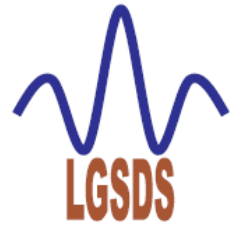

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil



Laboratoire de Génie Sismique et de Dynamique des
Structures

Mémoire de Master

Présenté par :

**GHARBI Djamel Eddine
LADAYCIA Youcef**

Ingénieurs d'Etat en Génie Civil de l'ENP

Thème :

Etude et conception du tablier d'un pont construit par
encorbellement successif avec étude de la diffusion de
précontrainte

Encadreurs :

D.CHERID

H.MOHABEDINE

ENP

Promotion Juillet 2012

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux qui nous a donné la force, la volonté et le courage pour achever ce travail.

Nous tenons à témoigner tout particulièrement notre reconnaissance à nos promotrices Mme **D.Cherid** et Mme **H.MOHABEDDINE** pour leurs précieux conseils qu'ils nous ont donnés tout au long de ce travail ainsi que pour leur grande disponibilité.

Nous tenons à remercier tout le personnel de la **SAETI**, tout particulièrement Mr **Nouioua** directeur des ouvrages d'art, Mme **Haddadi** coordinatrice d'étude, et Mr **Abdelli** chef projet, pour l'accueil qui nous a été réservé et leur aimable soutien.

Nous exprimons aussi notre plus grande reconnaissance à tous les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique et plus particulièrement aux enseignants du département génie civil ainsi que toute personne ayant contribué à notre formation d'ingénieur.

Que toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail, trouve ici toute notre sincère gratitude.

Dédicaces

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu clément et miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je dédie ce travail à :

A mes chers parents qui m'ont donné le meilleur d'eux-mêmes pour mon éducation mais aussi pour leur précieux soutien durant toute ma vie.

Mes frères Karim Mazen et Djalil pour m'avoir guidé durant toute ma vie.

Pour ma chère sœur unique Imane, qui reste pour moi la meilleure sœur au monde.

Mes chers amis, pour leur permanente présence à mes côtés durant toute mon existence.

A tous ceux qui ont participé à ma formation académique.

Et enfin à tous ceux qui en seront honorés.

LADAYCIA Youcef

Dédicaces

En signe de respect et de gratitude envers les deux êtres
qui me sont les plus chers sur cette terre,

Je dédie cet humble travail,

A vous Maman et Papa, que Dieu me donne la force
pour vous rendre amour et affection.

A mes chers frères et sœurs, Atef, Amel, Dounia et Samir,

A toute ma famille,

A tous mes amis,

A tous ceux qui ont participé à ma formation
académique.

GHARBI Djamel Eddine

الملخص

الهدف من هذا العمل هو تصميم و دراسة جسر بالتتابع المتتالي عند المدخل الجنوبي لمدينة عنابة على الطريق المؤدية إلى سوق أهراس. الجسر يمتد على طول قدره 468 متر مكون من 11 مقطعاً، طول المقطع الجانبي 36 متراً وطول المقطع الوسطي 44 متراً، وينقسم عرضه إلى أربعة ممرات ذات 3.12 متراً إضافة إلى حاجز سلامة عرضه 72 سنتيمتراً.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة مضغوطة ; التتابع المتتالي; جسر.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude et la conception d'un pont voussoir construit par encorbellement successif en béton précontraint coulé sur place ; situé à l'entrée sud de la ville d'Annaba sur la rocade menant vers Souk-Ahras. Le pont s'étend sur une longueur de 468 mètres constitué de 11 travées, de 36 mètres de longueur pour les travées de rive et de 44 mètres pour travées intermédiaires. Sa largeur est divisée en 4 voies de 3.12 mètres et il est bordé d'une barrière de sécurité de 72 centimètres faisant un total de 13.7 mètres.

Mots clés : pont, béton précontraint, encorbellement successif, précontrainte.

Abstract

The aim of this work is the conception and the study of a cantilevered bridge built using prestressed concrete; it is situated in the south entrance of Annaba city on the ring road leading to Souk-Ahras. The bridge has a length of 468 m. divided into 11 spans, 36 meter for end spans and 44 meters for the central ones. Its width is composed into 4 lanes 3.12 meter long each and a safety barrier of 72 centimeter.

Key words: cantilever bridge, prestressed concrete, prestress.

