

3/00

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministre de l'enseignement supérieur et de recherche scientifique



Ecole nationale polytechnique

Département : Génie civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de fin d'étude

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

*Présenté pour l'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état en génie civil*

Thème :

***Etude de la variante d'un tablier
De pont en B.P construit
par encorbellement successifs
sur barrage de TAKSEBT***

Proposé par :
S.A.E.T.I

Etudié par :

**Mr BOUKERBOUT AHCENE
Mr AKLI ABD EL DJALALE**

Dirigé par :

**Mme CHERID
Mme MOUHABIDINE**

Promotion : juin 2000

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministre de l'enseignement supérieur et de recherche scientifique



Ecole nationale polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie civil

Projet de fin d'étude

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

*Présenté pour l'obtention du diplôme
d'ingénieur d'état en génie civil*

Thème :

***Etude de la variante d'un tablier
De pont en B.P construit
par encorbellement successifs
sur barrage de TAKSEBT***

Proposé par :
S.A.E.T.I

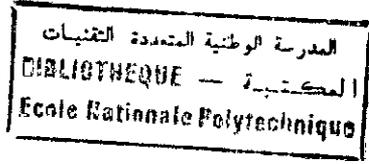
Etudié par :

**Mr BOUKERBOUT AHCENE
Mr AKLI ABD EL DJALALE**

Dirigé par :

**Mme CHERID
Mme MOUHABIDINE**

Promotion : juin 2000



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chères parents pour leur sacrifice et pour tous ce qu'ils m'ont offert.
- Mon très cher frère et ami Rafik Chems Eddine.
- Mes très chères sœurs.
- Je dédie également ce modeste travail à tous mes amis.

ABD. EL Djalel

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents pour leur sacrifice.
- Ceux qui sont loins de mes yeux mais proches de notre cœur, à mon frère Mohamed et son épouse.
- Mes frères Azzedine et Kamel et leurs épouses respectives.
- Mes très chères sœurs pour tout ce qu'elle m'ont donné.
- Je dédie également ce travail à tous mes amis.

Ahcene

Remerciements

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à :

- ❖ mesdames CHERID et MOUHABIDINE pour leur aide, conseils, remarques et soutien moral.
- ❖ Messieurs MEKHLOUFI et TOUATI pour leurs contributions et leurs conseils.

Ainsi qu'à tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation, tout le personnel de la bibliothèque de l'E.N.P et de l'E.N.T.P et tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin dans la saisie de ce projet de fin d'étude.

الموضوع:

دراسة البنية الأفقية لمنشأة فنية كبرى ذات التنبؤات المتعاقبة .

ملخص:

ينص هذا الملف على دراسة شاملة للبنية الأفقية لجسر ذو التنبؤات المتعاقبة و المنجز على سد تاكصيت بتيزي وزو .

الكلمات المفتاحية:

الإلتصاقات - المتعاقبة - الضم - الجسر - الأضدة للإجهادات - الخرسانة .

Sujet :

Etude de la superstructure d'un ouvrage d'art construit par encorbellement successif.

Résumé :

Le présent projet consiste essentiellement au calcul et au predimensionnement d'un tablier construit par tranches successives en béton précontraint a Tizi-Ouzou.

Mots clés : Encorbellement – successif - Clavage – Pont – Contrainte – Béton.

Subject:

Design and calculation of a projecting deck bridge

Abstract:

The present project consist essentially in the design and calculation of a prestressed concrete projecting deck bridge at Tizi-Ouzou

Key Words: Encorbellement – Successive – Clavage – Bridge – Constraint – Beton.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Sommaire

Sommaire



CHAPITRE I : GENERALITES.

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation et description de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristiques du site.....	2

CHAPITRE II : NOTION HISTORIQUE, AVANTAGE ET MODES DE CONSTRUCTION.

II.1. Notion historique et présentation de la technique d'encorbellement.....	3
II.2. Avantages et domaine d'application.....	4
II.3. Modes de construction.....	5
II.4. Organisation mécanique du tablier.....	7

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX ET TECHNIQUES DU PONT.

III.1. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	8
III.2. Caractéristiques techniques du pont et systèmes de charges.....	10

CHAPITRE IV : PREDIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU PONT.

IV.1. Conception et prédimensionnement.....	17
IV.2. Caractéristiques géométriques.....	23
IV.3. Lois de variation de différents paramètres géométriques.....	26

CHAPITRE V : CHARGEMENT ET PHASES DE CALCUL.

V.1. Cinématique et phases de construction.....	36
V.2. Méthodes de calcul.....	38

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA STABILITE D'UN FLEAUX AU COURS DE CONSTRUCTION .

VI.1. Étude de la stabilité d'un fléau au cours de construction	80
VI.2. Combinaisons d'actions.....	82

VI.3. Efforts dus à l'action du séisme.....

CHAPITRE VII : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE.

VII.1. Introduction.....	
VII.2. Détermination du mode de calcul.....	90
VII.3. Étude de la précontrainte du fléau.....	91
VII.4. Précontrainte de continuité.....	101

CHAPITRE VIII : LES PERTES DE PRECONTRAINTE.

VIII.1. Pertes instantanés.....	110
VIII.2. Pertes différés.....	123

CHAPITRE IX : ETUDE DES ANCRAGES ET DE LA TORSION.

IX.1. Phénomène de transmission et diffusion de l'effort de précontrainte derrière les ancrages.....	129
IX.2 Etude des bossages.....	137
IX.3 Etude à la torsion.....	140
IX.4. poussée au vide.....	145

CHAPITRE X : ETUDE TRANSVERSALE.

X.1. Étude du voussoir en clé.....	149
X.2. Étude du voussoir en pile.....	157
X.3. moment d'encastrement sous surcharges routières.....	159
X.4. effet des charges et surcharges vis a vis du caisson.....	162
X.5. ferrailage de la section pile.....	164
X.6. ferrailage de la section clé.....	178

CHAPITRE XI : RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT.

XI.1. Terme collectif de RESAL.....	188
XI.2 Effort tranchant.....	188
XI.3 Réduction due à la précontrainte.....	188

CHAPITRE XII : DEFORMATION DU FLEAU ET CONTREFICHE.

XII.1. Généralités.....	193
XII.2. Exemple d'application.....	194
Conclusion.....	196

المدرسة الوطنية المتعددة الفنون
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة الفنون
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Chapitre I :

Généralités



I.1. INTRODUCTION :

- Les réseaux routiers d'un pays ont une importance capitale car ils reflètent son développement économique - socio-culturel et, par la même son degré de civilisation il serait correct par exemple de signaler l'attention toute particulière accorder aux réseaux routiers par l'Egypte pharaonique déjà en vu de favoriser le transport des matériaux nécessaires à la construction des pyramides. Dans l'antiquité toujours, les romains ont réussi à organiser un réseau bien entretenu d'intérêt militaire et commercial à la fois qui rayonnait de la capitale vers toutes les parties de l'empire.

- A notre époque, l'industrialisation d'un pays, ses progrès techniques, ont pour, "passage obligé" (pour jouer avec les mots) différentes sortes de voies de communication : aériennes, maritimes et terrestres (routes, voies ferrées, ponts etc....).

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

I.2. PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :

- Le présent travail a pour objet l'étude et la détermination d'un pont droit construit par encorbellement successif en béton précontraint, ce pont permettra de franchir le barrage de TAKSBAT, le site appelé à recevoir le pont se situe à la sortie de TIZI OUZOU du P.K 7270.87 en allant vers les OUADHIAS au P.K 7425.87

- L'étude de l'ouvrage comporte :

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

- La longueur totale de l'ouvrage est de 169.3 m, il est composé de trois travées de rive de 42 m et une travée intermédiaire de 71 m ainsi que de 02 piles et 02 culées fondées sur pieux de 1.2 m.

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

- Le tablier se constitue d'une poutre caisson à deux âmes encastée sur les piles et appuyé simplement sur les culées construites par encorbellement successif à partir des piles.

- La hauteur du tablier varie paraboliquement de 4.2 m sur les deux piles pour atteindre 2.0 m à la clé (mi-travée) au niveau du clavage et sur les deux appuis d'extrémité au niveau des culées.

- La largeur de la partie du tablier est de 10.5 m et celle des caissons est de 5.3 m, l'épaisseur des âmes est constante : 45 cm sur toute la largeur du tablier, l'hourdis inférieur varie de 25 cm à mi-travée jusqu'à 60 cm sur pile, et l'hourdis supérieur a une épaisseur constante de 40 cm sauf sur les culées et à la clé où l'épaisseur est de 25 cm.

- Le tablier est précontraint dans le sens longitudinale avec des câbles de 12 T 15. Le sens transversale est dimensionné en béton armé avec du ferrailage actif ou passif.

I.3. CARACTERISTIQUES DU SITE :

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

I.3.1. DONNEES NATURELLES :

- Concernant le sol, les rivières à franchir, leur hydrologie, les actions naturelles etc.

I.3.1.1. HYDROLOGIE :

- Comme le nouveau pont sur le barrage de TEKSABT 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.

I.3.1.2. LES ACTIONS NATURELLES :

- Vents : La région est soumise à des vents considérables

- Séisme : la région est en zone III.

I.3.2. DONNEES FONCTIONNELLES :

- Fixées par le maître de l'ouvrage (profil en travers, profil en long), ces données seront développées ultérieurement.

Chapitre II :

*Notion historique,
avantages, et modes de
constructions*

II.1. NOTION HISTORIQUE ET PRESENTATION DE LA TECHNIQUE D'ENCORBELLEMENT :

II.1.1. HISTORIQUE DU PONT EN ENCORBELLEMENT :

- L'idée de la construction par encorbellement remonte à très longtemps. Les premiers ponts en encorbellement furent édifiés au bois lors de la construction des grands arcs ; on trouve encore actuellement des ouvrages (des passerelles) de ce type en plusieurs régions du monde (HIMALAYA, CAUCASE, CHINE, INDE. etc.).

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

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

- Avec l'avènement du pont métallique au début du XIX^{ème} siècle, on retrouve cette idée dans certains ponts construits par voussoirs avec haubanage provisoire ou définitif.

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

- L'apparition de la technique du béton précontraint due à FREYSSINET (1930) allait donner à la construction des ponts par encorbellement successifs une place de choix dans le domaine des portées allant de 70m à 250m.

- C'est en 1950 que le docteur FUTERENRALDER qui a conçu le pont sur la LAHN 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 est le pont de MASCARA constitué de 03 travées de 55 m- 100m- 55 m de portées.

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

II-1-2) PRINCIPE DE LA CONSTRUCTION :

- Le principe de la construction par encorbellement consiste à construire le tablier en console au-dessus du vide sans l'aide d'aucun échafaudage ; la construction se fait soit symétriquement à partir des piles : la double console obtenue est appelée alors fléau, soit exceptionnellement à partir d'une culée d'encastrement.

- Le tablier est découpé en "tranches" dans le sens longitudinal, chaque tranche étant appelée "voussoir".

- Les voussoirs sont préfabriqués ou coulés sur place à l'aide d'équipage mobile, tout voussoir est mis en œuvre 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 assurent la stabilité de la console d'autre part, pouvant servir d'appui pour la suite des opérations (elle devient auto-porteuse et sert de base à une nouvelle avancée. (Fig.1)).

- Une fois les fléaux exécutés, ils sont solidarisés de telle sorte que la continuité mécanique de la structure est obtenue en disposant des câbles de continuité dans les travées.

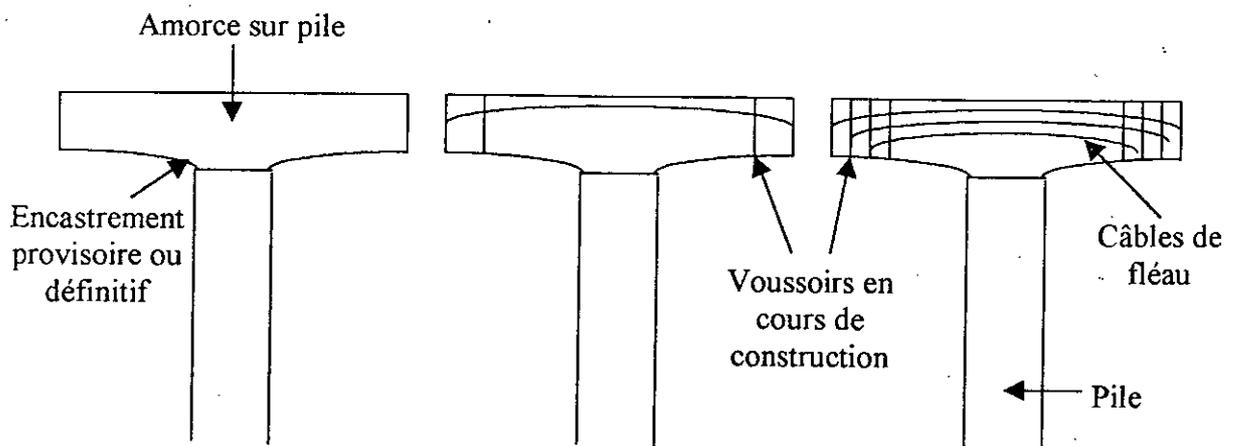


Fig.1 : schéma de principe de la construction par encorbellement.

II.2.AVANTAGES ET DOMAINE D'APPLICATION :

II.2.1.AVANTAGE DE L'ENCORBELLEMENT :

- Le principal avantage de la construction par encorbellement est la suppression des cintres et l'échafaudage libérant ainsi l'espace situé au-dessous de l'ouvrage. Ce procédé est donc particulièrement adopté aux conditions locales suivantes :

- Ouvrages comportant des piles très hautes et franchissant des vallées larges et profondes (cintre onéreux).
- Rivières à crues violentes et soudaines (cintre dangereux).
- Nécessité de dégager sur la voie à franchir un gabarit de circulation ou de navigation pendant la construction (cintre gênant).
- Souplesse d'exécution liée à la possibilité d'accélérer la construction en multipliant le nombre de bases de départ.
- Augmentation du rendement de la main-d'œuvre 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 mètres par jour.

II.2.2. DOMAINE D'EMPLOI :

- Le domaine d'application de la construction par encorbellement couvre couramment les portées : 60m à 120m ⇒ domaine optimal

50m à 150m ⇒ domaine normal

30m à 180m ⇒ domaine exceptionnel

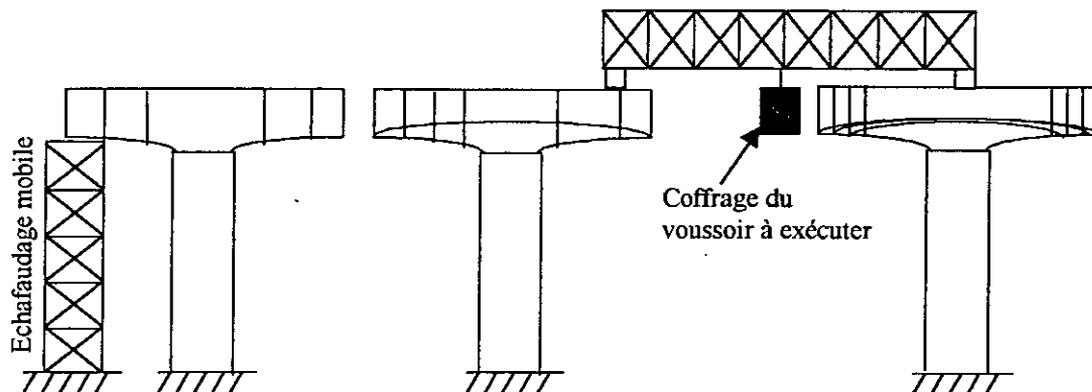
II.3. MODES DE CONSTRUCTION : On distingue :

II.3.1. VOUSSOIRS COULÉS SUR PLACE :

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

- Un échafaudage se déplaçant sur le sol ou sur une estacade en rivière fondée sur pieux. Ce mode de construction n'est retenu que dans le cas d'un tablier situé à faible hauteur au-dessus d'un terrain accessible et horizontal.

- Une poutre métallique provisoire reposant sur les appuis du pont en cours de construction sur laquelle sont suspendus les coffrages qui peuvent se déplacer après exécution de chaque voussoir, cette solution est intéressante pour les ouvrages à grand nombre de travées.



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

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

- C'est la technique retenue pour les hauteurs de brèche importantes (pont du ravin blanc d'ORAN, pont sur l'oued FERGOUG à MASCARA).

- Enfin, la construction par voussoirs coulés sur place implique une limitation de la vitesse d'avancement (nécessité d'avoir un béton suffisamment résistant pour la mise en tension des câbles).

- Le cycle complet d'exécution d'un voussoir est d'une semaine (un à chaque extrémité de fléau). D'où l'idée d'accélérer l'avancement par le recours à la préfabrication des voussoirs, mais malheureusement, vu la non disponibilité actuelle d'une usine préfabriquant des voussoirs on est obligé de couler des voussoirs sur place.

II.3.2. VOUSSOIRS PRÉFABRIQUÉS :

Outre sa rapidité (environ un voussoir chaque jour, soit autant de fois qu'il y a d'extrémité de fléaux par jour) cette technique présente les avantages suivants :

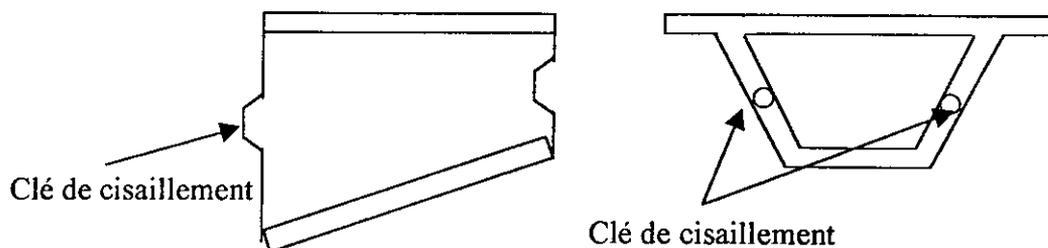
- Béton d'excellente qualité, avec possibilité d'utiliser des coffrages vibrants, donc des éléments plus minces, donc plus légers.

- Mise en tension des câbles sur béton âgé (pas de risque d'écrasement sous encrage, ou de fissuration).

- Déformations différées réduites (retrait, fluage).

- L'inconvénient de la préfabrication réside dans la nécessité d'obtenir une bonne résistance du joint séparant deux voussoirs successifs vis-à-vis des efforts tranchants et une bonne étanchéité (surtout au niveau du hourdis supérieur).

- Afin d'assurer un contact aussi parfait que possible entre deux voussoirs successifs, on peut réaliser des joints sans épaisseur en résine époxy. De plus on ménage au niveau des âmes des clés de cisaillement (joints conjugués) afin d'empêcher le glissement relatif au niveau du joint avant polymérisation de la colle.



- Lorsqu'on ne bénéficie pas d'une réduction notable des efforts tranchants (câbles non inclinés de précontrainte en inerties constantes), un contrôle sévère sur le traitement de la surface à encoller et sur la qualité de la colle s'impose.

II.4. ORGANISATION MÉCANIQUE DU TABLIER :

- Le tablier de notre pont est encastré au niveau des piles et appuyé simplement au niveau des culées. L'encastrement du tablier présente l'avantage d'être simple du point de vue exécution.

- C'est le cas de la plupart des premiers ponts construits par encorbellement comportant une articulation à la clé ne transmettant que les efforts tranchants (articulation verrou).

- Ces ouvrages étaient isostatiques sous poids propre ou charge symétrique (hauteurs des piles égales).

- Ce type de structure a été abandonné au profit des fléaux solidarités par clavage et précontrainte de continuité, car on a observé des affaissements au droit des articulations dûs au fluage.

- On peut dire que pour les piles dont la hauteur dépasse 25 m, comme dans notre cas ou elles atteignent les 30.78 m, il y a intérêt à encastrer le tablier sur les piles, et il n'est plus nécessaire de prévoir des dispositions spéciales pour assurer la stabilité des fléaux pendant la construction.

Chapitre III :
*Caractéristiques mécaniques
des matériaux et techniques
du pont*

III.1 CARACTÉRISTIQUES DES MATÉRIAUX UTILISÉS :**III.1.1. BÉTON:**

Le béton utilisé doit être conforme aux règles BAEL $\sigma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$

Le béton sera dosé à 400 Kg/m^3 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 noté F_{c28} ;

Pour un béton âgé de j jours on a :

$$F_{cj} = \begin{cases} F_{c28} = 35 \text{ N/mm}^2 & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0.685 F_{c28} \log_{10}(j+1) & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Résistance à la traction :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 F_{cj} \text{ (MPa)}$$

- Module de déformation longitudinale du béton E :

Module de déformation instantanée (courte durée < 24 heures)

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

Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)}$$

-Contrainte ultime de compression :

$$F_{bu} = 0.85 \frac{F_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec $\gamma_b = 1.5$ au service

$\gamma_b = 1.5$ en construction (ou situation accidentelle).

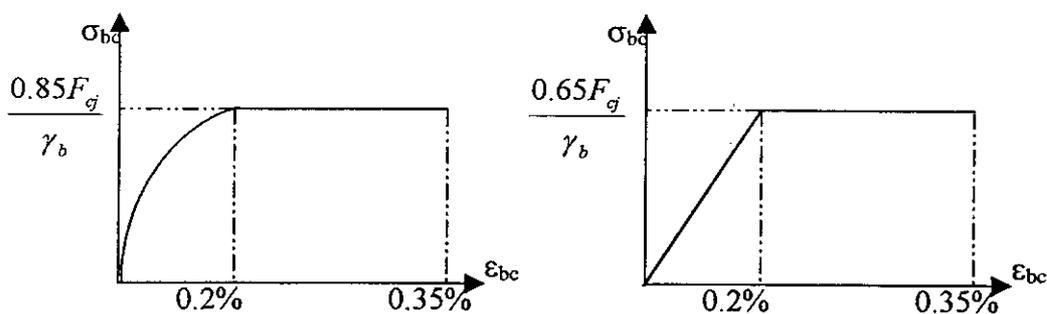
- Contrainte limite de service :

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

- Coefficient de poisson :

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

- Diagramme de déformation :



Etat limite ultime de résistance

Etat limite ultime de stabilité

$$X = \frac{M_G}{M_T} = \frac{\text{moment dû aux charges permanentes}}{\text{moment total}}$$

$$X = \begin{cases} 0 & \text{changement ins tan tan é} \\ 0.7 & \text{changement durée limitée} \end{cases}$$

III-1-2 ACIER PASSIFS :

- Ils sont nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour limiter la fissuration, les aciers de montage pour constituer une cage d'armatures.

On utilise les aciers Fe E40 type " 1 ".

$$F_e = 400 \text{ MPa} \quad E_a = 2.10^5 \text{ MPa}$$

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

$$\gamma_s = 1.15 \text{ en phase de services}$$

III.1.3. ACIERS ACTIFS :

- Pour les aciers actifs (précontrainte) on utilise le procédé " DWIDAG "

Données techniques :

Câbles 12 T 15

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

$$E_p = 1.9 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\text{Coefficient de frottement angulaire} = 0.19 \text{ rd}^{-1}$$

$$\text{Recul d'ancrage} = 5 \text{ mm}$$

$$\text{Coefficient de perte par frottement linéaire} = 0,002 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{Rayon de courbure limite } R_{\min} = 6 \text{ m}$$

$$A_p = 1800 \text{ N/mm}^2 \quad P_0 = 259,2 \text{ t}$$

$$P_{\text{prg}} = 1800 \text{ N/mm}^2$$

$$P_{\text{peg}} = 1600 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{po} = \text{Min} (0.8 P_{\text{prg}}, 0.9 P_{\text{peg}})$$

$$\sigma_{po} = 1488 \text{ MPa}$$

III.2. CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DU PONT ET SYSTEMES DE CHARGES :

- Pour le calcul des caractéristiques techniques du pont on s'est basé sur le fascicule 61.

- Largeur roulable du pont : $L_r = 7$ mètres
- largeur changeable : $L_s = 7$ mètres
- Nombre de voies : $n = E \left(\frac{L_s}{3} \right) = E \left(\frac{L_s}{3} \right) \cong 2$ voies
- Pont de première classe
- Largeur d'une voie : $L_v = \frac{L_r}{2} = 3.5$ mètres

Système de charges :

- Pour l'étude longitudinale de ce type de pont, le système de charge routier prépondérant est le système A(L) plus les surcharges du trottoir.

- Pour l'étude transversale du caisson des ponts on prend en compte les autres système de charge.

III.2.1. SYSTEME DE CHARGE A(L) :

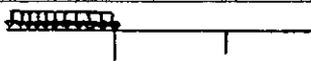
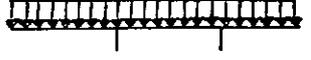
$$A(L) = a_1 \times a_2 \times \left[230 + \frac{36000}{L+12} \right] \text{ Kg/m}^2$$

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

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

L : longueur chargée (m)

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

Travée(s) chargée(s)	Représentation	L(mètre)	A(L) (Kg/m ²)
Travée de rive (1)		42	896.66
Travée centrale		71	663.73
Centrale + rive		113	518
rive (1) + rive (2)		84	605
Tout le pont		155	445.56

III.2.2. SURCHARGES SUR LES TROTTOIRS :

- La charge uniforme que supporte le trottoirs vaut 150Kg/m², les trottoirs ayant une longueur de 1.75m, donc :

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

III.2.3. CHARGE DE LA SUPERSTRUCTURE :**a- Poids propre du trottoir :**

$$A = 1.75 \times 0.275 = 0.4.812\text{m}^2$$

$$S_{tr} = \gamma_b \times A = 2.5 \times 0.4812 = 1.2031 \text{ t/ml pour un trottoir}$$

b- Couche de bitume

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

$$S_p = 1,232 \text{ t/ml}$$

c- Dispositif de sécurité :

$$\left. \begin{array}{l} \text{barrière : } S_b = 0,08\text{t/ml} \\ \text{garde corps } S_c = 0,1 \text{ t/ml} \end{array} \right\} \text{ pour un trottoir}$$

Surcharge totale de la superstructure:

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

$$S_s = 2 \times 1.2031 + 2 \times 0.1 + 2 \times 0.08 + 2 \times 1.232$$

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

III.2.4. SYSTÈME DE CHARGE B_c :

- Le coefficient b_c vaut 1.1
- Le coefficient de majoration dynamique

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

Avec :

G : poids des tronçons du tablier considéré

L : longueur du tronçon du tablier considéré

S : surcharge due au convoi B_c majoré par b_c

$$\text{tel que } S = S' \times b_c$$

Deux cas peuvent se présenter :

III.2.4.1. PREMIER CAS : DEUX VOIES CHARGÉES.

A - Travées de rive chargées :

$$L = 42^m \quad \text{et} \quad S_L = 6^m$$

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

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

Après intégrale on trouve :

$$G = 655,776 + 94,05 = 749,826 \text{ tonnes}$$

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

$$\text{D'où} \quad S = 1,068$$

$$P_{\text{max}} = S \times P_{\text{max rone}} = 6,408 \text{ tonnes}$$

B - Travée centrale chargée :

$$L = 71^m$$

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

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

Après intégration on trouve :

$$G = 2105,53 \text{ tonnes} \quad S = 132 \text{ tonnes}$$

$$\delta = 1,035$$

$$P_{\text{max}} = 6,213$$

III.2.4.2. DEUXIÈME CAS :UNE VOIE CHARGÉE

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

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

Travée chargée	G(tonne)	δ	P_{\max} (tonne)
Travée de rive	749,826	1,054	6,325
Travée centrale	2105,53	1,030	6,183

III.2.5. SYSTÈME DE CHARGE B_R :

- La roue isolée qui constitue le système B_R porte une masse de 10 tonnes

$$S = 1,044 \text{ pour travée de rive chargée}$$

$$S = 1,027 \text{ pour travée centrale chargée}$$

III.2.6. SYSTÈME DE CHARGE B_t :

- Le coefficient b_t vaut 1.

- La surcharge due au convoi B_t : $S = b_t \times S' = 1 \times (2 \times 32) = 64$ tonnes.

- Les résultats obtenus pour chaque travée sont mentionnés dans le tableau suivant :

Travée chargée	G(tonne)	δ	P_{\max} (tonne)
Travée de rive	749,826	1,055	16,881
Travée centrale	2105,53	1,030	16,493

III.2.7. CONVOI MILITAIRE TYPE M_{C120} :

- Surface du rectangle d'impact par chenille $(6,1 * 1) m^2$

- La masse totale de convoie 110 tonnes

- Les résultats obtenus pour ce type de chargement sont mentionnés dans le tableau suivants :

Travée chargée	G(tonne)	δ	S (tonne)
Travée de rive	749,826	1,063	117,015
Travée centrale	2105,53	1,056	116,171

- Donc la surcharge maximale sur tout le pont est :

$$S = \frac{S_{\max}}{6,1} = \frac{117,015}{6,1} = 19,182 \text{ t/ml}$$

III.2.8. CONVOI EXCEPTIONNEL DE TYPE D :

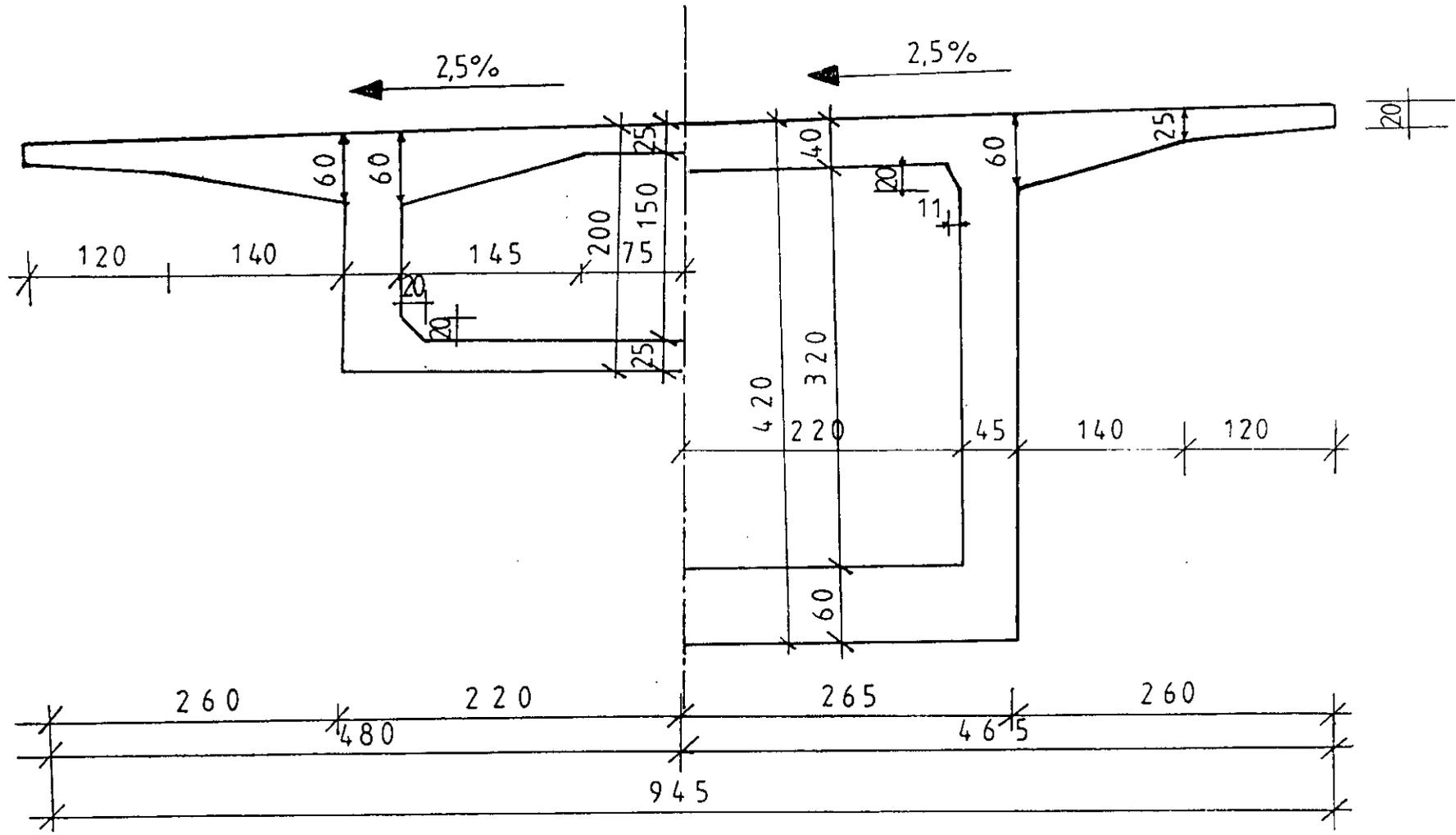
- Le convoi D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 tonnes de poids total suppose reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de $(18,6 * 3,2) \text{ m}^2$

- Les résultats obtenus pour ce type de chargement sont mentionnés dans le tableau suivant :

Travée chargée	G(tonne)	δ	S (tonne)
Travée de rive	749,826	1,087	260,881
Travée centrale	2105,53	1,042	250,305

- Donc la surcharge maximale sur tout le pont est :

$$S = \frac{S_{\max}}{18,6} = \frac{260,881}{18,6} = 14,025 \text{ t/me}$$



DETAL 1/2 VOUSOIR COTE
CULEE ET MILIEU

DETAL 1/2 VOUSOIR COTE
PILE

Chapitre IV :

*Prédimensionnement et
caractéristiques
géométriques des sections*

IV.1. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT :

- Il est très important 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 nécessitera un volume de calcul et d'itérations importantes.

IV.1.1. FORME ET DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE TRANSVERSALE

- Particulièrement, seul les poutres –caissons sont utilisés dans la construction en encorbellement. Les raisons sont :

- Les moments de flexion sont négatifs dans la majeure partie des travées (le tablier travaille en console). Les membres inférieurs doivent alors résister à des contraintes de compression élevées surtout au voisinage des piles, d'où la nécessité de prévoir un hourdis inférieur formant table de compression.

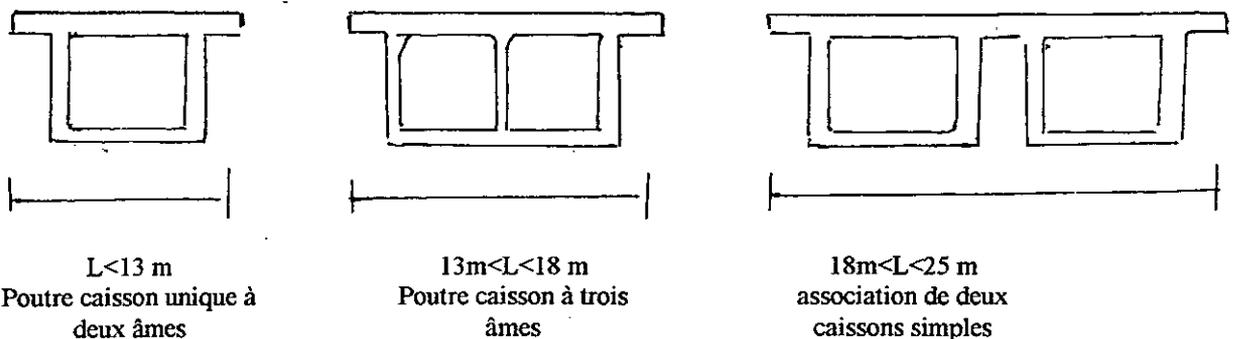
- La grande rigidité à la torsion des sections fermées permet d'obtenir une stabilité en phase de construction et de supprimer les intermédiaires.

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

- En effet le poids propre du tablier représente une fraction importante de la charge globale, se sont donc les sections voisines des piles qui sont les plus solidaires dans le choix fréquent d'un tablier de hauteur variable, décroissante des piles vers la clé.

- Les caissons ne comportent pas d'entretoises intermédiaires mais dispose simplement d'une entretoise à l'intérieur des caissons au droit de chaque appui, ces entretoises permettent une bonne diffusion des réactions d'appui et en général le vernissage du tablier pour changer les appareils d'appuis.

- 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.



- Notre pont a pour longueur $L = 10,5^{\text{m}} < 13^{\text{m}}$

- Donc on aura une poutre à deux âmes.

IV.1.1.1. EPAISSEURS DES ÂMES :

- L'âme doit assurer la résistance aux efforts tranchants et permettre la bonne mise en place du béton, la résistance au cisaillement de diffusion, et du logement des ancrages des câbles de fléau, ces deux dernières conditions étant prépondérantes.

- En pratique il est déconseillé de prévoir des épaisseurs inférieures à 35 cm aussi cette épaisseur doit elle répondre aux conditions suivantes :

- La condition au cisaillements : $\tau_b < \bar{\tau}_b$ avec : $\tau_b = \tau_1 + \tau_2$
l'âme étant soumise à des cisaillements d'efforts tranchants τ_1 , et des cisaillements de torsion τ_2 .

a : l'épaisseur de l'âme ;

ϕ : diamètre de la gaine de précontrainte ;

$$\tau_1 = \frac{TS}{I(a-\phi)}$$

T : effort tranchant ;

S : moment statique ;

$$\tau_2 = \frac{M}{2\Omega(a-\phi)}$$

I : moment d'inertie ;

M : moment de torsion ;

Ω : l'aire délimitée par le contour de la section.

- Dans un tablier à inertie variable les sections critiques vis-à-vis de l'effort tranchant se situent au voisinage du 1/16^{ème} de la portée.

- Une épaisseur minimale compatible avec un bon bétonnage : des cheminées de bétonnage ≥ 6 cm 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 :

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

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

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

- Dans notre cas on utilise des câbles 12 T-15 donc on prendra une épaisseur de 45 cm pour les âmes.

IV.1.1.2. EPAISSEUR DU HOURDIS SUPÉRIEUR :

- Il faut opter autant que possible pour les caissons unicellulaires à deux âmes, l'écartement des âmes étant cependant limité par la résistance des hourdis supérieurs à la flexion transversale sous l'effet des charges roulantes.

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

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

- L'épaisseur à donner au hourdis supérieur est dictée par sa résistance en tant que dalle de couverture, la condition à appliquer est :

$$l/22 \leq e_s \leq l/20$$

Où l étant la portée du hourdis égale à 5 m.

- Donc $22,7 \text{ cm} \leq e_s \leq 25 \text{ cm}$ on prend : $e_s = 25 \text{ cm}$ donc l'épaisseur du hourdis supérieur est $e_s = 25 \text{ cm}$, et ce dans la partie centrale du tablier, et l'épaisseur sur pile sera prise $e_s = 40 \text{ cm}$, car la section sur pile est très importante. C'est l'endroit où démarrent tous les câbles de fléau pour y être logés, Il faut donc une grande section.

IV.1.1.3. EPAISSEUR DU HOURDIS INFÉRIEUR :

- L'épaisseur du hourdis inférieur est fonction de plusieurs paramètres. On peut citer :

- L'intensité des efforts de compression en phase de construction et en phase de service.
- Logement des câbles de continuité.
- Poussée au vide due à ces câbles.
- Ancrage de ces câbles et diffusion des efforts de précontrainte.

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

$I^{\sigma/}$ à la clé:

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

on a :

$$e_{ic} \leq \begin{cases} 18 \text{ cm} \\ 3 \times 8 = 24 \text{ cm} \\ \frac{45}{3} = 15 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{en prend } e_{ic} = 25 \text{ cm}$$

2^{ème}/ sur pile :

$$e_{ip} = \begin{cases} (2 \text{ à } 2,5) e_{ic} \text{ si le tablier est de hauteur variable} \\ (2,5 \text{ à } 3) e_{ic} \text{ si le tablier est de hauteur constante} \end{cases}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} 2 \times 25 \leq e_{ip} \leq 2,5 \times 25 \\ 25 \text{ cm} \leq e_{ip} \leq 62,5 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{on prend } e_{ip} = 60 \text{ cm}$$

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

IV.1.2. TABLIER EN ELEVATION - PREDIMENSIONNEMENT 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 sous l'action du poids propre et des surcharges du chantier, les efforts décroissent de l'encastrement sur appuis jusqu'à l'extrémité libre ce qui conduit au choix d'un tablier de hauteur variable qui offre un certain nombre d'avantages :

- Economie des matériaux : béton et acier de précontrainte due à une meilleure répartition de la matière.
- Réduction de l'effort tranchant par la correction dite de RESAL inhérente à la variation de la hauteur.
- Aspect satisfaisant.

IV.1.2.1. HAUTEUR À LA PILE :

GUYON propose la forme suivante :

$$\frac{h_a}{11} = \frac{L}{11} \cdot \frac{1+4L/100}{3+4L/100}$$

L : est la plus grand portée adjacente, dans notre cas

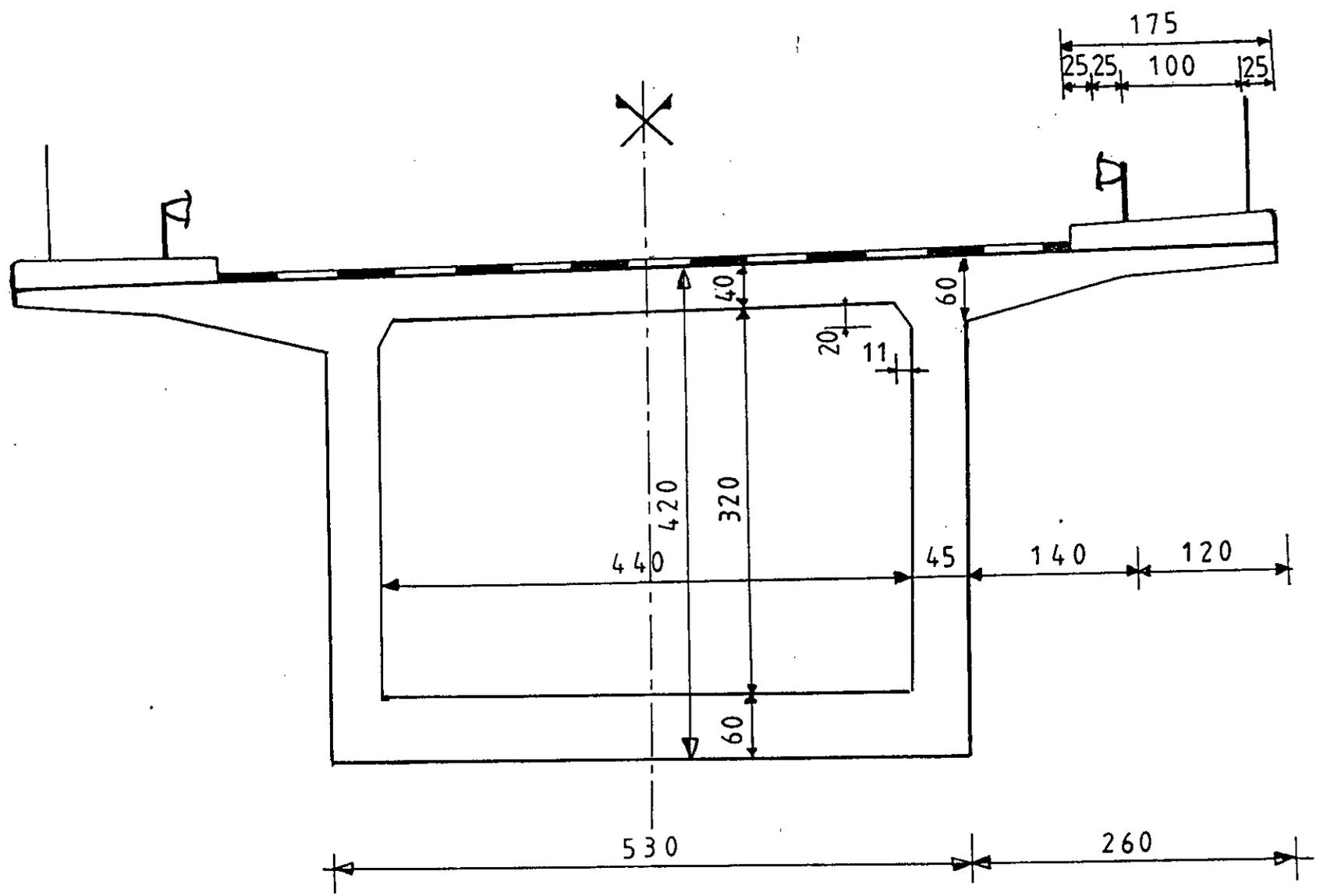
L= 71m donc : $h_a = 4,20\text{m}$.

IV.1.2.2. HAUTEUR À LA CLÉ. :

$$\text{On à : } \frac{L\alpha}{40} < h_c < \frac{L}{30}$$

Donc : $1,775 < h_c < 2,36\text{m}$

on prendra : $h_c = 2,00\text{m}$



IV.2. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DES SECTIONS SUR PILE ET À LA CLÉ.

- Une fois les caractéristiques géométriques de naissance connues on détermine toutes les caractéristiques géométriques du tablier de pont.

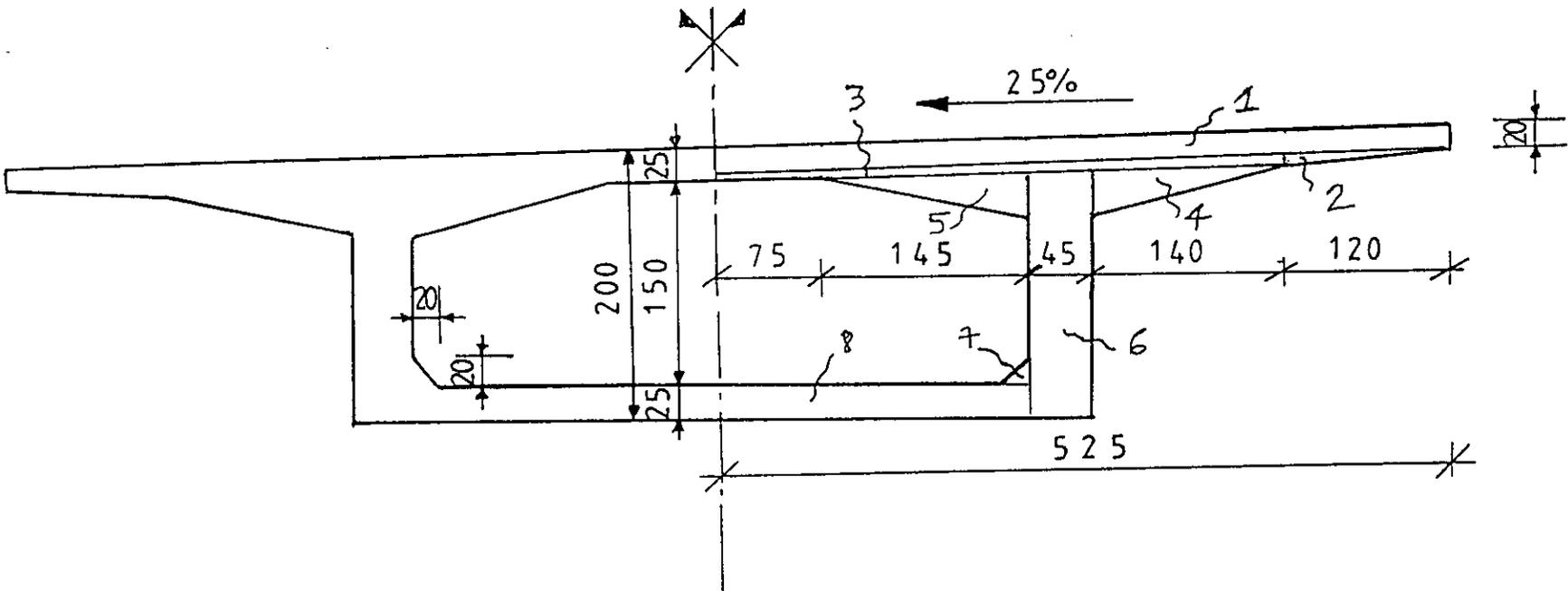
IV.2.1. CAISSON CÔTÉ PILE :

N°	b _i (m)	h _i (m)	B _i (m ²)	y _i (m)	B _i *y _{gi} (m ³)	δ ² (m ²)	δ ² B _i (m ⁴)	I _{gi} × 10 ⁻³ (m ⁴)	I _{G_i} (m ⁴)
1	5,25	0,2	1,05	4,1	4,305	3,261	3,424	3,5	3,4275
2	1,20	0,05	0,03	3,98	0,12	2,842	0,0852	0,0041	0,0852
3	4,05	0,05	0,2025	3,975	0,805	2,825	0,572	0,042	0,572
4	1,4	0,35	0,245	3,383	0,94	1,186	0,2905	1,667	0,2921
5	0,11	0,2	0,011	3,73	0,041	2,062	0,0227	0,0244	0,0227
6	2,20	0,15	0,33	3,875	1,278	2,5	0,825	0,618	0,8256
7	0,45	3,95	1,7775	1,975	3,510	0,101	0,1795	2311,12	2,49
8	2,20	0,6	1,32	0,3	0,396	3,976	5,2483	39,6	5,288
Σ			4,966		11,395				13

$$Y_G = \frac{\sum B_i * y_i}{\sum B_i} = \frac{11,395}{4,966} = 2,294m$$

$$B = 2 \times \sum B_i = 2 \times 4,966 = 9,932m^2$$

$$I_G = 2 \times \sum I_{G_i} = 2 \times 13 = 26m^4$$



IV.2.2.CAISSON COTE CULEE ET MILIEU

N°	b _i (m)	h _i (m)	B _i (m ²)	y _i (m)	B _i *y _{gi} (m ³)	δ ² (m ²)	δ ² B _i (m ⁴)	I _{gi} × 10 ⁻³ (m ⁴)	I _{G_i} (m ⁴)
1	5,25	0,2	1,05	1,90	1,995	0,397	0,4168	3,5	0,4171
2	1,2	0,05	0,03	1,783	0,0535	0,263	0,0079	0,0041	0,0079
3	4,05	0,05	0,2025	1,775	0,3594	0,255	0,0516	0,042	0,051642
4	1,4	0,35	0,245	1,633	0,4	0,131	0,0321	1,667	0,03376
5	1,45	0,35	0,25375	1,633	0,4143	0,131	0,0332	1,727	0,035
6	0,45	1,75	0,7875	0,875	0,689	0,165	0,13	200,97	0,331
7	0,2	0,2	0,02	0,316	0,0063	0,91	0,0182	0,044	0,01824
8	2,2	0,25	0,55	0,125	0,06875	1,311	0,721	2,86	0,72386
Σ			3,13875		3,98625				1,618

$$Y_G = \frac{\sum B_i * y_i}{\sum B_i} = \frac{3,98625}{3,13875} = 1,27m$$

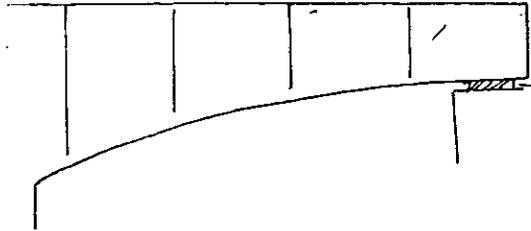
$$B = 2 \times \sum B_i = 2 \times 3,13875 = 6,29775m^2$$

$$I_G = 2 \times \sum I_{G_i} = 2 \times 1,618 = 3,236m^4$$

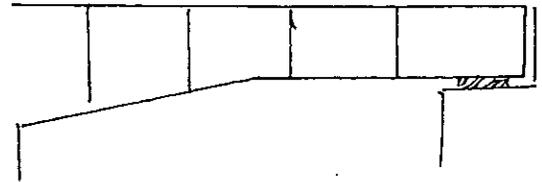
IV.3. LOIS DE LA VARIATION DES DIFFÉRENTS PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES :

IV.3.1. TRAVÉE DE RIVE :

- Les travées de rive des ponts construits par encorbellement successif lorsqu'ils sont de hauteur variable comportent une partie de hauteur constante et une partie de hauteur variable, ils comportent un intrados courbe à variation parabolique ou linéaire.



