

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

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

Thème

**Etude de tablier d'un pont poussé sur
Oued Menar à Mila**

Proposé par :

SAPTA

Mr: BOUZIANE Nasser

Présenté par :

BOUZINA Yasser

BEN HAMADI Abd el Madjid

Promotion 2012

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Sommaire :

Chapitre I généralités.....	01
I-1. Introduction générale.....	02
I-1.1.présentation du projet.....	02
I-1.2. Invention des ponts poussée :.....	03
I-1.4. Tablier construit par poussage.....	04
I-1.5. Domaine d'application des ponts poussés :.....	04
I-2 .type des ponts poussés:.....	06
I-2.a. Ponts poussés bilatéralement :.....	06
I-2 .b .ponts poussés unilatéralement.....	07
I-3.a .câbles de traction.....	08
I-3.b . System eberspàchertm :.....	10
I-3.c . Les vérins pousseurs	11
I-3.d. Les guides latéraux	11
I-4. Avant bec.....	12
I-4. A. La fonction de l'avant bec	13
I-5. Caractéristiques des matériaux.....	14
i-5. 1. Le béton	14
I-5. 1. A.la résistance à la compression et à la traction	14
I-5. 1. B.la résistance à la traction	15
I-5. 1. C. Déformation instantanées et différées du béton	15
I-5. 1. D. Déformation transversale du béton	15
I-5. 1. F. Contrainte admissible à la compression	16
I-5. L'acier	16
I.5.a. Acier de la précontrainte.....	17
I.5..b.acier passif.....	17

I.6.contrainte limite	18
Chapitre ii- pré dimensionnement	20
//-1. Section transversale des voussoirs courants.....	21
//-1.1. Choix du type de caisson.....	21
li-1.2. La hauteur	21
li-1.3. Épaisseur des âmes	22
li-1.4. Épaisseur du hourdis inférieur	22
li-1.5. Épaisseur du hourdis supérieur	22
li-1.9. Étude des caractéristiques géométriques du voussoir	24
li-1.9. Section transversale des voussoirs sur piles	25
Chapitre iii charges et surcharges.....	26
lii-1.1.les charges permanentes (poids propre du tablier)	27
lii-2.les surcharges routières	28
lii-2.1.a. Surcharges des piétons sur trottoir	28
lii-2.1.b. Surcharges a (I)	28
lii-2.1.c. Système bc	39
lii-2.1.d.système de charge bt	35
lii-2.1.e.surcharges militaires mc120.....	39
lii-2.1.f.charge exceptionnelle (d240).....	42
lii-2.2.forces de freinage	43
lii-2.2.a. effort de freinage correspondant à la charge a(I)	43
lii-2.2.b.effort de freinage correspondant à la chargebc	44
lii-2.3.vent.....	44
lii-2.4.effets des gradients thermiques.....	44
lii-2.5.le séisme	45
lii-3.en cours de poussage	46

Chapitre iv calcul des sollicitations.....	55
lv-1.calcul des sollicitations en cours de poussage	56
lv-1.a. Sollicitations dues au poids propre	56
lv-1.b.gradient thermique	61
lv-2.calcul des sollicitations en phase de service	63
lv-2.2.a. Moments de flexion	64
lv-2.2.b.efforts tranchants	65
Chapitre v étude de la précontrainte.....	66
V-1. La précontrainte des ponts poussés	67
V-1. A. Précontrainte de poussage	69
V-1. A.1.câbles de poussage intérieurs	69
V-1. A.2.câbles provisoires de poussage extérieurs	70
V-1. A.2.coupleurs	71
V-1. A.3.câbles provisoires	71
v-2.précontrainte de service	72
v-2.1.tracé des câbles	72
v-2.2.déviateurs	72
v-3.étude de la précontrainte	73
v-3.1. La précontrainte de poussage	73
V-3.2.la précontrainte de service	82
V.4.calcul des pertes	90
V.4.1. Pertes de tension dans les câbles extérieure (de service)	90
V.4.1.a. Calcul des pertes instantanées.....	90
V.4.1. A .1. Pertes par frottement	91
V.4.1. A .2. Pertes par glissement d'ancrage	92
V.4.1. A .3. Pertes par raccourcissement du béton	94

V-4.1. B . Pertes de tension différées	97
V-4.1. B.1. Pertes de tension dues au retrait du béton (exploitatio.....	97
V.4.1. B .2. Pertes dues au fluage.....	98
V.4.1. B .3. Pertes par relaxation des aciers	101
V-7. Calcul des pertes dans les câbles de poussage	105
V-7. 1. Calcul des pertes instantanées	105
V-7. 1. A. Pertes par frottement	105
V-7. 1. B. Pertes par recul d’ancrage	106
V-7. 1. C. Pertes par raccourcissement du béton	107
V-8. Pertes de tension différées	108
V-8. 1. C. Pertes dues à la relaxation des aciers	110
V-8. 2. Vérification des contraintes	112
V-8. 2. A. Phase de construction	112
V-9.vérification des contraintes en phase de service	114
chapitre vi etude transversale.....	116
Vi-1. Calcul des sollicitations :.....	117
Vi.1.a.la table supérieure.....	117
Vi.1.b.la table inferieure	118
Vi.1.c.l’ame.....	119
Vi-2.calcul du ferrailage	119
Chapitre vii équipements.....	127
Vii-1. Joints de chaussée	128
Vii -1.1. A. Confort et esthétique	128
Vii-1.2. Calcul du souffle des joints	128

Vii-1.2.1. Souffle des déformations (w_d)	129
Vii-1.2.2. Souffle thermique (w_t)	130
Vii-2. Appareil d'appui	131
Vii-2.2. Dimensionnement	132
Conclusion.....	134

Dédicace

*je dédie modeste travail a tous qui
m'aident d'avoir l'honneur d'être un
homme ;*

a les plus chère personnes de moi c'est

Mon père et ma mère

Mon frère

Ma sœur

mon binôme ben hamadi abd el madjid

a tout mes amis et la promotion 2012

YASSER

Dédicace

*je dédie cet petit travail a tous qui
m'aident d'avoir l'honneur d'être un
homme ;*

a ;

ma mère

mon père

aboud taib

mes frères

mes sœurs

mon binôme bouzina yasser

a toute la promotion de 2012

future Mme benhamadi

mes amis

madjid

Chapitre 1

Généralités

I-1. Introduction générale :

Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livres a l'activité de bâtir dans le domaine des ponts ou travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut se ranger parmi les plus anciens exerces par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de l'ouvrage vis-à-vis des aléas naturels

QU'EST-CE QU'UN PONT ?

Un pont est un ouvrage d'art qui permet de franchir un obstacle comme les cours d'eau, les voies de communication...

Les ponts anciens étaient réalisés avec les matériaux naturels que les populations trouvaient à proximité : des lianes, des troncs d'arbre, des branches et plus tard des pierres taillées. Il faut attendre l'ère industrielle, et l'avènement du fer et de l'acier pour disposer d'un nouveau matériau, plus résistant, et développer de nouvelles technique comme la suspension. Petit à petit, améliorant les techniques, les Hommes construisent des ponts de plus en plus longs, défiant même les lois de l'apesanteur.

I-1.1PRESENTATION DU PROJET:

Le projet de fin d'étude consiste à étudier la partie tablier, du viaduc au oued menar- wilaya de MILA. Ce viaduc est implanté sur la RN 77 franchissant oued MENAR pour relier la wilaya de Jijel à la wilaya de Sétif.

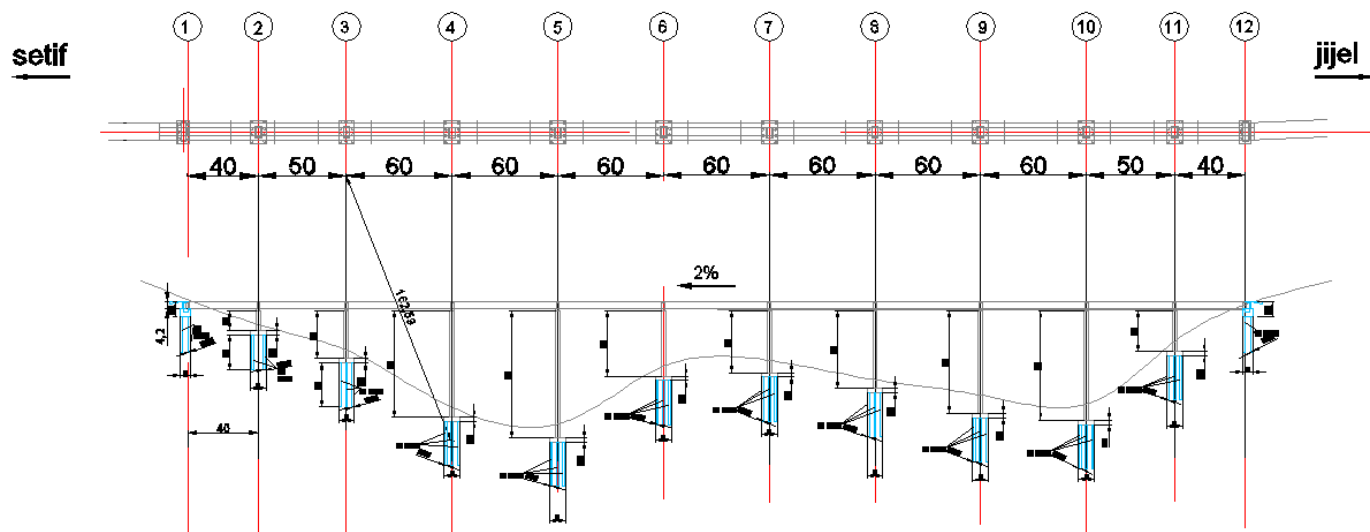
L'ouvrage est construit par poussage de tablier, La portée de l'ouvrage est de 600m suffisante pour franchir l'oued MENAR.

Le tablier est posé sur 10 piles de hauteur différentes et 02 culés, de ce fait il est constitué de 11 travées reparties de la façon suivant :

$40m+50m+60m+60m+60m+60m+60m+60m+60m+50m+40m=600m$

et 21 plots de longueur différentes repartie comme suit :

$26.5m+25m+25m+15*30m+25m+25m+26.5m$.



I-1.2. INVENTION DES PONTS PUSSEES :

La méthode de construction des ponts en béton précontraint par poussage, directement inspirée du lancement des ponts métalliques, consiste à confectionner un tablier sur une rive ou sur les deux rives de la brèche à franchir, puis à le mettre en place sur ses appuis définitifs par déplacement longitudinal. Cette technique n'a pu se développer que grâce à la mise au point de plaques d'appui provisoires, revêtues de *Téflon* ou de produits similaires, permettant le glissement avec un faible frottement.

I-1. 3. Les Avantages :

Elle présente de **nombreux avantages** : la construction « au sol » du tablier permet, à la fois, une meilleure organisation du travail, une plus grande sécurité pour le personnel d'exécution et une meilleure qualité, tant au niveau du bétonnage qu'à celui de la mise en tension des câbles de précontrainte. En permettant de s'affranchir de toute installation entre les appuis (cintre ou charpente), elle entre en concurrence directe avec les ponts en ossature mixte acier-béton et a provoqué la disparition quasi complète des ponts construits en encorbellement.

- Permettre l'enjambement des reliefs accidentés sans aucune difficulté technique.
- Maintenir la circulation et toute activité sous le tablier.
- Assurer une meilleure qualité d'exécution.
- Augmenter le rendement de la main d'œuvre grâce à un cycle de réalisation répétitif sur un même site d'intervention.
- Supprimer les cintres, les échafaudages et tout autre matériel d'étalement spécial.
- Réduire l'utilisation des coffrages.
- Faciliter l'opération de coffrage, ferrailage et bétonnage par une construction sur berge à hauteur d'homme.
- Diminuer le nombre des joints au niveau du tablier.

I-1.4. Tablier construit par poussage :

Le principe général de la méthode de construction par poussage est très simple. Il consiste à Préfabriqué le tablier à côté de la brèche à franchir, sur une plateforme située dans le Prolongement de son axe longitudinal, en arrière de la culée, puis à le pousser, par un Déplacement de translation suivant son axe, en le faisant glisser sur sa culée et sur ces piles Définitives (éventuellement sur des appuis provisoires complémentaires), jusqu'à ce qu'il ait Atteint sa position définitive, au-dessus de la brèche qu'il doit enjamber.

Le tablier peut être soit poussé en une seul fois, s'il a été préalablement préfabriqué Entièrement, ou poussé en plusieurs fois, lorsqu'il est préfabriqué par tronçons successifs, Chaque poussage s'effectuant alors après la préfabrication du tronçon correspondant.



Figure A tablier construit par poussage

I-1.5 DOMAINE D'APPLICATION DES PONTS POUSES :

De par les spécificités tant que géométriques structurelles de cette technique, définies précédemment privilégié des ponts poussés en béton précontraint est le domaine des ouvrages à géométrie constante (axe en plan et profil en long droits ou circulaires), de hauteur constante, de portées comprises entre 30 et 50 m, pouvant aller exceptionnellement jusqu'à 65 ou 70 m, pour les ouvrages poussés par un seul côté. Au-delà de ces portées, le poids de la structure devient trop important et il engendre, au poussage ,

des sollicitations très forts qui rendent cette méthode beaucoup plus coûteuse que des technique mieux adaptées aux plus grandes portées.

I-1.6 Particularités de la méthode :

Le principe même de la méthode de poussage fait que, sauf pour les ponts poussés par deux côtes, du type 1-2-3, ce sont des structures continues dont chaque section se trouve, au cours du poussage, successivement en position ((sur l'appui)), donc soumise à un moment de flexion négative, et

En position ((milieu de travée)), donc soumise à un moment positif

Cette alternance de sollicitation, non gênante pour des structures en matériau homogène comme l'acier, l'est tout particulièrement pour des structures en béton et nécessite une conception et un dimensionnement particuliers.

I-1.7 État des lieux :

On distingue principalement deux types de ponts poussés (quelques ouvrages de grande longueur ont été construits en combinant ces deux types) :

- **Les ponts à trois travées construits par moitié sur chaque rive (poussage bilatéral),** les deux moitiés étant ensuite poussées sur leurs appuis définitifs et solidarisées pour rendre le tablier continu ;
- **Les ponts construits par tronçons successifs dans un atelier fixe sur une rive et progressivement poussés sur les appuis définitifs (poussage unilatéral).** Ils constituent, de loin, la famille la plus nombreuse.

L'application de la méthode du poussage exige qu'un certain nombre de conditions soient réunies :

Tablier de hauteur constante ;

Tracé parfaitement rectiligne, ou rectiligne en plan et inscrit sur un cercle en élévation ;
Ou encore tracer inscrit sur une surface tronconique appropriée afin de conférer à l'ouvrage la courbure souhaitée simultanément en plan et en élévation.

Les conditions sur la géométrie du tracé ont pour but d'éviter le développement d'efforts parasites plus ou moins contrôlables pendant l'opération de poussage. D'autre part, il faut pouvoir disposer, à l'arrière d'une (ou des) culée(s), d'une longueur suffisante pour aménager l'aire de fabrication du tablier : la demi-longueur de l'ouvrage, s'il s'agit d'un pont à trois travées mis en place par poussage bilatéral, ou une longueur comprise entre une et deux travées courantes, s'il s'agit d'un pont mis en place par poussage unilatéral.

Le procédé de construction des ponts par poussage s'accommode, en principe, de nombreux types de tabliers : dalle, dalle nervurée, caisson uni ou multicellulaire. Mais les dalles, pleines ou élagées, à section rectangulaire ou dotées d'encorbellements latéraux, ne peuvent convenir que pour des portées déterminantes ne dépassant pas 20 à 25 m.

Par ailleurs, les tabliers en dalle nervurée ont été progressivement abandonnés, malgré leur simplicité d'exécution, au profit des poutres-caissons, du fait de leur faible rigidité à la torsion, de la médiocrité de leur rendement géométrique et des problèmes qu'ils posent pour l'entretien (visites) et l'exploitation (passage des réseaux de concessionnaires).

I-2 TYPE DES PONTS POUSSEES:

I-2.a Ponts poussés bilatéralement :

Les ponts en béton précontraint à trois travées mis en place par poussage bilatéral sans palées provisoires couvrent une gamme de portées déterminantes, couramment comprises entre 30 et 60 m. Chaque moitié de l'ouvrage, analogue à un fléau de pont construit en encorbellement, est construite à l'arrière des culées, puis poussée : les demi-fléaux « avant », s'intégrant en phase définitive dans la travée centrale, sont ainsi amenés à enjambrer, pendant le poussage, la travée de rive correspondante.

C'est pourquoi la longueur L de la travée centrale est sensiblement égale au double de celle des travées de rive. La continuité du tablier est réalisée par bétonnage en place d'un « voussoir » de clavage, d'environ 1 m de longueur, au milieu de la travée centrale, puis par mise en tension des câbles de continuité.

La distribution des portées n'étant pas optimale vis-à-vis des efforts induits par les charges d'exploitation (travées de rives trop courtes pour garantir des réactions d'appui de sens constant), il était d'usage, par le passé, de déniveler les appuis extrêmes pour maintenir positives les réactions d'appui sur culées en toutes circonstances et atténuer les effets des redistributions d'efforts par fluage. Mais, le contrôle des efforts instantanés, et surtout différés, induits par ces dénivellations était très délicat. De nos jours, on préfère adopter une distribution des portées plus équilibrée même si le câblage est un peu plus compliqué.

L'élancement du tablier est normalement compris entre $1/20$ et $1/22$, dans le cas d'un pont routier, et de l'ordre de $1/15$ à $1/16$, dans le cas d'un pont ferroviaire.

Dans les ponts récents, le câblage comprend des câbles de « fléau » situés dans le hourdis supérieur et ancrés dans les goussets, des câbles rectilignes situés dans le hourdis inférieur et des câbles de continuité extérieurs, au tracé trapézoïdal. Les câbles situés dans le hourdis inférieur sont, en grande majorité, provisoires et règnent sur une longueur comprise entre la moitié et les deux tiers de la longueur de chaque demi-tablier. Ils permettent de contrecarrer les effets des câbles de « fléau » pendant le poussage et, une fois le clavage réalisé, ils sont détendus.

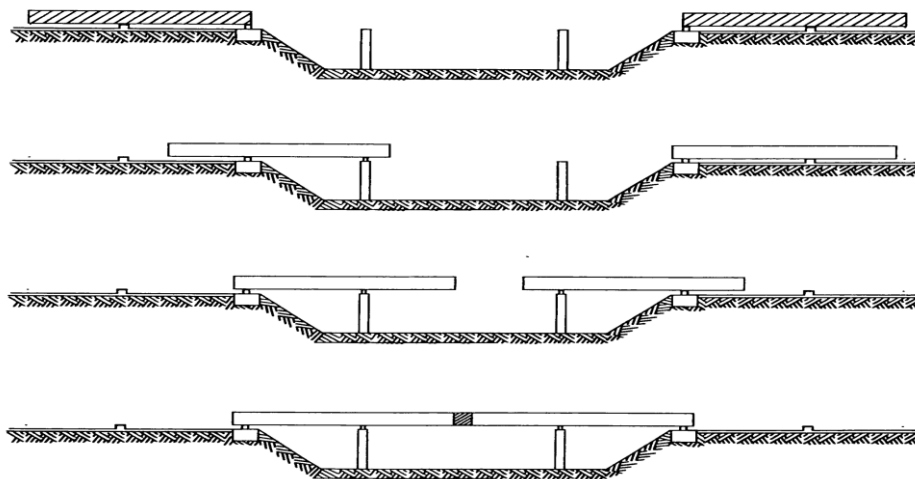


Figure 1-1 Ponts poussés deux cotés

I-2 .b. Ponts poussés unilatéralement :

Le tablier des ponts mis en place par poussage unilatéral est construit par tronçons successifs, de longueur unitaire constante, dans un atelier fixe situé en arrière d'une culée, et dans le prolongement de l'ouvrage. Dès que le béton d'un nouveau tronçon a atteint une résistance suffisante, l'ensemble du tablier est déplacé par une translation longitudinale égale à la longueur du tronçon, puis, sur l'atelier ainsi dégagé, un autre est construit, et ainsi de suite jusqu'à l'achèvement de l'ouvrage.

Pour d'évidentes raisons pratiques, on s'efforce de donner aux tabliers des travées intermédiaires la même portée. Les travées de rive gagnent à être, si possible, plus courtes que les travées courantes, car, pendant le poussage, elles sont le siège d'efforts importants. Mais, cette règle n'est pas impérative.

Si la gamme des portées courantes des ponts poussés unilatéralement va, en gros, de 40 à 60 m, il est possible de pousser des tabliers avec une ou plusieurs portées nettement plus grandes à l'aide de palées d'appui provisoires à condition qu'elles soient réalisables dans des conditions économiques acceptables pour le projet considéré et que leur déformabilité (horizontale et verticale) puisse être contrôlée efficacement.

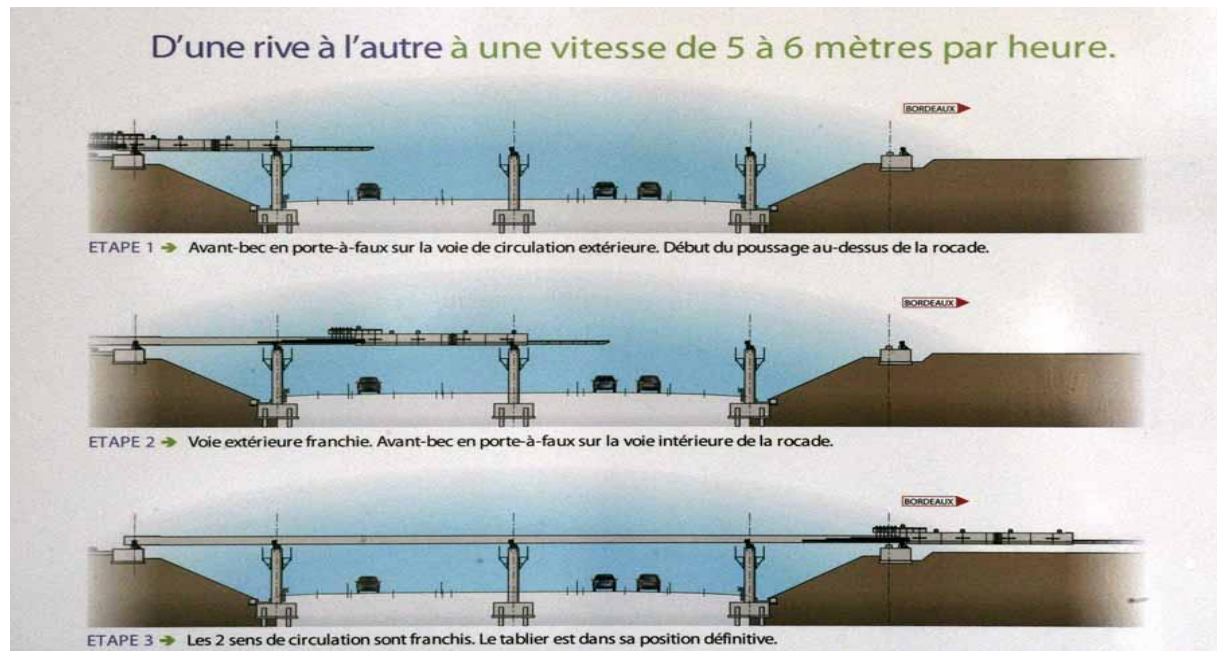


Figure 1-2 Ponts poussées une seul cotés

I-3LES PROCEDES DE POUSSAGE :

Lors de poussage plusieurs systèmes sont utilisés :

- Des barres de traction avec vérin avaleur
- Des câbles de traction et vérin avaleur
- Le vérin leveur –pousseur Eberspàcher™
- Le vérin pousseur
- Guides latéraux

Le procédé le plus ancien et le plus rustique-vérin et barres de traction-n 'est plus employé actuellement ; il ne fera pas l'objet d'un développement mais sera citer à titre histoire.

I-3.a. Câbles de traction :

Ces dispositifs font appel à du matériel semblable au matériel de précontrainte.

Le déplacement du tablier est provoqué par l'action de vérins qui ((avalent)) des câbles de précontrainte solidaires du tablier à une extrémité et de l'un des appuis de l'ouvrage(le plus souvent une culée) à l'autre extrémité.

Un tel dispositif se compose :

- ✓ De vérin de précontrainte (1ou2) dont la puissance est adaptée à l'ouvrage.
Ces vérin sont aménagés pour permettre le blocage du câble tendu pendant la course retour des vérins ;
- ✓ D'un ou plusieurs câbles liés d'un côté, en générale la culée et de l'autre, au tablier, ces câbles peignés sont disposés dans des gouttières pour les tenir à l'abri de salissures éventuelles ;
- ✓ D'une poutre métallique assurant la liaison des câbles au tablier et la transmission de l'effort de traction à celui-ci.

Les dispositions des différentes pièces sont multiples, les deux suivantes étant les plus fréquentes :

- ✓ Câbles placés sous le tablier, ancrés sur des poutres verticales traversant le caisson dans des réservations pratiquées dans les hourdis (fig.6.1) ; ces poutres ne sont pas complètement à l'arrière du tablier.
L'effort appliqué par les câbles se décompose en efforts horizontaux dans les hourdis supérieur et inférieur.
- ✓ Câbles placés de chaque côté du tablier, ancrés sur une poutre horizontale prenant appui sur les à mes, à l'arrière de la dernière partie du tablier réalisées et prête à être poussée (fig.2.1).

Dans cette configuration, l'effort de poussage introduit une compression qu'il est possible de rapprocher du centre de gravité de la section béton.

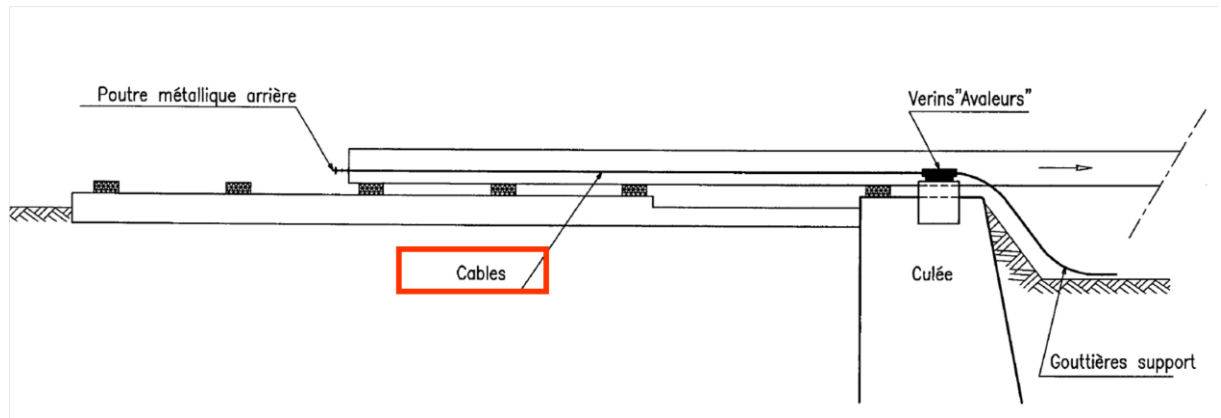


Figure (2-1) câble de traction

I-3.b Système Eberspàcher™ :

Le système Eberspàcher™.du nom de son inventeur, est constitué (fig.2.2) :

- ✓ D'un vérin de levage disposé sur une plaque d'acier inoxydable et dont la sous-face est munie d'une plaque de PTFE.
- ✓
Le vérin de levage peut ainsi glisser sur la plaque d'acier inoxydable (frottement 2% environ).
Le vérin de levage est muni sur sa tête d'une plaque striée permettant d'obtenir, lors de contact avec le béton de tablier un coefficient de frottement de l'ordre de 0.6 ;
- ✓ D'un a trois vérins horizontaux prenant appuis sur un massif fixe et sur le vérin de levage.
Ces vérins permettent ainsi le déplacement du vérin vertical d'une course d'environ 250mm.
Le massif, sur lequel le ou les vérins horizontaux s'appuient, sert également de massif de repos au tablier.



Figure (2.2) Système Eberspàcher™

I-3.c Les vérins pousseurs :

Ce type de vérins a été mis au point à l'occasion de la construction du pont d'Aiguilly sur la Loire (1980) par l'entreprise GTMBTP.

Ces vérins prennent appui sur les longrines de l'aire de préfabrication (fig.2.3)

Un effort de serrage permet de mobiliser le frottement pousseur-longrine et d'empêcher ainsi tout recul des vérins de poussage du tablier (dans le cas du matériel mis en œuvre par GTM, l'effort de serrage à exercer, compte tenu du coefficient de frottement acier béton, est égal à deux fois l'effort de poussage).



Figure (2.3) Le vérin pousseur

I-3.d Les guides latéraux :

Les dispositifs de guidage latéral sont nécessaires pour le poussage du tablier ; Leur fonction est d'assurer la stabilité et le bon positionnement transversal du tablier pendant son déplacement et de corriger si nécessaire, la trajectoire de son poussage

Les guides latéraux sont positionnés en trois (03) emplacements :

- ▶ Au niveau de l'aire de préfabrication.
- ▶ Sur culées. (fig 2.4)
- ▶ Sur piles. (fig 2.5)



Figure (2.4) guide latéral sur cule



Figure(2.5) guide lateral sur pile

I-4. Avant bec :

- 02 poutres longitudinales en I de type PRS entretoisées connectées par des contreventements horizontaux et verticaux assemblés par des boulons HR
- **Longueur : 44 m**
- **Poids : 988 KN**



Figure (2.5) avant bec

I-4. a. La fonction de l'avant Bec :

Acheminer et guider le tablier sur les appuis de glissement provisoires, jusqu'à sa position finale.

Cependant, l'avant-bec ne suffit pas, c'est pourquoi on place, au niveau du point d'appui de départ et sous la charpente, une cale : (Les images suivantes sont uniquement explicatives et illustrent de manière exagérée les faits).

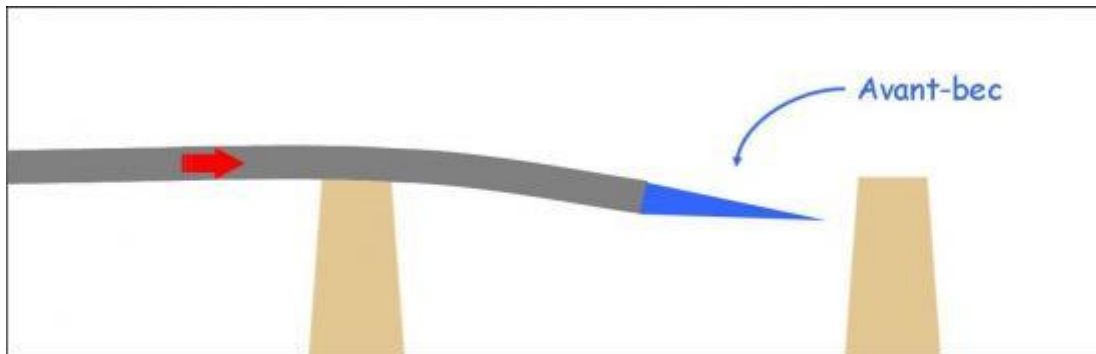


Figure (2.6) Sans cale

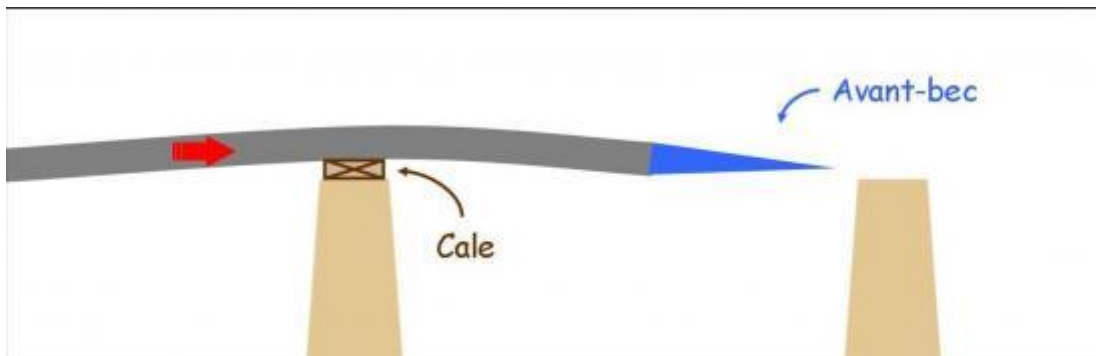


Figure (2.7) Avec cale

I-5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I-5. 1. le béton :

Dans ce qui suit, nous supposons connues les notions de base sur la composition et les propriétés mécaniques du béton, et nous nous attacherons seulement à mettre en évidence les caractères spécifiques du matériau destiné à la précontraintes.