Table des matières

Introduction générale et présentation de l'ouvrage

1. LES PONTS CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS.....	2
1.1 Historique	2
1.2 Présentation du procédé.....	3
1.3 Domaine d'emploi	4
1.4 Intérêts et limites de la technologie	5
1.4.1 Intérêts de la technologie :	5
1.4.2 Limites de la technologie :	5
1. Introduction :.....	8
2. Le Béton :.....	8
2.1 La résistance caractéristique à la compression :.....	8
2.2 La résistance à la traction :	8
2.3 Modules d'élasticités longitudinaux :.....	9
2.3.1 Module d'élasticité instantané :	9
2.3.2 Module d'élasticité différé :.....	9
2.4 Module de poisson :.....	9
2.5 Les contraintes admissibles à considérer :.....	9
2.5.1 Contraintes de calcul à l'ELU :.....	9
2.5.2 Contrainte limite de compression à l'ELS :	10
2.6 Le diagramme des contraintes-déformations du béton :.....	10
2.6.1 Diagramme parabole-rectangle :.....	10
3. Les armatures :.....	11
3.1 Les armatures actives :.....	11
3.2 Les armatures passives :	12
3.2.1 Le comportement de l'acier à l'ELU :	12
4. Conclusion	13
1. Introduction.....	15
2. La section transversale	15
2.1 Généralités et définitions :.....	15
2.1.1 Monocaissons simples	15
2.1.2 Monocaissons nervures ou braconnés	16

2.1.3	Bicaissons	16
2.2	Choix de la section transversale	17
3.	Prédimensionnement des caissons	17
3.1.1	Hauteur du caisson.....	18
3.1.2	Épaisseur des âmes	18
3.1.3	Épaisseur du hourdis inférieur	20
3.1.4	Épaisseur du hourdis supérieur	20
4.	Section transversale finale :	21
4.1	Caractéristiques géométriques de la section choisie.....	21
5.	Conclusion	22
1.	Introduction :.....	24
2.	Caractéristiques du pont.....	24
2.1	La classe du pont :	24
2.2	Nombre des voies	24
3.	Les charges permanentes	24
3.1	Les éléments porteurs :.....	25
3.2	Les poids des éléments non porteurs :	25
4.	Les surcharges routières :.....	26
4.1	Le système de charge A :.....	26
4.2	Système de charges B	30
4.2.1	Système de charge Bc	30
4.3	Surcharges militaires	30
4.3.1	Surcharge Mc120 :.....	31
4.4	Les convois exceptionnels	31
4.4.1	Le convoi d type D240	31
4.5	Coefficient de majoration dynamique	32
4.6	La force centrifuge.....	33
4.7	Action du vent	33
4.8	L'action sismique	33
4.9	Effet du fluage	34
4.10	Effet thermique :	34
4.11	Surcharge sur le trottoir.....	35
5.	Conclusion	35
1.	Introduction.....	37

2.	La phase de construction des fléaux :	37
2.1	Principe de la stabilité des fléaux :	37
2.2	Dispositif de stabilité des fléaux.....	37
2.2.1	Aménagement des têtes de piles :	38
2.3	Charges appliquées aux fléaux :	38
2.3.1	Efforts dus au poids propre :.....	39
2.3.2	Efforts dus aux surcharges de chantier :	40
2.3.3	Efforts dus au vent vertical :	41
2.3.4	Efforts dus au vent horizontal :.....	41
2.3.5	Efforts dus aux actions accidentelles :	42
2.3.6	Combinaisons de calcul :	42
3.	La phase de clavage des fléaux	45
3.1	Clavage des fléaux centraux :.....	45
3.2	Clavage de rive	46
4.	Conclusion	47
1.	Introduction.....	49
2.	Choix et présentation du logiciel de calcul	49
3.	Modélisation	50
3.1	Les combinaisons de calcul considérées.....	52
3.2	Les résultats :	53
4.	Conclusion	55
1.	Introduction.....	57
1.1	Définitions générales	57
1.2	La précontrainte par post tension.....	57
1.3	Caractéristiques des câbles utilisés.....	58
1.4	Le procédé de précontrainte appliqué aux ponts construits par phase :	58
2.	La Précontrainte de fléau :	58
2.1	Câbles de fléau :	59
2.1.1	Calcul du nombre de câbles :	60
2.1.2	Tracé des câbles en élévation.....	63
2.1.3	Le tracé en plan :	66
2.2	Les câbles d'encastrement	68
3.	La précontrainte de continuité.....	69
3.1	Principes et définitions :	69