Variation parabolique



variation linéaire

h_c : hauteur sur culée

h_p : hauteur sur pile

IV.3.1.1. LOIS DE VARIATION DE LA HAUTEUR :

$0 < x < SL$

$H = H_p$

$SL < x < L$

La variation de la hauteur $h(x)$ étant supposé

parabolique, la hauteur est obtenue par une loi

de variation parabolique :

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

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

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

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

$$x = L - Sl \Rightarrow a = \frac{H_p - H_c}{(l - Sl)^2} x^2 + H_c$$

$$\text{Donc } h(x) = \frac{H_p - H_c}{(\ell - S\ell)^2} x^2 + H_c$$

rapporté à l'extrémité supérieure gauche

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

En conclusion :

$$0 < x < S\ell \quad H = H_c$$

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

IV.3.1.2. LOI DE VARIATION DE LA SECTION :

$$0 < x < S\ell : \quad S = S_c$$

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

IV.3.1.3. LOI DE VARIATION DU HAUTEUR DU HOURDIS INFÉRIEUR :

$$0 < x < S\ell \quad e = e_c$$

$$S\ell < x < \ell \quad e(x) = e_c \left[1 + \left(\frac{e_p}{e_c} - 1 \right) \frac{(x - S\ell)^2}{(\ell - S\ell)^2} \right]$$

IV.3.1.4. LOI DE VARIATION DU CENTRE DE GRAVITÉ DE LA SECTION:

$$0 < x < S\ell \quad y = y_c$$

$$S\ell < x < \ell \quad y(x) = y_c \left[1 + \left(\frac{y_p}{y_c} - 1 \right) \frac{(x - S\ell)^2}{(\ell - S\ell)^2} \right]$$

Si U : la distance de centre de gravité à la fibre supérieure

V : la distance de centre de gravité de la fibre inférieure

$$U(x) = h(x) - y(x) \quad V(x) = y(x)$$

IV.3.1.5. LOI DE VARIATION DE L'INERTIE :

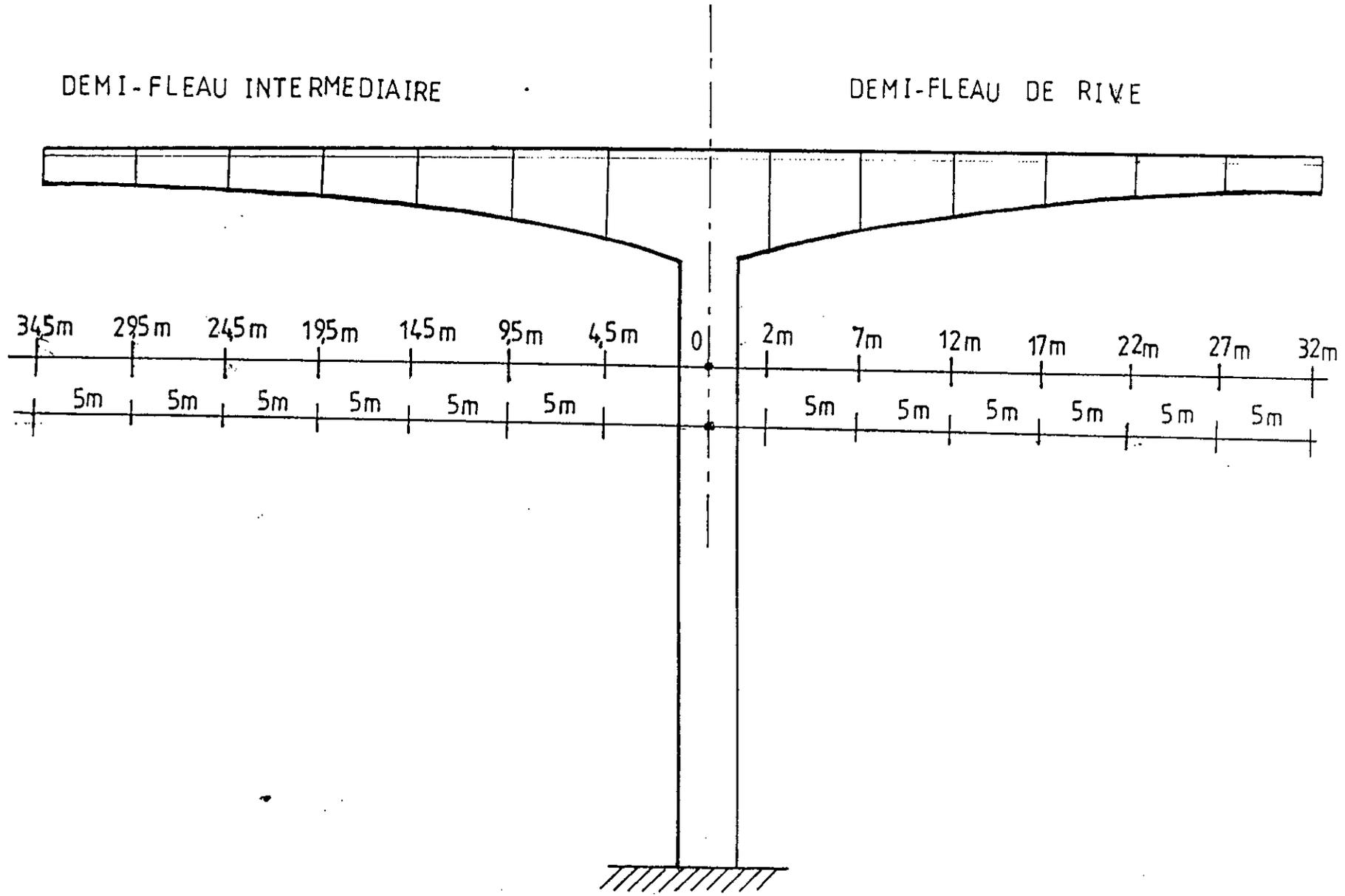
$$0 < x < S\ell \quad I(x) = I_c$$

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

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

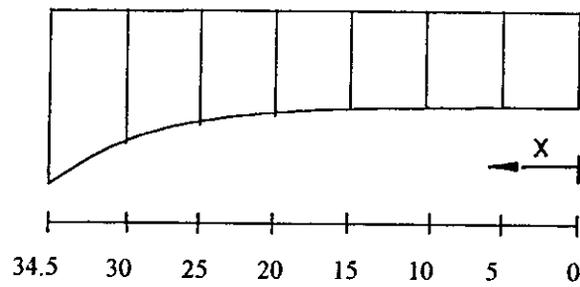
$$I(x) = I_c \left[1 + K \left(\frac{x - S\ell}{\ell - S\ell} \right)^2 \right]^{5/2}$$

$$K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0,4} - 1$$



DEMI-FLEAU DE RIVE :

X(m)	h(x) (m)	e(x) (m)	S(x) (m ²)	I(x) (m ⁴)	V(X) (m)	V'(x) (m)	ρ	C(x) (m)	C'(x) (m)
0	2	0,25	6,27	3,23	0,73	1,27	0,55	0,40	0,70
5	2,05	0,26	6,35	3,45	0,76	1,29	0,55	0,42	0,71
10	2,18	0,28	6,58	4,19	0,82	1,36	0,57	0,47	0,77
15	2,41	0,32	6,96	5,60	0,95	1,46	0,58	0,55	0,85
20	2,47	0,37	7,50	8,01	1,13	1,61	0,59	0,66	0,95
25	3,16	0,43	8,19	11,89	1,35	1,81	0,59	0,79	1,06
30	3,66	0,51	9,04	17,94	1,62	2,04	0,60	0,97	1,22
34,5	4,20	0,60	9,93	26	1,91	2,29	0,6	1,14	1,37



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

- Pour les intrados de forme parabolique, la taille des voussoirs intermédiaires entre pile et la clé peut être déterminée à partir de l'équation de la parabole, par rapport à son axe de système.

$$H(x) = ax^2 + bx + c$$

Conditions aux limites : $x=0$

$$h(x) = H_c \Rightarrow c = H_c$$

$$x = \ell/2$$

$$h(\ell/2) = H_p \Rightarrow a = 4(H_p - H_c) / \ell^2$$

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

l'équation devient :

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

par rapport à l'origine de la travée :

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

IV.3.2.3. LOI DE VARIATION DE HOURDIS INFÉRIEUR :

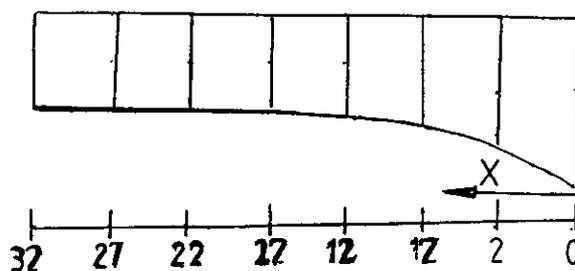
$$e(x) = e_c \left[1 + \left(\frac{e_p}{e_c} - 1 \right) \left(1 - \frac{2x}{\ell} \right)^2 \right]$$

IV.3.2.4. LOI DE VARIATION DE CENTRE DE GRAVITÉ DE LA SECTION :

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

DEMI-FLEAU INTERMEDIAIRE :

X(m)	h(x) (m)	e(x) (m)	S(x) (m ²)	I(x) (m ⁴)	V(x) (m)	V'(x) (m)	ρ(x) (m)	C(x) (m)	C'(x) (m)
0	4,20	0,60	9,93	26	1,91	2,29	0,60	1,14	1,37
2	3,95	0,56	9,51	22	1,78	2,17	0,60	1,07	1,3
7	3,39	0,47	8,58	14,47	1,48	1,91	0,60	0,89	1,14
12	2,92	0,40	7,80	9,59	1,22	1,70	0,59	0,72	1,00
17	2,55	0,34	7,18	6,54	1,03	1,52	0,58	0,60	0,88
22	2,27	0,29	6,73	4,70	0,87	1,40	0,57	0,5	0,80
27	2,09	0,27	6,42	3,69	0,78	1,31	0,56	0,44	0,73
32	2,01	0,25	6,29	3,27	0,74	1,27	0,55	0,41	0,70



IV.3.3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES TRAVÉES DU PONT (E_A , E_B , E_C):

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

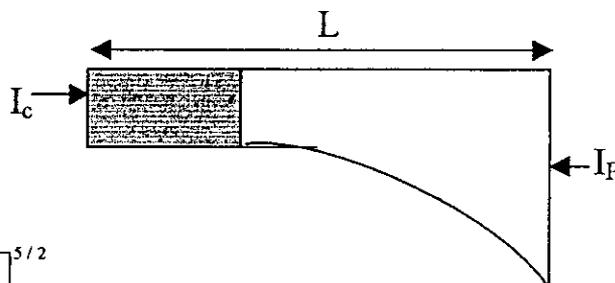
$$E_a = \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{I(x)}$$

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

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

IV.3.3.1. TRAVÉE DE RIVE :

L'inertie est donnée par :



Si $x < SL$: $I(x) = I_c$

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

$$\text{Avec : } K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1 = \left(\frac{26}{2,23} \right)^{0.4} - 1 = 1,303$$

$$\text{On a } SL = \alpha L = 6m \text{ donc : } \alpha = \frac{\alpha L}{L} = \frac{6}{42} = \frac{1}{7}$$

$$E_a = \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{I(x)} = \frac{\alpha L}{3I_c} (3 - 3\alpha + \alpha^2) + \frac{L(1-\alpha)^3}{I_c \sqrt{K}} \left(A_0 - \frac{2}{\sqrt{K}} A_1 + \frac{1}{K} A_2 \right)$$

$$\text{Avec : } A_0 = A_0(0, \sqrt{K}) = \int_0^{\sqrt{K}} \frac{dx}{(1+x^2)^{5/2}} = \frac{1}{3} \left[\frac{2K^{5/2} + 3\sqrt{K}}{(1+K)^{3/2}} \right] = 0.61$$

$$A_1 = A_1(0, \sqrt{K}) = \int_0^{\sqrt{K}} \frac{x dx}{(1+x^2)^{5/2}} = \frac{1}{3} \left(1 - \frac{1}{(1+K)^{3/2}} \right) = 0.238$$

$$A_2 = A_2(0, \sqrt{K}) = \int_0^{\sqrt{K}} \frac{x^2 dx}{(1+x^2)^{\frac{5}{2}}} = \frac{1}{3} \left(\frac{K^{\frac{3}{2}}}{(1+K)^{\frac{3}{2}}} \right) = 0.142$$

donc : $\alpha = \frac{1}{7}$, $L = 42$ m, $I_c = 3.23$ m⁴, $K = 1.303$,

$A_0 = 0.61$, $A_1 = 0.238$, $A_2 = 0.142$

$E_a = 8.216$

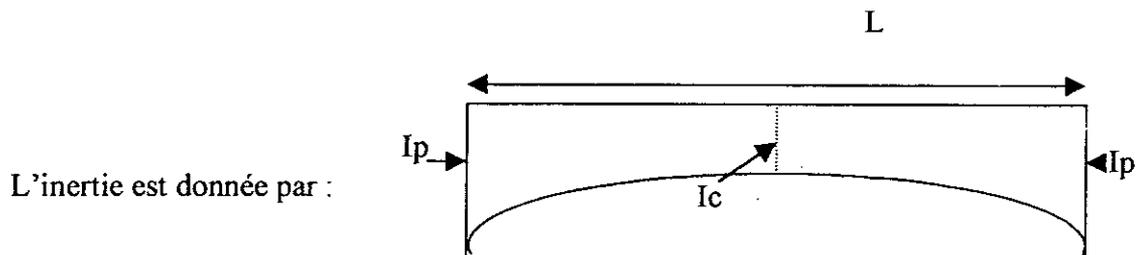
$$E_b = \int_0^L \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \frac{dx}{I(x)} = \frac{\alpha^2 L}{6I_c} (3 - 2\alpha) + \frac{L(1-\alpha)^2}{I_c \sqrt{K}} \left(\alpha A_0 + \frac{1-2\alpha}{\sqrt{K}} A_1 - \frac{1-\alpha}{K} A_2 \right)$$

$E_b = 2.125$

$$E_c = \int_0^L \left(\frac{x}{L} \right)^2 \frac{dx}{I(x)} = \frac{\alpha^3 L}{3I_c} + \frac{L(1-\alpha)}{I_c \sqrt{K}} \left(\alpha^2 A_0 + \frac{2\alpha(1-\alpha)}{\sqrt{K}} A_1 + \frac{(1-\alpha)^2}{K} A_2 \right)$$

$E_c = 0.245$

IV.3.3.2. TRAVÉE INTERMEDIAIRE :



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

avec : $K = \left(\frac{I_p}{I_c} \right)^{0.4} - 1 = \left(\frac{26}{3.23} \right)^{0.4} - 1 = 1.303$

$$E_a = E_c = \int_0^L \left(1 - \frac{x}{L} \right)^2 \frac{dx}{I} = \frac{L}{4I_c \sqrt{K}} \left(A_0 + \frac{1}{K} A_2 \right)$$

$$\text{Avec : } A_0 = A_0(0, \sqrt{K}) = \int_0^{\sqrt{K}} \frac{dx}{(1+x^2)^{3/2}} = \frac{1}{3} \left[\frac{2, K^{3/2} + 3\sqrt{K}}{(1+K)^{3/2}} \right]$$

Donc $A_0 = 0,61$

$$\text{Et : } A_2 = A_2(0, \sqrt{K}) = \int_0^K \frac{x^2 dx}{(1+x^2)^{5/2}} = \frac{1}{3} \frac{K^{3/2}}{(1+K)^{3/2}}$$

Donc : $A_2 = 0,142$

Donc : $E_a = E_c = 3,462$

$$E_b = \int_0^L \frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \frac{dx}{EI} = \frac{L}{4Ic\sqrt{K}} \left(A_0 - \frac{1}{K} A_2 \right)$$

$$E_b = \frac{71}{4,3,23,1,141} = 2,413$$

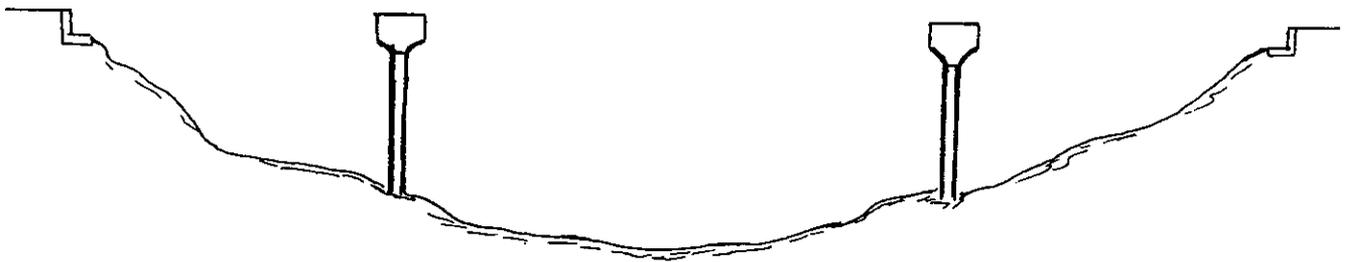
V. 1. CINEMATIQUE ET PHASE DE CONSTRUCTION :

- 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.
- La construction de notre ouvrage qui est à trois travées passe par les trois phases de construction suivantes.

V.1.1. PREMIERE PHASE DE CONSTRUCTION :

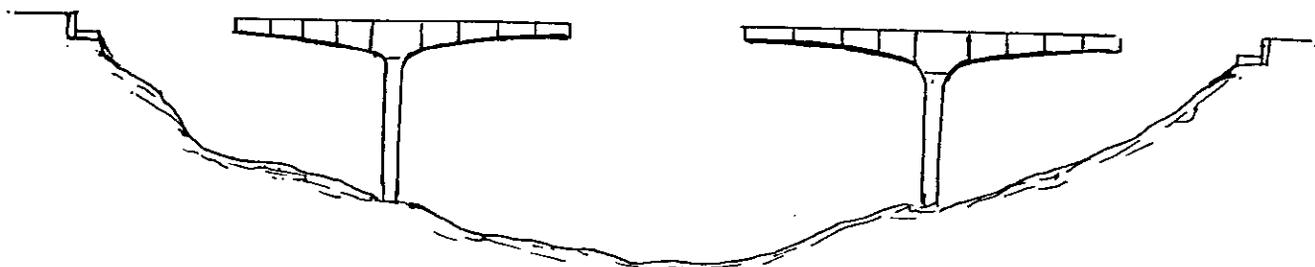
Elle consiste à :

- En premier lieu, construire les piles et les culées.



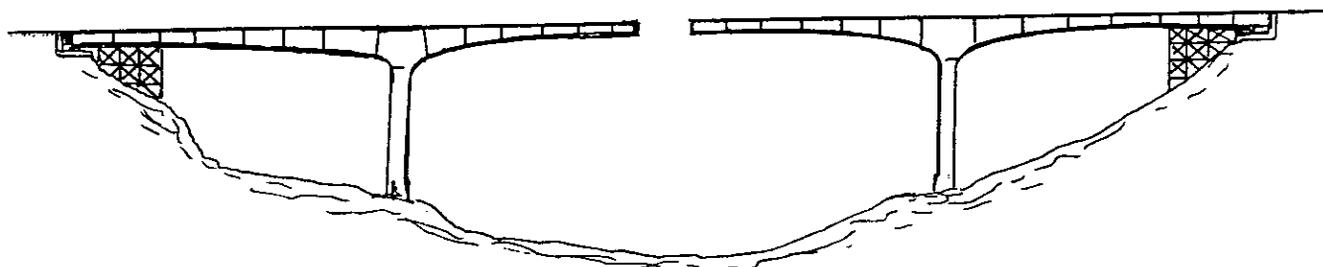
- En deuxième lieu, construire chaque fléau sur pile. Après bétonnage du voussoir sur pile (SVP), les voussoirs courants sont bétonnés par des équipages mobiles accrochés de chaque côté du fléau.

- Dès que le béton a atteint la résistance nécessaire, une ou deux paires de câbles de fléau sont tendues et les équipages mobiles sont avancés d'un voussoir jusqu'à achèvement du fléau.



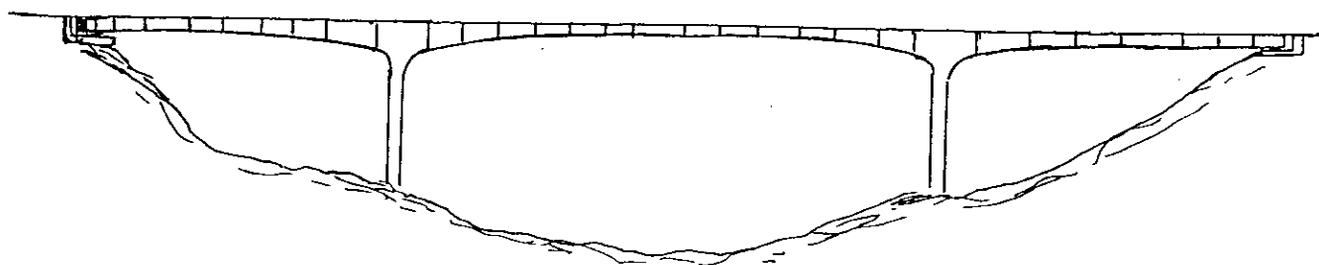
V.1.2. DEUXIEME PHASE DE CONSTRUCTION :

- Elle consiste en le bétonnage sur chaque rive des parties coulées sur cintre, qui comporte les travées de rive.



V.1.3. TROISIEME PHASE DE CONSTRUCTION :

Elle consiste en le bétonnage du clavage central.



Chapitre V :

*Chargements et phases
de calculs*

V.2. METHODE DE CALCUL :

- L'étude longitudinale des ponts construits par encorbellement successifs suit la cinématique de construction pour assurer la stabilité de l'ouvrage en phase de construction et en service.

Organigramme de calcul :**V.2.1. PHASE DE CONSTRUCTION :**

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

V.2.2. PHASE DE SERVICE :

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

- Une fois toutes les sollicitations connues, à travers des combinaisons d'actions, qu'on définira plus loin, on déterminera la précontrainte nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage en phase de construction et en phase de service.

V.2.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS DUES A LA PHASE DE CONSTRUCTION :**V.2.3.1. PREMIERE PHASE DE CONSTRUCTION :**

-La construction de fléau se fait symétriquement à partir des piles , ce qui rend que le tablier travaille en console , aussi cette phase ne présente pas des difficultés particulières...

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

V.2.3.1.1. POIDS PROPRE DU FLEAU :

- La poids propre des voussoir en cette phase exerce l'essentiel des efforts que subit le fléau car le poids des voussoirs de clavage ne modifie que légèrement la distribution des efforts.

V.2.3.1.1.1. DEMI-FLEAU TRAVEE DE RIVE :

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

densité du poids propre : (le poids propre est majoré de 5%)

$$P(x) = \gamma_b \times S(x) \times 1.05$$

$$P(x) = 16.45 \left[1 + .66 \left(\frac{x}{34.5} \right)^2 \right]$$

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

$$T(x) = \int_0^x P(x) dx = 1.05 \gamma_b \int_0^x S(x) dx$$

$$T(x) = 1.05 \gamma_b S_c x + (S_p - S_c) 1.05 \times \gamma_b \frac{x^3}{3(34.5)^2}$$

$$T(x) = 16.458x + 2.69 \times 10^{-3} x^3$$

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

$$M(x) = - \int_0^x \left(1.05 \gamma_b S_c x + 1.05 \gamma_b (S_p - S_c) \frac{x^3}{3(25)^2} \right) dx$$

$$M(x) = -8.229x^2 - 67.26 \times 10^{-5} x^4$$

V.2.3.1.1.2. DEMI-FLEAU TRAVEE INTERMEDIAIRE :

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

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

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

$$T(x) = \int_{32}^x \gamma_b \times S(x) \times 1.05$$

$$T(x) = 26.067(32 - x) - \frac{9.61}{32} (32^2 - x^2) + \frac{9.61(32768 - x^3)}{3072}$$

$$M(x) = \int_{32}^x T(x) dx$$

$$M(x) = -13.03(32-x)^2 + 0.1(32-x)^2(64+x) - 7.818 \times 10^{-4}(32-x)^2(3072 + 64x + x^2)$$

V.2.3.1.2. POIDS DE L'EQUIPAGE MOBILE :

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

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

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

$$T(x) = 55 \text{ t}$$

- L'expression de moment fléchissant est donnée par :

$$M(x) = -55 x.$$

V.2.3.1.3. SURCHARGE REPARTIE.

- Il faut tenir compte du poids des divers matériels du chantier (câble, compresseur, pompe, armature, personnel du chantier) que l'on assimile à une charge uniforme répartie de 50 Kg/m².

- La section caisson ayant une longueur de 10.5 m, on a donc $Q = 0.025 \text{ t / ml}$

- L'expression de l'effort tranchant et moment fléchissant est respectivement :

$$T(x) = 0.525x$$

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

V.2.3.1.4. SURCHARGE CONCENTREE :

- Elle correspond au matériel de 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 :

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

V.2.3.1.5. CHARGES DUES AU VENT :

- Le règlement français évalue son action sur 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 ascendante agissante sur une console peut être prise égale à 10° pour une construction d'une durée supérieur ce qui conduit à une prescription de 22 Kg / m² :

- L'expression de l'effort tranchant : $T(x) = 0.231 x$

- L'expression du moment fléchissant : $M(x) = -0.231 x^2 / 2$

V.2.3.1.6. RESULTATS DES DIFERENTS CAS DE CHARGEMENT :

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

Travée de rive

	0	4.5	9.5	14.5	19.5	24.5	29.5	34.5
0	0							
4.5	175.3	60						
9.5	291.98	176.68	60					
14.5	398.57	283.27	166.59	60				
19.5	497.09	381.79	265.11	158.52	60			
24.5	589.55	474.25	357.57	250.98	152.46	60		
29.5	677.98	562.68	446	339.41	240.89	148.43	60	
34.5	709.39	594.09	477.41	370.82	272.3	179.84	191.41	5

La somme des Efforts tranchants (tonnes)

	0	4.5	9.5	14.5	19.5	24.5	29.5	34.5
0	0							
4.5	-3074.32	0						
9.5	-5945.95	-2854.62	0					
14.5	-8298.06	-5189.72	-2316.2	0				
19.5	-10176.02	-7050.67	-4158.25	-1823.15	0			
24.5	-11615.18	-8472.82	-5561.5	-3207.5	-1365.45	0		
29.5	-12640.75	-9481.38	-6551.16	-4178.27	-2317.31	-932.96	0	
34.5	-11370.36	-8441.48	-5767.36	-3650.57	-2045.71	-917.46	-240.6	0

La somme des Moments fléchissants (t . m)

Travée centrale

	0	2	7	12	17	22	27	32
0	0							
2	112.53	60						
7	234.86	182.55	60					
12	343.96	293.43	171.1	60				
17	447.92	395.39	273.06	161.96	60			
22	542.82	490.295	367.96	256.86	154.9	60		
27	632.63	580.1	457.77	346.67	244.71	149.81	60	
32	664.73	612.2	489.87	378.77	276.81	181.91	92.1	5

La somme des efforts tranchants (tonnes)

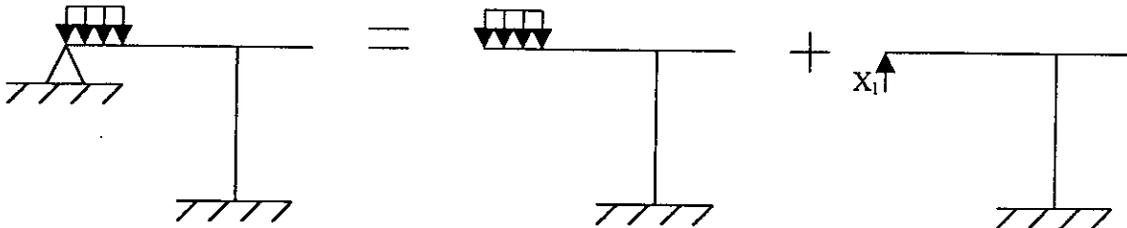
	0	2	7	12	17	22	27	32
0	0							
2	-1407.09	0						
7	-4509.92	-3095.27	0					
12	-7067.95	-5645.74	-2531.57	0				
17	-9141.79	-7702.02	-4568.95	-2018.48	0			
22	-10742.24	-9304.91	-6152.94	-3583.57	-1546.10	0		
27	-11929.34	-10484.45	-7313.58	-4725.31	-2669.03	-1103.94	0	
32	-10952.82	-9610.37	6695.6	-4363.43	2563.25	-1254.26	-406.42	0

La somme des Moments fléchissants (t.m)

V.2.3.2. CALCUL DES SOLLICITATION DUES AUX CLAVAGE DE RIVE :

Les sollicitation de cette phase de construction sont dues au clavage de rive côté culée et au poids propre.

Pour le calcul des sollicitations, on applique la méthode des forces.



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

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

- calcul de m_1 :

$$0 \leq x \leq 42 \rightarrow m_1 = x$$

$$0 \leq x \leq 30.78 = h_{pile} : \text{On a } m_1 = 42 \text{ t.m}$$



$$E\delta_{11} = \int_0^{42} \frac{m_1^2}{I(x)} dx + \int_0^{30.78} \frac{42^2}{I_{pile}} dx$$

avec : $I_c = 3.23 \text{ m}^4$ $I_p = 26 \text{ m}^4$ $I_{pile} = (5.3 \times 3^3 - 4.5 \times 2.2^3) / 12 = 7.932 \text{ m}^4$

$$I(x) = 3.23 \left[1 + 1.303 \left(\frac{x-6}{34.5} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}$$

$$E\delta_{11} = \int_0^6 \frac{x^2}{I_c} dx + \int_6^{40.5} \frac{x^2}{I(x)} dx + \int_{40.5}^{42} \frac{x^2}{I_p} dx + \int_0^{30.78} \frac{42^2}{I_{pile}} dx$$

- pour le calcul de cette intégrale on utilise la méthode de SIMPSON de calcul d'intégrale, et on obtient le résultat suivant :

$$\int_0^{40.5} \frac{x^2}{I(x)} dx = \frac{\alpha^3 L^3}{30I_c} + \frac{L^3(1-\alpha)}{I_c \sqrt{K}} \left(\alpha^2 A_0 + \frac{2\alpha(1-\alpha)}{\sqrt{K}} A_1 + \frac{(1-\alpha)^2}{K} A_2 \right)$$

$L = 40.5$

$\alpha = 6/40.5 = 0.148$

$K = 1.303$

$A_0 = 0.61$, $A_1 = 0.238$, $A_2 = 0.142$

- Donc :

$$\int_0^{40.5} \frac{x^2}{I(x)} dx = \frac{0.148^3 \times 40.5^3}{3 \times 3.23} + \frac{40.5^3 \times 0.852}{3.23 \times \sqrt{1.303}} \left(0.148^2 \times 0.61 + \frac{2 \times 0.148 \times 0.852 \times 0.238}{\sqrt{1.303}} + \frac{0.852^2 \times 0.142}{1.303} \right) = 2248.95$$

$$E\delta_{11} = 2248.95 + \frac{(42^3 - 40.5^3)}{3.26} + \frac{42^2 \times 30.78}{7.932} = 9192.22$$

- Donc : $E\delta_{11} = 9192.22$

- Calcul de Δ_{1p} :

$$E\Delta_{1p} = \int_0^6 \frac{M \cdot m_1}{I_c} dx + \int_6^{40.5} \frac{M \cdot m_1}{I(x)} dx + \int_{40.5}^{42} \frac{M \cdot m_1}{I_p} dx + \int_{40.5}^{40.78} \frac{M \cdot m_1}{I_{pile}} dx$$

avec :

$$0 \leq x \leq 6 : \text{On a : } M(x) = -q \frac{x^2}{2}$$

$$6 \leq x \leq 42 : \text{On a : } M(x) = -q \cdot SL \cdot \left(x - \frac{SL}{2}\right)$$

q étant la charge due au clavage est égale à :

$$q = 2,5 \cdot S_c = 2,5 \cdot 6,27 = 15,675 \text{ t/ml}$$

- Donc :

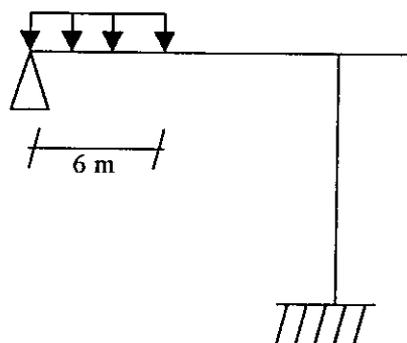
$$E\Delta_{1p} = \int_0^6 \frac{-15,675x^2}{2 \cdot 3,23} x dx + \int_6^{40.5} \frac{-15,675 \cdot 6(x-3) \cdot x \cdot dx}{3,23 \left[1 + 1,303 \left(\frac{x-6}{34,5} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} + \int_{40.5}^{42} \frac{-15,675 \cdot 6(x-3) \cdot x \cdot dx}{26}$$

$$+ \int_0^{30,78} \frac{-3667,95 \cdot 42}{7,932} dx$$

$$\int_0^{40.5} \frac{(x^2 - 3x) \cdot dx}{I(x)} = \frac{L^3(1-\alpha)}{I_c \sqrt{K}} \left[\alpha^2 A_0 + \frac{2\alpha(1-\alpha)}{\sqrt{K}} A_1 + \frac{(1-\alpha)^2}{K} A_2 \right]$$

$$- \frac{3L^2(1-\alpha)}{I_c \sqrt{K}} \left[\alpha^2 A_0 + \frac{2\alpha(1-\alpha)^2}{\sqrt{K}} A_1 - \frac{(1-\alpha)^2}{K} A_2 \right]$$

$$- \frac{3L^2(1-\alpha)^2}{I_c \sqrt{K}} \left[\alpha A_0 + \frac{1-2\alpha}{\sqrt{K}} A_1 - \frac{1-\alpha}{K} A_2 \right]$$



- Donc :

$$E\Delta_{1q} = -787878,295$$

- On a :

$$E(\delta_{11}X_1 + \Delta_{1q}) = 0 \text{ donc : } 9192,29X_1 = 787878,295$$

- Donc : $X_1 = 85,7t$

D'où l'expression du moment fléchissant :

$$0 \leq x \leq 6: \text{ On a : } M(x) = 85,7 \cdot x - 15,675 \cdot x^2 / 2$$

$$6 \leq x \leq L = 42 \text{ m on a : } M(x) = 85,7x - 15,675 \cdot 6 \cdot (x - 3) = -8,35x + 282,15$$

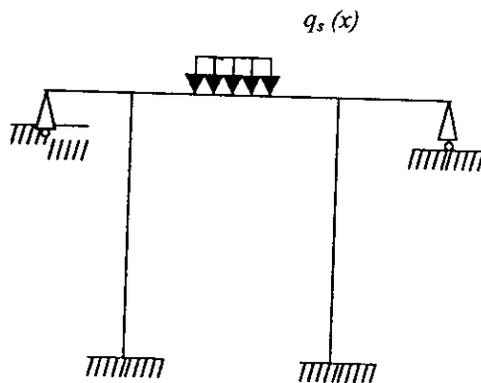
$$\text{donc : } M_{pile} = M(42) = -68,55t \cdot m$$

$$M_{cullée} = M(0) = 282,15t \cdot m$$

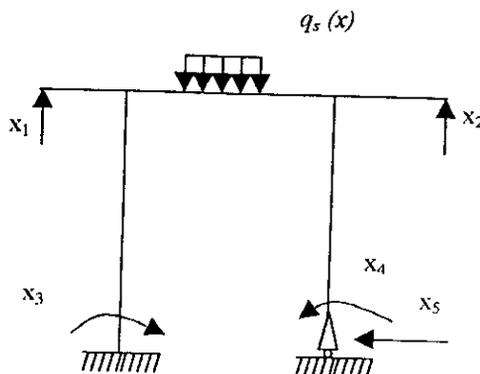
V.2.3.3. ETUDE DE LA TROISIEME PHASE DE CONSTRUCTION : (CLAVAGE CENTRAL) :

- La troisième phase de construction consiste au clavage central du pont.

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



- Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode des forces appliquées aux structures à inertie variable, donc composons un système de base en supprimant les deux appuis simples et en rendant un encastrement comme appui double et l'autre encastrement comme appui simple.



- Les conditions caractérisant les déformations du système de base sont :

$$\Delta_1 = \Delta_{11} + \Delta_{12} + \Delta_{13} + \Delta_{14} + \Delta_{15} + \Delta_{1q} = 0$$

$$\Delta_2 = \Delta_{21} + \Delta_{22} + \Delta_{23} + \Delta_{24} + \Delta_{25} + \Delta_{2q} = 0$$

⋮

$$\Delta_5 = \Delta_{51} + \Delta_{52} + \Delta_{53} + \Delta_{54} + \Delta_{55} + \Delta_{5q} = 0$$

Et on a : $\Delta_{ij} = \delta_{ij} \cdot x_j$ donc on aura :

$$\delta_{11}x_1 + \delta_{12}x_2 + \delta_{13}x_3 + \delta_{14}x_4 + \delta_{15}x_5 + \Delta_{1q} = 0$$

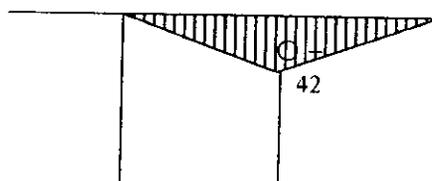
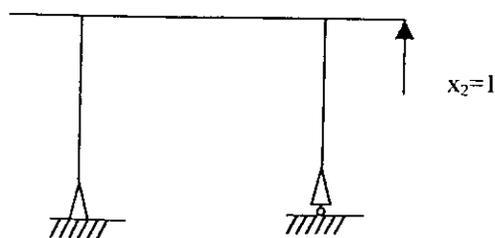
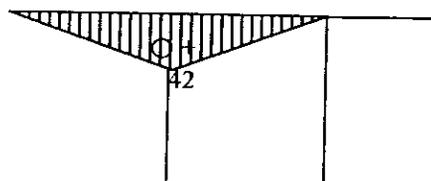
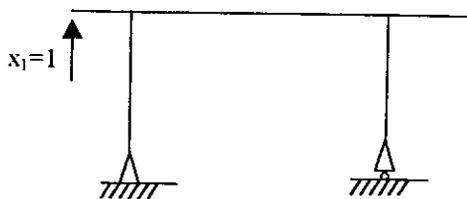
$$\delta_{21}x_1 + \delta_{22}x_2 + \delta_{23}x_3 + \delta_{24}x_4 + \delta_{25}x_5 + \Delta_{2q} = 0$$

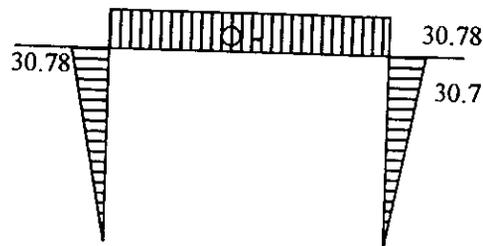
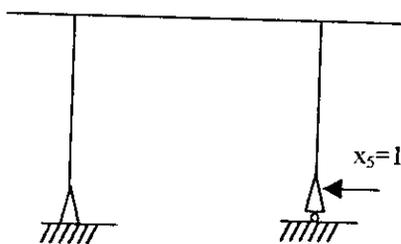
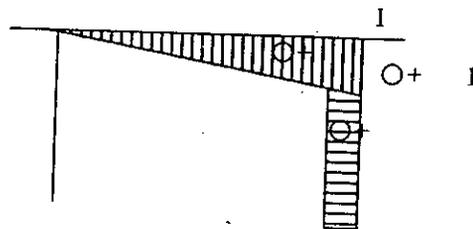
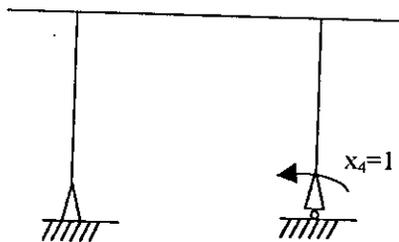
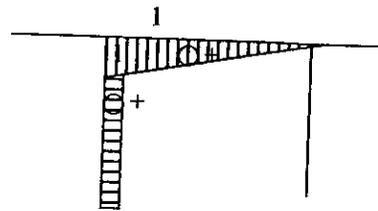
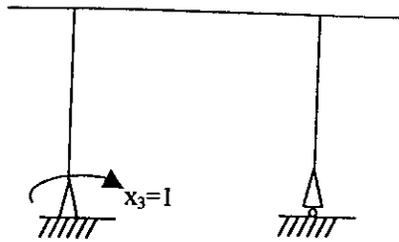
$$\delta_{31}x_1 + \delta_{32}x_2 + \delta_{33}x_3 + \delta_{34}x_4 + \delta_{35}x_5 + \Delta_{3q} = 0$$

$$\delta_{41}x_1 + \delta_{42}x_2 + \delta_{43}x_3 + \delta_{44}x_4 + \delta_{45}x_5 + \Delta_{4q} = 0$$

$$\delta_{51}x_1 + \delta_{52}x_2 + \delta_{53}x_3 + \delta_{54}x_4 + \delta_{55}x_5 + \Delta_{5q} = 0$$

avec les diagrammes des moments fléchissants suivants :





- Donc on aura :

$$E\delta_{11} = \int_0^{42} \frac{x^2 \cdot dx}{I(x)} + \int_0^{71} \left(\frac{42}{71}\right)^2 \frac{x^2 \cdot dx}{I(x)}$$

$$\int_0^{42} \frac{x^2 \cdot dx}{I(x)} = \int_0^6 \frac{x^2 \cdot dx}{I_c} + \int_6^{40.5} \frac{x^2 \cdot dx}{I(x)} + \int_{40.5}^{42} \frac{x^2 \cdot dx}{I_p}$$

avec : $I_c = 3.23 \text{ m}^4$ / $I_p = 26 \text{ m}^4$

$$I(x) = 3.23 \left[1 + 1.303 \left(\frac{x-6}{40.5} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}$$

$$\int_6^{40.5} \frac{x^2 \cdot dx}{3.23 \left[1 + 1.303 \left(\frac{x-6}{40.5} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = (I)$$

$$1.303 \left(\frac{x-6}{40.5} \right)^2 = u^2 \quad \Rightarrow x = 30,22u + 6 \Rightarrow dx = 30,22 \cdot du$$

- Donc :

$$(I) = \int_0^{1.14146} \frac{30,22(913,25u^2 + 362,64u + 36) du}{3,23(1+u^2)^{\frac{5}{2}}} = 2225,22$$

- Donc :

$$\int_0^{42} \frac{x^2 dx}{I(x)} = 2345,68$$

$$\int_0^{71} \frac{x^2 dx}{3,23 \left[1 + 1,303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = (II)$$

$$1,303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 = u^2 \quad \Rightarrow x = 35,5 - 31,1u \Rightarrow dx = -31,1 du$$

$$(II) = \int_{1.14148}^{-1.14148} \frac{-31,1(1260,25 - 2208,1u + 967,2u^2) du}{3,23(1+u^2)^{\frac{5}{2}}} = 17453,7$$

- Donc $E\delta_{11} = E\delta_{22} = 8453,26$

$$E\delta_{33} = E\delta_{44} = \int_0^{30,78} \frac{1 \cdot dx}{I_{pile}} + \int_0^{30,78} \frac{x^2 \cdot dx}{71^2 \cdot I(x)}$$

avec : $I_{pile} = 7,932 \text{ m}^4$

- Donc : $E\delta_{33} = E\delta_{44} = 7,343$

$$E\delta_{55} = 2 \cdot \int_0^{30,78} \frac{x^2 dx}{I_{pile}} + \int_0^{71} \frac{30,78^2 dx}{I(x)}$$

$$\text{- On a : } \int_0^{71} \frac{dx}{3,23 \left[1 + 1,303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = 11,753$$

- Donc :

$$E\delta_{35} = 13585.82$$

$$E\delta_{12} = E\delta_{21} = \int_0^{71} \frac{42x}{71} \left(42 - \frac{42}{71}x \right) \frac{dx}{I(x)}$$

- On a :

$$\int_0^{71} \frac{xdx}{3.23 \left[1 + 1.303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \int_{1.14148}^{-1.14148} \frac{-31.1(35.5 - 31.1u)du}{3.23(1+u^2)^{\frac{5}{2}}} = 417.23$$

$$\text{- Donc : } \int_0^{71} \left(x - \frac{x^2}{71} \right) \frac{dx}{I(x)} = 171.413$$

$$\text{- Donc : } E\delta_{12} = E\delta_{21} = 4258.77$$

$$E\delta_{13} = E\delta_{31} = E\delta_{24} = E\delta_{42} = \int_0^{71} \frac{42x^2 dx}{71^2 I(x)} = 145.418$$

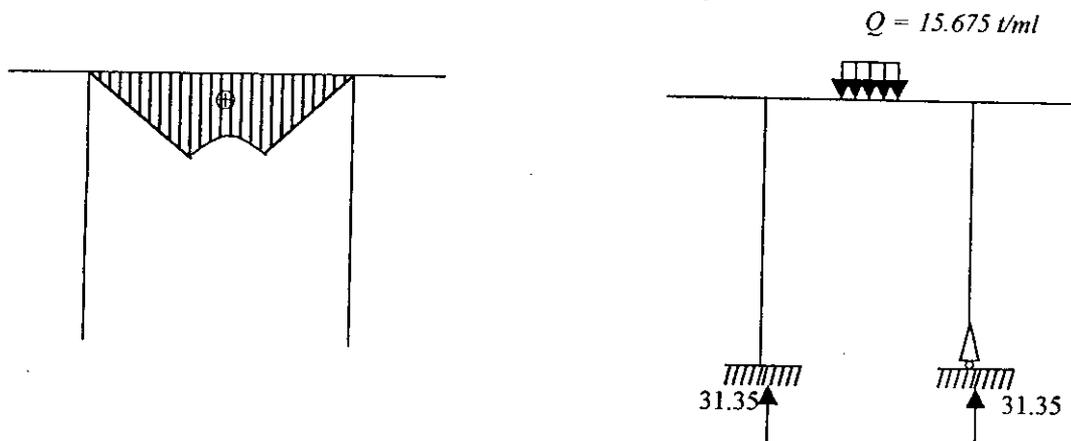
$$E\delta_{14} = E\delta_{41} = E\delta_{23} = E\delta_{32} = \int_0^{71} \frac{1 \cdot x}{71} \left(42 - \frac{42x}{71} \right) \frac{dx}{I(x)} = \int_0^{71} \frac{42}{71} \left(x - \frac{x^2}{71} \right) dx = 101.4$$

$$E\delta_{15} = E\delta_{51} = \int_0^{71} \frac{42x(-30.78)}{71I(x)} dx = -7596.87$$

$$E\delta_{25} = E\delta_{52} = \int_0^{71} \frac{42x(-30.78)}{71I(x)} dx = -7596.87$$

$$E\delta_{35} = E\delta_{53} = E\delta_{45} = E\delta_{54} = \int_0^{30.78} \frac{-x}{7.932} dx + \int_0^{71} \frac{-30.78x}{71I(x)} dx = -240.6$$

$$E\delta_{34} = E\delta_{43} = \int_0^{71} \frac{x}{71} \left(1 - \frac{x}{71} \right) \frac{dx}{I(x)} = 2.414$$



avec : pour la travée centrale on a :

$$0 < x < 33.5 : M_z(x) = 31.35 x$$

$$33.5 < x < 37.5 : M_z(x) = 31.35 x - 7.8375 (x-33.5)^2$$

$$37.5 < x < 71 : M_z(x) = 1050.225 - 31.35 (x-37.5)$$

$$\Delta_{1q} = \Delta_{2q} = \int_0^{33.5} \frac{42}{71} 31.35 \frac{x^2}{I(x)} dx + \int_{33.5}^{37.5} \frac{42x(31.35x - 7.8375(x-33.5)^2)}{71I(x)} + \int_{37.5}^{71} \frac{42x(222585 - 31.35x)}{71 I(x)}$$

$$\int_{33.5}^{37.5} \frac{x^3 dx}{3.23 \left[1 + 1.303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \int_{0.0643}^{-0.0643} \frac{-31.1(35.5 - 31.1u)^3 du}{3.23(1 + u^2)^{\frac{5}{2}}} = 55381.36$$

$$\int_{33.5}^{37.5} \frac{x^2 dx}{3.23 \left[1 + 1.303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \int_{0.0643}^{-0.0643} \frac{-31.1(967.2u^2 - 2208.1u + 1260.25) du}{3.23(1 + u^2)^{\frac{5}{2}}} = 1556.75$$

$$\int_{33.5}^{37.5} \frac{xdx}{3.23 \left[1 + 1.303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \int_{0.0643}^{-0.0643} \frac{-31.1(35.5 - 31.1u) du}{3.23(1 + u^2)^{\frac{5}{2}}} = 43.81$$

$$\int_{33.5}^{37.5} \frac{dx}{3.23 \left[1 + 1.303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \int_{0.0643}^{-0.0643} \frac{-31.1 du}{3.23(1 + u^2)^{\frac{5}{2}}} = 1.234$$

$$\int_0^{35.5} \frac{x^2 dx}{3.23 \left[1 + 1.303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \int_{1.14148}^{-0.0643} \frac{-31.1(35.5 - 31.1u)^2 du}{3.23(1 + u^2)^{\frac{5}{2}}} = 2933.2$$

$$\int_0^{35.5} \frac{xdx}{3.23 \left[1 + 1.303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \int_{1.14148}^{-0.0643} \frac{-31.1(35.5 - 31.1u) du}{3.23(1 + u^2)^{\frac{5}{2}}} = 116.07$$

$$\int_0^{35.5} \frac{dx}{3.23 \left[1 + 1.303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \int_{1.14148}^{-0.0643} \frac{-31.1 du}{3.23(1 + u^2)^{\frac{5}{2}}} = 5.26$$

$$\int_{37.5}^{71} \frac{x^2 dx}{3.23 \left[1 + 1.303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \int_{-0.0643}^{-1.14148} \frac{-31.1(1260.25 - 2208.1u + 967.2u^2) du}{3.23(1 + u^2)^{\frac{5}{2}}} = 12963.85$$

$$\int_{37.5}^{71} \frac{xdx}{3.23 \left[1 + 1.303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \int_{-0.0643}^{-1.14148} \frac{-31.1(35.5 - 31.1u) du}{3.23(1 + u^2)^{\frac{5}{2}}} = 257.35$$

$$\Delta_{1q} = 180568.3344$$

$$\Delta_{3q} = \int_0^{33.5} 31.35 \frac{x^2 dx}{71 I(x)} + \int_{33.5}^{37.5} \frac{x}{71} [31.35 - 7.8375(x - 33.5)^2] dx + \int_{37.5}^{71} \frac{x(2225.85 - 31.35x) dx}{71 I(x)} = 4299.24$$

$$\Delta_{5q} = \int_0^{33.5} \frac{-30.78(31.35x) dx}{I(x)} + \int_{33.5}^{37.5} \frac{(-30.78)(31.35x - 7.837(x - 33.5)^2)}{I(x)} + \int_{37.5}^{71} \frac{-30.78(2225.8 - 31.35x) dx}{I(x)}$$

$$\int_{37.5}^{71} \frac{dx}{3.23 \left[1 + 1.303 \left(1 - \frac{2x}{71} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}} = \int_{-0.0643}^{-1.14148} \frac{-31.1 du}{3.23(1 + u^2)^{\frac{5}{2}}} = 5.26$$

- Donc :

$$\Delta_{5q} = -264788.78$$

- Et on aura donc le système suivant à résoudre :

$$8453.26x_1 + 4258.77x_2 + 145.42x_3 + 101.4x_4 - 7596.87x_5 = -180568.33$$

$$4258.77x_1 + 8453.26x_2 + 101.4x_3 + 145.42x_4 - 7596.87x_5 = -180568.33$$

$$145.42x_1 + 101.4x_2 + 7.33x_3 + 2.414x_4 - 240.6x_5 = -4299.24$$

$$101.4x_1 + 145.4x_2 + 2.414x_3 + 7.343x_4 - 240.6x_5 = -4299.24$$

$$-7596.87x_1 - 7596.87x_2 - 240.6x_3 - 240.6x_4 + 13585.82x_5 = 264788.8$$

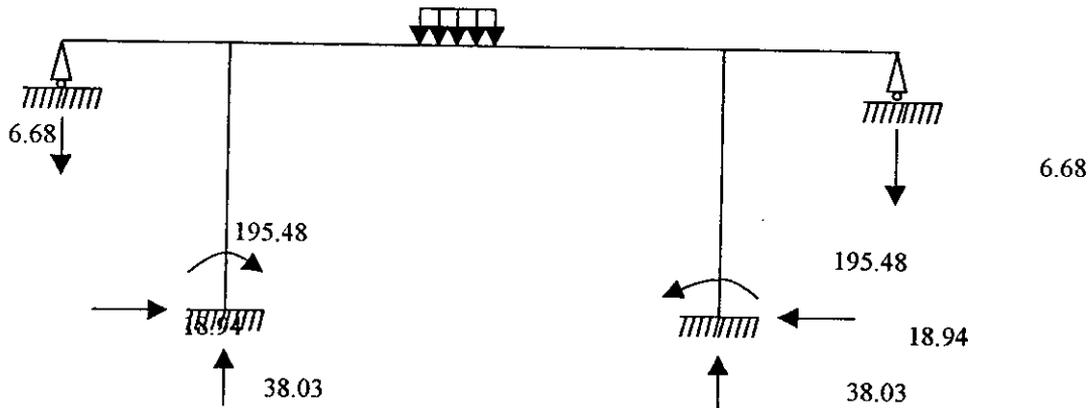
- La résolution de ce système nous donne :

$$x_1 = x_2 = -6.68 \text{ t}$$

$$x_3 = x_4 = 195.48 \text{ t.m}$$

$$x_5 = 18.94 \text{ t}$$

$$15.675 \text{ t.ml}$$



- Expression des efforts tranchants et moments fléchissants :

Travée de rive :

$$T(x) = -6.68 \text{ (t)}$$

$$M(x) = -6.68 x \text{ (t.m)}$$

Travée centrale :

$$0 < x < 33.5 : \quad T(x) = 31.35 \text{ (t)}$$

$$M(x) = -668.05 + 31.35 x \text{ (t.m)}$$

$$33.5 < x < 37.5 : \quad T(x) = 31.35 - 15.675 (x - 33.5) \quad (t)$$

$$M(x) = 31.35 x - 668.05 - 7.8375 (x - 33.5)^2$$

$$37.5 < x < 71 : \quad T(x) = -31.35 \quad (t)$$

$$M(x) = 1557.79 - 31.35 x \quad (t.m)$$

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

x	0	3	6	11	16	21	26	31	36	40.5	42
M	0	-20.05	-40.08	-73.48	-106.8	-140.28	-173.68	-207.08	-240.48	-270.54	-668.05

Moments fléchissants dû au clavage central dans la travée de rive (t.m)

Section	Moment
0	-668.05
1.5	-621.02
3.5	-558.32
8.5	-401.57
13.5	-244.82
18.5	-88.08
23.5	68.67
28.5	225.42
33.5	382.18
37.5	382.18
42.5	225.42
47.5	68.67
52.5	-88.08
57.5	-244.82
62.5	-401.57
67.5	-558.32
69.5	-621.02
71	-668.05

Moments fléchissants dû à l'effet du clavage central dans la travée centrale (t.m)

V.2.4. CALCUL DES SOLLICITATIONS EN PHASE DE SERVICE :

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

- Poids propre.
- Superstructure.
- SurchARGE d'exploitation A(L).
- SurchARGE de trottoirs.
- Gradient thermique.
- Fluage.