- résistance à la compression.
- déformabilité, instantanées et différée.
- résistance aux agents agressifs.

Pour des applications particulières, on peut aussi chercher certaines qualités spéciales telles que faible masse volumique, faible conductivité thermique, bonne résistance à l'abrasion ...etc.

I-5. 1. a. la résistance à la compression et à la traction :

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours, après la conservation dans les conditions id ailles.

La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées et de leur dispersion, suivant une loi statique variables suivant les pays.

Les règles BAEL et BPEL donnent, pour un âge $j \leq 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement.

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \geq 40 \text{MPa}$$

Au –delà de $j=28$ jours, on admet pour les calculs de résistance que : $f_{cj} = f_{c28}$

I-5. 1. b. la résistance à la traction :

Les bétons en générale caractérisé par leur résistance à la compression f_c mais leur résistance à la traction f_t joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécaniques : c'est le cas en particulier pour tout ce qui concerne l'adhérence.

Les règles BAEL et BPEL donnent les relations suivantes.

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

I-5. 1. c. Déformation instantanées et différées du béton :

A l'inverse de celle de l'acier, la courbe contrainte déformation du béton ne présente pas de partie rectiligne, si bien que le module d'élasticité longitudinale n'a pas une valeur constante, ce qui amené à distinguer le module tangent du module sécant .cependant, pour les valeurs usuelles des contraintes, c'est-à-dire jusqu'à 40 à 50 % de la contrainte ultime, on prend généralement en compte une seule valeur E_{ij} du module instantané.

Le module E_{ij} est fonction croissante de la résistance à la compression ; les règles BPEL donnent la relation suivante.

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

I-5. 1. d. Déformation transversale du béton :

La déformation transversale du béton est donnée par la formule suivante.

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

ν : Coefficient de poisson

Pour les calculs de béton précontraint le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

$\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (ELS)

$\nu = 0$ pour un béton fissuré (ELU)

I-5. 1. e. Contraintes admissibles :

On se fixe valeur de contraintes qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage, cette Contrainte est appelée contrainte admissible.

I-5. 1. f. Contrainte admissible à la compression :

Les règles B.A.E.L donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression

$$\frac{0,85 f_{28}}{\gamma_b}$$

Etat limite "ELU" =

Avec :

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_b : 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_b : 1.15 situation accidentelle

I-5. 1. i. Qualités attendues d'un béton pour ouvrages :

Ses qualités sont :

- Une très bonne résistance à la compression à court terme (quelques jours) et à long terme (28 jours et plus).
- Une très bonne résistance aux agents agressifs, aux intempéries à l'eau de mer, éventuellement aux eaux séléniteuses.
- Une bonne déformabilité instantanée, et différée la plus faible possible.
- Une maniabilité pour mise en œuvre aussi bonne que possible.

I-5. L'acier :

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

- **Les aciers actifs**, qui créent, et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- **Les aciers passifs** nécessaires pour reprendre les efforts tranchants pour Limite la fissuration.

I-5. a. Acier de précontrainte (actif) :

Concernant notre ouvrage, Les aciers utilisés pour la précontrainte sont des aciers à très haute résistance qu'on appelle aciers durs et qui ont la plus forte teneur en Carbone. Alors on utilise des câbles **12T15** de type DYWIDAG.

• Caractéristiques des câbles :

- Unité de précontrainte : 12 torons.
- Poids de 1T15 = 1,12 (kg/m)
- Section de 12T15S = 1668 (mm²)
- $f_{peg} = 1583$ (MPa)
- $f_{prg} = 1770$ (MPa)

• La valeur max de la tension à l'origine σ_0 doit être :

$$\sigma_0 < \text{Min} (0,8f_{prg}, 0,9f_{peg})$$

$$\sigma_0 < \text{Min} (1416, 1424.7) = 1416 \text{ MPa}$$

Gaines :

- Φ_{int} : 80 mm.
- Φ_{ext} : 88 mm.

I-5. b. Acier passif :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I-5. c. Caractères mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractères mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e . Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	

Fils tréfilés HA	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Type 3	F _e TE50	500	
Fils tréfilés lisses	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
Type 4	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

I-6. Contrainte limite :

I-6.a. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation.

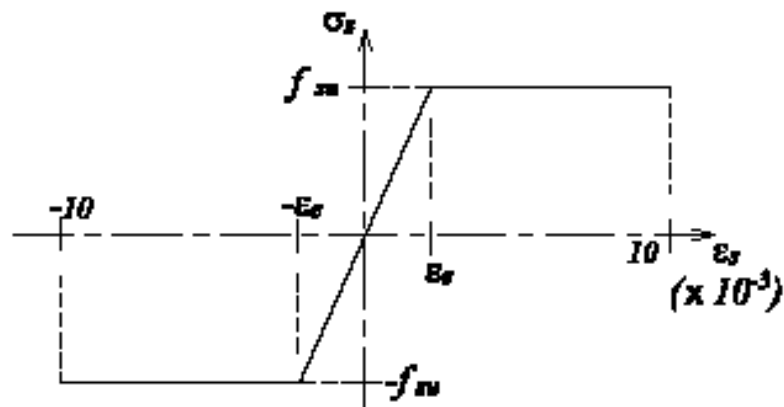


figure I-6 Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

I-6.b. Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right).$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right).$$

η : coefficient de fissuration (=1 pour les RL, =1.6 pour les HA).

I-7. Logiciel de calcul :

ROBOT MILINIUM 2012 est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil.

C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts interne dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis.

Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le post – processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

Chapitre II

Pré dimensionnement de la section transversale

II-1. Section transversale des voussoirs courants:

Le dimensionnement de la section transversale pour **les ponts poussée** peut être effectué sur les mêmes bases que celui des ponts construits en encorbellement et suivant les indications du tableau 2.

Constitution	Ponts-routes	Ponts-rails
Épaisseur du hourdis supérieur (cm)	22 à 26	30
Épaisseur des âmes (cm) avec câblage de continuité extérieur pour les ponts-routes	$\text{Max} \left[30 ; 30 + \frac{(B \times L) - 500}{20} \right]$	• 50 cm en zone courante • 90 à 100 cm au voisinage des appuis
Élancement	$H/L = 1/12 \text{ à } 1/17$	$H/L = 1/12 \text{ à } 1/14$
Épaisseur équivalente (m)	$0,25 + 0,008 \text{ } 8 \text{ } L \text{ (pour } 20 \text{ m} \leq L \leq 55 \text{ m)}$	$0,40 + 0,01 \text{ } L \text{ (pour } 35 \text{ m} \leq L \leq 55 \text{ m)}$
Pourcentage d'aciers actifs	40 à 45 kg par m ³ de béton	65 à 70 kg par m ³ de béton
Pourcentage d'aciers passifs	140 à 150 kg par m ³ de béton	140 à 150 kg par m ³ de béton

II-1.1. CHOIX DU TYPE DE CAISSON:

En va choisir l'une des trois types de caisson qu'ils sont :

- un caisson à trois âmes.
- un double caisson à deux âmes.
- un caisson multicellulaire.

Avec :

- ✓ **B ≤ 13m** : domaine courant des caissons à deux âmes
- ✓ **13 ≤ B ≤ 17m** : un caisson à 3 âmes peut être envisagé
- ✓ **B > 17m** : selon les portées, envisagé
- ✓ Puisque la largeur de notre ouvrage ne dépasse pas 13m (B ≤ 13m) donc en va choisir des caissons à deux âmes.

II-1.2. La hauteur :

La hauteur du caisson est en générale comprise entre 1/12 et 1/17 de la longueur de la plus Grande travée de l'ouvrage dans le cas des ponts routes.

On à : 60m ce qui nous donne une hauteur de caisson qui est comprise entre $3.53 < h < 5$, donc la hauteur du caisson est :

En prend : **h=4.20m.**

II-1.3. Epaisseur des âmes :

Les âmes doivent assurer une bonne résistance à l'effort tranchant ainsi une bonne facilité de bétonnage et doivent permettre l'ancrage des câbles de précontrainte.

Dans notre cas l'épaisseur de l'âme, qui est constante, sera dimensionnée pour le poussage. Si, en service, des épaisseurs sur appuis sont nécessaires, ils seront dimensionnés sans excès, Toujours pour des raisons de limitation de poids.

Mis à part pour les petites portées, l'emploi de la précontrainte extérieure est conseillée pour Éviter de déduire un diamètre de gaine de l'épaisseur de l'âme pendant le poussage car les Câbles ondulés ne sont ni tendus ni injectés. Dès que les portées dépassant environ 50m Il Faut penser aux câbles antagonistes (ce qui donne des épaisseurs compris entre 30 et 35 cm).

Dans notre cas on est en présence de câbles intérieurs en cours du poussage, qui exige une épaisseur importante alors :

On prend **$e=50\text{cm}$** .

II-1.4. Epaisseur du hourdis inférieur :

Le hourdis inférieur aura également une épaisseur constante, elle peut augmenter localement au voisinage des entretoises sur les piles et dans certains cas dans la première Travée, pour mieux résister aux moments fléchissant négatifs (table de compression) en cours de poussage.

En présence des câbles de précontrainte longitudinaux, l'épaisseur minimale est 25.5 cm.

Pour Notre cas :

On prend : **$e = 28 \text{ cm}$** .

II-1.5. Epaisseur du hourdis supérieur :

L'épaisseur du hourdis supérieur est essentiellement conditionnée par résistance à la flexion Transversale est par la possibilité de placer des câbles de précontrainte longitudinaux (câbles de poussage) : sa valeur minimale peut aller de 22 à 26 cm selon la largeur totale du hourdis, On prend : **$e = 25 \text{ cm}$** .

II-1.6. Les goussets du hourdis supérieur :

Le hourdis supérieur doit comporter des goussets importants à la jonction avec les âmes.

II-1.6.a. Gousset 01: améliore l'encastrement du hourdis sur les âmes et fait onduler sa ligne moyenne, ce qui permet l'utilisation de câbles transversaux au tracé rectiligne ou légèrement sinusoïdale.

Les goussets 01 doivent être tracés de façon à envelopper les lignes de pression possibles

Créés par les charges roulantes disposées dans la zone centrale du hourdis (le tiers central du Porté). La résistance du hourdis est alors pratiquement égale à celle d'un hourdis d'épaisseur Uniforme dont la hauteur serait celle du gousset.

II-1.6.b. Gousset 02 : facilite la mise en place du béton, et permet de loger les câbles de précontrainte longitudinaux assurant la résistance des consoles, ainsi que les ancrages éventuels des câbles de solidarisation relevés en travée et sortant dans la membrure supérieure.

III-1.7. Les goussets du hourdis inférieur :

Le hourdis inférieur est généralement encastré sur les âmes par l'intermédiaire de goussets, assez fortement inclinés sur l'horizontale de façon à ne pas gêner la mise en place du béton. Si l'inclinaison des goussets est inférieure à 45° , des fenêtres doivent être prévues dans les coffrages afin de permettre la pré-vibration.

II-1.8. La base du caisson :

La forme de la base du caisson peut présenter quelques particularités liées au mode de construction. Lorsque le caisson possède des âmes inclinées, on peut en évaser légèrement la base afin de favoriser le centrage des réactions des appuis provisoires. Dans notre cas l'ouvrage est courbe en plan, le dévers peut être plus important et il est préférable de conserver une section droite symétrique. Les appareils d'appui devront rester longitudinaux dans le sens transversal.

:

II-1.9. Section transversale des voussoirs sur piles

Les voussoirs sur pile sont des éléments massifs, à la géométrie compliquée, et dotés d'un ferrailage passif dense. Les réactions appliquées au droit des appareils d'appui ne peuvent généralement ne pas être directement transmises aux âmes du fait de la taille de ces derniers, et les efforts ne peuvent pas être repris par flexion transversal du hourdis inférieur. De plus, le chargement des appareils d'appui, lorsque leur fonctionnement n'est plus satisfaisant, nécessite un vérinage du tablier en des points qui sont également excentrés par rapport à l'axe des âmes. Il est donc nécessaire de doter la poutre-caisson d'une entretoise robuste qui a également pour rôle de la rigidifier à la torsion et d'assurer l'indéformabilité de sa section droite pour permettre la communication entre les travées.

Pour permettre la communication entre les travées, elle doit posséder une ouverture dont la dimension est de l'ordre de **1.2m × 1.2m**.

On notera qu'en cours de poussée les câbles de précontrainte sont pratiquement rectilignes, et qu'elle ne procure pas de réduction d'effort tranchant. Cependant, dans le cas des câbles antagonistes, on verra que l'on peut, grâce aux poussées au vide, compenser la différence de poids entre les entretoises sur appuis et les déviateurs.

II-1.9. Etude des caractéristiques géométriques du voussoir :

G : Le centre de gravité de la section ;

V : La distance de G à la fibre supérieure ;

V' : La distance de G à la fibre inférieure ;

h = $V + V'$: la hauteur totale de la section ;

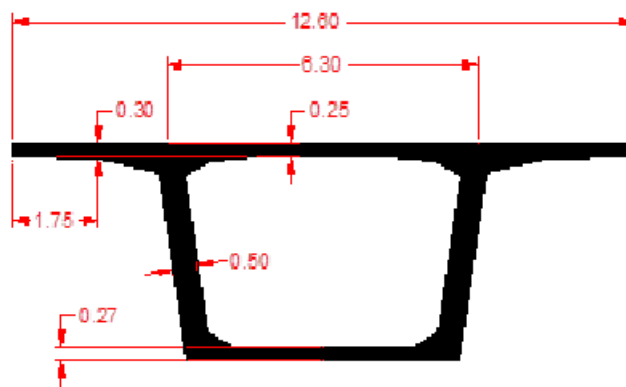
S : L'aire de la section ;

I_y : moment d'inertie (par rapport à un axe horizontal passant par G) ;

Les résultats sont les suivantes :

II-1.9.a. Voussoir courant :

propriétés	Résultats
La hauteur totale de la section	$H = 4.2$
L'aire de la section	$S = 9.4 \text{ m}^2$
Le centre de gravité de la section	$G_y = 2.6 \text{ m}$
moment d'inertie	$I_y = 87.6 \text{ m}^4$
	$I_x = 23.88 \text{ m}^4$
La distance de G à la fibre supérieure	$V = 1.6 \text{ m}$
La distance de G à la fibre inférieure	$V' = 2.6 \text{ m}$



Coupe transversale de voussoir courant

II-1.9.b.Voussoir sur pile :

La hauteur totale de la section H 4.20m

L'aire de la section S 18,715

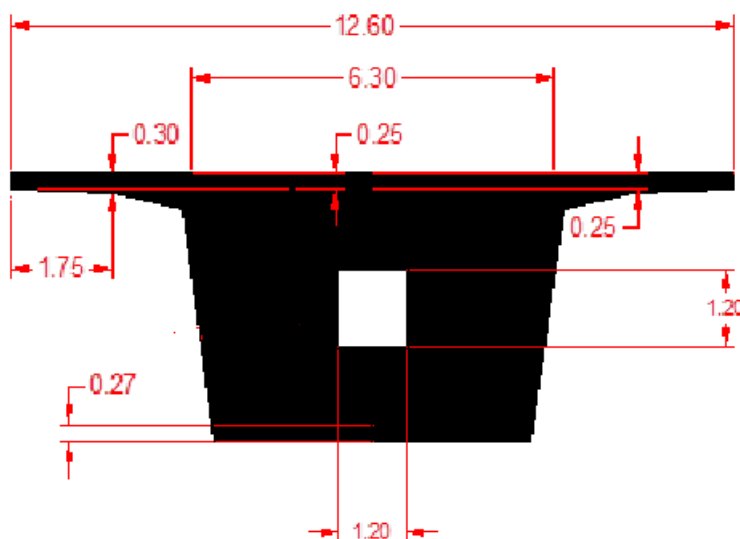
Le centre de gravité de la section G 1,75

Moment d'inertie I y 14,525

La distance de G à la fibre supérieure V =1,6m

La distance de G à la fibre inférieure V'= 2.6m

propriétés	Résultats
La hauteur totale de la section	H =4.2 m
L'aire de la section	S =18.171 m ²
Le centre de gravité de la section	G _y = 1.75 m
moment d'inertie	I _y =14.525 m ⁴
	I _x =23.88 m ⁴
La distance de G à la fibre supérieure	V= 1.6 m
La distance de G à la fibre inférieure	V' =2.6 m



Coupe transversale de voussoir sur pile

Chapitre III :

Charges et surcharges

III-1.EN COURS D'EXPLOITATION :**III-1.1.Les charges permanentes (Poids propre du tablier) :**

Matériau	densités
Béton arme	$\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/m}^3$
Béton	$\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$
Bitume	$\gamma_{BB} = 3 \text{ KN/m}^2$ (par unité de surface)

Les sections :

Section courante = 9.4 m^2

Section sur pile = 26.4 m^2

Poids	calcul	résultats
Section courante	$9.4 * 25$	235KN/M
Ancrage	$2 * 0.5 * 25 * 300 / 600$	12.5KN/M
ENTROTOISE	$26.4 * 25 * 12 / 620$	12.77 KN/M
		$\Sigma = 260.27 \text{ KN/M}$

III-1.2.Les surcharges permanentes :

Poids	calcul	résultats
Corniche	$0.15 * 25 * 2$	7.5KN/M
Glissière de sécurité	$2 * 1$	1kn/m
bitumage	$8 * 2.5$	20 kn/m
Trottoir	$1.02 * 2 * 0.2 * 25$	10.2 kn /m
		$\Sigma = 38.7 \text{ kn /m}$

➤ Le poids propre du tablier = 298.77 kn/m

D'où $P = 298.77 * 620 = 18523.74 \text{ t}$

III-2. Les surcharges routières :

III-2.1 Les surcharges mobiles

III-2.1.a. Surcharges des piétons sur trottoir :

Cas	calcul	résultat
Premier trottoir chargé	$P = 1.5 \times 1.02$	1.53 KN/m
Deuxième trottoir chargé	$P = 1.5 \times 1.02$	1.53 KN/m
Les deux trottoirs chargés	$P = (1.5 \times 1.02) + (1.5 \times 1.02)$	3.06 KN/m

Remarque :

A cause de la symétrie de notre viaduc on s'intéresse de calculer la moitié de tablier pour ne pas répéter les calculs plusieurs fois.

III-2.1.b. Surcharges A (I) :

$$A(l) = 2,30 + \frac{360}{L + 12} \quad (\text{KN/m}^2)$$

$$A_1(l) = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0,002L \end{cases}$$

$$A_2(l) = a_2 \cdot A(l)$$

✓ a_1 est donnée par le tableau suivant :

Nombre de voies chargées	1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont					
1 ^{ère}	1,00	1,00	0,90	0,75	0,70
2 ^{ème}	1,00	0,90	-	-	-
3 ^{ème}	0,90	0,80	-	-	-

Donc $a_1 = 1$

✓ a_2 est donné par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

$$V = L_r / 3 = 9 / 3 = 3 \text{ m.}$$

$V_0 = 3.5$ pour la 1^{ère} classe

On a : $v_0 = 3.5$ et $V = 3$ Donc : $a_2 = 1.16$

Les calculs sont les suivants :

Une travée chargée :

Cas de charge	L(m)	$A(l)_{\text{KN/M}^2}$	$A(l)_{1\text{KN/M}^2}$	$A(l)_{(2\text{KN/M}^2)}$	$A(l)_2 * 4.8$ (KN/M)	$A(l)_2 * 9.6$ (KN/M)
1	40	9.22	9.22	10.7	51.36	102.72
2	50	8.12	8.12	9.42	45.22	90.43
3	60	7.3	7.3	8.47	40.66	81.31
4	60	7.3	7.3	8.47	40.66	81.31
5	60	7.3	7.3	8.47	40.66	81.31
6	60	7.3	7.3	8.47	40.66	81.31
7	60	7.3	7.3	8.47	40.66	81.31
8	60	7.3	7.3	8.47	40.66	81.31
9	60	7.3	7.3	8.47	40.66	81.31
10	50	8.12	8.12	9.42	45.22	90.43
11	40	9.22	9.22	10.7	51.36	102.72

Deux travées chargées :

Cas de charge	L(m)	$A(l)_{\text{KN/M}^2}$	$A(l)_{1\text{KN/M}^2}$	$A(l)_{2\text{KN/M}^2}$	$A(l)_2 * 4.8$ (KN/M)	$A(l)_2 * 9.6$ (KN/M)
1	90	5.83	5.83	6.76	32.45	64.9
2	110	5.25	5.25	6.1	29.28	58.56
3	120	5.03	5.03	5.83	28	56
4	120	5.03	5.03	5.83	28	56
5	120	5.03	5.03	5.83	28	56

6	120	5.03	5.03	5.83	28	56
7	120	5.03	5.03	5.83	28	56
8	120	5.03	5.03	5.83	28	56
9	110	5.25	5.25	6.1	29.28	58.56
10	90	5.83	5.83	6.76	32.45	64.9

Trois travées chargées :

Cas de charge	L(m)	$A(l)_{KN/M^2}$	$A(l)_{1KN/M^2}$	$A(l)_{2KN/M^2}$	$A(l)_2*4.8$ (KN/M)	$A(l)_2*9.6$ (KN/M)
1	150	4.52	4.52	5.24	25.2	50.4
2	180	4.18	4.18	4.85	23.28	46.56
3	180	4.18	4.18	4.85	23.28	46.56

Quatre travées chargées :

Cas de charge	L(m)	$A(l)_{KN/M^2}$	$A(l)_{1KN/M^2}$	$A(l)_{2KN/M^2}$	$A(l)_2*4.8$ (KN/M)	$A(l)_2*9.6$ (KN/M)
1	210	4	4	4.64	22.27	44.54
2	230	3.8	3.8	4.41	21.16	42.32
3	240	3.73	3.73	4.33	20.8	41.6

Cinq travées chargées :

Cas de charge	L(m)	$A(l)_{KN/M^2}$	$A(l)_{1KN/M^2}$	$A(l)_{2KN/M^2}$	$A(l)_2*4.8$ (KN/M)	$A(l)_2*9.6$ (KN/M)
1	270	3.58	3.58	4.15	20	40
2	290	3.5	3.5	4.06	19.5	39
3	300	3.45	3.45	3	14.4	28.8

Six travées chargées :

Cas de charge	L(m)	$A(l)_{KN/M}^2$	$A(l)_{1KN/M}^2$	$A(l)_{2KN/M}^2$	$A(l)_2*4.8$ (KN/M)	$A(l)_2*9.6$ (KN/M)
1	330	3.35	3.35	3.9	18.72	37.44
2	350	3.3	3.3	3.83	18.39	36.77
3	360	3.27	3.27	3.8	18.24	36.48

Sept travées chargées :

Cas de charge	L(m)	$A(l)_{KN/M}^2$	$A(l)_{1KN/M}^2$	$A(l)_{2KN/M}^2$	$A(l)_2*4.8$ (KN/M)	$A(l)_2*9.6$ (KN/M)
1	390	3.2	3.2	3.71	17.81	35.62
2	410	3.15	3.15	3.65	17.52	35.04
3	420	3.13	3.13	3.63	17.42	34.85

Huit travées chargées :

Cas de charge	L(m)	$A(l)_{KN/M}^2$	$A(l)_{1KN/M}^2$	$A(l)_{2KN/M}^2$	$A(l)_2*4.8$	$A(l)_2*9.6$
1	450	3.08	3.08	3.57	17.14	34.3
2	470	3.05	3.05	3.54	17	34

Neuf travées chargées :

Cas de charge	L(m)	$A(l)_{KN/M}^2$	$A(l)_{1KN/M}^2$	$A(l)_{2KN/M}^2$	$A(l)_2*4.8$ (KN/M)	$A(l)_2*9.6$ (KN/M)
1	510	3	3	3.48	16.70	33.4
2	520	2.98	2.98	3.46	16.61	33.22

Dix travées chargées :

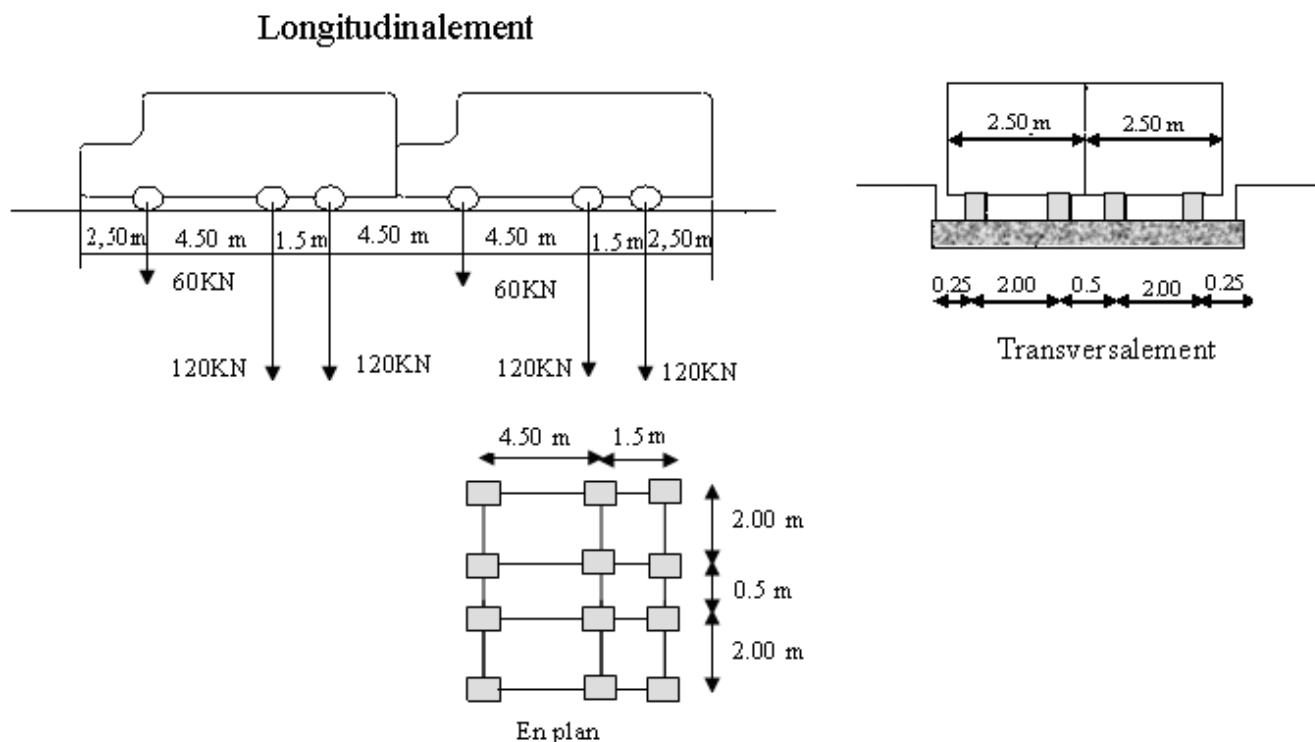
Cas de charge	L(m)	$A(l)_{KN/M}^2$	$A(l)_{1KN/M}^2$	$A(l)_{2KN/M}^2$	$A(l)_2*4.8$ (KN/M)	$A(l)_2*9.6$ (KN/M)
1	560	2.93	2.93	3.4	16.32	32.64

Onze travées chargées :

Cas de charge	L(m)	$A(l)_{KN/M^2}$	$A(l)_{1KN/M^2}$	$A(l)_{2KN/M^2}$	$A(l)_2 * 4.8$ (KN/M)	$A(l)_2 * 9.6$ (KN/M)
1	620	2.87	2.87	3.33	16	32

III-2.1.c. Système Bc :

- Ce système de charge est disposé sur la chaussée ; il vérifie la stabilité locale de la Structure.
 - On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la Chaussée comporte deux voies de circulation, et en place toujours ces files dans la Situation la plus défavorable pour l'élément considéré.
 - Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux.
- Tous les camions sont orientés dans le même sens.

**Calcul des coefficients dynamiques :**

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge BC.

La valeur de « S » à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le Coefficient bc en fonction de la classe du pont et du nombre des files considérées suivant :

$$bc = \begin{cases} 1,20 & \text{.....pour 1 file.} \\ 1,10 & \text{.....pour 2 files.} \end{cases}$$

G : poids propre de tablier (G = Q total × L).

$$G = 298,77 \times 620 = 18523,74 \text{ T}$$

Une travée charge :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G	1 file	2 files	s1	s2	δ1	δ2	bc1	bc2
1	40	298,77	11950,80	1,20	1,10	720	1320	1,05	1,06	758,41	1399,95
2	50	298,77	14938,50	1,20	1,10	720	1320	1,04	1,05	751,33	1385,12
3	60	298,77	17926,20	1,20	1,10	720	1320	1,04	1,04	746,45	1374,93
4	60	298,77	17926,20	1,20	1,10	720	1320	1,04	1,04	746,45	1374,93
5	60	298,77	17926,20	1,20	1,10	720	1320	1,04	1,04	746,45	1374,93
6	60	298,77	17926,20	1,20	1,10	720	1320	1,04	1,04	746,45	1374,93
7	60	298,77	17926,20	1,20	1,10	720	1320	1,04	1,04	746,45	1374,93
8	60	298,77	17926,20	1,20	1,10	720	1320	1,04	1,04	746,45	1374,93
9	60	298,77	17926,20	1,20	1,10	720	1320	1,04	1,04	746,45	1374,93
10	50	298,77	14938,50	1,20	1,10	720	1320	1,04	1,05	751,33	1385,12
11	40	298,77	11950,80	1,20	1,10	720	1320	1,05	1,06	758,41	1399,95

Deux travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G	1 file	2 files	s1	s2	δ1	δ2	bc1	bc2
1	90	298,77	26889,30	1,20	1,10	720	1320	1,025	1,028	738,03	1357,39
2	110	298,77	32864,70	1,20	1,10	720	1320	1,021	1,023	734,87	1350,83
3	120	298,77	35852,40	1,20	1,10	720	1320	1,019	1,021	733,68	1348,34
4	120	298,77	35852,40	1,20	1,10	720	1320	1,019	1,021	733,68	1348,34
5	120	298,77	35852,40	1,20	1,10	720	1320	1,019	1,021	733,68	1348,34
6	120	298,77	35852,40	1,20	1,10	720	1320	1,019	1,021	733,68	1348,34

Trois travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	1 file	2 files	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bc1	bc2
1	150	298,77	44815,50	1,20	1,10	720	1320	1,015	1,017	731,0	1342,82
2	180	298,77	53778,60	1,20	1,10	720	1320	1,013	1,014	729,2	1339,10
3	180	298,77	53778,60	1,20	1,10	720	1320	1,013	1,014	729,2	1339,10

Quatre travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	1 file	2 files	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bc1	bc2
1	210	298,77	62741,70	1,20	1,10	720	1320	1,011	1,012	727,9	1336,42
2	230	298,77	68717,10	1,20	1,10	720	1320	1,010	1,011	727,3	1335,02
3	240	298,77	71704,80	1,20	1,10	720	1320	1,010	1,011	727,0	1334,40

Cinq travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	1 file	2 files	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bc1	bc2
1	270	298,77	80667,90	1,20	1,10	720	1320	1,009	1,010	726,2	1332,83
2	290	298,77	86643,30	1,20	1,10	720	1320	1,008	1,009	725,8	1331,95
3	300	298,77	89631,00	1,20	1,10	720	1320	1,008	1,009	725,6	1331,56

Six travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	1 file	2 files	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bc1	bc2
1	330	298,77	98594,10	1,20	1,10	720	1320	1,007	1,008	725,1	1330,52
2	350	298,77	104569,50	1,20	1,10	720	1320	1,007	1,008	724,8	1329,93
3	360	298,77	107557,20	1,20	1,10	720	1320	1,006	1,007	724,7	1329,66

Sept travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	1 file	2 files	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bc1	bc2
1	390	298,77	116520,30	1,20	1,10	720	1320	1,006	1,007	724,3	1328,92
2	410	298,77	122495,70	1,20	1,10	720	1320	1,006	1,006	724,1	1328,49
3	420	298,77	125483,40	1,20	1,10	720	1320	1,006	1,006	724,0	1328,29

Huit travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	1 file	2 files	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bc1	bc2
1	450	298,77	134447	1,2	1,1	720	1320	1,0052	1,0059	723,7424	1327,7414
2	470	298,77	140422	1,2	1,1	720	1320	1,0050	1,0056	723,5846	1327,4148

Neuf travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	1 file	2 files	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bc1	bc2
1	510	298,77	152373	1,2	1,1	720	1320	1,0046	1,0052	723,3058	1326,8378
2	520	298,77	155360	1,2	1,1	720	1320	1,0045	1,0051	723,2428	1326,7073

Dix travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	1 file	2 files	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bc1	bc2
1	560	298,77	167311	1,2	1,1	720	1320	1,0042	1,0047	723,0129	1326,2316

Onze travées chargées :

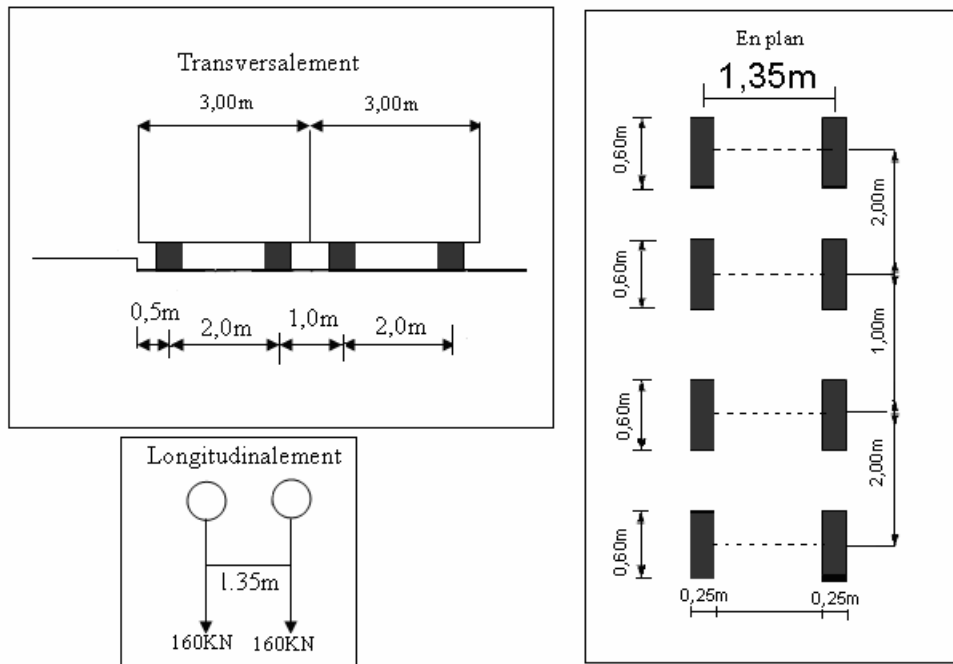
cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	1 file	2 files	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bc1	bc2
1	620	298,77	185237,40	1,20	1,10	720	1320	1,004	1,004	722,7	1325,63

III-2.1.d.Système de charge Bt :

Ce système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe. Un tandem du Système comporte deux essieux, tous deux à roues Simples munies de pneumatiques .Pour les

Ponts à une voie, un seul tandem est disposée sur la chaussée, pour les ponts supportant au Moins deux voies, deux tandems au plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux Bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être contiguës ou séparées de façon à obtenir la

Situation la plus défavorable pour l'élément considéré.



