,51 | -99,8 | -69,09 | -38,38 | 0 |
| Al max (tm) | 164,58 | 153,36 | 138,4 | 599,83 | 1012,96 | 1292,07 | 1437,15 | 1448,21 | 1325,25 | 1068,26 | 677,24 | 0 |
| Al min (tm) | -2597,48 | -2420,39 | -2184,25 | -1948,11 | -1711,98 | -1475,85 | -1239,71 | -1003,57 | -767,44 | -531,30 | -295,17 | 0 |
| Sups (tm) | -3323,01 | -2502,02 | -1789,08 | -1175,04 | -669,04 | -268,05 | 27,94 | 218,33 | 304,93 | 285,92 | 161,91 | 0 |
| S1 (tm) | -38808,50 | -38181,40 | -30843,64 | -24942,86 | -19915,66 | -15466,79 | -14182,87 | -10332,15 | -7168,1 | -4412,22 | -1371,66 | 0 |
| S2 (tm) | -15610,7 | -10971,6 | -8017,76 | -5477,14 | -3319,74 | -1599,55 | -274,57 | 643,19 | 1153,74 | 1257,08 | 953,20 | 0 |
| TE 5° (tm) | -446,36 | -415,92 | -375,35 | -334,77 | -294,19 | -253,61 | -213,07 | -172,45 | -131,88 | -91,30 | -50,72 | 0 |
| TE 10° (tm) | -892,72 | -831,84 | -750,70 | -669,54 | -588,38 | -507,22 | -426,06 | -344,90 | -263,76 | -182,60 | -101,44 | 0 |

Tableau donnant les différentes sollicitations travée - 2 -

| X (m) | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 | 50 | 51,25 | 56,25 | 61,25 | 66,25 | 71,25 | 76,25 | 81,25 | 86,25 | 91,25 | 92,25 | 100 |
|---------------------|----------|----------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|---------|-----------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|----------|----------|-----------|----------|
| TRO max (tm) | 21,04 | 19,04 | 15,88 | 12,73 | 9,58 | 62,64 | 104,69 | 134,21 | 155,8 | 155,68 | 160,55 | 157,67 | 154,01 | 131,54 | 96,55 | 52,29 | 20,59 | 30,09 | 39,58 | 49,08 | 58,87 | 68,07 | 75,19 |
| TRO min (tm) | -444,23 | -357,41 | -252,62 | -160,34 | -80,60 | -69,60 | -60,1 | -50,61 | -45,29 | -40,68 | -35,04 | -33,35 | -32,48 | -27,36 | -22,39 | -20,38 | -43,60 | -120,54 | -210 | -312 | -426,51 | -499,11 | -657,05 |
| Al max (tm) | 164,58 | 146,39 | 122,14 | 97,89 | 73,64 | 412,88 | 769,78 | 1030,38 | 1194,68 | 1262,67 | 1234,37 | 1212,25 | 1184,11 | 1011,36 | 742,30 | 376,95 | 220,36 | 321,96 | 423,55 | 525,14 | 626,74 | 728,33 | 804,53 |
| Al min (tm) | -2597,48 | -1977,71 | -1235,61 | -947,97 | -846,38 | -744,79 | -643,19 | -541,60 | -440,00 | -338,41 | -236,81 | -211,41 | -186,02 | -114,17 | -132,50 | -156,75 | -181,00 | -642,65 | -1299,9 | -2047,45 | -2894,31 | -3837,46 | -4608,02 |
| Sups (tm) | -3544,67 | -2836,70 | -1984,61 | -1237,52 | -595,44 | -58,35 | 373,73 | 700,82 | 922,91 | 1039,99 | 1052,08 | 1038,69 | 1652,05 | 1506,64 | 1256,22 | 900,81 | 440,40 | -125,02 | -795,43 | -1570,84 | -2451,26 | -3436,67 | -4877,94 |
| S1 (tm) | -18004,1 | -20594,1 | -16120,37 | -12266,12 | -8988,23 | -6248,89 | -4015,57 | -2262,28 | -967,35 | -87941,23 | -302,22 | -496,9 | -8,82 | -1753,46 | -2996,14 | -4705,65 | -6837,77 | -9429,48 | -12593,43 | -16168 | -20412,7 | -181573,3 | -27011,4 |
| S2 (tm) | -18825,7 | -12237,5 | -8161,03 | -4511,9 | -1246,05 | 1664,53 | 4231,83 | 6451,86 | 8304,61 | 97504,07 | 10748,2 | 10748,2 | 10918 | 10609,8 | 9061,76 | 7058,45 | 4651,85 | 1877,96 | -1243,19 | -4707,6 | -8527,30 | -12730,3 | -21149 |
| TE 5° (tm) | 308,95 | 305,21 | 300,23 | 295,24 | 290,26 | 281,28 | 280,23 | 275,31 | 270,33 | 265,37 | 260,36 | 259,12 | 257,87 | 252,89 | 247,9 | 242,92 | 237,94 | 232,95 | 227,97 | 222,99 | 218,01 | 213,01 | 209,29 |
| TE 10° (tm) | 617,9 | 610,42 | 600,46 | 590,48 | 580,52 | 570,56 | 560,46 | 550,62 | 540,66 | 530,68 | 520,72 | 518,24 | 515,74 | 505,78 | 495,84 | 475,88 | 485,8 | 475,88 | 465,90 | 455,94 | 438,02 | 426,04 | 418,58 |

Tableau donnant les différentes sollicitations travée - 3 -

| X (m) | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 | 50 | 51,25 | 56,25 | 61,25 | 66,25 | 71,25 | 76,25 | 81,25 | 86,25 | 91,25 | 92,25 | 100 |
|--------------|----------|----------|----------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|----------|
| TRO max (tm) | 47,61 | 43,45 | 37,91 | 32,37 | 26,82 | 21,28 | 17,28 | 83,64 | 109,5 | 119,36 | 119,67 | 118,16 | 119,38 | 113,38 | 97,33 | 68,77 | 9,75 | 37,77 | 46,91 | 56,36 | 14,52 | 74,29 | 81,14 |
| TRO min (tm) | -559,65 | -474,3 | -358,91 | -255,96 | -165,54 | -87,64 | -48,94 | -39,31 | -30,68 | -21,55 | -15,39 | -9,97 | -9,19 | -14,73 | -20,27 | -25,81 | -32,32 | -100,61 | -181,42 | -269,41 | -380,62 | -499,01 | -596,02 |
| Al max (tm) | 366,07 | 334,11 | 754,1 | 1157,26 | 1508,14 | 1806,77 | 2053,15 | 2247,28 | 2389,16 | 2478,79 | 2516,17 | 2515,98 | 2515,27 | 2474,28 | 2381,03 | 2235,54 | 2037,79 | 1787,8 | 1485,56 | 1131,06 | 724,31 | 265,32 | 628,88 |
| Al min (tm) | -3763,59 | -3767,91 | -3773,67 | -3779,43 | -3785,19 | -3790,93 | -3796,71 | -3802,47 | -3808,23 | -3813,99 | -3819,75 | -3821,19 | -3822,63 | -3828,39 | -3834,15 | -3835,91 | -3845,07 | -3851,4 | -3857,19 | -3862,95 | -3868,71 | -3874,41 | -3928,15 |
| Sups (tm) | -4372,62 | -3612,54 | -2690,97 | -1874,4 | -1162,84 | -556,27 | -54,71 | 341,86 | 633,43 | 819,99 | 901,56 | 905,54 | 876,21 | 800,28 | 619,34 | 333,41 | -57,52 | -553,46 | -1154,39 | -1860,32 | -2671,26 | -3587,19 | -4316,29 |
| S1 (tm) | -24347 | -20557,6 | -16086,3 | -12234,73 | -8959,45 | -6226,7 | -3992,2 | -2241,3 | -994,01 | -2732,27 | -1458,48 | 73,44 | 6893,14 | -2394,75 | -2223,97 | -1960,4 | -1883,96 | -1914,9 | -1836,43 | -2057,65 | -12383,84 | -13356,22 | -732,28 |
| S2 (tm) | -19052,6 | -15462,8 | -11097,5 | -7159,61 | -3604,97 | -405,60 | 2450,5 | 4959,32 | 7100,87 | 8839,13 | 10122,1 | 1036,4 | 3685,64 | 3390,89 | 2683,41 | 1553,86 | -12,44 | -2035,49 | -4540,63 | -7558,63 | -11125,2 | -152,82 | -18815,2 |
| TE 5° (tm) | -16,02 | -15 | -13,64 | -12,29 | -10,93 | -9,58 | -8,22 | -6,87 | -5,51 | -4,16 | -2,8 | -2,46 | -2,12 | -0,77 | 0,58 | 1,94 | 3,29 | 4,65 | 6,00 | 7,36 | 8,72 | 10,07 | 11,09 |
| TE 10° (tm) | -32,04 | -30 | -27,28 | -24,58 | -21,86 | -19,16 | -16,44 | -13,74 | -11,02 | -8,32 | -5,60 | -4,92 | -4,24 | -1,54 | 1,16 | 3,88 | 6,58 | 9,30 | 12 | 14,72 | 17,44 | 20,14 | 22,18 |