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

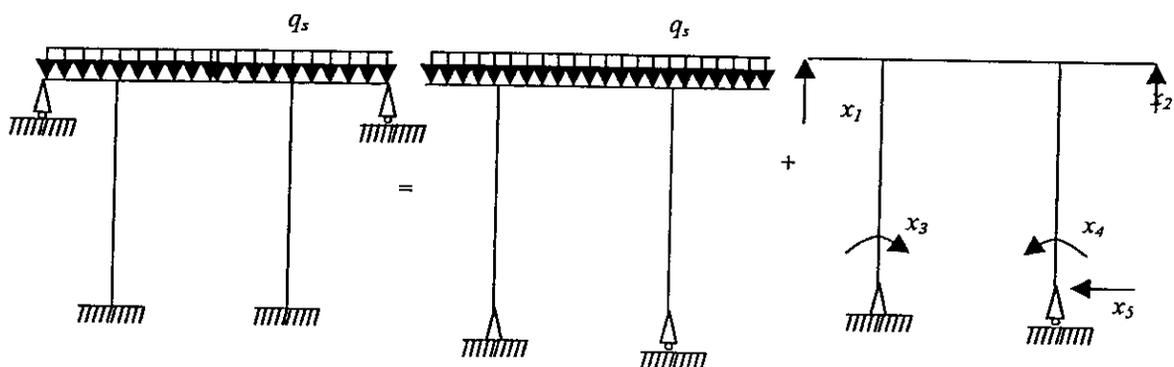
V.2.4.1. SOLLICITATIONS DUES AUX POIDS PROPRES :

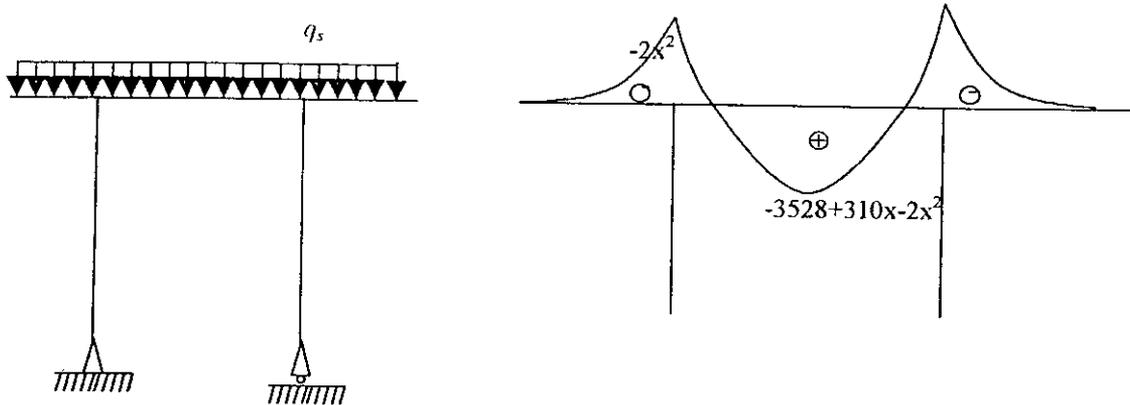
- Les sollicitations qu'engendre le poids propre sur le pont en service sont déjà calculées lors du clavage central, donc il suffit juste de reprendre ces sollicitations qui sont mentionnées dans le paragraphe précédent. (clavage central).

V.2.4.2. SOLLICITATIONS DUES A LA SUPERSTRUCTURE :

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

Cette charge est appliquée le long du pont donc :





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

- Donc :

$$\Delta_{1q} = \Delta_{2q} = \int_0^{42} \frac{-2x^3 dx}{I(x)} + \int_0^{71} \frac{42x(-3528 + 142x - 2x^2) dx}{71.I(x)}$$

$$\int_0^{42} \frac{x^3 dx}{I(x)} = \int_0^6 \frac{x^3 dx}{I_c} + \int_6^{40.5} \frac{x^3 dx}{I(x)} + \int_{40.5}^{42} \frac{x^3 dx}{I_p}$$

avec :

$$I_c = 3.23 \text{ m}^4 \quad I_p = 26 \text{ m}^4$$

$$I(x) = 3.23 \left[1 + 1.303 \left(\frac{x-6}{40.5} \right)^2 \right]^{\frac{5}{2}}$$

$$\int_6^{40.5} \frac{x^3 dx}{I(x)} = \int_0^{1.1416} \frac{30.22(27598.41u^3 + 16438.48u^2 + 3236.76u + 216) du}{3.23(1+u^2)^{\frac{5}{2}}} = 56885.28$$

$$\text{- Donc : } \int_0^{42} \frac{x^3 dx}{I(x)} = 61036.32$$

$$\int_0^{71} \frac{x^3 dx}{I(x)} = \int_{1.14148}^{-1.14148} \frac{-31.1(-30080u^3 + 103007.8u^2 - 117581.33u + 44738.87) du}{3.23(1+u^2)^{\frac{5}{2}}} = 807194.08$$

- Donc :

$$\Delta_{1q} = \Delta_{2q} = -481705.15$$

$$\Delta_{3q} = \Delta_{4q} = \int_0^{71} \frac{x(-3528 + 142x - 2x^2) dx}{71.I(x)} = -8562.68$$

$$\Delta_{5q} = \int_0^{71} \frac{-30.78(-3528 + 142x - 2x^2) dx}{I(x)} = 527117.47$$

- Donc le système à résoudre est :

$$12711.48x_1 + 246.82x_3 - 7596.87x_5 = 481705.15$$

$$246.82x_1 + 9.757x_3 - 240.6x_5 = 8562.68$$

$$-15193.4x_1 - 481.2x_3 + 13585.82x_5 = -527117.47$$

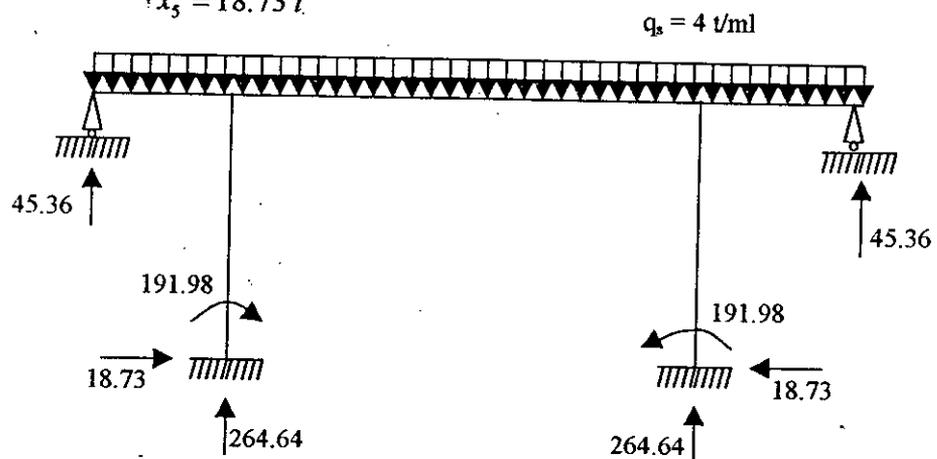
La résolution de ce système nous donne :

$$x_1 = x_2 = 45.36 \text{ t}$$

$$x_3 = x_4 = 191.98 \text{ t.m}$$

$$x_5 = 18.73 \text{ t}$$

- Donc :



- Expression du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Travée de rive :

$$0 < x < 42 : \quad T(x) = 45.36 - 4x \quad (\text{t})$$

$$M(x) = 45.36x - 2x^2 \quad (\text{t.m})$$

Travée de centrale :

$$0 < x < 71 : \quad T(x) = 142 - 4x \quad (\text{t})$$

$$M(x) = -2007.41 + 142x - 2x^2$$

Section	Moment
0	0
3	118.08
6	200.16
11	256.96
16	213.76
21	70.56
26	-172.64
31	-515.84
36	-959.05
40.5	-1443.42
42	-2007.41

Moment fléchissant dû à la charge de superstructure dans la travée de rive (t.m)

Section	Moment
0	-2007.41
1.5	-1798.9
3.5	-1534.9
8.5	-944.9
13.5	-454.9
18.5	-64.9
23.5	225.09
28.5	415.09
33.5	505.09
37.5	505.09
42.5	415.09
47.5	225.09
52.5	-64.9
57.5	-454.9
62.5	-944.9
67.5	-1534.9
69.5	-1798.9
71	-2007.41

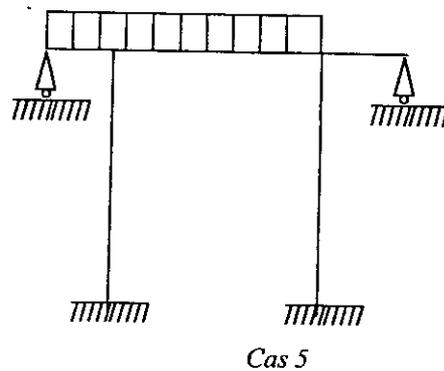
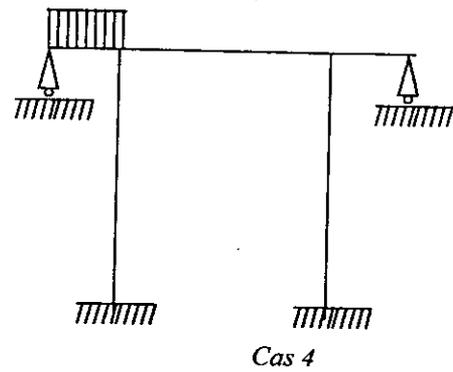
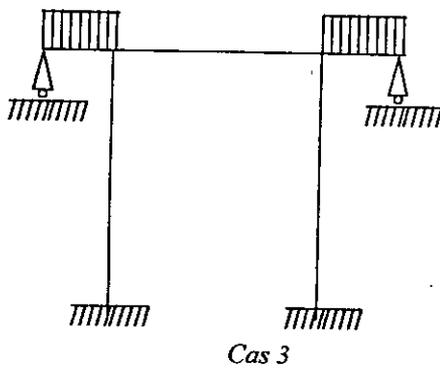
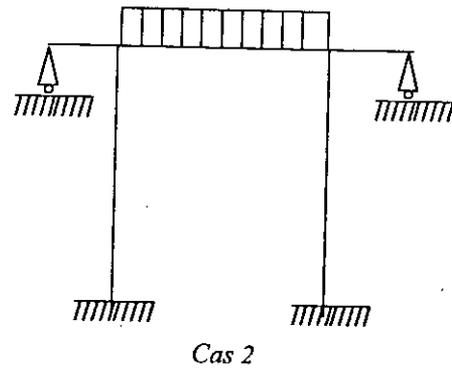
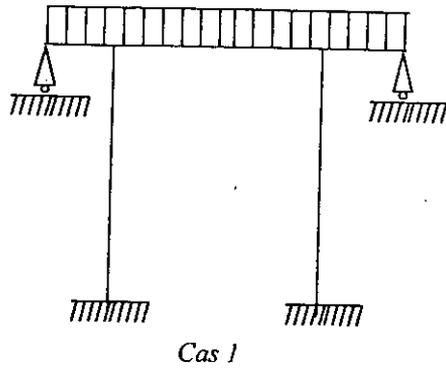
Moment fléchissant dû à la charge de superstructure dans la travée centrale (t.m) :

V.2.4.3. SOLLICITATIONS DUES A LA SURCHARGE D'EXPLOITATION A(L) :

- Pour ce type de pont, les surcharges de type A(L) sont les plus prépondérantes (recommandations SETRA1993).

- L'effet le plus critique est obtenu par la disposition de ces charges engendrant les sollicitations les plus grandes.

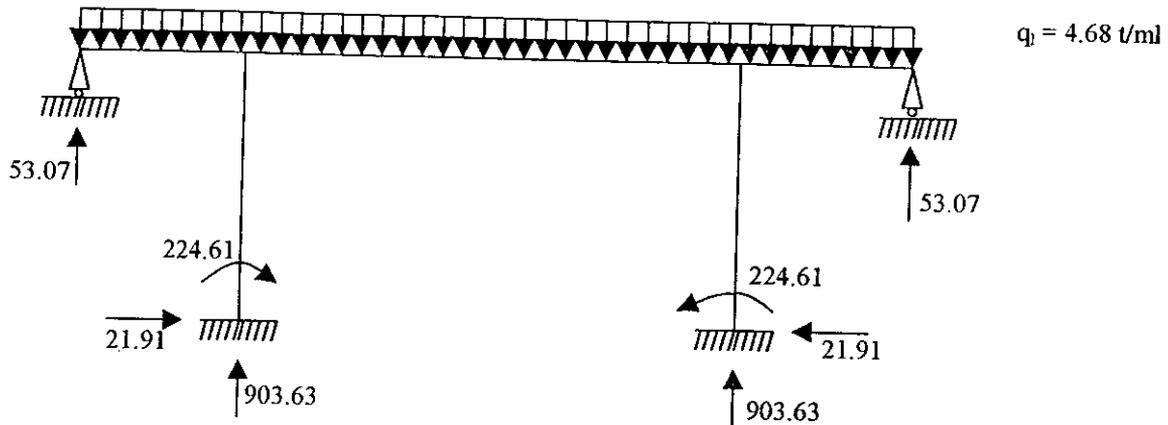
Plusieurs cas peuvent se présenter :



- Pour la détermination des sollicitations sous les différents cas on procédera de la même manière que pour les surcharges du clavage central et de la superstructure, et les résultats sont les suivants :

- la résolution du cas 1 nous donne :

$$q_1 = 4.68 \text{ t / ml.}$$



- Expression du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Travée de rive :

$$0 < x < 42 : \quad T(x) = 53.07 - 4.68 x \quad (t)$$

$$M(x) = 53.07 x - 2.34 x^2 \quad (t.m)$$

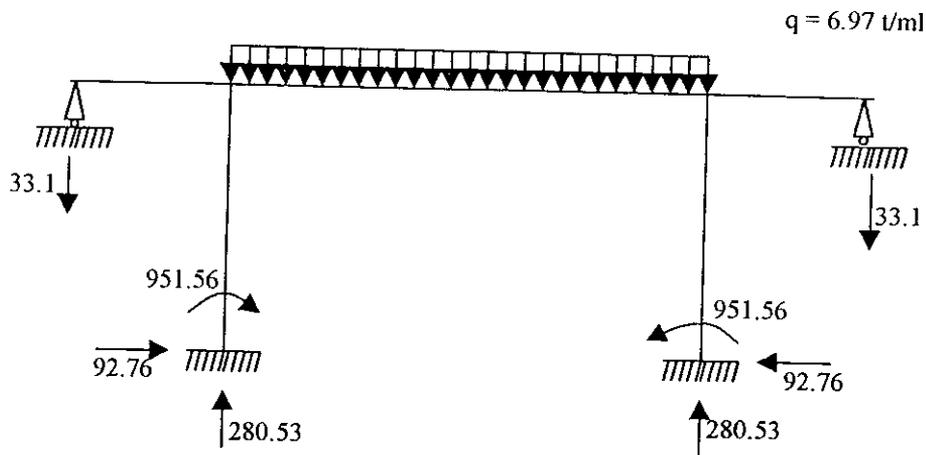
Travée de centrale :

$$0 < x < 71 : \quad T(x) = 166.14 - 4.68 x \quad (t)$$

$$M(x) = -2348.67 + 166.14 x - 2.34 x^2$$

- la résolution du cas 2 nous donne :

$$q = 6.97 \text{ t/ml}$$



- Expression du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Travée de rive :

$$0 < x < 42 : \quad T(x) = -33.1 \quad (\text{t})$$

$$M(x) = -33.1 x \quad (\text{t.m})$$

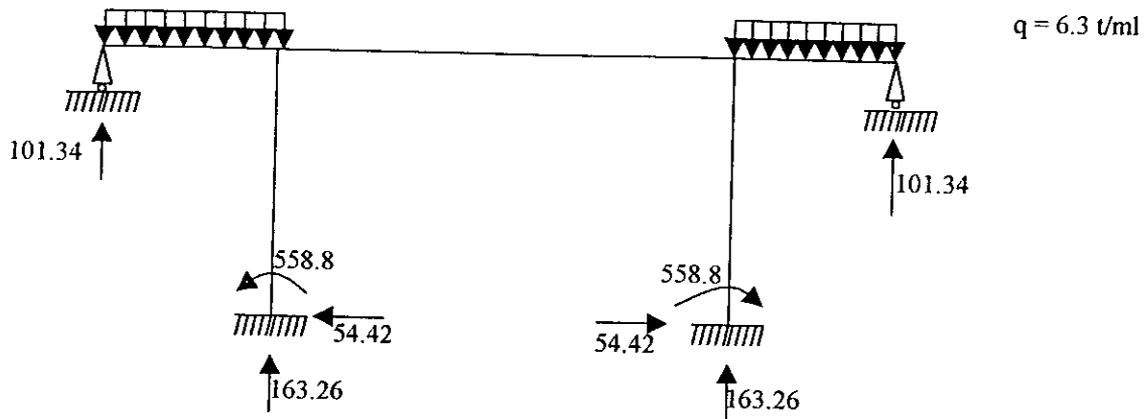
Travée de centrale :

$$0 < x < 71 : \quad T(x) = 247.435 - 6.97 x \quad (\text{t})$$

$$M(x) = -3293.8 + 247.435 x - 3.485 x^2 \quad (\text{t.m})$$

- la résolution du cas 3 nous donne :

$$q = 6.3 \text{ t/ml.}$$



- Expression du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Travée de rive :

$$0 < x < 42 : \quad T(x) = 101.34 - 6.3 x \quad (t)$$

$$M(x) = 101.34 x - 3.15 x^2 \quad (t.m)$$

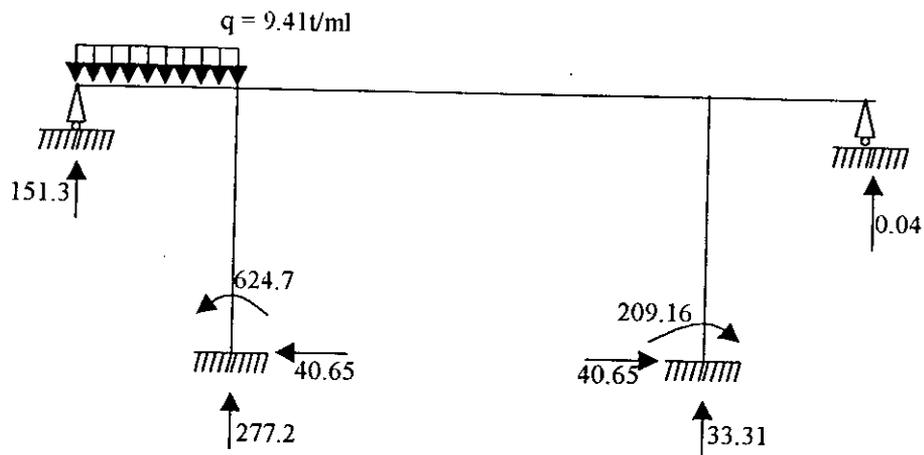
Travée de centrale :

$$0 < x < 71 : \quad T(x) = 0 \quad (t)$$

$$M(x) = - 184.07 \quad (t.m)$$

- la résolution du cas 4 nous donne :

$$q = 9.41 \text{ t/ml.}$$



- Expression du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Travée de rive :

$$0 < x < 42 : \quad T(x) = 151.3 - 9.41 x \quad (\text{t})$$

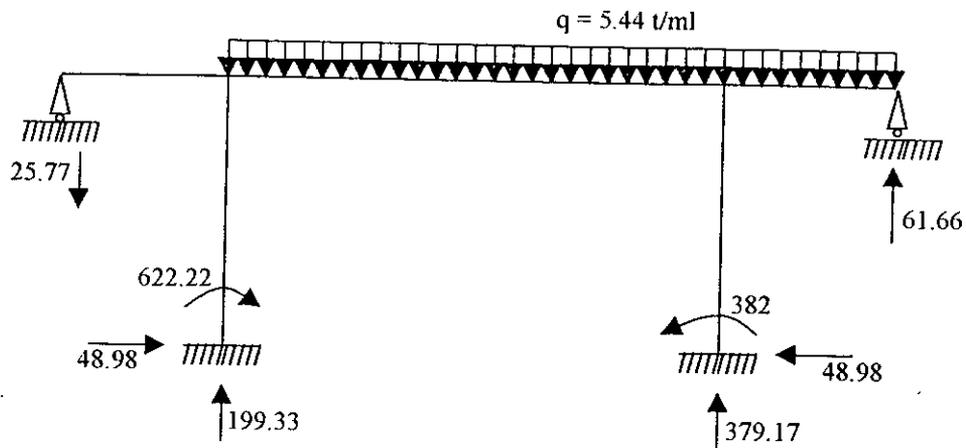
$$M(x) = 151.3 x - 4.705 x^2 \quad (\text{t.m})$$

Travée de centrale :

$$0 < x < 71 : \quad T(x) = 33.28 \quad (\text{t})$$

$$M(x) = -1318.5 + 33.28 x \quad (\text{t.m})$$

- la résolution du cas 5 nous donne :



- Expression du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

Travée de rive :

$$0 < x < 42 : \quad T(x) = 61.66 - 5.44 x \quad (\text{t})$$

$$M(x) = 61.66 x - 2.72 x^2 \quad (\text{t.m})$$

Travée de centrale :

$$0 < x < 71 : \quad T(x) = 212.35 - 5.44 x \quad (\text{t})$$

$$M(x) = -3333.96 + 212.35 x - 2.72 x^2 \quad (\text{t.m})$$

- Les résultats obtenus pour tous les cas sont mentionnés dans le tableaux suivants :

Section	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
0	0	0	0	0	0
3	138.15	-99.3	275.67	411.55	160.5
6	234.18	-198.6	494.64	738.42	272.04
11	300.64	-364.1	733.59	1095	349.14
16	250.1	-529.6	815.04	1216.32	290.25
21	82.55	-695.1	739	1102.4	95.34
26	-202	-860.6	505.44	753.22	-235.5
31	-603.53	-1026.1	114.4	168.8	-702.46
36	-1122.08	-1191.6	-434.16	-650.88	-1305.4
40.5	-1688.8	-1340.5	-1062.52	-1589.72	-1964.25
42	-2348.64	-3293.8	-184.08	-1318.5	-3333.96

Moment fléchissant dû aux différents cas de chargement de la surcharge A(L) dans la travée de rive (t.m).

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
0	-2348.67	-3293.8	-184.08	-1318.5	-1968.63
1.5	-2104.71	-2930.48	-184.08	-1268.58	-1713.91
3.5	-1795.83	-2470.46	-184.08	-1202.02	-1393.33
8.5	-1105.53	-1442.38	-184.08	-1035.62	-687.08
13.5	-532.23	-588.56	-184.08	-869.22	-116.83
18.5	-75.93	91.02	-184.08	-702.82	317.41
23.5	263.35	596.34	-184.08	-536.42	615.66
28.5	485.65	927.41	-184.08	-370.02	777.91
33.5	590.85	1084.24	-184.08	-203.62	804.16
37.5	590.85	1084.24	-184.08	-70.5	727.24
42.5	485.65	927.41	-184.08	95.9	508.69
47.5	263.35	596.34	-184.08	262.3	154.14
52.5	-75.93	91.02	-184.08	428.7	-336.405
57.5	-532.23	-588.56	-184.08	595.1	-962.95
62.5	-1105.53	-1442.38	-184.08	761.5	-1725.5
67.5	-1795.83	-2470.46	-184.08	927.9	-2624.05
69.5	-2104.71	-2930.48	-184.08	1009.75	-3021.55
71	-2348.67	-3293.8	-184.08	1044.38	-3333.96

Moment fléchissant dû aux différents cas de chargement de la surcharge A(L) dans la travée centrale (t.m).

2.4.4. SOLLICITATIONS DUES AUX SURCHARGES DE TROTTOIRS :

- La surcharge due aux trottoirs est équivalente à une charge de 150 kg/m^2 reste à déterminer maintenant pour quelle disposition de ces charges on obtient les sollicitations les plus critiques. Les mêmes cas qui se sont présentés pour les surcharges A(L) se présentent pour ces surcharges. On a $q_{tr}=0,15.1,75.2=0.525\text{t/ml}$.

- On procède de la même manière que pour les surcharges A(L) et on obtient les résultats dans les tableaux suivants :

	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
0	0	0	0	0	0
3	15.94	-7.48	22.97	22.96	15.49
6	26.27	-14.96	41.22	41.2	26.25
11	33.72	-27.42	61.13	61.1	33.69
16	28.05	-39.9	67.92	67.86	28.01
21	9.26	-52.36	61.58	61.5	9.20
26	-22.66	-64.82	42.12	42.02	-22.72
31	-67.70	-77.29	9.53	9.41	-67.8
36	-125.08	-89.75	-36.18	-36.31	-126
40.5	-189.45	-100.97	-88.55	-88.69	-189.56
42	-263.48	-248.1	-15.34	-73.56	321.75

Moment fléchissant dû aux différents cas de disposition des surcharges du trottoir dans les travées de rives. (t.m)

Section	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
0	-263.47	-248.1	-15.34	-73.56	-190
1,5	-236.1	-220.73	-15.34	-70.77	-165.41
3,5	-201.45	-186.08	-15.34	-67.06	-134.46
8,5	-124	-108.64	-15.34	-57.78	-66.30
13,5	-59.70	-44.33	-15.34	-48.5	-11.28
18,5	-8.52	6.86	-15.34	-39.21	30.63
23,5	29.54	44.92	-15.34	-29.92	59.41
28,5	54.48	69.85	-15.34	-20.64	75.07
33,5	66.28	81.66	-15.34	-11.36	77.61
37,5	66.28	81.66	-15.34	-3.93	70.18
42,5	54.48	69.85	-15.34	5.35	49.1
47,5	29.54	44.92	-15.34	14.63	14.87
52,5	-8.52	6.86	-15.34	23.91	-32.46
57,5	-59.70	-44.33	-15.34	33.20	-92.93
62,5	-124	-108.64	-15.34	42.48	-166.52
67,5	-201.45	-186.08	-15.34	51.77	-253.24
69,5	-236.1	-220.73	-15.34	56.33	-291.6
71	-263.47	-248.1	-15.34	58.27	-321.75

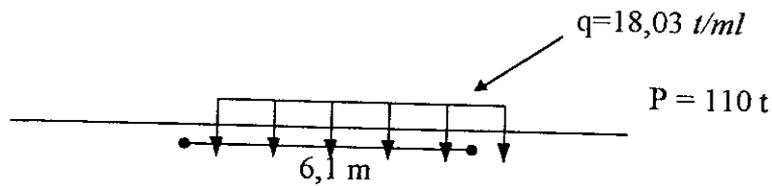
Moment fléchissant du aux différents cas de dispositions des surcharges de trottoir dans la travée centrale (t.m).

V.2.4.5. SURCHARGE M_{C120} :

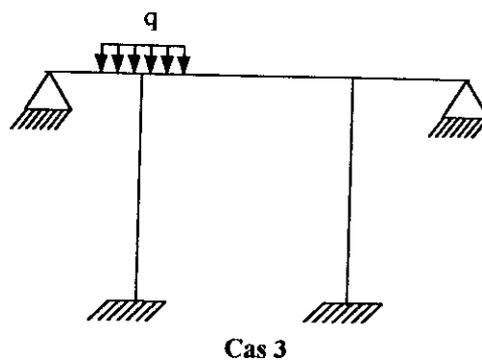
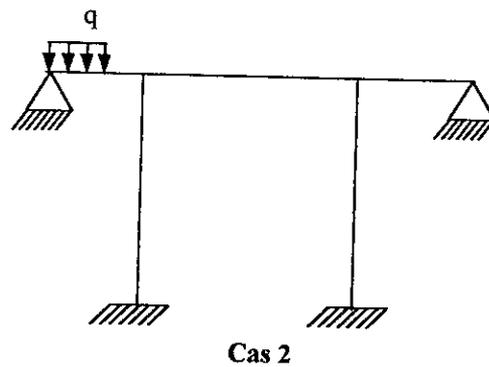
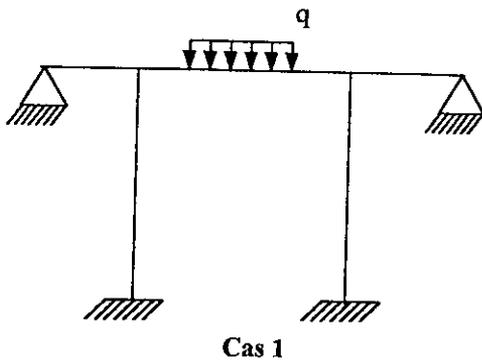
- Le cas du système M_{C120} est très complexe, le nombre des chars constituant le convoi n'est pas limité et la distance entre les axes des impacts n'est pas définie excepté la distance minimale.

- Pour simplifier le problème, on considère un convoi de 02 chars seulement pour un pont à trois travées. L'erreurs commise est presque insignifiante ou nulle.

- La distance entre axe des impacts sur la chaussée de deux véhicules successifs est 36,6m.



- Plusieurs cas peuvent se présenter :



- La résolution des différents cas se fait comme précédemment pour la surcharge de superstructure et on aura les résultats des différents cas dans les tableaux suivants :

Section	0	3	6	11	16	21	26	31	36	40,5	42
Cas 1	0	-35,18	-70,31	-128,91	-187,36	-246,1	-304,7	-363,3	-421,9	-474,6	-1172
Cas 2	0	114,54	205,5	304,8	338,53	306,8	306,8	306,8	306,8	306,8	306,8
Cas 3	0	28,72	48,67	62,46	51,93	17,05	-42,13	-125,72	-233,6	-351,5	-596,6

Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges MC120 dans le travée de rive.(t.m).

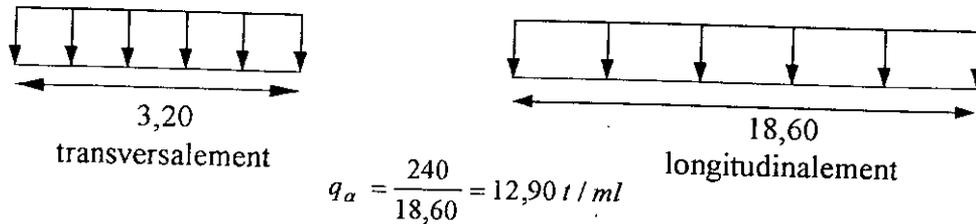
section	Cas 1	Cas 2	Cas 3
0	-1172	-366,97	-352,3
1,5	-1089,5	-353,04	-306,7
3,5	-979,05	-334,54	-249,31
8,5	-704,51	-288,24	-122,93
13,5	-429,51	-341,95	-20,91
18,5	-154,53	-195,6	56,8
23,5	120,47	-149,26	110,16
28,5	395,48	-102,97	139,07
33,5	670,5	-56,67	143,9
37,5	670,5	-19,6	130,12
42,5	395,48	26,7	91,05
47,5	120,47	73	27,57
52,5	-154,53	119,27	-60,19
57,5	-429,51	165,62	-172,3
62,5	-704,51	211,92	-308,56
67,5	-979,05	258,26	-469,56
69,5	-1089,5	281,01	-540,68
71	-1172	290,7	-596,6

Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges MC120 dans le travée centrale.

V.2.4.6. SURCHARGE D₂₄₀ :

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

Le convoi D₂₄₀ n'est ni majoré, ni pondéré, il comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 t ou de poids total.



- On procède de la même manière que pour les surcharges M_{C120} et on obtient les résultats suivants:

Section	0	3	6	11	16	21	26	31	36	40,5	42
Cas 1	0	-59,8	-119,5	-219,1	-318,5	-419,58	-518	-617,6	-717,2	-806,5	-1992,4
Cas 2	0	194,7	349,4	518,16	575,5	521,56	521,56	521,56	521,5	521,5	521,5
Cas 3	0	48,8	82,74	106,5	88,28	28,98	-71,62	-213,7	-397,1	-597,5	-1014,2

Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges D240 dans le travée de rive.(t.m).

section	Cas 1	Cas 2	Cas 3
0	-1992,4	-623,85	-598,9
1,5	-1852,15	-600,17	-521,4
3,5	-1664,38	-568,72	-423,83
8,5	-1197,67	-490	-208,98
13,5	-730,16	-411,31	-35,55
18,5	-262,7	-332,52	96,7
23,5	204,8	-253,74	187,28
28,5	672,31	-175,05	236,42
33,5	1139,85	-96,34	244,63
37,5	1139,85	-33,32	221,2
42,5	672,31	-45,4	154,79
47,5	204,8	124,1	46,87
52,5	-262,7	202,76	-102,33
57,5	-730,16	281,55	-292,9
62,5	-1197,67	360,26	-524,9
67,5	-1664,38	439,04	-798,26
69,5	-1852,15	477,7	-919,02
71	-1992,4	794,2	-1014,22

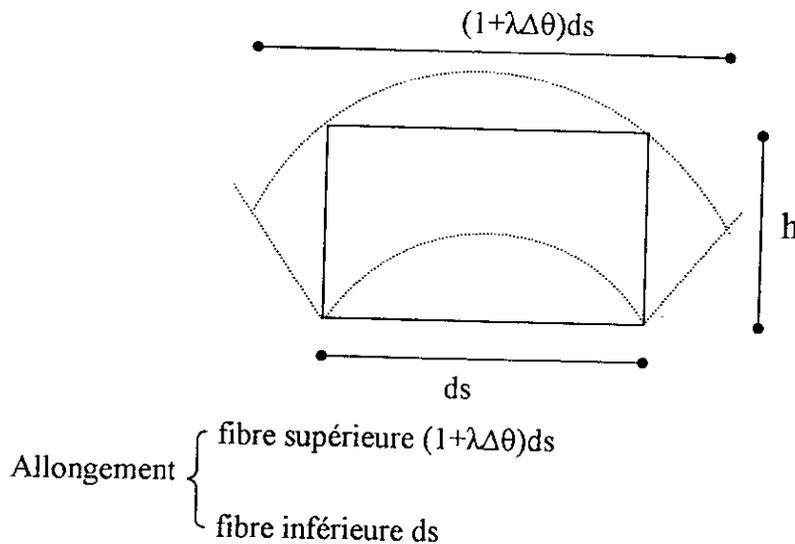
Moment fléchissant dû aux différents cas de dispositions des surcharges D420 dans la travée centrale.

V.2.4.7. SOLLICITATION DU AU GRADIENT THERMIQUE :

On appelle conventionnellement gradient thermique la différence de température qui s'établit journellement entre fibres supérieures et inférieures d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement.

Cette différence de température est aggravée dans les structures en caisson où les échanges de chaleur entre le hourdis supérieur et inférieur ne peuvent se faire que par les âmes.

Sous l'effet de la température, un pont en caisson se comporte comme un bi-lame, c'est à dire que sous l'effet de la chaleur il tend à se déformer pour avoir une courbure vers le haut.



λ : coefficient de dilatation du béton.

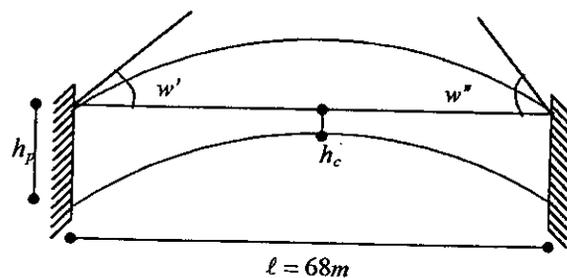
- Dans l'ouvrage isostatique, et sous l'effet du gradient thermique le béton subit un allongement de ses fibres supérieures (ou raccourcissement) par rapport à la fibre inférieure.

- Il apparaît une déformation de cet ouvrage, mais comme ce dernier étant isostatique, cette déformation n'est pas gênée s'il n'apparaît donc aucun effort.

- Dans les ouvrages hyperstatiques, ces déformations sont gênées, ce qui provoque des réactions d'appuis qui engendrent l'apparition de moment fléchissant dans l'ensemble de la structure.

- La répartition des températures à l'intérieur de chaque section suit une loi complexe, pour faciliter les calculs on assimile cette loi à une variation linéaire.

- Pour la détermination des efforts dus au gradient thermique pour une poutre à intrados parabolique encasté des 2 cotés.



- En appliquant l'équation des trois moments on trouve :

$$M_{appui} = \frac{w'}{a+b}$$

$$w' = \int_0^{\ell} \lambda \frac{\Delta\theta}{h(x)} \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) dx$$

$$w' = -w'' = \int_0^{\ell} \lambda \frac{\Delta\theta x}{h(x)\ell} dx \quad (\text{travée symétrique})$$

soit :
$$w' = \int_0^{\ell/2} \lambda \frac{\Delta\theta}{h(x)} dx = \lambda\Delta\theta \int_0^{\ell/2} \frac{dx}{h(x)}$$

avec : $h(x) = h_c + \Delta\theta \left(1 - \frac{2x}{\ell}\right)^2$ (x : à partir de la clé).

On trouve :

$$w' = -w'' = \frac{\lambda\Delta\theta \cdot \ell}{2\sqrt{h_c(h_p - h_c)}} \operatorname{Arctg} \sqrt{\frac{h_p - h_c}{h_c}}$$

Gradient the

$$\Delta\theta = 6^\circ c \quad \text{avec surcharges.}$$

$$\Delta\theta = 12^\circ c \quad \text{avec surcharges.}$$

A.N :

- $\Delta\theta = 6^\circ c$

$$w' = 10^{-5} \cdot 6 \cdot \frac{68}{2\sqrt{2(4,2-2)}} \operatorname{Arctg} \sqrt{\frac{4,2-2}{2}} = 7,869 \cdot 10^{-4}$$

- $\Delta\theta = 12^\circ c$

$$w' = 10^{-5} \cdot 12 \cdot \frac{68}{2\sqrt{2(4,2-2)}} \operatorname{Arctg} \sqrt{\frac{4,2-2}{2}} = 1,574 \cdot 10^{-3}$$

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

- Avec dans le paragraphe précédent, on a les coefficients de souplesse suivant :

$$\begin{cases} E_a = 3,462 \\ E_b = 2,413 \end{cases}$$

avec : $E = 11 \cdot 10^3 \sqrt[3]{35} = 3,589 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$

- Donc on aura les résultats suivants :

En Appui :

$$M_a(\Delta\theta = 6^\circ c) = 480,72 \text{ t.m}$$

$$M_a(\Delta\theta = 12^\circ c) = 961,42 \text{ t.m}$$

A la travée (clé) :

$$M_t(\Delta\theta = 6^\circ c) = 480,72 t.m$$

$$M_t(\Delta\theta = 12^\circ c) = 961,42 t.m$$

V.2.4.8. REDISTRIBUTION DES EFFORTS PAR FLUAGE :

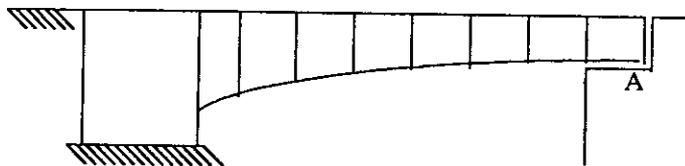
- Les premiers ponts construits par encorbellement comportaient une articulation à la clé, et que sous l'effet des déformations différées, on a observé un affaissement des articulations évoluant avec le temps.

- Les ponts modernes sont rendus continus à la clé, il s'ensuit que les déformations ne peuvent plus s'effectuer librement, cela entraîne une redistribution des contraintes dans l'ouvrage.

- Quand on réalise un ouvrage hyperstatique par phase, selon un schéma statique évolutif, le fluage du béton conduit à une modification progressive des efforts calculés dans l'hypothèse d'un comportement parfaitement élastique du béton.

Exemple :

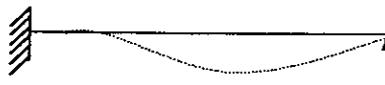
Tablier dont la travée unique est construite par encorbellement à partir d'une culée d'équilibrage.



A la fin de la construction, la réaction d'appui en A.



Déformation différée sans appui en A



Déformation différée avec un appui en A
 R_A

- Si le fléau était libre en A, sous l'action des déformations différées, il prendrait une certaine flèche, mais étant appuyé en A, il ne peut le faire donc une réaction hyperstatique va apparaître en A et l'équilibre précédent est modifiée.

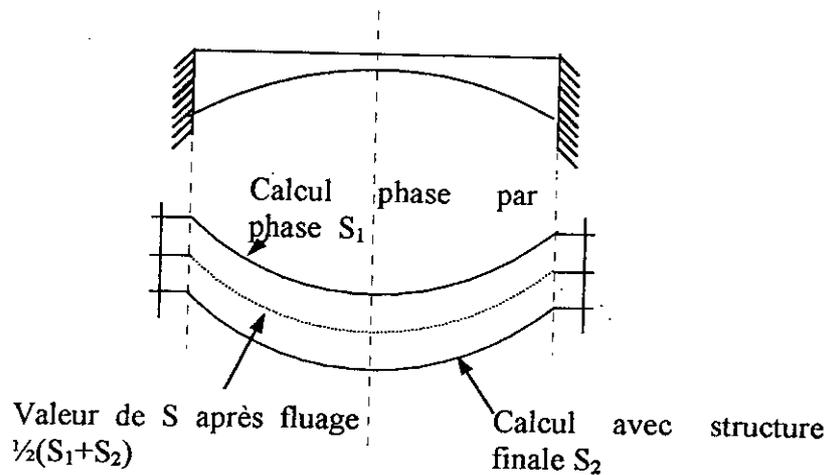
- Il y a redistribution des efforts dues à la non comptabilité des déformations qui restent à effectuer.

- La réaction est de plus en plus forte, au fur et à mesure que le temps passe, cette augmentation engendre une variation importante des moments sous poids propre qui se rapproche de ceux de la poutre équivalente supposée coulée sur cintre dans son schéma définitif.

- Le problème est de calculer la courbe des moments après redistribution, ce calcul ne peut se faire que dans la mesure où l'on est capable d'évaluer la flèche sous l'effet du fluage, si l'extrémité A restée libre (R_A est égale à la force qu'il faudrait appliquer en A pour donner à la poutre une contre flèche égale à f), pour cela il faut connaître de façon aussi précise que possible la fonction du béton.

- Pour les ouvrages de conception classique, on admet à défaut de calcul « scientifique » d'estimer forfaitairement les sollicitations de fluage S_{Fl} par la formule : $S_{Fl} = \frac{S_1 - S_2}{2}$

- Dans lesquelles S_1 et S_2 représentent les sollicitations développées, tant par le poids propre que par précontrainte, dans la structure supposée se comporter de façon linéairement élastique, compte tenu des phases de construction successives pour S_1 , et on considérant au contraire que l'ouvrage est réalisé d'emblée selon un schéma statique définitif S_2 .



- Cette façon de faire est connue sous le nom de la méthode de forfaitaire à des résultats plus pessimistes que le calcul scientifique à partir de la loi proposée dans les règles B.P.E.L. 83.

- Bien que très simple dans sa formulation (elle consiste à dire que la structure réelle évolue vers un état final de sollicitation intermédiaire entre l'état initial et l'état fictif qu'elle aurait si elle était d'emblée construite sur cintre selon un schéma statique réel), elle ne peut pas être utilisée au stade de prédimensionnement, puisqu'il faut connaître le câblage réel.

- C'est pourquoi, au stade de prédimensionnement on se contente d'observer la règle de prudence suivante qui consiste à décaler du côté des compressions les contraintes limites inférieures du béton au voisinage de l'intrados de $1,5 \text{ MP}_a$, (tablier à voussoir coulé sur place).

- On transforme alors cette réserve de compression en moment de fluage fictif à la clé de chaque travée sous la forme :

$$M_{FL} = \frac{I_0}{V_i} \sigma^*$$

avec :

I_0 : moment d'inertie de la section de clé.

V_i : distance de la fibre moyenne à l'intrados

σ^* : $1,5 \text{ MP}_a$.

- Le moment de fluage ayant généralement un effet « négligeable » dans les sections sur appui, on le néglige pour le décaissage, de ces sections.

V.2.5. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS SOUS SCHEMA STATIQUE DEFINITIF : (S₂)

- On aura à déterminer les sollicitations dans la structure en supposant qu'elle a été construite en une seule phase sans passer par les autres phases intermédiaires (construction du fléau, clavage de rive, clavage central).

- On a pour les travées de rive :

$$g(x) = \begin{cases} g_0 = 2,5 * 6,27 = 15,675 \text{ t/ml} & 0 \leq x \leq 6 \\ g_0 + (g_1 - g_0) \left(\frac{x}{34,5}\right)^2 & 6 \leq x \leq 40,5 \\ g_1 = 2,5 * 9,93 = 24,825 \text{ t/ml} & 40,5 \leq x \leq 71 \end{cases}$$

- Pour la travée centrale :

$$g(x) = 24,825 - \frac{18,3}{71} X + \frac{9,15}{5041} X^2 \quad 0 \leq x \leq 71$$

- la résolution de ce système se fera comme fait précédemment pour les charges de superstructures et la surcharge A(L), après résolution on aura les résultats dans les tableaux suivants :

Section	0	3	6	11	16	21	26	31	36	40,5	42
S ₂	0	462,2	784,3	1019,2	878,7	306,93	-809,25	-2641,1	-5418,6	-8958,2	-12458,4

Moment fléchissant S₂ dans la travée de rive. (t.m)

Section	S_2
0	-12458.48
1,5	-11164.42
3,5	-9132.65
8,5	-5067.02
13,5	-2218.32
18,5	-291.56
23,5	946.21
28,5	1667.62
33,5	1983.74
37,5	1983.74
42,5	1667.62
47,5	946.21
52,5	-291.56
57,5	-2218.32
62,5	-5067.02
67,5	-9132.65
69,5	-11164.42
71	-12458.48

Moment fléchissant S_2 dans la travée de centrale. (t.m)

Chapitre VI :

*Etude de la stabilité
d'un fléau en cours de
construction*

VI.1. ETUDE DE LA STABILITE D'UN FLEAU EN COURS DE CONSTRUCTION :

- La stabilité d'un fléau en cours de construction est basée sur la dernière phase de la mise en place des voussoirs, dans cette phase les piles doivent « pouvoir » assurer la stabilité du tablier pendant leur exécution et avant clavage sous l'effet des efforts de renversement dus au bétonnage, et à la mise en place non simultanée des voussoirs.