- Les surcharges du système **Bt** sont multipliées par des coefficients de majoration Dynamique δ :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

G : La charge permanente de l'ouvrage.

S : La charge **Bt**.

$S = n \times 320 \times bt$

Pont première classe $\Leftrightarrow bt=1$

Les calculs sont les suivantes :

Une travée charge :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	bt	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	Bt1	Bt2
1	40	298,77	11950,80	1,00	320	640	1,05	1,05	335,50	673,52
2	50	298,77	14938,50	1,00	320	640	1,04	1,04	332,66	667,34
3	60	298,77	17926,20	1,00	320	640	1,03	1,04	330,70	663,09
4	60	298,77	17926,20	1,00	320	640	1,03	1,04	330,70	663,09
5	60	298,77	17926,20	1,00	320	640	1,03	1,04	330,70	663,09
6	60	298,77	17926,20	1,00	320	640	1,03	1,04	330,70	663,09

7	60	298,77	17926,20	1,00	320	640	1,03	1,04	330,70	663,09
8	60	298,77	17926,20	1,00	320	640	1,03	1,04	330,70	663,09
9	60	298,77	17926,20	1,00	320	640	1,03	1,04	330,70	663,09
10	50	298,77	14938,50	1,00	320	640	1,04	1,04	332,66	667,34
11	40	298,77	11950,80	1,00	320	640	1,05	1,05	335,50	673,52

Deux travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	bt	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	Bt1	Bt2
1	90	298,77	26889,30	1,00	320	640	1,02	1,02	327,31	655,75
2	110	298,77	32864,70	1,00	320	640	1,02	1,02	326,03	652,99
3	120	298,77	35852,40	1,00	320	640	1,02	1,02	325,55	651,95
4	120	298,77	35852,40	1,00	320	640	1,02	1,02	325,55	651,95
5	120	298,77	35852,40	1,00	320	640	1,02	1,02	325,55	651,95
6	120	299,77	35972,40	1,00	320	640	1,02	1,02	325,55	651,94

Trois travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	bt	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	Bt1	Bt2
1	150	298,77	44815,50	1,00	320	640	1,01	1,02	324,47	649,62
2	180	298,77	53778,60	1,00	320	640	1,01	1,01	323,74	648,06
3	180	298,77	53778,60	1,00	320	640	1,01	1,01	323,74	648,06

Quatre travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	bt	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bt1	bt2
1	210	298,77	62741,70	1,00	320	640	1,01	1,01	323,22	646,93
2	230	298,77	68717,10	1,00	320	640	1,01	1,01	322,95	646,34
3	240	298,77	71704,80	1,00	320	640	1,01	1,01	322,83	646,08

Cinq travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	bt	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bt1	bt2
1	270	298,77	80667,90	1,00	320	640	1,01	1,01	322,52	645,41
2	290	298,77	86643,30	1,00	320	640	1,01	1,01	322,35	645,05
3	300	298,77	89631,00	1,00	320	640	1,01	1,01	322,27	644,88

Six travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	bt	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bt1	bt2
1	330	298,77	98594,10	1,00	320	640	1,01	1,01	322,07	644,44
2	350	298,77	104569,5	1,00	320	640	1,01	1,01	321,95	644,19
3	360	298,77	107557,2	1,00	320	640	1,01	1,01	321,90	644,08

Sept travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	bt	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bt1	bt2
1	390	298,77	116520,3	1,00	320	640	1,01	1,01	321,75	643,77
2	410	298,77	122495,7	1,00	320	640	1,01	1,01	321,67	643,59
3	420	298,77	125483,4	1,00	320	640	1,01	1,01	321,63	643,50

Huit travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	bt	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bt1	bt2
1	450	298,77	134446,5	1,00	320	640	1,00	1,01	321,52	643,27
2	470	298,77	140421,90	1,00	320	640	1,00	1,00	321,46	643,13

Neuf travées chargées ::

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	bt	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bt1	bt2
1	510	298,77	152373	1,00	320	640	1,0046	1,0052	321,4693	643,3153
2	520	298,77	155360	1,00	320	640	1,0045	1,0051	321,4412	643,2520

Dix travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	bt	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bt1	bt2
1	570	298,77	170299	1,00	320	640	1,0041	1,0046	321,3158	642,9688

Onze travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m)	G(kn)	bt	s1	s2	$\delta 1$	$\delta 2$	bt1	bt2
1	620	298,77	185237,4	1,00	320	640	1,00	1,00	321,1 1	642,3 8

III-2.1.e.Surcharges militaires MC120 :

Un convoi militaire qui se compose d'un groupe de deux essieux, assimilés à un Rouleau, sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé et il ne développe ni force de freinage ni force centrifuge. « Fascicule 61-II ».

Les majorations dynamiques sont applicables à ce modèle de charge qui est calculé par la même formule que celle donnée pour le système Bc

Poids totale : 110t

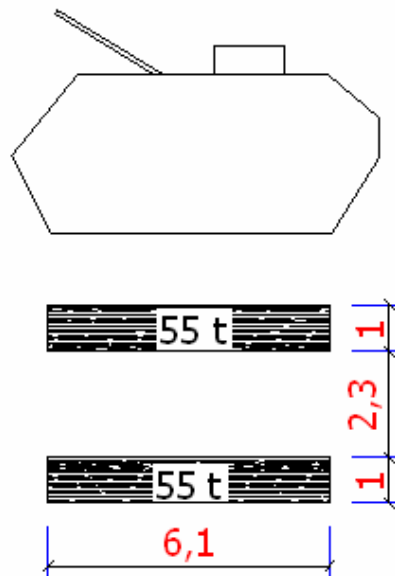
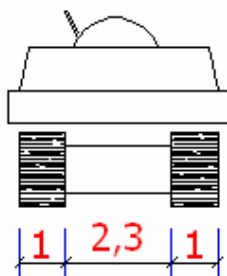
Longueur d'une chenille : 6.10m

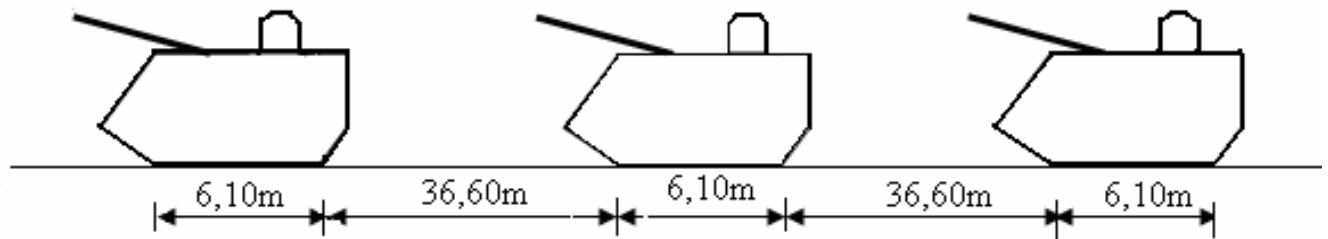
Largeur d'une chenille : 1.00m

$L=100\text{ m}$; $G=18523.74\text{ t}$; $S=110 \times \eta\text{ (t)}$;

Le coefficient de majoration dynamique pour MC120 est de δ calculer par l'expression précédente des charges B

η : le nombre de convoi





Les calculs sont les suivantes :

Une travée chargée :

cas de charge	$l(m)$	$Q(kn/m^2)$	$G(kn)$	η	$S(kn)$	δ
1	40	298,77	11950,8	1	1100	1,05794
2	50	298,77	14938,5	2	2200	1,05767
3	60	298,77	17926,2	2	2200	1,04863
4	60	298,77	17926,2	2	2200	1,04863
5	60	298,77	17926,2	2	2200	1,04863
6	60	298,77	17926,2	2	2200	1,04863
7	60	298,77	17926,2	2	2200	1,04863
8	60	298,77	17926,2	2	2200	1,04863
9	60	298,77	17926,2	2	2200	1,04863
10	50	298,77	14938,5	2	2200	1,05767
11	40	298,77	11950,8	1	1100	1,05794

Deux travées chargées :

cas de charge	$l(m)$	$Q(kn/m^2)$	$G(kn)$	η	$S(kn)$	δ
1	90	298,77	26889,3	3	3300	1,038913
2	110	298,77	32864,7	3	3300	1,032084
3	120	298,77	35852,4	3	3300	1,029496
4	120	298,77	35852,4	3	3300	1,029496
5	120	298,77	35852,4	3	3300	1,029496
6	110	298,77	32864,7	3	3300	1,032084
7	90	298,77	26889,3	3	3300	1,038913

Trois travée chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m ²)	G(kn)	η	S(kn)	δ
1	150	298,77	44815,5	4	4400	1,027277
2	170	298,77	50790,9	4	4400	1,024148
3	180	298,77	53778,6	5	5500	1,025769
4	180	298,77	53778,6	5	5500	1,025769
5	170	298,77	50790,9	4	4400	1,024148
6	150	298,77	44815,5	4	4400	1,027277

quatre travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m ²)	G(kn)	η	S(kn)	δ
1	210	298,77	62741,7	5	5500	1,022169
2	230	298,77	68717,1	6	6600	1,02258
3	240	298,77	71704,8	6	6600	1,021659
4	230	298,77	68717,1	6	6600	1,02258
5	210	298,77	62741,7	5	5500	1,022169

Cinq travée chargée :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m ²)	G(kn)	η	S(kn)	δ
1	270	298,77	80667,9	7	7700	1,021257
2	290	298,77	86643,3	8	8800	1,021637
3	300	298,77	89631	8	8800	1,020932
4	290	298,77	86643,3	8	8800	1,021637
5	270	298,77	80667,9	7	7700	1,021257

Six travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m ²)	G(kn)	η	S(kn)	δ
1	330	298,77	98594,1	8	8800	1,019066
2	350	298,77	104570	9	9900	1,019507
3	360	298,77	107557	9	9900	1,018976
4	350	298,77	104570	9	9900	1,019507
5	330	298,77	98594,1	8	8800	1,019066

sept travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m ²)	G(kn)	η	S(kn)	δ
1	390	298,77	116520	9	4400	1,010675
2	410	298,77	122496	10	4400	1,010159
3	420	298,77	125483	10	5500	1,011209
4	410	298,77	122496	10	4400	1,010159
5	390	298,77	116520	9	4400	1,010675

Huit travée chargée :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m ²)	G(kn)	η	S(kn)	δ
1	450	298,77	134447	11	4400	1,009265
2	470	298,77	140422	11	4400	1,008874
3	450	298,77	134447	11	4400	1,009265

Neuf travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m ²)	G(kn)	η	S(kn)	δ
1	450	298,77	134447	11	4400	1,009265
2	470	298,77	140422	12	4400	1,008874
3	450	298,77	134447	11	4400	1,009265

Dix travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m ²)	G(kn)	η	S(kn)	δ
1	560	298,77	167311	13	4400	1,007459

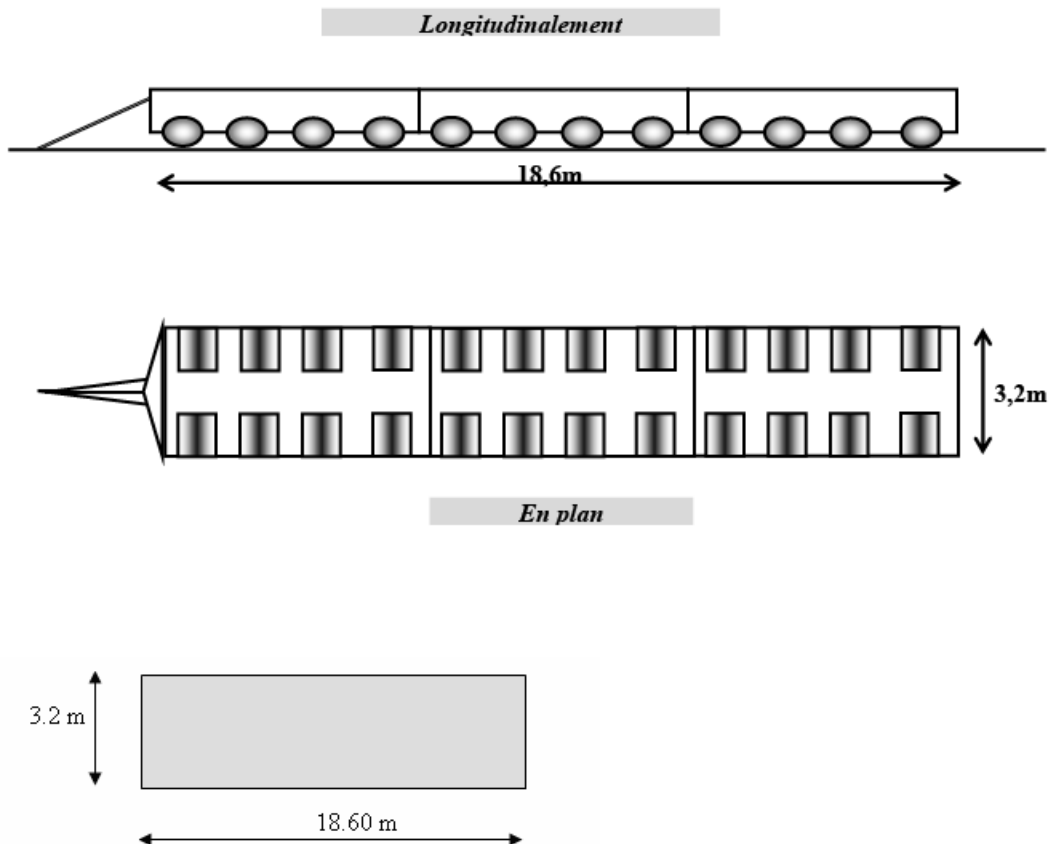
Onze travées chargées :

cas de charge	l(m)	Q(kn/m ²)	G(kn)	η	S(kn)	δ
1	620	298,77	185237	15	4400	1,006742

III-2.1.f.Charge exceptionnelle (D240) :

Comporte une remorque de trois éléments de 4 lignes à 2 essieux de 240 t de poids Total, ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle Uniformément chargé de 3,2m de large et 18,6m de long, le poids par mètre linéaire

Égale à 12,9 t/m



P=240t soit

D240=240/18,6=12,903t/ml

Largeur de 18,6m

D240 = 12, 90 t

III-2.2.Forces de freinage :

Les charges de chaussée des systèmes A et B sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de Circulation.

III-2.2.a.Effort de freinage correspondant à la charge A(L) :

Les charges de chaussée des systèmes A et B sont susceptibles de développer des réactions de freinage, efforts s'exerçant à la surface de la chaussée dans l'un ou l'autre sens de circulation.

$$F_A = \frac{1}{20 + 0.0035.S} . A(L)$$

A(L) : chargement ($A_z(L) = 102.72 \text{ KN/m} = 10,72 \text{ t/m}$)

S : surface chargée par m2 ($S = 40 \times 9.60 = 384 \text{ m}^2$)

$$F_a(l) = 5.02 \text{ kn}$$

III-2.2.b. Effort de freinage correspondant à la charge B_c :

$F_{Bc} = 30t$, qui est l'effort horizontal correspondant à son poids soit.

Pour la vérification de l'aptitude au service, la valeur de courte durée de la résultante totale de force de Freinage vaut $30t$.

Les forces de freinage seront appliquées au niveau de la chaussée.

III-2.3. Vent :

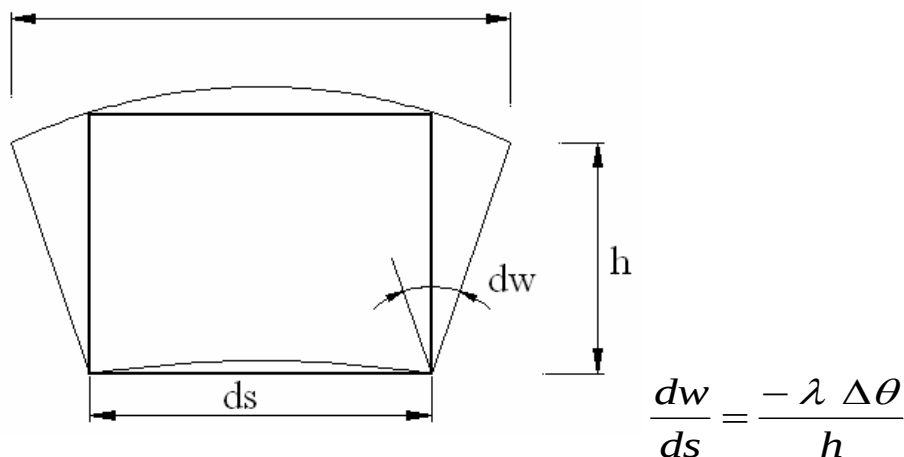
Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la Chaussée, la répartition et de la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les Forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage.

En général; la valeur représentative de la pression dynamique de vent est égale à 2 KN/m^2 (Selon le fascicule 61-titre II)

III-2.4. Effets des gradients thermiques :

On appelle conventionnellement gradient thermique la différence de la température Qui s'établit journallement entre fibres supérieure et inférieure d'une poutre sous L'effet de l'ensoleillement. On admet toujours que l'extrados est plus chaud que L'intrados, bien que des gradients inversés aient déjà été constatés, avec cependant des Valeurs numériques beaucoup plus faible, ce qui justifie le fait que ces derniers soient Négligés.

La répartition exacte de la température θ dans un ouvrage suit des lois complexes, De la forme indiquée sur le schéma ci-dessous :



Dans un système hyperstatique, ces déformations sont gênées par les liaisons Surabondantes et provoquent l'apparition de sollicitations supplémentaires. La circulaire du 2 avril 1975 donne deux valeurs caractéristiques pour le gradient Thermique :

- $\Delta \theta = 6^\circ \text{ c}$, valeur suffisamment fréquente pour qu'elle soit cumulaire avec Celle des charges d'exploitation.
- $\Delta \theta = 12^\circ \text{ c}$, valeur rare réputée incompatible avec les charges d'exploitation.

Ces deux gradients agissant avec une périodicité journalière, le module de Déformation longitudinale, pris en compte pour évaluer les effets, est le module Instantané du béton E_i , environ égal à 40 000 MPA.

L'existence de ces gradients entraîne une augmentation non négligeable des Moments positifs du tablier. En milieu de travée courante, le gradient de 6°C engendre Sur la fibre inférieure, une contrainte de traction couramment comprise entre 1 et 2 MPA, d'où une augmentation de la précontrainte de continuité ainsi que de la longueur De ces câbles. Ces phénomènes, agissant dans le même sens que la redistribution des Efforts par fluage, se traduisent finalement pour le projeteur par la nécessité D'augmenter, par rapport aux anciennes habitudes, les quantités de précontrainte et la Hauteur de poutre au voisinage des clés.



- ΔT_N induit une variation de longueur
 - dimensionnement des joints de chaussée
 - dimensionnement des appareils d'appui
 - efforts hyperstatiques dans certaines structures (portiques hyperstatiques, etc.)
- ΔT_M induit une rotation dans chaque section
 - dans une poutre isostatique
- courbure mais pas d'effort
 - dans une poutre hyperstatique.

III-2.5.Le séisme :

Il n'y a pas de protection absolue et de risque « nul », mais une protection relative et un risque « acceptable », aussi, il est admis que certaines structures puissent subir des déformations qui se situent dans le domaine post élastique entraînant des déformations : fissurations, destruction de certains éléments non structuraux.

La vérification des ouvrages vis-à-vis des actions sismiques de calcul doit être telle que le risque de défaillance de ce séisme potentiel soit suffisamment faible.

III-2.5.1. Classification des ponts :

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés en trois groupes :

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Pour notre cas les convois militaires et exceptionnels sont interdits pour la circulation sur se pont donc il n'est pas stratégique alors on le classe parmi les ponts importants (**groupe 1**).

III-2.5.2. Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante :

- Zone 0 :** négligeable
- Zone I :** faible
- Zone IIa :** moyenne
- Zone IIb :** élevée
- Zone III :** très élevée

Notre pont est situé à **Mila** qui est classée en zone de sismicité moyenne (**Zone IIa**).

III-2.5.3. Coefficient d'accélération de zone :

Les valeurs du coefficient A (%g) proposées pour les ponts courants, classés importants du groupe 2 correspondant à une période de retour de 500 ans, soit une probabilité de dépassement de l'ordre de 19% pour une durée de vie de l'ouvrage fixée à 100 ans. Le coefficient d'accélération de zone (A) est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont. Il est indiqué dans le tableau ci-dessous :

groupe de pont		Zone sismique		
	I	IIa	IIb	III
1	0.20	0.30	0.40	0.50
2	0.15	0.25	0.30	0.40
3	0.10	0.20	0.25	0.30

Pour notre cas le coefficient d'accélération de zone est de : **A=0.3g**

III-3.EN COURS DE POUSSAGE :

On aura pour chaque phase le poids du tablier et la charge du vent et Le séisme

III-3.1.Poids propre de chaque plot :

III-3.1.a.L'avant bec :

Longueur de l'avant bec **L = 44m**

Poids total équivalant : **P = 950 KN**

Plot 1 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	26,5	25	235,00
CAISSON SUR PILE	26,4	1	25	24,91
TOTAL				259,91

Plot 2 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	25	25	235,00
CAISSON SUR PILE	26,4	1	25	26,40
TOTAL				261,40

Plot3 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	25	25	235,00
CAISSON SUR PILE	0	0	0	0,00
TOTAL				235,00

Plot4 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON	9,4	30	25	235,00

COURANT				
CAISSON SUR PILE	26,4	1	25	22,00
TOTAL				257,00

Plot 5 :

POIDS	SECTION (m²)	L(m)	DENSITE (kn/m³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	0	0	0	0,00
TOTAL				235,00

Plot 6 :

POIDS	SECTION (m²)	L(m)	DENSITE (kn/m³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	26,4	1	25	22,00
TOTAL				257,00

Plot 7 :

POIDS	SECTION (m²)	L(m)	DENSITE (kn/m³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	0	0	0	0,00
TOTAL				235,00

Plot8 :

POIDS	SECTION (m²)	L(m)	DENSITE (kn/m³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	26,4	1	25	22,00
TOTAL				257,00

Plot 9 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	0	0	0	0,00
TOTAL				235,00

Plot 10 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	26,4	1	25	22,00
TOTAL				257,00

Plot 11 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	0	0	0	0,00
TOTAL				235,00

Plot 12 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	26,4	1	25	22,00
TOTAL				257,00

Plot 13 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	0	0	0	0,00
TOTAL				235,00

Plot14 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	26,4	1	25	22,00
TOTAL				257,00

Plot 15 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	0	0	0	0,00
TOTAL				235,00

Plot 16 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	26,4	1	25	22,00
TOTAL				257,00

Plot 17 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR	0	0	0	0,00

PILE				
TOTAL				235,00

Plot 18 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	30	25	235,00
CAISSON SUR PILE	26,4	1	25	22,00
TOTAL				257,00

Plot 19 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	25	25	235,00
CAISSON SUR PILE	0	0	0	0,00
TOTAL				235,00

Plot 20 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	25	25	235,00
CAISSON SUR PILE	26,4	1	25	26,40
TOTAL				261,40

Plot 21 :

POIDS	SECTION (m ²)	L(m)	DENSITE (kn/m ³)	RESULTAT (kn/m)
CAISSON COURANT	9,4	26,5	25	235,00
CAISSON SUR PILE	26,4	1	25	24,91
TOTAL				259,91

IV. LES COMBINAISONS DE CHARGES :

IV-1. En cours de poussage :

La particularité des ponts poussés est d'être soumise à de nombreux efforts dans les phases de construction et, notamment, à ceux dus aux dénivellations tant longitudinales que transversales. Il est nécessaire de tenir compte de leur simultanéité, sans pour autant cumuler brutalement des enveloppes d'efforts différents, ce qui conduirait alors à une surconsommation inutile de matière.

Nous proposons des combinaisons, de manière à être dans le domaine de la sécurité, tout en restant cohérents par rapport à la sécurité.

En dénommant les actions individuelles ci-après :

G : poids propre (y compris les superstructures éventuelles mises en place avant poussage) ;

P : action de la précontrainte ;

Q_{pra} : charges d'exécution de caractère aléatoire (à négliger) ;

W : action du vent ;

Δθ : gradient thermique de **12°C** ;

DA : efforts de dénivellations d'appuis ;

Pouss : effet du matériel de poussage.

En construction, on distingue les combinaisons suivantes selon que l'on est dans une phase de déplacement ou entre deux poussages, en statique :

ELS	En cours de déplacement	En phase statique
Rare	(P+G) +DA+Pouss	(P+G) +W+ DA
Quasi permanent	(P+G)	(P+G) +DA+Δθ (P+G)

ELU	En cours de déplacement	En phase statique
	(P+G ou 1.35 G)+1.35 (DA+Pouss)	(P+G ou 1.35 G) +1.5W
		(P+G ou 1.35 G)+1.35 DA+1.5W

Remarque :

La conjugaison des dénivellations longitudinales et transversales intervient dans le calcul des sollicitations de cisaillement et dans le calcul des armatures transversales.

IV.2. En cours d'exploitation :

La formation des combinaisons d'actions pour le calcul des ouvrages est axée sur une action dominante qui peut être une action variable, une action accidentelle ou une action sismique. Lorsque l'action dominante est une action accidentelle, les justifications sont normalement conduites à l'état-limite ultime de résistance. Il en va de même, en générale, lorsque l'action dominante est l'action sismique, mais il arrive que l'on définisse un niveau de cette action vis-à-vis duquel on fixe des exigences relevant de justification à l'état-limite de service.

Les actions permanentes sont introduites avec une valeur moyenne (ou probable) ou avec leurs valeurs caractéristiques (maximale et minimale). Les autres actions variables accompagnant, lorsque il ya lieu, l'action variable dominante sont introduites (si leur présence simultanée avec l'action variable dominante est physiquement possible) avec leurs valeur de combinaison.