Tableau donnant les différentes sollicitations travée -4-

| X (m) | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 | 50 | 51,25 | 56,25 | 61,25 | 66,25 | 71,25 | 76,25 | 81,25 | 86,25 | 91,25 | 92,25 | 100 |
|--------------|----------|----------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| TRO max (tm) | 39,75 | 35,83 | 30,62 | 25,40 | 20,19 | 14,97 | 15,17 | 59,36 | 93,87 | 117,04 | 127,68 | 128,38 | 128,3 | 120,15 | 101,79 | 72,71 | 20,55 | 12,48 | 15,08 | 17,70 | 20,32 | 22,94 | 24,91 |
| TRO min (tm) | -558,45 | -464,01 | -349,05 | -264,62 | -156,17 | -79,33 | -19,89 | -17,04 | -16,89 | -18 | -19,09 | -19,36 | -19,64 | -20,73 | -24,15 | -29,36 | -34,58 | -90,18 | -166,39 | -255,13 | -356,29 | -470,19 | -563,75 |
| Al max (tm) | 305,61 | 275,53 | 235,42 | 195,32 | 155,21 | 115,11 | 76,69 | 447,39 | 721,78 | 899,87 | 981,67 | 987,07 | 986,45 | 923,8 | 764,84 | 509,50 | 158,03 | 98,84 | 115,98 | 136,12 | 156,27 | 176,41 | 191,52 |
| Al min (tm) | -3923,62 | -3221,28 | -2396,08 | -1613,19 | -95,59 | -390,30 | -330,97 | -131,05 | -105,12 | -75,06 | -85,42 | -95,45 | -105,48 | -145,58 | -185,69 | -225,70 | -265,90 | -306 | -833,98 | -1474,44 | -2211,19 | -3044,24 | -3732,24 |
| Sups (tm) | -4348,44 | -3589,54 | -2669,56 | -1854,58 | -1144,59 | -539,61 | -39,62 | 355,36 | 645,34 | 830,33 | 910,33 | 913,9 | 899,20 | 821,65 | 639,17 | 351,66 | -40,86 | -588,37 | -1140,89 | -1848,41 | -2660,92 | -3578,44 | -4323,76 |
| S1 (tm) | -24429,5 | -20632,7 | -16151,59 | -12290,12 | -8604,95 | -6258,34 | -4017,95 | -2257,19 | -954,83 | -171,65 | 329,08 | 356,76 | 329,89 | -167,64 | -948,07 | -2246,78 | -4004,33 | -6241,51 | -8984,92 | -12278,95 | -16083,77 | -20562,22 | -24355,51 |
| S2 (tm) | -18843,4 | -15369,5 | -11010,6 | -7078,96 | -3530,63 | -337,57 | 2512,21 | 5014,73 | 7149,97 | 8881,91 | 10158,5 | 10398,9 | 10161,3 | 8895,8 | 7174,99 | 5050,87 | -2559,47 | -279,19 | -3461,13 | -6998,34 | -10918,8 | -15266,6 | -18954,6 |
| TE 5° (tm) | -2,56 | -2,31 | -1,99 | -1,67 | -1,35 | -1,03 | -0,71 | -0,39 | -0,07 | 0,25 | 0,57 | 0,65 | 0,73 | 1,05 | 1,37 | 1,69 | 2,01 | 2,33 | 2,65 | 2,98 | 3,29 | 3,62 | 3,86 |
| TE 10° (tm) | -5,12 | -4,62 | -3,98 | -3,34 | -2,70 | -2,06 | -1,42 | -0,78 | -0,14 | 0,5 | 1,14 | 1,30 | 1,46 | 2,1 | 2,74 | 3,38 | 4,02 | 4,66 | 5,30 | 5,96 | 6,58 | 7,24 | 7,72 |