- fléau en cours de construction :

- les efforts dus au poids propre :

• la partie droite :

$$\left. \begin{array}{l} M_{pp} = -10747.95 \text{ t.m} \\ T_{pp} = 678.31 \text{ t} \end{array} \right\} \text{ le fléau porte 7 voussoirs à droite}$$

• la partie gauche :

$$\left. \begin{array}{l} M_{pp} = -10405.75 \text{ t.m} \\ T_{pp} = 635.54 \text{ t} \end{array} \right\} \text{ le fléau porte 7 voussoirs à gauche}$$

- Pour ces valeurs, voir les tableaux des efforts dus au poids propre. Selon SETRA les combinaisons d'actions à prendre en considération sont :

$$0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 Q_c$$

$$1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 Q_c$$

$$0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + F_a + Q_c$$

$$1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + F_a + Q_c$$

- Le poids propre des fleaux est tout d'abord évalué suivant le schéma d'exécution, on calcule 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 variables de chantier y compris les actions climatiques

F_a : les actions accidentelles

• G_{\max} , G_{\min} (à la tête de pile) :

- G_{\max} :
 - $1.03 M_{pp} = 1.03 \times 10747.95 = 11070.39 \text{ t.m}$
 - $1.03 T_{pp} = 1.03 \times 678.31 = 698.66 \text{ t}$
- G_{\min} :
 - $0.98 M_{pp} = 0.98 \times 10405.75 = -10197.63 \text{ t.m}$
 - $0.98 T_{pp} = 0.98 \times 635.54 = 622.83 \text{ t}$

- Q_c :

A. surcharges réparties :

- Surcharge du chantier $q = 0.525 \text{ t / ml}$

$$M_q = 0.525 \times 34.5^2 / 2 = 312.44 \text{ t.m}$$

$$T_q = 0.525 \times 34.5 = 18.112 \text{ t}$$

- Surcharge verticale du vent : $q_{vv} = 0.231 \text{ t.m}$

$$M_{q_{vv}} = 0.231 \times 34.5^2 / 2 = 137.48 \text{ t.m}$$

$$T_{q_{vv}} = 0.231 \times 34.5 = 7.97 \text{ t}$$

B. surcharge concentrée :

- Le chariot matériel de coffrage : $Q = 55 \text{ t}$

$$M_Q = 55 \times 34.5 = 1897.5 \text{ t.m}$$

$$T_Q = 55 \text{ t}$$

- Poids de l'étalement $Q_s = 5 \text{ t}$

$$M_{Q_s} = 5 \times 34.5 = 172.5 \text{ t.m}$$

$$T_{Q_s} = 5 \text{ t}$$

- F_A :

- Charge d'une chute éventuelle d'un voussoir : $P = 82.63 \text{ t}$

$$M_p = 2850.73 \text{ t.m}$$

$$T_p = - 82.63 \text{ t}$$

- D'où :

- $G_{\max} + G_{\min}$:

$$M = 872.76 \text{ t.m}$$

$$T = 1313.83 \text{ t}$$

- Q_c :

$$M = 2519.92 \text{ t.m}$$

$$T = 86.06 \text{ t}$$

- F_A :

$$M = 2850.73 \text{ t.m}$$

$$T = -82.63 \text{ t}$$

VL2. COMBINAISON D' ACTIONS :

Combinaisons	M (t.m)	N (t)
$0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 Q_c$	3935.38	1290.06
$1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + 1.25 Q_c$	4109.93	1552.83
$0.9 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + Q_c$	6156.34	1185.91
$1.1 (G_{\max} + G_{\min}) + F_A + Q_c$	6330.24	1448.68

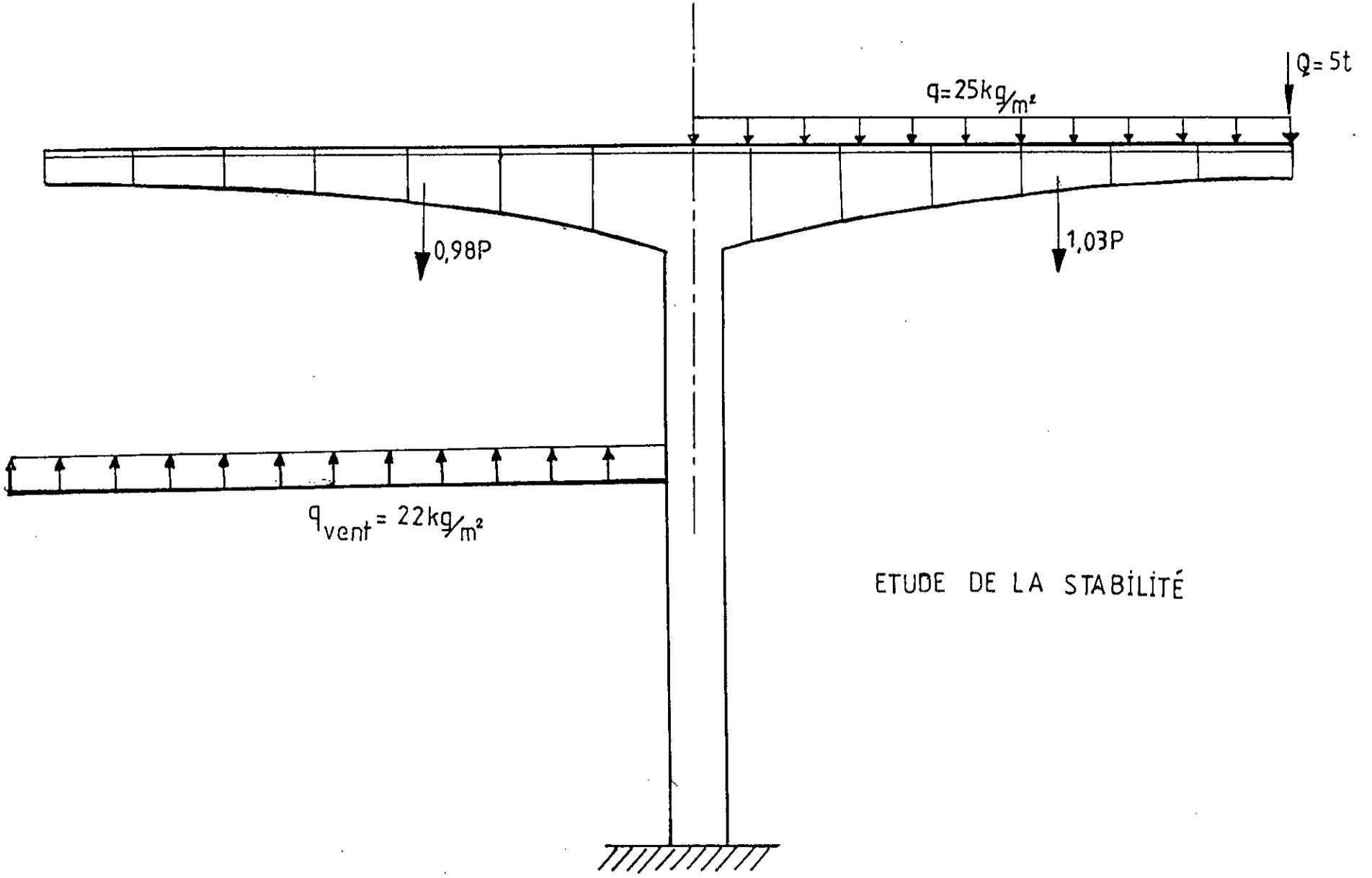
- Donc :

- la réaction à la tête de la pile est :

$$R = N = 1552.83 \text{ t}$$

- le moment de renversement est :

$$M_R = 22092.47 \text{ t.m}$$

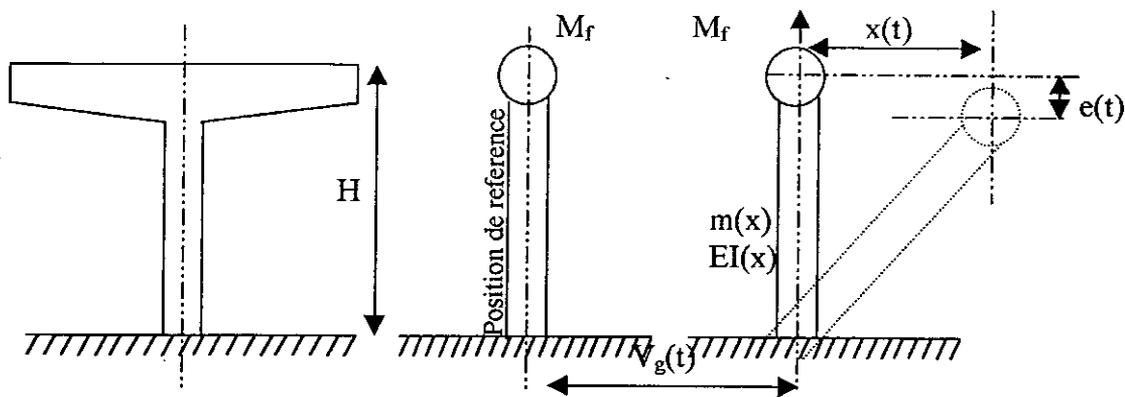


VL3. EFFORT DU A L'ACTION DU SEISME :

- Pour ce type de pont, l'étude du séisme concerne l'étude des piles, essentiellement le système pile-fléau avant le clavage.

- En effet cette situation est la plus défavorable, c'est sous cette situation que nous obtenons un moment fléchissant extrême au niveau de chaque base de pile.

- Pour cela, on a recours à la méthode des coordonnées généralisées. Le principe de la méthode consiste à assimiler la structure réelle à un modèle à un degré de liberté de vibration sismique.



- Les propriétés essentielles de la piles sont :
 - Sa raideur en flexion $EI(z)$.
 - Sa masse linéique $m(z)$.
 - Elle est soumise à un chargement vertical constant : M_f appliqué au sommet de la pile
 - M_f : poids propre du fléau + diverses surcharges de chantier.

HYPOTHESE DE CALCUL :

- On suppose que la pile est soumise à une excitation séismique du sol $V_g(t)$. La fonction de la déformé sera désignée par $\psi(z)$ et l'amplitude du mouvement sera fonction de la coordonnée généralisée $x(t)$.

D'où $\psi(z,t) = \psi(z) \times x(t)$ (fonction de la déformée de la pile)

Définitions :

- Nous désignons par :

$$M^* = \int_0^H m(z) \psi^2(z) dz + \sum m(z_i) \psi^2(z_i)$$

$$K^* = \int_0^H EI(z) \psi''^2(z) dz$$

$$W^* = \sqrt{\frac{K^*}{M^*}}$$

$$Z = \int_0^H m(z) \psi(z) dz + \sum m(z_i) \psi(z_i)$$

M^* : masse généralisée

K^* : rigidité généralisée

W^* : pulsation généralisée

Z : facteur de participation

$\Psi(z)$ fonction exprimant la déformée de la pile sous forme sinusoïdale tel que :

$$\psi(z) = 1 - \cos\left(\frac{\pi z}{H}\right)$$

$$\sum m(z_i) \psi(z_i) = M_f \psi(z_i)$$

S_a : spectre d'accélération,

Efforts engendrés :

Effort tranchant à la base Q_{\max} :

$$Q_{\max} = \frac{Z^* \delta_a}{M^*} \quad \text{et} \quad M_{\max} = Q_{\max} \cdot H_{\text{pile}}$$

élément de calcul :

$$m(z) = \gamma_b \cdot \delta_{\text{pile}} = 2.5 \times 6 = 15 \text{ t/ml de pile}$$

$$M_f = 664.73 + 709.39 = 1374.12 \text{ t (somme des efforts tranchants totaux à la tête de la pile)}$$

$$H_{\text{pile}} = 30.78 \text{ m}$$

- L'étude du séisme est faite dans le sens longitudinale et transversal.

VI.3.1. SEISME LONGITUDINAL :

$$\psi(z) = 1 - \cos\left(\frac{\pi z}{H}\right)$$

$$\psi^2(z) = 1 - 2\cos\left(\frac{\pi z}{H}\right) + \cos^2\left(\frac{\pi z}{H}\right)$$

$$\psi'(z) = \frac{\pi}{H} \sin\left(\frac{\pi z}{H}\right)$$

$$\psi''(z) = \frac{\pi^2}{H^2} \cos\left(\frac{\pi z}{H}\right)$$

$$\psi''^2(z) = \frac{\pi^4}{H^4} \cos^2\left(\frac{\pi z}{H}\right)$$

- Calcul de M^* :

$$M^* = \int_0^H m(z) \left(1 - 2\cos\left(\frac{\pi z}{H}\right) + \cos^2\left(\frac{\pi z}{H}\right)\right) dz + M_f \psi^2(H)$$

$$M^* = \int_0^H m(z) \left(1 - 2\frac{\pi z}{H} + \frac{1}{2} + \frac{\cos 2\pi z}{2H}\right) dz + M_f \psi^2(H)$$

$$M^* = m \left[\frac{3}{2} H \right] + M_f (1 - 2\cos\pi + \cos^2\pi)$$

$$M^* = \frac{3}{2} mH + 4M_f = \frac{3}{2} \times 30.78 + 4 \times 1374.12 = 6189.48 \text{ t} = 61894.8 \text{ KN}$$

- Calcul de K^* rigidité généralisée :

$$K^* = \int_0^H EI(z) \psi''^2(z) dz$$

$$K^* = EI(z) \int_0^H \frac{\pi^4}{H^4} \cos^2\left(\frac{\pi z}{H}\right) dz$$

$$K^* = \frac{1}{2} EJ(z) \frac{\pi^4}{H^3}$$

$$K^* = \frac{1}{2} \times 11.10^5 \sqrt{35} \times 7.932 \frac{\pi^4}{30.78^3} = 4.766816.10^4 \text{ t/m}$$

$$K^* = 476681.16 \text{ KN/m}$$

$$W^* = \left(\frac{K^*}{M^*} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{476681.16}{61894.8} \right)^{\frac{1}{2}} = 2.775 \text{ rd/s}$$

$$T^* = \frac{2\pi}{W^*} = 2.264 \text{ s} \quad \text{période généralisée}$$

$$S_d = 0.07$$

$$W_s = \sqrt{1 - \xi^2} W^* \quad (\xi = 10\% \text{ coefficient d'amortissement})$$

$$W_s = 2.761$$

$$S_a = W_s S_d = 0.194$$

- Calcul du facteur de participation :

$$Z = \int_0^H m(z) \psi(z) dz + \sum m_i \psi_i(z_i)$$

$$Z = m \int_0^H \left(1 - \cos\left(\frac{\pi z}{H}\right) \right) dz + M_f \psi(H)$$

$$Z = m \left[H - \frac{H}{\pi} \sin \frac{H\pi}{H} \right] + 2M_f = mH + 2M_f$$

$$Z = 15 \times 30.78 + 2 \times 1374.12 = 3209.94 \text{ t}$$

- Donc l'effort tranchant à la base est donné par :

$$Q_{\max} = \frac{Z^2 \delta_a}{M^*} = \frac{(3209.94)^2 \cdot 0.194}{6235.2} = 320.58 \text{ t}$$

$$M_{\max} = Q_{\max} \times H_p = 9867.45 \text{ t.m}$$

- L'effort normal à la base de la pile est donné par :

$$N = N_{\text{pile}} + N_{\text{tablier}} = 461.7 \text{ t} + 1374.12 \text{ t} = 1835.82 \text{ t}$$

- Donc l'effort tranchant :

$$Q_M = 320.58 \text{ t}$$

$$M_M = 9867.45 \text{ t.m}$$

VI.3.2. SEISME TRANSVERSAL :

- Les mêmes étapes de calcul sont suivies avec la différence ici, c'est que :

$$I(z) = 20.513 \text{ m}^4$$

- Et on aura :

$$Q_{\text{Max}} = 512.26 \text{ t}$$

$$M_{\text{Max}} = 15767.57 \text{ t.m}$$

- Donc on remarque que le séisme transversal est plus défavorable que le séisme longitudinal, donc dans les combinaisons d'actions on ne prendra en compte que les efforts dus au séisme transversal

VI.3.3. TABLEAU RECAPITULATIF POUR LES COMBINAISONS D' ACTIONS :

Combinaisons	M (t.m)	N (t)
$0.9 (G_{\text{max}} + G_{\text{min}}) + 1.25 Q_c$	3935.38	1290.06
$1.1 (G_{\text{max}} + G_{\text{min}}) + 1.25 Q_c$	4109.93	1552.83
$0.9 (G_{\text{max}} + G_{\text{min}}) + F_A + Q_c$	6156.34	1185.91
$1.1 (G_{\text{max}} + G_{\text{min}}) + F_A + Q_c$	6330.24	1448.68
$G_{\text{max}} + G_{\text{min}} + E + Q_c$	18629.7	1407.57

- Donc la section des piles du fléau sera dimensionnée avec les efforts suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{pile} = 18629.7 \text{ t.m} \\ N_{pile} = N_f + N_{pile} = 1869.27 \text{ t} \\ T_{pile} = 512.26 \text{ t} \end{array} \right.$$

Chapitre VII :

*Etude de la
précontrainte*

VII.1. INTRODUCTION :

Le mot précontrainte crée par Freyssinet signifie contrainte avant, c'est ce qu'énonçait : « précontrainte une construction c'est la soumettre avant application des charges à des forces additionnelles déterminant des contraintes telle que leur composition avec celles provenant des charges donnent en tous points des résultats inférieurs aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération »

La précontrainte nous permet donc d'exploiter les avantages du béton aux maximum et de limiter aussi ses inconvénients tel que (fissuration, corrosion des aciers, béton tendue inutile ...) et cela on le faisant travailler au maximum avec sa haute résistance à la compression et en limitant sa traction, elle permet aussi d'alléger les ouvrages tout en gardant leurs performances et leur portée.

VII.2. DETERMINATION DU MODE DE CALCUL :

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

VII.2.1. CABLE DE FLEAU :

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

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

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

VII.2.2. CABLE DE CONTINUITÉ :

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

- Soit relevés dans les âmes et ancrés dans les bossages ménagés dans la membrure supérieure.

- Soit filants dans la membrure inférieure et ancrés dans les bossages, certains câbles sont toute fois disposés au droit de la membrure supérieure afin d'assurer la sécurité à la rupture du tablier vis à vis des moments fléchissants négatifs dus aux surcharges d'exploitations.

VII.3. ETUDE DE LA PRECONTRAINTÉ DU FLEAU :

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

La décroissance de nombre de câbles nécessaires 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 importante car le nombre de fléaux doit être au moins égal dans chaque âme au nombre de voussoirs à précontrainte.

VIII.3.1. DETERMINATION DE LA PRECONTRAINTÉ DE FLEAU

Les câbles de fléau sont déterminés dans la phase de construction où les sollicitations sont maximales pour cela on ne tient compte que des éléments essentiels, c'est dans cet esprit que nous ne ferons intervenir à ce stade ni les moments hyperstatique de précontrainte ni la redistribution des efforts due au fluage du béton, ni les efforts dus à la température étant entendu que toutes ces actions ne sont nullement négligeables lorsqu'on étudie le câblage en détail.

Ses dernières créent des contraintes de traction dans les fibres supérieures et des contraintes de compression dans les fibres inférieures. Donc les câbles de précontrainte doivent reprendre la traction en exerçant une contrainte

$$\sigma_p = \frac{P}{B} + \frac{P_e y}{I} \quad \text{sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_p = \frac{P}{B} - \frac{P_e y}{I} \quad \text{sur la fibre inférieure}$$

- Donc pour reprendre la traction on doit avoir

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

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

$$\frac{P}{B} - \frac{P_0 V'}{I} - \frac{MV'}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible de compression.

$\bar{\sigma}_{bt}$: contrainte admissible de traction.

P : effort de précontrainte.

M : moment fléchissant.

V : distance du CDG de la section a la fibre supérieure.

\bar{V} : distance du CDG de la section a la fibre inférieure.

I : moment d'inertie longitudinale de la section.

e : distance de P au centre de gravite CDG.

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

- Aux stades de cette justification on aura :

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

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

$$P = \frac{\frac{MV}{I}}{\frac{1}{B} + \frac{eV}{I}}$$

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

- On utilisant les hypothèses des câbles équivalants, on supposera que ces derniers se repartissent en nappes et chaque nappe correspondant à un câble équivalent.

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

d : distance d'enrobage $d_1 = 1,5 \varnothing = 0,12 \text{ m}$ (\varnothing : diamètre de la gaine)

$d_2 = 1 + 1,5 \varnothing = 3 \varnothing = 0,24 \varnothing = 8 \text{ m}$

$d_3 = d_2 + 1,5 \varnothing = 4,5 \varnothing = 0,36$

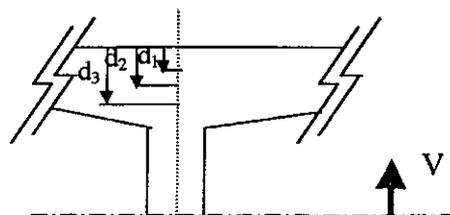
V : distance de la fibre supérieure au CDG

L'excentricité moyenne pour chaque nappe :

1^{ère} nappe : $e = v - d_1$

2^{ème} nappe : $e = v - d_2$

3^{ème} nappe : $e = v - d_3$



- Le nombre de câbles nécessaire sera :

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

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

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

P_0 : Précontraint utile pour un câble 12T15

- Tension a l'origine : $P_0 = 259,2 \frac{t}{m^2}$

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

- Section S_1 : $V_1 = 1,91 m$ $d_1 = 0,36 m$ $e_1 = V_1 - d_1 = 1,55 m$

$$S_1 = 9,93 \quad I_1 = 26 \quad M_1 = 10952,82$$

$$P = \frac{M_1 \times \frac{V_1}{I_1}}{\frac{1}{S_1} + e_1 \times \frac{V_1}{I_1}} = \frac{10952,82 \times \frac{1,91}{26}}{\frac{1}{9,93} + 1,55 \times \frac{1,91}{26}} = 3749,87$$

$$x \geq \frac{P}{0,8 P_0} = \frac{3749,87}{0,8 \times 259,2} = 18,08$$

Pour $x = 18,08$ le nombre retenu $n = 20$ câble

Remarques :

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

N° V	X (m)	D (m)	V (m)	E (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	M (t.m)	P (t)	$n_t = \frac{P}{0,8P_0}$	N Réal total	N/à chaque âme	Arrêtes
VSP	0	0,36	1,91	1,55	9,93	26	10952,82	3749,87	18,08	20	10	1
	3,5	0,36	1,78	1,42	9,51	22	9610,37	3533,69	17,04	18	9	
V ₁	8,5	0,24	1,48	1,24	8,58	14,47	6695,6	2813,43	13,57	14	7	2
V ₂	13,5	0,24	1,22	0,98	7,8	9,59	4363,43	2195,13	10,58	12	6	1
V ₃	18,5	0,24	1,03	0,79	7,18	6,54	2563,25	1530,9	7,38	8	4	2
V ₄	23,5	0,12	0,87	0,75	6,73	4,70	1254,26	807,78	3,89	4	2	2
V ₅	28,5	0,12	0,78	0,66	6,42	3,69	406,42	290,95	1,40	2	1	1
V ₆	33,5	0,12	0,74	0,62	6,29	3,27	0	0	0	0		1

Tableau donnant le nombre de câbles de demi fléau intermédiaire

N° V	X (m)	D (m)	V (m)	E (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	M (t,m)	P (t)	$n_k = \frac{P}{0,8P_0}$	n Réel total	N /a Chaque âme	Arrêtes
VSP	0	0,36	1,91	1,55	9,93	26	11370,36	3893,96	18,77	20	10	1
	6	0,36	1,62	1,26	9,04	17,9 4	8441,48	3396,96	16,38	18	9	
V ₁	11	0,24	1,35	1,11	8,19	11,8 9	5767,36	2639,06	12,72	14	7	1
V ₂	16	0,24	1,13	0,89	7,5	8,01	3650,57	1889,26	9,11	12	6	2
V ₃	21	0,24	0,95	0,71	6,96	5,6	2045,71	1313,92	6,33	8	4	
V ₄	26	0,12	0,82	0,70	6,58	4,19	917,46	621,35	2,99	4	2	1
V ₅	31	0,12	0,76	0,64	6,35	3,45	240,6	170,57	0,82	2	1	1
V ₆	36	0,12	0,73	0,61	6,27	3,23	0	0				

Tableau donnant le nombre câbles de demi- fléau de rive.

VII.3.2. TRACE DES CABLES DE FLEAU :

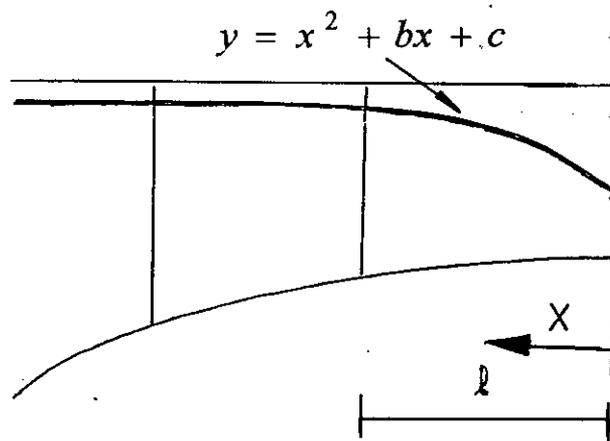
- Les câbles de fléau accrochent tous les voussoirs d'un fléau. Ils passent dans les goussets supérieurs de la coupe transversale.

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

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

VII.3.2.1. ETUDE DU TRACEE DES CABLES EN ELEVATION :

- Le tracé des câbles devra s'inspirer des principes suivants :
- On évitera au maximum les croisements des câbles en particulier dans les âmes.
- Les câbles suivront un trajet rectiligne jusqu'au début du dernier voussoir ou ils subissent une déviation parabolique d'équation générale :



- En respectent les conditions aux limites :

$$y = d_0 + (d_1 + d_e) \left(\frac{x}{\ell} \right)^2$$

d_1 : distance du point d'ancrage.

d_0 : distance du câble à la fibre supérieure.

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

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

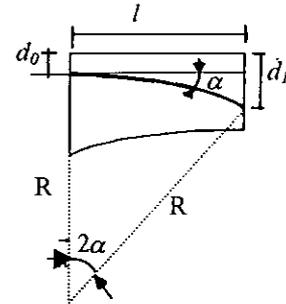
$$R_c = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)} \geq R_{\min}$$

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

- La déviation verticale d'un câble n est :

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

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



Exemple de calcul : Etude de câble N° : 4

- La variation de courbure se fait sur un seul voussoir

Pour le câble N° = 4

$$d_0 = 0,24$$

$$d_1 = 1,46$$

$$x_0 = 5,00m \quad R(x) = \frac{x_0^2}{2(d - d_0)}$$

$$l = 5,00m$$

$$R_c(5) = \frac{(5)^2}{2(1,46 - 0,24)} = 10,68m > R_{\min} = 6m$$

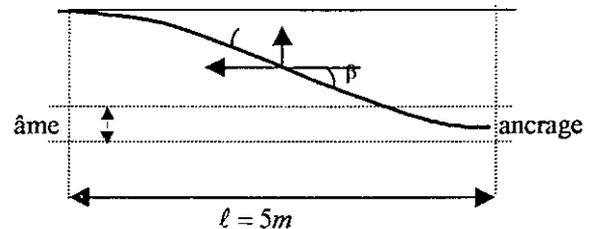
$$\alpha = \operatorname{Artg} \left(2(d_1 - d_0) \frac{x_0}{l^2} \right) = \operatorname{Artg} \left(2(1,46 - 0,24) \frac{5}{(5)^2} \right) = 0,454rd$$

VII.3.2.2. ETUDE DU TRACE DES CABLES EN PLAN :

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

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

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



- L'équation de la parabole est :

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

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

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

la variation de courbure se fait sur un seul voussoir

$$\ell = 5m \quad z_0 = 0 \quad z_1 = -0,145 \quad x_0 = 5m$$

$$R(x_0) = \frac{(5)^2}{2(0,145 - 0)} = 86,20m$$

$$\beta_1 = \text{Arctg} \frac{2(0,145 - 0)}{5} = 0,0579 \text{ rd} \approx 0,058 \text{ rd}$$

N° V	N _s ° C	L (m)	d ₀ (m)	d ₁ (m)	R _{cn} (m)	α_n^{rd}	Z _{0n} (m)	Z _{1n} (m)	R _{pn} (m)	B _m (rd)
V ₁	1	5	0,36	2,4	6,12	0,684	0	-0,145	-86,2	-0,058
	2	5	0,36	1,98	7,71	0,574	0	0	00,00	0,000
	3	5	0,36	1,56	10,41	0,447	0	0,145	86,20	0,058
V ₂	4	5	0,24	1,46	10,68	0,454	0	-0,0725	-172,41	-0,029
V ₃	5	5	0,24	1,24	12,5	0,380	0	0,2175	57,47	0,086
	6	5	0,24	0,82	21,55	0,228	0	-0,2175	-57,47	-0,086
V ₄	7	5	0,24	1,08	14,88	0,324	0	0,0725	172,41	0,029
	8	5	0,12	0,66	23,15	0,212	0	0	00,00	0,000
V ₅	9	5	0,12	1,045	13,51	0,354	0	0,145	86,2	0,058
V ₆	10	5	0,12	1,00	14,20	0,338	0	-0,145	-86,2	-0,058

**Allure des câbles en plan et en élévation
(Demi-fléau intermédiaire)**

N° V	N _s ° C	L (m)	d ₀ (m)	d ₁ (m)	R _{cn} (m)	α_n^{rd}	Z _{0n} (m)	Z _{1n} (m)	R _{pn} (m)	B _m (rd)
V ₁	1	5	0,36	2,4	6,12	0,684	0	0,145	86,20	0,058
	2	5	0,36	1,98	7,71	0,574	0	00,00	00,00	0,000
	3	5	0,36	1,56	10,41	0,447	0	-0,145	-86,20	-0,058
V ₂	4	5	0,24	1,37	11,06	0,424	0	0,0725	172,41	0,029
V ₃	5	5	0,24	1,16	13,58	0,352	0	-0,2175	-57,47	-0,086
	6	5	0,24	0,74	25	0,197	0	0,2175	57,47	0,086
V ₄	7	5	0,24	1,03	15,82	0,306	0	-0,0725	-172,41	-0,029
	8	5	0,12	0,41	13,10	0,115	0	0,00	00,00	0,000
V ₅	9	5	0,12	1,025	13,81	0,347	0	-0,145	-86,20	-0,058
V ₆	10	5	0,12	1,005	14,2	0,338	0	0,145	86,20	0,058

Allure des câbles en plan et en élévation

(demi-fléau de rive)

VII.4. PRECONTRAINTE DE CONTINUITÉ :

- La phase de construction du fléau étant achevée, on passe à celle qui consiste à réaliser le clavage et la mise en tension des câbles de continuité.
- La précontrainte de continuité sera évaluée en fonction des efforts suivants :
 - Poids propre évalué en fonction de la cinématique de construction.
 - La superstructure supposée coulée en une seule phase.
 - Les surcharges avec combinaisons du gradient thermique de 6°C.
 - Moment hyperstatique de précontrainte.

VII.4.1 : Les surcharges :

- Le pont est projeté selon le fascicule 61 titre II (surcharge A(L), MC120) et additionnellement pour le convoi exceptionnel D240.
- Les surcharges militaires prises en compte constituent un ou plusieurs véhicules types du système MC120 prenant en compte les coefficients de majoration.
- Notons que pour ce type d'ouvrage, il s'avère que la surcharge B_C n'est pas prise en compte dans le dimensionnement car son influence est très limitée.

VII.4.2 : COMBINAISON DES EFFORTS :

- On doit considérer 4 combinaisons de cas de charge réglementaires :
 - $S_1 + SS + SURCHARGES + GRADIENT THERMIQUE 6^\circ C$
 - $S_1 + SS + GRADIENT THERMIQUE 12^\circ C$
 - $(S_1 + S_2)/2 + SS + SURCHARGES + GRADIENT THERMIQUE 6^\circ C$
 - $(S_1 + S_2)/2 + SS + GRADIENT THERMIQUE 12^\circ C$
- Dont :
 - S_1 : sollicitation élastique due au poids propre dans l'ouvrage construit par phase.
 - S_2 : sollicitation élastique due au poids propre dans l'ouvrage supposé coulé sur cintre en une seule phase.
 - SS : Sollicitation due à la superstructure.
- Mais : l'adaptation du B.P.E (réglementation actuelle) considère que :
 - La surcharge A(L) pondérée par 1,1 pour les combinaisons rares et 0,72 pour la fréquente.
 - Dans les combinaisons rares les charges routières normales A(L) sont pondérées par 1,2 et les charges des trottoirs par 1.

Combinaison

$$\text{RARES} \left\{ \begin{array}{l} S_1 + SS + \text{SURCHARGES} + \text{GRADIEN} \text{ } 6^\circ\text{c} \\ S_1 + SS + \text{GRADIEN THERMIQUE } 12^\circ\text{c} \\ (S_1 + S_2)/2 + SS + \text{SURCHARGES} + \text{GRADIEN} \text{ } 6^\circ\text{c} \\ (S_1 + S_2)/2 + SS + \text{GRADIEN} \text{ } 12^\circ\text{c} \end{array} \right.$$

$$\text{FREQUENTES} \left\{ \begin{array}{l} S_1 + SS + 0,72 \text{ A(L)} \\ (S_1 + S_2)/2 + SS + 0,72 \text{ A(L)} \end{array} \right.$$

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

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

Surcharge	Mappui -t.m-	Mclé -t.m-
Charge routière normale A(L)	-3333,96	1098,17
Surcharge trottoirs	-321,75	82,71
Surcharge MC120	-1172	710,15
Convoi D240	-1922,4	1205,5

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

Cas de charge	M (appui) (t.m)	M (clé) (t.m)
Poids propre S ₁	-11416	444,86
Poids propre S ₂	-12458,48	2010,67
Poids propre après fluage (S ₁ +S ₂ /2)	-11937,24	1227,76
Fluage $M_{Fl} = \frac{I_0 \sigma^*}{V_i}$	/	381,94
Super structure	-2007,41	513,1
Charge routière A(L)	-3333,96	1098,17
Surcharge trottoir	-321,75	82,71
Gradient thermique 6°C	480,72	480,72
Gradient thermique 12°C	961,42	961,42

• Combinaison des charges :

COMBINAISON		Mappui -t,m-	Mclé -t,m-
COMBINAISON RARES	S ₁ +SS+surcharge(1,2 A(L)+trot)+gradient 6°C	-17265,2	2839,2
	S ₁ +SS+gradient 12°C	-12462	1918,32
	(S ₁ +S ₂ /2)+SS+surcharge(1,2 A(L)+trot)+G 12°C	-17786,43	3622,1
	(S ₁ +S ₂ /2)+SS+gradient 12°C	-12983,41	2702,28
COMBINAISON FREQUENTES	S ₁ +0,72 A(L)+trot	-14138,20	1318,25
	(S ₁ +S ₂ /2)+0,72 A(L)+trot	-14659,44	2101,15

VII.4.3 DETERMINATION DE LA PRECONTRAINTE :

Moments extrêmes :

- Le tableau suivant récapitule les moments extrêmes :

Section	Appui	Clé
$M_{\min}(t,m)$	-17265,2	1918,32
$M_{\max}(t,m)$	-12462	3622,1

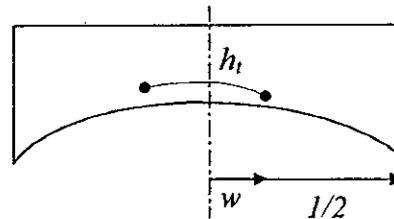
- Après la détermination des moments fléchissants dans les sections critiques, c'est à dire les sections sur appuis et les sections de clé de travée.

- Or ces sollicitations contiennent des efforts hyperstatiques de précontrainte, qui ne sont pas encore connus puisqu'ils dépendent de l'effort que l'on doit déterminer. Il convient donc de procéder à des estimations aussi représentatives que possible. Il faut prendre en compte deux effets hyperstatiques des câbles de précontrainte.

V.4.3.1 . CABLE DE CONTINUTE :

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

$$W' = \frac{P}{EI_*} \cdot \frac{W}{\sqrt{1 + \frac{\Delta h}{ht} \left(\frac{2w}{L}\right)^2}}$$



On déduit :

$$M = 1,1 ph \frac{\left(\frac{2w}{L}\right)}{\sqrt{1 + 2,2/2 \left(\frac{2w}{L}\right)^2}}$$

$2w/L$	0,4	0,42	0,45
M/ph_t	0,405	0,42	0,447

On adopte en première approximation :

$$M_c = 0,42 P h_t$$

VII.4.3.2 . CABLE DE FLEAU :

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

- Mais les déformations différées du béton sous l'effet des câbles de fleau ont lieu dans une structure hyperstatique dues au câble de fleau et au fluage. En appliquant la règle forfaitaire du fluage $\frac{1}{2}(S_1+S_2)$, on ne peut prendre en compte que la moitié de ce moment hyperstatique, on admet de prendre en deuxième approximation

$$M_F = 1/2(-0,05 P_a h_a) = -0,025 P_a h_a$$

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

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

$$\mu = 0,42 P_i h_i - 0,025 P_a h_a$$

$$\mu = 0,84 P_i - 0,105 P_a$$

VII.4.4. CALCUL DE L'EFFORT DE PRECONTRAINTE**VII.4.4.1. TRAVÉE CENTRALE :**

$$\text{En travée : } P_i = \frac{M_{\max} + \mu}{K'_i}$$

$$\text{Sur appui : } P_a = -\left(\frac{M_{\min} + \mu}{K_i}\right)$$

$$K_a = v + \rho v' - d$$

$$\text{Avec : } K'_i = v' + \rho v - d'$$

- Les caractéristiques de la section clé sont :

$$v=0,73 \text{ m} / v' = 1,27 \text{ m} \quad \rho = 0,55$$

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

- Les caractéristiques de la section appui sont :

$$v = 1,91m / 2,29m$$

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

$$\begin{aligned} K'_t &= 1,541 \\ \text{D'où : } K_a &= 3,084 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} 0,105 P_a + 0,701 P_t &= 3622,1 \\ 2,979 P_a + 0,084 P_t &= 17265,2 \end{aligned}$$

$$\text{d'où } P_a = 4530\text{ t} \quad P_t = 4488,5\text{ t}$$

- *Le nombre de câbles en travée est :*

$$N = \frac{P_t}{P_0} = \frac{4488,5}{207,36} = 21,64$$

On prend $N = 22$ câbles.

$$P_t = 22 * P_0 = 22 * 207,36 = 4561,92\text{ t}$$

- *Le nombre de câbles en appui est :*

$$N = \frac{P_a}{P_0} = \frac{4530}{207,36} = 21,84$$

On prend $N = 22$ câbles.

$$P_a = 22 * P_0 = 22 * 207,36 = 4561,92\text{ t}$$

$$\text{Donc : } \mu = 0,84 \quad P_t - 0,105 P_a = 3353\text{ t.m}$$

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

X(m)	M(t,m)	ρ	V(m)	$v' - d'$ (m)	K'_i (m)	$p = \frac{M + \mu}{K'_i}$ (tonnes)	N=P/P ₀	N REEL
35,5	3622,1	0,55	0,73	1,14	1,541	4526,34	21,82	22
33,5	3551,52	0,55	0,734	1,143	1,546	4466,05	21,53	22
28,5	2826,08	0,56	0,78	1,183	1,612	3833,8	18,48	20
23,5	1384,32	0,57	0,877	1,267	1,767	2681	12,93	14
18,5	-926,37	0,58	1,025	1,395	1,989	1220	5,88	6
13,5	-2185,25	0,58	1,22	1,567	2,274	513,52	2,47	4
8,5	-4645	0,59	1,48	1,763	2,55	-491,62	0	0

VII.4.4.2. TRAVÉE DE RIVE :

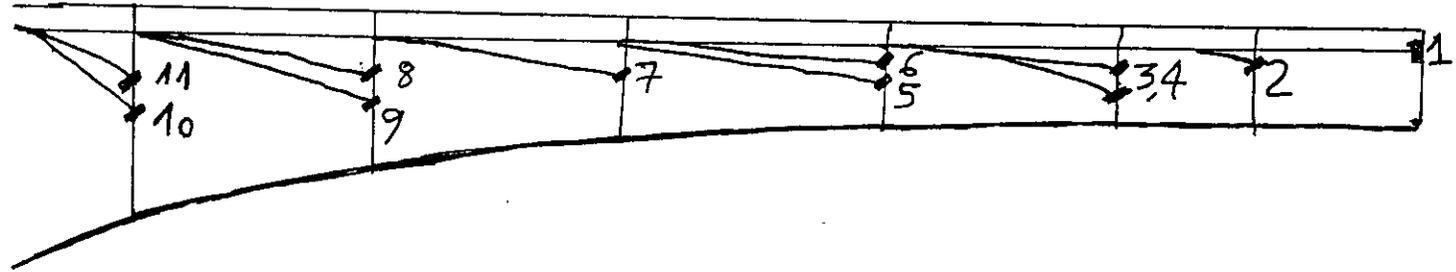
Les mêmes étapes de calcul effectuées pour la travée centrale seront effectuée, et on aura les résultats dans les tableaux suivants :

Tableau 1 :

X(m)	M(t,m)	ρ	V'(m)	v-d (m)	K'_a (m)	$p = \frac{M + \mu}{K'_a}$ (tonnes)	N=P/P ₀	N REEL
42	-17265,2	0,6	2,29	1,71	3,084	4478,66	21,2	22
36	-10851,85	0,6	2,04	1,423	2,647	2832,96	13,66	14
31	-7318,17	0,59	1,806	1,149+	2,215	1790,15	8,63	10
26	-4549	0,59	1,613	0,926	1,878	636,83	3,07	4
21	-2881,2	0,58	1,463	0,753	1,602	-294,5	0	0

Tableau2 :

X(m)	M(t,m)	ρ	V(m)	$v'-d'$ (m)	K'_i (m)	$P = \frac{M + \mu}{K'_i}$ (tonnes)	N=P/P ₀	N REEL
0	0	0,55	0,73	1,14	1,541	2175,86	10,49	12
3	1337,04	0,55	0,73	1,14	1,541	3043,5	14,67	16
6	1980,36	0,55	0,73	1,14	1,541	3460,97	16,69	18
11	2465,43	0,56	0,755	1,161	1,584	3673,25	17,71	18
16	2149,18	0,56	0,83	1,225	1,67	3294,71	15,88	16
21	996,24	0,57	0,953	1,333	1,877	2317,13	11,18	12
26	-1062,69	0,57	1,126	1,483	2,125	1077,78	5,19	6
31	-3616,42	0,58	1,35	1,676	2,459	-107,13	0	0



ALLURE des cables fleau en elevation

Chapitre VIII :

*Les pertes
de précontrainte*

INTRODUCTION :

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables et l'on constate même une perte de l'ordre de 20% à 30% de la précontrainte initiale.

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

- Calcul phase par phase, nous évaluons ainsi le déficit de tension dans les deux sections extrêmes de chaque voussoir relatif à chaque avancé.
- Le principe du câblage :

L'origine d'un déficit de précontrainte est essentiellement due 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 courbures.

- 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 forfaitaires, d'où la nécessité éventuelle de renforcer ultérieurement la précontrainte de continuité nous distinguons les pertes instantanées et les pertes différées.

VIII.1. PERTES INSTANTANÉES :

Elles se produisent au moment de la mise en tension des câbles et on distingue :

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

VIII.1.1. PERTE PAR FROTTEMENT :

- Les pertes par frottement sont provoquées par le frottement de l'acier des câbles sur la gaine lors de leur mise en tension.

- En effet, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, car dans la partie linéaire le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines.

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

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

avec f : coefficient de frottement compris entre 0,15 et 0,24 rd^{-1}

$$\text{On prendra. } f = 0,19 \times rd^{-1}$$

φ : coefficient de perte en ligne déviation parasite. $\varphi = 0,002 m^{-1}$

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

- Remarque :

- Durant la phase de construction, le câble presente des déviations angulaires α En plan et β en élévation donc la variation θ totale est la somme des deux déviations $\theta = \alpha + \beta$ mais cela n'est valable que lorsque les déviations ne se succèdent pas, par contre si ces déviations se produisent simultanément, θ est légèrement inférieur a la somme des deux déviations et qu'on pourra la déterminer par la formule :

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

$$\text{En terme de contrainte} \quad \sigma_p(x) = \sigma_{p_0} e^{-(f\theta + \varphi x)}$$

Exemple sur les pertes par frottement :

-Etude du câble n°4 : (demi fléau intermédiaire)

Le câble n°4 est ancré dans la section 3 (section a l'origine)

$$\bullet \quad \text{section « 0 »} \quad x = 13,5 \quad \left. \begin{array}{l} \alpha_0 = 0 \\ \beta_0 = 0 \end{array} \right\} \theta_0 = 0 \quad rd \quad \left. \begin{array}{l} \alpha_3 = 0,454 \\ \beta_3 = 0,029 \end{array} \right\} \\ \theta_3 = 0,454 \quad rd$$

La divination totale entre la section «3 »et la section «0 » est :

$$\theta(0) = |\theta_3 - \theta_0| = 0,454 \quad rd$$

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

$$\sigma(0) = 1488 \quad e^{-(0,19 \times 0,454 + 0,002 \times 13,5)} = 1328.662 \text{ MP}_a$$

-Donc la perte par flottement :

$$\Delta\sigma_f(0) = 1488 - \sigma(0) = 159,662 \text{ MP}_a$$

$$\bullet \text{ Section « 1 » } \quad x = 10m \quad \left. \begin{array}{l} \alpha_1 = 0 \\ \beta_1 = 0 \end{array} \right\} \theta_1 = 0 \text{ rd} \quad \left. \begin{array}{l} \alpha_3 = 0,454 \\ \beta_3 = -0,029 \end{array} \right\} \theta_3 = 0,0454 \text{ rd}$$

La déviation totale est : $\theta_1(1) = |\theta_1 - \theta_3| = 0,454 \text{ rd}$

$$\sigma(1) = 1488 e^{-(0,19 \times 0,454 + 0,002 \times 10)} = 1337,996 \text{ MP}_a$$

Donc la perte par frottement : $\Delta\sigma_f(1) = 150,004 \text{ MP}_a$

$$\bullet \text{ Section « 2 » } \quad x = 5m \quad \left. \begin{array}{l} \alpha_2 = 0 \\ \beta_2 = 0 \end{array} \right\} \theta_2 = 0 \text{ rd} \quad \left. \begin{array}{l} \alpha_3 = 0,454 \\ \beta_3 = -0,029 \end{array} \right\} \theta_3 = 0,0454 \text{ rd}$$

$$\theta_1(2) = |\theta_3 - \theta_2| = 0,454$$

$$\sigma(2) = 1552,441 \text{ MP}_a$$

$$\Delta\sigma_f(2) = 136,557 \text{ MP}_a$$

Pour les autres câbles, le calcul est analogue à l'exemple précédent et on obtiendra les résultats qui figurent dans les tableaux prochains.

VIII.1.2. PERTES PAR RECUL D'ANCRAGE :

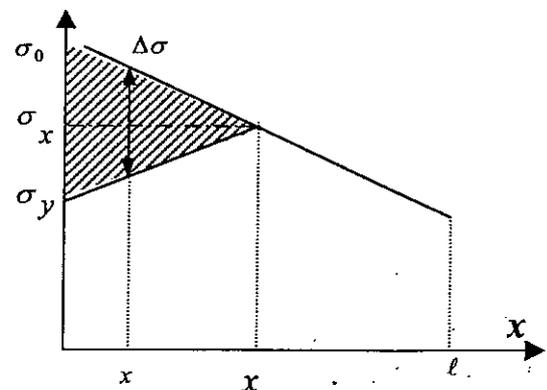
-Ces pertes correspondent à un glissement des torons ou fils dans les clavettes et des clavettes dans les plaques d'ancrage lors de la mise en tension du vérin et des blocages des clavettes.

ℓ : 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 σ_x

σ_0 : contrainte initiale.

g : l'intensité du recul d'ancrage



Action de glissement à l'ancrage sur la contrainte de l'acier

$$g = 5\text{mm} = \frac{1}{E_a} \int_0^x \Delta\sigma \, dx$$

-L'intégral représente l'aire de triangle hachure compris entre les diagrammes des tensions avant et après ancrage du câble.

$$\text{D'où : } \Delta\sigma = \sigma_x - \sigma_0 = 2x\sigma_0 \left(F \frac{\theta}{\ell} + \varphi \right)$$

$$\text{Après l'intégral : } g = \frac{1}{E_a} \sigma_0 \left(F \frac{\theta}{\ell} + \varphi \right) x^2$$

$$\Rightarrow x = \sqrt{\frac{g E_a}{\left(F \frac{\theta}{\ell} + \varphi \right) x^2}}$$

Mais on utilise la formule la plus exacte

$$\Rightarrow x = \sqrt{\frac{g E_a \ell}{\sigma_{P_0} - \sigma_{P_0}(\ell)}}$$

avec :

E_a : module d'élasticité des aciers ($E_a = 1,9 \times 10^5 \text{ MP}_a$)

ℓ : longueur horizontale du câble

g : intensité du recul d'ancrage = 5 mm.

$\sigma_{P_0} = 1488 \text{ MP}_a$:

Exemple sur les pertes par recul d'ancrage :

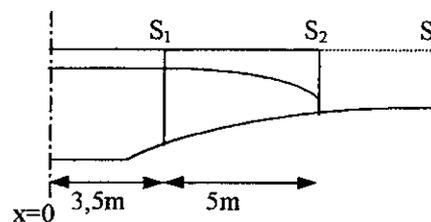
Etude du câble N° 1 (cote demi fléau intermédiaire)

Section 2 : $\ell = 8,5\text{m}$

$$x = \sqrt{\frac{g \cdot E_p \cdot \ell}{\sigma_{P_0} - \sigma_{P_0}(\ell)}}$$

$$x = \sqrt{\frac{5 \times 10^{-3} \times 1,9 \times 10^5 \times 8,5}{1488 - 1284,145}}$$

$$x = 6,29\text{m} < \ell = 8,50$$



-Le câble est tiré de 2 côtés côté demi fléau intermédiaire et côté de demi fléau de rive.