Les combinaisons sont les suivantes :

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A (L)	1,6	1,2
Surcharge de Trottoirs	1,6	1,2
Système B _c	1,6	1,2
Système B _t	1,6	1,2
Système MC120	1,6	1,2
Gradient thermique ($\Delta\theta$)	0	0,5
Vent (W)	1,5	0

IV.2.1. Combinaisons de calcul SANS séisme :

CAS	ELU	ELS
1	$1.35G + 1,6 A(l) + 1,6ST$	$G + 1,2 A(l) + 1,2ST$
2	$1.35G + 1,6 (Bc + ST)$	$G + 1,2 (Bc + ST)$
3	$1.35G + 1,6 (Bt + ST)$	$G + 1,2 (Bt + ST)$
4	$1.35G + 1,6 (MC\ 120)$	$G + 1,2 (MC120)$

5	$1.35G+1,6(D\ 240)$	$G+1,2\ (D\ 240)$

IV.2.2.AVEC séisme :

CAS	ELU	ELS
1	$1.35G+1,6\ A(I) + 1,6ST + E_x$	$G+1,2\ A(I) + 1,2ST + E_x$
2	$1.35G+1,6\ (Bc+ST) + E_x$	$G+1,2\ (Bc+ST) + E_x$
3	$1.35G+1,6\ (Bt+ST) + E_x$	$G+1,2\ (Bt+ST) + E_x$
4	$1.35G+1,6\ (MC\ 120) + E_x$	$G+1,2\ (MC120) + E_x$
5	$1.35G+1,6\ (D\ 240) + E_x$	$G+1,2\ (D\ 240) + E_x$

Chapitre IV : Calcul des Sollicitations

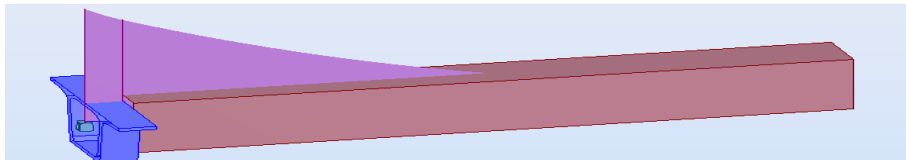
IV-1.CALCUL DES SOLLICITATIONS EN COURS DE POUSSAGE :

IV-1.a. Sollicitations dues au poids propre :

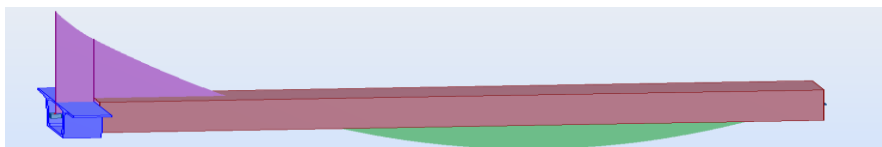
Voici les schémas qui montrent les différentes phases de poussage avec l'allure de diagramme des moments fléchissant

Les phases :

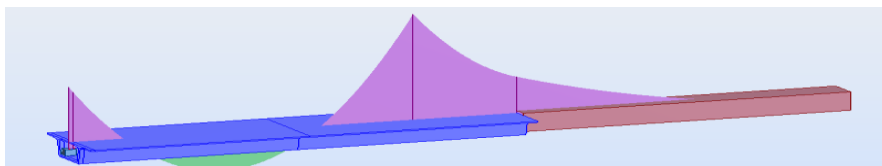
Phase 01(la sortie de l'avant bec) :



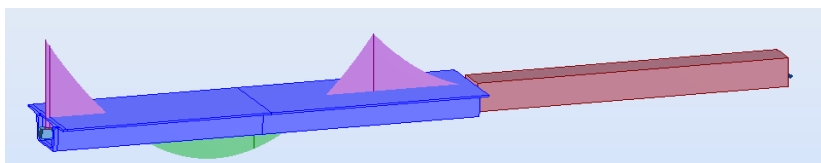
Phase 01 apres accostage :



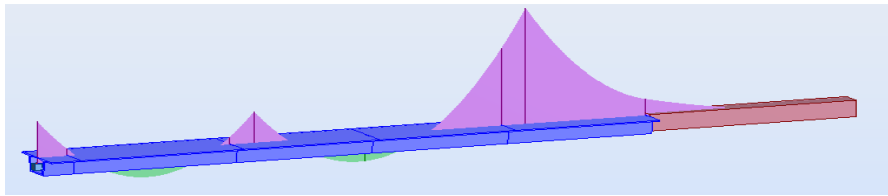
Phase 02 avant accostage :



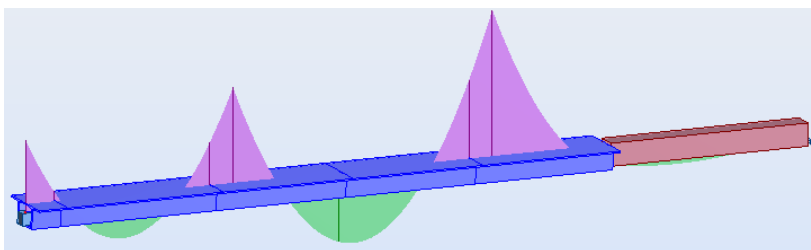
Phase 02 apres accostage :



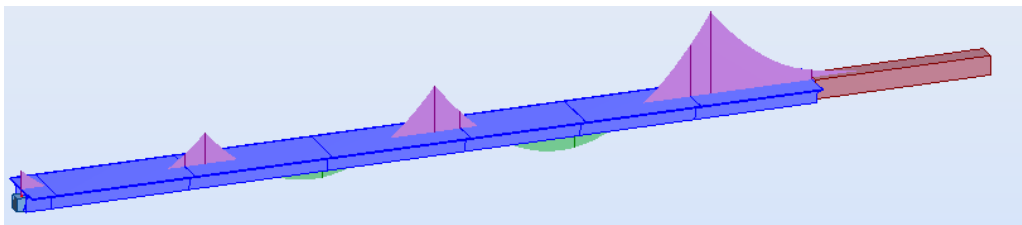
Phase 03 avant accostage :



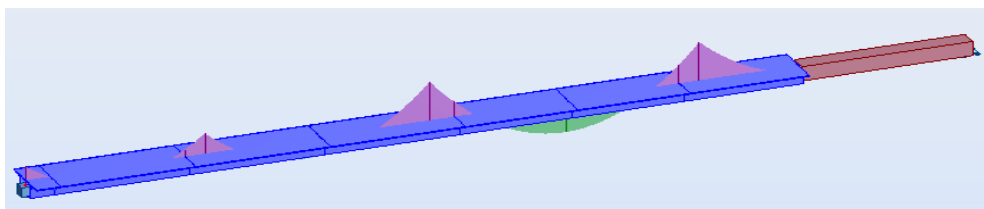
Phase 03 apres l'accostage :



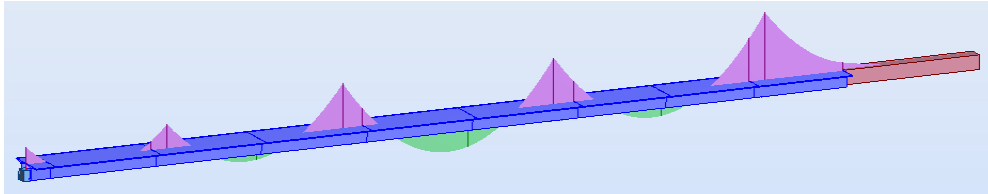
Phase 04 avant l'accostage :



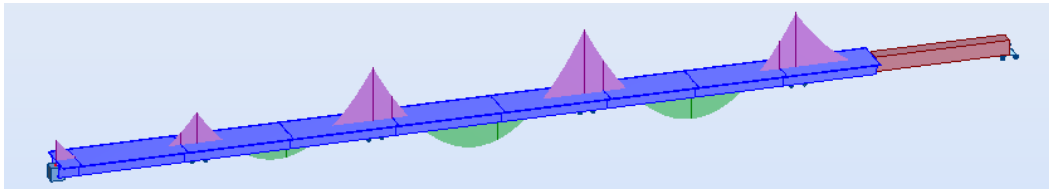
Phase 04 apres l'accostage :



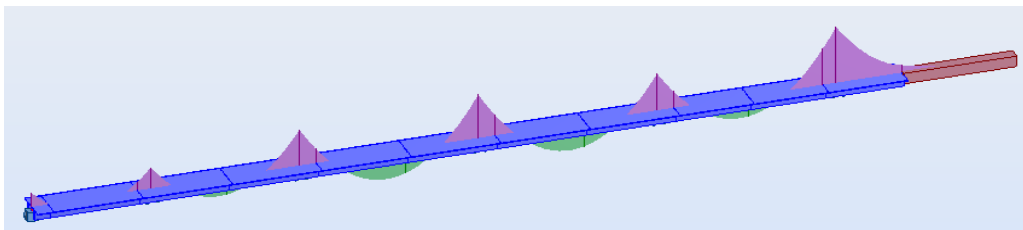
Phase 05 avant l'accosrage :



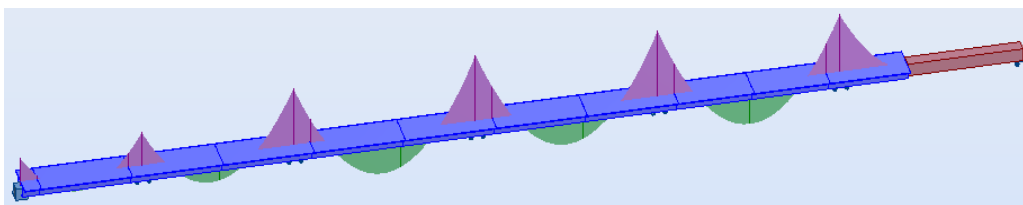
Phase 05 apres l'accostage :



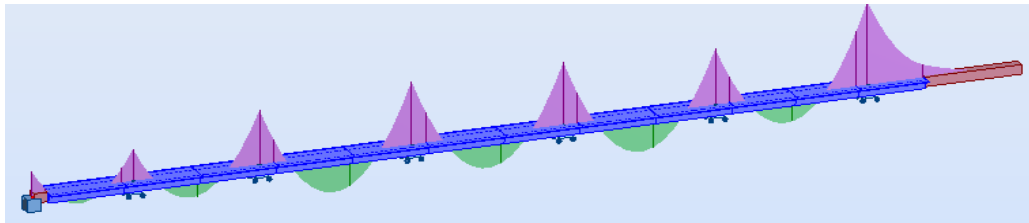
Phase 06 avant l'accostage :



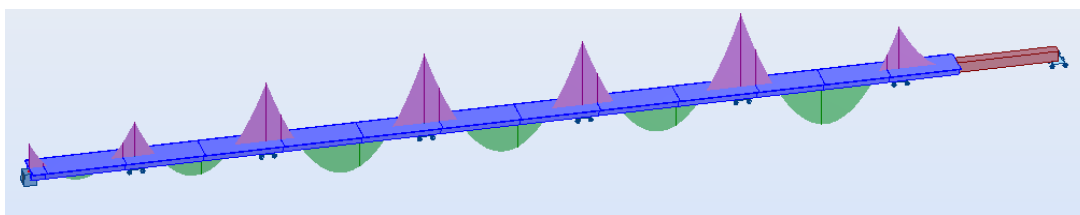
Phase 06 apres l'accostage :



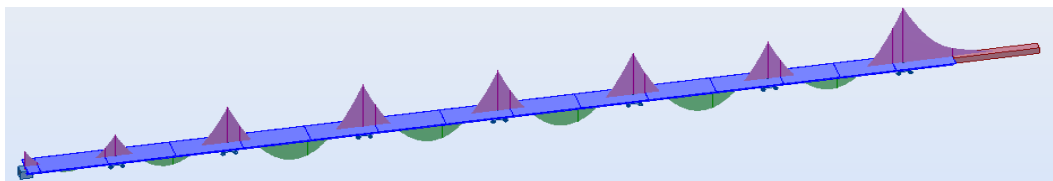
Phase 07 avant accostage :



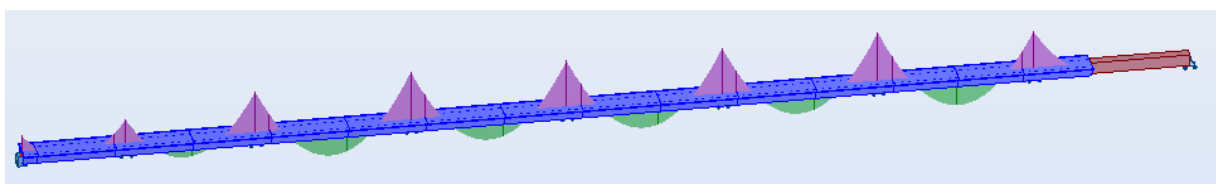
Phase 07 apres l'accostage :



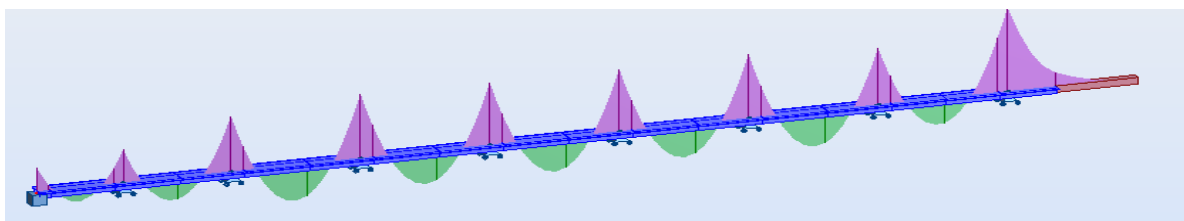
Phase 08 avant l'accostage :



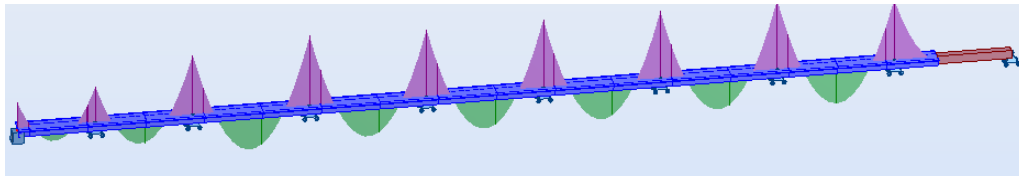
Phase 08 apres l'accostage :



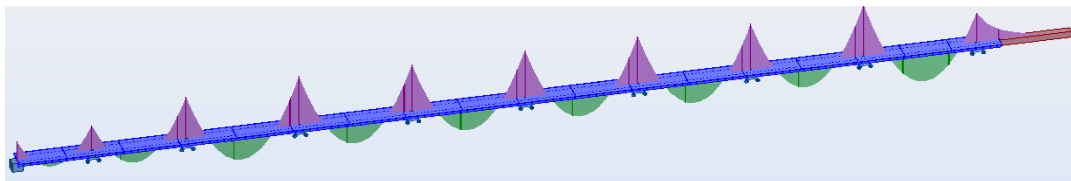
Phase 09 avant l'accostage :



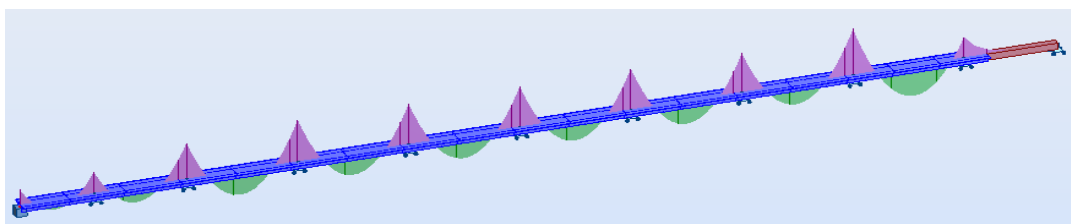
Phase 09 apres l'accostage :



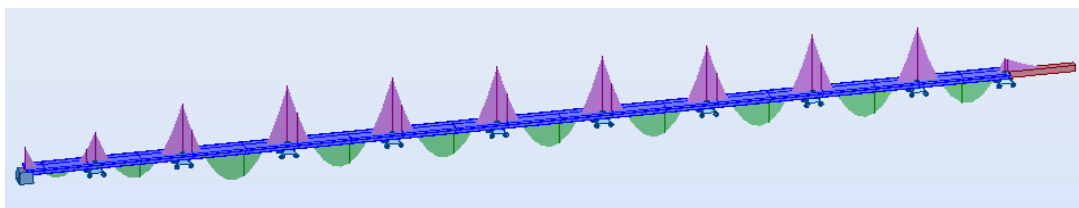
Phase 10 avant l'accostage :



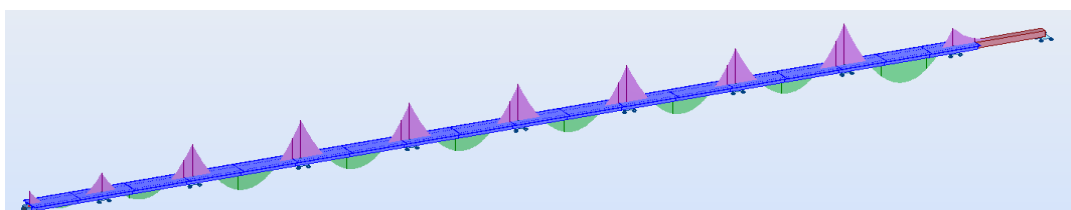
Phase 10 apres l'accostage :

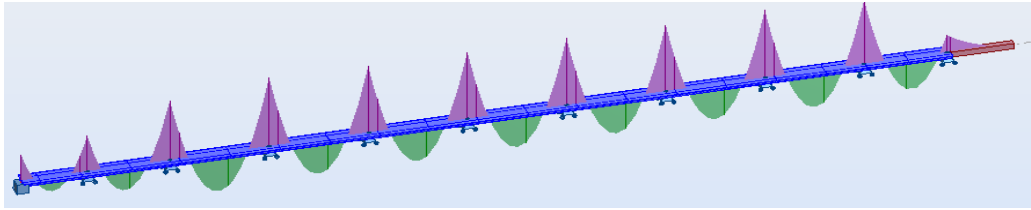
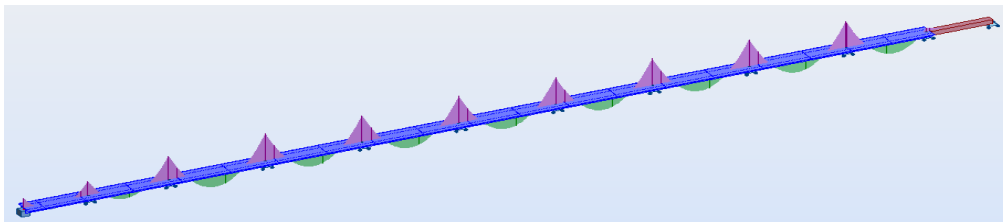
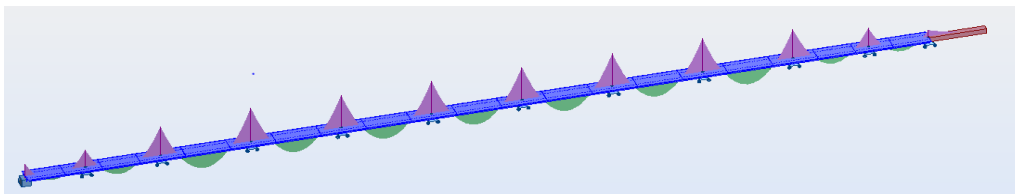
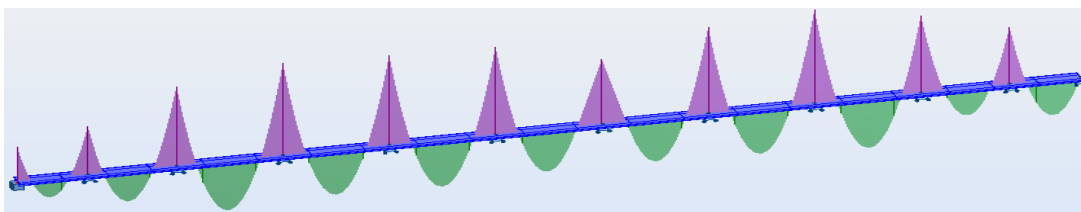


Phase 11 avant l'accostage :



Phase 11 apres l'accostage :



Phase 12 avant l'accostage :**Phase 12 apres l'accostage :****Phase 13 sortie d'avant bec :****Phase 13 final :****IV-1.b.Gradient thermique :**

Le gradient thermique linéaire ΔT est uniforme sur toutes les travées, le moment isostatique Dû au gradient thermique vaut :

$$M_{\Delta T} = \frac{EI\lambda\Delta T}{h}$$

Avec $\lambda = 10^{-5}$ coefficient de dilatation thermique du béton

$$\Delta T = 12^\circ\text{C}$$

$$E = 11000 \cdot f_{C28}^{1/3}$$

$$E = 11000 \cdot 50^{1/3} = 39999.34 \text{ Mpa}$$

$$M_{\Delta T} = \frac{EI \lambda \Delta T}{h} = 39999340 \cdot 23.88 \cdot 10^{-5} \cdot 12 \cdot 0.7 / 4.20$$

$$M_{\Delta T} = 19103.7 \text{ kn.m}$$

$$M = M_{\Delta T} X (3 - \sqrt{3}) = 1.27 \cdot 19103.7 = 24222.52 \text{ kn.m}$$

$$M = 24222.52 \text{ kn.m}$$

Les résultats des moments définitifs dans chaque plot sont dans le tableau suivant :

plot	moment max(kn.m)	moment min (kn.m)	moment thermique (kn.m)	moment max total(kn.m)	moment min total (kn.m)
1	33789	-98845	24222,52	58011,52	-123067,52
2	51401,56	-74413,4	24222,52	75624,08	-98635,92
3	36372,11	-76347,33	24222,52	60594,63	-100569,85
4	37484,52	-76261,93	24222,52	61707,04	-100484,45
5	36254,18	-73351,88	24222,52	60476,7	-97574,4
6	40063,13	-74367,98	24222,52	64285,65	-98590,5
7	40729,04	-74553,65	24222,52	64951,56	-98776,17
8	36779,29	-75667,33	24222,52	61001,81	-99889,85
9	34635,4	-74010,5	24222,52	58857,92	-98233,02
10	34216,52	-73657,65	24222,52	58439,04	-97880,17
11	38002,96	-76477,42	24222,52	62225,48	-100699,94
12	40275,94	-74391,99	24222,52	64498,46	-98614,51
13	33688,92	-74183,62	24222,52	57911,44	-98406,14
14	38087,96	-74254,66	24222,52	62310,48	-98477,18
15	35335,94	-70183,62	24222,52	59558,46	-94406,14
16	36814,11	-75183,62	24222,52	61036,63	-99406,14
17	37411	-74274,38	24222,52	61633,52	-98496,9
18	35584,55	-74010,56	24222,52	59807,07	-98233,08
19	24859,34	-65970,74	24222,52	49081,86	-90193,26
20	10295,32	-40099,95	24222,52	34517,84	-64322,47
21	14865,23	-29450,47	24222,52	39087,75	-53672,99

IV-2.CALCUL DES SOLLICITATIONS EN PHASE DE SERVICE :

La particularité du calcul des ponts poussés c'est qu'ils sont calculés tant qu'en phase de poussage qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera aux calculs en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières sont appliquées. Les calculs seront effectués au moyen du logiciel Robot Millenium.

IV-2.1. Modélisation :

La modélisation est la partie essentielle dans l'étude d'une structure ; quelque soit la complexité du modèle, elle a pour objet l'élaboration d'un modèle capable de décrire d'une manière plus au moins approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

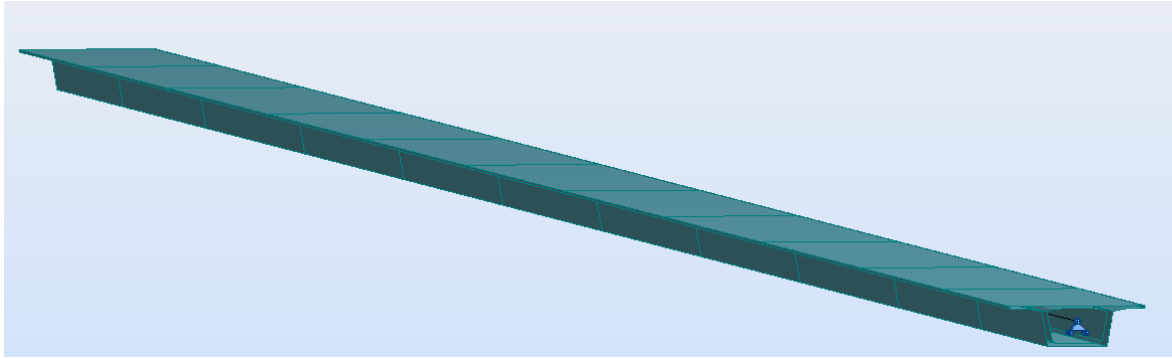
En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

- définition de la structure,
- définition des différentes sections de l'ouvrage,
- définition des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
- définition des conditions d'appuis,
- le choix de la méthodologie de calcul,
- la définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.

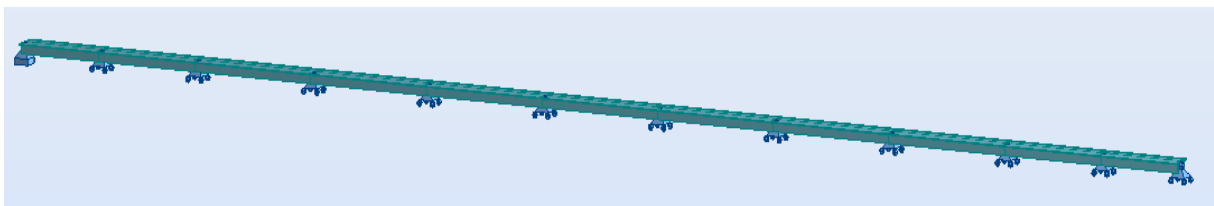
Dans notre cas, la modélisation est effectuée comme suit :

- La structure est définie par des éléments barres,
- La section de l'ouvrage est un caisson modélisé par ses dimensions réelles. La section est définie par le logiciel Auto CAD, puis introduite dans le logiciel Robot,
- Les appuis sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles et la culée(C₂), et un encastrement au niveau de la culée (C₁).

NB : pour le calcul des amortisseurs de séisme dans le sens transversal les appuis seront ploqués suivant ce sens.



Vue en 3D de tablier sur le logiciel Robot.



Vue générale du model sur le logiciel Robot.

IV-2.2.En service :

Les résultats obtenus sont donnés ci-dessous sous forme de diagrammes représentant les moments de flexion, les efforts tranchants. Nous considérons les efforts obtenus sous charges permanentes et pour les combinaisons défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU)

IV-2.2.a. Moments de flexion :

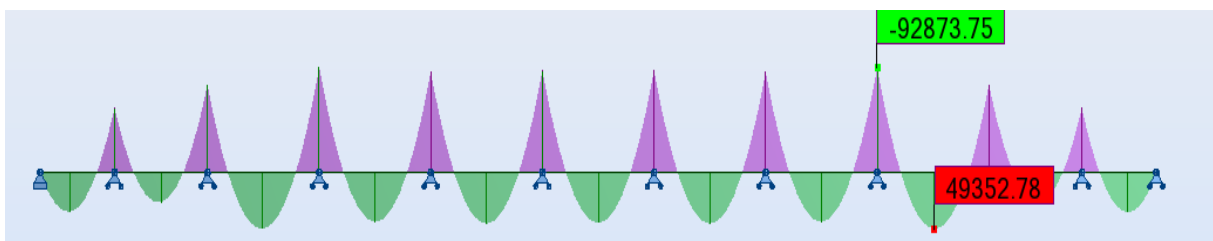


Diagramme des moments fléchissant dus au poids propre G

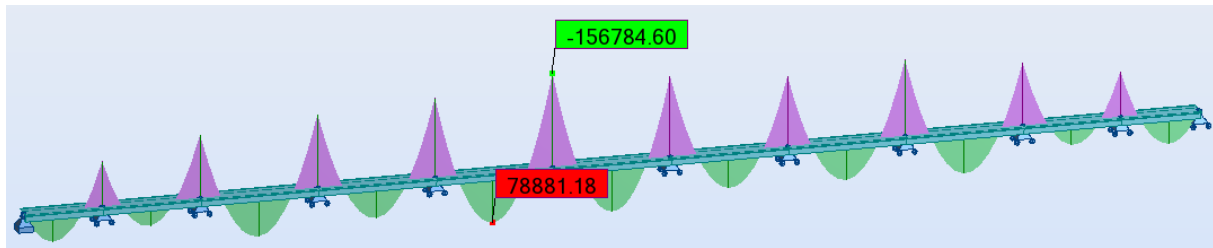


Diagramme des moments fléchissant dus aux 1.35 G+1,6 A (L) +1,6 ST.

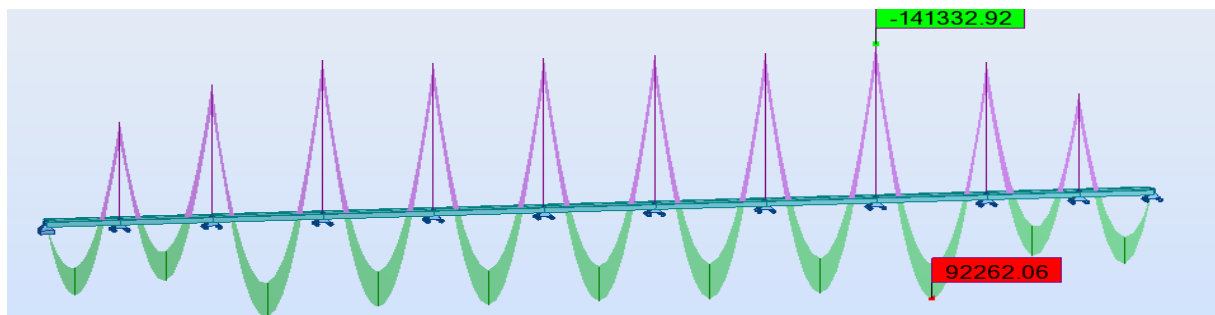


Diagramme des moments fléchissant dus aux 1.35 G+1,6(D240).

IV-2.2.b.Efforts tranchants :

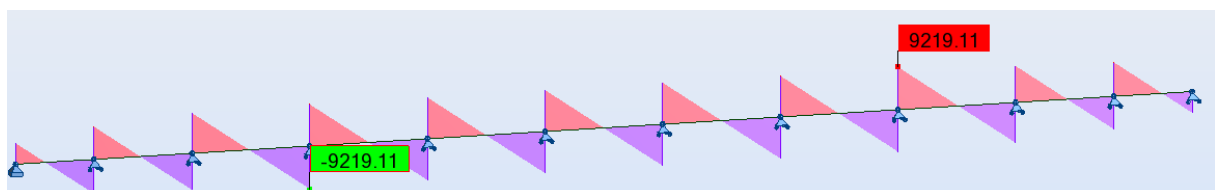


Diagramme des efforts tranchants dus au poids propre G

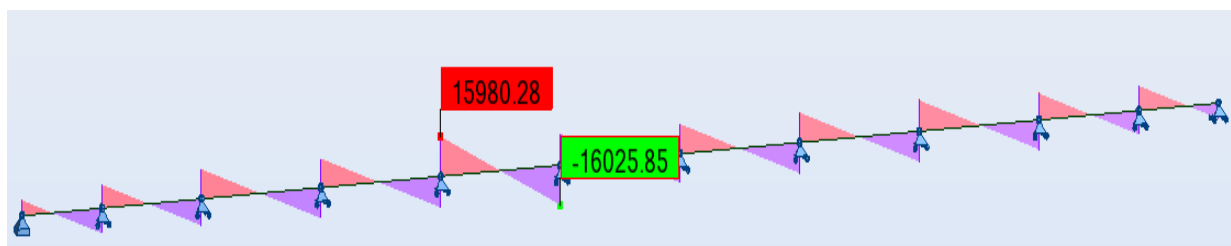


Diagramme des efforts tranchants dus aux 1.35 G+1,6 A (L) +1,6 ST.

Chapitre V :

étude de la précontrainte

V-1. La précontrainte des ponts poussés :

Dans l'ouvrage en service, le tracé de la ligne moyenne de la précontrainte doit être fortement sinueux, mais, au cours du poussage, la plupart des sections du tablier se trouvent successivement au droit d'une pile et au milieu d'une travée. Elles sont donc alternativement le siège de moments fléchissant et d'efforts tranchants de signes contraires, d'où la nécessité d'obtenir pendant cette phase une précontrainte dont la ligne moyenne s'écarte peu du lieu des centres de gravité des sections.

D'une façon générale, la précontrainte d'un pont poussé est réalisée grâce à **deux familles de câbles** :

Les câbles de première phase (ou câbles de « poussage »), conférant au tablier la résistance requise pendant son déplacement ;

Les câbles de seconde phase (ou câbles de « continuité »), comprenant des câbles au tracé non rectiligne, des câbles « chapeaux » (sur piles) et des câbles bas en travée. Ils confèrent aux sections la résistance nécessaire vis-à-vis des efforts internes (moment fléchissant et effort tranchant) en service.

Dans les ouvrages de conception traditionnelle, certains câbles provisoires (destinés à faciliter le poussage) sont extérieurs et ancrés sur les entretoises, mais la majeure partie des câbles de première phase sont rectilignes et placés dans les plans médians des hourdis (figure 21). Compte tenu du mode de construction par tronçons, ils sont constitués de segments mécaniquement raccordés les uns aux autres par des organes de couplage, ou par recouvrement à travers des bossages formant surépaisseurs des âmes et/ou des hourdis.

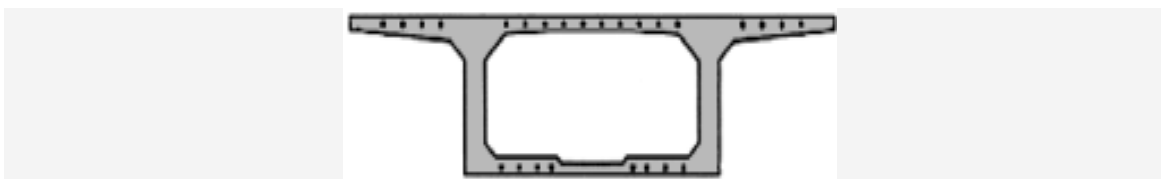


Figure 21 - Position traditionnelle des câbles de poussage

En cas d'utilisation de coupleurs, les règles de bonne conception imposent qu'en toute section moins de la moitié des câbles soient raccordés par coupleurs pour éviter certains désordres spécifiques. De plus, les coupleurs doivent être isolés du béton par un système de capot métallique.

Mais, la méthode de raccordement la plus répandue est la méthode par recouvrement. Les effets du poids propre pendant la phase de construction gouvernent largement le dimensionnement des tabliers poussés. Il est donc logique de les réduire au maximum, et la précontrainte extérieure fournit une solution efficace dans la mesure où elle permet de diminuer l'épaisseur des âmes qui ne contiennent donc pas de câbles.

Une fois installé sur ses appuis définitifs, un pont poussé est une poutre continue sur appuis simples. La précontrainte de première phase est d'une efficacité médiocre en phase finale, voire néfaste lorsqu'elle apporte des contraintes de compression d'intensité trop élevée s'ajoutant à celles résultant des efforts dus au fonctionnement normal de la structure en service. Les câbles les plus efficaces passent en partie supérieure du caisson, au voisinage des appuis intermédiaires, et descendent dans les régions inférieures de la poutre-caisson dans les travées.

Lorsqu'ils sont noyés dans les âmes (conception traditionnelle), on les appelle « câbles ondulés » : ils règnent généralement sur deux travées consécutives. Lorsqu'ils sont extérieurs, on leur confère un tracé trapézoïdal avec seulement deux entretoises déviatrices intermédiaires (pour ne pas trop alourdir la structure) situées au voisinage des quarts de portée afin d'optimiser les effets de la précontrainte, tant du point de vue des moments de flexion, que de celui de l'effort tranchant.

Quelques ouvrages ont été dotés d'une précontrainte totalement extérieure. Mais l'intérêt économique d'une telle solution n'a pas été prouvé, et l'intérieur du tablier est bien encombré, même si les câbles employés sont de forte puissance (par exemple, 19T15S).

La **principale innovation dans le câblage des ponts poussés** a consisté à réaliser la précontrainte de première phase à l'aide de câbles (définitifs) au tracé trapézoïdal et de « contre-câbles » (provisoires) épousant un tracé symétrique du précédent par rapport au plan horizontal contenant la fibre moyenne : la somme des effets de ces deux groupes de câbles fournit un effort normal centré.

Les **principes de câblage actuellement adoptés** conduisent à l'une ou l'autre des deux conceptions décrites de façons synthétique dans le tableau 3.