Tableau donnant les différentes sollicitations travée -5-

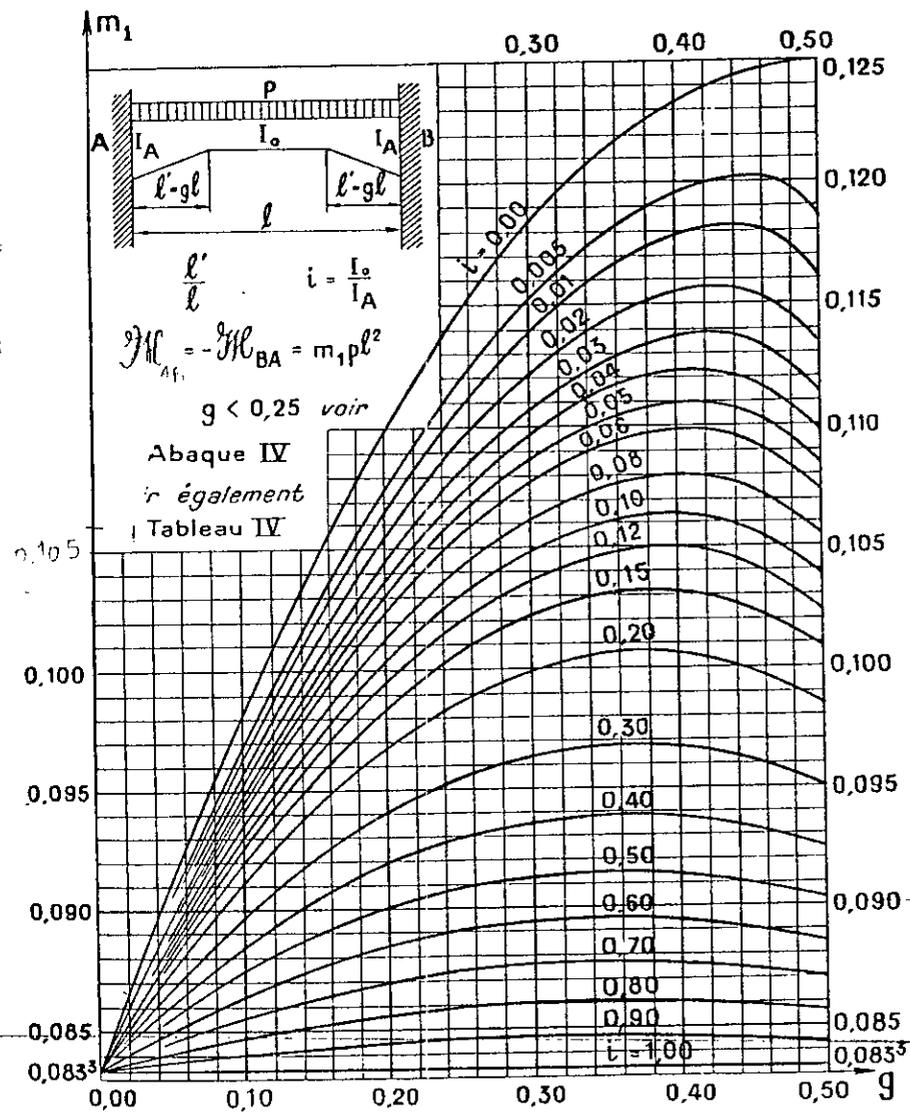
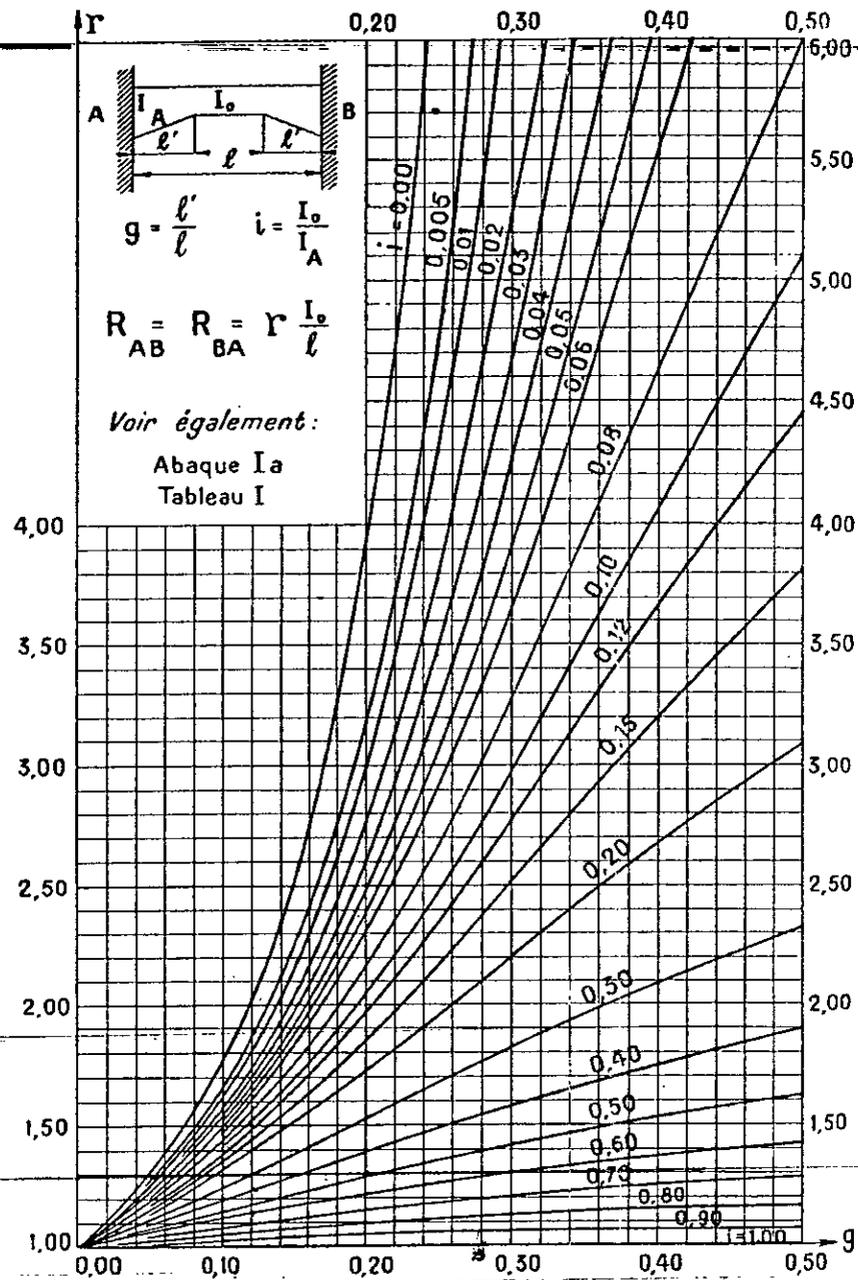
| X (m) | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 | 50 | 51,25 | 56,25 | 61,25 | 66,25 | 71,25 | 76,25 | 81,25 | 86,25 | 91,25 | 92,25 | 100 |
|--------------|-----------|----------|-----------|-----------|----------|----------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|---------|---------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|
| TRO max (tm) | 64,82 | 58,89 | 50,99 | 43,09 | 35,19 | 27,29 | 32,86 | 73,44 | 101,51 | 117,04 | 129,05 | 129,26 | 128,68 | 119,24 | 104,04 | 76,31 | 36,06 | 17,81 | 20,82 | 25,29 | 30,49 | 35,69 | 35,59 |
| TRO min (tm) | -572,79 | -477,33 | -361,02 | -257,24 | -165,97 | -87,24 | -34,5 | -29,30 | -24,10 | -22,26 | -22,7 | -22,81 | -22,92 | -24,05 | -23,78 | -39,85 | -47,75 | -72,36 | -166,39 | -255,13 | -360,03 | -476,60 | -571,21 |
| Al max (tm) | 498,35 | 452,79 | 392,05 | 331,31 | 270,57 | 209,83 | 149,09 | 503,94 | 763,01 | 925,77 | 992,24 | 993,8 | 989,36 | 911,37 | 737,09 | 466,50 | 150,47 | 136,94 | 160,11 | 194,45 | 234,42 | 274,4 | 304,38 |
| Al min (tm) | -3763,59 | -3072,74 | -2235,88 | -1495,31 | -851,05 | -363,95 | -265,28 | -225,30 | -189,33 | -145,35 | -105,37 | -109,65 | -124,24 | -184,98 | -245,72 | -306,46 | -367,20 | -427,94 | -923,05 | -1578,83 | -2330,92 | -3179,3 | -3878,79 |
| Sups (tm) | -4258,50 | -3507,96 | -2599,12 | -1795,28 | -1096,44 | -502,61 | -13,77 | 370,07 | 648,91 | 822,75 | 891,59 | 892,39 | 980,78 | 892,12 | 698,46 | 399,80 | -3,80 | -512,52 | -1126,18 | -1844,84 | -2664,30 | -3597,16 | -4456,71 |
| S1 (tm) | -23200,73 | -19400,4 | -14513,84 | -11046,92 | -7756,32 | -5004,26 | -2758,43 | -992,21 | 315,38 | 1104,21 | 1610,38 | 1639,04 | 1613,9 | 1121,84 | 346,81 | -946,71 | -2698,85 | -4930,59 | -7668,57 | -10945,1 | -14976,11 | -19270,41 | -23059,93 |
| S2 (tm) | -18571,50 | -15021,8 | -10710,2 | -6825,84 | -3324,77 | -178,98 | 2623,54 | 5078,79 | 7166,76 | 1008,08 | 10786,9 | 10309,5 | 10060 | 87476,18 | 6979,09 | 4807,71 | 2269,05 | -616,88 | -3846,09 | -7430,56 | -11398,3 | -15793,4 | -19405,60 |
| TE 5° (tm) | 21,05 | 21,50 | 22,09 | 22,69 | 23,29 | 23,89 | 24,49 | 25,08 | 25,68 | 26,28 | 26,88 | 27,03 | 27,18 | 27,78 | 28,37 | 28,97 | 29,57 | 30,16 | 30,76 | 31,36 | 31,96 | 32,56 | 33,01 |
| TE 10° (tm) | 42,1 | 43 | 44,18 | 45,38 | 46,58 | 47,78 | 48,98 | 50,16 | 51,36 | 52,56 | 53,76 | 54,06 | 54,36 | 55,56 | 56,74 | 57,94 | 59,14 | 60,32 | 61,52 | 62,72 | 63,92 | 65,12 | 66,02 |

Tableau donnant les différentes sollicitations travée - 6 -

| X (m) | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 | 50 | 51,25 | 56,25 | 61,25 | 66,25 | 71,25 | 76,25 | 81,25 | 86,25 | 91,25 | 92,25 | 100 |
|--------------|-----------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|----------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|----------|---------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| TRO max (tm) | 100,23 | 90,77 | 78,15 | 65,53 | 52,9 | 40,28 | 27,66 | 32,88 | 92,47 | 139,52 | 174,06 | 180,73 | 186,63 | 191,57 | 205,59 | 196,29 | 174,46 | 141,26 | 97,37 | 40,96 | 6,78 | 12,70 | 14,89 |
| TRO min (tm) | -741,37 | -629,87 | -492,13 | -366,93 | -205,79 | -154,11 | -66,48 | -20,62 | -18,85 | -24,48 | -38,11 | -40,52 | -42,92 | -52,56 | -62,19 | -71,82 | -81,45 | -91,08 | -104,86 | -103,43 | -187,49 | -264,89 | -364,75 |
| AI max (tm) | 232,72 | 202,59 | 162,41 | 122,23 | 82,06 | 41,88 | 196,84 | 232,82 | 252,82 | 393,13 | 1072,74 | 1338,26 | 1389,59 | 1555,79 | 1580,73 | 1509,19 | 1341,36 | 1077,22 | 398,46 | 167,02 | 75,44 | 97,73 | 114,45 |
| AI min (tm) | -5358,3 | -4518,17 | -3482,25 | -2542,64 | -1699,36 | -952,31 | -301,60 | -180,88 | -158,60 | -136,31 | -159 | -169,04 | -179,09 | -219,26 | -259,44 | -299,62 | -339,79 | -379,97 | -420,15 | -348,15 | -700,41 | -1104,99 | -1492,52 |
| Sups (tm) | -5374,71 | -4519,23 | -3470,47 | -2526,70 | -1687,54 | -954,18 | -325,41 | -158,55 | 617,11 | 930,88 | 1139,64 | 1175,42 | -30,48 | -20,78 | -32,95 | -191,69 | -455,43 | -824,16 | -1297,90 | -1876,64 | -2560,31 | -3349,11 | 2774,44 |
| S1 (tm) | -24416,19 | -20618,69 | -16136,15 | -12273,22 | -8993,62 | -6238,55 | -3996,73 | -2259,81 | -930,92 | -146,09 | 355,92 | 383,62 | 373,49 | -34,05 | -812,78 | -830,87 | -3970,78 | -6206,5 | -8948,44 | -12285,77 | -16085,77 | -20562,22 | -24355,51 |
| S2 (tm) | -23219,30 | -19232,60 | -14338,2 | -9871,12 | -5787,39 | -2058,88 | 1326,35 | 4364,32 | 7035 | 9302,5 | 1114,5 | 11488,7 | 11385 | 10654,9 | 9469,55 | 7880,88 | 5924,94 | 3621,72 | 975,23 | -2026,53 | -5411,58 | -9223,92 | -12399,10 |
| TE 5° (tm) | -331,31 | -300,26 | -258,86 | -217,46 | -176,06 | -134,66 | -93,26 | -51,86 | -10,46 | 30,94 | 72,34 | 82,69 | 93,04 | 134,44 | 175,84 | 217,24 | 258,64 | 300,04 | 341,44 | 382,84 | 424,24 | 465,64 | 496,69 |
| TE 10° (tm) | -662,62 | -600,52 | -517,72 | -434,12 | -352,12 | -269,32 | -186,52 | -103,72 | -20,92 | 61,88 | 144,68 | 165,38 | 186,08 | 268,88 | 351,68 | 434,48 | 517,28 | 600,08 | 682,88 | 765,68 | 848,48 | 931,28 | 993,30 |