Donc on travaille sur « ℓ » en raison de non symétrie par rapport à l'axe de la pile

$$\sigma_p(x) = \sigma_p(6,29) = 1469,398 \text{ MP}_a$$

$$\Delta\sigma_p = 18,601 \text{ MP}_a$$

La tension après perte par recul d'ancrage est donnée par :

$$\sigma_p(x) = \sigma_p(x) e^{-(f\theta + \phi(X-x))}$$

$$\sigma_p(x) = 1469,398 e^{-(0,19 \cdot 0,686 + 0,002 \cdot (6,29 - 0))}$$

Section (2)

$$= 1273,453 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_p(x) = 1469,398 e^{-(0,19 \cdot 0,689 + 0,002 \cdot (6,29 - 5))}$$

Section (1)

$$= 1285,518 \text{ MP}_a$$

-Remarque : Le recul d'ancrage ne se fera pas dans les sections $x > X$

on procédera de la même manière que l'exemple et obtiendra les résultats suivants :

N°câble \ SF	SF						
	1	2	3	4	5	6	7
1	194,834	203,855					
2	163,020	176,235					
3	135,529	144,963					
4	136,557	150,004	159,337				
5	119,763	133,377	146,856	156,211			
6	81,276	95,274	109,132	118,750			
7	103,023	116,804	130,448	143,956	153,331		
8	72,966	87,046	100,986	114,787	124,366		
9	111,679	125,374	138,932	152,356	165,646	174,869	
10	107,489	121,225	134,825	148,289	161,620	174,818	183,977

Perte par frottement (demi fléau intermédiaire)

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{P_0} - \sigma_f(x) \quad MP_a$$

N°câble \ SF	SF						
	1	2	3	4	5	6	7
1	194,834	210,259					
2	167,020	182,778					
3	135,529	151,661					
4	129,089	142,610	158,659				
5	110,726	126,410	139,958	156,038			
6	73,773	87,845	101,776	118,312			
7	96,279	112,107	125,797	139,351	155,438		
8	46,646	60,987	75,186	89,244	105,929		
9	109,848	123,560	137,137	150,578	163,886	179,681	
10	107,489	121,225	134,825	148,289	161,620	174,818	190,481

Perte par frottement (demi fléau de rive)

$$\Delta\sigma_f = \sigma_{P_0} - \sigma_f(x) \quad MP_a$$

N° V	N° C	$\ell(m)$	$X = \sqrt{\frac{g^* E_a^* \ell}{\sigma_{0P} - \sigma_{0P}(\ell)}}$	$ \theta(x) - \theta_0 $	$\sigma_P(x)(MP_a)$	$\Delta\sigma_P(MP_a)$
V ₁	1	8,5	6,29	0,686	1469,398	18,601
	2	8,5	6,77	0,574	1467,966	20,034
	3	8,5	7,46	0,45	1465,953	22,047
V ₂	4	13,5	8,97	0,454	1461,543	26,457
V ₃	5	18,5	10,60	0,386	1456,766	31,234
	6	18,5	12,16	0,243	1452,232	35,767
V ₄	7	23,5	12,06	0,325	1452,519	35,480
	8	23,5	13,39	0,212	1448,656	39,343
V ₅	9	28,5	12,44	0,358	1454,426	36,574
V ₆	10	33,5	13,15	0,342	1449,369	38,631

Recueil d'ancrage pour les câbles de demi fléau intermédiaire

N° V	N° C	$\ell(m)$	$X = \sqrt{\frac{g^* E_a^* \ell}{\sigma_{0P} - \sigma_{0P}(\ell)}}$	$ \theta(x) - \theta_0 $	$\sigma_P(x)(MP_a)$	$\Delta\sigma_P(MP_a)$
V ₁	1	11	7,05	0,686	1467,166	20,833
	2	11	7,56	0,574	1465,67	22,330
	3	11	8,30	0,450	1463,50	24,500
V ₂	4	16	9,78	0,425	1459,154	28,846
V ₃	5	21	11,30	0,362	1454,727	33,272
	6	21	12,98	0,215	1449,852	38,147
V ₄	7	26	12,60	0,307	1450,95	37,045
	8	26	15,27	0,115	1443,243	44,756
V ₅	9	31	12,80	0,351	1450,383	37,617
V ₆	10	36	13,40	0,342	1448,52	39,348

Recueil d'ancrage pour les câbles de demi fléau de rive

SF N°câble	1	2	3	4	5	6	7
1	1285,518	1273,453					
2	1311,350	1298,302					
3	1338,895	1325,573					
4	000,000	1329,746	1316,516				
5	000,000	1455,018	1338,673	1325,150			
6	000,000	1380,729	1366,990	1353,383			
7	000,000	000,000	1359,656	1346,393	1332,996		
8	000,000	000,000	1382,061	1368,309	1354,674		
9	000,000	000,000	000,000	1348,841	1334,420	1322,133	
10	000,000	000,000	000,000	000,000	1349,060	1335,636	1322,347

Pertes dues au tension après au recul d'ancrage (demi fléau intermédiaire)

SF N°câble	1	2	3	4	5	6	7
1	1282,322	1269,563					
2	1307,206	1294,199					
3	1334,385	1321,107					
4	000,000	1332,699	1319,438				
5	000,000	1354,508	1341,030	1327,686			
6	000,000	1383,548	1369,781	1356,152			
7	000,000	000,000	1361,638	1348,089	1334,676		
8	000,000	000,000	1397,245	1383,324	1369,578		
9	000,000	000,000	000,000	1348,667	1335,249	1321,963	
10	000,000	000,000	000,000	000,000	1347,718	1334,309	1321,032

Pertes dues au tension après au recul d'ancrage (demi fléau de rive)

VII.1.3. PERTE PAR RACCOURCISSEMENT DU BETON :

-La construction par encorbellement se distingue par la non simultanée de la mise en tension des câbles traversant ainsi des section d'âges différents et donc des modules d'élasticité différents on cours du temps.

Pour cela on envisage :

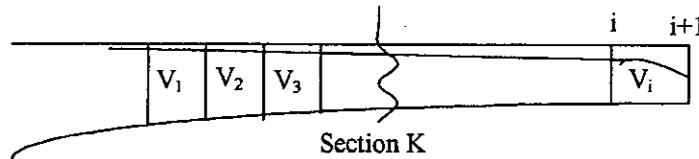
- Perte de tension dans les câbles par raccourcissement instantané du béton.

- Son influence sur chaque câble tiré au paravent et ce dans chaque section.

- Un premier câble 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 tirer un second câble le premier étant déjà bloqué dans son ancrage, il se crée un nouveau raccourcissement du béton qui entraîne une perte de tension dans le premier câble.

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



$$\Delta\sigma_{bp} = \frac{\Delta M}{I} e_p + \Delta P \cos \alpha \left(\frac{1}{S} + \frac{e_p^2}{I} \right)$$

avec :

ΔM : augmentation du moment d'exécution des voussoirs (i).

ΔP : augmentation de la force de précontrainte.

e_p : excentricité du câble.

α : angle en élévation est :

$$\Delta P = (\sigma_{P_0} - \Delta\sigma_f - \Delta\sigma_r - \Delta\sigma_i) A_p$$

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

$\Delta\sigma_r$: perte due au recul d'ancrage.

$\Delta\sigma_i$: perte due au déformation instantanée du béton.

σ_{P_0} : tension à l'origine.

A_p : section d'un câble.

Raccourcissement du béton :

$$\varepsilon_b = \frac{\Delta \ell_b}{\ell_b} = \frac{\Delta \sigma_{pb}}{E_{bj}}$$

Raccourcissement du câble :

$$\varepsilon_p = \frac{\Delta \ell_p}{\ell_p} = \frac{\Delta \sigma_i}{E_p}$$

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

$$\Delta \ell_b = \Delta \ell_p \Rightarrow \ell_p \frac{\Delta \sigma_i}{E_p} = \ell_b \frac{\Delta \sigma_{pb}}{E_{bj}}$$

$$\Delta \sigma_i = \frac{\frac{\Delta M}{I} e_p + (\sigma_{P_0} - \Delta \sigma_f - \Delta \sigma_r) A_p \left(\frac{1}{S} + \frac{e_p^2}{I} \right) \cos \alpha}{\frac{E_{bi}}{E_p} + A_p \left(\frac{1}{S} + \frac{e_p^2}{I} \right)}$$

-Les tableaux suivants nous donnent les différents paramètres de calculs des pertes par raccourcissement du béton :

N°C \ N°SF	1	2	3	4	5	6	7
1	4	4					
2	4	4					
3	4	4					
4	11	11	4				
5	18	18	11	4			
6	18	18	11	4			
7	25	25	18	11	4		
8	25	25	18	11	4		
9	32	32	25	18	11	4	
39		39	32	25	18	11	4

Age de béton à la mise en tension (jours)

Valeur de

$$F_{cj}; \quad (F_{cj} = 0,685 * F_{c28} \log(j+1)) \quad \text{si } j < 28 \quad F_{cj} = 35 \quad \text{si } j \geq 28$$

N°SF N°C	1	2	3	4	5	6	7
1	16,757	16,757					
2	16,757	16,757					
3	16,757	16,757					
4	25,873	25,873	16,757				
5	30,658	30,658	25,873	16,757			
6	30,658	30,658	25,873	16,757			
7	33,923	33,923	30,658	25,873	16,757		
8	33,923	33,923	33,923	25,873	16,757		
9	35	35	33,923	30,658	25,873	16,757	
10	35	35	35	33,923	30,658	25,873	16,757

N°SF \ N°C	1	2	3	4	5	6	7
1	28149,136	28149,136					
2	28149,136	28149,136					
3	28149,136	28149,136					
4	32534,466	32534,466	28149,136				
5	34427,687	34427,687	32534,466	28149,136			
6	34427,687	34427,687	32534,466	28149,136			
7	35609,153	35609,153	34427,687	32534,466	28149,136		
8	35609,153	35609,153	34427,687	32534,466	28149,136		
9	35984,729	35984,729	35609,153	34427,687	32534,466	28149,136	
10	35984,729	35984,729	35984,729	35609,153	34427,687	32534,466	28149,136

Valeur de $E_{b,y}$ ($E_{b,y} = 110003\sqrt{F_{Gj}}$)

N°SF \ N°C	1	2	3	4	5	6	7
1	0,62	0,92					
2	0,20	0,5					
3	0,22	0,08					
4	0,32	0,02	0,24				
5	0,54	0,24	0,02	0,21			
6	0,96	0,66	0,40	0,21			
7	0,70	0,40	0,14	0,25	0,21		
8	1,11	0,82	0,56	0,37	0,21		
9	0,735	0,435	0,175	0,015	0,175	0,265	
10	0,78	0,48	0,22	0,03	0,13	0,220	0,260

e_p : distance entre le centre de gravite de la section (SF) et le câble (N) (demi fléau intermédiaire)

N°SF N°C	1	2	3	4	5	6	7
1	0,78	1,05					
2	0,36	0,63					
3	0,06	0,21					
4	0,16	0,11	0,33				
5	0,46	0,19	0,03	0,21			
6	0,88	0,61	0,39	0,21			
7	0,59	0,32	0,1	0,08	0,21		
8	1,21	0,94	0,72	0,54	0,21		
9	0,595	0,325	0,105	0,075	0,205	0,285	
10	0,62	0,35	0,13	0,05	0,18	0,24	0,26

e_p distance entre le centre de gravite de la section (SF) et le câble (N)(demi fléau de rive)

N°SF N°C	1	2	3	4	5	6	7
1	1,95	1,70					
2	1,86	1,78					
3	1,73	1,88					
4	1,49	1,44	1,80				
5	1,62	1,73	1,80	2,07			
6	1,66	1,68	1,89	2,28			
7	1,59	1,72	1,80	1,95	2,32		
8	1,62	1,76	1,82	2,03	2,43		
9	1,58	1,72	1,85	1,85	2,02	2,36	
10	1,59	1,72	1,86	1,98	1,84	2,09	2,39

Perte par raccourcissement du béton (MP_a) (un cote demi fléau intermédiaire)

N°SF N°C	1	2	3	4	5	6	7
1	1,63	1,73					
2	1,89	1,83					
3	1,75	1,94					
4	1,51	1,45	1,82				
5	1,65	1,75	1,82	2,17			
6	1,65	1,71	1,93	2,33			
7	1,63	1,77	1,86	2,05	2,42		
8	1,67	1,81	1,91	2,11	2,50		
9	1,63	1,75	1,88	1,87	2,10	2,41	
10	1,64	1,76	1,89	2,04	1,87	2,13	2,44

Perte par raccourcissement du béton (MP_a) (un cote demi fléau de rive)

VIII.2. PERTES DIFFEREES :

VIII.2.1. PERTE DUE AU RETRAIT :

Le retrait est raccourcissement du béton pendant une longue durée due principalement à l'évaporation de l'eau de gâchage en excès non combiné au ciment.

Ils se développent dès le durcissement du béton alors que les câbles ne sont pas encore tendus que lorsque celui ci atteint sa résistance nécessaire, donc les câbles ancrés sur le béton subissent la part de raccourcissement dû au retrait effectuée sur leur mise en tension.

Le BPEL propose les formules suivantes :

$$\varepsilon_r(t_0, t) = \varepsilon_r(r(t) - r(t_0))$$

$\varepsilon_r(t_0, t)$: la variation du retrait.

ε_r : raccourcissement final.

t_0 : l'âge du béton à la mise en tension.

$r(t) = \frac{t}{t + 9rm}$: le raccourcissement du béton à un temps (t) (loi d'évolution).

$$r_m : \text{rayon moyen} = \frac{\text{aire de la section}}{\text{périmètre extérieur de la section}}$$

perte totale par retrait $\Delta\sigma_r(t) = \varepsilon_r(r(t) - r(t_0))E_p$

dont $\Delta\sigma_f$: variation de tension dans les câbles due à ce raccourcissement.

Pour la construction par encorbellement elle tient compte des différentes phases de construction par conséquent les câbles traversent des bétons d'âges différents.

Donc : $\Delta\sigma_{Pr}(t) = \varepsilon_r * E_p * \left(\frac{t}{t+9rm} + \frac{t_0}{t_0+9rm} \right)$

Les tableaux suivants nous donnent les pertes dues au retrait (cote demi fléau intermédiaire).

section	0	1	2	3	4	5	6	7
P -cm-		1775	1663	1569	1495	1439	1403	1385
A cm²	9,93*10 ⁴	9,50*10 ⁴	8,58*10 ⁴	7,80*10 ⁴	7,18*10 ⁴	6,73*10 ⁴	6,42*10 ⁴	6,29*10 ⁴
r_m-cm-		53,57	51,59	49,71	48,02	46,76	45,76	45,41

Calcul de r_m pour les différents sections : (cote demi fléau de rive)

section	0	1	2	3	4	5	6	7
P -cm-		1717	1617	1533	1467	1421	1395	1385
A cm²	9,93*10 ⁴	9,04*10 ⁴	8,19*10 ⁴	7,50*10 ⁴	6,96*10 ⁴	6,58*10 ⁴	6,35*10 ⁴	6,27*10 ⁴
r_m-cm-		52,65	50,65	48,92	47,44	46,30	45,52	45,27

Pertes dues au retrait (demi fléau intermédiaire et demi fléau de rive)

	1	2	3	4	5	6	7
1	46	46					
2	46	46					
3	46	46					
4	46	46	46				
5	45	45	45	45			
6	45	45	45	45			
7	45	44	44	44	44		
8	45	44	44	44	44		
9	44	44	44	44	44	44	
10	44	43	43	43	43	43	43

VIII.2.2. PERTE PAR RELAXATION :

La relaxation de l'acier est un relâchement de la tension à longueur constante, cette perte dépend de l'acier et son traitement.

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000 heures exprimée en % φ_{1000}

1000 heures = 2,5% pour les aciers T.B.R. (très basse relaxations)

La perte par relaxation pour les aciers 12T15 TBR s'écrit :

$$\Delta\sigma_p(x,t) = \frac{6}{100} * \varphi_{1000} * (u - u_0) * \sigma_{p_i}(x)$$

- $\varphi_{1000} = 2,5$
- $u = \frac{\sigma_{p_i}(x)}{f_{prg}}$ ($f_{prg} = 1800 \text{ MP}_a$)
- $\sigma_{p_i}(x)$: la contrainte dans le câble après relaxation instantanée.
- $u_0 = 0,43$

Les tableaux suivants donnent les valeurs des ces pertes :

N°SF N°C	1	2	3	4	5	6	7
1	5,581	7,426					
2	5,728	7,315					
3	5,786	7,198					
4	5,665	9,606	6,802				
5	5,861	7,448	6,677	6,721			
6	5,824	6,309	6,606	6,654			
7	5,728	6,486	7,208	12,930	6,402		
8	6,771	7,359	7,807	12,459	6,358		
9	5,103	6,997	7,128	10,960	13,720	6,307	
10	6,578	6,805	7,557	8,936	11,271	14,123	6,10

perte par relaxation d'armature en MPA (cote demi fléau intermédiaire)

N°SF N°C	1	2	3	4	5	6	7
1	5,358	7,328					
2	5,208	7,107					
3	5,128	6,960					
4	5,358	9,879	6,503				
5	5,494	7,441	6,670	6,521			
6	5,547	6,266	6,244	6,428			
7	5,435	6,252	7,093	12,88	6,260		
8	6,657	7,479	7,753	12,848	6,105		
9	5,246	6,966	7,213	10,813	12,985	6,250	
10	6,796	6,871	7,688	7,735	11,148	13,855	6,205

Perte par relaxation d'amateurs en MPA (cote demi fléau de rive)

VIII.2.3 PERTE DUE AU FLUAGE :

Le fluage du béton est la déformation qui se produit sous l'effet d'une contrainte constante. σ_p

Les câbles étant ancrés sur le béton vont subir les mêmes déformation que le retrait, donc une diminution de leur tension totale.

A la différence du retrait le fluage commence au moment du chargement et se développe pendant une durée d'application de celui ci :

$$\Delta\sigma_{fl} = (\sigma_b = \sigma_M) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

avec σ_M : contrainte maximale (après perte instantanée) de compression du béton au niveau du câble moyen

σ_b : contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen (après perte instantanée).

On estime pour un premier dégrossissage que $\sigma_M = 1,5\sigma_b$

$$\sigma_M = \frac{M_{ep}}{I} + \frac{\sigma_{pi} n A_p}{S} \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right)$$

donc :

$$\Delta_M = 2,5 \sigma_b \frac{E_p}{E_{b_{ij}}}$$

$$\text{et } \sigma_b = \frac{M_{ep}}{I} + \frac{A_p}{S} (1 + e_p^2) (\sigma_{pi} - (\Delta\sigma_p)d)$$

Le tableau de la page suivante donne ces pertes :

N°SF N°C	1	2	3	4	5	6	7
1	26,678	12,75					
2	27,460	13,489					
3	28,729	14,889					
4	32,426	26,757	13,82				
5	42,357	22,757	25,4	14,191			
6	43,167	24,901	25,986	15,107			
7	50,594	42,375	28,265	25,608	14,710		
8	51,166	42,495	29,373	25,144	15,429		
9	61,161	53,717	43,968	39,901	30,777	16,098	
10	74,148	67,164	58,872	55,491	47,793	32,123	17,870

Pertes par fluage (en MPA)

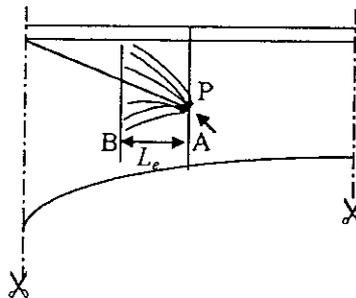
Chapitre IX :
Etude des ancrages et de la
torsion

IX.1. PHENOMENE DE TRANSMISSION ET DIFFUSION DE L'EFFORT DE PRECONTRAINTE DERRIERE LES ANCRAGES.

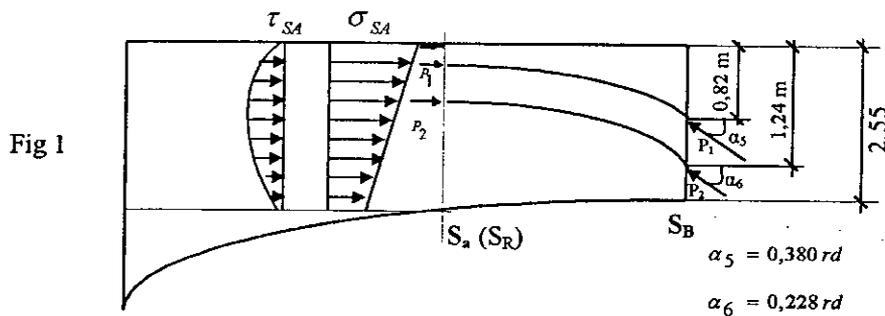
L'effort P à l'ancrage introduit sur l'âme une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton, cette effort ne se répartie que progressivement à l'intérieur du béton en s'épanouissant à partir du plan (A) jusqu'au plan (B).

Au delà de cette distance L_R (appelé longueur de régularisation) on admet que la répartition des contraintes normales est linéaire, il s'avère donc nécessaire de tenir compte de se phénomène pour ferrailé les zones d'ancrage ou apparaissant des fissures de précontraintes.

Exemple :



On prendra le voussoir n° 3 (V_3 situe entre l'abscisse $x = 13,5$ m et $x = 18,5$ m par rapport à l'axe de la pile dans la direction de demi fléau intermédiaire).



On assimile la section caisson par une section I dont les caractéristiques :

$$h = 2,55 \text{ m}$$

$$e = 0,34 \text{ m}$$

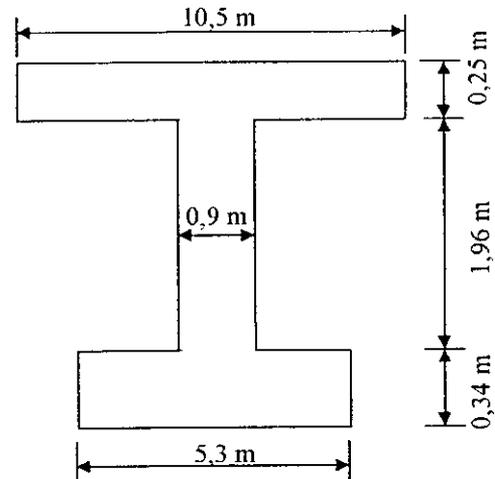
$$B = 7,18 \text{ m}$$

$$I = 6,54 \text{ m}^4$$

$$V = 1,03 \text{ m}$$

$$V' = 1,52 \text{ m}$$

$$b = 0,9 \text{ m}$$



On attribue à chaque ancrage un prisme symétrique de dimension $d \times d$ telle que $d/2$ la plus petite des deux valeurs suivantes :

C : distance de l'axe du câble à l'arrêt de la pièce la plus proche.

C' : demi distance de l'axe du câble le plus proche.

$$d = \min(2C, C') = \min(1,64 ; 0,42)$$

$$d = 0,42 \text{ m}$$

la mise en tension des câbles se fait après 4 jours de durcissement du béton.

$$\begin{cases} f_{c_j} = 0,685 f_{c28} \log(j+1) \\ f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c_j} = 16,758 \text{ MP}_a \\ f_{t_j} = 1,61 \text{ MP}_a \end{cases}$$

Après la mise en tension des câbles ces derniers vont subir des pertes instantanées :

Câble N° 5 :

- $\sigma_p = 1488 \text{ MP}_a$ tension à l'état initial
- $\sigma'_p = 1331,789 \text{ MP}_a$ tension après pertes par frottement
- $\sigma''_p = 1325,150 \text{ MP}_a$ tension après pertes par recule d'encrage

Câble N° 6 :

- $\sigma_p = 1488 \text{ MP}_a$ tension à l'état initial
- $\sigma'_p = 1369,25 \text{ MP}_a$ tension après pertes par frottement
- $\sigma''_p = 1353,388 \text{ MP}_a$ tension après pertes par recule d'encrage

IX.1.1 DISPOSITION REGLEMENTAIRE SELON LE BPEL :

IX.1.1.1 Effet de la surface :

Au voisinage immédiate de S on dispose une section d'acier A_s :

$$A_s = 0,04 \frac{P_{\max}}{\sigma_{sline}} \quad (\bar{\sigma}_{sline} = \frac{2}{3} F_e)$$

$$P_{\max} = \max(P_5, P_6) \quad \begin{aligned} P_5 &= \sigma_b^u \cdot A_p = 238,527t \\ P_6 &= \sigma_b^u \cdot A_p = 243,609t \end{aligned}$$

donc : $P_{\max} = P_6 = 243,609 \text{ tonnes}$

$$\text{plan vertical} \quad A_s = 0,04 \frac{P_6}{\frac{2}{3} f_e} = \frac{0,04 * 3 * 243,609 * 10^4}{2 * 400 * 10^6}$$

$$A_s = 3,654 \text{ cm}^2$$

soit : 5HA10 ($A_s = 4,712 \text{ cm}^2$)

IX.1.1.2 Effet d'éclatement :

A l'intérieur de chaque prisme symétrique la contrainte maximale d'éclatement est :

$$\sigma_g = \frac{1}{2} \frac{P_j}{e'd_j} \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right)$$

et la contrainte de compression longitudinale est :

$$\sigma_{xj} = \frac{P_j}{e'd_j}$$

d_j : hauteur de prisme symétrique de niveau j ($d_j = 0,42 \text{ m}$)

a_j : la largeur et la plaque d'ancrage. ($a_j = 0,28 \text{ m}$)

e' : largeur de l'âme

$$\text{plan vertical : } \sigma_{\eta} = \frac{1 \cdot 243,609}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,42} \left(1 - \frac{0,28}{0,42} \right) = 107,411 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\eta} = 1,0741 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_{\sigma} = \frac{243,609}{0,42 \cdot 0,9} = 644,468 \text{ t/m}^2$$

$$= 6,4446 \text{ MP}_a$$

vérification des contraintes dans le béton

$$\sigma_{\eta} \leq \frac{5}{4} f_{\eta} \quad (\text{éclatement})$$

$$\sigma_{\sigma} \leq \frac{2}{3} f_{\sigma} \quad (\text{compression})$$

$$\frac{5}{4} f_{\eta} = \frac{5}{4} \cdot 1,61 = 2,013 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_{\eta} = 1,0741 \text{ MP}_a < 2,013 \text{ MP}_a$$

$$\frac{2}{3} f_{\sigma} = \frac{2}{3} \cdot 16,758 = 11,172 \text{ MP}_a$$

$$\sigma_{\sigma} = 6,4446 \text{ MP}_a < 11,172 \text{ MP}_a$$

les contraintes sont vérifiées

Ferraillage ou frettage d'éclatement :

$$A_c = \max \left[0,25 \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) \frac{P}{\frac{2}{3} F_e}, 0,15 \cdot \frac{\max P}{\frac{2}{3} F_e} \right]$$

$$A_c = \max [7,612, 13,703] \text{ cm}^2$$

$$A_c = 13,703$$

Soit : 10HA14 ($A_c = 15,393 \text{ cm}^2$)

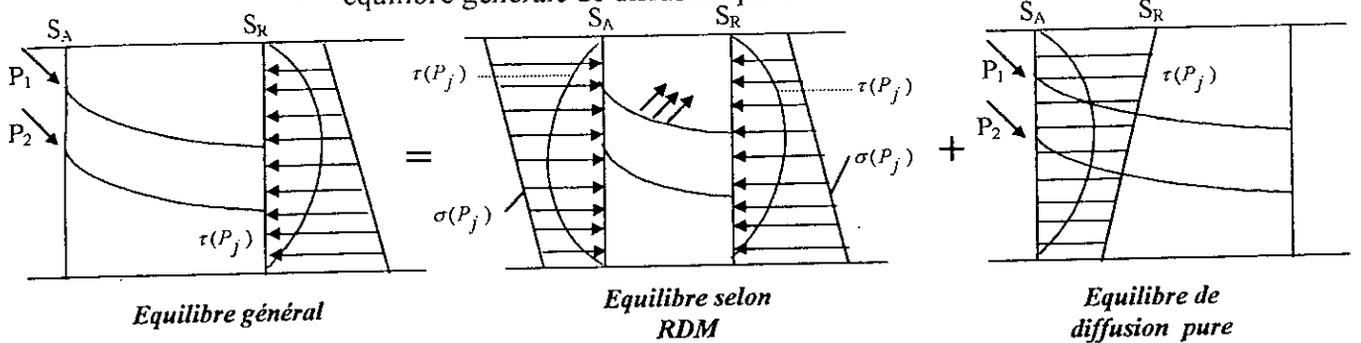
IX.1.1.3 Effort d'équilibre général :

- D'après la figure 1 les câbles exercent sur le béton des efforts équivalents à des forces P_j dans la section S_R (section de régularisation) ces efforts sont diffusés, et créent des contraintes calculable selon le principe de la résistance des matériaux.
- Des contraintes tangentielles $\tau(P_j)$ et normales $\sigma(P_j)$ qui équilibrent dans (S_R) les sollicitations de précontrainte développées par les câbles dans S_R .

- L'équilibre générale peut être considéré comme la superposition des deux états d'équilibres :

- équilibre selon la résistance des matériaux

- équilibre générale de diffusion pure.



IX.1.1.3.1 justification vis a vis de l'équilibre générale :

On peut fixer des plans de coupure et on procède à la détermination des sollicitations (T_x, N_t) par l'étude de l'équilibre de l'élément

$$T_x = \sum P_j \cos \alpha_j - X \quad X = \int \sigma(P_j) b \, dt$$

$$N_t = \sum P_j \sin \alpha_j - T \quad T = \int \tau(P_j) b \, dt$$

N°	α_i (rdd)	$P_{xi} = P_i \cos \alpha_i$ (MN)	h_i	$P_{xi}(y - h_i) = M$ (MNm)	$P_i \sin \alpha_i = P_{ti}$
5	0,380	2,21511	1,24	-0,46517	0,88474
6	0,228	2,37304	0,82	0,49833	0,55062
/	/	$\Sigma = 4,58815$	/	0,88474	1,43536

$$\sigma(y) = \frac{\sum P_{xi}}{B} + \frac{M}{I} y$$

• $\sigma(y) = \frac{4,58815}{7,18} + \frac{0,03316}{6,54} y$ le sens de t est opposé à y

$$\sigma(y) = 0,6390 + 5,0711 \cdot 10^{-3} y$$

$$\sigma(y) = 0,6390 - 5,0711 \cdot 10^{-3} t$$

$a \quad t = 0 \quad \sigma(0) = 0,6390 \text{ MPa}$
 $a \quad t = h \quad \sigma(2,55) = 0,62606 \text{ MPa}$

• **contrainte de cisaillement :**

$$\tau(t) = \frac{\sum P_{ii} \cdot S_t}{I \cdot b}$$

$$\tau(t) = \frac{1,43536}{6,54} \times \frac{S_t}{b} \quad (S_t: \text{moment statique})$$

$$\tau(t) = 0,2194 \times \frac{S_t}{b}$$

• **calcul du moment statique :**

Moment statique dans le table supérieure :

$$S_{ts} = bt \left(v - \frac{t}{2} \right)$$

$$S_{ts} = b(1,03 - 0,5t^2) = 10,815t - 5,25t^2$$

Moment statique dans les âmes

$$S_{ta} = bt_0 \left(v - \frac{t_0}{2} \right) + b_0 \int_{t_0}^t (v - x) dx$$

$$S_{ta} = bt_0 \left(v - \frac{t_0}{2} \right) + b_0 \left(tv - \frac{t^2}{2} - t_0 v + \frac{t_0^2}{2} \right)$$

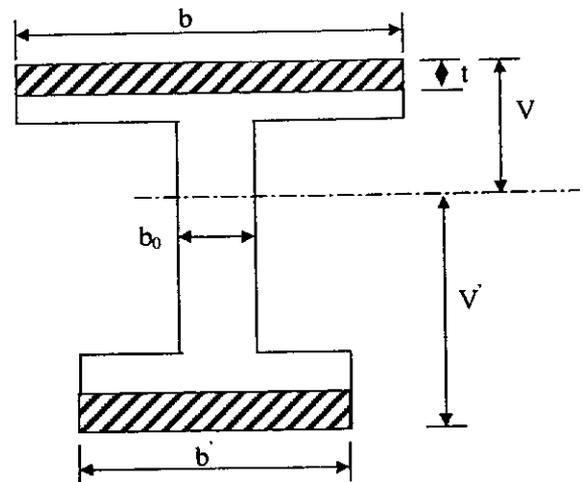
$$S_{ta} = -0,45t^2 + 0,927t + 2,172$$

Calcul de l'effort tranchant V_x et l'effort normal N_t :

$$V_x = \sum P_i \cos \alpha_i - \int_{t_1}^{t_2} \sigma(t) b \, dt = \sum P_i \cos \alpha_i - X$$

•
$$X = \int_{t_1}^{t_2} \sigma(t) b \, dt = b \int_{t_1}^{t_2} (0,6390 - 5,0711 \cdot 10^{-3} t) \, dt$$

$$X = b \left[0,6390t - 5,0711 \cdot 10^{-3} \frac{t^2}{2} \right]_{t_1}^{t_2}$$



$$N_i = \sum P_i \sin \alpha_i - \int_{t_1}^{t_2} \tau(t)b \, dt = \sum P_i \sin \alpha_i - T$$

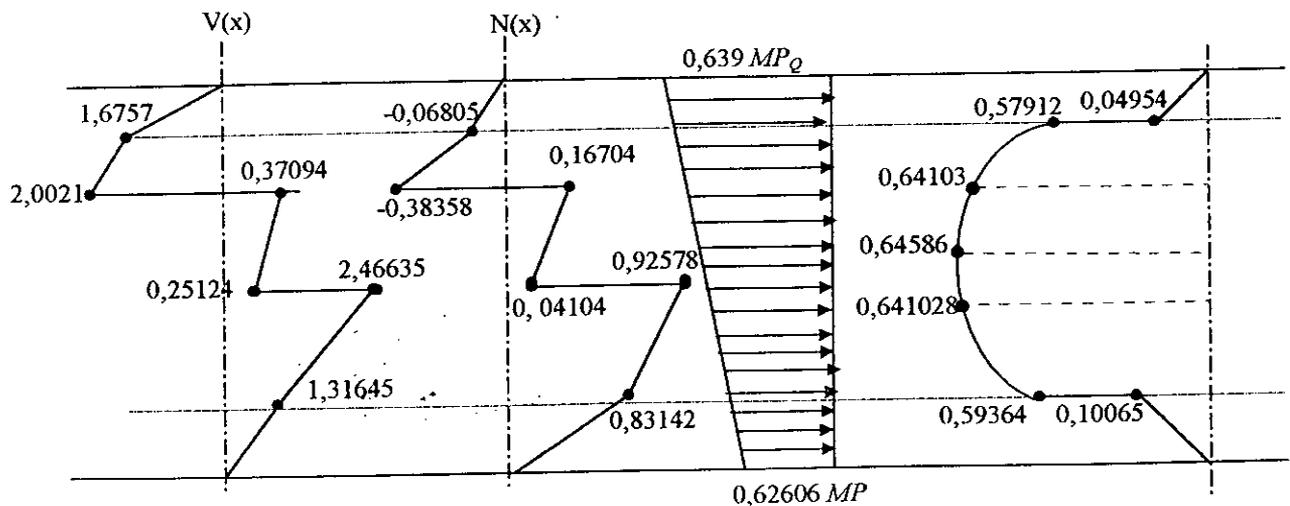
$$\bullet \quad T = \int_{t_1}^{t_2} \tau(t)b \, dt = 0,2191 \int_{t_1}^{t_2} \frac{S_i}{b} \times b \, dt = 0,2191 \int_{t_1}^{t_2} S_i \, dt$$

Pour la table supérieur : $T = [1,1847t^2 - 0,3834t^3]^2$

Pour l'âme : $T = [0,1015t^2 - 0,0328t^3 + 0,4758t]^2$

Pour table inférieure : $T = [0,8821t^2 - 0,1935t^3]^2$

niveau	t ₁	t ₂	b _m	x (mn)	P(x _i) (mn)	V(x) = p(x) - x (mn)	V(x) cumul	T _i	P _{Ti}	N _T = P _{Ti} - T	N cumul	τ
t ₁	0	0,25	10,5	1,6757	-	-1,6757	-1,6757	0,06805	-	-0,06805	-0,06805	0,04964
	0,25	0,82	0,9	0,3264	-	-0,3264	-2,0021	0,31553	-	-0,31553	-0,38358	0,57912
	-	-	0,9	-	2,37304	2,37304	0,37094	-	0,55062	0,55062	0,16704	0,64101
	1,03	1,24	0,9	0,1197	-	-0,1197	0,25124	0,12160	-	-0,12160	0,04104	0,6410028
	-	-	0,9	-	2,21511	2,21511	2,46635	-	0,88474	0,88474	0,92578	0,5364
t ₂	0	0,34	5,3	1,1499	-	-1,1499	1,311645	0,09436	-	-0,09436	0,83142	0,10065



IX.1.1.3.2 Equilibre générale de diffusion pure :

On remplace l'effort concentré aux ancrages par une charge répartie uniforme sur la hauteur a_i de l'ancrage ce qui permet d'écrêter l'effort tranchant V_x et cisaillement τ_d

- *cisaillement* :

$$\tau_g = \tau_d = \tau$$

τ_d : représente le cisaillement conventionnel dans le plan de coupure

$$\tau_d = \frac{2V_x}{b\ell_r} \text{ avec } b : \text{ largeur de la poutre}$$

ℓ_r : longueur de régularisation

τ : représente la contrainte la plus défavorable du a l'ensemble des sollicitation y compris celles des câbles ancrés a l'about S_A

On détermine le cisaillement maximum $\tau_{g \max}$ et on vérifie que

$$\tau_{g \max} \leq 1,5 f_{tj}$$

$$\tau_d = \frac{2v_x}{b\ell_r} = \frac{2 * v_x}{0,9 * 2,55} = 0,871 \quad v_x = 0,871 * 2,46635 \quad (\text{c'est vérifier})$$

$$\tau_d = 2,1493 \text{ MPa} < 4,05 \text{ MPa}$$

- *Armatures transversales* :

Elles sont calculées par :

$$A_c = \frac{(v_x)_{e \max} - N_{te}}{\frac{2}{3} f_c}$$

$$\text{avec } (v_x)_e = v_x \left[1 - \left(\frac{f_y}{3\tau_d} \right)^2 \right] = 2,46634 \left[1 - \left(\frac{1,61}{3 * 2,1493} \right)^2 \right] = 1,8505 \text{ MN}$$

$$A_c = \frac{1,8505 - 0,92578}{\frac{2}{3} * 400} = 34,67 \text{ cm}^2$$

Ces armatures ne se cumulent pas avec les précédentes A_s et A_c

Si $A_s + A_c \geq A_c$ aucune armature supplémentaire n'est nécessaire

Si $A_S + A_C < A_C$ on ajoutera aux armatures A_S ET A_C la différence

$$A_C - A_S + A_e = A_C$$

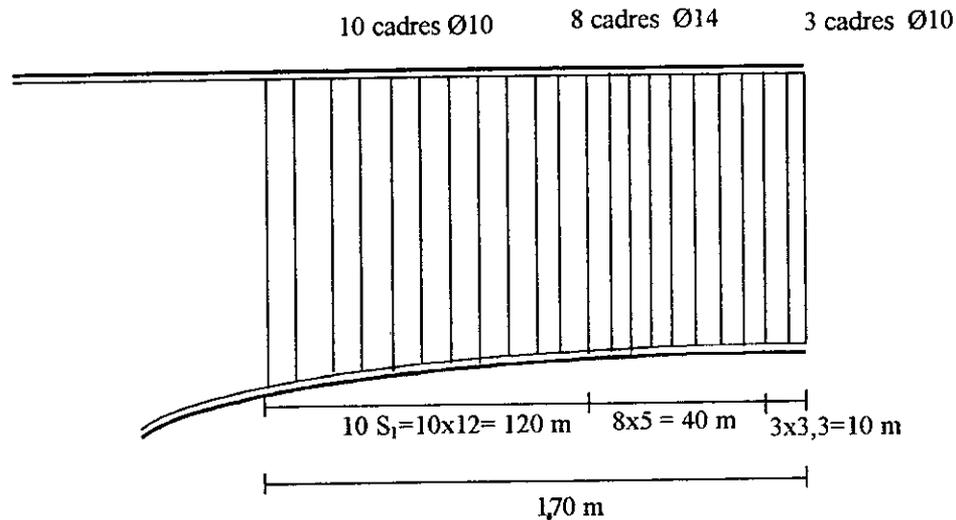
$$A_S + A_C = 4,712 + 15,393 = 20,100 \text{ cm}^2 < A_C$$

Donc $A_{C'} = 14,564 \text{ cm}^2$ (pour les deux âmes)

On ajoutera à 1 seul âme $A_{C'} = 7,282 \text{ cm}^2$

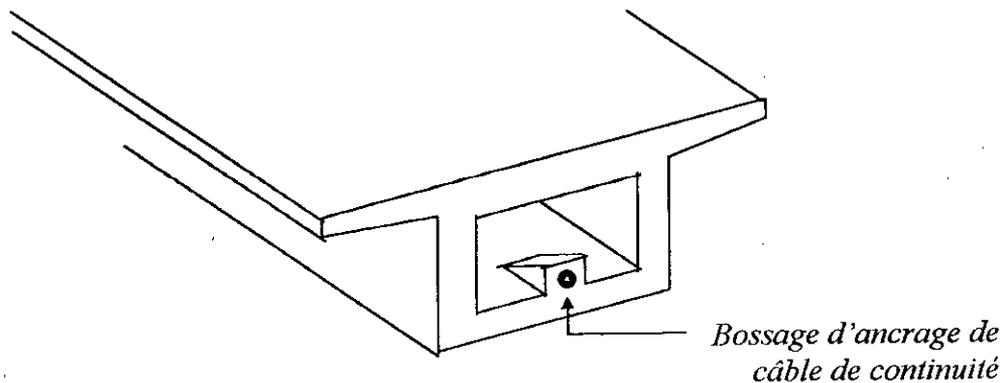
Soit 10HA10 ($A_{C'} = 7,853 \text{ cm}^2$)

- ces armatures transversales doivent être réparties sur une longueur $\frac{2}{3} \ell_r = 1,7 \text{ m}$
a partir de S_A

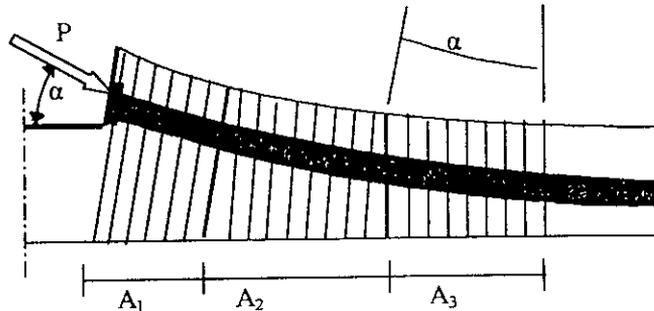


IX.2 Etude des bossages :

Les câbles de continuité se trouvent logés dans l'hourdis inférieur et peuvent être relevés dans des prismes spéciales dites « bossages ». il s'agit d'ancrage des câbles dans le hourdis et déviés à leurs extrémité d'un angle α pour s'ancrer en saillie sur celui-ci :



Il résulte un moment du a l'excentrement de l'ancrage par rapport au plan moyen du hourdis une pousse repartie due a la composante verticale de la force à l'ancrage et une poussée verticale de la force à l'ancrage et une poussée au vide dans la zone de courbure du câble.



Sous l'effet de précontrainte P des câbles de continuité, les fibres transversales du hourdis se déforment : c'est l'effort d'entraînement derrière les bossages.

Pour éviter cet effet, on utilise un ferrailage passif spécifique on distingue trois familles d'armature passifs .

X.2.1 Aciers d'éclatement A_1 :

Ils se situent sur une distance de 20 a 30 cm en avant de la plaque d'ancrage à partir de l'extrémité du bossage .

$$A_1 = \frac{P}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{1}{2} - \sin \alpha \right)$$

α : l'angle que fait la précontrainte avec la fibre supérieure du hourdis

P : force de précontrainte à l'ancrage.

$\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible en traction $\bar{\sigma}_a = \frac{3}{4} \sigma_e$

X.2.2 Aciers intermédiaires de couture :

Les aciers intermédiaires de couture sont repartis entre la tête de bossage et le début de la courbure du câble .

Dans le cas ou il n'y a pas le bossage on adopte le rythme de ferrailage que l'on a dans ces deux zones précédentes (A_1, A_3).

Dans le cas ou il existe une reprise de bétonnage entre le hourdis et le bossage, il est indispensable d'appliquer intégralement la règle des coutures :

$$A_2 = \frac{1}{2} \frac{P}{\bar{\sigma}_a}$$

X.2.3 Acier de reprise de la poussée au vide A_3 :

Ils se trouvent dans la zone courbe du câble.

L'aire totale d'acier de poussée au vide est donnée par :

$$A_3 = \frac{P}{\bar{\sigma}_a} \sin \alpha$$

α : l'angle de déviation des câbles.

Exemple d'application :

- Etude du bossage à un câble uniquement :

L'effort de précontrainte étant maximal en construction et diminue au cours du temps .
Prenons l'effort de précontrainte avant les pertes $P=259,2 t$

On envisage de prendre également l'angle de déviation des câbles : $\alpha = 10^\circ$

-Acier d'éclatement A_1 :

$$A_1 = \frac{P}{\frac{3}{4} \bar{\sigma}_s} \left(\frac{1}{2} - \sin \alpha \right) = \frac{2,592}{\frac{3}{4} \cdot 400} \left(\frac{1}{2} - \sin 10^\circ \right) = 28,196 \text{ cm}^2$$

Soit 9HA20 ($A_1=28,274 \text{ cm}^2$)

-Acier intermédiaire A_2 :

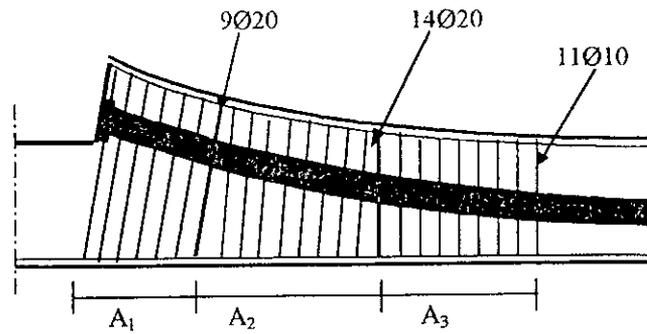
$$A_2 = \frac{P}{2 \bar{\sigma}_a} = \frac{2,592}{2 \times \frac{3}{4} \times 400} = 43,2 \text{ cm}^2$$

Soit 14HA200 ($A_2=43,982 \text{ cm}^2$)

-Acier de reprise A_3 :

$$A_3 = \frac{P \sin \alpha}{\frac{3}{4} \bar{\sigma}_s} = \frac{2,592 \sin 10^\circ}{\frac{3}{4} \cdot 400} = 8,439 \text{ cm}^2$$

Soit 11HA10 ($A_3=8,639 \text{ cm}^2$)



Remarque :

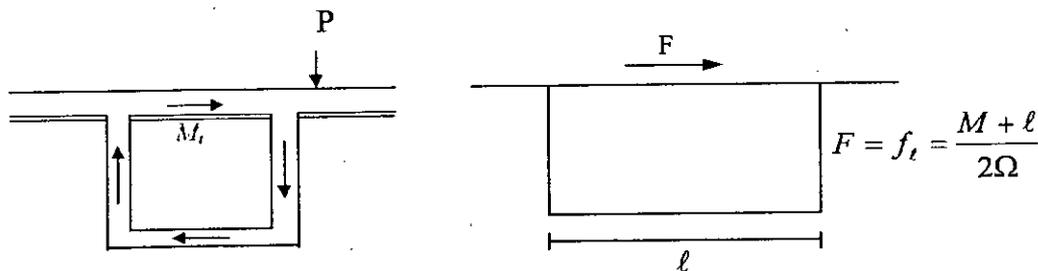
Pour les bossages à deux câbles on multiplie les résultats trouvés par 2.

Pour les bossages à trois câbles on multiplie les résultats trouvés par 3.

X.3 Etude à la torsion :

Le choix de la section caisson s'est avéré nécessaire pour répondre au phénomène de torsion proposé au cours du chantier par des efforts non réglementaires (surcharge imprévues...) ou sous l'effet des chargements dissymétriques en phase de construction comme en phase de service.

La section sera soumise à un moment de torsion qu'engendre un flux de cisaillement f_t

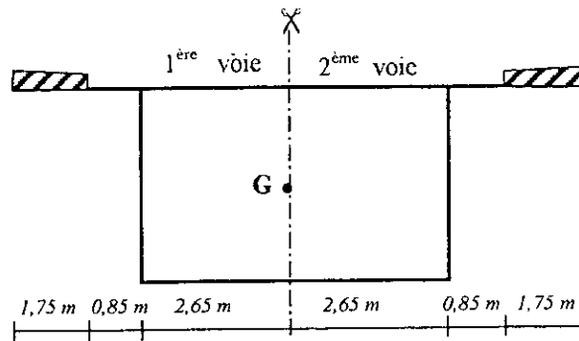


On peut dire dans une première hypothèse que la torsion nécessite soit un raidissement, mais on fera un calcul pour avoir un aperçu sur la contrainte de cisaillement induite par la torsion et l'armature nécessaire pour reprendre ces efforts.

Pour calculer la contrainte de cisaillement due à la torsion et la section d'acier nécessaire, il faut déterminer le moment de torsion le plus défavorable.

Moment de torsion :

Comme la poutre est symétrique transversalement, nous avons le choix de charger la partie ou la partie droite.



Les surcharges et les charges à prendre en considération seront :

- $A(\ell)$ + trottoir (puisque la poutre qui caisson est symétrique le moment de torsion engendré par cette charge égale à zéro).
- Le système B_c
- Le système B_t
- Le système B_r
- La convois M_{c120} et la convois D .

En remarque que la surcharge B_c et M_{c120} non pas une grande influence (expérience faite sur plusieurs ouvrages).