❖ Récapitulatif du câblage des ponts poussés :

Câbles de poussage	Câblage final	Commentaires
Câbles rectilignes définitifs intérieurs	Câbles rectilignes définitifs intérieurs	
+	+	Conception très simple, mais un peu consommatrice de précontrainte en première phase
Câbles rectilignes démontables intérieurs ou extérieurs	Câbles trapézoïdaux définitifs extérieurs	
Câbles rectilignes définitifs intérieurs		

+	Câbles rectilignes définitifs intérieurs	
Câbles rectilignes démontables intérieurs et/ou extérieurs	+	Conception et réalisation plus complexes.
+	Câbles trapézoïdaux définitifs extérieurs	Optimisation de la précontrainte en cas de réemploi des contre-câbles provisoires (pour confectionner les câbles chapeaux et les câbles bas en travée) à condition de limiter leur tension à $0,7 f_{pk}$ (avec f_{pk} résistance caractéristique en traction de l'acier de précontrainte)
Câbles trapézoïdaux définitifs extérieurs	+	
+	Câbles chapeaux et câbles bas en travée définitifs intérieurs	
Contre-câbles trapézoïdaux extérieurs démontables		

V-1. a. Précontrainte de poussage :

V-1. a.1. Câbles de poussage intérieurs :

Ces câbles sont généralement placés dans les hourdis. Très souvent, compte tenu de l'épaisseur des hourdis, enrobages des câbles est égale ou très peu supérieur à l'enrobage Minimal réglementaire. Il faut donc prendre le maximum de précautions pour respecter au Mieux le tracé théorique.

Les gaines doivent, en particulier, être maintenues à intervalles réguliers pour éviter tout Festonnage. Il faut également éviter qu'au bétonnage se produise une ségrégation en droit Des Câbles, conduisant à un affaiblissement des sections de béton (cette ségrégation peut Survenir Lorsque les aiguilles de vibration entrent en contact avec les gaines, provoquant la

vibration de (Celles-ci). L'intervalle entre deux supports successifs est fonction du type de Gaine (0.75 à 1m Pour les gaines en feuillard).

Un autre problème délicat que posent les câbles de poussage intérieurs au hourdis est celui De la diffusion des efforts aux ancrages, particulièrement aux abouts.

Aux raccordements entre tronçons, on n'arrête généralement que la moitié des câbles ceux-Ci Ayant une longueur égale à celle de deux tronçons. Aux abouts, en revanche, et surtout à L'avant du tablier, la totalité de la précontrainte de poussage est ancrée. Il faut alors éviter De Concentrer les ancrages dans les zones centrales des hourdis, faute de quoi les efforts de Glissement à la jonction âme/hourdis deviennent trop importants. Il n'est cependant pas Toujours possible d'épanouir les tracés des câbles à l'about, notamment dans le cas où il faut Prévoir l'ancrage des câbles de deuxième phase et l'emplacement de la jonction avec l'avant-bec.

Dans ce cas, la solution pour assurer dans de bonnes conditions la diffusion des efforts, et De réaliser une entretoise suffisamment résistante, éventuellement précontrainte Transversalement, notamment dans le cas de tabliers larges.

V-1. a.2.Câbles provisoires de poussage extérieurs :

Ces câbles sont :

- Soit des câbles rectilignes, tendus entre entretoises ;
- Soit des « contre-câbles » de tracé trapézoïdal, en cas de câblage antagoniste.

Bossages d'ancrage ; Croisement des câbles

L'une des dispositions les plus courantes pour assurer la continuité du câblage de poussage Consiste à croiser les câbles sur des bossages doubles placés en extrémité arrière des Tronçons De bétonnage.

Selon la conception du câblage, on peut arrêter la totalité des câbles ou seulement une Partie D'entre eux au droit de chaque bossage.

Ces bossages prennent la forme de poutres transversales liées aux âmes. On peut dans le cas Ou le nombre de câbles à arrêter n'est pas trop important, concentrer les bossages aux Jonctions âmes/hourdis. Il est par contre déconseillé de disposer un bossage massif, non lié Aux âmes, au milieu du hourdis.

L'épaisseur des bossages est dictée par l'encombrement des ancrages. Leur longueur doit Permettre de respecter l'alignement droit minimal en sortie d'ancrage et le rayon de Courbure Minimal du câble. Il faut aussi que la zone de recouvrement des câbles soit Suffisamment Longue pour que l'ensemble de la section reste comprimé.

La longueur des bossages dépend de la puissance des câbles, de leur nombre, de leur tracé Et De leur disposition par rapport aux âmes, de la largeur du hourdis...

En pratique, elle varie entre 2 et 4 mètres.

La diffusion des forces de précontrainte est à examiner avec attention ; plusieurs phases sont à

Considérer :

- ✓ La mise en tension des câbles du tronçon avant ;
- ✓ La mise en tension des câbles du tronçon arrière ;
- ✓ Eventuellement, dans le cas où certains câbles intérieurs seraient provisoires, la

Détention de ces câbles.

V-1. a.2.Coupleurs :

L'emploi de coupleurs permet de limiter l'encombrement des bossages et de réduire le Nombre d'ancrages.

Les coupleurs peuvent être utilisés aussi bien sur des câbles intérieurs que sur les câbles Extérieurs. Dans les deux cas, des précautions d'emploi doivent être prises.

On peut distinguer deux grandes familles de coupleurs, les coupleurs « multi » et les Coupleurs « mono ».

Il faut être particulièrement attentif aux risques de décollement de l'ancrage primaire de sa Plaque d'appui lors de la mise en tension du câble secondaire. En effet, les tensions des Torons Sont rarement égaux au sein d'un même câble et leur résultante n'est donc pas Centrée. En cas De décollement, on perd alors l'alignement entre les deux câbles, ce qui Donne naissance à des Cassures angulaires pouvant entraîner des ruptures.

Ce risque est plus accentué dans le cas de la précontrainte extérieure, car les pertes par Être Frottement est extrêmement réduites et la force transmise par le câble secondaire peut Supérieure à la force ancrée du câble primaire. Il ne faut cependant pas le négliger en Précontrainte intérieure, surtout si, comme c'est le cas dans les ponts poussés, les câbles Sont Rectilignes et ne subissent donc que de faibles pertes par frottement.

Le problème est à examiner chaque fois que l'utilisation de coupleurs est envisagée. On Devra Veiller, à l'exécution, à respecter au mieux l'alignement des deux câbles couplés.

Compte tenu de la quasi-impossibilité d'une intervention ultérieure, et de tous les Inconvénients évoqués ci-dessus, il est donc recommandé de n'avoir recours aux coupleurs En Précontrainte intérieure qu'en cas d'absolue nécessité.

Il convient, en toute hypothèse, de respecter un certain nombre de prescriptions dans le cas Où L'on aurait recours à des coupleurs :

- Limiter le nombre de câbles couplés dans la même section (à la moitié, au plus, de Nombre total de câbles transvasant la section) ;
- Vérifier la section de couplage dans le cas où la force transmise par les coupleurs se Trouverait réduite d'un tiers ;
- Assurer la continuité des armatures passives longitudinales sur une certaine longueur.

V-1. a.3.Câbles provisoires :

Comme il à été dit plus haut, il est fréquent qu'un certain nombre de câbles de poussage Soient détendus en phase de service. Le caractère provisoire de ces câbles ne doit pas Dispenser de prendre certaines précautions à la mise en œuvre.

Généralement, les cales de poussage extérieures rectilignes sont provisoires. La principale Précaution à adopter est de protéger le personnel contre les ruptures de toron. On peut soit Disposer des colliers à intervalles rapprochés, soit gainé le câble. Une gaine en feuillard, du Type précontrainte intérieure, fait alors parfaitement l'affaire puisque elle n'est pas destinée

À Être injectée.

Il arrive parfois que l'on démonte des câbles de poussage intérieurs (ce sont alors des câbles Courts placés en fibre inférieure sur appui et en fibre supérieure en travée) dont l'effet serait Défavorable en service. Il faut dans ce cas éviter, lors des injections, de contaminer les Gaines Des câbles provisoires.

V-1. a.3. Réutilisation des câbles provisoires :

Il est recommandé de ne pas réutiliser les câbles provisoires, et c'est rarement économique, Compte tenu de toutes les précautions à prendre.

Toutefois, lorsque ce réemploi est envisagé, il y a lieu, dans tous les cas, de prendre les Précautions suivantes :

- Limitation de la tension à l'ancrage des câbles que l'on souhaite réutiliser à 0.70 fprg ;
- Démontage et stockage soignés ;
- Elimination avant réemploi des tronçons de câbles blessés par les clavettes

Cette dernière prescription, qui conduit à raccourcir les câbles, limite en fait Considérablement la réutilisation des câbles sur un ouvrage identique (franchissement à Deux Tabliers), à moins de se trouver dans le cas particulier où les travées sont de longueurs Inégales.

V-2. Précontrainte de SERVICE :

Cette précontrainte est le plus souvent, dans les ponts actuels, extérieure au béton. Les Prescriptions à suivre pour la mise en œuvre de la précontrainte extérieure sont appliquées À Tous les ouvrages cela ne nous empêche pas donc définir quelques principes fondamentaux :

V-2.1. Tracé des câbles :

Rechercher les tracés les plus simples possibles, en plaçant les câbles au plus près des âmes.

V-2.2. Déviateurs :

Préférer, pour dévier les câbles, aux entretoises en travée. Ils sont constitués d'une poutre Inférieure transversale et de voiles verticaux, plutôt que faire des bossages situés à la Jonction De l'âme et du hourdis inférieur.

V-2.3. Remplacement des câbles :

Prévoir, dès la conception, les dispositions nécessaires au remplacement éventuel des câbles (Possibilité qui constitue l'un des avantages de la précontrainte extérieure) : technologie des Gaines et des jonctions, accès au niveau des culées, gabarits, équipements divers...

V-2.3.Sécurité conte la rupture des ancrages :

La sécurité d'un ouvrage à précontrainte extérieure repose intégralement sur la tenue des Charges aux surtensions. Avec des ancrages à clavettes, il faut en particulier que les Dispositions de protection contre la corrosion ne bloquent pas le déplacement des clavettes Dans leur logement.

V-2.4.Vibration des câbles extérieurs :

Afin d'éviter une mise en vibration des câbles extérieurs sous l'action des mouvements du Tablier, est nécessaire de disposer des colliers de serrage.

❖ Choix du câblage :

- Pour la précontrainte de poussage, on a opté pour des câbles intérieurs rectilignes afin De les réutilisés pour la phase d'exploitation, car ils s'adaptent avec l'allure du Moment fléchissant en cours de poussage et en service.
- Pour la précontrainte de continuité, notre choix se porte sur des câbles antagonistes (Contre-câbles) extérieurs, pour minimisé le poids total de l'ouvrage. Aussi leurs Rôles est de reprendre la flexion longitudinale, et participent à la reprise de l'effort Tranchant au voisinage des appuis.

V-3.ÉTUDE DE LA PRECONTRAINTÉ :

V-3.1. La précontrainte de poussage :

V-3.1.a. Détermination du tracé des câbles :

Les câbles de précontrainte de poussage sont disposés dans le hourdis supérieur et inférieur Suivant un tracée rectiligne en élévation, juste à la section d'ancrage (déviateur)

V-3.1.a. Calcul du nombre de câbles :

Les câbles de précontrainte sont calculés pour chaque plot de tablier, Et on prendra le cas le plus défavorable.

Les câbles étant rectilignes et placés dans le hourdis supérieur et inférieur, pour reprendre Les Moments négatifs sur appuis et positifs en travées, on distinguera deux familles de câble **Câbles supérieurs et câbles inférieurs.**

Trois classes de précontrainte sont déterminées selon le degré d'agressivité atmosphérique Auquel l'ouvrage est exposé. Pour notre ouvrage, on travail en classe I où la section de béton Est entièrement comprimée en tout point.

Les moments dus au poussage des tronçons engendrent des contraintes au niveau des fibres Supérieures et inférieures.

Sur appui**à mi-travée**

$$\sigma_{\text{sup}} = -\frac{|M|}{I} \times V$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{M \times V'}{I}$$

$$\sigma_{p\text{sup}} = \frac{P}{S} + \frac{PeV}{I} \quad : \text{ Sur les fibres supérieures (**Sur appui**)}$$

$$\sigma_{p\text{inf}} = \frac{P}{S} - \frac{PeV'}{I} \quad : \text{ Sur les fibres inférieures (**à mi-travée**)}$$

Avec :

$\sigma_{p\text{sup}}$: Contrainte de compression générée au niveau fibres supérieures par l'application de l'effort de précontrainte.

$\sigma_{p\text{inf}}$: Contrainte de traction au niveau fibres inférieures générée par l'application de l'effort de précontrainte.

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e_s}{\frac{I}{V'}} - \frac{M_{\text{max}}}{\frac{I}{V'}} \leq 0.6 f_{c28} \dots\dots\dots \text{ En fibre inférieure (**à mi-travée**)}$$

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e_i}{\frac{I}{V}} + \frac{M_{\text{min}}}{\frac{I}{V}} \leq 0.6 f_{c28} \dots\dots\dots \text{ En fibre supérieure (**Sur appui**)}$$

P : effort de précontrainte.

v : la distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure $v = 1,6\text{m}$

v' : la distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure $v' = 2.6\text{m}$

I : le moment d'inertie longitudinal de la section.

S : section droite du voussoir.

e_s : l'excentricité du câble supérieur par rapport au centre de gravité ($e_s = 1.45\text{m}$).

e_i : l'excentricité du câble inférieur par rapport au centre de gravité ($e_i = 2.45\text{m}$).

M : moment fléchissant total agissant sur la section.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_G + \mathbf{M}_{\Delta T}$$

Avec :

M_G : Moment dû au poids propre en travée et aux appuis respectivement.

M_{ΔT} : Moment dû au gradient thermique.

Avec :

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$\text{Nombre de câbles : } \mathbf{N} \geq \frac{P}{P_0}$$

Avec:

P : force de précontrainte de N câble.

N : nombre de câbles.

P₀ : Effort de précontrainte limite d'un câble de **1 T15** après avoir soustrait **25%** dues aux pertes.

$F_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$. Pour un câble de 1 T15.

$F_{peg} = 1670 \text{ Mpa}$. Pour un câble de 1 T15.

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0.8 F_{prg}, 0.9 F_{peg}) = \text{Min} (1488, 1503) = 1488 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{p0} = \frac{p_0}{S} \Rightarrow p_0 = \sigma_{p0} \times S$$

$$P_0 = 1488 \times 1668 \times 10^{-6} \times 10^2 = 2481.984 \text{ KN}$$

On estimant les pertes à 25 %

$$P_0 = 2481.984 (1 - 0.25) = 1861.488 \text{ KN}$$

plot	moment max total((kn.m)	moment min total(kn.m)
1	58011,52	-123067,52
2	75624,08	-98635,92
3	60594,63	-100569,85
4	61707,04	-100484,45
5	60476,7	-97574,4
6	64285,65	-98590,5
7	64951,56	-98776,17
8	61001,81	-99889,85
9	58857,92	-98233,02
10	58439,04	-97880,17
11	62225,48	-100699,94
12	64498,46	-98614,51
13	57911,44	-98406,14
14	62310,48	-98477,18
15	59558,46	-94406,14
16	61036,63	-99406,14
17	61633,52	-98496,9
18	59807,07	-98233,08
19	49081,86	-90193,26
20	34517,84	-64322,47
21	39087,75	-53672,99

Les résultats sont les suivants :

Plot 01 :

Parement inférieure :

$w' = I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 * f_{c28}$ (kn/m^2)	$Mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$P(kn)$	N 12T15
-------------	----------	--------	---------------------------------	------------	----------	---------	--------------

9,185	9,4	2,45	300	58011,52	1861,488	17330,9338	10
-------	-----	------	-----	----------	----------	------------	----

Parement supérieure :

w=l/v	S(m ²)	e(m)	0,6fc28 (kn/m ²)	mt(kn.m)	p0(kn)	p(kn)	N 12t15
14,925	8,656	1,275	300	-123067,52	1861,488	58022,8661	31

Plot 02 :

Parement inférieure :

w'=l/v'	S(m ²)	e(m)	0,6 fc28 (kn/m ²)	mt(kn.m)	p0(kn)	p(kn)	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	75624,08	1861,488	22354,088	12

Parement supérieure :

w=l/v	S(m ²)	e(m)	0,6fc28 (kn/m ²)	mt(kn.m)	p0(kn)	p(kn)	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-98635,92	1861,488	46716,3633	25

Plot 03

Parement inférieure :

w'=l/v'	S(m ²)	e(m)	0,6 fc28 (kn/m ²)	mt(kn.m)	p0(kn)	p(kn)	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	60594,63	1861,488	18067,6444	10

Parement supérieure :

w=l/v	S(m ²)	e(m)	0,6fc28 (kn/m ²)	mt(kn.m)	p0(kn)	p(kn)	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-100569,85	1861,488	47611,3511	26

Plot 04

Parement inférieure :

$w'=l/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	61707,04	1861,488	18384,9071	10

Parement supérieure :

$w=l/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-100484,45	1861,488	47571,8295	26

Plot 05

Parement inférieure :

$w'=l/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	60476,7	1861,488	18034,0105	10

Parement supérieure :

$w=l/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-97574,4	1861,488	46225,111	25

Plot 06 :

Parement inférieure :

$w'=l/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	64285,65	1861,488	19120,3343	10

Parement supérieure :

$=l/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-98590,5	1861,488	46695,3437	25

Plot 07

Parement inférieure :

$w'=l/v'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	64951,56	1861,488	19310,2538	10

Parement supérieure :

$w=l/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-98776,17	1861,488	46781,2684	25

Plot 08**Parement inférieure :**

$w'=l/v'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	61001,81	1861,488	18183,7734	10

Parement supérieure :

$w=l/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}(kn/m^2)$	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-99889,85	1861,488	47296,6594	26

Plot 09**Parement inférieure :**

$w'=l/v'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}(kn/m^2)$	mt	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	58857,92	1861,488	17572,3296	10

Parement inférieure :

$w=l/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}(kn/m^2)$	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-98233,02	1861,488	46529,9084	25

Plot 10 :**Parement inférieure :**

$w=I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}(kn/m^2)$	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	58439,04	1861,488	17452,8638	10

Parement supérieure :

$w=I/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}(kn/m^2)$	mt	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	8,656	1,275	300	-97880,17	1861,488	46366,6158	25

Plot 11

Parement inférieure :

$w=I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}(kn/m^2)$	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	62225,48	1861,488	18532,7677	10

Parement supérieure :

$w=I/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}(kn/m^2)$	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-100699,94	1861,488	47671,5544	26

Plot 12

Parement inférieure :

$w=I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}(kn/m^2)$	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	64498,46	1861,488	19181,0283	10

Parement supérieure :

$w=I/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}(kn/m^2)$	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-100699,94	1861,488	47671,5544	26

Plot 13

Parement inférieure :

$w'=I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	57911,44	1861,488	17302,3907	10

Parement supérieure :

$w=I/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-98406,14	1861,488	46610,0252	25

Plot 14

Parement inférieure :

$w'=I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	62310,48	1861,488	18557,0099	10

Parement supérieure :

$w=I/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-98477,18	1861,488	46642,9013	25

Plot 15

Parement inférieure :

$w'=I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	59558,46	1861,488	17772,1257	10

Parement supérieure :

$w=I/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-94406,14	1861,488	44758,8976	25

Plot 16

Parement inférieure :

$w'=I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	61036,63	1861,488	18193,7041	10

Parement supérieure :

$w=I/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-99406,14	1861,488	47072,8072	25

Plot 17

Parement inférieure :

$w'=I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	61633,52	1861,488	18363,9389	10

Parement supérieure :

$S(m^2)$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-98496,9	1861,488	46652,0273	25

Plot 18

Parement inférieure :

$w'=I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	59807,07	1861,488	17843,03	10

Parement supérieure :

$w=I/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p_0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-98233,08	1861,488	46529,9362	25

Plot 19

Parement inférieure :

$w'=I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
9,185	9,4	2,45	300	49081,86	1861,488	14784,1684	8

Parement supérieure :

$w=I/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$P(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-90193,26	1861,488	42809,2529	23

Plot 20

Parement inférieure :

$w'=I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6 f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$p(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	34517,84	1861,488	10630,4668	6

Parement supérieure :

$w=I/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}(kn/m^2)$	$mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$p(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-64322,47	1861,488	30836,719	17

Plot 21

Parement inférieure :

$w'=I/V'$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}$ (kn/m^2)	$mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$P(kn)$	N 12T15
9,185	9,4	2,45	300	39087,75	1861,488	11933,8187	8

Parement supérieure :

$w=I/v$	$S(m^2)$	$e(m)$	$0,6f_{c28}(kn/m^2)$	$mt(kn.m)$	$p0(kn)$	$P(kn)$	N 12t15
14,925	9,4	1,275	300	-53672,99	1861,488	25908,3322	14

Justification de la précontrainte de service :

Pour des raisons géométriques (l'insuffisance d'espace pour l'injection des câbles dans le voussoir)

V-3.2. La précontrainte de service :

V-3.2.1. Avantage de la précontrainte extérieure :

Les avantages principaux de ce procédé sont :

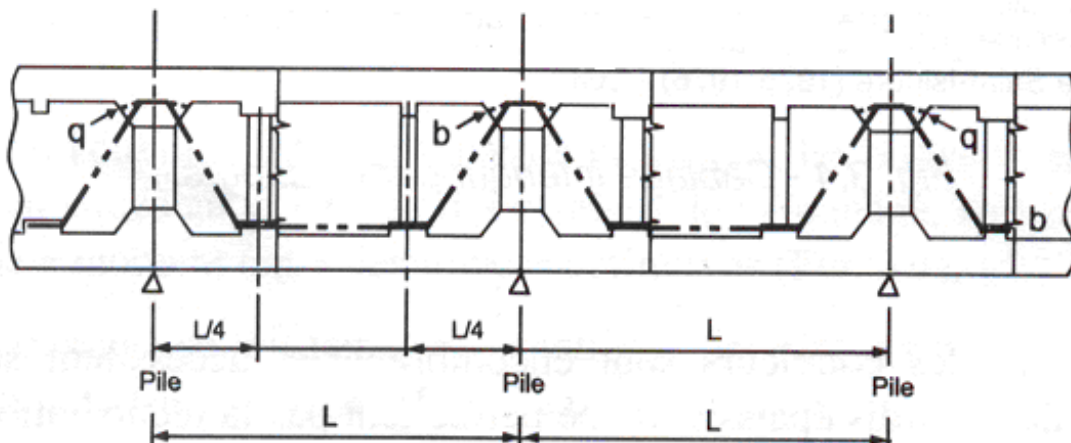
- la diminution de l'épaisseur des âmes principalement dans le cas d'une précontrainte totalement extérieure, la largeur nette étant alors égale à la largeur brute ;
- la possibilité de changer des câbles défectueux ou d'ajouter des câbles de renforts ;
- la facilité de mise en œuvre après bétonnage ;
- la faible valeur des coefficients de frottement.

Torons graissés protégés

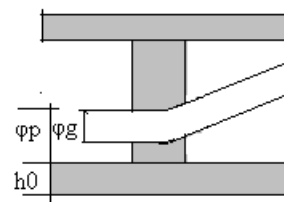
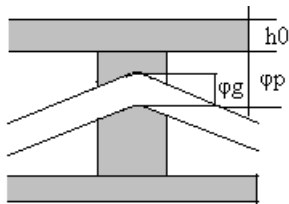
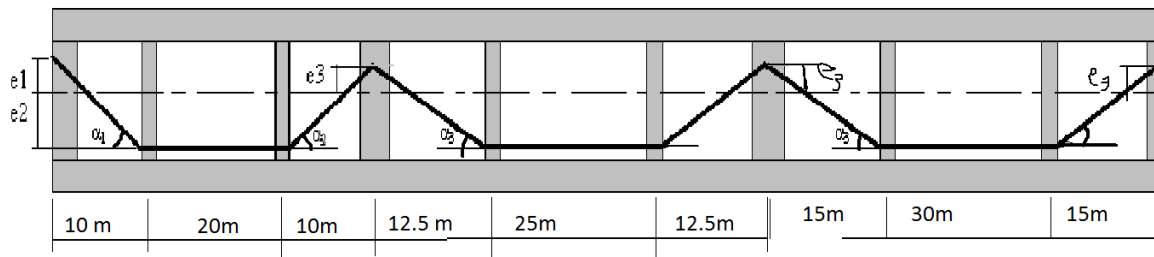
- $f = 0,05$ et $\phi = 0,001$ m,

Précontrainte extérieure

- $f = 0$ et $\phi = 0$ en ligne droite
- $f = 0,20$ et $\phi = 0$ pour une déviation dans un tube en acier
- $f = 0,12$ et $\phi = 0$ pour une déviation dans un tube en PEHD (Polyéthylène à Haute Densité).



V-3.2.2. Etude du tracé des câbles :



Les excentricités :

on prend $e1 = 0 \text{ cm}$

$$e2 = v' - h0 - \phi p + \phi g/2$$

$$e2 = 2.2 \text{ m}$$

$$e3 = v - h0 - \phi p + \phi g/2$$

$$e3 = 1.2 \text{ cm}$$

Calcul des angles de déviation :

$$\text{tg } \alpha 1 = e2/10 = 0.22 \quad \alpha 1 = 12.4^\circ$$

$$\text{tg } \alpha 2 = e2 + e3/10 = 0.22 \quad \alpha 1 = 18.8^\circ$$

$$\text{tg } \alpha 3 = e2 + e3/12.5 = 0.22 \quad \alpha 3 = 15.11^\circ$$

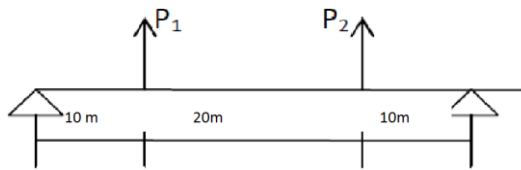
Effet de la précontrainte sur la structure :

Principe de calcul :

Si l'on considère l'action de la précontrainte comme une charge extérieure on a :

- Un effort concentré à chaque déviation de câble ;
- Un effort concentré et un moment à chaque ancrage.

Travée de rive 01 : L=40m :



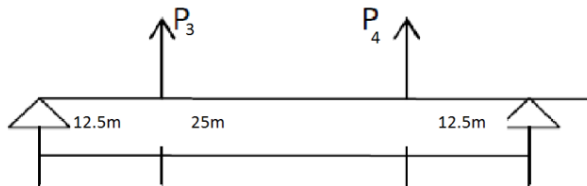
L'action de la précontrainte se traduit par:

- Une force $P_1 = P \sin \alpha_1$ à l'abscisse $L/4$
- Une force $P_2 = P \sin \alpha_2$ à l'abscisse $3L/4$

$$P_1 = P \sin 12.4^\circ = 0,21P$$

$$P_2 = P \sin 18.8^\circ = 0,32P$$

Travée intermédiaire 01 $L=50m$:



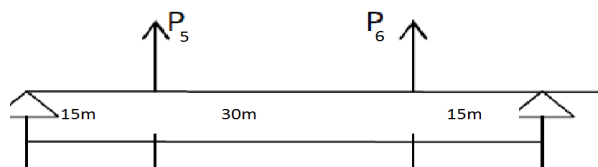
L'action de la précontrainte se traduit par:

- Une force $P_3 = P \sin \alpha_3$ à l'abscisse $L/4$
- Une force $P_4 = P \sin \alpha_3$ à l'abscisse $3L/4$

$$P_3 = P \sin 15.11^\circ = 0,26P$$

$$P_4 = P \sin 15.11^\circ = 0,26P$$

Travée intermédiaire 02 $L=60m$:



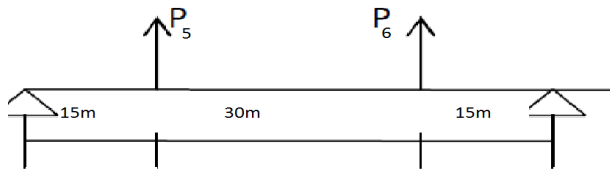
L'action de la précontrainte se traduit par:

- Une force $P_3 = P \sin \alpha_3$ à l'abscisse $L/4$
- Une force $P_4 = P \sin \alpha_3$ à l'abscisse $3L/4$

$$P_3 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

$$P_4 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

Travée intermédiaire 03 L=60m :



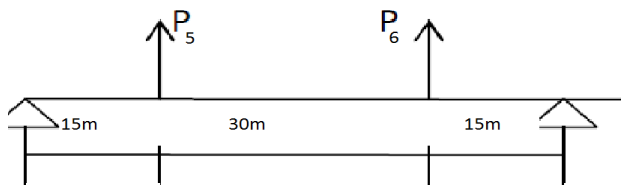
L'action de la précontrainte se traduit par:

- Une force $P_3 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $L/4$
- Une force $P_4 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $3L/4$

$$P_3 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

$$P_4 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

Travée intermédiaire 04 L=60m :



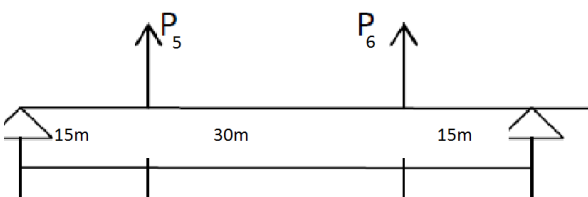
L'action de la précontrainte se traduit par:

- Une force $P_3 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $L/4$
- Une force $P_4 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $3L/4$

$$P_3 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

$$P_4 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

Travée intermédiaire 05 L=60m :



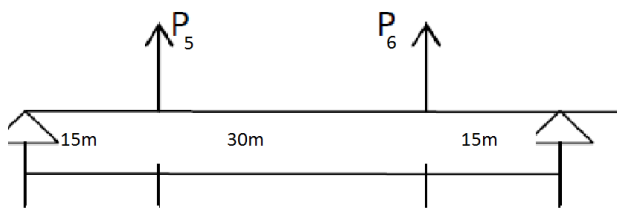
L'action de la précontrainte se traduit par:

- Une force $P_3 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $L/4$
- Une force $P_4 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $3L/4$

$$P_3 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

$$P_4 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

Travée intermédiaire 06 $L=60m$:



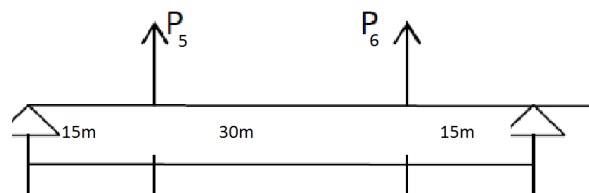
L'action de la précontrainte se traduit par:

- Une force $P_3 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $L/4$
- Une force $P_4 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $3L/4$

$$P_3 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

$$P_4 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

Travée intermédiaire 07 $L=60m$:



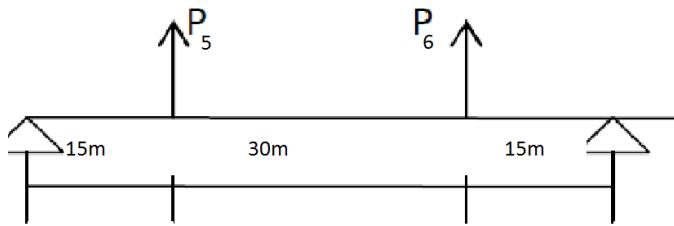
L'action de la précontrainte se traduit par:

- Une force $P_3 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $L/4$
- Une force $P_4 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $3L/4$

$$P_3 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

$$P_4 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

Travée intermédiaire 08 $L=60m$:



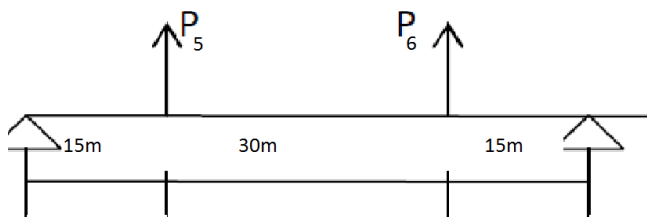
L'action de la précontrainte se traduit par:

- Une force $P_3 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $L/4$
- Une force $P_4 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $3L/4$

$$P_3 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

$$P_4 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

Travée intermédiaire 09 L=60 :



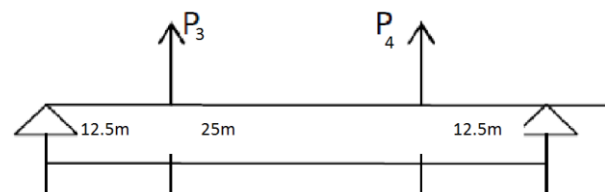
L'action de la précontrainte se traduit par:

- Une force $P_3 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $L/4$
- Une force $P_4 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $3L/4$

$$P_3 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

$$P_4 = P \sin 12.7^\circ = 0,22P$$

Travée intermédiaire 10 L=50m :



L'action de la précontrainte se traduit par:

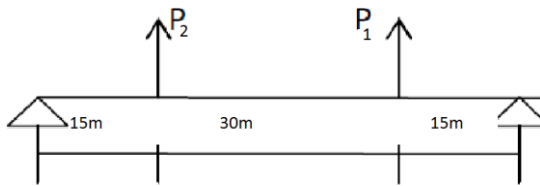
- Une force $P_3 = P \sin \alpha$ à l'abscisse $L/4$

- Une force $P_4 = P \sin \alpha_3$ à l'abscisse $3L/4$

$$P_3 = P \sin 15.11^\circ = 0,26P$$

$$P_4 = P \sin 15.11^\circ = 0,26P$$

Travée de rive 02 : $L=40m$:



L'action de la précontrainte se traduit par:

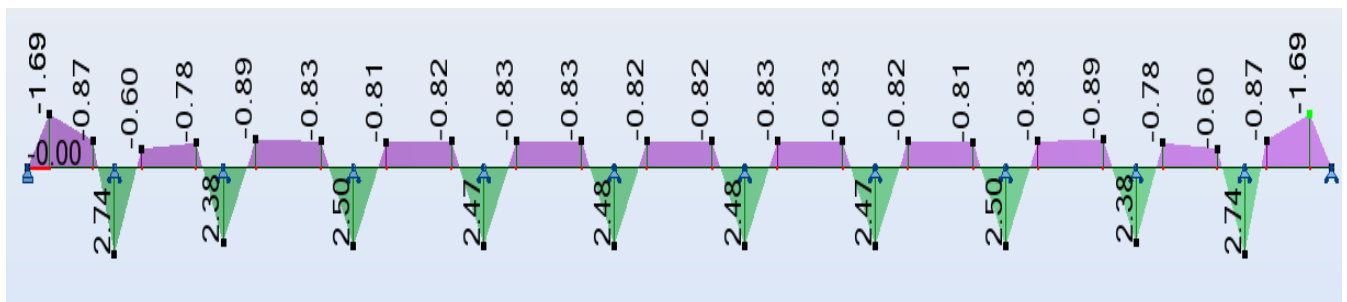
- Une force $P_1 = P \sin \alpha_1$ à l'abscisse $L/4$
- Une force $P_2 = P \sin \alpha_2$ à l'abscisse $3L/4$

$$P_1 = P \sin 12.4^\circ = 0,21P$$

$$P_2 = P \sin 18.8^\circ = 0,32P$$

❖ Calcul de moment de la précontrainte :

Les résultats sont obtenus par le logiciel robot 2012 :



❖ Calcul du nombre de câbles :

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e_i}{\frac{I}{V'}} - \frac{M_{\max}}{\frac{I}{V'}} - \frac{M_{hyp}}{\frac{I}{V'}} \leq 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots \text{En fibre inférieure (à mi-travée)}$$

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times es}{\frac{I}{V}} + \frac{M_{\min}}{\frac{I}{V}} + \frac{M_{hyp}}{\frac{I}{V}} \leq 0.6 f_{c28} \dots\dots\dots \text{En fibre}$$

supérieure (à l'appui)

P : effort de précontrainte.

v : la distance du centre de gravité de la section à la fibre supérieure $v = 1,40\text{m}$

v' : la distance du centre de gravité de la section à la fibre inférieure $v' = 1.70\text{m}$

I : le moment d'inertie longitudinal de la section.