3.2	Action à prendre en compte :	70
3.3	Dimensionnement des câbles éclisses :	71
3.4	Calcul des moments hyperstatiques.....	73
4.	Les Pertes de la précontrainte	75
4.1	Les pertes instantanées :	75
4.1.1	Pertes de tensions par frottement :	76
4.1.2	Perte de tension par recul d'ancrage :	77
4.1.3	Perte de tension par déformation instantanée du béton :	79
4.2	Pertes de tension différées :	80
4.2.1	Perte de tension due au retrait du béton :	80
4.2.2	Perte de tension due au fluage de béton :	81
4.2.3	Perte de tension par relaxation d'acier :	81
4.3	Détermination des pertes totales :	82
5.	Vérification des contraintes normales.....	82
5.1	Contraintes inférieures :	83
6.	Vérification de l'effort tranchant :	83
7.	Conclusion	85
1.	Introduction.....	87
2.	Cas des sections d'about (ancrage des câbles de fléau).....	87
2.1	Justifications dans les zones de première régularisation	87
2.1.1	Effet de surface :	87
2.1.2	Effet d'éclatement.....	88
2.2	Vérification de l'équilibre général.....	89
2.2.1	Justification de la contrainte limite de cisaillement dans le béton.....	90
2.3	Ferraillage longitudinal.....	91
3.	Conclusion :	91
1.	Introduction.....	93
2.	Modélisation :	93
3.	Les combinaisons de calcul :	94
3.1	Les résultats :	95
4.	Ferraillages des différents éléments des voussoirs :	96
4.1.1	Exemple de calcul de ferraillage du hourdis supérieur :	96
4.2	Ferraillage du hourdis inferieur :	97
4.2.1	La section minimale :	98

4.2.2	Le ferrailage longitudinal :	98
4.2.3	Ferrailage de la porte à faux :	98
4.2.4	Ferrailage des âmes :	98
	Conclusion générale	101
	Bibliographie	103
	Annexes	104

Liste des figures

Figure 1 Construction d'un fléau	3
Figure 2 Etapes de construction	4
Figure 3 Voussoir coulé sur place	6
Figure I. 1 Diagramme parabole-rectangle du béton.....	10
Figure I. 2 La loi de comportement du béton	11
Figure I. 3 Câble de précontrainte	12
Figure I. 4 Diagramme de contrainte-déformation de l'acier.....	13
Figure II. 1 Exemple d'un monocaisson simple.....	16
Figure II. 2 Exemple d'un monocaisson à bracons larges.....	16
Figure II. 3 Tablier composé de deux caissons clavés transversalement	17
Figure II. 4 Notation des différents éléments constitutifs	18
Figure II. 5 Epaisseur des âmes (notations)	19
Figure II. 6 Epaisseur de l'hourdis inférieur (notations)	20
Figure II. 7 Coupe transversale du caisson.....	21
Figure III. 1 les différentes dispositions de la charge A.....	28
Figure III. 2 Diagramme de l'effort tranchant le plus défavorable sous A	29
Figure III. 3 Diagramme du moment fléchissant défavorable sous A.....	29
Figure III. 4 Disposition des camions dans le system Bc.....	30
Figure III. 5 Surcharge militaire Mc 120	31
Figure III. 6 Convoi exceptionnel D240	32
Figure III. 7 Exemples de lois de variation du gradient thermique	34
Figure IV. 1 Coupe du Voussoir Sur Pile VSP avec ses câbles de clouage.....	38
Figure IV. 2 Schéma d'aménagement d'une tête de pile	38
Figure IV. 3 Coupe transversale d'une section du tablier	39
Figure IV. 4 Schéma statique	39
Figure IV. 5 Schéma montrant la disposition en combinaison d'actions A	43
Figure IV. 6 Schéma montrant la disposition en combinaison d'actions B	43
Figure IV. 7 Modélisation dû clavage central	45
Figure IV. 8 Diagramme du moment fléchissant dû au clavage central	45
Figure IV. 9 Diagramme de l'effort tranchant dû au clavage central.....	46
Figure IV. 10 Modélisation dû clavage de rive	46
Figure IV. 11 Diagramme du moment fléchissant dû au clavage de rive	46
Figure IV. 12 Diagramme de l'effort tranchant dû au clavage de rive	46