1. Chargement B_c :

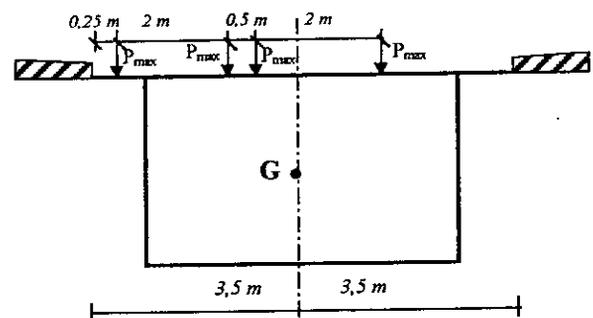
$$M_{B_c} = P_{\max} (3,5 - 0,25) + P_{\max} (3,5 - 2,25) + P_{\max} (3,5 - 2,75) - P_{\max} (4,75 - 3,5)$$

$$M_{B_c} = 4P_{\max}$$

$$P_{\max} = P \cdot S = 6 \times 1,068$$

$$P_{\max} = 6,408 \text{ tonnes}$$

$$M_{B_c} = 25,632 \text{ t.m}$$



2. Chargement B_t :

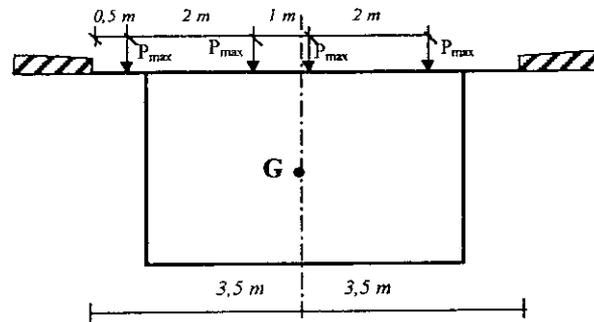
$$M_{B_t} = P_{\max} (3,5 - 0,5) + P_{\max} (3,5 - 2,5) - P_{\max} (3,5 - 3,5) - P_{\max} (5,5 - 3,5)$$

$$M_{B_t} = 2P_{\max}$$

$$P_{\max} = P \cdot S = 16 \times 1,055$$

$$P_{\max} = 16,88 \text{ tonnes}$$

$$M_{B_t} = 33,76 \text{ t.m}$$



3. Chargement B_r :

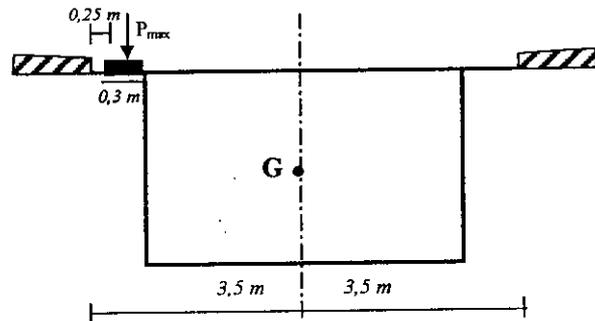
$$M_{B_r} = \frac{P_{\max}}{0,6} (3,5 - 0,25 - 0,15)$$

$$M_{B_r} = \frac{P_{\max}}{0,6} \cdot 3,1 = 5,166 P_{\max}$$

$$P_{\max} = P_0 \cdot S = 10 \times 1,044$$

$$P_{\max} = 10,44 \text{ tonnes}$$

$$M_{B_r} = 53,933 \text{ t.m}$$



4. Convois M_{c120} :

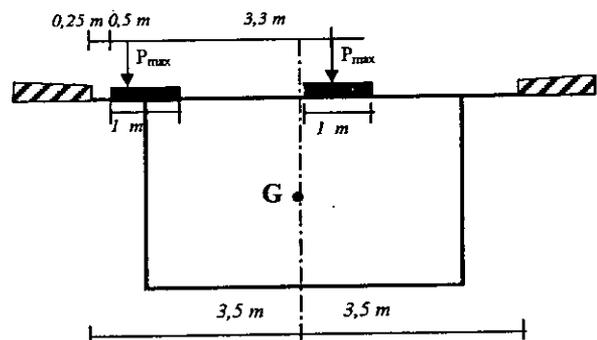
$$M_{c120} = \frac{P_{\max}}{6,1} (3,5 - 0,75) - \frac{P_{\max}}{6,1} (4,05 - 3,5)$$

$$M_{c120} = \frac{P_{\max}}{6,1} \cdot 2,2 = 0,36 P_{\max}$$

$$P_{\max} = P \cdot S = 55 \times 1,063$$

$$P_{\max} = 58,465 \text{ tonnes}$$

$$M_{c120} = 21,147 \text{ t.m}$$



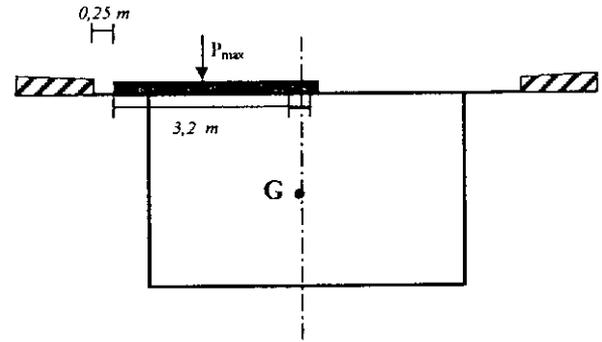
5. Convois exceptionnel D240t :

$$M_D = \frac{P_{\max}}{18,6} (3,5 - 1,85) = 0,088 P_{\max}$$

$$P_{\max} = P \cdot S = 240 \times 1,087$$

$$P_{\max} = 260,88 \text{ tonnes}$$

$$M_D = 22,957 \text{ t.m}$$



La surcharge déterminante est celle du système \$B_r\$ d'où le moment de torsion maximum.

Contrainte de cisaillement :

Pour chercher une contrainte de cisaillement maximale il faut choisir une section minimale d'où une hauteur minimale.

On se limite à l'étude du voussoir en clé (\$h=2\$ m)

$$\tau = \frac{M_t}{\Omega * b}$$

avec : \$\Omega\$: l'aire délimitée par les fibres moyennes des parois du caisson

\$b\$: épaisseur des 2 âmes (\$b=2b_0\$)

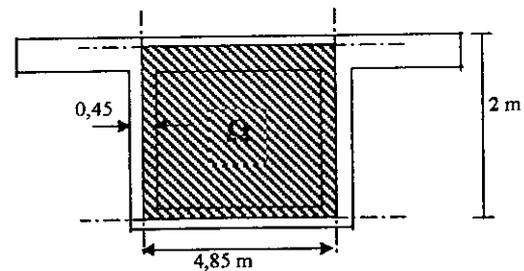
$$\Omega = 4,85(2 - 0,125 - 0,125)$$

$$\Omega = 8,4875 \text{ m}^2$$

$$b = 2b_0 = 2 * 0,45 = 0,9 \text{ m}$$

$$\tau = \frac{53,933}{7,6387}$$

$$\tau = 7,061 \text{ t/m}^2$$



Cas où la fissuration est très préjudiciable

Le BAEL préconise : \$\tau \le \bar{\tau}\$

$$\bar{\tau} = \max(0,1 f_{tj}, 3) = 3,5 \text{ MP}_a$$

$$f_{tj} = f_{c28} = 35 \text{ MP}_a$$

$$\tau = 7,061 \text{ t/m}^2 < \bar{\tau}$$

IX.3.1 Les armatures nécessaire pour les âmes :

En générale . les pièces soumises à la torsion comportent des armatures longitudinales a l'axe de la pièce et placées dans les parois du caisson et des armatures transversales situées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce et entourant les armatures longitudinales.

En appliquant la règles des coutures à la section considérée qui nous donne :

$$\frac{A_t * f_e}{U * \gamma_s} = \frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s} = \frac{M_t}{2\Omega}$$

A_t :section total des armatures longitudinales

U :périmètre de l'aire(Ω)

A_t : section total des armatures transversales

S_t :Espaceement d'armature transversal

$$f_e = 400 \text{ MP}_a, \gamma_s = 1,15, \Omega = 8,4875 \text{ m}^2, M_t = 53,933 \text{ tm}$$

- *Armature longitudinale :*

$$U = 2(4,85 + 1,75) = 13,2 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t U \gamma_s}{2 f_e \Omega} \quad A_t = 12,058 \text{ cm}^2$$

- *Armature transversale :*

On prend $S_t = 30 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_t S_t \gamma_s}{2 f_e \Omega} \quad A_t = 0,274 \text{ cm}^2 \text{ pour 2 âmes}$$

$$A_t = 0,137 \text{ cm}^2 \text{ pour 1 seul âme}$$

IX.3.2 Le pourcentage minimal des armatures :

Le pourcentage minimal des armatures prévus pour les âmes des poutres soumises à l'effort tranchant s'applique aux pièces soumises à la tension, ce pourcentage minimal doit être respecté pour chacun des deux systèmes d'armature considérés.

$$\frac{A_t f_e}{\gamma_s S_t} \geq 0,4 \text{ MP}_a \quad \text{et} \quad \frac{A_t f_e}{\gamma_s U} \geq 0,4 \text{ MP}_a$$

- Armature transversale :

Pour les armatures transversales :

$$\frac{A_t f_e}{\gamma_s S_t} = 0,0317 < 0,4 \text{ MP}_a \quad \text{donc la condition n'est pas satisfaite}$$

si on prend $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{0,4 \cdot \gamma_s \cdot S_t}{f_e} \quad A_t \geq 2,875 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 4HA10 avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Armature longitudinale :

Pour les armatures longitudinales

$$\frac{A_\ell f_e}{\gamma_s U} = 0,0317 < 0,4 \text{ MP}_a \quad \text{donc la condition n'est pas satisfaite}$$

$$A_\ell \geq \frac{0,4 \cdot \gamma_s \cdot U}{f_e} \quad A_\ell \geq 151,8 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 80HA14}$$

Remarque :

- Vu la largeur importante du caisson de l'ordre de 10 m, donc il est nécessaire d'ajouter des armatures afin de reprendre le moment de torsion.

- Il y a encore une autre solution qui est de prévoir des entretoises soit en béton ou en acier et sans gêner le passage du personnel à l'intérieur ainsi que les autres installations qui peuvent exister comme les canaux d'électricité ou les canaux d'évacuation des eaux usées.

IX.4 poussée au vide :

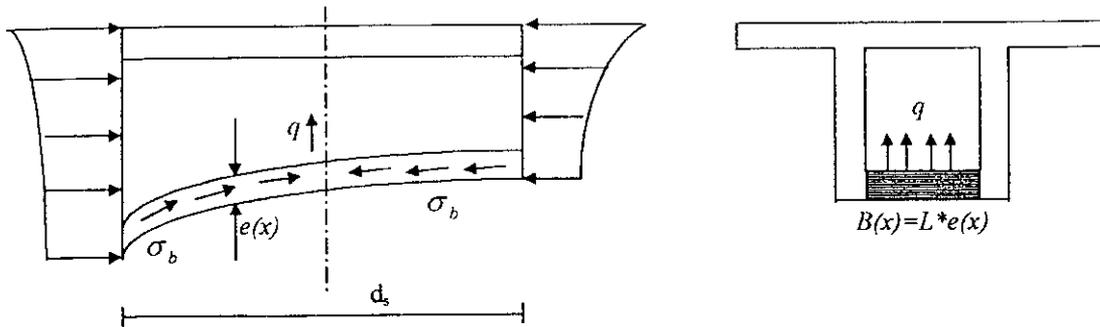
Le tablier en encorbellement est à inertie variable : l'intrados étant tracé selon un arc de probale, l'hourdis inférieur peut donc être assimilé à une poutre courbe comprimée et comportant ou non des câbles de précontraintes.

Sous l'effet des contraintes de compression σ'_b . L'hourdis inférieur de la section 3 subit une poussée au vide vers l'extérieur de la courbe (donc vers le haut qui peut être approchée par deux formules :

$$q = \frac{B(x)\sigma'_{bc}}{R} \dots \dots \dots (1)$$

$$q = B(x)\sigma'_{bc} \cdot \frac{dh}{dx} \dots \dots \dots (2)$$

(R : rayon de courbure de l'intrados).



- si on dispose des câbles dans l'hourdis celui-ci subit une poussée dirigée vers l'intérieur de la courbe (donc vers le bas) qui vaut par unité de longueur :

$$P' = \frac{\rho}{\lambda R} \quad \rho : \text{précontrainte après perte.}$$

λ : espacement entre les câbles.

R : rayon de courbure défini par : $R = \frac{x^2}{2y}$

- une autre poussée au vide existe en même temps du au poids propre du hourdis qui intervient dans les poussées sous forme d'une charge répartie descendante :

$$P = \gamma_b e(x) \quad \gamma_b : \text{masse volumique de béton.}$$

$e(x)$: épaisseur du hourdis inférieur.

Au total le hourdis inférieur est soumis à une poussée résultante qui est donnée par la

formule suivante :

$$P_i = -P - P' + q$$

$$P_i = -P + q$$

avec présence des câbles sans présence des câbles

(P_i : charge total)

IX.4.1 Sollicitation du hourdis et ferrailage :

L'étude du hourdis se fait en le supposant parfaitement encasté aux âmes.

La section de l'hourdis sera calculé en flexion simple en considérons une section de béton $b \cdot h$ avec :

$h = e(x)$ est un enrobage de 3 cm.

$$M = -\frac{P \cdot L^2}{12} \quad / \quad T = P + \frac{L}{2}$$

application

Considérons une section située à $x = 3,5$ m de l'axe de pile dans la travée centrale.

On a $\sigma_{bc} = 3,92 \text{ MP}_a$.

$$\frac{dh}{dx} = 0,111 \quad e(3,5) = 0,56 \text{ m}$$

d'où : $q = e(x) \cdot \sigma_{bc} \cdot \frac{dh}{dx}$ (par unité de longueur) = $3,92 * 0,111 = 0,243 \text{ MP}_a$

Or cette section ne possède pas de câble inférieur.

On aura donc : $P = 0,014 \text{ MP}_a$

D'où : $P_t = 0,229 \text{ MP}_a$

On a alors : $M_t = 0,37 \text{ MP}_a$

Le calcul à l'E.L.U. nous donne :

$$\mu_{b,u} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{b,u}} = 0,01478 \leq \mu_{l,u} = 0,3$$

Donc au droit de cette cas on n'a pas besoin d'aciers comprimés.

D'où : $\alpha = 0,186$ / $\sigma_s = f_{s,u} = 348 \text{ MP}_a$ / $z_r = d(1 - 0,4\alpha) = 0,526 \text{ m}$

$$A_s = \frac{M_t}{z_r \cdot \sigma_s} = \frac{0,37}{0,526 \cdot 348} = 20,21 \text{ cm}^2$$

On dispose alors en nappe supérieure et inférieure des barres 7HA20 disposés tous les 12 cm.

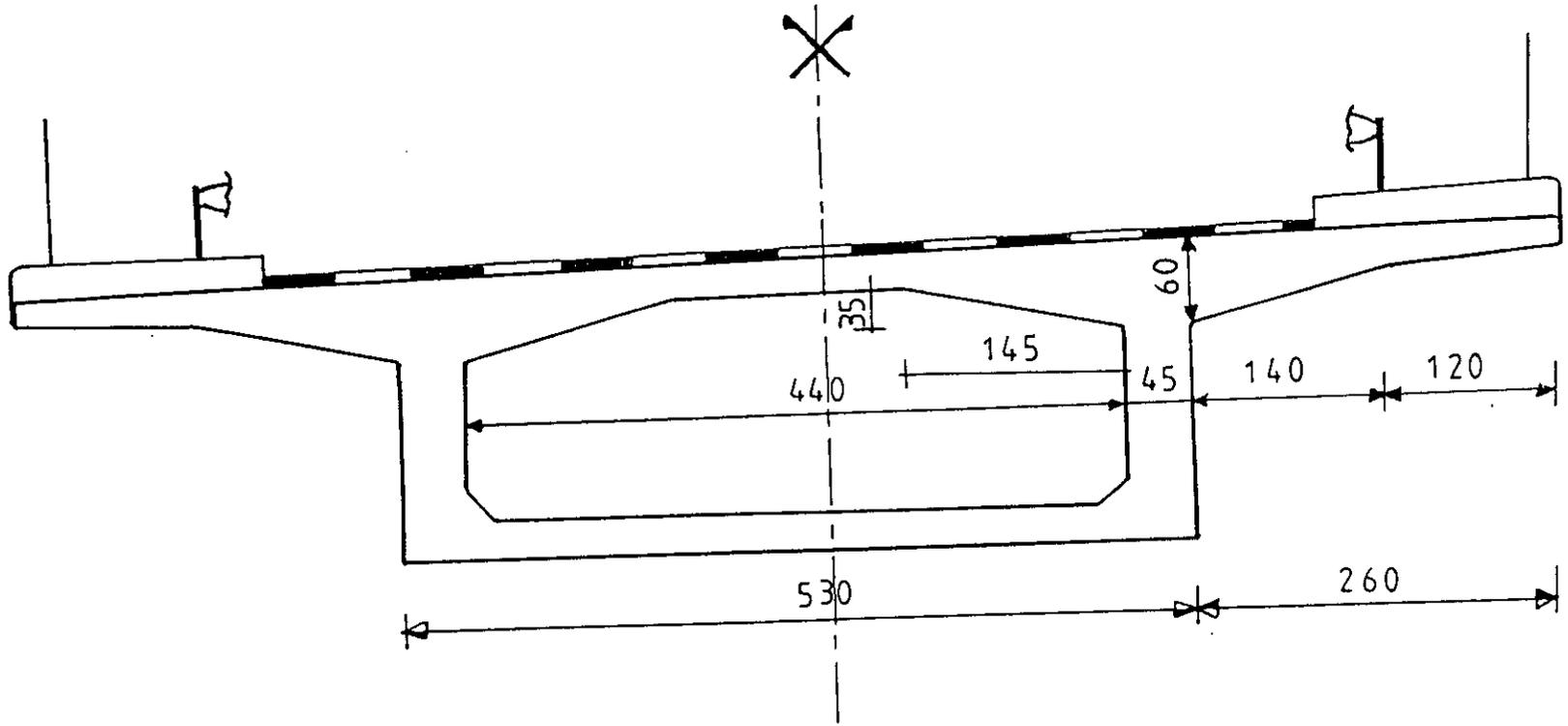
Les armatures longitudinales seront celles calculées précédemment.

Le calcul aux droits des autres sections sera similaire à celui fait précédemment avec un léger changement dans les zones travées par des câbles de continuités.

Pour des raisons constructives, le ferrailage sera maintenu identique pour toutes les sections.

Chapitre X:

Etude transversal



ETUDE TRANSVERSALE

Les ponts à poutres caisson sont des ponts à une forme tubulaire cette structure transversale est la mieux adaptée à la construction par encorbellement.

Nous nous sommes intéressés à l'étude des deux voussoirs :

- En clé
- En pile

X.1 ETUDE DU VOUSSOIR EN CLE :

X.1.1 DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES DANS LE SENS TRANSVERSAL :

Le voussoir est subdivisé en 6 éléments : dalle sous chaussée, dalle inférieure, deux portes à faux de droit et gauche, deux âmes verticales.

nous allons déterminer les charges permanentes pour chaque élément

X.1.1.1 PORTE À FAUX

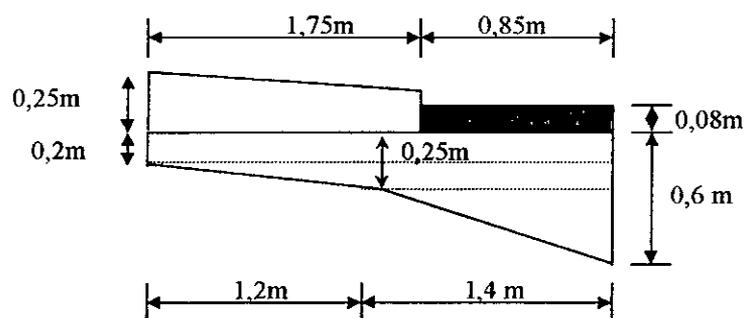
Ces charges sont :

- Poids propre du revêtement : $g_r = 0,08 * 2,2 = 0,176 \frac{t}{m^2}$
- Poids propre de trottoir : $g_t = \frac{0,25 * 0,2}{2} * 2,5 = 0,5625 \frac{t}{m^2}$
- Poids propre du porte à faux : $g = 0,2 * 2,5 = 0,5 \frac{t}{m^2}$

$$g' = \frac{0,05}{2} * 2,5 = 0,0625 \frac{t}{m^2}$$

$$g'' = 0,05 * 2,5 = 0,125 \frac{t}{m^2}$$

$$g''' = \frac{0,35}{2} * 2,5 = 0,4375 \frac{t}{m^2}$$



X.1.1.2 DALLE SOUS CHAUSSEE :

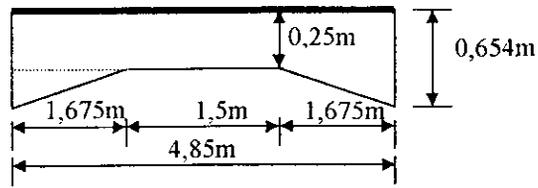
$$g_r = 0,08 * 2,2 = 0,176 \frac{t}{m^2}$$

$$g = 0,25 * 2,5 = 0,625 \frac{t}{m^2}$$

$$g'_0 = 0,654 * 2,5 = 1,635 \frac{t}{m^2}$$

$$a = \frac{1,675}{3} = 0,558 \text{ m}$$

$$g_0 = \frac{1,635 - 0,625}{2} * 1,675 = 0,845 \frac{t}{m^2}$$



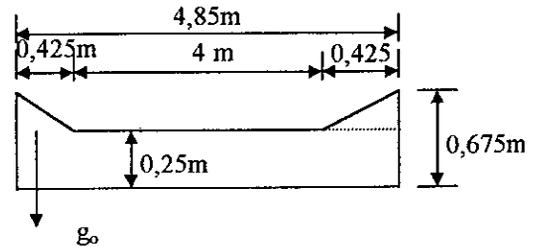
X.1.1.3 DALLE INFÉRIEURE :

$$g = 0,25 * 2,5 = 0,625 \frac{t}{m^2}$$

$$g'_0 = 0,675 * 2,5 = 1,687 \frac{t}{m^2}$$

$$g_0 = \frac{1,687 - 0,625}{2} * 0,425 = 0,225 \frac{t}{m^2}$$

$$a = 1/3 * 0,425 = 0,141 \text{ m}$$



X.1.2 DETERMINATION DE L'EFFORT TRANCHANT ET MOMENT FLECHISSANT DU AUX POIDS PROPRE :

X.1.2.1 PORTE À FAUX :

- Effort tranchant :

$$T = g_r L_r + (g L + g' L' + g'' L'' + g''' L''') + g_t L_t$$

$$T = 0,176 * 0,85 + (0,5 * 2,6 + 0,0625 * 1,2 + 0,125 * 1,4 + 0,4375 * 1,4) + 0,5625 * 1,75 = 3,296 \frac{t}{ml}$$

- Moment fléchissant :

$$M = g_r \frac{l_r^2}{2} + g_t L_t (0,85 + \frac{1,75}{2}) + g \frac{L^2}{2} + g'' \frac{L''^2}{2} + g' L' (1,4 + \frac{L'}{3}) + g''' \frac{L'''^2}{3} = 4 \text{ tm}$$

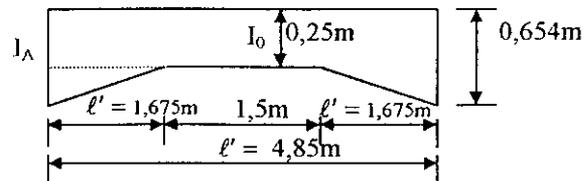
X.1.2.2 STRUCTURE CADRE :

a) Elément dalle supérieure :

Pour le calcul des moments d'encastrement pour utiliser les blocs dans le cas des charges uniformément réparties.

$$I_0 = \frac{1 \cdot (0,25)^3}{12} = 0,0013 \text{ m}^4$$

$$I_A = \frac{1 \cdot (0,654)^3}{12} = 0,023 \text{ m}^4$$



$$i = \frac{I_0}{I_A} = 0,0565$$

$$g = \frac{\ell'}{\ell} = \frac{1,675}{4,85} = 0,345$$

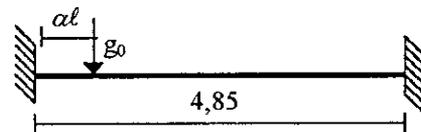
On utilisant l'abaque on a : $M_1 = 0,11$

$$M = m_1 p \ell^2 = m_1 (g_r + g) \ell^2 + 0,11(0,176 + 0,625) * (4,85)^2 = 2,072 \text{ tm}$$

Pour la charge concentre :

le premier cas :

$$\alpha \ell = a \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{a}{\ell} = \frac{0,558}{4,85} = 0,115$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,115 \\ i = 0,058 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 1 - \alpha = 0,885 \\ i = 0,058 \end{array} \right.$$

On tire m_1 et m_2 de l'abaque : m_1 à partir de α : $m_1 = 0,112$

m_2 à partir de $1 - \alpha$: $m_2 = 0,007$

$$M_1 = m_1 p \ell = m_1 g_0 \ell = 0,112 * 0,845 * 4,85 = 0,459 \text{ tm/ml}$$

$$M_2 = m_2 p \ell = m_2 g_0 \ell = 0,007 * 0,845 * 4,85 = 0,028 \text{ tm/ml}$$

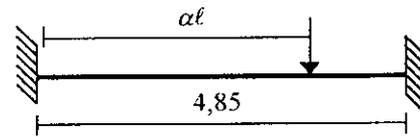
Le deuxième cas :

$$\alpha \ell = \ell - a = 4,292$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,885 \\ i = 0,058 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 1 - \alpha = 0,115 \\ i = 0,058 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow m_1 = 0,007 \text{ et } m_2 = 0,112$$

$$M_2 = 0,459 \text{ tm/ml} \quad \text{et} \quad M_1 = 0,028 \text{ tm/ml}$$



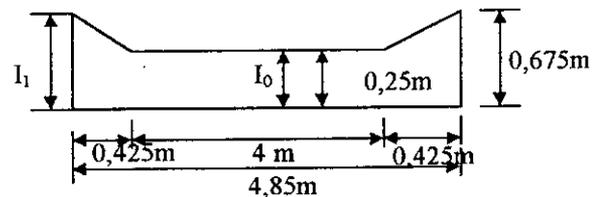
• La superposition des cas des charges nous donne :

$$M = 2,072 + 0,459 + 0,028 = 2,559 \text{ tm/ml}$$

b) Élément dalle inférieure :

$$I_0 = \frac{1 \cdot (0,25)^3}{12} = 0,0013 \text{ m}^4$$

$$I_A = \frac{1 \cdot (0,675)^3}{12} = 0,0256 \text{ m}^4$$



$$\left. \begin{array}{l} i = \frac{I_0}{I_A} + 0,050 \\ g = \frac{\ell'}{\ell} = \frac{0,425}{4,85} = 0,087 \end{array} \right\}$$

de l'abaque pour $i = 0,05$ et $g = 0,087$ on trouve $m_1 = 0,535$

$$M = m_1 p \ell^2 = 0,535 \cdot 0,626 \cdot (4,85)^2 = 7,877$$

D'où $M = 7,877 \text{ tm/ml}$

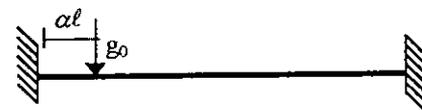
• la charge concentrée :

Le premier cas :

$$\alpha = \frac{a}{\ell} = \frac{0,141}{4,85} = 0,029$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0,029 \\ i = 0,05 \end{array} \right\} \Rightarrow m_1 = 0,025$$

$$\left. \begin{array}{l} 1 - \alpha = 0,971 \\ i = 0,05 \end{array} \right\} \Rightarrow m_2 = 0$$



$$M = m_1 g_0 \ell = 0,025 \cdot 0,225 \cdot 4,85 = 0,027$$

$$M = m_2 g_0 \ell = 0$$

Le deuxième cas :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0,971 \\ i = 0,05 \end{array} \right\} \Rightarrow m_1 = 0 \quad \left. \begin{array}{l} 1 - \alpha = 0,029 \\ i = 0,05 \end{array} \right\} \Rightarrow m_2 = 0,025$$

- la super position des cas des charges nous donne :

$$M = 7,877 + 0,027 = 7,904 \quad \text{tm/ml}$$

X.1.3 CALCUL DES COEFFICIENTS (RAIDEURS, TRANSMISSION) :

♦ coefficient de raideur $R = r * \frac{I_0}{\ell}$

r : déterminé à partir de l'abaque il est en fonction de g et i

♦ Coefficient de transmission : γ (déterminé directement à partir de l'abaque il est en fonction de g et i)

a) Dalles sous chaussée :

$$I_0 = 0,0013 \quad m^4 \quad \ell = 4,85 \quad m$$

$$\left. \begin{array}{l} i = 0,0508 \\ g = 0,345 \end{array} \right\} \Rightarrow r = 4,8 \quad \text{et} \quad \gamma = 0,785$$

$$\text{raideur} \quad R = 4,8 * \frac{0,0013}{4,85} = 1,28 * 10^{-3}$$

$$\text{transmission} \quad \gamma = 0,785$$

b) Dalle inférieure :

$$I_0 = 0,0013 \quad m^4 \quad \ell = 4,85 \quad m$$

$$\left. \begin{array}{l} i = 0,05 \\ g = 0,087 \end{array} \right\} \Rightarrow r = 1,45 \quad \text{et} \quad \gamma = 0,585$$

$$\text{raideur} \quad R = 1,45 * \frac{0,0013}{4,85} = 0,39 * 10^{-3}$$

$$\text{transmission} \quad \gamma = 0,585$$

c) *Ames* : (D-A) et (C-B)

$$I_A = \frac{1 \cdot (2,42)^3}{12} = 1,252 \text{ m}^4$$

$$I_D = \frac{1 \cdot (0,775)^3}{12} = 0,0387 \text{ m}^4$$

$$I_0 = \frac{1 \cdot (0,45)^3}{12} = 0,0076 \text{ m}^4$$

calcul de R_{D-A} et R_{A-D} :

$$\left. \begin{aligned} i &= \frac{I_0}{I_A} = \frac{0,0076}{0,0387} = 0,196 \\ g &= \frac{\ell_a}{e} = \frac{0,325}{1,75} = 0,185 \end{aligned} \right\} \Rightarrow r_{D-A} = 1,68$$

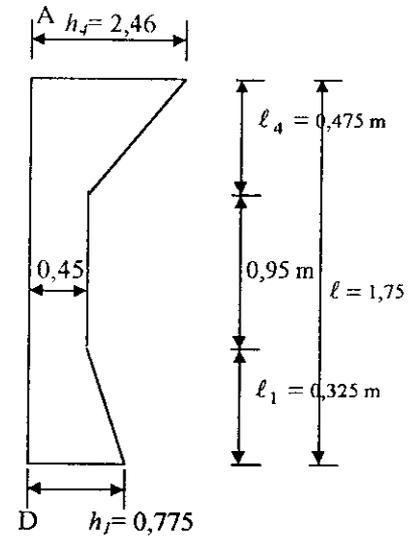
$$R_{D-A} = r_{D-A} \cdot \frac{I_0}{e} = 1,68 \cdot \frac{0,0076}{1,75} = 7,296 \cdot 10^{-3}$$

$$\left. \begin{aligned} i &= \frac{I_0}{I_A} = \frac{0,0076}{0,152} = 0,006 \\ g &= \frac{\ell_a}{e} = \frac{0,475}{1,75} = 0,271 \end{aligned} \right\} \Rightarrow r_{A-D} = 5,65$$

$$R_{A-D} = r_{A-D} \cdot \frac{I_0}{e} = 5,65 \cdot \frac{0,0076}{1,75} = 24,537 \cdot 10^{-3}$$

determination de γ_{D-A} et γ_{A-D} :

$$\left. \begin{aligned} i &= 0,196 \\ g &= 0,185 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \gamma_{D-A} = 0,634 \quad \left. \begin{aligned} i &= 0,006 \\ g &= 0,271 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \gamma_{A-D} = 0,82$$



X.1.4 REPARTITION DES EFFORTS SOUS POIDS PROPRE:

On utilise la methode de cross pour ce type de structure. Determinon donc les coefficient de transmission

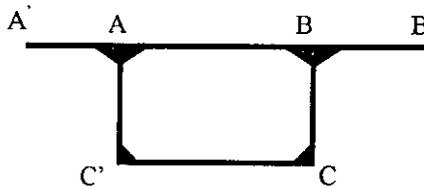
Calcul des coefficients de répartition :

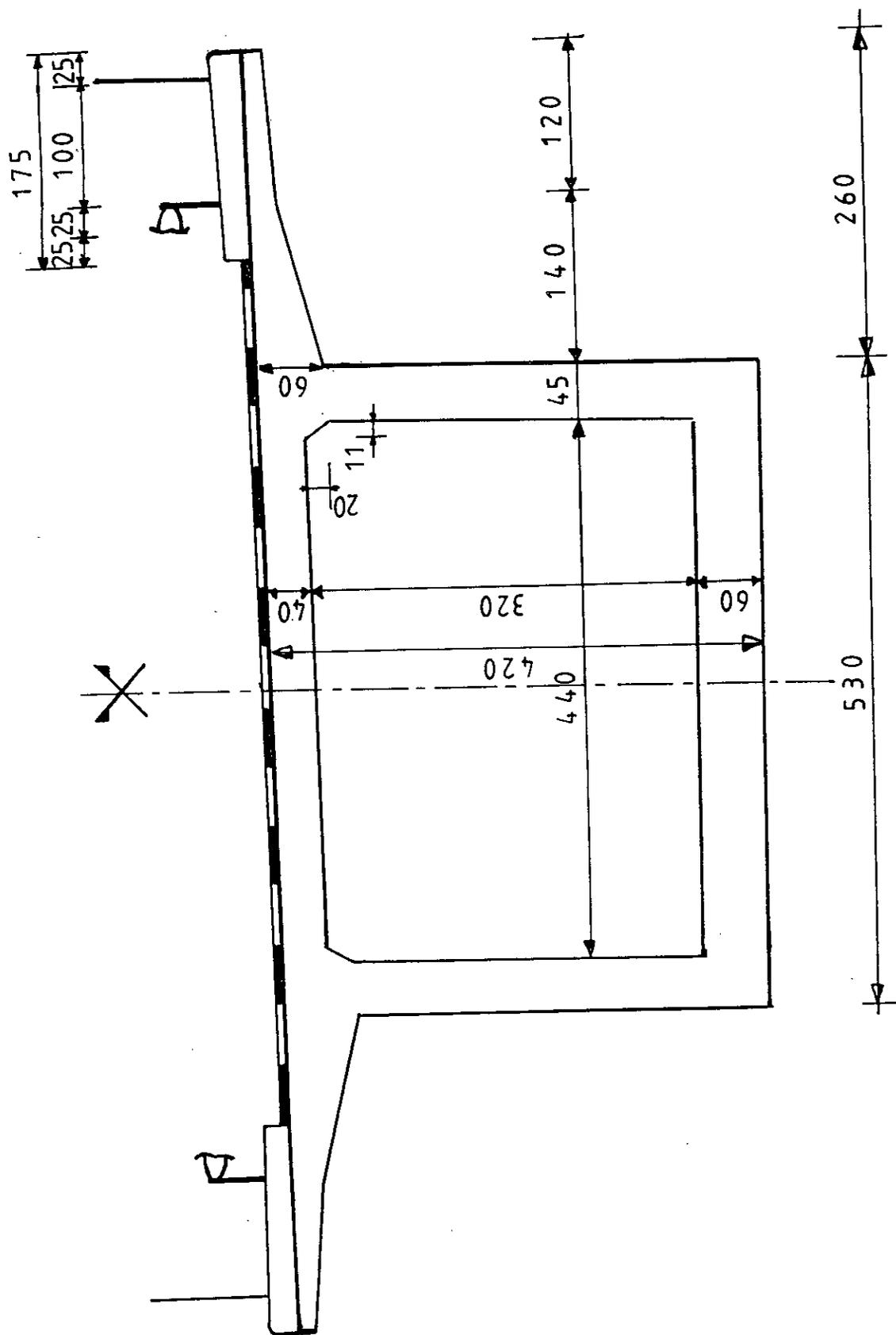
$$\alpha_{D-C} = \frac{R_{D-C}}{R_{D-C} + R_{D-A}} = \frac{0,39 \cdot 10^{-3}}{0,39 \cdot 10^{-3} + 7,29 \cdot 10^{-3}} = 0,05$$

$$\alpha_{D-A} = \frac{R_{D-A}}{R_{D-A} + R_{D-C}} = \frac{7,29 \cdot 10^{-3}}{0,39 \cdot 10^{-3} + 7,29 \cdot 10^{-3}} = 0,950$$

$$\alpha_{A-B} = \frac{R_{A-B}}{R_{A-B} + R_{A-D}} = \frac{1,28 \cdot 10^{-3}}{1,28 \cdot 10^{-3} + 24,537 \cdot 10^{-3}} = 0,05$$

$$\alpha_{A-D} = \frac{R_{A-D}}{R_{A-D} + R_{A-B}} = \frac{24,537 \cdot 10^{-3}}{24,537 \cdot 10^{-3} + 1,28 \cdot 10^{-3}} = 0,95$$





X.2 ETUDE DU VOUSOIR EN PILE :**X.2.1 DÉTERMINATION DES CHARGES PERMANANTES****X.2.1.1 PORTE À FAUX :**

les charges de porte à faux du voussoir en pile sont identiques à celle des charges du porte à faux du voussoir en clé :

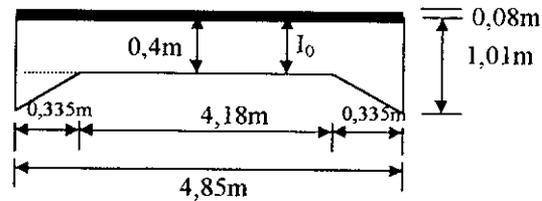
X.2.1.2 DALLE SOUS CHAUSSÉE:

$$g_r = 0,08 * 2,2 = 0,176 \frac{t}{m^2}$$

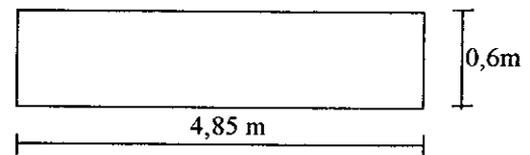
$$g = 0,4 * 2,5 = 1 \frac{t}{m^2}$$

$$g'_0 = 1,01 * 2,5 = 2,525 \frac{t}{m^2}$$

$$g_0 = \frac{2,525 - 1}{2} * 0,335 = 1,5 \frac{t}{m\ell}$$

**X.2.1.3 DALLE INFÉRIEURE:**

$$g = 0,6 * 2,5 = 1,5 \frac{t}{m^2}$$

**X.2.2 DÉTERMINATION DU MOMENT FLECHISSANT DU AU POIDS PROPRE****X.2.2.1 PORTE A FAUX :**

$$T = 3,296 \frac{t}{m^2}$$

$$M = 4 \frac{tm}{m\ell}$$

X.2.2.2 STRUCTURE CADRE :**a) Élément dalle supérieure :**

$$\text{charge uniforme: } I_0 = 5,333 * 10^{-3} \quad I_A = 85,858 * 10^{-3}$$

$$\left. \begin{array}{l} i = 0,062 \\ g = 0,069 \end{array} \right\} \Rightarrow m_1 = 0,091 \quad \text{D'ou} \quad M = 2,517 \text{ t/ml}$$

charge concentre:

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0,023 \\ i = 0,062 \end{array} \right\} \Rightarrow m_1 = 0,02 \quad \left. \begin{array}{l} 1 - \alpha = 0,977 \\ i = 0,062 \end{array} \right\} \Rightarrow m_2 = 0$$

d'où

$$M = m_2 * g_0 * \ell = 0,024 \text{ tm/ml}$$

De même dans le deuxième cas : $M = 0,024 \text{ tm/ml}$

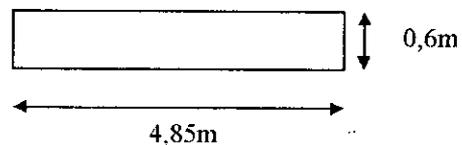
La superposition des cas de charges nous donne : $M = 2,541 \text{ tm/ml}$

b) Elément dalle inférieure :

$$M = \frac{g \ell^2}{12}$$

$$g = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$M = \frac{1,5 * (4,85)^2}{12} = 2,94 \text{ tm/ml}$$



X.2.3 CALCUL DES COEFFICIENTS (RAIDEUR, TRANSMISSION)

a) Dalle sous chaussées : (A-B)

$$I_0 = 5,33 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_A = 85,858 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$R_{A-B} = 1,46 * 10^{-3}$$

$$\gamma_{A-B} = 0,52$$

$$\left. \begin{array}{l} i = 0,062 \\ g = 0,069 \end{array} \right\} \Rightarrow r = 1,33$$

b) Dalle inférieure : (D-C)

$$I_0 = 18 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_A = 18 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$R_{D-C} = 3,71 * 10^{-3}$$

$$\gamma_{D-C} = 0,5$$

$$\left. \begin{array}{l} i = 1 \\ g = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow r = 1$$

c) Ames (A-D) et (B-C)

$$I_0 = 7,59 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_A = 25,06 * 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_D = 7,59 * 10^{-3} \quad \begin{cases} h_A = 0,67 \text{ m} \\ h_D = 0,45 \end{cases}$$

calcul de R_{AD} ET R_{DA} , γ_{A-D} ET γ_{D-A}

$$\left. \begin{array}{l} i = 0,302 \\ g = 0,102 \end{array} \right\} \Rightarrow r_{AD} = 1,27 \Leftrightarrow R_{A+D} = 2,47 * 10^{-3} \text{ et } \gamma_{A-D} = 0,563$$

$$\left. \begin{array}{l} i = 1 \\ g = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow r_{AD} = 1 \Leftrightarrow R_{D-A} = 1,94 * 10^{-3} \text{ et } \gamma_{D-A} = 0,5$$

d) calcul des coefficients de répartition:

$$\alpha_{A-D} = 0,628 \quad \alpha_{D-C} = 0,657$$

$$\alpha_{A-B} = 0,372 \quad \alpha_{D-A} = 0,343$$

X.3. MOMENT D'ENCASTREMENT SOUS SURCHARGES ROUTIERES :

-Pour la détermination des moments dans la structure caisson des différents éléments dus aux surcharges routières, on utilise les abaques de « HELLMUT HOMBERG » qui donnent en chaque position de la structure les sollicitations.

-Ce procédé consiste à choisir une échelle convenable à celle donnée à l'abaque, on trace sur un papier calque les points d'impact de la charge mobile (selon le cas de charge).

-Pour trouver les sollicitations les plus défavorables on déplace la charge mobile sur le profile de l'ouvrage afin d'obtenir la position la plus défavorable et donc la sollicitation la plus importante, la valeur de cette sollicitation est donnée par (P x lecture).

-Les moments sont calculés dans les deux sens :

Sens Y : longitudinalement M_y

Sens X : transversalement M_x

Et pour tenir compte de la contraction transversale de l'élément :

$$M_x^* = M_x + \mu M_y \quad (\mu = 1/5 \text{ coefficient de poisson})$$

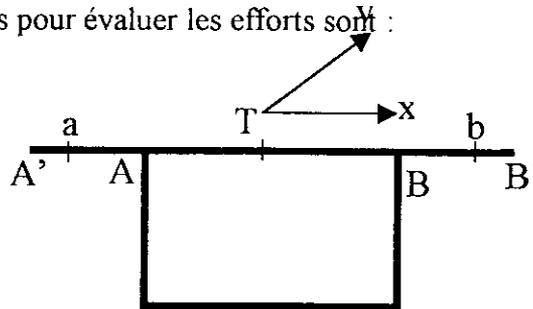
Les surcharges utilisées :

Le système qui s'avère le plus défavorable dans le sens longitudinal dans ce genre de pont est le système A(I).

-Mais dans le sens transversal il faut faire une comparaison entre les systèmes qui représentent une charge de forte concentration sur une surface relativement petite ou presque ponctuelle.

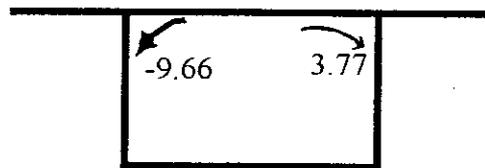
-Les surcharges qui sont utilisées pour évaluer les efforts sont :

- Le système Bc
- Le convoi M_{C120}
- Le convoi D.



X.3.1. CONVOI « D » :

$$\begin{aligned} M_{Ax} &= -9.660 \text{ t.m} \\ M_{Bx} &= -3.770 \text{ t.m} \\ M_{Tx} &= 2.207 \text{ t.m} \\ M_{Ty} &= 0.141 \text{ t.} \end{aligned}$$



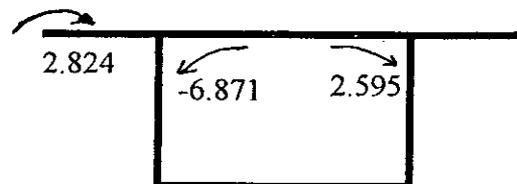
X.3.2. CONVOI M_{C120} :

X.3.2.1. DALLE SOUS CHAUSSEE CHARGEE :

$$\begin{aligned} M_{Ax} &= 6.871 \text{ t.m} \\ M_{Bx} &= 2.595 \text{ t.m} \\ M_{Tx} &= 1.985 \text{ t.m} \\ M_{Ty} &= 0.579 \text{ t.m} \end{aligned}$$

- Porte à faux de gauche :

$$\begin{aligned} M_{Ax} &= 2.824 \text{ t.m} \\ M_{ax} &= 0.045 \text{ t.m} \\ M_{ay} &= 0.03 \text{ t.m} \end{aligned}$$



X.3.2.2. PORTE À FAUX DE DROITE CHARGÉE :

$$M_{Bx} = -8.781 \text{ t.m}$$

$$M_{bx} = 0.503 \text{ t.m}$$

$$M_{by} = 0.244 \text{ t.m}$$

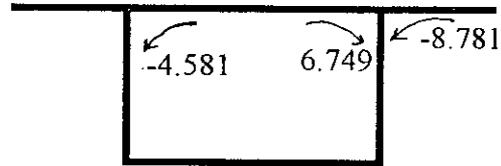
- Dalle sous chaussée :

$$M_{Ax} = -4.581 \text{ t.m}$$

$$M_{Bx} = 6.749 \text{ t.m}$$

$$M_{Tx} = 4.352 \text{ t.m}$$

$$M_{Ty} = 1.878 \text{ t.m}$$

**X.3.2.3. PORTE À FAUX DE GAUCHE CHARGÉE :**

$$M_{Ax} = -4.390 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0.099 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0.093 \text{ t.m}$$

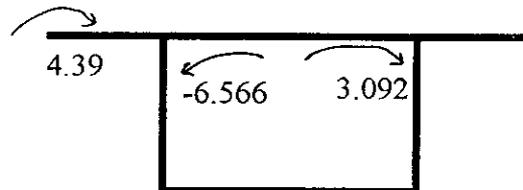
- Dalle sous chaussée :

$$M_{Ax} = -6.566 \text{ t.m}$$

$$M_{Bx} = -3.092 \text{ t.m}$$

$$M_{Tx} = 2.015 \text{ t.m}$$

$$M_{Ty} = 0.792 \text{ t.m}$$

**X.3.3. SYSTEME Bc :****X.3.3.1. DALLE SOUS CHAUSSEE CHARGÉE :**

$$M_{Ax} = -11.304 \text{ t.m}$$

$$M_{Bx} = -8.573 \text{ t.m}$$

$$M_{Tx} = 2.813 \text{ t.m}$$

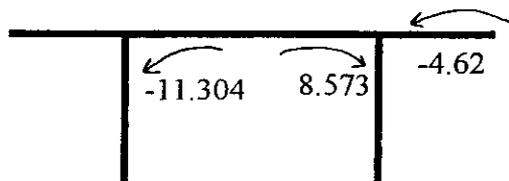
$$M_{Ty} = 1.239 \text{ t.m}$$

- Porte à faux de droite :

$$M_{Bx} = -4.620 \text{ t.m}$$

$$M_{bx} = 0.942 \text{ t.m}$$

$$M_{by} = -0.471 \text{ t.m}$$



X.3.3.2. PORTE À FAUX DE GAUCHE CHARGÉE :

$$M_{Ax} = -3.972 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0.557 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0.453 \text{ t.m}$$

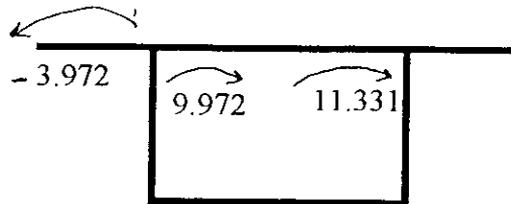
- Dalle sous chaussée :

$$M_{Ax} = -9.972 \text{ t.m}$$

$$M_{Bx} = 11.331 \text{ t.m}$$

$$M_{Tx} = 3.454 \text{ t.m}$$

$$M_{Ty} = 2.942 \text{ t.m}$$



X.3.3.3. PORTE À FAUX DE DROITE CHARGÉE :

$$M_{Bx} = -6.840 \text{ t.m}$$

$$M_{bx} = 0.205 \text{ t.m}$$

$$M_{by} = 0.153 \text{ t.m}$$

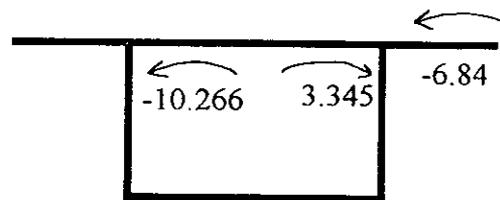
- Dalle sous chaussée :

$$M_{Ax} = -10.266 \text{ t.m}$$

$$M_{Bx} = 3.345 \text{ t.m}$$

$$M_{Tx} = 4.740 \text{ t.m}$$

$$M_{Ty} = 3.310 \text{ t.m}$$

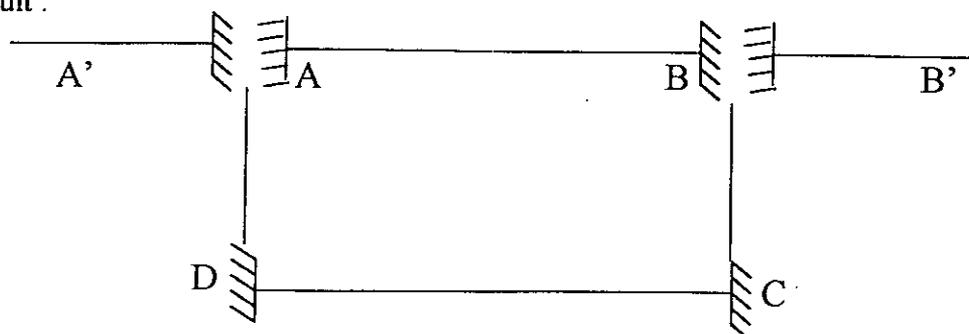


On va maintenant grâce à la méthode de « cross » répartir les moments revenant aux caissons sous les différentes surcharges aux entres éléments :

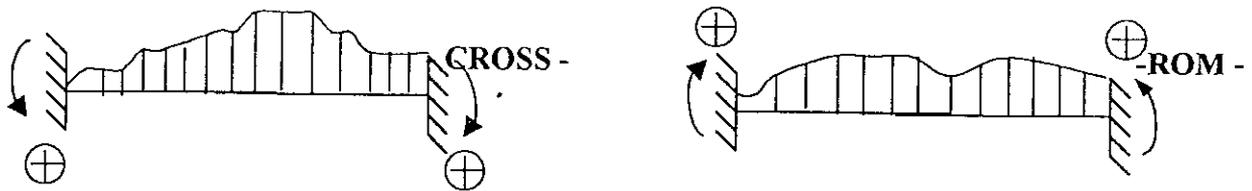
X.4. EFFET DES CHARGES ET SURCHARGES VIS A VIS DU CAISSON :

Après détermination des sollicitations sous différents cas de changement, les moments engendrés par ceux – ci vont être distribués dans les barres du caisson selon la méthode de cross qui permet après approximation successives la détermination des moments de flexion aux extrémités des barres.