S : section droite du voussoir.

es : l'excentricité du câble supérieur par rapport au centre de gravité ($es = 0.995\text{m}$).

ei : l'excentricité du câble inférieur par rapport au centre de gravité ($ei = 1.19\text{m}$).

Mt : moment fléchissant total agissant sur la section.

Mt = Mmax- Mtp

Avec :

MSmax : Moment maximal en phase de service.

Mtp : Moment maximal total en phase de poussage.

Le nombre de câbles est donné par la relation suivante :

$$N \geq \frac{P}{P_0}$$

Les résultats sont les suivantes :

Parement supérieure :

$W'=I/V$	S (m^2)	$e(\text{m})$	$V'(\text{m})$	$I (\text{m}^4)$	$0,6*f_{c28}$ (kn/m^2)	M_t (KN.m)	$P_0(\text{kn})$	$P(\text{kn})$	N
9.185	9.4	1.2	2.6	23.88	300	58761.34	1861.488	19485.56	11

Parement inférieure

$W'=I/V'$	S (m^2)	$e(\text{m})$	$V'(\text{m})$	$I (\text{m}^4)$	$0,6*f_{c28}$ (kn/m^2)	M_t (KN.m)	$P_0(\text{kn})$	$P(\text{kn})$	N
14.15	9.4	2.2	2.6	23.88	300	58761.34	1861.488	14556.35	8

Conclusion :

Donc on prend 11 câbles de 12T15

V.4.Calcul des pertes :**V.4.1. PERTES DE TENSION DANS LES CABLES extérieure (de service) :**

La contrainte existant dans l'acier des armatures varie constamment en fonction Du temps, du fait de l'existence des phénomènes propres au béton de la structure, à Savoir le retrait et le fluage, que ceux concernant la relaxation de l'acier. Il faut donc Tenir compte de ces phénomènes pour connaître l'état de la tension réelle de L'armature à un instant t quelconque.

Donc, la réduction de l'intensité de la force le long de précontrainte est liée aux Plusieurs phénomènes instantanés et différés :

LES PERTES INSTANTANÉES :

Les pertes instantanées sont les pertes causées lors de la mise en tension ; elles Sont de trois sortes :

- Pertes dues au frottement de l'acier dans la gaine
- Pertes dues au relâchement des câbles et aux déplacements des ancrages
- Pertes dues au raccourcissement élastique du béton

LES PERTES DIFFERÉES:

Dans ce type de perte, il existe :

- Pertes par retrait du béton
- Pertes par fluage.
- pertes de tensions dues à la relaxation des armatures.

V.4.1.a. CALCUL DES PERTES INSTANTANÉES :**Pertes par frottement :**

Elles sont provoquées par le frottement des câbles sur les gaines lors de leurs Mises en tension .Les augmentations des pertes par frottement sont essentiellement Dues aux irrégularités au niveau des joints de voussoirs Tout force de contacts entre armature et gaine donne lieu par suite du Frottement à une réaction qui s'oppose au mouvement et même dans les parties Linéaires il y'a des frottements car le trace réel des câbles présente des déviations Parasites.

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta F_p = P_0 (1 - e^{(-f \alpha - \phi l)})$$

α : la variation

d'angle entre deux points où on calcule les pertes (en rad)

l : la distance du point d'application de p_0 au point où s'exerce P

f : Coefficient de frottement du câble

ϕ : Perte relative de tension par mètre

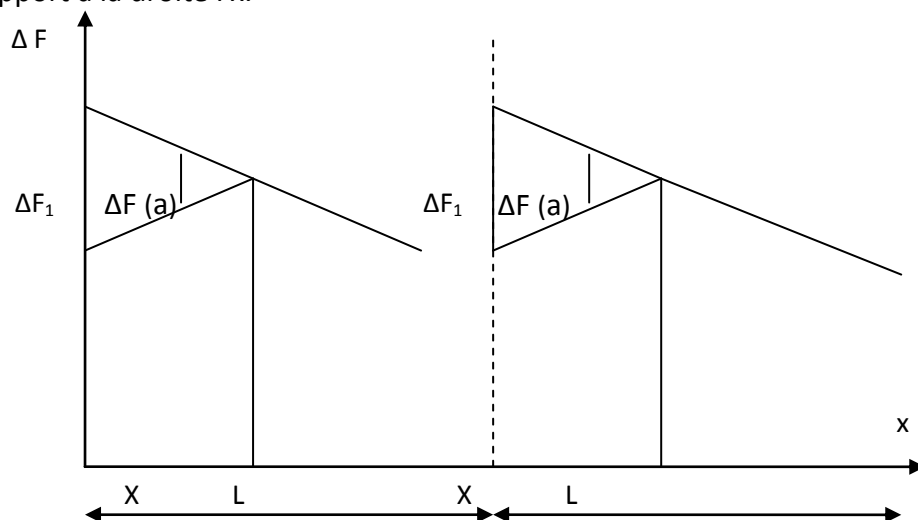
les calculs sont les suivants :

section	X(m)	α°	$\alpha(\text{rad})$	P(kn)	$f\alpha$	Δf	$\Delta f/P_0$
about	0	12,4	0,216	27301,78	0,0260	700,00	2,56%
déviateur 01	10	12,4	0,216	27301,78	0,0260	700,00	2,56%
déviateur 02	30	18,8	0,328	27301,78	0,0394	1054,24	3,86%
pile 01	40	18,8	0,328	27301,78	0,0394	1054,24	3,86%
déviateur 03	52,5	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 04	77,5	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
pile02	90	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 05	105	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 05	135	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
pile 03	150	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 06	165	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 07	195	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
pile 04	210	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 08	225	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 09	255	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
pile 05	270	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 10	285	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 11	315	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
pile 06	330	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 12	345	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 13	375	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
pile 07	390	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 14	405	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 15	435	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
pile 08	450	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 16	465	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 17	495	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
pile 09	510	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 18	522,5	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
déviateur 19	547,5	15,11	0,264	27301,78	0,0316	850,58	3,12%
pile 10	560	18,8	0,328	27301,78	0,0394	1054,24	3,86%
déviateur 20	570	18,8	0,328	27301,78	0,0394	1054,24	3,86%
déviateur 21	590	12,4	0,216	27301,78	0,0260	700,00	2,56%
fin	600	12,4	0,216	27301,78	0,0260	700,00	2,56%

V.4.1. a .2. Pertes par glissement d'ancrage :

La perte par recul d'ancrage est celle qui apparaît lorsque la force de traction de l'armature Exercée par le vérin est reportée directement au béton par l'ancrage, elle intervient donc au Moment où l'ancrage de l'armature étant constitué, la tension du vérin est relâchée. En général, la perte par recul d'ancrage n'affecte qu'une faible partie de l'armature de Précontrainte, car le mouvement des rentrées vers l'intérieur du béton est contrarié par le Frottement du câble sur sa gaine, comme à la mise en tension, mais au sens inverse. Son Influence diminue donc à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance X de celui -ci en Un point D à partir du quelle la tension demeure inchangée.

Soit « g » l'intensité du recul d'ancrage, en une longueur X, on peut admettre que les Diagrammes des tensions avant et après recul d'ancrage sont rectilignes et symétriques par Rapport à la droite Fx.



$$d = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{p0} \left(f \times \frac{\alpha}{L} + \varphi \right)}}$$

- $d < x$ les pertes existent.
 - $d > x$ les pertes sont nulles.
- d** : longueur sur laquelle s'effectue le recul d'ancrage.
g : l'intensité de recul d'ancrage est de **5 mm**
E a : Module d'élasticité de l'acier **196000MPa**
σ p0: Contrainte à l'ancrage
L : longueur totale du câble

$\frac{\alpha}{L}$; variation du tracé de câble le long du travée

On calcule pour chaque travée **d** et puis on calcule

$$\Delta F1 = (\sigma_{P0} - \sigma_p(d)) * 2$$

$$\Delta F(a) = \frac{\Delta F1}{d} * (d - x)$$

section	X(m)	α°	$\alpha(\text{rad})$	L(m)	α/L	d(m)	a(m)	$\Delta F1$	$\Delta F(a)$	$\Delta F(a)/P0$
about	0	12,4	0,216	40	0,020	42,36	0	132,335	132,335	0,48%
déviateur 01	10	12,4	0,216	40	0,020	42,36	10	132,335	101,094	0,37%
déviateur 02	30	18,8	0,328	40	0,020	42,36	30	132,335	38,613	0,14%
pile 01	40	18,8	0,328	40	0,020	42,36	40	132,335	7,373	0,03%
déviateur 03	52,5	15,11	0,264	50	0,021	41,34	12,5	137,601	95,994	0,35%
déviateur 04	77,5	15,11	0,264	50	0,021	41,34	37,5	137,601	12,782	0,05%
pile02	90	15,11	0,264	50	0,021	41,34	50	137,601	0,000	0,00%
déviateur 05	105	15,11	0,264	60	0,021	45,95	15	111,391	75,028	0,27%
déviateur 05	135	15,11	0,264	60	0,017	45,95	45	111,391	2,303	0,01%
pile 03	150	15,11	0,264	60	0,017	45,95	60	111,391	0	0,00%
déviateur 06	165	15,11	0,264	60	0,017	45,95	15	111,391	75,028	0,27%
déviateur 07	195	15,11	0,264	60	0,017	45,95	45	111,391	2,303	0,01%
pile 04	210	15,11	0,264	60	0,017	45,95	60	111,391	0	0,00%
déviateur 08	225	15,11	0,264	60	0,017	45,95	15	111,391	75,028	0,27%
déviateur 09	255	15,11	0,264	60	0,017	45,95	45	111,391	2,303	0,01%
pile 05	270	15,11	0,264	60	0,017	45,95	60	111,391	0	0,00%
déviateur 10	285	15,11	0,264	60	0,017	45,95	15	111,391	75,028	0,27%
déviateur 11	315	15,11	0,264	60	0,017	45,95	45	111,391	2,303	0,01%
pile 06	330	15,11	0,264	60	0,017	45,95	60	111,391	0	0,00%
déviateur 12	345	15,11	0,264	60	0,017	45,95	15	111,391	75,028	0,27%
déviateur 13	375	15,11	0,264	60	0,017	45,95	45	111,391	2,303	0,01%
pile 07	390	15,11	0,264	60	0,017	45,95	60	111,391	0	0,00%
déviateur 14	405	15,11	0,264	60	0,017	45,95	15	111,391	75,028	0,27%
déviateur 15	435	15,11	0,264	60	0,017	45,95	45	111,391	2,303	0,01%
pile 08	450	15,11	0,264	60	0,017	45,95	60	111,391	0	0,00%
déviateur 16	465	15,11	0,264	60	0,017	45,95	15	111,391	75,028	0,27%
déviateur 17	495	15,11	0,264	60	0,021	45,95	45	111,391	2,303	0,01%
pile 09	510	15,11	0,264	50	0,021	45,95	60	111,391	0	0,00%
déviateur 18	522,5	15,11	0,264	50	0,021	41,34	12,5	137,601	95,994	0,35%
déviateur 19	547,5	15,11	0,264	50	0,021	41,34	37,5	137,601	12,782	0,05%
pile 10	560	18,8	0,328	40	0,020	41,34	50	137,601	0	0,00%
déviateur 20	570	18,8	0,328	40	0,020	42,36	10	131,049	100,112	0,37%
déviateur 21	590	12,4	0,216	40	0,020	42,36	30	131,049	38,238	0,14%
fin	600	12,4	0,216	40	0,020	42,36	40	131,049	7,301	0,03%

5.4.1. a .3. Pertes par raccourcissement du béton :

Lors de la mise en tension de plusieurs câbles par phases successives, il arrive que la mise-En Tension de chaque câble agisse sur une zone d' influence dans laquelle peuvent être Inclus d'autres Câbles déjà tendus. Les pertes provenant d' un raccourcissement élastique instantané du béton sont de Faible importance.

La diminution de la tension n est donnée par :

$$\Delta F_{\text{rac}} = \frac{n-1}{2n} \times \frac{\sigma_{b0}}{E_{bt}} \times \frac{E_p \times A_p}{1}$$

E_p : Module d'élasticité d'acier

E_{bt} : Module de déformation longitudinale du béton à l'âge t

$$E_{bt} = 11000 \sqrt[3]{f_{ct}} = 3999$$

n : Nombre de câbles

σ_{b0} : Contrainte probable du béton au niveau du centre de gravité (C.D.G) des câbles dans les sections considérées

Sous l'effet de toutes les actions de longue durée y compris la précontrainte.

$$\sigma_{b0} = \frac{P}{S} + \frac{P \times e^2}{I} - \frac{M \times e}{I} + \frac{Mhp \times e}{I}$$

$$\text{Avec } P = nP_0(1 - \Delta F_f - \Delta F_{en})$$

P_0 : Force initiale de précontrainte.

S : Aire du voussoir.

e : Excentricité des câbles

M : Moment dû au poids propre

I : Moment d'inertie de la section par rapport au C.D.G du voussoir

$n = 11$ câbles

$$P_0 = 1861.488 \text{ KN}$$

$$S = 9,14 \text{ m}^2$$

$$I = 23,88 \text{ m}^4$$

section	X(m)	moment	e(m)	Δf frot	Δf ancr	P(kn)	$\sigma_{b0}(\text{kn/m}^2)$	ΔF	$\Delta F/P_0$
about	0	0	0	2,56%	0,48%	26469,16	2815,87	112,63	0,41%
déviateur 01	10	25391,11	2,2	2,56%	0,37%	26500,40	5932,45	237,30	0,87%

déviateur 02	30	1779,32	2,2	3,86%	0,14%	26208,64	8074,37	322,97	1,18%
pile 01	40	-47223,57	1,2	3,86%	0,03%	26239,88	6852,99	274,12	1,00%
déviateur 03	52,5	6618,57	2,2	3,12%	0,50%	26313,31	7649,50	305,98	1,12%
déviateur 04	77,5	1937,75	2,2	3,12%	0,35%	26354,92	8105,39	324,22	1,19%
pile 02	90	-64336,23	1,2	3,12%	0,05%	26438,13	7769,37	310,77	1,14%
déviateur 05	105	16169,64	2,2	3,12%	0,41%	26339,52	6754,21	270,17	0,99%
déviateur 05	135	9794,87	2,2	3,12%	0,27%	26375,89	7368,70	294,75	1,08%
pile 03	150	-77085,76	1,2	3,12%	0,01%	26448,61	8429,01	337,16	1,23%
déviateur 06	165	7457,75	2,2	3,12%	0,41%	26339,52	7578,36	303,13	1,11%
déviateur 07	195	9158,25	2,2	3,12%	0,27%	26375,88	7428,92	297,16	1,09%
pile 04	210	-73684,74	1,2	3,12%	0,01%	26448,61	8253,51	330,14	1,21%
déviateur 08	225	9794,87	2,2	3,12%	0,41%	26339,52	7357,26	294,29	1,08%
déviateur 09	255	9367,61	2,2	3,12%	0,27%	26375,88	7409,12	296,36	1,09%
pile 05	270	-74539,28	1,2	3,12%	0,41%	26339,52	8279,25	331,17	1,21%
déviateur 10	285	9158,25	2,2	3,12%	0,27%	26375,88	7428,92	297,16	1,09%
déviateur 11	315	9166,82	2,2	3,12%	0,01%	26448,61	7450,99	298,04	1,09%
pile 06	330	-74522,15	1,2	3,12%	0,41%	26339,52	8278,36	331,13	1,21%
déviateur 12	345	9367,61	2,2	3,12%	0,27%	26375,88	7409,12	296,36	1,09%
déviateur 13	375	9760,61	2,2	3,12%	0,01%	26448,61	7394,81	295,79	1,08%
pile 07	390	-73736,13	1,2	3,12%	0,41%	26339,52	8237,80	329,51	1,21%
déviateur 14	405	9166,82	2,2	3,12%	0,27%	26375,88	7428,11	297,12	1,09%
déviateur 15	435	7586,23	2,2	3,12%	0,01%	26448,61	7600,51	304,02	1,11%
pile 08	450	-76897,31	1,2	3,12%	0,41%	26339,52	8400,92	336,04	1,23%
déviateur 16	465	9760,61	2,2	3,12%	0,27%	26375,88	7371,94	294,88	1,08%
déviateur 17	495	15689,96	2,2	3,12%	0,01%	26448,61	6833,90	273,36	1,00%
pile 09	510	-65038,61	1,2	3,12%	0,50%	26313,31	7784,60	311,38	1,14%
déviateur 18	522,5	1748,45	2,2	3,12%	0,35%	26354,92	8123,30	324,93	1,19%
déviateur 19	547,5	8591,23	2,2	3,12%	0,05%	26438,13	7502,14	300,09	1,10%
pile 10	560	-44359,24	1,2	3,86%	0,48%	26116,21	6684,37	267,37	0,98%

déviateur 20	570	827,82	2,2	3,86%	0,37%	26147,14	8145,04	325,80	1,19%
déviateur 21	590	16807,94	2,2	2,56%	0,14%	26563,25	6764,19	270,57	0,99%
fin	600	0	0	2,56%	0,03%	26594,19	2829,17	113,17	0,41%

V-4.1. a.4. Calcul des pertes totales instantanées :

$$\Delta I_{\text{instantanées}} = \Delta F_{\text{rac}} + \Delta F_{\text{rac}} + \Delta F_{\text{frott}}$$

section	X(m)	Δf frot/P0	ΔF_2 encr/P0	ΔF raccor/P0	ΔF inst
about	0	2,56%	0,48%	0,41%	3,46%
déviateur 01	10	2,56%	0,37%	0,87%	3,80%
déviateur 02	30	3,86%	0,14%	1,18%	5,19%
pile 01	40	3,86%	0,03%	1,00%	4,89%
déviateur 03	52,5	3,12%	0,35%	1,12%	4,59%
déviateur 04	77,5	3,12%	0,05%	1,19%	4,35%
pile02	90	3,12%	0,00%	1,14%	4,25%
déviateur 05	105	3,12%	0,27%	0,99%	4,38%
déviateur 05	135	3,12%	0,01%	1,08%	4,20%
pile 03	150	3,12%	0,00%	1,23%	4,35%
déviateur 06	165	3,12%	0,27%	1,11%	4,50%
déviateur 07	195	3,12%	0,01%	1,09%	4,21%
pile 04	210	3,12%	0,00%	1,21%	4,32%
déviateur 08	225	3,12%	0,27%	1,08%	4,47%
déviateur 09	255	3,12%	0,01%	1,09%	4,21%
pile 05	270	3,12%	0,00%	1,21%	4,33%
déviateur 10	285	3,12%	0,27%	1,09%	4,48%
déviateur 11	315	3,12%	0,01%	1,09%	4,22%
pile 06	330	3,12%	0,00%	1,21%	4,33%
déviateur 12	345	3,12%	0,27%	1,09%	4,48%
déviateur 13	375	3,12%	0,01%	1,08%	4,21%
pile 07	390	3,12%	0,00%	1,21%	4,32%
déviateur 14	405	3,12%	0,27%	1,09%	4,48%
déviateur 15	435	3,12%	0,01%	1,11%	4,24%
pile 08	450	3,12%	0,00%	1,23%	4,35%
déviateur 16	465	3,12%	0,27%	1,08%	4,47%
déviateur 17	495	3,12%	0,01%	1,00%	4,13%
pile 09	510	3,12%	0,00%	1,14%	4,26%
déviateur 18	522,5	3,12%	0,35%	1,19%	4,66%
déviateur 19	547,5	3,12%	0,05%	1,10%	4,26%
pile 10	560	3,86%	0,00%	0,98%	4,84%
déviateur 20	570	3,86%	0,37%	1,19%	5,42%
déviateur 21	590	2,56%	0,14%	0,99%	3,70%

fin	600	2,56%	0,03%	0,41%	3,01%
-----	-----	-------	-------	-------	-------

V-4.1. b . Pertes de tension différées :

V-4.1. b.1. Pertes de tension dues au retrait du béton (exploitation) :

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une Évaporation de l'eau excédentaire contenue dans le béton et à des réactions chimiques. Ce Retrait à lieu dans les premiers mois après le coulage du béton.

$$\Delta\sigma_r(t) = E_p \varepsilon_r (1 - r(t_0))$$

$$r(t_0) = t_0 / (t_0 + 9r_m)$$

- Les pertes a $t_0=14$ jours :

En prend $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$

$R_m = \text{aire} / \text{périmètre de contour extérieur}$

$$R_m = 9.4 / 32 = 0.29$$

$$r(t_0) = 14 / (14 + 9 \times 0.29)$$

$$r(t_0) = 0.84$$

$$\Delta\sigma_r(t) = 196000 \times 3 \times 10^{-4} (1 - 0.84)$$

$$\Delta\sigma_r(t) = 9.408 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{\text{ret}} = 11 \times 9.408 \times 1668 = 172.62 \text{ KN}$$

$$\Delta f_{\text{ret}} / p_0 = 0.63\%$$

- Les pertes a $t_0=28$ jours :

En prend $\varepsilon_r = 3 \times 10^{-4}$

$R_m = \text{aire} / \text{périmètre de contour extérieur}$

$$R_m = 9.4 / 32 = 0.29$$

$$r(t_0) = 28 / (28 + 9 \times 0.29)$$

$$r(t_0) = 0.91$$

$$\Delta\sigma_r(t) = 196000 \times 3 \times 10^{-4} (1 - 0.91)$$

$$\Delta\sigma_r(t) = 5.29 \text{ Mpa}$$

$$\Delta f_{\text{ret}} = 11 \times 5.29 \times 1668 = 97.06 \text{ KN}$$

$$\Delta f_{\text{ret}} / p_0 = 0.35\%$$

V.4.1. b .2. Pertes dues au fluage :

Le fluage du béton est la déformation sous la charge permanente occasionnant une perte de tension dans les câbles de précontrainte.

$$\frac{\sigma_{b0} \times E_p \times A_p \times K_{fl} \times f(t-t_1)}{E_{bj}}$$

$$\Delta F_{fl} =$$

$$E_{bj}$$

$$K_{fl} = K_s \times (K_e + K_c \times K(t_0))$$

K_e : Coefficient représentant la limite inférieure du coefficient de fluage du béton non armé lorsqu'il est chargé, il est égal à 0,4

K_c : Coefficient dépendant du durcissement du béton à l'âge de sa mise en charge donné par :

$$K_c = \frac{120 - \rho_h}{30} + \frac{2(100 - \rho_h)}{3(20 + R_m)}$$

$$K(t_0) : \text{Coefficient dépendant de la mise en charge donnée par : } K(t_1) = \frac{100}{100 + t_1}$$

t_0 : âge de béton, lors de la mise en tension

$$f(t-t_1) = \frac{\sqrt{t-t_1}}{\sqrt{t-t_1} + 5\sqrt{R_m}}$$

La loi d'évolution du fluage

On a: $E_{b28} = 37619.47 \text{ MPa}$; $E_{b14} = 35701.3 \text{ MPa}$

$K_s = 0.91$; $K_e = 0.4$ (voir Perte de tension due au retrait du béton)

$$K_c = \frac{120 - 70}{30} + \frac{2(100 - 70)}{3(20 + 29)} = 2.09$$

σ_{b0} : Contrainte probable du béton au niveau du C.D.G des câbles dans les sections considérées

Sous l'effet de toutes les actions de longue durée y compris la précontrainte. (Voir Perte par raccourcissement du béton)

• Pertes entre 14 et 28 jours

D'où :

$$K_c = 2.09$$

$$K(14) = 0.88$$

$$K_{fl} = 2.02$$

$$f(28-14) = \frac{\sqrt{28-14}}{\sqrt{28-14} + 5\sqrt{66}} = 0.88$$

$$P = n \times P_0 (1 - \Delta P_{\text{instantané}})$$

$$M = M_G + M_{hp}$$

section	X(m)	$M_V(\text{kn.m})$	$M_G(\text{kn.m})$	$M(\text{kn.m})$	e(m)	$\sigma_{b0}(\text{kn/m}^2)$	Δf_{14-28j}	$\Delta f_{14-28j}/P_0$
about	0	0,00	0,00	0,00	0,00	2904,41	21,46	0,08%
déviateur 01	10	46139,50	25391,11	20748,39	2,20	4815,90	35,59	0,13%
déviateur 02	30	23752,29	1779,32	21972,97	2,20	4928,72	36,42	0,13%

pile 01	40	74806,06	47223,57	27582,49	1,20	4290,46	31,71	0,12%
déviateur 03	52,5	16380,89	6618,57	9762,32	2,20	3803,79	28,11	0,10%
déviateur 04	77,5	16380,89	1937,75	14443,14	2,20	4235,02	31,30	0,11%
pile02	90	64977,52	64336,23	641,29	1,20	2936,64	21,70	0,08%
déviateur 05	105	24298,32	16169,64	8128,68	2,20	3653,28	27,00	0,10%
déviateur 05	135	22660,23	9794,87	12865,36	2,20	4089,66	30,22	0,11%
pile 03	150	68253,70	77085,76	-8832,06	1,20	2460,59	18,18	0,07%
déviateur 06	165	22114,20	7457,75	14656,45	2,20	4254,67	31,44	0,12%
déviateur 07	195	67434,66	9158,25	58276,41	2,20	8273,26	61,14	0,22%
pile 04	210	67434,66	73684,74	-6250,08	1,20	2590,34	19,14	0,07%
déviateur 08	225	22660,23	9794,87	12865,36	2,20	4089,66	30,22	0,11%
déviateur 09	255	22660,23	9367,61	13292,62	2,20	4129,02	30,51	0,11%
pile 05	270	67707,67	74539,28	-6831,61	1,20	2561,11	18,93	0,07%
déviateur 10	285	22387,21	9158,25	13228,96	2,20	4123,16	30,47	0,11%
déviateur 11	315	22387,21	9166,82	13220,39	2,20	4122,37	30,46	0,11%
pile 06	330	67707,67	74522,15	-6814,48	1,20	2561,97	18,93	0,07%
déviateur 12	345	22660,23	9367,61	13292,62	2,20	4129,02	30,51	0,11%
déviateur 13	375	22660,23	9760,61	12899,62	2,20	4092,82	30,25	0,11%
pile 07	390	67434,66	73736,13	-6301,47	1,20	2587,75	19,12	0,07%
déviateur 14	405	22387,21	9166,82	13220,39	2,20	4122,37	30,46	0,11%
déviateur 15	435	22114,20	7586,23	14527,97	2,20	4242,83	31,35	0,11%
pile 08	450	68253,70	76897,31	-8643,61	1,20	2470,06	18,25	0,07%
déviateur 16	465	22660,23	9760,61	12899,62	2,20	4092,82	30,25	0,11%
déviateur 17	495	24298,32	15689,96	8608,36	2,20	3697,47	27,32	0,10%
pile 09	510	64977,52	65038,61	-61,09	1,20	2901,34	21,44	0,08%
déviateur 18	522,5	21295,15	1748,45	19546,70	2,20	4705,20	34,77	0,13%
déviateur 19	547,5	16380,89	8591,23	7789,66	2,20	3622,05	26,77	0,10%
pile 10	560	74806,06	44359,24	30446,82	1,20	4434,40	32,77	0,12%
déviateur 20	570	23752,29	827,82	22924,47	2,20	5016,38	37,07	0,14%
déviateur 21	590	46139,50	16807,94	29331,56	2,20	5606,65	41,43	0,15%
fin	600	0,00	0,00	0,00	0,00	2904,41	21,46	0,08%

- Pertes entre 28 jours et ∞

D'où :

$$K_c = 0,89$$

$$K(28) = 0,78$$

$$K_{fl} = 2,02$$

$$P = nP_0(1 - \Delta F_i - \Delta F_{f14})$$

section	X(m)	M _V (kn.m)	M _G (kn.m)	M(kn.m)	e(m)	σ _{b0} (kn/m ²)	Δf28-00	Δf28-00 / P0
about	0	0,00	0,00	0,00	0,00	2904,41	2,10	0,01%
déviateur 01	10	46139,50	25391,11	20748,39	2,20	4815,90	3,48	0,01%
déviateur 02	30	23752,29	1779,32	21972,97	2,20	4928,72	3,56	0,01%
pile 01	40	74806,06	47223,57	27582,49	1,20	4290,46	3,10	0,01%
déviateur 03	52,5	16380,89	6618,57	9762,32	2,20	3803,79	2,75	0,01%
déviateur 04	77,5	16380,89	1937,75	14443,14	2,20	4235,02	3,06	0,01%
pile 02	90	64977,52	64336,23	641,29	1,20	2936,64	2,12	0,01%
déviateur 05	105	24298,32	16169,64	8128,68	2,20	3653,28	2,64	0,01%
déviateur 05	135	22660,23	9794,87	12865,36	2,20	4089,66	2,96	0,01%
pile 03	150	68253,70	77085,76	-8832,06	1,20	2460,59	1,78	0,01%
déviateur 06	165	22114,20	7457,75	14656,45	2,20	4254,67	3,08	0,01%
déviateur 07	195	67434,66	9158,25	58276,41	2,20	8273,26	5,98	0,02%
pile 04	210	67434,66	73684,74	-6250,08	1,20	2590,34	1,87	0,01%
déviateur 08	225	22660,23	9794,87	12865,36	2,20	4089,66	2,96	0,01%
déviateur 09	255	22660,23	9367,61	13292,62	2,20	4129,02	2,99	0,01%
pile 05	270	67707,67	74539,28	-6831,61	1,20	2561,11	1,85	0,01%
déviateur 10	285	22387,21	9158,25	13228,96	2,20	4123,16	2,98	0,01%
déviateur 11	315	22387,21	9166,82	13220,39	2,20	4122,37	2,98	0,01%
pile 06	330	67707,67	74522,15	-6814,48	1,20	2561,97	1,85	0,01%
déviateur 12	345	22660,23	9367,61	13292,62	2,20	4129,02	2,99	0,01%
déviateur 13	375	22660,23	9760,61	12899,62	2,20	4092,82	2,96	0,01%
pile 07	390	67434,66	73736,13	-6301,47	1,20	2587,75	1,87	0,01%
déviateur 14	405	22387,21	9166,82	13220,39	2,20	4122,37	2,98	0,01%
déviateur 15	435	22114,20	7586,23	14527,97	2,20	4242,83	3,07	0,01%
pile 08	450	68253,70	76897,31	-8643,61	1,20	2470,06	1,79	0,01%
déviateur 16	465	22660,23	9760,61	12899,62	2,20	4092,82	2,96	0,01%
déviateur 17	495	24298,32	15689,96	8608,36	2,20	3697,47	2,67	0,01%
pile 09	510	64977,52	65038,61	-61,09	1,20	2901,34	2,10	0,01%
déviateur 18	522,5	21295,15	1748,45	19546,70	2,20	4705,20	3,40	0,01%
déviateur 19	547,5	16380,89	8591,23	7789,66	2,20	3622,05	2,62	0,01%
pile 10	560	74806,06	44359,24	30446,82	1,20	4434,40	3,21	0,01%
déviateur 20	570	23752,29	827,82	22924,47	2,20	5016,38	3,63	0,01%
déviateur 21	590	46139,50	16807,94	29331,56	2,20	5606,65	4,05	0,01%
fin	600	0,00	0,00	0,00	0,00	2904,41	2,10	0,01%