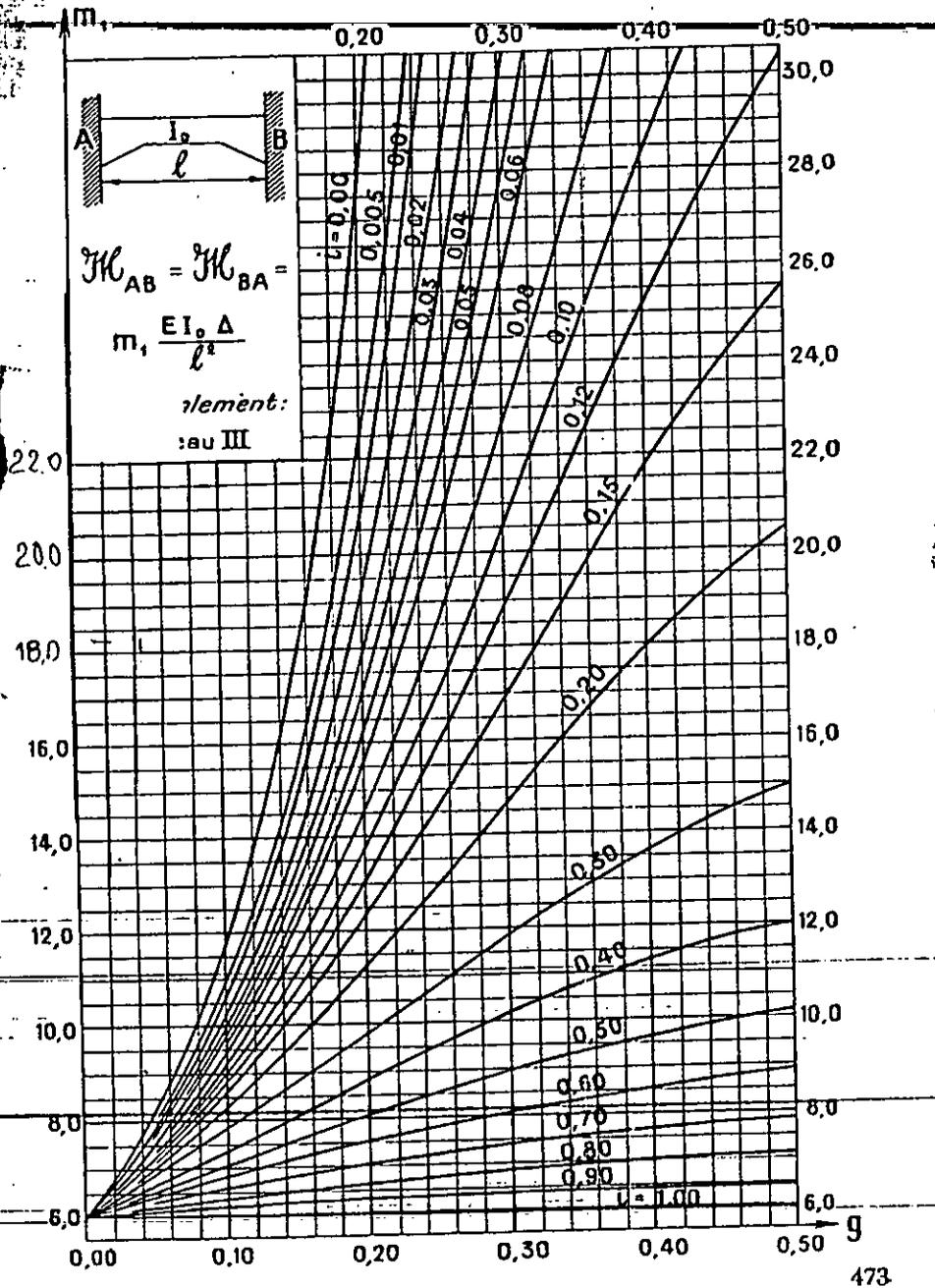
Tableau donnant les différentes sollicitations travée - 7 -

| X (m) | 0 | 3,75 | 8,75 | 13,75 | 18,75 | 23,75 | 28,75 | 33,75 | 38,75 | 43,75 | 48,75 | 55 |
|--------------|------------|-----------|-----------|------------|------------|----------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|----|
| TRO max (tm) | 14,89 | 13,87 | 12,52 | 39,46 | 80,07 | 108,17 | 123,74 | 126,79 | 117,31 | 95,30 | 38,99 | 0 |
| TRO min (tm) | - 345,84 | - 307,72 | - 277,70 | - 247,68 | - 217,66 | - 187,63 | - 157,91 | - 127,59 | - 97,57 | - 67,55 | - 22,06 | 0 |
| Al max (tm) | 114,45 | 810,07 | 1313,34 | 1682,59 | 1917,82 | 2019,02 | 1986,19 | 1819,34 | 1518,47 | 1083,57 | 514,65 | 0 |
| Al min (tm) | - 1492,52 | - 1322,91 | - 1187,23 | - 1051,23 | - 915,86 | - 780,18 | - 644,50 | - 508,81 | - 373,13 | - 237,45 | - 101,76 | 0 |
| Sups (tm) | - 12399,10 | - 9840,78 | - 6786,95 | - 4140,34 | - 1900,23 | - 68,73 | 1356,43 | 2374 | 2984,54 | 3187,88 | 2984 | 0 |
| S1 (tm) | - 27322,48 | - 24677,8 | - 19516,5 | - 15307,37 | - 11672,39 | - 8572,3 | - 5974,94 | - 3853,78 | - 2187,57 | - 963,41 | - 170,58 | 0 |
| S2 (tm) | - 2774,44 | - 1812,32 | - 1173,35 | - 632,74 | - 196,40 | 134,57 | 360,34 | 481,51 | 497,48 | 408,45 | 214,43 | 0 |
| TE 5° (tm) | - 259,01 | - 241,35 | - 217,8 | - 194,25 | - 170,71 | - 147,16 | - 123,62 | - 100,07 | - 76,52 | - 52,98 | - 29,43 | 0 |
| TE 10° (tm) | - 518,02 | - 482,70 | - 435,60 | - 388,50 | - 341,42 | - 294,32 | - 247,24 | - 200,14 | - 153,04 | - 105,96 | - 58,86 | 0 |