Pour la détermination des moments aux différents nœuds du caisson, on divise celui – ci comme suit :



Convention de signe:



Les résultats obtenus due aux surcharges routiers et le poids propre sont mentionner sous forme des tableaux dans l'annexe.

Les résultats utilisées dans le calcul de ferrailage sont mentionner dans les tableaux récapitulatifs suivants :

X.4.1. RECAPITULATION DES MOMENTS MAXIMAUX SOUS DIFFERENT CHARGEMENT DANS LE V.S.P.

- Poids propre :

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
M_{\max}	4	-0.9571	-3.0429	3.0883	-4	0.9117	-0.974	0.974	-0.9858	0.9858

- Convoi M_{C120}

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
M_{\max}	4.39	2.843	-6.108	8.056	-8.781	-2.237	-0.694	0.694	-1.078	1.078

- Système B_c

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
M_{\max}	3.973	7.37	-9.141	8.442	-6.841	-7.887	-2.726	2.726	-2.643	2.643

- Convoi D :

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
M_{\max}	0	6.572	-6.572	3.557	0	-3.557	-0.983	0.983	-2.312	2.312

X.4.2. RECAPITULATION DES MOMENTS MAXIMAUX SOUS DIFFERENT CHARGEMENT EN CLE.

- Poids propre :

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
M_{\max}	4	-1.2899	-2.6968	2.6968	-4	1.2899	-7.5417	7.5417	-7.5417	7.5417

- Convoie M_{C120}

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
M_{\max}	4.340	3.842	-6.709	7.201	-8.781	-2.977	0.221	0.275	-0.343	0.343

- Système Bc

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
M_{\max}	3.973	10.2	-10.373	10.789	-6.841	-10.568	-0.729	0.729	-0.85	0.85

- Convoie D :

Nœud	A			B			C		D	
Elément	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
M_{\max}	0	9.132	-9.132	4.05	0	-4.05	-0.259	0.259	-0.6	0.6

X.5. FERRAILLAGE DE LA SECTION PILE :

X.5.1. FERRAILLAGE DE LA DALLE SOUS CHAUSSEE

X.5.1.1. SUIVANT X : FERRAILLAGE TRANSVERSAL

X.5.1.1.1. A L'ENCASTREMENT :

$$M_G = -3.0429 \text{ t.m}$$

$$M_Q = -9.141 \text{ t.m}$$

- Les armatures seront calculées en flexion simple en considérant une section de béton b x h avec $b = 1^m$ et $h = 1.01^m$

Les combinaisons d'actions à prendre en compte sont les suivants :

$$M_{ult} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q$$

$$M_{SER} = M_G + 1.2 M_Q$$

L'enrobage $d' = 0.11$ m et $d = 0.9$ m

$$M_{ult} = 1.35 * (-3.0429) + 1.6(-9.141) = -18.7335 \text{ t.m}$$

$$M_{SER} = (-3.0429) + 1.2 * (-9.141) = -14.0121 \text{ t.m}$$

• **DIMENSIONNEMENT L'ELU :**

$$\gamma = \frac{M_{ULT}}{M_{SER}} = 1.33 \Rightarrow \mu_{LU} \approx 0.30$$

$$\mu_{BU} = \frac{M_{ULT}}{b^2 f_{bu}} = \frac{0.187335}{1*(0.9)^2*19.83} = 0.0116$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ donc pas d'acier comprimé $A = 0$

$$M_{ULT} = \delta_s * A_s * Z_b \Leftrightarrow A_{s_{ULT}} = \frac{M_{ULT}}{Z_b * \delta_s}$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.0146$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9(1 - 0.4 * 0.0146) = 0.894$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 34782$$

$$A_{s_{ULT}} = \frac{0.187335}{0.894*347.82} = 6.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **DIMENSIONNEMENT À ELS :**

Le moment résistant du béton $M_{rb} = \mu_{rb} * \bar{\sigma}_{bc} * b * d^2$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] \quad \text{avec} \quad \alpha_r = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \sigma_s}$$

fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = 176 \text{ MPa}$

$$\alpha_r = 0.641 \text{ donc } \mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = 0.252 * 21 * 10^2 * (0.9)^2 = 428.652 \text{ t.m}$$

Or $M_{ser} < M_{rb}$ donc pas d'acier comprimé $A_s^* = 0$

La section d'acier tendue est :

$$A_{ser} = \frac{M_{SER}}{Z * \bar{\sigma}_s} \quad Z = d \left[1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0.786d = 0.707m$$

$$A_{ser} = \frac{14.0121 * 10^{-2}}{0.707 * 176} = 11.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{D'ou } A_s = \max(A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}}) = 11.25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit la sélection } 4 \text{ HA } 20 / \text{ml} = 12.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON-FRAGILITE :

$$A_s \geq 0.238 * b * d * \frac{f_e}{f_e} = 0.238 * 1 * 0.9 * \frac{2.7}{400} = 1445 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit la sélection } 5 \text{ HA } 20 / \text{ml} = 15.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

X.5.1.1.2. À MI - TRAVÉE :

Pour le calcul des moments aux centres des Dalles on utilise cette relation :

$$M(x) = \mu(x) + M_{ij}$$

$$\text{Avec } \mu\left(\frac{l}{2}\right) = (g + g_r) * \frac{l^2}{2} + g' \left(\frac{b}{2} + a - \frac{l}{2} \right)$$

$$\mu\left(\frac{l}{2}\right) = (1 + 0.176) \frac{(4.85)^2}{8} + 0.225 \left(\frac{4.739}{2} + 0.111 - \frac{4.85}{2} \right)$$

$$\mu\left(\frac{l}{2}\right) = 3.457 \text{ t.m}$$

$$M_G\left(\frac{l}{2}\right) = \mu\left(\frac{l}{2}\right) + M_{ab} = 3.457 - 3.0429$$

$$M_G\left(\frac{l}{2}\right) = 0.415 \text{ t.m}$$

$$M_G = 0.414 \text{ m} \quad h = 0.4 \text{ m}$$

$$M_Q = 5.273 \text{ t.m} \quad d' = 0.04 \text{ m}$$

$$d = 0.36 \text{ m}$$

$$M_{ult} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 8.995 \text{ t.m}$$

$$M_{SER} = M_G + 1.2 M_Q = 6.741 \text{ t.m}$$

• DIMENSIONNEMENT À ELU :

$$\gamma = \frac{M_{ult}}{M_{SER}} = 1.33 \mapsto \mu_{LU} \approx 0.3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ult}}{bd^2 * f_{bu}} = \frac{0.08995}{1 * (0.36)^2 * 1983} = 0.035$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ donc pas d'acier comprimée

$$A_{SULT} = \frac{M_{ULT}}{Z \sigma_s}$$

$$\alpha = 0.0445 \quad Z = 0.353$$

$$A_{s_u} = \frac{0.08995}{0.353 * 347.82} = 7.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• DIMENSIONNEMENT À ELS :

$$\alpha = 0.641 \quad \mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = 190.512 \text{ t.m}$$

$M_{SER} < M_{rb}$ donc pas d'acier comprimée.

$$A_{s_{ser}} = \frac{M_{ser}}{Z * \sigma_s} \quad Z = 0.786 * d = 0.283 \text{ m}$$

$$A_{s_{ser}} = \frac{0.06741}{0.283 * 176} = 13.54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{D'où } A_s = \max(A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}}) = 13.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit la section } 5\text{HA}20/\text{ml} = 15.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$A_s \geq 0,238 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc la condition est vérifiée.

X.5.1.2. SUIVANT Y (FERRAILLAGE LONGITUDINALE) :

X.5.1.2.1. À L'ENCASTREMENT :

$$A_x = 14.45 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_y = \frac{A_x}{3} = 4.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } 4\text{HA } 14/\text{ml} = 6.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- LES POURCENTAGES MINIMUMS

$$\frac{A_y}{b \cdot h} = 0.0006 < 0.0008$$

Donc la condition n'est pas vérifiée, on prends $A_y = 8 \cdot 10^{-4} \cdot b \cdot h$

$$A_y = 8.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } 6\text{HA } 14/\text{ml} = 9.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES :

$$\text{Pour } A_x: S_{l \max} = \text{Min}(2h, 22\text{cm}) = 22\text{cm} \quad \text{on prends } S_l = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } A_y: S_{l \max} = \text{Min}(3h, 30\text{cm}) = 30\text{cm} \quad \text{on prends } S_l = 16 \text{ cm}$$

- X.5.1.2.2. À MI TRAVÉE :

$$A_x = 13.54 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_y = \frac{A_x}{3} = 4.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $3\text{HA}14/\text{ml} = 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **LE POURCENTAGE MINIMUM** $\frac{A_y}{b * h} = 0.0011 < 0.0008$

Donc la condition est vérifiée

- **ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES :**

Pour A_x : $S_{t \max} = \text{Min}(2h, 22\text{cm}) = 22\text{cm}$ on prends $S_t = 20 \text{ cm}$

Pour A_y : $S_{l \max} = \text{Min}(3h, 30\text{cm}) = 30\text{cm}$ on prends $S_l = 16 \text{ cm}$

X.5.2. Ferrailage Dalle inférieure

X.5.2.1. SUIVANT X (FERRAILAGE TRANSVERSAL)

X.5.2.1.1. À L'ENCASTREMENT :

$$M_G = -0.9858 \text{ t.m}$$

$$M_Q = -2.643 \text{ t.m}$$

$$M_{ult} = 5.559 \text{ t.m}$$

$$M_{SER} = 4.1574 \text{ t.m}$$

$$h = 0.6 \text{ m} \quad \text{l'enrobage } d' = 0.06 \text{ m} \text{ et } d = 0.54 \text{ m}$$

- **DIMENSIONNEMENT À ELU :**

$$\gamma = \frac{M_{ult}}{M_{SER}} = 1.337 \Rightarrow \mu_{LU} \approx 0.3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ult}}{bd^2 * f_{bu}} = \frac{0.05559}{1 * (0.54\text{m}) * 19.83} = 0.00961$$

$$\mu_{bu} = 0.00961 < \mu_{lu} = 0.3 \text{ donc pas d'acier comprimée}$$

$$\alpha = 0.0120 \quad Z = 0.537\text{m}$$

$$A_{s_{ult}} = \frac{M_{ult}}{Z_b * \sigma_s} = \frac{0.05559}{0.537 * 347.82} = 2.974 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **DIMENSIONNEMENT À ELS :**

$$\alpha_r = 0.641 \quad \mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} * \bar{\sigma}_{bc} * b * d^2 = 0.252 * 21 * 10^2 * (0.54)^2$$

$$M_{rb} = 154.314 \text{ tm}$$

$$\text{Or } M_{SER} < M_{rb} \text{ donc } A_{sc} = 0$$

La section d'acier tendue est :

$$A_{s_{ser}} = \frac{M_{ser}}{Z * \bar{\sigma}_s} \quad Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.786 * d = 0.424$$

$$A_{s_{ser}} = \frac{4.1574 * b^{-2}}{0.424 * 176} = 5.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{D'où } A_s = \max(A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}}) = 5.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit la section } 2\text{HA}20/\text{ml} = 6.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :**

$$A_s \geq 0.238 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 8.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc on prends } A_s = 8.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit la section } 3\text{HA}20/\text{ml}$$

X.5.2.1.2. À MI TRAVÉE :

$$M(x) = \mu(x) + M_{ij}$$

$$\mu\left(\frac{l}{2}\right) = g \frac{l^2}{2} = 4.4 \text{ lt.m}$$

$$M_G \left(\frac{l}{2}\right) = \mu \left(\frac{l}{2}\right) + M_{ij} = 3.424 t.m$$

$$M_G = 3.424 t.m \quad h = 0.6 m$$

$$M_Q = 8.15 t.m \quad d'' = 0.06 m$$

$$d = 0.54 m$$

$$M_{ult} = 1.35 M_G + 1.6 M_Q = 17.662 t.m$$

$$M_{SER} = M_G + 1.2 M_Q = 13.204 t.m$$

• **DIMENSIONNEMENT À ELU :**

$$\gamma = \frac{M_{ult}}{M_{SER}} = 1.33 \mapsto \mu_{LU} \approx 0.3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ult}}{b d^2 * f_{bu}} = \frac{0.17662}{1 * 19.83 (0.54)^2} = 0.0305$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ donc pas d'acier comprimée

$$A_{s_{ult}} = \frac{M_{ult}}{Z_b * \sigma_s}$$

$$\alpha = 0.0387 \quad Z = 0.531$$

$$A_{s_{ult}} = \frac{0.17662}{0.531 * 347.82} = 9.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **DIMENSIONNEMENT À ELS :**

$$\alpha = 0.641 \quad \mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} * \bar{\sigma}_{bc} * b * d^2 = 0.252 * 21 * 10^2 * (0.54)$$

$$M_{rb} = 285.768 \text{ tm}$$

Or $M_{SER} < M_{rb}$ donc pas d'acier comprimée $A_{sc} = 0$

$$A_{s_{ser}} = \frac{M_{ser}}{Z * \bar{\sigma}_s} \quad Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.786 * d = 0.424 m$$

$$A_{s_{ser}} = 17.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{D'ou } A_s = \max(A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}}) = 17.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit la section } 6\text{HA}20 / \text{ml} = 18.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :**

$$A_s \geq 0.238 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 8.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la condition est vérifiée.

X.5.2.1.SUIVANT Y (FERRAILLAGE LONGITUDINAL)

X.5.2.1.1.À L'ENCASTREMENT :

$$A_x = 8.67 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad A_y = \frac{A_x}{3} = 2.89 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } 2\text{HA}14 / \text{ml}$$

• **LES POURCENTAGES MINIMUMS** $\frac{A_y}{b * h} = 0.0005 < 0.0008$

Donc la condition n'est pas vérifiée, on prends $A_y = 8 * 10^{-4} * b * h$

$$A_y = 4.8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}14 / \text{ml} = 6.15 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES :**

Pour A_x : $S_{t_{max}} = \text{Min}(2h, 22\text{cm}) = 22\text{cm}$ on prends $S_t = 22\text{cm}$

Pour A_y : $S_{t_{max}} = \text{Min}(3h, 30\text{cm}) = 30\text{cm}$ on prends $S_t = 25\text{cm}$

X.5.2.1.2 À MI-TRAVÉE :

$$A_x = 17.67 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_y = \frac{A_x}{3} = 5.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}14/\text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- LE POURCENTAGE MINIMUM $\frac{A_y}{b * h} = 0.0012 < 0.0008$

Donc la condition est vérifiée

- ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES :

$$\text{Pour } A_x: S_{t_{\max}} = \text{Min}(2h, 22\text{cm}) = 22\text{cm} \quad \text{on prends } S_t = 16\text{cm}$$

$$\text{Pour } A_y: S_{l_{\max}} = \text{Min}(3h, 30\text{cm}) = 30\text{cm} \quad \text{on prends } S_l = 20\text{cm}$$

X.5.3. FERRAILLAGE DU PORTE A FAUX DE DROITE ET GAUCHE

X.5.3.SUIVANT X (FERRAILLAGE TRANSVERSAL):

$$M_G = -4 \text{ t.m} \quad h = 0.6 \text{ m}$$

$$M_Q = -8.78 \text{ t.m} \quad d' = 0.06 \text{ m}$$

$$d = 0.54 \text{ m}$$

$$M_{ult} = -19.448 \text{ t.m}$$

$$M_{SER} = -14.536 \text{ t.m}$$

- DIMENSIONNEMENT À L' ELU :

$$\gamma = 1.338 \Rightarrow \mu_{lu} \approx 0.3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ult}}{bd^2 * f_{bu}} = 0.0336$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \text{ donc pas d'acier comprimée } A_{sc} = 0$$

$$A_{s_{ult}} = \frac{M_{ult}}{Z_b * \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.042$$

$$Z_b = d(1 - 0.4\alpha) = 0.982d = 0.550m$$

$$A_{s_{ult}} = \frac{M_{ult}}{Z_b * \sigma_s} = \frac{19.448 * 10^{-2}}{0.53 * 347.82} = 10.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **DIMENSIONNEMENT À ELS :**

$$\alpha = 0.641 \quad \mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} * \bar{\sigma}_{bc} * b * d^2$$

$$M_{rb} = 154.314 \text{ tm}$$

Or $M_{SER} < M_{rb}$ donc pas d'acier comprimée $A_{sc} = 0$

$$A_{s_{ser}} = \frac{M_{ser}}{Z * \bar{\sigma}_s} \quad Z = 0.787 * d = 0.424 m$$

$$A_{s_{ser}} = 19.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{D'ou } A_s = \max(A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}}) = 19.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit la section } 7\text{HA}20/\text{ml} = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :**

$$A_s \geq 0.238 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 18.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc la condition est vérifiée.

X.5.3.2. FERRAILLAGE SUIVANT Y (FERRAILLAGE LONGITUDINAL)

$$A_x = 21.99 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_y = \frac{A_x}{3} = 7.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}14/\text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{LES POURCENTAGES MINIMUMS } \frac{A_y}{b * h} = \frac{6.59}{100.65} = 0.001 > 0.0008$$

Le pourcentages minimums est pas vérifiée.

• **ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES :**

$$\text{Pour } A_x: S_{l_{\max}} = \text{Min}(2h, 22\text{cm}) = 22\text{cm} \quad \text{on prends } S_t = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } A_y: S_{l_{\max}} = \text{Min}(3h, 30\text{cm}) = 30\text{cm} \quad \text{on prends } S_t = 20 \text{ cm}$$

X.5.4. FERRAILLAGE DES ÂMES AD ET BC :

X.5.4.1. FERRAILLAGE TRANSVERSAL

Le ferrailage des âmes se fait à la flexion composée

$$M_G = -0.9571 \text{ t.m} \quad h = 0.45 \text{ m}$$

$$M_Q = -8.78 \text{ t.m}$$

$$M_{SER} = M_G + 1.2M_Q = -10.42 \text{ t.m}$$

• **EVALUATION DES EFFORTS NORMAUX.**

$N_P = 30t$ (Effort normal le plus défavorable dû aux surcharges B_C).

$$N_G = S * \gamma * b = (0.2 * 1.2 + 0.05 * \frac{1.2}{2} + 0.25 * 1.4 + 0.35 * \frac{1.4}{2} + 0.4 * 2.65 + 0.2 * 0.45 + 0.11 * \frac{0.2}{2}) * 2.5 * 1$$

$$N_G = 5.065 t$$

$$\text{D'ou} \quad N_{ult} = 1.35 N_G + 1.6 N_Q = 54.83 t$$

$$N_{SER} = N_G + 1.2 N_Q = 41.065 t$$

Calcul de l'excentricité de «N» :

$$e_0 = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = 0.253 \text{ m}$$

La position du noyau central d'une section rectangulaire est limitée par les bornes $h/6$

$$H/6 = 0.075$$

$$\text{Donc } e_0 > \frac{h}{6} = 0,075$$

La section est soit : entièrement comprimée (SEC) ou partiellement comprimée (SPC).

On a : $h = 0.45 \text{ m}$, $d' = 0.05 \text{ m}$ et $d = 0.4 \text{ m}$ $b = 1 \text{ m}$.

Par l'organigramme de la flexion composée (SEC, SPC)

$$\text{On a : } M_a = M_{G_{0ULT}} + N_{ULT} * \left(\frac{d - d'^2}{2} \right)$$

$$M_a = 13.91 + 54.83 \left(\frac{0.4 - 0.05}{2} \right) = 23.5 \text{ t.m}$$

$$a = (0.337h - 0.81d')b * h * f_{bu} = (0.337 * 0.45 - 0.81 * 0.05) * 1 * 0.45 * 1983 = 0.99$$

$$b = N(d - d') - M_a = 54.83(0.4 - 0.05) - 23.5 = -4.31$$

$$c = (0.5h - d') * b * h * f_{bu} = (0.5 * 0.45 - 0.05) * 1 * 0.45 * 1983 = 1.56$$

$$a > b \Rightarrow \text{SPC}$$

donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

• **DIMENSIONNEMENT À ELU :**

$$\gamma = \frac{M_{ult}}{M_{SER}} = 1.33 \mapsto \mu_{LU} \approx 0.3$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ult}}{bd^2 * f_{bu}} = \frac{0.1391}{1 * 19.83 * (0.4)^2} = 0.0438$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \text{ donc pas d'acier comprimée}$$

$$M_{ult} = \sigma_s * A_s * Z_b \Leftrightarrow A'_{s_{ult}} = \frac{M_{ult}}{Z_b * \sigma_s}$$

$$\alpha = 0.056 \quad Z = 0.391 \text{ m}$$

$$A'_{s_{ult}} = 11.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{ult}} = A'_{s_{ult}} + \frac{N_{ult}}{\sigma_s} = 11.07 + \frac{0.5483}{347.82} = 26.00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **DIMENSIONNEMENT A ELS :**

$$\alpha_{rb} = 0.641 \quad \text{donc} \quad \mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} * \bar{\sigma}_{bc} * b * d^2$$

$$M_{rb} = 84.672 \text{ tm} = 0.84672 \text{ MNm}$$

$$M_{SER}^* = M_{SER} + N_{SER} * V_a \quad \text{avec} \quad V_a = d - \frac{h}{2}$$

$$M_{SER}^* = 10.42 + 41.065 * 0.175 = 0.17606 \text{ MNm}$$

Or $M_{rb} > M_{SER}^*$ donc $A_{sc} = 0$

$$A_{s_{ser}} = \frac{M_{ser}}{Z * \bar{\sigma}_s}$$

$$Z = 0.786 * d = 0.314 \text{ m}$$

$$A'_{s_{ser}} = \frac{0.17606}{0.314 * 176} = 31.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{ser}} = A'_{s_{ser}} + \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 31.85 + \frac{0.41065}{176} = 55.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'ou $A_s = \max(A_{s_{ul}}, A_{s_{ser}}) = 55.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit la section 12HA25 / mL = 58,90 cm²/mL

- **VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :**

$$A_s \geq 0.238 * b * d * f_{128}/f_e = 6.426 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc la condition est vérifiée.

X.5.4.2. FERRAILLAGE LONGITUDINAL :

$$A_t = 55.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_l = \frac{A_t}{3} = 18.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 12HA14 / mL = 18,47 cm²/mL

- **ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES :**

Pour A_t : $S_{l_{\max}} = \text{Min}(2h, 22\text{cm}) = 22\text{cm}$ on prends $S_t = 8 \text{ cm}$

Pour A_y : $S_{l_{\max}} = \text{Min}(3h, 30\text{cm}) = 30\text{cm}$ on prends $S_l = 8 \text{ cm}$

X.6. FERRAILLAGE DE LA SECTION CLE :**X.6.1. FERRAILLAGE DE LA DALLE SOUS CHAUSSE :****X.6.1.1. SUIVANT X (FERRAILLAGE TRANSVERSAL) :****X.6.1.1.1. À L'ENCASTREMENT :**

$$M_G = -2.6968 \text{ t.m}$$

$$M_Q = -10.789 \text{ t.m}$$

$$M_{ult} = 20.9031 \text{ t.m}$$

$$M_{SER} = -15.6436 \text{ t.m}$$

$$h = 0.654 \text{ m} \quad d' = 0.054 \text{ m} \quad d = 0.6 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m.}$$

• DIMENSIONNEMENT À ELU :

$$\gamma = 1.33 \Rightarrow \mu_{LU} \approx 0.3$$

$$\mu_{bu} = 0.0292$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \text{ donc pas d'acier comprimée } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 0.0371 \quad Z = 0.591 \text{ m}$$

$$A_{s_{ult}} = \frac{M_{ult}}{Z_b * \sigma_s} = 10.167 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• DIMENSIONNEMENT À ELS :

$$\alpha_r = 0.641 \quad \mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = 190.512 \text{ tm}$$

$$\text{Or } M_{SER} < M_{rb} \text{ donc } A_{sc} = 0$$

$$Z = 0.4718 \text{ m} \quad A_{s_{ser}} = \frac{M_{ser}}{Z * \bar{\sigma}_s} = 18.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{D'ou } A_s = \max(A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}}) = 18.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit la section } 6\text{HA}20/\text{ml} = 18.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$A_s \geq 0.238 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.638 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc la condition est vérifiée.

X.6.1.1.2. À MI - TRAVÉE :

$$\mu\left(\frac{l}{2}\right) = (g + g_r) \frac{l^2}{8} + g' \left(\frac{b}{2} + a - \frac{l}{2}\right) = 2.59$$

$$M_G = \mu\left(\frac{l}{2}\right) + M_{ij}$$

$$M_G = 0.1058 \text{ t.m} \quad h = 0.25 \text{ m}$$

$$M_Q = 6.281 \text{ m} \quad d' = 0.05 \text{ m}$$

$$d = 0.2 \text{ m}$$

$$M_{ult} = 10.1908 \text{ t.m}$$

$$M_{SER} = 7.6418 \text{ t.m}$$

• DIMENSIONNEMENT À ELU :

$$\gamma = 1.33 \Rightarrow \mu_{LU} \approx 0.3$$

$$\mu_{bu} = 0.128$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ donc pas d'acier comprimée

$$A_{s_{ult}} = \frac{M_{ult}}{Z_b * \sigma_s} = 15.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\alpha = 0.1725 \quad Z_b = 0.186$$

• DIMENSIONNEMENT À ELS :

$$\alpha_r = 0.641 \quad \mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = 21.168 \text{ t.m}$$

Or $M_{SER} < M_{rb}$ donc pas d'acier comprimée $A_{sc} = 0$

$$Z = 0.1572 \text{ m}$$

$$A_{s_{ser}} = \frac{M_{ser}}{Z * \sigma_s} = 27.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{D'ou } A_s = \max(A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}}) = 27.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit la section } {}^{9HA}_{20}/\text{ml} = 28.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$A_s \geq 0.238 * b * d * f_{t28}/f_e = 3.213 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc la condition est vérifiée.

X.6.1.2. SUIVANT Y (FERRAILLAGE LONGITUDINAL)**X.6.1.2.1. À L'ENCASTREMENT :**

$$A_x = 18,84 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_y = \frac{A_x}{3} = 6,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } 5 \text{ HA } 14 / \text{ml} = 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{LE POURCENTAGE MINIMUM : } \frac{A_y}{bh} = 0,0011 > 0,0008$$

Donc la condition est vérifiée

• ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES :

$$\text{Pour } A_x : S_{l \max} = \min(2k, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \text{ on prend } S_l = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } A_y : S_{l \max} = \min(3k, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \text{ on prend } S_l = 20 \text{ cm}$$

X.6.1.2.2. À MI-TRAVÉE :

$$A_x = 27,62 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_y \frac{A_x}{Z} = 9,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{soit } 6 \text{ HA } 14 / \text{ml} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{LE POURCENTAGE MINIMUM : } \frac{A_y}{b_k} = 0,0046 > 0,0008$$

Donc la condition est vérifiée.

• ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES :

$$\text{Pour } A_x : S_{l \max} = \min(2k, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \text{ on prend } S_l = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } A_y : S_{l \max} = \min(2k, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \text{ on prend } S_l = 16 \text{ cm}$$

X.6.2. FERRAILLAGE DU HOURDIS INFÉRIEUR :**X.6.2.1. SUIVANT X : (FERRAILLAGE TRANSVERSAL) :****X.6.2.1.1. À L'ENCASTREMENT :**

$$M_G = -7,5417 \text{ tm} \quad h = 0,675 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m}$$

$$M_Q = -0,785 \text{ tm} \quad d = 0,055 \text{ m} \quad d = 0,62 \text{ m}$$

$$M_{SER} = 8,561 \text{ tm} \quad M_{ult} = 11,5413 \text{ tm}$$

• DIMENSIONNEMENT À ELU :

$$\gamma = 1,33 \Rightarrow \mu_{lu} \approx 0,3$$

$$\mu_{bu} = 0,015$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \text{ donc pas d'acier comprimée } A_{sc} = 0$$

$$\alpha = 0,019 \quad Z = 0,615 \text{ m}$$

$$A_{suct} = \frac{M_{ULT}}{Z_b \sigma_s} = 5,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **DIMENSIONNEMENT À ELS :**

$$\alpha_r = 0,641 \quad \mu_{rb} = 0,252 \quad M_{rb} = 203,42 \text{ tm}$$

or $M_{SER} < M_{rb}$ donc pas d'acier comprimée $t_{cs}=0$
 $Z=0,487$

$$A_{S_{SER}} = \frac{M_{SER}}{Z \bar{\sigma}_s} = 10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

d'où $A_s = \max (A_{S_{ULT}}, A_{S_{SER}}) = 10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

soit la section $4HA20 / \text{ml} = 12,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

• **VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :**

$$A_s \geq 0,238 \text{ bd } f_{t2} / f_e = 9,96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

donc la condition est vérifiée

X.6.2.1.2. AMI TRAVÉE :

$$\mu(\frac{l}{2}) = g \frac{l^2}{8} + g'(\frac{b}{2} + a - \frac{l}{2}) = 1.853$$

$$M_G = \mu(\frac{l}{2}) + M_{ij}$$

$$M_G = 5.688 \text{ t.m } h = 0.25 \text{ m}$$

$$M_Q = 0.66 \text{ t.m } d' = 0.05 \text{ m}$$

$$d = 0.2 \text{ m}$$

$$M_{ult} = 8.7348 \text{ t.m}$$

$$M_{SER} = 6.48 \text{ t.m}$$

• **DIMENSIONNEMENT À ELU :**

$$\gamma = 1.34 \Rightarrow \mu_{LU} \approx 0.3$$

$$\mu_{ru} = 0.110$$

$\mu_{ru} < \mu_{lu}$ donc pas d'acier comprimée

$$A_{s_{ul}} = \frac{M_{ult}}{Z_b * \sigma_s} = 13.33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **DIMENSIONNEMENT À ELS :**

$$\alpha = 0.146 \quad Z = 0.188m$$

$$\alpha_r = 0.641 \quad \mu_{rb} = 0.252$$

$$M_{rb} = 21.168 t.m$$

Or $M_{SER} < M_{rb}$ donc pas d'acier comprimée $A_{SC} = 0$

$$Z = 0.1572m$$

$$A_{ser} = \frac{M_{sr}}{Z * \sigma_s} = 23.42 \text{ cm}^2/ml$$

$$D'ou A_s = \max(A_{s_{sit}}, A_{s_{ser}}) = 23.42 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Soit la section } 8HA 20/ml = 25.13 \text{ cm}^2/ml$$

- **VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :**

$$A_s \geq 0.238 * b * d * f_{t28}/f_e = 3.213 \text{ cm}^2/ml$$

Donc la condition est vérifiée.

X.6.2.2. SUIVANT Y (FERRAILLAGE LONGITUDINAL)

X.6.2.2.1. À L'ENCASTREMENT :

$$A_x = 10 \text{ cm}^2/ml \quad A_y = \frac{A_x}{3} = 3.34 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Soit } 3HA 14/ml = 4.62 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{LE POURCENTAGE MINIMUM : } \frac{A_y}{bh} = 0,0006 < 0,0008$$

Donc la condition n'est pas vérifiée.

$$\text{On prends } A_y = 8 * 10^{-4} * b * h$$

$$A_y = 5.4 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Soit } 4HA 14/ml = 6.15 \text{ cm}^2/ml$$

- **ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES :**

$$\text{Pour } A_x: \quad S_{t_{\max}} = \min(2k, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } A_y: \quad S_{t_{\max}} = \min(3k, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

X.6.2.2.2. À MI-TRAVÉE :

$$A_x = 23.42 \text{ cm}^2 / \text{ml} \qquad A_y = \frac{A_x}{Z} = 7.8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{soit } 6\text{HA}14 / \text{ml} = 9,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{LE POURCENTAGE MINIMUM : } \frac{A_y}{bh} = 0,0037 < 0,0008$$

Donc la condition est vérifiée

• **ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES :**

$$\text{Pour } A_x : S_{l_{\max}} = \min(2k, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \text{ on prend } S_l = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } A_y : S_{l_{\max}} = \min(2k, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \text{ on prend } S_l = 16 \text{ cm}$$

X.6.3. FERRAILLAGE DU PORTE A FAUX DE DROITE ET GAUCHE :

$$M_G = -4 \text{ tm} \qquad h = 0,6 \text{ m}$$

$$M_Q = -8.78 \qquad d' = 0,06 \text{ m} \qquad d = 0,54 \text{ m}$$

Le Ferrailage du porte à faux de droite et gauche de section clé est analogue à celle de section du VSP, donc on a :

$$A_{sx} = 7\text{HA}20 / \text{ml}$$

$$A_{sy} = 5\text{HA}14 / \text{ml}$$

$$\text{et } S_l = 12.5 \text{ cm}$$

$$S_l = 20 \text{ cm}$$

X.6.4. FERRAILLAGE DES AMES AD ET BC :

X.6.4.1. FERRAILLAGE TRANSVERSAL :

$$M_G = -1.2899 \text{ t.m} \quad h = 0.45 \text{ m}$$

$$M_Q = 10.568 \text{ t.m}$$

$$M_{SER} = 13.972 \text{ t.m}$$

• **EVALUATION DES EFFORTS NORMAUX.**

$$N_p = 30 \text{ t}$$

$$N_G = S * \gamma * b = (0,25 * 5,25 - 1,2 * 0,05 + \frac{1,4 + 1,45}{2} * 0,35 + 0,45 * 0,35) * 2,5 * 1$$

$$N_G = 4.772 \text{ t}$$

$$\text{D'ou} \qquad N_{ult} = 54.44 \text{ t}$$

$$N_{SER} = 40.772 t$$

Calcul de l'excentricité de « N » :

$$e = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = 0.342 m$$

La position du noyau central d'une section rectangulaire est limitée par les bornes $h/6$

$$H/6 = 0.075$$

$$\text{Donc } e > h/6 = 0.075$$

La section est soit : entièrement comprimée (SEC) ou partiellement comprimée (SPC).

On a : $h = 0.45 m$, $d' = 0.05 m$ et $d = 0.4 m$ $b = 1 m$.

l'organigramme de la flexion composée (SEC, SPC)

$$\text{On a : } M_a = M_{GULT} + N_{ULT} * \left(\frac{d - d'}{2} \right)$$

$$M_a = 18.65 + 54.44 \left(\frac{0.4 - 0.05}{2} \right) = 28.177 t.m$$

$$a = (0.337 h - 0.81 d') b * h * f_{bu} = 0.99$$

$$b = N (d - d') - M_a = -9.123$$

$$c = (0.5h - d') * b * h * f_{bu} = 1.56$$

$a > b \Rightarrow$ SPC donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple

• **DIMENSIONNEMENT À ELU :**

$$\gamma = \frac{M_{ult}}{M_{SER}} = 1.33 \Rightarrow \mu_{LU} \approx 0.3$$

$$\mu_{bu} = 0.0588$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu}$ donc pas d'acier comprimée

$$M_{ult} = \sigma_s * A_s * Z_b \Leftrightarrow A'_{s_{ult}} = \frac{M_{ult}}{Z_b * \sigma_s}$$

$$\alpha = 0.0751 \quad Z = 0.387 m$$

$$A'_{s_{ult}} = 13.82 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{s_{ult}} = A'_{s_{ult}} + \frac{N_{ult}}{\sigma_s} = 49.47 \text{ cm}^2/ml$$

• **DIMENSIONNEMENT À ELS :**

$$\alpha_{rb} = 0.641 \quad \text{donc} \quad \mu_{rb} = 0,252$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} * \bar{\sigma}_{bc} * b * d^2$$

$$M_{rb} = 84.672 \text{ tm} = 0.84672 \text{ MNm}$$

$$M_{SER}^* = M_{SER} + N * V \quad \text{avec} \quad V = d - \frac{h}{2} = 0,4 - \frac{0,45}{2} = 0,175$$

$$M_{SER}^* = 13.942 + 40.772 * 0.175 = 0.21077 \text{ MNm}$$

Or $M_{rb} > M_{SER}^*$ donc $A_{SC} = 0$

$$A'_{s_{ser}} = \frac{M_{ser}}{Z * \bar{\sigma}_s} = \frac{0.21077}{0.314 * 176} = 38.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{s_{ser}} = A'_{s_{ser}} + \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 61.29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{D'ou } A_s = \max(A_{s_{ult}}, A_{s_{ser}}) = 61.29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit la section } 13\text{HA}25 / \text{ml} = 63.61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE :**

$$A_s \geq 0.238 * b * d * f_{t28} / f_e = 6.426 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc la condition est vérifiée.

X.6.4.2. FERRAILLAGE LONGITUDINAL :

$$A_t = 61.29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

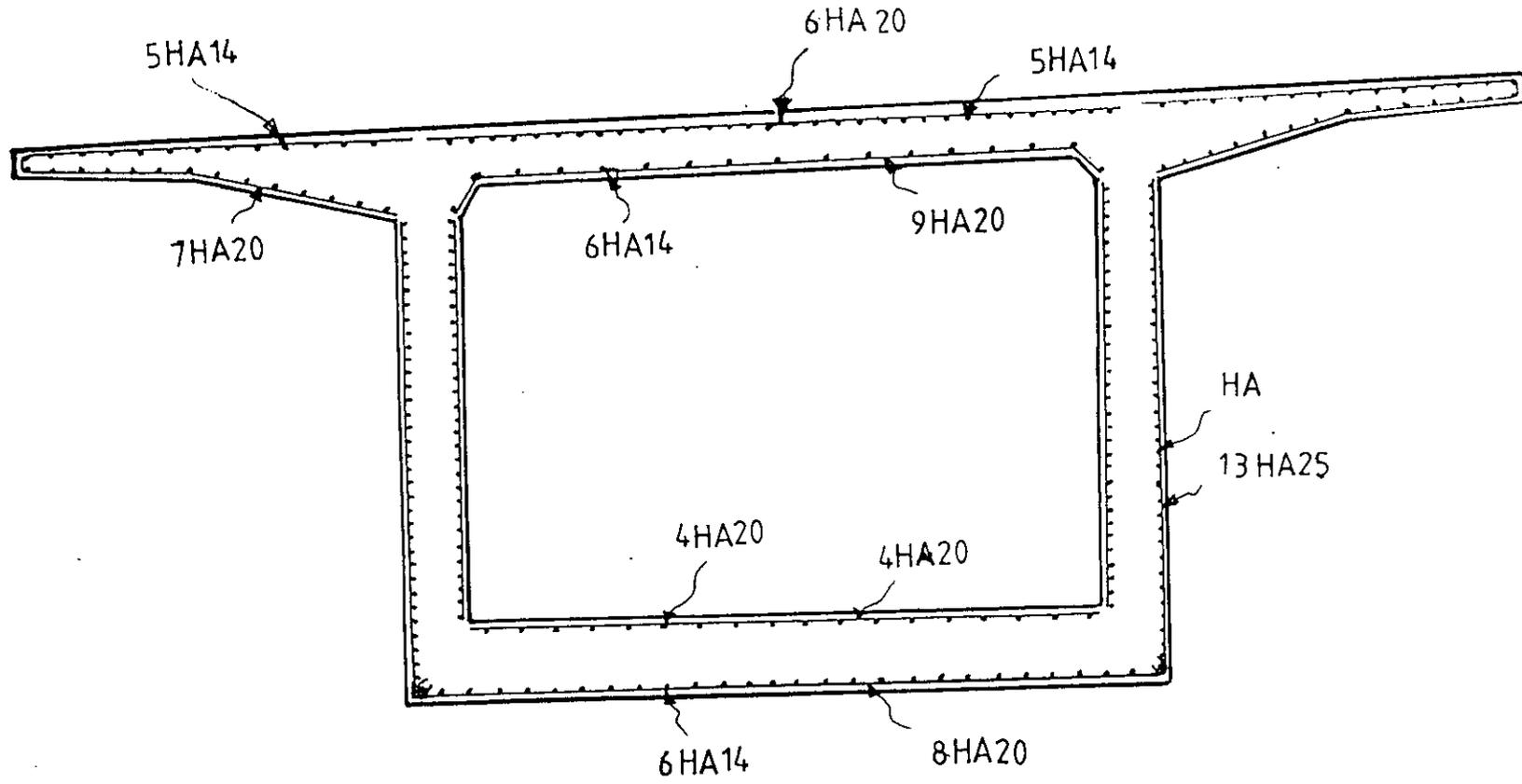
$$A_t = \frac{A_t}{3} = 20.43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

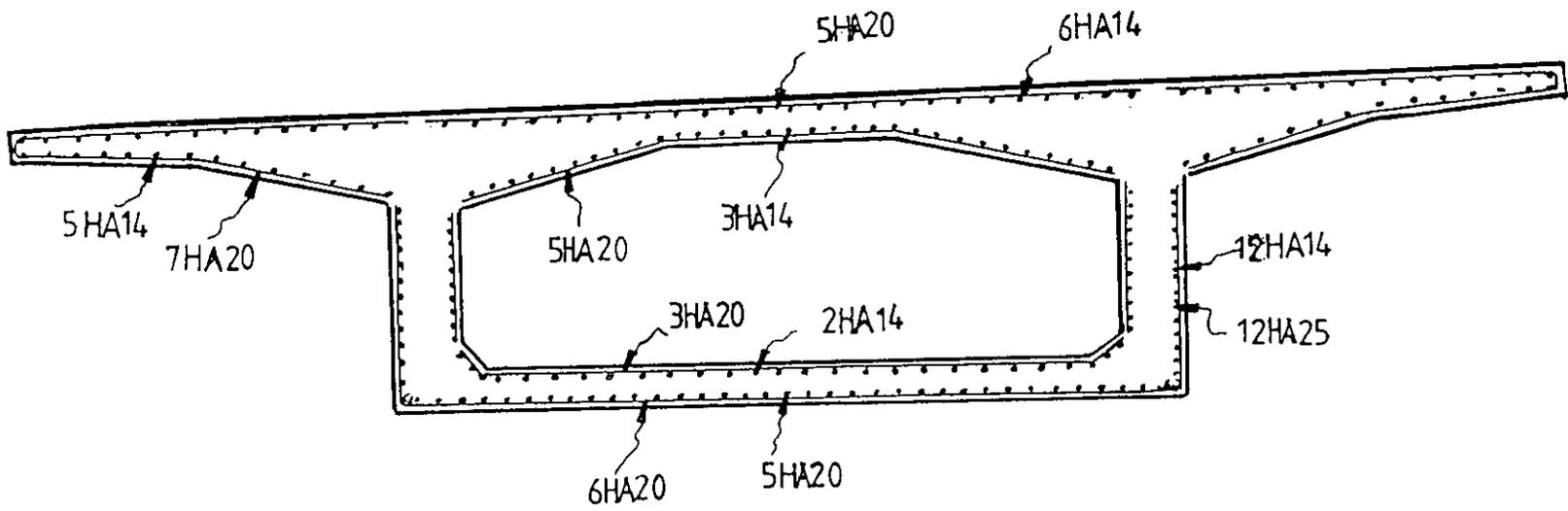
Soit $14\text{HA}14 / \text{ml}$

ESPACEMENT ENTRE LES ARMATURES :

$$\text{Pour } A_t : S_{t_{\max}} = \text{Min}(2h, 22\text{cm}) = 22\text{cm} \quad \text{on prends } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } A_y : S_{t_{\max}} = \text{Min}(3h, 30\text{cm}) = 30\text{cm} \quad \text{on prends } S_t = 7 \text{ cm}$$





Chapitre XI :

*Résistance à l'effort
tranchant*

XI.1. Terme collectif de « Resal » :

- Dans les poutres de hauteurs variables en forme de caisson, il est d'usage de calculer les contraintes tangentielles dans les âmes à partir d'une valeur réduite par rapport à sa valeur totale dans la section considérée.
- Cette réduction consiste à tenir compte de l'inclinaison de la membrure inférieure par rapport à la fibre moyenne.

Resal a proposé un terme correctif au composante oblique (composante tranchant) qui

s'ajoute à l'effort tranchant et a pour valeur : $\frac{M}{H} \frac{dh}{dx}$.

XI.2. Effort tranchant :

- L'effort tranchant est la projection de la résultant des efforts appliqués au droits de la section de calcul.

Dans les ouvrages encorbellement, l'ourdis supérieur est horizontal et l'ourdis inférieur est inclinés, il faut donc diminuer l'effort tranchant résultant calculé d'une quantité : $\frac{M}{H} \frac{dh}{dx}$ d'ou :

$$T_{réduit} = T - \frac{M}{H} \frac{dh(x)}{dx}$$

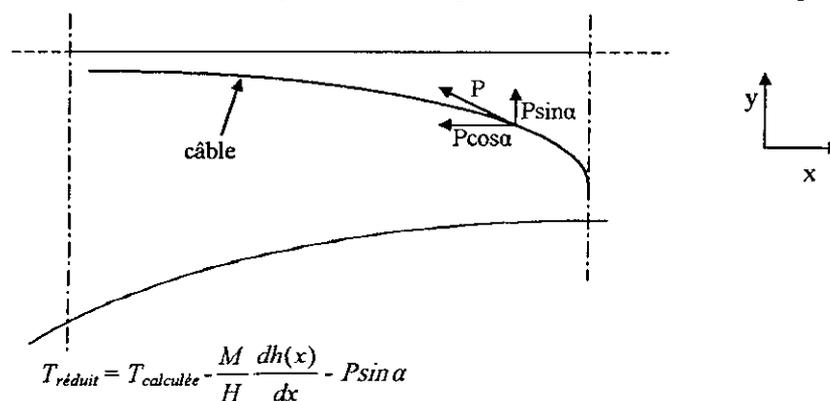
Avec

M : le moment résultant dans la section considérée.

$h(x)$: la variation de hauteur de la section.

XI.3. Réduction due à la précontrainte :

- Les composantes obliques des efforts de précontraintes dues aux courbures des câbles peuvent diminuer l'effort tranchant d'ou l'introduction d'un terme réducteur complémentaire.
- La vérification de l'effort tranchant à lieu d'être faite dans les sections d'ancrage de câble et même avant et après cet ancrage, afin d'obtenir le cas le plus défavorable.



Dans le cas général $T_{réduit} = T_{calculée} - \frac{M}{H} \frac{dh(x)}{dx} - \sum P \sin \alpha$

XI.4. Contrainte de cisaillement :

La présence d'un effort tranchant dans une section créer une contrainte de cisaillement de

la forme :
$$\tau(y) = \frac{T_{réduit} \cdot S(y)}{I \cdot b_n(y)}$$

Avec : $S(y)$: moment statique par rapport à l'axe G_z de de la partie de la section située au dessous de l'ordonné y .

$b_n(y)$: largeur nette de l'âme au niveau y .

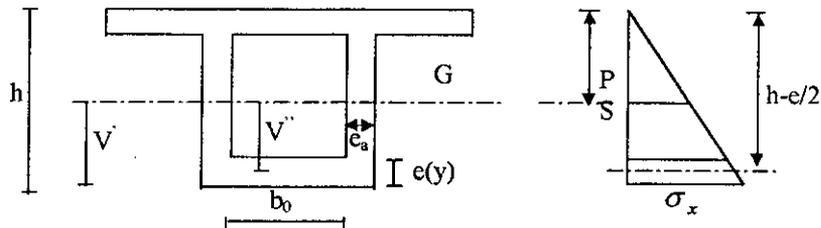
soit Z bras de levier $Z = \frac{I}{S(x)}$ $\tau(y) = \frac{T_{réduit}}{Z \cdot b_n}$

Rappel :

Considérons la section caisson suivante :

$$S(y) = 1/2 * e_a * V'(y) * e(y) * b_0 * V'$$

$$b_n = 2e_a - (2 * \phi)$$



X.5. Contrainte de compression du hourdis inférieur au centre de gravite

En utilisant le diagramme des contraintes précédant

$$\frac{\sigma_x(\text{hourdis inf})}{h - \frac{\ell}{2}} = \frac{P_a}{\frac{S}{v}} \quad \text{implique} \quad \sigma_x = \frac{P_a}{S} \times \frac{(h - \frac{e}{2})}{v}$$

avec : e : épaisseur du hourdis inférieur à la section considérée .

h : la hauteur de la section considérée.

P_a : effort de la précontrainte.

S : aire de la section.

XI.6. Vérification de l'effort tranchant :

La vérification se fait suivant les combinaisons établies pour les calculs et les vérification des contraintes normale (réglementation actuelle).

On note que les contraintes tangentielles sont nulles (pas de précontrainte transversale dans notre ouvrage)

Le B.P.E.L. préconise de vérifier au voisinage de l'appui et au niveau du centre de gravité la double inégalité suivant :

$$\text{L'inégalité 1 : } \tau^2 \leq 0,4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x)$$

$$\text{L'inégalité 2 : } \tau^2 \leq \frac{2f_{tj}}{f_{tj}} (0,6f_{tj} - \sigma_x)(f_{tj} + \sigma_x)$$

Exemple :

Résistance de la section « 0 » a l'effort tranchant

- $f_{c28} = 35 \text{ MP}_a$ $f_{tj} = 2,7 \text{ MP}_a$
- $P_a = 259,2 * 22 * 0,8 = 4561,92 \text{ t}$ (l'effort de précontrainte a la section « 0 »)

$$\sigma_x = \frac{P_a}{S} \times \frac{(h - \frac{e}{2})}{v}$$

$$\sigma_x = \frac{456,92}{9,93} * \frac{(4,2 - 1,55/2)}{1,91}$$

$$\sigma_x = 823,806 \text{ t/m}^2 = 8,23806 \text{ MP}_a$$

$$\text{L'inégalité 1 : } 0,4f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x) = 11,813 \text{ MP}_a$$

$$\text{L'inégalité 2 : } \frac{2f_{tj}}{f_{tj}} (0,6f_{tj} - \sigma_x)(f_{tj} + \sigma_x) = 21,537 \text{ MP}_a$$

Autre fluage (tablier coulé phase par phase)

Vérification sous combinaison : $S_1 + SS + M(\text{surcharge}) + \text{gradient } 6^\circ$

- $T = 1195,586 \text{ t}$
- $M = 1786 \text{ tm}$
- $h = 4,2 \text{ m}$

$$\bullet \quad h(x) = h_0 + (h_1 - h_0) \left[1 - \left(\frac{2x}{e} \right) \right]^2$$

$$h(x) = 2 + (4,2 - 2) \left[1 - \left(\frac{2x}{35,5} \right) \right]^2 = 4,4 + 69,82 * 10^{-4} x^2 - 24,78 * 10^{-2} x$$

$$\frac{dh(x)}{dx} = 139,65 * 10^{-2}$$

$$\frac{dh(x=0)}{dx} = -24,78 * 10^{-2}$$

- $\sum P \sin \alpha = 0$ car tous les câbles sont horizontales a la section « 0 ».

$$\text{d'ou } T_{\text{reduit}} = T - \frac{M}{h} \frac{dh(x=0)}{dx} - \sum P \sin \alpha$$

$$T_{\text{reduit}} = 1195,586 - \frac{17860}{4,2} * 24,78 * 10^{-2}$$

$$T_{\text{reduit}} = 141,846 \text{ t}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau(y) = \frac{V_{\text{reduit}}}{b_n Z}$$

- moment statique par rapport a G : $S(y) = 16,790 \text{ m}^3$
- Bras de levier Z $Z = \frac{I}{S(y)} = \frac{26}{15,769} = 1,55 \text{ m}$
- largeur nette : $b_n = 2b - 2\phi = 2 * 0,45 - 2 * 0,08 = 0,74 \text{ m}$

$$\tau(y) = \frac{141,846}{0,74 * 1,55} = 1,221 \text{ MP}_a$$

$$\text{D'ou } \tau^2(y) = 1,491 < 11,813 \text{ MP}_a$$

$$\tau^2(y) = 1,491 < 21,537 \text{ MP}_a$$

Les deux inégalités sont

b après fluage

vérification sous combinaison : $\frac{1}{2}(S_1 + S_2 + SS + \text{surcharge} + \text{gradient})$

- $T = 1297,875 \text{ t}$
- $M = 18057 \text{ tm}$
- $h = 4,2$
- $\sum \sin \alpha = 0$

$$T_{\text{reduit}} = 132,512$$

$$\text{Contrainte de cisaillement : } \tau(y) = \frac{V_{\text{reduit}}}{b_n Z} = \frac{232,512}{0,74 * 1,55}$$

$$\tau(y) = 2,027 \text{ MP}_a$$

Les deux inégalités sont largement vérifiées

Remarque :

Dans les sections où on a l'encrage, il y a lieu de vérifier l'effort tranchant en se plaçant avant et après la disparition de câble tout en considérant les deux états précédents (avant et après fluage).