V.4.1. b .3. Pertes par relaxation des aciers :

$$\Delta\sigma_{rel} = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}(x)$$

On distingue des aciers :

- A relaxation normale RN
- A très basse relaxation TBR

Un acier est caractérisé par sa relaxation à 1000h exprimé % :

$\rho_{1000} = 2,5 \%$ pour les aciers à très basse relaxation

$\rho_{1000} = 0,8 \%$ pour les aciers à relaxation normale

σ_0 étant un coefficient pris égal à :

0,3 pour les armatures à relaxation normale

0,43 pour les armatures à très basse relaxation

0,35 pour les autres armatures

On prend $\mu_0 = 0,43$ et $\rho_{1000} = 2,5 \%$ pour les aciers T.B.R

f_{prg} : contrainte de rupture garantie 1860 Mpa

$\Delta\sigma_{pi}(x)$: contrainte totale instantanée au point x après perte de tension

$$\sigma_{pi}(x) = \frac{P_0(1 - \Delta F_i)}{A_p}$$

$$\Delta F_{rel} = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{pi}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \sigma_{pi}(x) \times A_p$$

section	X(m)	ΔF inst	$\sigma_{pi}(x)(kn/m^2)$	Δf	$\Delta f/P_0$
about	0	3,46%	356554,661	6,67	0,02442%

déviateur 01	10	3,80%	355290,818	6,62	0,02424%
déviateur 02	30	5,19%	350184,88	6,43	0,02354%
pile 01	40	4,89%	351268,425	6,47	0,02369%
déviateur 03	52,5	4,59%	352393,658	6,51	0,02384%
déviateur 04	77,5	4,35%	353272,668	6,54	0,02396%
pile02	90	4,25%	353627,407	6,56	0,02401%
déviateur 05	105	4,38%	353161,751	6,54	0,02395%
déviateur 05	135	4,20%	353813,063	6,56	0,02404%
pile 03	150	4,35%	353270,46	6,54	0,02396%
déviateur 06	165	4,50%	352715,783	6,52	0,02389%
déviateur 07	195	4,21%	353780,475	6,56	0,02403%
pile 04	210	4,32%	353365,423	6,55	0,02398%
déviateur 08	225	4,47%	352835,422	6,53	0,02390%
déviateur 09	255	4,21%	353791,192	6,56	0,02404%
pile 05	270	4,33%	353351,498	6,55	0,02398%
déviateur 10	285	4,48%	352796,644	6,52	0,02390%
déviateur 11	315	4,22%	353768,537	6,56	0,02403%
pile 06	330	4,33%	353351,976	6,55	0,02398%
déviateur 12	345	4,48%	352807,362	6,53	0,02390%
déviateur 13	375	4,21%	353798,933	6,56	0,02404%
pile 07	390	4,32%	353373,923	6,55	0,02398%
déviateur 14	405	4,48%	352797,083	6,52	0,02390%
déviateur 15	435	4,24%	353687,625	6,56	0,02402%
pile 08	450	4,35%	353285,657	6,54	0,02397%
déviateur 16	465	4,47%	352827,479	6,53	0,02390%
déviateur 17	495	4,13%	354102,459	6,57	0,02408%
pile 09	510	4,26%	353619,163	6,56	0,02401%
déviateur 18	522,5	4,66%	352137,274	6,50	0,02381%
déviateur 19	547,5	4,26%	353599,102	6,55	0,02401%
pile 10	560	4,84%	351459,405	6,47	0,02372%
déviateur 20	570	5,42%	349314,689	6,40	0,02342%
déviateur 21	590	3,70%	355691,064	6,63	0,02430%
fin	600	3,01%	358238,919	6,73	0,02465%

V-5. Calcul des pertes totales différées :

$$\Delta F_d = \Delta F_{rat} + \Delta F_{fl} + \frac{5}{6} \Delta F_{rel}$$

section	X(m)	Δf fluage	retrait	relaxation	Δf diff
---------	------	-----------	---------	------------	---------

about	0	0,08%	1%	0,02442%	0,91970%
déviateur 01	10	0,13%	1%	0,02424%	0,97127%
déviateur 02	30	0,13%	1%	0,02354%	0,97362%
pile 01	40	0,12%	1%	0,02369%	0,95649%
déviateur 03	52,5	0,10%	1%	0,02384%	0,94347%
déviateur 04	77,5	0,11%	1%	0,02396%	0,95527%
pile 02	90	0,08%	1%	0,02401%	0,92017%
déviateur 05	105	0,10%	1%	0,02395%	0,93950%
déviateur 05	135	0,11%	1%	0,02404%	0,95140%
pile 03	150	0,07%	1%	0,02396%	0,90723%
déviateur 06	165	0,12%	1%	0,02389%	0,95572%
déviateur 07	195	0,22%	1%	0,02403%	1,06464%
pile 04	210	0,07%	1%	0,02398%	0,91076%
déviateur 08	225	0,11%	1%	0,02390%	0,95127%
déviateur 09	255	0,11%	1%	0,02404%	0,95247%
pile 05	270	0,07%	1%	0,02398%	0,90997%
déviateur 10	285	0,11%	1%	0,02390%	0,95217%
déviateur 11	315	0,11%	1%	0,02403%	0,95228%
pile 06	330	0,07%	1%	0,02398%	0,90999%
déviateur 12	345	0,11%	1%	0,02390%	0,95233%
déviateur 13	375	0,11%	1%	0,02404%	0,95149%
pile 07	390	0,07%	1%	0,02398%	0,91069%
déviateur 14	405	0,11%	1%	0,02390%	0,95215%
déviateur 15	435	0,11%	1%	0,02402%	0,95553%
pile 08	450	0,07%	1%	0,02397%	0,90749%
déviateur 16	465	0,11%	1%	0,02390%	0,95135%
déviateur 17	495	0,10%	1%	0,02408%	0,94083%
pile 09	510	0,08%	1%	0,02401%	0,91921%
déviateur 18	522,5	0,13%	1%	0,02381%	0,96784%
déviateur 19	547,5	0,10%	1%	0,02401%	0,93872%
pile 10	560	0,12%	1%	0,02372%	0,96041%
déviateur 20	570	0,14%	1%	0,02342%	0,97587%
déviateur 21	590	0,15%	1%	0,02430%	0,99273%
fin	600	0,08%	1%	0,02465%	0,91994%

V-6. Calcul des pertes totales :

$$\Delta F = \Delta F_{\text{instantanées}} + \Delta F_{\text{différés}}$$

section	X(m)	Δf diff	ΔF inst	tt
about	0	0,91970%	3,46%	4,38%

déviateur 01	10	0,97127%	3,80%	4,77%
déviateur 02	30	0,97362%	5,19%	6,16%
pile 01	40	0,95649%	4,89%	5,85%
déviateur 03	52,5	0,94347%	4,59%	5,53%
déviateur 04	77,5	0,95527%	4,35%	5,31%
pile02	90	0,92017%	4,25%	5,17%
déviateur 05	105	0,93950%	4,38%	5,32%
déviateur 05	135	0,95140%	4,20%	5,15%
pile 03	150	0,90723%	4,35%	5,26%
déviateur 06	165	0,95572%	4,50%	5,46%
déviateur 07	195	1,06464%	4,21%	5,28%
pile 04	210	0,91076%	4,32%	5,24%
déviateur 08	225	0,95127%	4,47%	5,42%
déviateur 09	255	0,95247%	4,21%	5,16%
pile 05	270	0,90997%	4,33%	5,24%
déviateur 10	285	0,95217%	4,48%	5,43%
déviateur 11	315	0,95228%	4,22%	5,17%
pile 06	330	0,90999%	4,33%	5,24%
déviateur 12	345	0,95233%	4,48%	5,43%
déviateur 13	375	0,95149%	4,21%	5,16%
pile 07	390	0,91069%	4,32%	5,23%
déviateur 14	405	0,95215%	4,48%	5,43%
déviateur 15	435	0,95553%	4,24%	5,19%
pile 08	450	0,90749%	4,35%	5,25%
déviateur 16	465	0,95135%	4,47%	5,42%
déviateur 17	495	0,94083%	4,13%	5,07%
pile 09	510	0,91921%	4,26%	5,18%
déviateur 18	522,5	0,96784%	4,66%	5,63%
déviateur 19	547,5	0,93872%	4,26%	5,20%
pile 10	560	0,96041%	4,84%	5,80%
déviateur 20	570	0,97587%	5,42%	6,40%
déviateur 21	590	0,99273%	3,70%	4,69%
fin	600	0,91994%	3,01%	3,93%

V-7. Calcul des pertes dans les câbles de poussage :

V-7. 1. Calcul des pertes instantanées :**V-7. 1. a. Pertes Par Frottement :**

$$\Delta F_p = P_0 (1 - e^{(-f \alpha - \varphi l)})$$

$$P_0 = 1861.488 \text{ KN}$$

$$f = 0$$

$$\varphi = 0.001$$

Les calculs sont dans le tableau suivant :

PLOT	L(m)	α (rad)	P0inf(kn)	P0 sup(kn)	Δf inf	Δf sup	Δf inf/P0 inf	Δf sup/P0 sup
1	26,5	0	41057,49	131383,96	1088,02	3481,67	2,65%	2,65%
2	25	0	49268,98	102643,72	1231,72	2566,09	2,50%	2,50%
3	25	0	41057,49	106749,46	1026,44	2668,74	2,50%	2,50%
4	30	0	41057,49	106749,46	1231,72	3202,48	3,00%	3,00%
5	30	0	41057,49	102643,72	1231,72	3079,31	3,00%	3,00%
6	30	0	41057,49	102643,72	1231,72	3079,31	3,00%	3,00%
7	30	0	41057,49	102643,72	1231,72	3079,31	3,00%	3,00%
8	30	0	41057,49	106749,46	1231,72	3202,48	3,00%	3,00%
9	30	0	41057,49	102643,72	1231,72	3079,31	3,00%	3,00%
10	30	0	41057,49	102643,72	1231,72	3079,31	3,00%	3,00%
11	30	0	41057,49	106749,46	1231,72	3202,48	3,00%	3,00%
12	30	0	45163,24	106749,46	1354,90	3202,48	3,00%	3,00%
13	30	0	41057,49	102643,72	1231,72	3079,31	3,00%	3,00%
14	30	0	41057,49	102643,72	1231,72	3079,31	3,00%	3,00%
15	30	0	41057,49	98537,97	1231,72	2956,14	3,00%	3,00%
16	30	0	41057,49	102643,72	1231,72	3079,31	3,00%	3,00%
17	30	0	41057,49	102643,72	1231,72	3079,31	3,00%	3,00%
18	30	0	41057,49	102643,72	1231,72	3079,31	3,00%	3,00%
19	25	0	32845,99	94432,22	821,15	2360,81	2,50%	2,50%
20	25	0	24634,49	69797,73	615,86	1744,94	2,50%	2,50%
21	26,5	0	28740,24	57480,48	761,62	1523,23	2,65%	2,65%

V-7. 1. b. Pertes par recul d'ancrage :

Si ΔF et la perte due au recul d'ancrage, on peut écrire :

$$\Delta F = P_0(\varphi) \times X \text{ et}$$

$$X = \sqrt{\frac{g \times E_a}{\sigma_{P0}(\varphi)}}$$

G : l'intensité de recul d'ancrage est de **5 mm**

E_a : Module d'élasticité de l'acier **196000MPa**

P0 : Contrainte à l'ancrage

L : longueur totale du câble

φ = 0.001

Les calculs sont dans le tableau suivant :

plot	d(m)	α(rad)	ΔF1 sup	ΔF2 inf	ΔF1anc sup/P0	ΔF2anc inf/P0
1	19,95	0	2534,29	791,97	1,93%	1,93%
2	19,95	0	1979,92	950,36	1,93%	1,93%
3	19,95	0	2059,11	791,97	1,93%	1,93%
4	19,95	0	2059,11	791,97	1,93%	1,93%
5	19,95	0	1979,92	791,97	1,93%	1,93%
6	19,95	0	1979,92	791,97	1,93%	1,93%
7	19,95	0	1979,92	791,97	1,93%	1,93%
8	19,95	0	2059,11	791,97	1,93%	1,93%
9	19,95	0	1979,92	791,97	1,93%	1,93%
10	19,95	0	1979,92	791,97	1,93%	1,93%
11	19,95	0	2059,11	791,97	1,93%	1,93%
12	19,95	0	2059,11	871,16	1,93%	1,93%
13	19,95	0	1979,92	791,97	1,93%	1,93%
14	19,95	0	1979,92	791,97	1,93%	1,93%
15	19,95	0	1900,72	791,97	1,93%	1,93%
16	19,95	0	1979,92	791,97	1,93%	1,93%
17	19,95	0	1979,92	791,97	1,93%	1,93%
18	19,95	0	1979,92	791,97	1,93%	1,93%
19	19,95	0	1821,52	633,57	1,93%	1,93%
20	19,95	0	1346,34	475,18	1,93%	1,93%
21	19,95	0	1108,75	554,38	1,93%	1,93%

V-7. 1. c. Pertes par raccourcissement du béton :

Avec $P = nP_0(1 - \Delta F_f)$

P_0 : Force initiale de précontrainte

Les calculs sont dans le tableau suivant :

PLOT	L(m)	Po inf (kn)	Psup (kn)	P inf (kn)	P sup (kn)	ΔF sup	ΔF inf	ΔF sup/ P_0	ΔF inf/ P_0
1	26,5	41057,5	131384,0	39473,6	126315,4	392,32	122,6	0,96%	0,09%
2	25	49269,0	102643,7	47368,3	98683,9	306,5	147,12	0,62%	0,14%
3	25	41057,5	106749,5	39473,6	102631,2	318,76	122,6	0,78%	0,11%
4	30	41057,5	106749,5	39473,6	102631,2	318,76	122,6	0,78%	0,11%
5	30	41057,5	102643,7	39473,6	98683,9	306,5	122,6	0,75%	0,12%
6	30	41057,5	102643,7	39473,6	98683,9	306,5	122,6	0,75%	0,12%
7	30	41057,5	102643,7	39473,6	98683,9	306,5	122,6	0,75%	0,12%
8	30	41057,5	106749,5	39473,6	102631,2	318,76	122,6	0,78%	0,11%
9	30	41057,5	102643,7	39473,6	98683,9	306,5	122,6	0,75%	0,12%
10	30	41057,5	102643,7	39473,6	98683,9	306,5	122,6	0,75%	0,12%
11	30	41057,5	106749,5	39473,6	102631,2	318,76	122,6	0,78%	0,11%
12	30	45163,2	106749,5	43420,9	102631,2	318,76	134,86	0,71%	0,13%
13	30	41057,5	102643,7	39473,6	98683,9	306,5	122,6	0,75%	0,12%
14	30	41057,5	102643,7	39473,6	98683,9	306,5	122,6	0,75%	0,12%
15	30	41057,5	98538,0	39473,6	94736,5	294,24	122,6	0,72%	0,12%
16	30	41057,5	102643,7	39473,6	98683,9	306,5	122,6	0,75%	0,12%
17	30	41057,5	102643,7	39473,6	98683,9	306,5	122,6	0,75%	0,12%
18	30	41057,5	102643,7	39473,6	98683,9	306,5	122,6	0,75%	0,12%
19	25	32846,0	94432,2	31578,8	90789,2	281,98	98,08	0,86%	0,10%
20	25	24634,5	69797,7	23684,1	67105,0	208,42	73,56	0,85%	0,11%
21	26,5	28740,2	57480,5	27631,5	55263,0	171,64	85,82	0,60%	0,15%

V-7. 1. d. Calcul des pertes instantanées :

$$\Delta I_{\text{instantanées}} = \Delta F_{\text{rac}} + \Delta F_{\text{rac}} + \Delta F_{\text{frot}}$$

plot	$\Delta F_{1\text{anc}}$ sup/ P_0	$\Delta F_{2\text{anc}}$ inf/ P_0	Δf frou inf/ P_0 inf frou	Δf sup/ P_0 sup	ΔF sup/ P_0	ΔF inf/ P_0	ΔF inst	ΔF sup/ P_0 ins
1	1,93%	1,93%	2,65%	2,65%	0,96%	0,09%	4,67%	5,53%
2	1,93%	1,93%	2,50%	2,50%	0,62%	0,14%	4,57%	5,05%
3	1,93%	1,93%	2,50%	2,50%	0,78%	0,11%	4,54%	5,21%
4	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,78%	0,11%	5,04%	5,71%
5	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,75%	0,12%	5,05%	5,68%
6	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,75%	0,12%	5,05%	5,68%
7	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,75%	0,12%	5,05%	5,68%
8	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,78%	0,11%	5,04%	5,71%
9	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,75%	0,12%	5,05%	5,68%

10	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,75%	0,12%	5,05%	5,68%
11	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,78%	0,11%	5,04%	5,71%
12	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,71%	0,13%	5,06%	5,63%
13	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,75%	0,12%	5,05%	5,68%
14	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,75%	0,12%	5,05%	5,68%
15	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,72%	0,12%	5,05%	5,65%
16	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,75%	0,12%	5,05%	5,68%
17	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,75%	0,12%	5,05%	5,68%
18	1,93%	1,93%	3,00%	3,00%	0,75%	0,12%	5,05%	5,68%
19	1,93%	1,93%	2,50%	2,50%	0,86%	0,10%	4,53%	5,29%
20	1,93%	1,93%	2,50%	2,50%	0,85%	0,11%	4,53%	5,27%
21	1,93%	1,93%	2,65%	2,65%	0,60%	0,15%	4,73%	5,18%

V-8. Pertes de tension différées :

V-8. 1. A. Pertes de tension dues au retrait du béton (poussage) :

Le principe de calcul est le même avec le cas d'exploitation :

- Les pertes à $t_0=14$ jours :
 $r(t_0)=0.84$
 $\Delta\sigma_r(t)=9.408 \text{ Mpa}$
 $\Delta f_{ret}=11 \times 5.29 \times 1668=97.06 \text{ KN}$
 $\Delta f_{ret}/p_0=0.63\%$
- Les pertes a $t_0=28$ jours
 $r(t_0)=0.91$
 $\Delta\sigma_r(t)=5.29 \text{ Mpa}$
 $\Delta f_{ret}=11 \times 5.29 \times 1668=97.06 \text{ KN}$
 $\Delta f_{ret}/p_0=0.35\%$

V-8. 1. b. Pertes dues au fluage du béton :

- Pertes entre 14 et 28j :

$$P=n \times P_0 (1 - \Delta P_{\text{instantané}})$$

PLOT	l(m)	$\sigma_{b0}(\text{kn/m}^2)$	ΔF_{14-28}	$\Delta F_{14-28} \text{ sup}/P_0$	$\Delta F_{14-28} \text{ inf}/P_0$
1	26,5	300	2,217	0,00028%	0,009%
2	25	300	2,217	0,00035%	0,008%
3	25	300	2,217	0,00034%	0,009%
4	30	300	2,217	0,00034%	0,009%
5	30	300	2,217	0,00035%	0,009%

6	30	300	2,217	0,00035%	0,009%
7	30	300	2,217	0,00035%	0,009%
8	30	300	2,217	0,00034%	0,009%
9	30	300	2,217	0,00035%	0,009%
10	30	300	2,217	0,00035%	0,009%
11	30	300	2,217	0,00034%	0,009%
12	30	300	2,217	0,00034%	0,008%
13	30	300	2,217	0,00035%	0,009%
14	30	300	2,217	0,00035%	0,009%
15	30	300	2,217	0,00037%	0,009%
16	30	300	2,217	0,00035%	0,009%
17	30	300	2,217	0,00035%	0,009%
18	30	300	2,217	0,00035%	0,009%
19	25	300	2,217	0,00038%	0,011%
20	25	300	2,217	0,00052%	0,015%
21	26,5	300	2,217	0,00063%	0,013%

- Pertes entre 28 jours et ∞

$$P = nP_0 (1 - \Delta F_i - \Delta F_{f14})$$

Les calculs sont dans le tableau suivant :

PLOT	l(m)	$\sigma_{B0}(\text{kn/m}^2)$	$\Delta F_{28-\infty}$	$\Delta F_{28-\infty} \text{ sup}/P_0$	$\Delta F_{28-\infty} \text{ inf}/P_0$
1	26,5	300	0,22	0,00028%	0,001%
2	25	300	0,22	0,00035%	0,001%
3	25	300	0,22	0,00034%	0,001%
4	30	300	0,22	0,00034%	0,001%
5	30	300	0,22	0,00035%	0,001%
6	30	300	0,22	0,00035%	0,001%
7	30	300	0,22	0,00035%	0,001%
8	30	300	0,22	0,00034%	0,001%
9	30	300	0,22	0,00035%	0,001%
10	30	300	0,22	0,00035%	0,001%
11	30	300	0,22	0,00034%	0,001%
12	30	300	0,22	0,00034%	0,001%
13	30	300	0,22	0,00035%	0,001%
14	30	300	0,22	0,00035%	0,001%
15	30	300	0,22	0,00037%	0,001%
16	30	300	0,22	0,00035%	0,001%
17	30	300	0,22	0,00035%	0,001%
18	30	300	0,22	0,00035%	0,001%
19	25	300	0,22	0,00038%	0,001%
20	25	300	0,22	0,00052%	0,001%

21	26,5	300	0,22	0,00063%	0,001%
----	------	-----	------	----------	--------

V-8. 1. c. Pertes dues à la relaxation des aciers :

$$\Delta F_{rel} = \frac{6}{100} \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_{Pi}(x)}{f_{Pr g}} - \mu_0 \right) \sigma_{Pi}(x) \times A_p$$

Les calculs sont dans le tableau suivant :

PLOT	l(m)	ΔF inst inf	ΔF inst sup	σ _{pi} (x) sup	σ _{pi} (x) inf	ΔF inf	ΔF sup	ΔF inf/P0	ΔF sup/P0
1	26,5	4,67%	5,53%	348971,5	352156,7	6,50	6,38	0,0262%	0,008%
2	25	4,57%	5,05%	350757,4	352526,0	6,51	6,45	0,0219%	0,010%
3	25	4,54%	5,21%	350187,4	352631,2	6,52	6,43	0,0263%	0,010%
4	30	5,04%	5,71%	348340,4	350784,1	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
5	30	5,05%	5,68%	348450,7	350767,2	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
6	30	5,05%	5,68%	348450,7	350767,2	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
7	30	5,05%	5,68%	348450,7	350767,2	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
8	30	5,04%	5,71%	348340,4	350784,1	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
9	30	5,05%	5,68%	348450,7	350767,2	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
10	30	5,05%	5,68%	348450,7	350767,2	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
11	30	5,04%	5,71%	348340,4	350784,1	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
12	30	5,06%	5,63%	348601,1	350741,7	6,45	6,37	0,0236%	0,010%
13	30	5,05%	5,68%	348450,7	350767,2	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
14	30	5,05%	5,68%	348450,7	350767,2	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
15	30	5,05%	5,65%	348561,0	350748,8	6,45	6,37	0,0260%	0,011%
16	30	5,05%	5,68%	348450,7	350767,2	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
17	30	5,05%	5,68%	348450,7	350767,2	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
18	30	5,05%	5,68%	348450,7	350767,2	6,45	6,36	0,0260%	0,010%
19	25	4,53%	5,29%	349884,1	352671,8	6,52	6,42	0,0328%	0,011%
20	25	4,53%	5,27%	349930,0	352666,2	6,52	6,42	0,0438%	0,015%
21	26,5	4,73%	5,18%	350295,2	351949,8	6,49	6,43	0,0374%	0,019%

V-8. 1. d. Pertes de tension différées :

$$\Delta f_d = \Delta F_{rat} + \Delta F_{fl} + \frac{5}{6} \Delta F_{rel}$$

plot	retrait	fluage sup	fluage inf	rlaxation sup	relaxation inf	Δf diff sup	Δf diff inf
1	0,98%	0,00028%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00210%	0,996%

2	0,98%	0,00035%	0,008%	0,02%	0,01%	0,99858%	0,996%
3	0,98%	0,00034%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00222%	0,997%
4	0,98%	0,00034%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00199%	0,997%
5	0,98%	0,00035%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00200%	0,998%
6	0,98%	0,00035%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00200%	0,998%
7	0,98%	0,00035%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00200%	0,998%
8	0,98%	0,00034%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00199%	0,997%
9	0,98%	0,00035%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00200%	0,998%
10	0,98%	0,00035%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00200%	0,998%
11	0,98%	0,00034%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00199%	0,997%
12	0,98%	0,00034%	0,008%	0,02%	0,01%	1,00002%	0,996%
13	0,98%	0,00035%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00200%	0,998%
14	0,98%	0,00035%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00200%	0,998%
15	0,98%	0,00037%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00201%	0,998%
16	0,98%	0,00035%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00200%	0,998%
17	0,98%	0,00035%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00200%	0,998%
18	0,98%	0,00035%	0,009%	0,03%	0,01%	1,00200%	0,998%
19	0,98%	0,00038%	0,011%	0,03%	0,01%	1,00774%	1,001%
20	0,98%	0,00052%	0,015%	0,04%	0,02%	1,01700%	1,008%
21	0,98%	0,00063%	0,013%	0,04%	0,02%	1,01177%	1,008%

V-8. 1. e. Calcul des pertes totales :

$$\Delta F = \Delta F_{\text{instantanées}} + \Delta F_{\text{différés}}$$

plot	ΔF inf/PO instantané	ΔF sup/PO instantané	Δf diff sup	Δf diff inf	Δf sup total	Δf inf total
1	4,67%	5,53%	1,00210%	0,996%	6,53656%	5,668%
2	4,57%	5,05%	0,99858%	0,996%	6,04959%	5,568%
3	4,54%	5,21%	1,00222%	0,997%	6,20752%	5,541%
4	5,04%	5,71%	1,00199%	0,997%	6,70729%	6,041%
5	5,05%	5,68%	1,00200%	0,998%	6,67744%	6,046%
6	5,05%	5,68%	1,00200%	0,998%	6,67744%	6,046%
7	5,05%	5,68%	1,00200%	0,998%	6,67744%	6,046%
8	5,04%	5,71%	1,00199%	0,997%	6,70729%	6,041%
9	5,05%	5,68%	1,00200%	0,998%	6,67744%	6,046%
10	5,05%	5,68%	1,00200%	0,998%	6,67744%	6,046%
11	5,04%	5,71%	1,00199%	0,997%	6,70729%	6,041%
12	5,06%	5,63%	1,00002%	0,996%	6,63473%	6,052%
13	5,05%	5,68%	1,00200%	0,998%	6,67744%	6,046%
14	5,05%	5,68%	1,00200%	0,998%	6,67744%	6,046%
15	5,05%	5,65%	1,00201%	0,998%	6,64759%	6,051%
16	5,05%	5,68%	1,00200%	0,998%	6,67744%	6,046%
17	5,05%	5,68%	1,00200%	0,998%	6,67744%	6,046%

18	5,05%	5,68%	1,00200%	0,998%	6,67744%	6,046%
19	4,53%	5,29%	1,00774%	1,001%	6,29515%	5,533%
20	4,53%	5,27%	1,01700%	1,008%	6,29197%	5,542%
21	4,73%	5,18%	1,01177%	1,008%	6,18790%	5,737%

V-8. 2. Vérification des contraintes Vérification des contraintes en V-8.

V-8. 2. a. phase de construction :

La vérification des contraintes se fera au niveau des appuis et en travée (**sections dangereuses**), et elle se fera lorsque l'ouvrage n'est pas chargé (**à vide**) et lors de l'application de la surcharge (**en charge**).