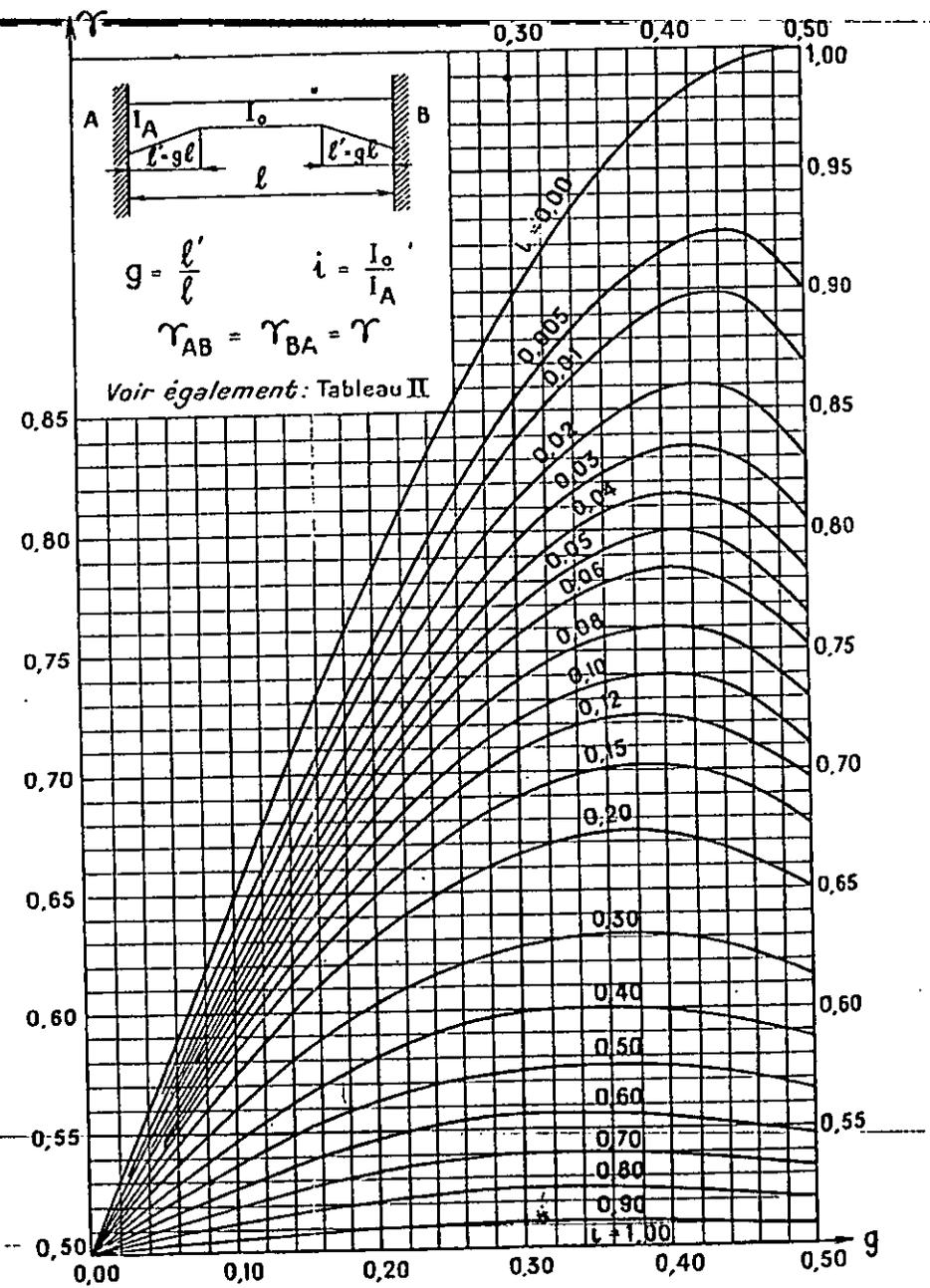


Abaque III. — Moments d'encastrement parfait en A et en B dus à un déplacement Δ .

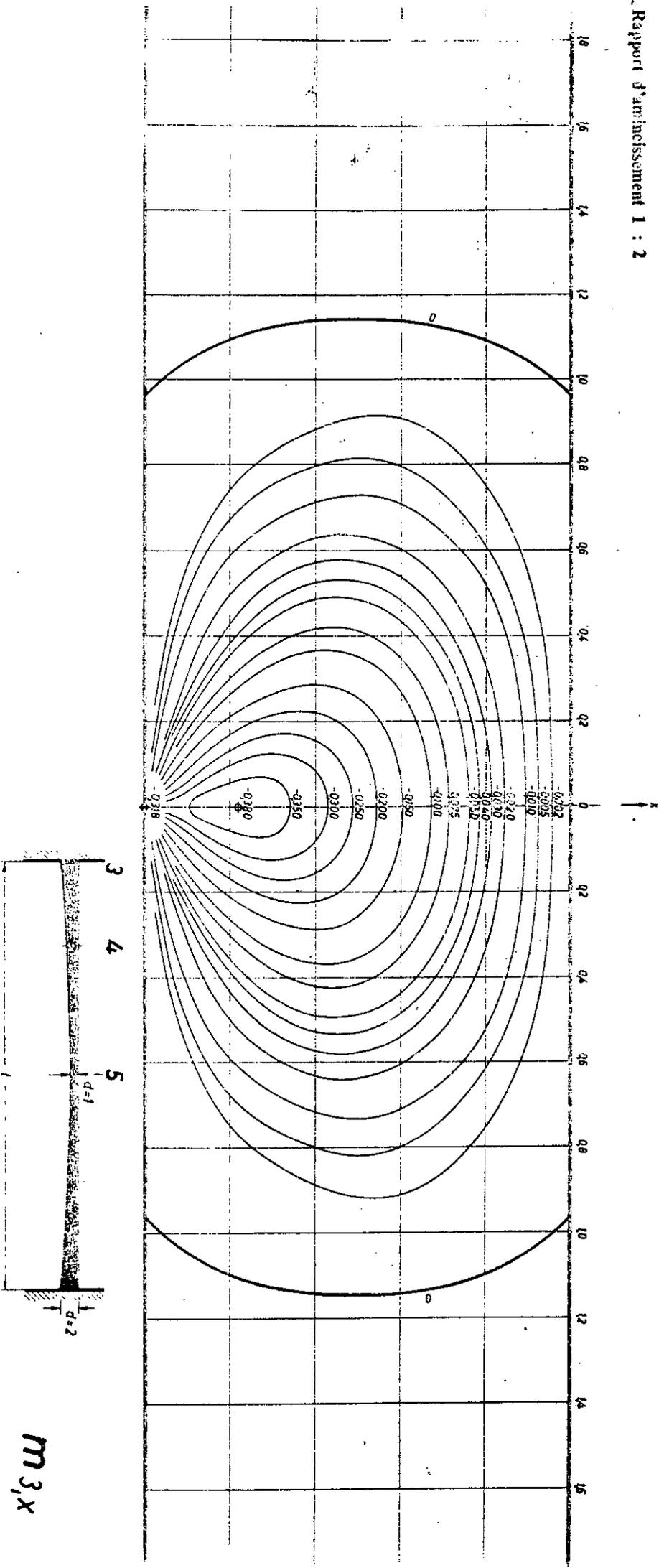
Abaque II. — Coefficients de transmission.

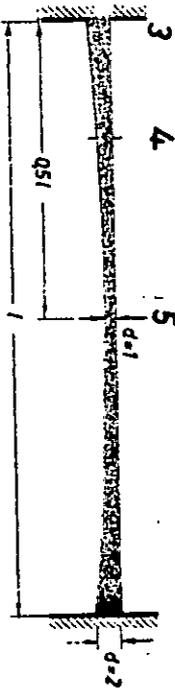
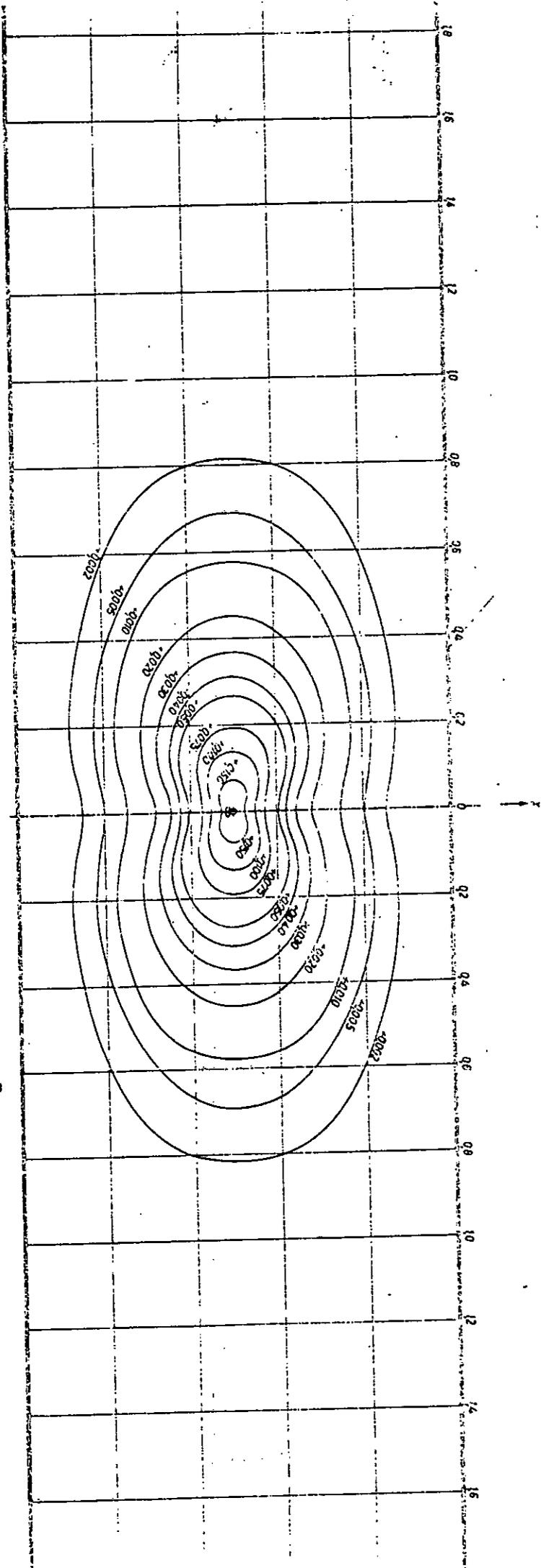