XI.6. Inclinaison des bielles pour le calcul des étriers d'âme :

Souvent, on voit des fissures à proximité des appuis dues aux éclatements du béton. Pour cela on prévoit un minimum d'acier passif qu'on dispose dans ces zones.

Le calcul de ces étriers doit tenir compte de la direction probable des fissures qui correspond approximativement au plan sur lequel s'exerce la contrainte de traction principale.

En l'absence d'efforts de diffusion ou lorsque ceux-ci sont négligeables l'inclinaison peut être prise égale à l'angle β .

Par contre si les efforts de diffusion sont importants on ne peut ignorer ceux-ci car ils conduisent à des inclinaisons plus proches de la verticale.

L'aire des étriers nécessaire par mètre de longueur 2 âmes résistant à l'effort tranchant.

$$\frac{A_v}{S} = \frac{T_{red} \cdot \operatorname{Tg} \beta}{z \sigma'_a}$$

avec : A_v : Aire d'un étrier.

S : écartement des étriers.

β : inclinaison des fissures.

Z : bras de levier, $z=1,55$ m.

σ'_a : contrainte admissible de l'acier = 2100 Kg

- Calcul de β

Le cercle de « MOHR » traduit l'état de contrainte en un point de la section droite ne permet

d'écrire : $\operatorname{Tg} 2\beta = \frac{2\tau_r}{\sigma_x - \sigma_t}$ avec $\sigma_t = 0$ pas de précontrainte transversale.

$$\text{Donc } \operatorname{Tg} 2\beta = \frac{2 \times 2,027}{8,23806} = 0,492 \quad \text{implique } 2\beta = 0,457 \text{ rd}$$

$$\beta = 0,228 \text{ rd} = 13,10^\circ$$

- Calcul de A_v/S :

$$\frac{A_v}{S} = \frac{232,512 \times 10^3 \operatorname{Tg} 0,228}{1,55 \times 2100} = 17,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

XII.1. GENERALITES :

Les consoles de chaque fléau se compose de voussoirs, bétonnés et précontraintes à des âges différents, il est nécessaire de connaître avec suffisamment d'exactitude les déformation des consoles, il faut donc donner des contre flèches d'exécution de sens inverse, c'est à dire de couler le pont avec une contre courbure égale et opposée à la courbure de déformation.

Pendant la phase isostatique de construction du fléau, les déformations des consoles sont dues :

- Au poids propre des voussoirs.
- Au poids de l'équipage mobile.
- A la précontrainte assurant l'assemblage des voussoirs.

Après clavage des deux consoles, le système continu à se déformé sous les opérations suivantes :

- Mise en tension des câbles de continuités.
- Enlèvement des équipages mobiles.
- Suppression des appuis provisoires.
- Mise en place des supers structures.

A ces déformations s'ajoute les déformation déferées dues au fluage, ces derniers n'entraient pas une grande différence au niveau des extrémités des deux consoles mais elles engendrent des variations continues du profil en long de l'ouvrage (généralement abaissement de la clé des travées).

La difficulté d'évaluer ces déformations réside dans la connaissance du comportement à long terme du béton sous charge.

Le module de déformation longitudinale varié en effet avec le temps ainsi que l'âge du béton au moment de l'application de la précontrainte et d'autre part de la durée de chargement et l'évaluation des pertes de précontrainte.

Dans ce type d'ouvrage, l'évaluation de la contre flèches nécessaires à donner à chaque voussoir à sa construction est nécessaire pour envisager à l'avance les conditions de clavage.

Malgré les contrôles effectuer en cours de construction, les extrémités des fléaux ne sont pas alignées du fait que le calcul des flèches est loin d'être exacte.

Tant que les écarts ne sont pas importants, au moment du clavage, il fait rappel aux remèdes suivant :

- Basculement des fléaux au moyen de vérin ou déformation verticale des consoles à l'aide de contre poids en cas d'écart en altitude.

Chapitre XII :

*Déformation du fléau
Et contreflèches*

- Déformation horizontale des consoles par des barres de précontraintes croisées disposées sur la table supérieure des voussoirs en cas d'écart en plan.

Valeur de base :

La formule de base des flèches d'écrit :

$$f_{\infty} = f_{el} \cdot (k_t + \varphi_t)$$

Qui sera à exploiter pour les cas de charge de poids propre, ainsi que pour la précontrainte en respectant. Les différents «temps de réalisation.»

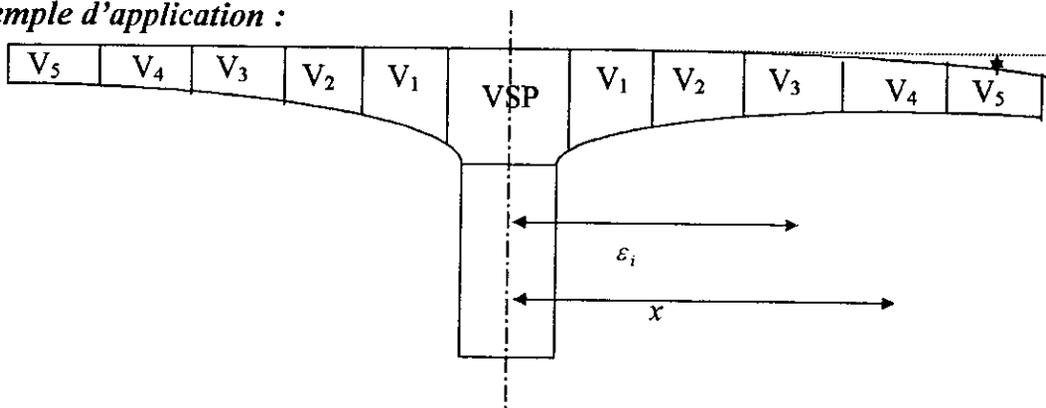
Dans cette formule, les trois valeurs seront expliquées sans se qui suit :

f_{el} : flèche élastique, qui ce calcul selon les règles de la théorie d'élasticité, soit selon la méthode classique.

k_t : est un coefficient qui détermine la relation de E_t par rapport E_{28} , module d'élasticité après 28 jours.

φ_t : est le coefficient de fluage.

Exemple d'application :



L'abaissement à une distance x est façon générale.

$$V = \sum_0^x \frac{M(x-\xi_i)}{E_i I_i} \Delta \xi$$

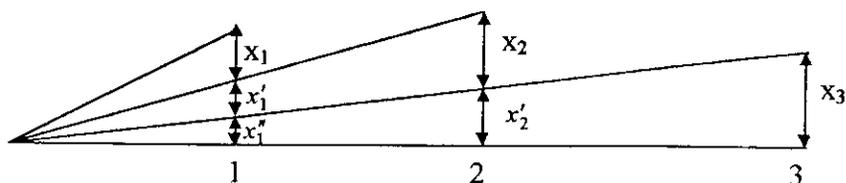
ξ_i : abscisse courante.

E_{ij} : module de déformation longitudinale qui est variable.

I_i : module d'inertie qui est aussi variable.

$\Delta \xi$: longueur d'un voussoir.

M : c'est le moment fléchissant de poids propre + précontrainte + équipages.



Supposant qu'on veut avoir à la fin de la construction des trois voussoirs une flèche partout nulle le voussoir V_1 étant bétonné avec : $V = x_1 + x'_1 + x''_1$, au bétonnage du voussoir V_2 , l'extrémité de V_1 s'abaisse de x_1 .

Le voussoir V_2 étant bétonné, la section 2 s'abaisse de x_2 , la section 1 de x'_1

A la fin du bétonnage du voussoir V_3 , la section 3 s'abaisse de x_3 , la 2 de x'_2 et la 1 de x''_1

Donc les contres flèches qu'il faut prévoir.

Pour le voussoir V_1 $f = x_1 + x'_1 + x''_1$

Pour le voussoir V_2 $f = x_2 + x'_2$

Pour le voussoir V_3 $f = x_3$

Pour l'évaluation des contres flèches, le calcul très long, et nécessite le recours à l'ordinateur

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 bien réussir le dimensionnement d'un ouvrage.

- on s'est arrêté dans notre étude du pont au stade de la superstructure du pont à cause d'une part au manque de temps disponible et d'autre part au manque de documentation sur ce genre de procédé de construction.

- Nous avons essayé au maximum de donner les détails de calcul bien qu'on s'est limités dans quelques cas à donner que les résultats puisqu'on avait pratiquement le même système à résoudre sauf un changement dans le vecteur de force bien particulier à chaque cas.

- Ajoutons à tous cela les déplacements à la SAETI pour bien se mettre dans le bain des constructions en encorbellement et d'entamer le projet avec des bonnes considérations.

- 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 car dans la réalité, la précontrainte diminue sous l'effet de fluage.

- Une partie de ce phénomène s'effectue avant que le système ne soit rendu hyperstatique.

Le 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 ces 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.

Annexe

Travée centrale

	0	2	7	12	17	22	27	32
0	0							
2	0.462	0						
7	1.617	1.155	0					
12	2.772	2.31	1.155	0				
17	3.927	3.465	2.31	1.155	0			
22	5.082	4.62	3.465	2.31	1.155	0		
27	6.237	5.775	4.62	3.465	2.31	1.155	0	
32	7.392	6.93	5.775	4.62	3.465	2.31	1.155	0

EFFORT TRANCHANT DU A LA SURCHARGE REPARTIE DE VENTS DE 0.231 T / ML

	0	2	7	12	17	22	27	32
0	0							
2	-0.462	0						
7	-5.66	-2.89	0					
12	-16.63	-11.55	-2.89	0				
17	-33.38	-25.99	-11.55	-2.89	0			
22	-55.90	-46.2	-25.99	-11.55	-2.89	0		
27	-84.2	-72.19	-46.2	-25.99	-11.55	-2.89	0	
32	-118.27	-103.95	-72.19	-46.2	-25.99	-11.55	-2.89	0

Moment fléchissant dû à la surcharge répartie de vents de 0.231 t / ml

Travée centrale

	0	2	7	12	17	22	27	32
0	0							
2	5	5						
7	5	5	5					
12	5	5	5	5				
17	5	5	5	5	5			
22	5	5	5	5	5	5		
27	5	5	5	5	5	5	5	
32	5	5	5	5	5	5	5	5

EFFORT TRANCHANT DU A LA SURCHARGE CONCENTREE (TONNES)

	0	2	7	12	17	22	27	32
0	0							
2	-10	0						
7	-35	-25	0					
12	-60	-50	-25	0				
17	-95	-75	-50	-25	0			
22	-110	-100	-75	-50	-25	0		
27	-135	-125	-100	-75	-50	-25	0	
32	-160	-150	-125	-100	-75	-50	-25	0

Moment fléchissant dû à la surcharge concentrée (tonnes. mètres)

Travée centrale

	0	2	7	12	17	22	27	32
0	0							
2	1.05	0						
7	3.675	2.625	0					
12	6.3	5.25	2.625	0				
17	8.925	7.875	5.25	2.625	0			
22	11.55	10.5	7.875	5.25	2.625	0		
27	14.175	13.125	10.5	7.875	5.25	2.625	0	
32	16.8	15.75	13.125	10.5	7.875	5.25	2.625	0

EFFORT TRANCHANT DU A LA SURCHARGE REPARTIE DE CHANTIER DE 0.525 T / ML

	0	2	7	12	17	22	27	32
0	0							
2	-1.05	0						
7	-12.86	-6.56	0					
12	-37.8	-26.25	-6.56	0				
17	-75.86	-59.06	-26.25	-6.56	0			
22	-127.05	-105	-59.06	-26.25	-6.56	0		
27	-191.36	-164.06	-105	-59.06	-26.25	-6.56	0	
32	-268.8	-236.25	-164.06	-105	-59.06	-26.25	-6.56	0

Moment fléchissant dû à la surcharge répartie de chantier 0.525 t / ml

Travée centrale

	0	2	7	12	17	22	27	32
0	0							
2	55	55						
7	55	55	55					
12	55	55	55	55				
17	55	55	55	55	55			
22	55	55	55	55	55	55		
27	55	55	55	55	55	55	55	
32	0	0	0	0	0	0	0	0

EFFORT TRANCHANT DU A L'EQUIPAGE MOBILE (TONNES)

	0	2	7	12	17	22	27	32
0	0							
2	-110	0						
7	-385	-275	0					
12	-660	-550	-275	0				
17	-935	-825	-550	-275	0			
22	-1210	-1100	-825	-550	-275	0		
27	-1485	-1375	-1100	-825	-550	-275	0	
32	0	0	0	0	0	0	0	0

Moment fléchissant dû à l'équipage mobile (tonnes. mètres)

Travée centrale

	0	2	7	12	17	22	27	32
0	0							
2	51.02	0						
7	169.57	118.55	0					
12	276.89	225.87	107.32	0				
17	375.07	324.05	205.5	98.18	0			
22	466.19	415.17	296.62	189.3	91.12	0		
27	552.22	501.2	382.65	275.33	177.15	86.03	0	
32	635.54	584.52	465.97	358.65	260.47	169.35	83.32	0

EFFORT TRANCHANT DU AU POIDS PROPRE (TONNES)

	0	2	7	12	17	22	27	32
0	0							
2	-1285.58	0						
7	-4071.4	-2785.82	0					
12	-6293.53	-5007.94	-2222.12	0				
17	-8002.55	-6716.97	-3931.15	-1709.03	0			
22	-9239.29	-7953.71	-5167.87	-2945.77	-1236.74	0		
27	-10033.78	-8748.2	-5962.38	-3740.26	-2031.23	-794.49	0	
32	-10405.75	-9120.17	-6334.35	-4112.23	-2403.2	-1166.46	-371.97	0

Moment fléchissant dû au poids propre (t . m)

Travée de rive

	0	4.5	9.5	14.5	19.5	24.5	29.5	34.5
0	0							
4.5	1.04	0						
9.5	2.19	1.155	0					
14.5	3.35	2.31	1.155	0				
19.5	4.5	3.465	2.31	1.155	0			
24.5	5.66	4.62	3.465	2.31	1.155	0		
29.5	6.81	5.775	4.62	3.465	2.31	1.155	0	
34.5	7.97	6.93	5.775	4.62	3.465	2.31	1.155	0

Effort tranchant dû à la surcharge répartie dû vents de 0.231 t / ml

	0	4.5	9.5	14.5	19.5	24.5	29.5	34.5
0	0							
4.5	-2.34	0						
9.5	-10.42	-2.89	0					
14.5	-24.28	-11.55	-2.89	0				
19.5	-43.92	-25.99	-11.55	-2.89	0			
24.5	-69.33	-46.2	-25.99	-11.55	-2.89	0		
29.5	-100.51	-72.19	-46.2	-25.99	-11.55	-2.89	0	
34.5	-137.47	-103.95	-72.19	-46.2	-25.99	-11.55	-2.89	0

Moment fléchissant dû à la surcharge répartie de vents de 0.321 t / ml

Travée de rive

	0	4.5	9.5	14.5	19.5	24.5	29.5	34.5
0	0							
4.5	5	5						
9.5	5	5	5					
14.5	5	5	5	5				
19.5	5	5	5	5	5			
24.5	5	5	5	5	5	5		
29.5	5	5	5	5	5	5	5	
34.5	5	5	5	5	5	5	5	5

Effort tranchant dû à la surcharge concentré (tonnes)

	0	4.5	9.5	14.5	19.5	24.5	29.5	34.5
0	0							
4.5	-22.5	0						
9.5	-47.5	-25	0					
14.5	-72.5	-50	-25	0				
19.5	-97.5	-75	-50	-25	0			
24.5	-122.5	-100	-75	-50	-25	0		
29.5	-147.5	-125	-100	-75	-50	-25	0	
34.5	-172.5	-150	-125	-100	-75	-50	-25	0

Moment fléchissant dû à la surcharge concentrée (tonnes mètres)

Travée de rive

	0	4.5	9.5	14.5	19.5	24.5	29.5	34.5
0	0							
4.5	2.36	0						
9.5	4.99	2.625	0					
14.5	7.61	5.25	2.625	0				
19.5	10.24	7.875	5.25	2.625	0			
24.5	12.86	10.5	7.875	5.25	2.625	0		
29.5	15.49	13.125	10.5	7.875	5.25	2.625	0	
34.5	18.11	15.75	13.125	10.5	7.875	5.25	2.625	0

Effort tranchant dû à la surcharge répartie de chantier de 0.525 t / ml

	0	4.5	9.5	14.5	19.5	24.5	29.5	34.5
0	0							
4.5	-5.31	0						
9.5	-23.69	-6.56	0					
14.5	-55.19	-26.25	-6.56	0				
19.5	-99.81	-59.06	-26.25	-6.56	0			
24.5	-157.56	-105	-59.06	-26.25	-6.56	0		
29.5	-228.44	-164.06	-105	-59.06	-26.25	-6.56	0	
34.5	-312.44	-236.25	-164.06	-105	-59.06	-26.25	-6.56	0

Moment fléchissant dû à la surcharge répartie de chantier de 0.525 t / ml

Travée de rive

	0	4.5	9.5	14.5	19.5	24.5	29.5	34.5
0	0							
4.5	55	55						
9.5	55	55	55					
14.5	55	55	55	55				
19.5	55	55	55	55	55			
24.5	55	55	55	55	55	55		
29.5	55	55	55	55	55	55	55	
34.5	0	0	0	0	0	0	0	0

Effort tranchant dû à l'équipage mobile (tonnes)

	0	4.5	9.5	14.5	19.5	24.5	29.5	34.5
0	0							
4.5	-247.5	0						
9.5	-522.5	-275	0					
14.5	-797.5	-550	-275	0				
19.5	-1072.5	-825	-550	-275	0			
24.5	-1347.5	-1100	-825	-550	-275	0		
29.5	-1622.5	-1375	-1100	-825	-550	-275	0	
34.5	0	0	0	0	0	0	0	0

Moment fléchissant dû à l'équipage mobile (tonnes mètres)

Travée de rive

	0	4.5	9.5	14.5	19.5	24.5	29.5	34.5
0	0							
4.5	111.9	0						
9.5	224.8	112.9	0					
14.5	327.61	215.71	102.81	0				
19.5	422.35	310.45	197.55	94.74	0			
24.5	511.03	399.13	286.23	183.42	88.68	0		
29.5	595.68	483.78	370.88	268.07	173.33	84.65	0	
34.5	678.31	566.41	453.51	350.70	255.96	167.28	82.63	0

Effort tranchant dû poids propre (tonnes)

	0	4.5	9.5	14.5	19.5	24.5	29.5	34.5
0	0							
4.5	-2796.67	0						
9.5	-5341.84	-2545.17	0					
14.5	-7348.59	-4551.92	-2006.75	0				
19.5	-8862.29	-6065.62	-3520.45	-1513.7	0			
24.5	-9918.29	-7161.62	-4576.45	-2569.7	-1056	0		
29.5	-10541.8	-7745.13	-5199.96	-3193.22	-1679.51	-623.51	0	
34.5	-10747.95	-7951.28	-5406.11	-3399.37	-1885.66	-829.66	-206.15	0

Moment fléchissant dû au poids propre (tonnes mètres)

Nœud	A			B			C		D	
Barre	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.95	0.05	0.05	0	0.95	0.95	0.05	0.05	0.95
γ_{ij}	0	0.82	0.785	0.785	0	0.82	0.634	0.585	0.585	0.634
η_{ij}	4	0	-2.559	2.559	-4	0	0	7.904	-7.904	0
1 Cycle D	0	-1.3689	-0.0721	0.0721	0	1.3689	-7.5088	0.3952	0.3952	7.5088
T	0	4.7606	0.0565	-0.0565	0	-4.7606	1.1225	0.2312	-0.2312	-1.1225
2 Cycle D	0	-4.5762	-0.2400	0.2409	0	4.5762	-1.2860	-0.0677	0.0677	1.2860
T	0	0.8153	0.1891	-0.1891	0	-0.8153	3.7525	0.0396	-0.0396	-3.7525
3 Cycle D	0	-0.9542	-0.0502	0.0502	0	0.9542	-3.6025	-0.1896	0.1896	3.6025
T	0	2.2840	0.0394	-0.0394	0	-2.2840	0.7824	0.1109	-0.1109	-0.7824
4 Cycle D	0	-2.2072	-0.1162	0.1162	0	2.2072	-0.8486	-0.0447	0.0447	0.8486
T	0	0.5380	0.0912	-0.0912	0	-0.5380	1.8099	0.0261	-0.0261	-1.8099
5 Cycle D	0	-0.5977	-0.0314	0.0314	0	0.5977	-1.7442	-0.0918	0.0918	1.7442
T	0	1.1028	0.0247	-0.0247	0	-1.1028	0.4901	0.0537	-0.0537	-0.490
6 Cycle D	0	-1.0711	-0.0563	0.0563	0	1.0711	-0.5165	-0.0271	0.0271	0.5165
T	0	0.3274	0.0442	-0.0442	0	-0.3274	0.8783	0.0159	-0.0159	-0.8783
7 Cycle D	0	-0.3530	-0.0447	0.0447	0	0.3530	-0.8495	-0.0447	0.0447	0.8495
T	0	0.5385	0.035	-0.035	0	-0.5385	0.2894	0.0261	-0.0261	-0.2894
8 Cycle D	0	-0.5448	-0.0286	0.0286	0	0.5448	-0.2997	-0.0157	0.0157	0.2997
T	0	0.0166	0.0125	-0.0125	0	-0.0166	0.0002	0.0092	-0.0092	-0.0002
Σ	4	-1.2899	-2.6968	2.6968	-4	-1.2899	7.5306	7.5417	-7.5417	7.5306

Répartition des efforts par la méthode de « Cross » dû

Au poids propre de voussoir en clé.

Nœud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.95	0.05	0.05	0	0.95	0.95	0.05	0.05	0.95
γ_{ij}	0	0.82	0.785	0.785	0	0.82	0.634	0.585	0.585	0.634
η_{ij}	4.39	0	-6.566	3.092	0	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	2.067	0.108	-0.154	0	-2.937	0	0	0	0
T	0	0	-0.121	0.085	0	0	-2.408	0	0	1.695
2 Cycle D	0	0.115	0.006	-0.004	0	-0.080	2.287	0.170	-0.184	-1.610
T	0	-1.020	-0.003	0.004	0	1.450	-0.066	-0.049	0.070	0.094
3 Cycle D	0	0.971	0.051	-0.072	0	-1.381	0.109	0.005	-0.008	-0.156
T	0	-0.099	-0.057	0.040	0	0.069	-1.132	-0.004	0.003	0.796
4 Cycle D	0	0.148	0.007	-0.005	0	-0.103	1.079	0.056	-0.039	-0.759
T	0	-0.481	-0.004	0.006	0	0.684	-0.084	-0.023	0.033	0.121
5 Cycle D	0	0.460	0.024	-0.034	0	-0.655	0.101	0.005	-0.007	-0.146
T	0	-0.092	-0.027	0.019	0	0.064	-0.537	-0.004	0.003	0.377
6 Cycle D	0	0.113	0.006	-0.004	0	-0.079	0.514	0.027	-0.019	-0.361
T	0	-0.229	-0.003	0.004	0	0.025	-0.064	-0.011	0.016	0.092
Σ	4.39	2.137	-6.579	2.977	0	-2.943	-0.201	0.172	-0.132	0.143

Répartition des efforts par la méthode de « Cross »

Porte à faux de gauche chargé M_{C120}

Nœud	A			B			C		D	
Barre	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.95	0.05	0.05	0	0.95	0.95	0.05	0.05	0.95
γ_{ij}	0	0.82	0.785	0.785	0	0.82	0.634	0.585	0.585	0.634
η_{ij}	2.824	0	-6.872	2.596	0	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	3.845	0.202	-0.129	0	-2.466	0	0	0	0
T	0	0	-0.101	0.158	0	0	-2.022	0	0	3.153
2 Cycle D	0	0.095	0.005	-0.007	0	-0.150	1.921	0.101	-0.157	-2.995
T	0	-1.899	-0.006	0.004	0	1.218	-0.123	-0.092	0.059	0.078
3 Cycle D	0	1.809	0.095	-0.061	0	-1.160	0.204	0.010	-0.006	-0.130
T	0	-0.082	-0.047	0.074	0	0.129	-0.951	-0.004	0.006	1.483
4 Cycle D	0	0.122	0.006	-0.010	0	-0.192	0.907	0.047	-0.074	-1.414
T	0	-0.896	-0.007	0.005	0	0.575	-0.158	-0.043	0.027	0.100
5 Cycle D	0	0.857	0.045	-0.029	0	0.551	0.190	0.010	-0.006	-0.120
T	0	-0.076	-0.022	0.035	0	0.121	-0.451	-0.003	0.005	0.703
6 Cycle D	0	0.093	0.005	-0.007	0	-0.148	0.431	0.022	-0.135	-0.672
T	0	-0.026	-0.006	0.004	0	0.273	-0.021	-0.020	0.013	0.076
Σ	2.824	3.842	-6.703	2.633	0	-2.551	-0.073	0.028	-0.268	0.262

Répartition des efforts par la méthode de « Cross »

Dalle sous chaussée chargé M_{C120}

Nœud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.95	0.05	0.05	0	0.95	0.95	0.05	0.05	0.95
γ_{ij}	0	0.82	0.785	0.785	0	0.82	0.634	0.585	0.585	0.634
η_{ij}	0	0	-4.581	6.750	-8.781	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	4.351	0.229	0.101	0	1.929	0	0	0	0
T	0	0	0.079	0.179	0	0	1.582	0	0	3.668
2 Cycle D	0	-0.075	-0.003	-0.008	0	-0.170	-1.502	-0.079	-0.183	-3.484
T	0	-2.209	-0.007	-0.002	0	-0.952	-0.139	-0.107	-0.046	-0.061
3 Cycle D	0	2.105	0.110	0.047	0	0.906	0.233	0.012	0.005	0.101
T	0	0.064	0.037	0.086	0	0.148	0.743	0.003	0.007	1.726
4 Cycle D	0	-0.095	-0.005	-0.011	0	-0.223	-0.708	-0.037	-0.086	-1.646
T	0	-1.043	-0.009	-0.004	0	-0.449	-0.183	-0.050	-0.021	-0.078
5 Cycle D	0	0.999	0.052	0.022	0	0.430	0.221	0.011	0.005	0.094
T	0	0.059	0.017	0.041	0	-0.140	0.352	0.003	0.006	0.819
6 Cycle D	0	-0.072	-0.004	-0.009	0	-0.172	-0.337	-0.017	-0.021	-0.783
T	0	-0.096	-0.007	0.003	0	-0.213	-0.041	-0.014	-0.010	-0.059
Σ	0	3.988	-4.07	7.201	-8.781	1.374	-0.221	0.275	-0.343	0.297

Répartition des efforts par la méthode de « Cross »

Porte à faux de droit chargé M_{c120}

Nœud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.95	0.05	0.05	0	0.95	0.95	0.05	0.05	0.95
γ_{ij}	0	0.82	0.785	0.785	0	0.82	0.634	0.585	0.585	0.634
η_{ij}	3.973	0	-9.972	11.331	0	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	5.699	0.299	-0.566	0	-10.764	0	0	0	0
T	0	0	-0.404	0.235	0	0	-8.826	0	0	4.673
2 Cycle D	0	0.422	0.022	-0.011	0	-0.223	8.384	0.541	-0.333	-4.439
T	0	-2.814	-0.009	0.017	0	5.315	-0.183	-0.136	0.258	0.346
3 Cycle D	0	2.681	0.141	-0.266	0	-5.065	0.303	0.015	-0.030	-0.573
T	0	-0.363	-0.209	0.110	0	0.192	-4.153	-0.017	0.009	2.199
4 Cycle D	0	0.543	0.028	-0.015	0	-0.286	3.961	0.208	-0.110	-2.097
T	0	-1.329	-0.011	0.022	0	2.511	-0.235	-0.064	0.121	0.445
5 Cycle D	0	1.273	0.067	-0.126	0	-2.406	0.284	0.015	-0.028	-0.537
T	0	-0.340	-0.099	0.052	0	0.180	-1.973	-0.016	0.008	1.043
6 Cycle D	0	0.417	0.022	-0.011	0	-0.220	1.889	0.099	-0.052	-0.996
T	0	-0.633	-0.009	0.017	0	1.198	-0.180	-0.030	0.058	0.042
Σ	3.973	5.556	-10.174	10.789	0	-10.568	0.729	0.615	-0.101	0.404

*Répartition des efforts par la méthode de « Cross »
 Porte à faux de gauche changée sous système B_c*

Nœud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.95	0.05	0.05	0	0.95	0.95	0.05	0.05	0.95
γ_{ij}	0	0.82	0.785	0.785	0	0.82	0.634	0.585	0.585	0.634
η_{ij}	0	0	-10.904	8.573	-4.62	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	10.358	0.545	-0.197	0	-3.755	0	0	0	0
T	0	0	-0.155	0.427	0	0	-3.079	0	0	8.494
2 Cycle D	0	0.147	0.007	0.021	0	-0.405	2.925	0.153	-0.524	-8.069
T	0	-5.115	-0.016	0.006	0	1.854	-0.332	-0.248	0.090	0.120
3 Cycle D	0	4.874	0.256	-0.093	0	-1.867	0.551	0.029	-0.010	-0.200
T	0	-0.126	-0.073	0.201	0	0.349	-1.448	-0.006	0.017	3.997
4 Cycle D	0	0.189	0.010	-0.027	0	-0.922	1.381	0.072	-0.200	-3.813
T	0	-2.417	-0.021	0.007	0	0.875	-0.428	-0.217	0.042	0.155
5 Cycle D	0	2.316	0.121	-0.044	0	-0.837	0.517	0.027	-0.009	-0.187
T	0	-0.118	-0.034	0.095	0	-0.328	-0.687	-0.005	0.015	1.899
6 Cycle D	0	0.144	0.007	-0.021	0	-0.401	0.657	0.034	-0.095	-1.828
T	0	-0.052	-0.116	0.006	0	0.416	-0.329	-0.056	0.020	0.118
Σ	0	10.20	-10.373	9.092	-4.62	4.365	-0.272	0.289	-0.654	0.685

Répartition des efforts par la méthode de « Cross »

Dalle sous chaussée chargée sous système B_C

Nœud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.95	0.05	0.05	0	0.95	0.95	0.05	0.05	0.95
γ_{ij}	0	0.82	0.785	0.785	0	0.82	0.634	0.585	0.585	0.634
η_{ij}	0	0	-10.266	3.345	-6.841	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	9.752	0.513	0.174	0	3.321	0	0	0	0
T	0	0	0.137	0.403	0	0	2.723	0	0	7.997
2 Cycle D	0	-0.130	-0.006	-0.020	0	-0.382	-2.586	-0.136	-0.399	-7.597
T	0	-4.816	-0.015	-0.005	0	-1.640	-0.314	-0.234	-0.079	-0.106
3 Cycle D	0	4.589	0.241	0.082	0	1.562	0.520	0.027	0.009	0.176
T	0	0.111	0.064	0.189	0	0.330	1.281	0.005	0.016	3.763
4 Cycle D	0	-0.166	-0.008	-0.026	0	-0.493	-1.221	-0.064	-0.188	-3.590
T	0	-2.276	-0.020	-0.006	0	-0.774	-0.404	-0.110	-0.037	-0.136
5 Cycle D	0	2.181	0.114	0.039	0	0.741	0.488	0.025	0.008	0.164
T	0	0.104	0.030	0.090	0	0.309	0.607	0.007	0.015	1.788
6 Cycle D	0	-0.127	-0.006	-0.020	0	-0.379	-0.583	-0.030	-0.090	-1.713
T	0	-0.086	-0.015	0.005	0	-0.009	-0.010	-0.052	-0.018	0.104
Σ	0	9.136	-9.219	4.25	-6.841	2.586	0.501	-0.562	-0.763	0.85

Répartition des efforts par la méthode de « Cross »

Porte à faux de droite changée sous système B_c

Nœud	A			B			C		D	
Barre	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.95	0.05	0.05	0	0.95	0.95	0.05	0.05	0.95
γ_{ij}	0	0.82	0.785	0.785	0	0.82	0.634	0.585	0.585	0.634
η_{ij}	0	0	-9.676	3.770	0	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	9.192	0.483	-0.188	0	-3.58	0	0	0	0
T	0	0	-0.147	0.379	0	0	-2.936	0	0	7.537
2 Cycle D	0	0.139	0.007	-0.018	0	-0.360	2.789	0.146	-0.376	-7.160
T	0	-4.539	-0.015	0.005	0	1.768	-0.295	-0.220	0.085	0.114
3 Cycle D	0	4.326	0.227	-0.088	0	-1.685	0.489	0.025	-0.009	-0.189
T	0	-0.119	-0.069	0.178	0	0.310	-1.381	-0.005	0.015	3.547
4 Cycle D	0	0.178	0.009	-0.024	0	-0.464	1.316	0.069	-0.178	-3.383
T	0	-2.145	-0.019	0.007	0	0.834	-0.380	-0.104	0.040	0.146
5 Cycle D	0	2.055	0.108	-0.042	0	-0.798	0.459	0.024	-0.009	-0.176
T	0	-0.112	-0.033	0.084	0	0.291	-0.655	-0.005	0.014	1.685
6 Cycle D	0	0.137	0.007	-0.018	0	-0.356	0.627	0.233	-0.085	-1.624
T	0	-0.023	-0.014	0.005	0	0.097	-0.292	-0.050	0.028	0.103
Σ	0	9.089	-9.132	4.05	0	-3.943	-0.259	0.253	-0.504	0.60

Répartition des efforts par la méthode de « Cross »

Sous convois D

Nœud	A			B			C		D	
Barre	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.628	0.372	0.372	0	0.628	0.343	0.657	0.657	0.343
γ_{ij}	0	0.563	0.52	0.52	0	0.563	0.5	0.5	0.5	0.5
η_{ij}	4	0	-2.541	2.541	-4	0	0	2.94	-2.94	0
1 Cycle D	0	-0.916	-0.543	0.543	0	0.916	-1.009	-1.931	1.931	1.009
T	0	0.5045	0.2823	-0.2823	0	-0.5045	0.5157	0.9655	-0.9655	-0.5157
2 Cycle D	0	-0.4941	-0.2927	0.4091	0	0.4941	-0.5080	-0.9731	0.9731	0.5080
T	0	0.254	0.2127	-0.1522	0	-0.2540	0.2781	0.4865	-0.4865	-0.2781
3 Cycle D	0	-0.2931	-0.1736	0.1511	0	0.2551	-0.2622	-0.5024	0.5023	0.2623
T	0	0.1311	0.0785	-0.0902	0	-0.1311	0.1436	0.2511	-0.2512	-0.1650
4 Cycle D	0	-0.1316	-0.078	0.0823	0	0.139	-0.1354	-0.2593	0.2593	0.1569
T	0	0.0781	0.0428	-0.0405	0	-0.0677	0.0782	0.1296	-0.1296	-0.0741
5 Cycle D	0	-0.0761	-0.0450	0.0402	0	0.0679	-0.0712	-0.1365	0.1338	0.0698
T	0	0.0349	0.0209	-0.0234	0	-0.0356	0.0382	0.0669	-0.0682	-0.0428
6 Cycle D	0	-0.0350	-0.0207	0.0219	0	0.0370	-0.0360	-0.0690	0.0625	0.0380
T	0	0.0190	0.0114	-0.0108	0	-0.0180	0.0208	0.0312	-0.0345	-0.0197
7 Cycle D	0	-0.0190	-0.0113	0.0107	0	0.0180	-0.0178	-0.0341	0.0356	0.0185
T	0	0.0092	0.0055	-0.0058	0	-0.0089	0.0102	0.0178	-0.0170	-0.0107
8 Cycle D	0	-0.0083	-0.0055	0.0054	0	0.0092	-0.0096	-0.0183	0.0182	0.0095
T	0	0.0047	0.0028	-0.0028	0	-0.0048	0.0052	0.0091	-0.0091	-0.0046
Σ	4	-0.9374	-3.0429	3.0967	-4	0.9117	-0.9592	0.974	-0.9858	0.9613

Répartition des efforts par la méthode de « Cross » dû

Au poids propre de voussoir en pile

Nœud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.628	0.372	0.372	0	0.628	0.343	0.657	0.657	0.343
γ_{ij}	0	0.563	0.52	0.52	0	0.563	0.5	0.5	0.5	0.5
η_{ij}	4.390	0	-6.566	3.092	0	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	1.366	0.809	-1.150	0	-1.941	0	0	0	0
T	0	0	-0.598	0.421	0	0	-1.093	0	0	0.769
2 Cycle D	0	0.375	0.223	-0.156	0	-0.264	0.375	0.718	-0.505	-0.264
T	0	-0.132	-0.081	0.115	0	0.187	-0.149	-0.252	0.359	0.211
3 Cycle D	0	0.133	0.079	-0.112	0	-0.189	0.137	0.263	-0.374	-0.195
T	0	-0.097	-0.058	0.041	0	0.068	-0.106	-0.187	0.131	0.075
4 Cycle D	0	0.097	0.058	-0.040	0	-0.068	0.100	0.192	-0.135	-0.070
T	0	-0.035	-0.021	0.030	0	0.050	-0.038	-0.067	0.096	0.548
5 Cycle D	0	0.035	0.021	-0.029	0	-0.05	0.036	0.069	0.423	-0.221
T	0	-0.110	-0.015	0.011	0	0.018	-0.028	-0.211	0.034	0.019
6 Cycle D	0	0.078	0.046	-0.010	0	-0.018	0.082	0.157	-0.035	-0.018
T	0	-0.009	-0.005	0.024	0	0.041	-0.010	-0.017	0.052	0.004
Σ	4.39	1.701	-6.108	2.237	0	-2.166	-0.694	0.665	-0.794	0.848

Répartition des efforts par la méthode de « Cross »

Porte à faux de gauche chargé « M_{C120} »

Nœud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.628	0.372	0.372	0	0.628	0.343	0.657	0.657	0.343
γ_{ij}	0	0.563	0.52	0.52	0	0.563	0.5	0.5	0.5	0.5
η_{ij}	2.824	0	-6.872	2.596	0	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	2.542	1.505	-0.965	0	-1.630	0	0	0	0
T	0	0	-0.502	0.783	0	0	-0.921	0	0	1.431
2 Cycle D	0	0.315	0.186	-0.291	0	-0.491	0.316	0.605	-0.940	-0.490
T	0	-0.245	-0.151	0.097	0	0.158	-0.278	-0.470	0.302	0.177
3 Cycle D	0	0.248	0.147	-0.094	0	-0.160	0.256	0.491	-0.314	-0.164
T	0	-0.082	-0.049	0.076	0	0.128	-0.090	-0.157	0.245	0.140
4 Cycle D	0	0.082	0.048	-0.076	0	-0.128	0.084	0.162	-0.253	-0.132
T	0	-0.066	-0.039	0.025	0	0.042	-0.072	-0.126	0.081	0.046
5 Cycle D	0	0.066	0.039	-0.025	0	-0.042	0.068	0.130	-0.083	-0.043
T	0	-0.021	-0.013	0.020	0	0.034	-0.023	-0.041	0.065	0.037
6 Cycle D	0	0.021	0.012	-0.020	0	-0.034	0.022	0.042	-0.067	-0.035
T	0	-0.017	-0.010	0.006	0	0.011	-0.019	-0.033	0.021	0.012
Σ	2.824	2.843	-5.699	2.132	0	-2.112	-0.657	0.603	-0.943	0.979

Répartition des efforts par la méthode de « Cross »

Dalle sans chaussée chargé « M_{C120} »

Nœud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.628	0.372	0.372	0	0.628	0.343	0.657	0.657	0.343
γ_{ij}	0	0.563	0.52	0.52	0	0.563	0.5	0.5	0.5	0.5
η_{ij}	0	0	-4.581	6.75	-8.781	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	2.876	1.704	0.755	0	1.275	0	0	0	0
T	0	0	0.392	0.886	0	0	0.718	0	0	1.619
2 Cycle D	0	-0.246	-0.145	-0.329	0	-0.556	-0.246	-0.471	-1.064	-0.555
T	0	-0.277	-0.171	-0.075	0	-0.123	-0.313	-0.532	-0.235	-0.138
3 Cycle D	0	0.281	0.166	0.073	0	0.124	0.289	0.555	0.245	0.128
T	0	0.064	0.038	0.086	0	0.145	0.070	0.122	0.277	0.158
4 Cycle D	0	-0.064	-0.038	-0.086	0	-0.145	-0.065	-0.126	-0.285	-0.149
T	0	-0.074	-0.044	-0.019	0	-0.032	-0.081	-0.142	-0.063	-0.036
5 Cycle D	0	0.074	0.044	0.019	0	0.032	0.076	0.146	0.065	-0.034
T	0	0.017	0.009	0.023	0	0.038	0.018	0.032	0.073	0.041
6 Cycle D	0	-0.016	-0.009	-0.022	0	-0.038	-0.017	-0.033	-0.075	-0.039
T	0	-0.019	-0.011	-0.005	0	-0.008	-0.021	-0.037	-0.016	-0.009
Σ	0	2.616	-2.646	8.056	-8.781	-0.712	-0.428	0.486	-1.078	1.054

Répartition des efforts par la méthode de « Cross »

Porte à faux de droite chargé « M_{C120} »

Nœud	A			B			C		D	
Barre	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.628	0.372	0.372	0	0.628	0.343	0.657	0.657	0.343
γ_{ij}	0	0.563	0.52	0.52	0	0.563	0.5	0.5	0.5	0.5
η_{ij}	3.973	0	-9.972	11.331	0	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	3.767	2.231	-4.215	0	-7.115	0	0	0	0
T	0	0	-2.192	1.160	0	0	-4.006	0	0	2.121
2 Cycle D	0	1.376	0.815	-0.431	0	-0.728	1.374	2.632	-1.393	-0.727
T	0	-0.363	-0.224	0.424	0	0.687	-0.410	-0.696	1.316	0.775
3 Cycle D	0	0.368	0.218	-0.413	0	-0.697	0.379	0.726	-1.373	-0.717
T	0	-0.358	-0.215	0.113	0	0.189	-0.392	-0.686	0.363	0.207
4 Cycle D	0	0.360	0.213	-0.112	0	-0.189	0.369	0.708	-0.374	-0.195
T	0	-0.097	-0.058	0.111	0	0.184	-0.106	-0.187	0.354	0.202
5 Cycle D	0	0.097	0.058	-0.110	0	-0.185	0.100	0.192	-0.365	-0.191
T	0	-0.095	-0.057	0.030	0	0.050	-0.104	-0.183	0.096	0.054
6 Cycle D	0	0.095	0.057	-0.030	0	-0.050	0.098	0.188	-0.099	-0.051
T	0	-0.025	-0.015	-0.029	0	0.029	-0.028	-0.049	0.094	0.053
Σ	3.973	5.124	-9.141	7.887	0	-7.805	2.726	2.665	1.475	1.531

*Répartition des efforts par la méthode de « Cross »
Porté à faux de gauche charge sans système « B_C »*

Nœud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.628	0.372	0.372	0	0.628	0.343	0.657	0.657	0.343
γ_{ij}	0	0.563	0.52	0.52	0	0.563	0.5	0.5	0.5	0.5
η_{ij}	0	0	-10.904	8.573	-4.62	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	6.847	4.056	-1.47	0	-2.482	0	0	0	0
T	0	0	-0.764	2.109	0	0	-1.397	0	0	3.855
2 Cycle D	0	0.479	0.284	-0.784	0	-1.324	0.459	1.017	-2.532	-1.322
T	0	-0.661	-0.408	0.147	0	0.239	-0.745	-1.266	0.459	0.269
3 Cycle D	0	0.671	0.397	-0.143	0	-0.242	0.689	1.321	-0.478	-0.249
T	0	-0.125	-0.074	0.206	0	0.345	-0.136	-0.239	0.660	0.378
4 Cycle D	0	0.125	0.074	-0.205	0	-0.346	0.128	0.246	-0.682	-0.356
T	0	-0.178	-0.106	0.038	0	0.064	-0.195	-0.341	0.123	0.070
5 Cycle D	0	0.178	0.106	-0.038	0	-0.064	0.183	0.237	-0.127	-0.066
T	0	-0.033	-0.019	0.055	0	0.092	-0.036	-0.063	0.118	0.100
6 Cycle D	0	0.032	0.017	-0.054	0	-0.092	0.034	0.065	-0.143	-0.054
T	0	-0.037	-0.028	0.008	0	0.016	-0.052	-0.071	0.032	0.018
Σ	0	7.30	-7.37	8.442	-4.62	-3.8	1.04	0.916	-2.57	2.643

Répartition des efforts par la méthode de « Cross »

Dalle sous chaussée chargé sous système « B_C »

Nœud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.628	0.372	0.372	0	0.628	0.343	0.657	0.657	0.343
γ_{ij}	0	0.563	0.52	0.52	0	0.563	0.5	0.5	0.5	0.5
η_{ij}	0	0	-10.266	3.345	-6.841	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	6.447	3.819	1.300	0	2.195	0	0	0	0
T	0	0	0.676	1.985	0	0	1.236	0	0	3.629
2 Cycle D	0	-0.424	-0.251	-0.738	0	-1.246	-0.424	-0.812	-2.384	-1.244
T	0	-0.622	-0.383	-0.130	0	-0.212	-0.701	-1.192	-0.406	-0.239
3 Cycle D	0	0.631	0.373	0.127	0	0.214	0.649	1.243	0.423	0.221
T	0	0.110	0.066	0.194	0	0.324	0.120	0.212	0.621	0.355
4 Cycle D	0	-0.110	-0.065	-0.192	0	-0.325	-0.113	-0.218	-0.641	-0.334
T	0	-0.167	-0.100	-0.034	0	-0.056	-0.183	-0.320	-0.109	-0.062
5 Cycle D	0	0.167	0.099	0.033	0	0.056	0.172	0.330	0.112	0.058
T	0	0.029	0.017	0.051	0	0.086	0.031	0.056	0.165	0.094
6 Cycle D	0	-0.028	-0.017	-0.051	0	-0.086	-0.030	-0.057	-0.170	-0.089
T	0	-0.044	-0.026	-0.008	0	-0.015	-0.048	-0.085	-0.028	-0.016
Σ	0	6.029	-6.015	5.882	-6.841	0.95	0.801	-0.843	-2.415	2.373

*Répartition des efforts par la méthode de « Cross »
Porté à faux de droite charge sans système « B_C »*

Nœud	A			B			C		D	
	AA'	AD	AB	BA	BB'	BC	CB	CD	DC	DA
α_{ij}	0	0.628	0.372	0.372	0	0.628	0.343	0.657	0.657	0.343
γ_{ij}	0	0.563	0.52	0.52	0	0.563	0.5	0.5	0.5	0.5
η_{ij}	0	0	-9.676	3.770	0	0	0	0	0	0
1 Cycle D	0	6.076	3.599	-1.402	0	-2.367	0	0	0	0
T	0	0	-0.729	1.871	0	0	-1.333	0	0	3.421
2 Cycle D	0	0.458	0.271	-0.696	0	-1.175	0.457	0.875	-2.247	-1.173
T	0	-0.586	-0.362	0.141	0	0.228	-0.661	-1.124	0.438	0.257
3 Cycle D	0	0.595	0.352	-0.137	0	-0.231	0.912	1.172	-0.456	-0.238
T	0	-0.119	-0.071	0.183	0	0.306	-0.130	-0.228	0.586	0.335
4 Cycle D	0	0.119	0.070	-0.182	0	-0.307	0.122	0.235	-0.605	-0.315
T	0	-0.157	-0.094	0.036	0	0.061	-0.173	-0.302	0.117	0.067
5 Cycle D	0	0.157	0.093	-0.036	0	-0.061	0.164	0.314	-0.121	-0.063
T	0	-0.031	-0.018	0.048	0	0.082	-0.034	-0.060	0.157	0.088
6 Cycle D	0	0.030	0.018	-0.048	0	-0.081	0.039	0.061	-0.161	-0.084
T	0	-0.032	-0.025	0.009	0	0.019	-0.046	-0.040	0.030	0.017
Σ	0	6.51	-6.572	3.557	0	-3.526	-0.983	0.903	-2.262	2.312

*Répartition des efforts par la méthode de « Cross »
sans le système « D »*

Bibliographie

Bibliographie

- (1) CONSTRUCTION PAR ENCOMBREMENT DES PONTS EN BP
J. MATHIVAT – EYROLLES 1979 –
- (2) PROJET ET CONSTRUCTION DES PONTS
J. A. CALGARO – Presses des ponts et chaussées –
- (3) DOCUMENTS SETRA
- (4) Ponts en BP construits par encorbellements successifs
Bulletin N° 07
- (5) Exemples de prédimensionnement
Bulletin N° 04
- (6) CALCUL DES STRUCTURES ET INFORMATIQUES
J. F. AUBOIN – EYROLLES –
- (7) COURS DE BETON ARMEE ET BETON PRECONTRAINT BA ET BP
- (8) COURS DE CALCUL AUTOMATIQUE DES STRUCTURES
- (9) CONSTRUCTIONS EN BP – TOME I ET II – GUYON –
EYROLLES
- (10) LE BETON PRECONTRAIT AUX ETATS LIMITES
- (11) Presses des ponts et chaussées –
- (12) CALCUL DES CONSTRUCTIONS A INERTIE VARIABLE
EYROLLES
- (13) DALLES D'ÉPAISSEUR VARIABLE – H. HOMBERG –
DUNOD 1972
- (14) PROJET DE BETON PRECONTRAIT – R. LACROIX –
EYROLLES
- (15) CALCUL DU BETON ARME A L'ÉTAT LIMITE ULTIME ABAQUES EN
FLEXION SIMPLE ET COMPOSÉE CONFORMES AUX RÈGLES
BAEL 83 WOLFGANG – A. JALIL –
- (16) TABLIER DES PONTS. ENTP