V-8. 2. a.1. Pour les fibres inférieures :

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e}{\frac{I}{V'}} - \frac{M_{\max}}{\frac{I}{V'}} \leq 0,6 f_{c28}$$

plot	Δf inf tt	P(kn)	p définitive(kn)	M _{max} (kn.m)	σ _b (kn.m ²)	0,6*fc28 (kn.m ²)	conclusion
1	5,668%	41057,4864	38730,37393	58011,52	7561,66741	30000	verifiée
2	5,568%	49268,9837	46525,48167	75624,08	8430,5246	30000	verifiée
3	5,541%	41057,4864	38782,46053	60594,63	7296,27649	30000	verifiée
4	6,041%	41057,4864	38577,20941	61707,04	7100,02099	30000	verifiée
5	6,046%	41057,4864	38575,18617	60476,7	7234,63002	30000	verifiée
6	6,046%	41057,4864	38575,18617	64285,65	6815,64552	30000	verifiée
7	6,046%	41057,4864	38575,18617	64951,56	6742,39542	30000	verifiée
8	6,041%	41057,4864	38577,20941	61001,81	7177,59629	30000	verifiée
9	6,046%	41057,4864	38575,18617	58857,92	7412,69582	30000	verifiée
10	6,046%	41057,4864	38575,18617	58439,04	7458,77262	30000	verifiée
11	6,041%	41057,4864	38577,20941	62225,48	7042,99259	30000	verifiée
12	6,052%	45163,235	42430,1076	64498,46	8180,00813	30000	verifiée
13	6,046%	41057,4864	38575,18617	57911,44	7516,80862	30000	verifiée

14	6,046%	41057,4864	38575,18617	62310,48	7032,91422	30000	verifiée
15	6,051%	41057,4864	38572,99433	59558,46	7334,84736	30000	verifiée
16	6,046%	41057,4864	38575,18617	61036,63	7173,03772	30000	verifiée
17	6,046%	41057,4864	38575,18617	61633,52	7107,37982	30000	verifiée
18	6,046%	41057,4864	38575,18617	59807,07	7308,28932	30000	verifiée
19	5,533%	32845,9891	31028,487	49081,86	5771,25072	30000	verifiée
20	5,542%	24634,4918	23269,24948	34517,84	4579,96741	30000	verifiée
21	5,737%	28740,2405	27091,55327	39087,75	5453,30668	30000	verifiée

V-8. 2. a.2. Pour les fibres supérieures :

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e}{\frac{I}{V}} + \frac{M_{\min}}{\frac{I}{V}} \leq 0.6 f_{c28}$$

plot	Δf sup total	P0 sup (kn)	p définitive (kn)	M(kn.m)	σ sup (kn.m ²)	0,6*fc28 (kn.m ²)	conclusion
1	6,53656%	131383,96	122795,9693	-123067,52	15944,467	30000	vérifiée
2	6,04959%	102643,72	96434,18938	-98635,92	12382,323	30000	vérifiée
3	6,20752%	106749,46	100122,9738	-100569,85	12984,705	30000	vérifiée
4	6,70729%	106749,46	99589,47369	-100484,45	12883,983	30000	vérifiée
5	6,67744%	102643,72	95789,74757	-97574,4	12327,742	30000	vérifiée
6	6,67744%	102643,72	95789,74757	-98590,5	12256,615	30000	vérifiée
7	6,67744%	102643,72	95789,74757	-98776,17	12243,618	30000	vérifiée
8	6,70729%	106749,46	99589,47369	-99889,85	12925,605	30000	vérifiée
9	6,67744%	102643,72	95789,74757	-98233,02	12281,638	30000	vérifiée
10	6,67744%	102643,72	95789,74757	-97880,17	12306,338	30000	vérifiée
11	6,70729%	106749,46	99589,47369	-100699,94	12868,899	30000	vérifiée
12	6,63473%	106749,46	99666,92318	-98614,51	13030,369	30000	vérifiée
13	6,67744%	102643,72	95789,74757	-98406,14	12269,52	30000	vérifiée
14	6,67744%	102643,72	95789,74757	-98477,18	12264,547	30000	vérifiée
15	6,64759%	98537,967	91987,56946	-94406,14	11789,084	30000	vérifiée
16	6,67744%	102643,72	95789,74757	-99406,14	12199,52	30000	vérifié
17	6,67744%	102643,72	95789,74757	-98496,9	12263,167	30000	vérifiée
18	6,67744%	102643,72	95789,74757	-98233,08	12281,634	30000	vérifiée
19	6,29515%	94432,219	88487,56479	-90193,26	11383,985	30000	vérifiée
20	6,29197%	69797,727	65406,07753	-64322,47	8578,6426	30000	vérifiée
21	6,18790%	57480,481	53923,64654	-53672,99	7027,62	30000	vérifiée

V-9. Vérification des contraintes en phase de service :

✓ à mi-travée

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e}{\frac{I}{V'}} - \frac{M_g}{\frac{I}{V'}} - \frac{M_{hyp}}{\frac{I}{V'}} \leq 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots \text{En fibre inférieure}$$

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e}{\frac{I}{V}} + \frac{M_g}{\frac{I}{V}} + \frac{M_{hyp}}{\frac{I}{V}} \leq \overline{ft} \text{ En fibres supérieures}$$

✓ Sur appui

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e}{\frac{I}{V}} - \frac{M_g}{\frac{I}{V}} + \frac{M_{hyp}}{\frac{I}{V}} \leq 0.6 f_{c28} \dots \dots \dots \text{En fibre supérieures}$$

$$\frac{P}{S} + \frac{P \times e}{\frac{I}{V'}} + \frac{M_g}{\frac{I}{V'}} - \frac{M_{hyp}}{\frac{I}{V'}} \leq \overline{ft} \quad \text{Fibres inférieures}$$

P ; après la perte de tension

section	pert total	m _{unitaire}	p def(kn)	M définitive(kn.m)	σ _{b0} (kn.m ²)	0,6*fc28(KN/m2)	conclusion
about	4,38%	0	26105,4	0,0	2777,2	30000	vérifiée
déviateur 01	4,77%	-1,69	25997,9	20748,4	4155,9	30000	vérifiée
déviateur 02	6,16%	-0,87	25619,9	21973,0	4197,7	30000	vérifiée
pile 01	5,85%	2,74	25704,6	27582,5	5737,7	30000	vérifiée
déviateur 03	5,53%	-0,6	25791,4	9762,3	3397,9	30000	vérifiée
déviateur 04	5,31%	-0,6	25853,1	14443,1	3718,0	30000	vérifiée
pile02	5,17%	2,38	25888,9	641,3	2824,0	30000	vérifiée
déviateur 05	5,32%	-0,89	25849,2	8128,7	3294,6	30000	vérifiée
déviateur 05	5,15%	-0,83	25894,1	12865,4	3616,7	30000	vérifiée
pile 03	5,26%	2,5	25866,1	-8832,1	1790,1	30000	vérifiée
déviateur 06	5,46%	-0,81	25811,8	14656,4	3727,9	30000	vérifiée
déviateur 07	5,28%	-2,47	25860,8	58276,4	6655,8	30000	vérifiée
pile 04	5,24%	2,47	25872,1	-6250,1	2071,9	30000	vérifiée
déviateur 08	5,42%	-0,83	25821,9	12865,4	3609,0	30000	vérifiée
déviateur 09	5,16%	-0,83	25892,2	13292,6	3645,1	30000	vérifiée

pile 05	5,24%	2,48	25871,3	-6831,6	2008,5	30000	vérifiée
déviateur 10	5,43%	-0,82	25818,8	13229,0	3633,0	30000	vérifiée
déviateur 11	5,17%	-0,82	25890,6	13220,4	3640,1	30000	vérifiée
pile 06	5,24%	2,48	25871,3	-6814,5	2010,3	30000	vérifiée
déviateur 12	5,43%	-0,83	25819,5	13292,6	3637,4	30000	vérifiée
déviateur 13	5,16%	-0,83	25893,0	12899,6	3618,9	30000	vérifiée
pile 07	5,23%	2,47	25872,8	-6301,5	2066,3	30000	vérifiée
déviateur 14	5,43%	-0,82	25818,8	13220,4	3632,5	30000	vérifiée
déviateur 15	5,19%	-0,81	25883,7	14528,0	3727,0	30000	vérifiée
pile 08	5,25%	2,5	25867,1	-8643,6	1810,7	30000	vérifiée
déviateur 16	5,42%	-0,83	25821,3	12899,6	3611,2	30000	vérifiée
déviateur 17	5,07%	-0,89	25918,4	8608,4	3334,1	30000	vérifiée
pile 09	5,18%	2,38	25888,6	-61,1	2747,5	30000	vérifiée
déviateur 18	5,63%	-0,78	25765,8	19546,7	4050,7	30000	vérifiée
déviateur 19	5,20%	-0,6	25881,8	7789,7	3275,3	30000	vérifiée
pile 10	5,80%	2,74	25717,7	30446,8	6050,9	30000	vérifiée
déviateur 20	6,40%	-0,87	25554,9	22924,5	4254,6	30000	vérifiée
déviateur 21	4,69%	-1,69	26021,7	29331,6	4733,5	30000	vérifiée
fin	3,93%	0	26229,9	0,0	2790,4	30000	vérifiée

Chapitre VI :

étude transversale

VI-1. CALCUL DES SOLLICITATIONS :

Le calcul des sollicitations est effectué par le logiciel **ROBOT MILLENIUM**, les charges et surcharges (A(L), B_c, B_t, Mc120,D240 et ST) sont disposées dans le sens transversal suivant les règlements en vigueur, de façon à obtenir les sollicitations maximales.

Les calculs sont faits à l'ELU ($1,35 G + 1,6 Q$) et à l'ELS ($G + 1,2 Q$), les résultats sont exprimés dans les diagrammes pour les combinaisons les plus défavorables.

Actions	ELU	ELS
Poids propre (G)	1,35	1
Surcharge A (L)	1,6	1,2
Surcharge de Trottoirs	1,6	1,2
Système B _c	1,6	1,2
Système B _t	1,6	1,2
Système MC120	1,6	1,2
Gradient thermique ($\Delta\theta$)	0	0,5

VI-1. a.La table supérieure :

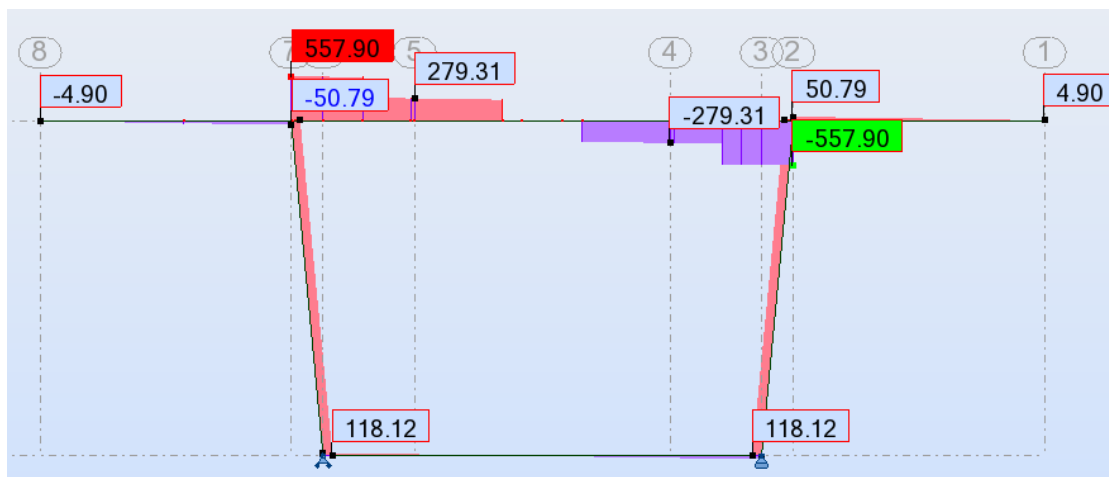
Moments fléchissant :



$$M_{\max_{\text{sup}}} = 375.23 \text{ KN.m} \longrightarrow G + 1.2 B_t + 1.2 ST_2 + 0.5 \Delta\theta$$

$$M_{\max_{\text{inf}}} = 377.76 \text{ KN.m} \longrightarrow G + 1.2 B_t + 1.2 ST_2 + 0.5 \Delta\theta$$

Effort tranchant:



$$T_{\max_{\text{sup}}} = 557.90 \text{ kN} \implies G + 1.2 B_t + 1.2 ST_2$$

VI-1. b. La table inférieure :

Moments fléchissant :



$$M_{\max_{\text{sup}}} = 74.45 \text{ kN.m} \implies G + 1.2 B_t + 1.2 ST_2 + 0.5 \Delta \theta$$

VI-1. c.L'âme :

Moments fléchissant :



$$M_{\max_{\text{sup}}} = 292.27 \text{ kN.m} \implies G + 1.2 B_t + 1.2 ST_2 + 0.5 \Delta \theta$$

VI-2. CALCUL DU FERRAILLAGE :

Le ferrailage est calculé par le logiciel expert 2010 et par 01 mètre linéaire a **ULS** dans le cas on n'admettre pas des fissurations (fissuration très préjudiciable).

- ❖ Les hourdis supérieur et inférieure sont calculés en **flexion simple** pour 01 mètre linéaire.
- ❖ les âmes sont calculées en flexion composé.

VI-2.1. Calcul de Section en Flexion Simple :

- ❖ hourdis supérieure :

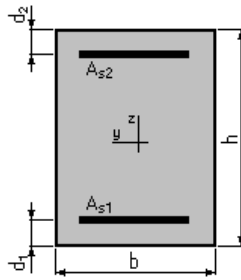
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 50,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	374,31	-360,83
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 35,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	$\Rightarrow$	5HA32 $A_s=40.21\text{cm}^2$
Section théorique	$A_{s2} = 34,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	$\Rightarrow$	5HA32 $A_s=40.21\text{cm}^2$
Section minimum	$A_{s \min} = 8,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 1,28 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,16 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 374,31$ (kN*m) $M_{\min} = -360,83$ (kN*m)

- Coefficient de sécurité: 1,00
- Position de l'axe neutre: $y = 16,9 \text{ (cm)}$
- Bras de levier: $Z = 49,4 \text{ (cm)}$
- Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,1 \text{ (MPa)}$
- Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 30,0 \text{ (MPa)}$
- Contrainte de l'acier:
 - Tendue: $\sigma_s = 211,2 \text{ (MPa)}$
 - Comprimée: $\sigma_s' = 63,3 \text{ (MPa)}$
- Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \lim} = 211,2 \text{ (MPa)}$

VI-2.1.Calcul de Section en Flexion Simple :

❖ hourdis inferieure :

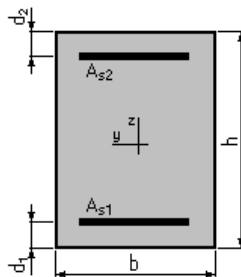
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 50,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 55,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	$M_{\max}$ (kN*m)	$M_{\min}$ (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	0,00	-74,45
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

- Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²) $\Rightarrow$ en prend comme armature de montage $A_s = 3.14$ cm² $\Rightarrow$ 4HA10
- Section théorique $A_{s2} = 8,1$ (cm²) $\Rightarrow$ 4HA16 $A_s = 8.04$ cm²
- Section minimum $A_{s\min} = 0,0$ (cm²)
- Théorique $\rho = 0,16$ (%)
- Minimum $\rho_{\min} = 0,16$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 0,00$ (kN*m) $M_{\min} = -74,45$ (kN*m)

- Coefficient de sécurité: 1,07
- Position de l'axe neutre: $y = 9,9$ (cm)
- Bras de levier: $Z = 46,7$ (cm)
- Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,4$ (MPa)
- Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 30,0$ (MPa)
- Contrainte de l'acier:
- Comprimée: $\sigma_s' = 17,0$ (MPa)
- Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s \text{ lim}} = 211,2$ (MPa)

VI-2.2.Calcul de Section en Flexion Composée (âme) :

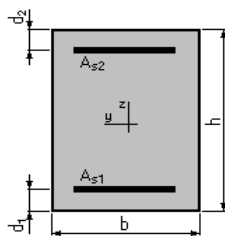
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 50,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 27,0$ (cm)
 $h = 100,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELS	532,93	292,77

4. Résultats:

Sections d'Acier:

- Section théorique $A_{s1} = 5,1$ (cm²) $\Rightarrow$ 5HA12 $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$
- Section théorique $A_{s2} = 5,1$ (cm²) $\Rightarrow$ 5HA12 $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$
- Section minimum $A_{s \text{ min}} = 10,2$ (cm²) Section maximum $A_{s \text{ max}} = 135,0$ (cm²)
- théorique $\rho = 0,38$ (%)
- minimum $\rho_{\text{min}} = 0,38$ (%) maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

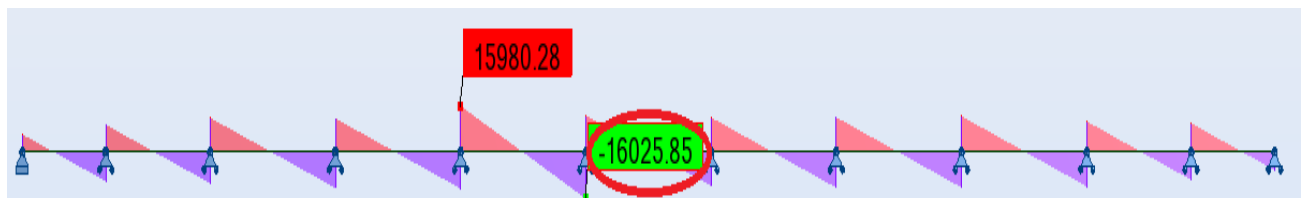
Cas N° 1: Type ELU **N = 532,93 (kN)** **M = 292,77 (kN*m)**

- Coefficient de sécurité: 2,64 Pivot: B
- Position de l'axe neutre: $y = 23,4$ (cm)
- Bras de levier: $Z = 85,8$ (cm)
- Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 9,92$ (‰)
- Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,25$ (‰)
- Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

VII-3. Ferrailage à l'effort tranchons :

❖ Sens longitudinal :



$$T_{\max} = 16025.85 \text{ KN} \implies 1.35 G + 1.6 A(L)_2 + 1.6 ST_2$$

VI-3.a. Calcul de diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \{ h/35 ; b_0/10 ; \Phi_l \} \implies \Phi_t = 12 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 4 \text{ HA } 12 \text{ pour chaque âme donc pour les deux âmes} \implies \Phi_t = 8 \text{ HA } 12$$

$$A_t = 9.05 \text{ cm}^2$$

VI-3.b. Calcul de l'espacement des cadres transversales :

$$st = \frac{A_t * 0.9 * f_e}{b_0 * \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}$$

$$\frac{9.05 * 0.9 * 500}{100 * 1.15 * 3.86} = 11 \text{ cm}$$

VI-4. Vérification on de la contrainte de cisaillement :

$$V_u = 16025 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$= \frac{16,025}{4,15} = 3.86 \text{ MPa} \leq 4 \text{ MPa} \text{ la condition est } \mathbf{vérifier}$$

❖ **Sens transversal :**

❖ **Hourdis supérieur :**

Calcul de Section à l'effort Tranchant

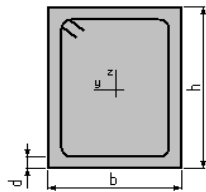
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 50,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration très préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 25,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	557,90	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 2,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,6 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 6,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Cadres: 12 $\varnothing 8$ (12 épingle)
 Espacement : $S_t = 8,5 \text{ (cm)}$

❖ Hourdis inférieur :

Calcul de Section à l'effort Tranchant

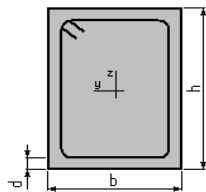
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 50,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration très préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 25,0 \text{ (cm)}$

$d = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

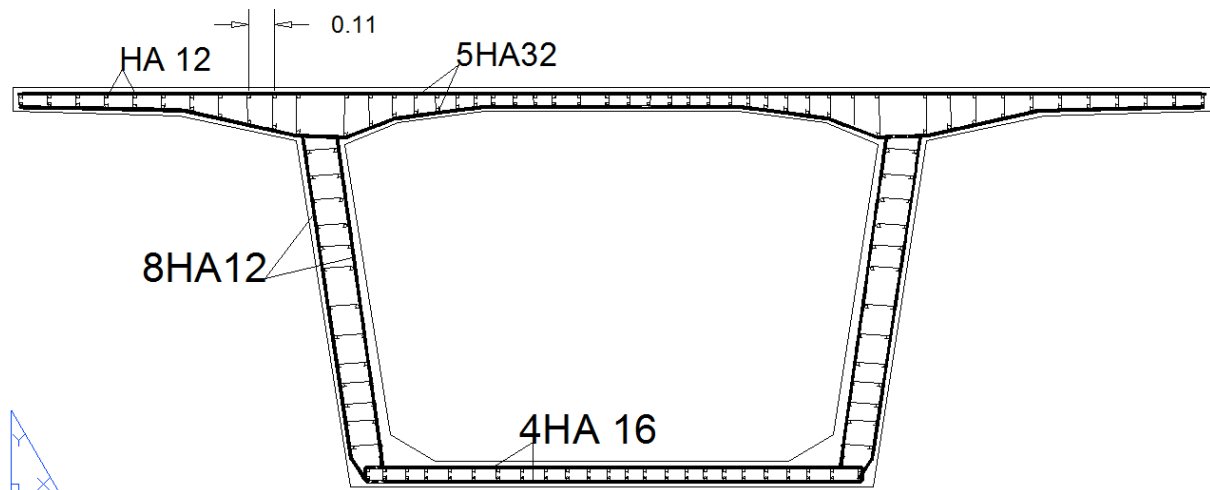
Cas N^0	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	40,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,2 \text{ (MPa)}$
 Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 4,6 \text{ (MPa)}$

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90 \text{ (deg)}$
 Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 1,3 \text{ (cm}^2\text{)}$
 Cadres: 10 $\varnothing 4$ (10 épingle)
 Espacement : $S_t = 13 \text{ (cm)}$



Chapitre VII : équipement de tablier

VII-1. JOINTS DE CHAUSSEE :

VIII-1.1. Définition :

Les joints de chaussée sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments métalliques identiques solidarisés aux deux parties de l'ouvrage au moyen de tiges précontraintes.

Dans la plus part des cas, il est inséré entre les éléments métalliques, un profil en élastomère qui empêche la pénétration des corps étrangers.

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur l'intensité du trafic et le souffle, on distingue :

Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules.

Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules.

Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules.

Tout en satisfaisant un certain nombre d'exigences:

VIII-1.1. a. Confort et esthétique :

- ✓ Souple, il assure la continuité de la surface de roulement quelle que soit l'importance de l'hiatus.
- ✓ Absence de bruits de vibrations.

VIII-1.1. b. Résistance :

- ✓ Le choix des matériaux constitutifs (nature et qualité), est garantir le bon comportement sous une circulation sans cesse croissante.

VIII-1.1. c. Etanche :

- ✓ En assurant la continuité de l'étanchéité, il participe activement à la protection de l'ouvrage équipé, et aussi une bonne évacuation des eaux.

VIII-1.1. d. Fiable :

- ✓ La pureté de sa conception et la simplicité de ces principes de fonctionnement lui confèrent son efficacité à long terme.

VII-1.2. Calcul du souffle des joints

Le joint est dimensionné classiquement pour les effets usuels (température, retrait, fluage, vent, freinage) comme si le pont était en zone asismique.

Sa réalisation, en revanche, tient compte du déplacement sismique pour minimiser les désordres dans ses lèvres supports (entrechoquement), en particulier pour les ponts du groupe 01.

En dimensionne les joints de chaussée avec la combinaison suivante :

$$W = W_D + 0.4W_T + W_S/3$$

W : souffle total du joint.

W_D : souffle des déformations différées (retrait+fluage), et la rotation de l'extrémité sous chargement.

W_T : souffle thermique.

W_S : souffle sismique.

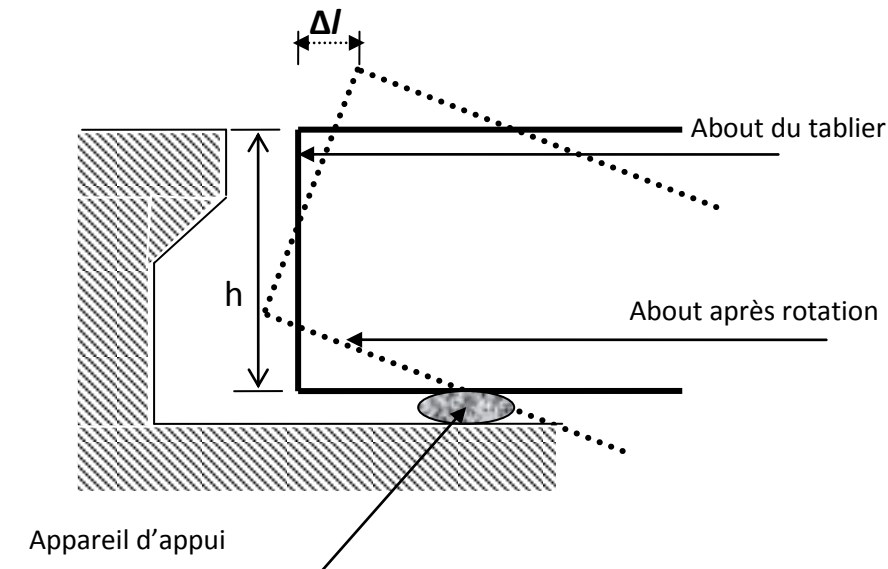
Notre pont est du groupe 02 donc on néglige le souffle sismique ($W_S=0$).

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur Δl des tabliers définissant donc le souffle du tablier.

VII-1.2.1. Souffle des déformations (W_D) :

Rotation d'extrémité sous chargement :

La rotation d'extrémité d'une poutre sous charge crée, au niveau du joint de chaussée, est un déplacement horizontal, $\Delta l = h \times \tan \alpha$ on accepte pour le dernier voussoir une rotation de 0.02 rad ce qui crée un déplacement de **5,0 cm**.



- **Retrait**

$$\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4} .$$

$$l/2 = 300 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 9 \text{ cm}$$

- **Fluage**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On

pourra prendre en première approximation $\frac{\Delta l}{l} = K_f \times 10^{-4}$

k_f : Coefficient du fluage à $t=0$ au moment où il subit la contrainte σ_b est de 2 à 3.

$$l/2 = 300 \text{ m} : \quad \frac{\Delta l}{l} = 2.22 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta l = 6.66 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } W_D = 5 + 6.66 + 9 = 20.66 \text{ cm}$$

VIII-1.2.2. Souffle thermique (W_T) :

La température étant considérée comme action durée. On prend dans le cas généralement

un raccourcissement relatif $\frac{\Delta l}{l} = 3 \times 10^{-4}$.

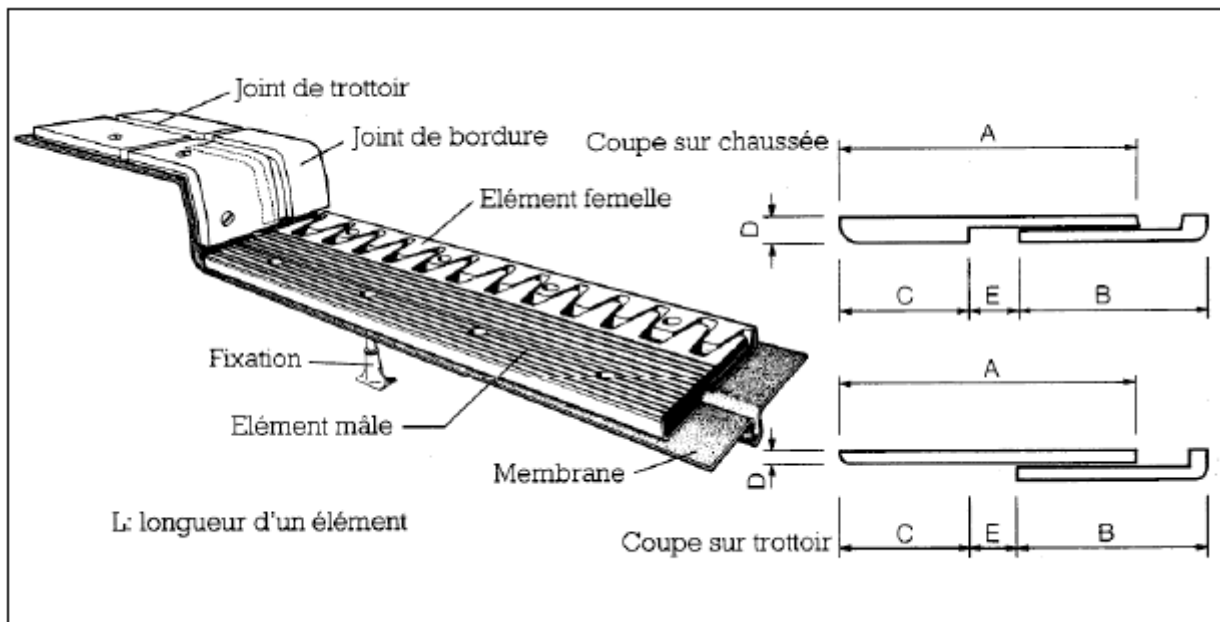
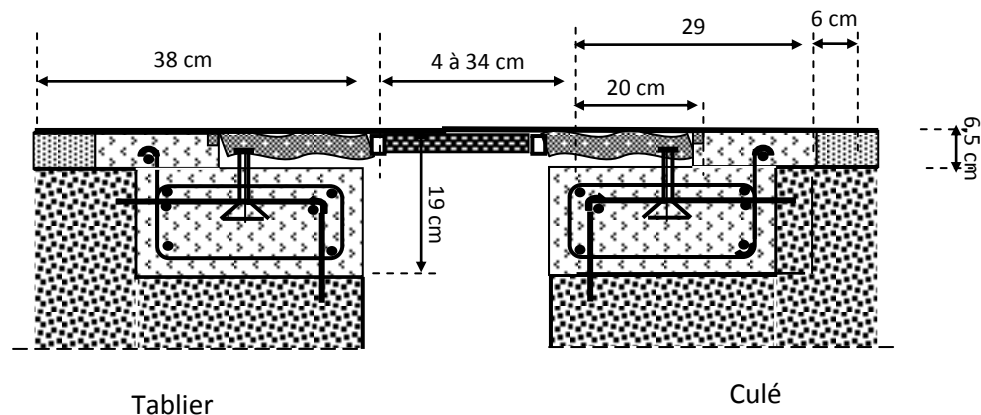
Pour notre cas $l/2 = 300 \text{ m} \Rightarrow \Delta l = 9 \text{ cm}$

Donc : $W = 20.66 + 9 = 29.66 \text{ cm}$

Suivant Δl et la rotation α d'extrémité, on choisit le joint FT150 (Freyssinet).

Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service $\pm 10 \text{ mm}$, et des déplacements longitudinaux de 4 à 34 cm.

Ce joint peut absorber des rotations de leurs appuis jusqu'à 0,03 rad.



VII-2. APPAREIL D'APPUI :

Le rôle d'un appareil d'appui, placé à la liaison d'une structure et son support, est de permettre dans certaines limites et sous certaines conditions :

La transmission des efforts normaux avec un ou deux degrés de liberté dans le plan perpendiculaire ;

La liberté des déplacements et rotations tout en garantissant la stabilité d'ensemble.

Pour tout pont, un appareil d'appui au moins est fixe afin d'éviter le basculement des appareils d'appuis mobiles.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appui qui sont :

- ❖ Les appareils d'appuis en béton.
- ❖ Les appareils d'appuis spéciaux.
- ❖ Les appareils d'appuis en acier.
- ❖ Les appareils d'appuis en élastomère fretté.

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va indiquer ci-dessous :

VII-2.1. Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

Ils sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe). Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles.

Ce type d'appareils d'appuis est plus couramment employé pour tous les ouvrages en béton à cause des avantages qu'ils présentent :

- ❖ Facilité de mise en œuvre.
- ❖ Facilité de réglage et de contrôle.
- ❖ Ils permettent de répartir les efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- ❖ Ils n'exigent aucun entretien.
- ❖ Leur coût est relativement modéré.

Ils transmettent les charges normales à leur plan, et ils permettent en même temps d'absorber par rotation et distorsion les déformations et translations de la structure.

Le principal intérêt de ces appareils d'appuis réside dans leur déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent. Ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations.



VIII-2.2. Dimensionnement :

Le dimensionnement des appareils d'appuis est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de freinage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. On suppose l'incompressibilité de l'élastomère.

Le module de déformation transversale G est de 0,8MPa pour les ponts routes.

On considère que $a < b$, l'épaisseur totale d'élastomère non compris les frettes $T = n \times t$
D'où n : est le nombre de feuillets élémentaires et t : leur épaisseur.

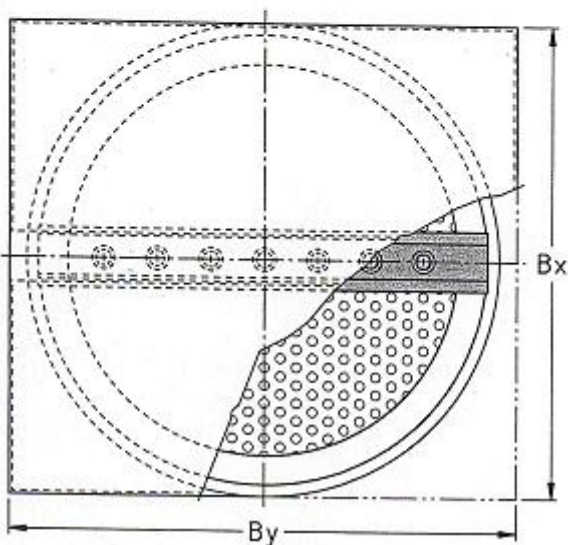
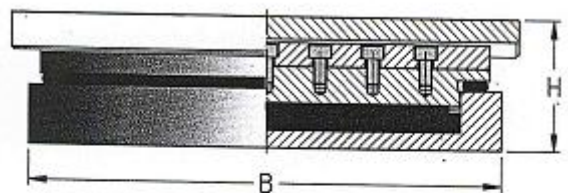
➤ Compression : sous réaction verticale

$$\sigma'_m = \frac{N_{\max}}{ab} \leq \sigma, \text{ avec } N_{\max} = \frac{R}{2} = 15306.76 \text{ KN}$$

D'après le document **ALGAPOT PN** (appuis métalliques a disque élastomérique pot bearings)
En choisi :

Charge Vert. Load KN	H KN	B=B mm	B mm	H mm
500	50	210	260	72
750	75	230	280	72
1000	100	260	310	81
1250	125	290	340	90
1500	150	310	360	90
1750	175	340	390	95
2000	200	360	410	95
2250	225	380	430	105
2500	250	400	450	105
2750	275	420	470	110
3000	300	440	490	110
3500	350	480	530	114
4000	400	510	560	123
4500	450	540	590	123
5000	500	570	620	128
5500	500	600	650	128
6000	500	620	670	128
6500	500	650	700	128
7000	500	670	720	138
7500	500	700	750	138
8000	500	720	770	138
8500	500	740	790	138
9000	500	760	810	138
9500	500	780	830	138
10000	500	800	850	147
11000	550	840	890	147
12000	600	880	930	152
13000	650	910	960	152
14000	700	950	1000	162
15000	750	980	1030	167
16000	800	1010	1060	171
17000	850	1050	1100	176
18000	900	1080	1130	176
19000	950	1100	1150	181
20000	1000	1130	1180	190
22000	1100	1200	1250	195
24000	1200	1250	1300	204
26000	1300	1300	1350	204
28000	1400	1350	1400	213
30000	1500	1400	1450	213
35000	1750	1500	1550	231
40000	2000	1600	1650	241
45000	2250	1700	1750	258
50000	2500	1800	1850	258

Appuis mobiles unidirectionnels
Guided sliding bearings



Conclusion :

A la fin de notre projet fin d'étude en conclu certains points essentiels pour étudier un projet d'ouvrage d'art

- L'élaboration et l'exécution d'un projet d'ouvrage d'art nécessitent une bonne reconnaissance de site ainsi la nature d'obstacle franchi.
- la conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique et la bonne réalisation de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées
- Le recours à la fabrication permet de faciliter l'exécution, respecter le délai de réalisation et moins de mains d'œuvre tout en garantissant une meilleure qualité, ont grandement orienté la conception des ponts modernes.

-au stade d'étude :

De bien définir le projet (recherche sur la solution techniquement envisageable en évaluant leur coût et leur aspect architectural (analyse multi critère). Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur le plan technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possible, avec leurs sujétions, leurs limites et leurs coûts.

-au stade de l'exécution :

De réaliser les travaux avec des minimum de financement possible (choix des moyens et des matériels adaptés à la conception choisie, et les techniques de procédées...etc.)