473



472





MS, X

SECTION NF CAISSON AVEC DEUX LITS D'ACIER

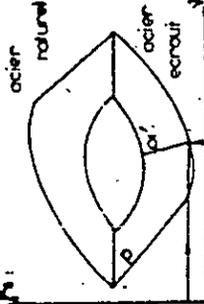
ABRQUE N° 135

ACIER NATUREL

$R_s = 4000$ bars

ACIER ECROUÏ

$R_s = 4000$ bars



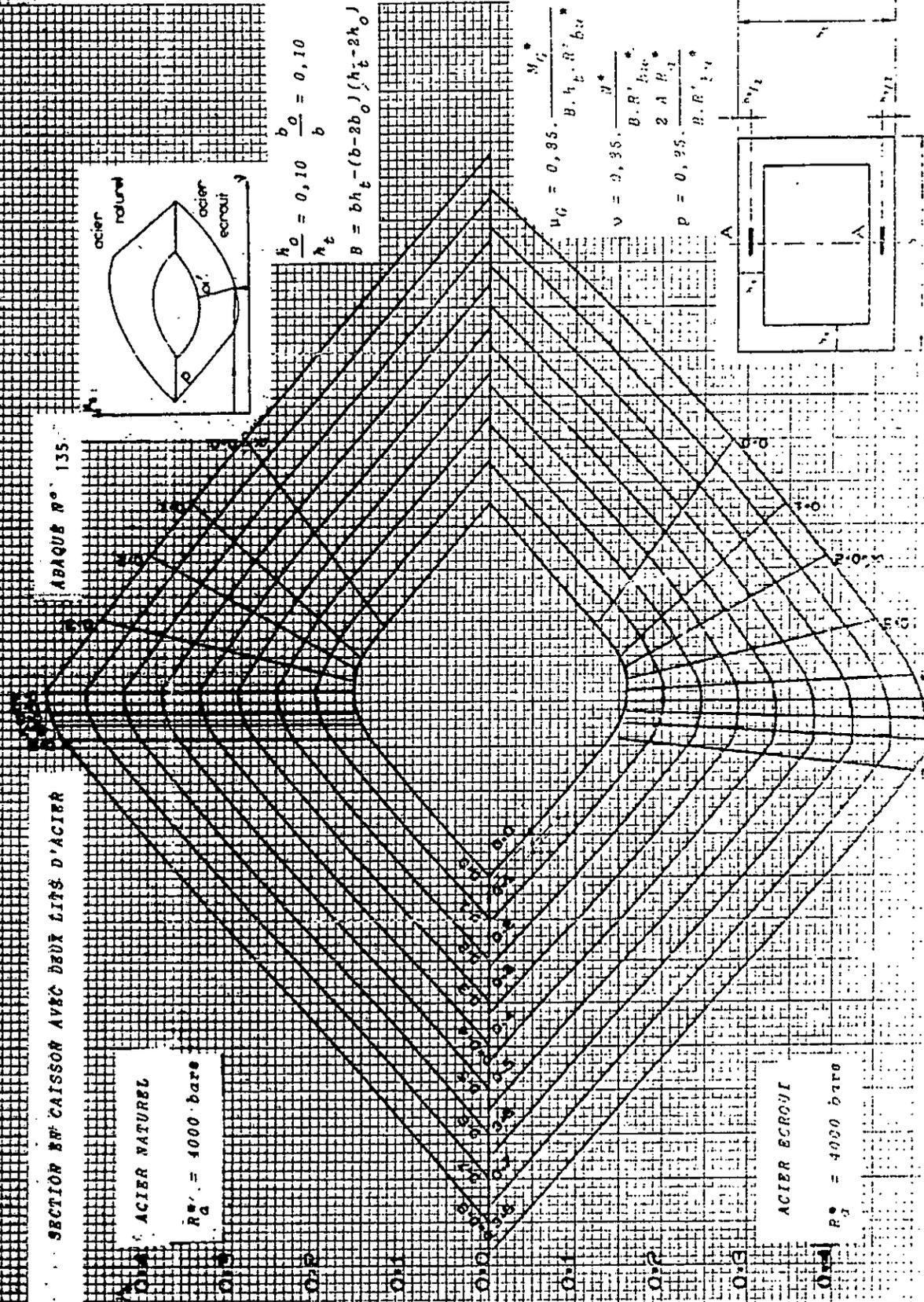
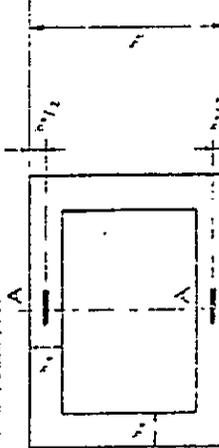
$$\frac{h}{h_t} = 0,10 \quad \frac{b}{b} = 0,10$$

$$B = bh_t - (b - 2b_0)(h_t - 2h_0)$$

$$\mu_G = 0,85 \cdot \frac{M_G}{B \cdot h_t \cdot R_s \cdot b \cdot x}$$

$$\nu = 0,35 \cdot \frac{V}{B \cdot R_s \cdot h_t}$$

$$p = 0,25 \cdot \frac{B \cdot R_s \cdot h_t}{2 \cdot A \cdot P_s}$$



Erratum

Page lire "cette initiative a permis aux maître-d'ouvrage"

Page 6 lire données fonctionnelles

Page 21 lire rendement géométrique

Page 79 lire le schéma classique consiste

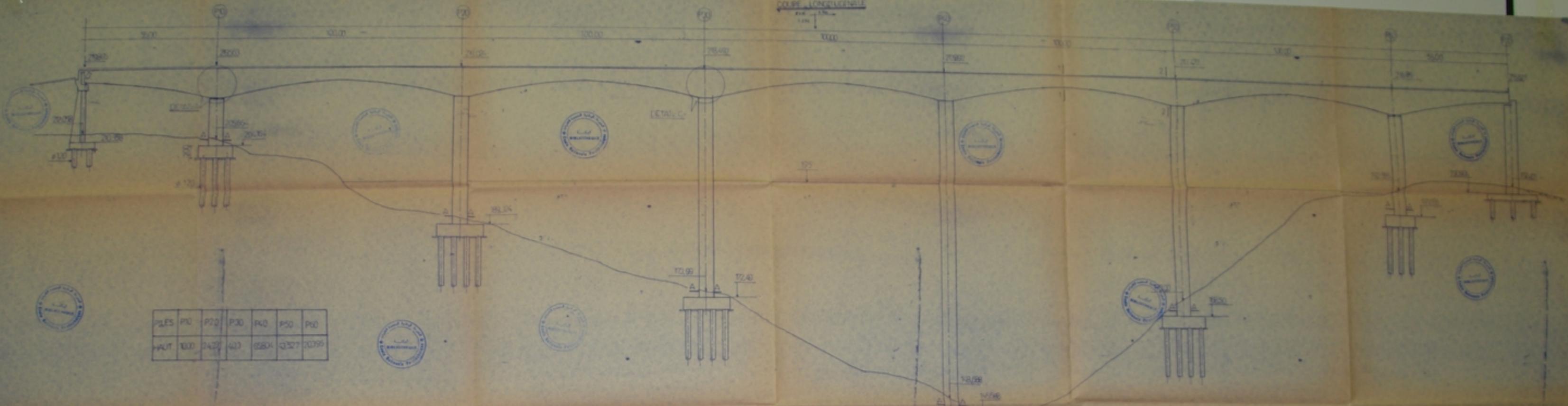
Page 83 lire ... nombre de câbles doit être pair

Page 116 lire $M_{P_{iso}} = P_{e0}$

Page 148 lire bossage au lieu de bassage

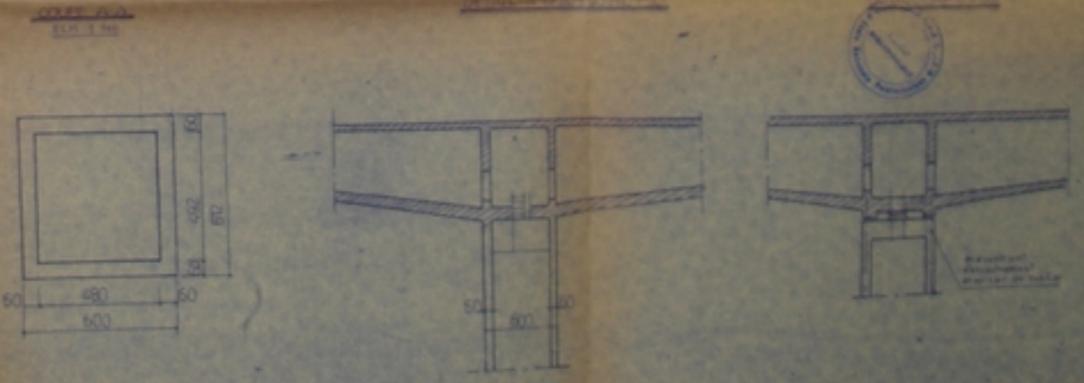
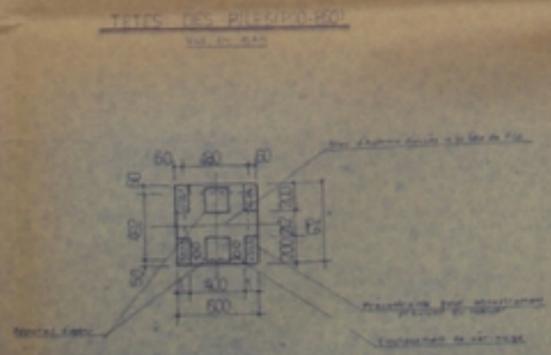
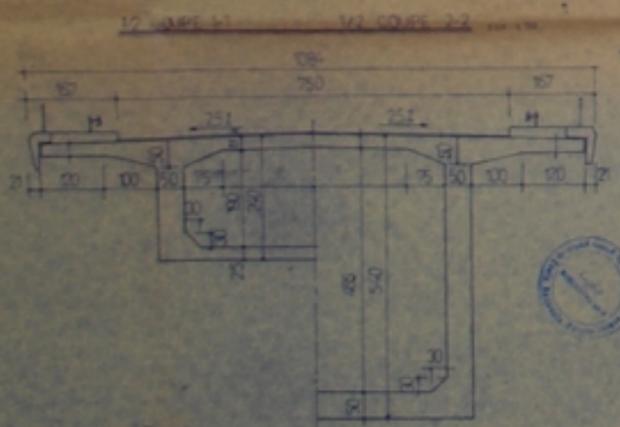
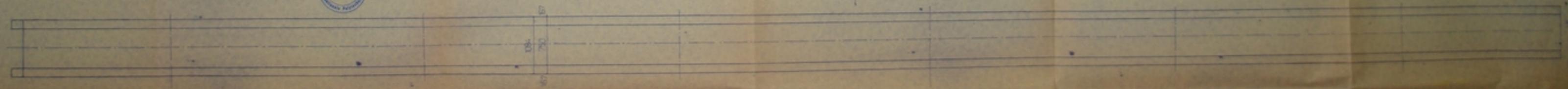
Page 196 lire dans les cases vides σ_{nc} et σ_s

Page 197 lire Hourdis au lieu de Hourdis

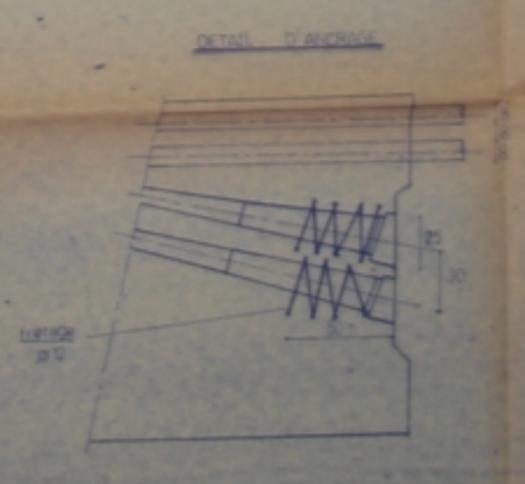
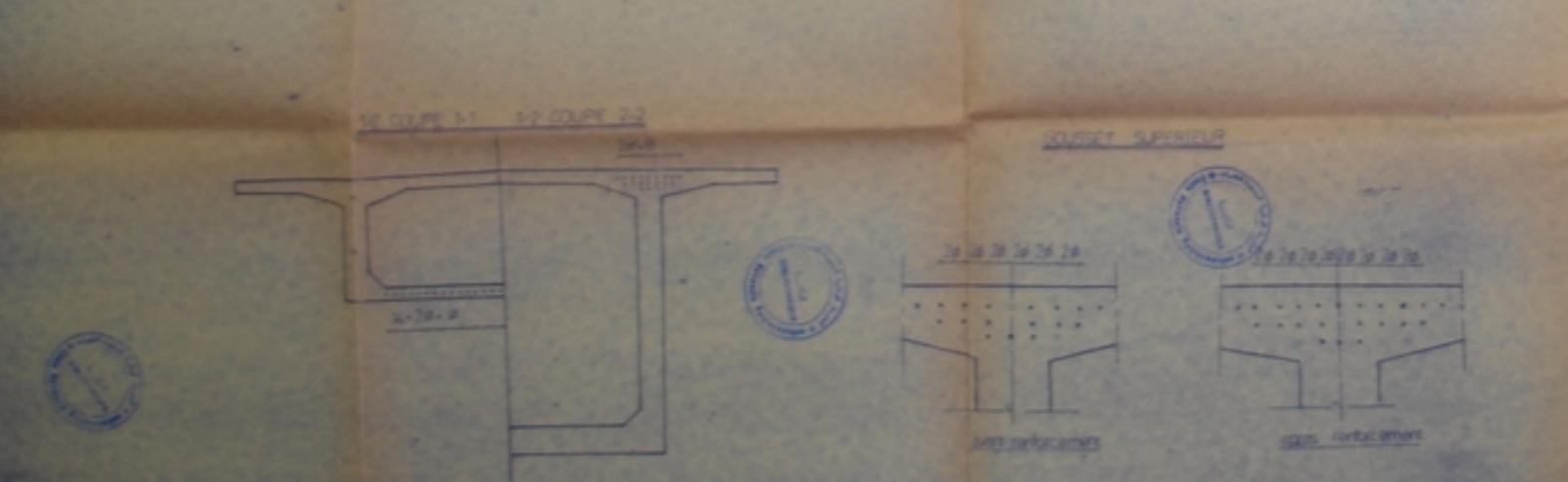
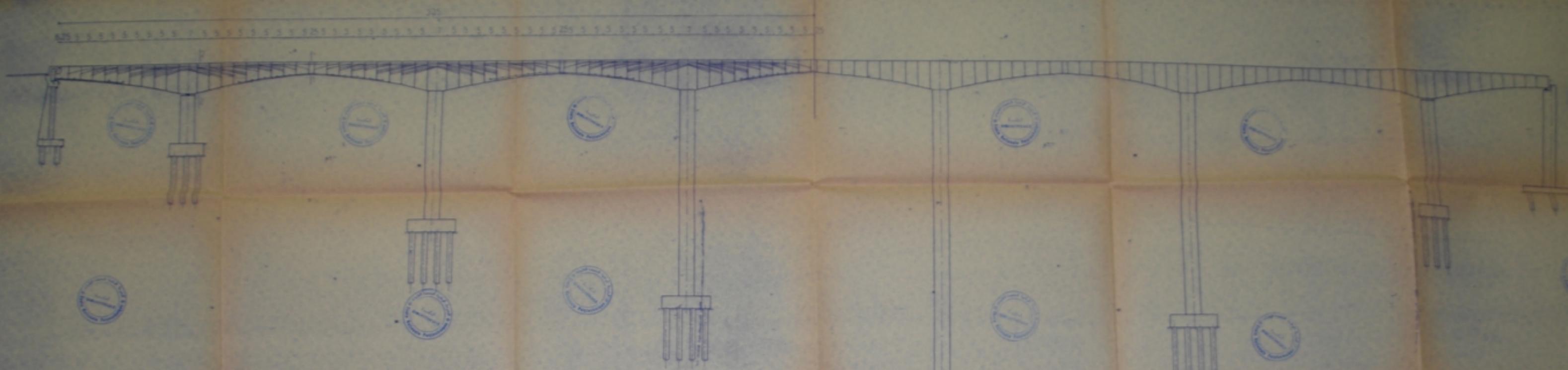


| PILES | P10 | P20 | P30 | P40 | P50 | P60 |
|-------|-----|-----|-----|-----|------|------|
| HAUT | 100 | 242 | 403 | 650 | 1327 | 2095 |

VE EN PLAN



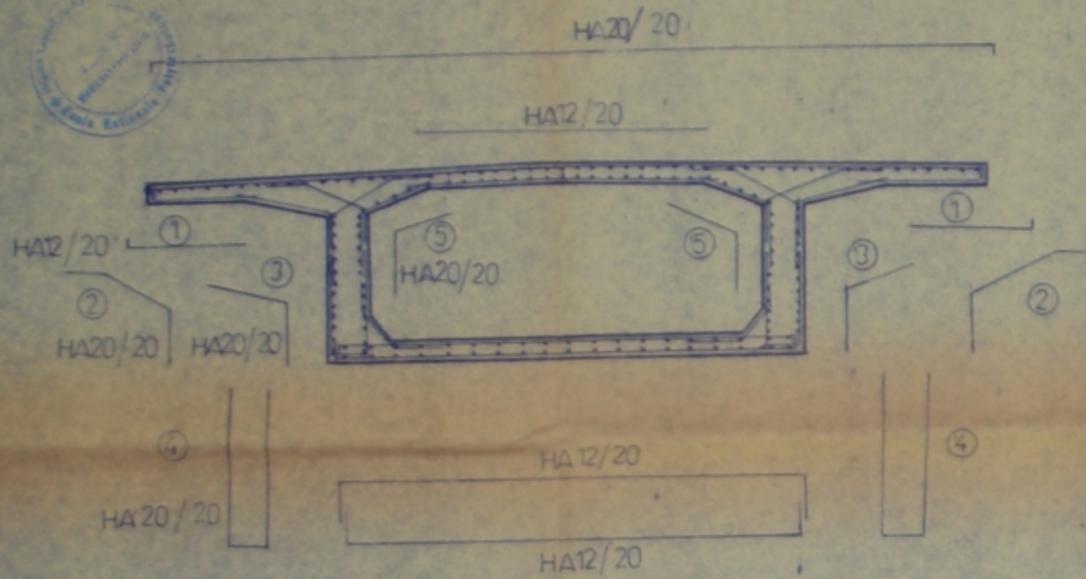
N°14
 PLAN D'ENSEMBLE
 ÉTUDE DE LA SUPERSTRUCTURE
 D'UN VIADUC À VOIES VOISINES
 ENGAGEMENT SÉRIÉUX
 DE S.R. (SUD-REIMS)
 PLAN D'ENSEMBLE
 ÉLÉVATION
 N. BOUQUIN



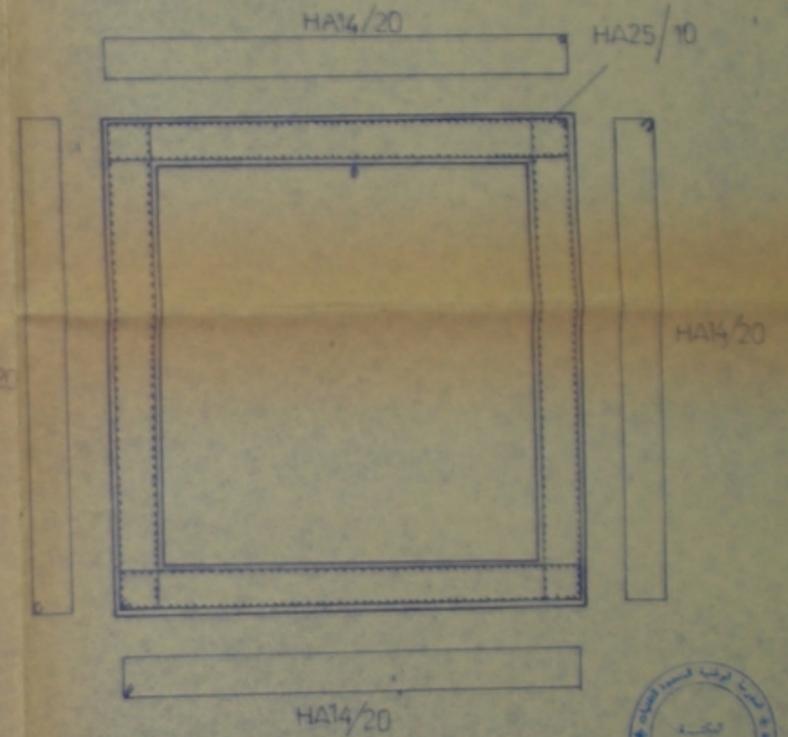
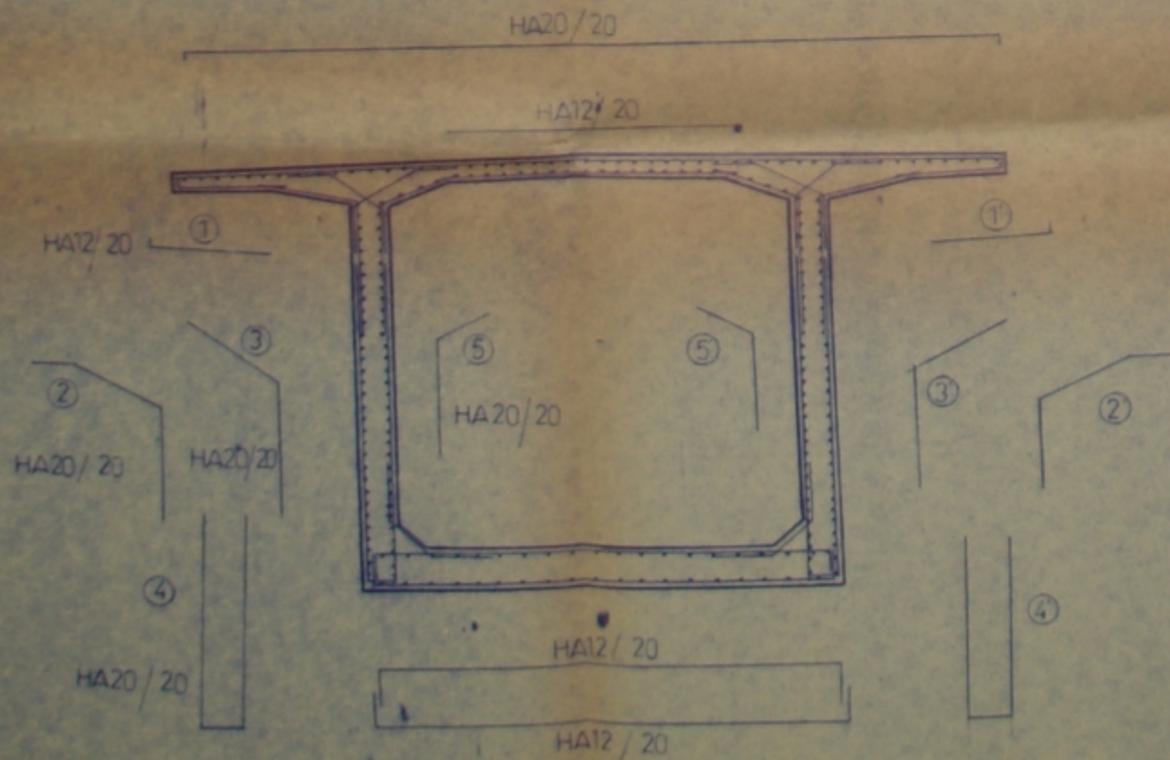
INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE KENYA
 DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
 SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
 UNIVERSITY OF NAIROBI
 P.O. BOX 30195 NAIROBI
 KENYA
 DATE: 15/05/2024
 TIME: 10:30 AM
 NAME: [REDACTED]

FERRAILLAGE TYPE CAISSON

SECTION EN CLE



SECTION PILE



FERRAILLAGE SECTION PILE

PB 002/94

Annexe 3

ENP

ENSCA

PROJET DE FIN D'ETUDES
 ETUDE DE LA SUPERSTRUCTURE
 D'UN OUVRAGE D'ART CONSTRUIT PAR
 ENCORBELLEMENT SUCCESSIFS

OA SUR QUED RHUMEL
 JIJEL
 PLAN DE FERRAILLAGE

ETUDIE PAR
 AKNOUCHE
 HASEN

HADJI
 MOULOUD

DIRIGE PAR
 M. BOUTEMEUR

PLANCHE n° 3/3