Figure V. 1 Modèle en 3D.....	51
Figure V. 2 Diagrammes des moments et effort tranchant sous ELS sous Bc.....	53
Figure V. 3 Diagramme des moment fléchissant et effort tranchant ELU sous A.....	54
Figure VI. 1 Schéma de répartition des contraintes normales.....	60
Figure VI. 2 Disposition des câbles de fléau.....	63
Figure VI. 3 l'allure du tracé en élévation des câbles de fléau	63
Figure VI. 4 les distances d'enrobages des câbles de précontraintes.....	64
Figure VI. 5 Distances horizontales et verticales entre les câbles.....	65
Figure VI. 6 Disposition des câbles de fléau en gousset	65
Figure VI. 7 Allure en plan d'un câble.....	67
Figure VI. 8 Schéma statique du fléau	68
Figure VI. 9 Les câbles d'encastrement du fléau	69
Figure VI. 10 Câbles d'éclisse en travée de rive	70
Figure VI. 11 Ancrage des câbles d'éclisse au bossage	70
Figure VI. 12 La répartition des câbles d'éclisse dans les voussoirs	73
Figure VI. 13 Frottements le long du câble lors de la mise en tension	76
Figure VI. 14 Effet du glissement de l'ancrage	77
Figure VI. 15 Représentation simplifiée du recul d'ancrage	78
Figure VI. 16 Distribution des contraintes normales sur la section	83
Figure VI. 17 Cisaillement des âmes inclinées	84
Figure VII. 1 Diffusion dans le cas d'un câble excentré	88
Figure VII. 2 Disposition du ferrailage Ae et Ac	89
Figure VII. 3 Equilibre des forces à prendre en compte	89
Figure VII. 4 Diagramme des contraintes tangentiels et normales	90
Figure VIII. 1 Section transversale du voussoir	93
Figure VIII. 2 Modèle de la section transversal sur SAP 2000.....	94
Figure VIII. 3 Moment fléchissant ELS sous Bc	95
Figure VIII. 4 Moment fléchissant ELU sous Bc.....	95
Figure VIII. 5 Effort tranchant ELS	96
Figure VIII. 6 Effort tranchant ELU	96
Figure VIII. 7 Schéma du ferrailage transversal	100

Liste des tableaux

Tab I. 1 Les valeurs de la contrainte de compression admissible	10
Tab.III 1 Le poids propre des éléments non structuraux.....	25
Tab.III 2 Le poids propre du tablier	26
Tab.III 3 Les valeurs de a_1	26
Tab.III 4 les Sollicitations correspondante à chaque disposition	29
Tab.III 5 Coefficient de majoration dynamique de la travée de rive	32
Tab.III 6 Coefficient de majoration dynamique de la travée intermédiaire	33
Tab IV. 1 Valeurs de moment fléchissant (A1).....	44
Tab IV. 2 Valeurs de l'effort tranchant (A1).....	44
Tab V. 1 Les combinaisons de charges à prendre en considération en service.....	52
Tab V. 2 : les efforts dus à la combinaison la plus défavorable ELS Bc	53
Tab V. 3 les efforts dus à la combinaison la plus défavorable ELU A	54
Tab V. 4 les efforts maximaux pour chaque combinaison de charges	54
Tab VI. 1 Caractéristiques des câbles utilisés	58
Tab VI. 2 <i>les valeurs des forces de précontrainte</i>	62
Tab VI. 3 Nombres de câbles a chaque phase	62
Tab VI. 4 nombre de câbles par âme.....	62
Tab VI. 5 nombre de câbles arrêtés par section	62
Tab VI. 6 le détail du tracé en élévation des câbles	66
Tab VI. 7 Détail du tracé en plan des câbles	68
Tab VI. 8 Nombre de câbles en travée intermédiaire.....	72
Tab VI. 9 Nombre de câbles en travée de rive	72
Tab VI. 10 les moments hyperstatique en travée intermédiaire	74
Tab VI. 11 Valeur des contraintes inférieures.....	83
Tab VI. 12 valeurs des contraintes supérieurs.....	83
Tab VIII. 1 combinaisons prises en compte	95
Tab VIII. 2 ferrailage des éléments du voussoir	99

Introduction générale et présentation de l'ouvrage

Le projet de fin d'étude est le couronnement de la formation d'ingénieur. Cette étape permettra à l'étudiant de synthétiser toutes les connaissances théoriques acquises durant son cursus universitaire en un mémoire, constituant ainsi, un pont entre le parcours académique et la carrière professionnelle.

L'admiration que nous avons envers les ponts s'est vite tournée en une passion dès les premiers cours de ponts, chose qui nous a naturellement guidés à choisir d'étudier un pont dans le cadre du projet de fin d'étude.

C'est ainsi que la société algérienne d'étude d'infrastructures « SAETI » nous a proposé l'étude d'un viaduc construit par encoorbellement successif situé à Annaba.

Le secteur des Travaux Publics est par excellence un secteur porteur de croissance économique, créateur d'emploi et permet en même temps la redynamisation des autres secteurs économiques. Il constitue de ce fait une base incontournable pour le développement de l'investissement national et étranger. C'est dans cette optique que les travaux publics continuent à déployer des efforts multiples et nécessaires qui se traduisent à travers l'initiation d'importants projets d'investissement indispensables à la réussite du processus de développement national dont le métro d'Alger, le tramway et le projet géant de l'autoroute Est-Ouest.

C'est ainsi que cette initiative constitue et constituera une excellente pratique pour les ingénieurs du pays en développant leurs maitrise des ouvrages d'arts. On se considérera alors dans le futur proche, chanceux d'avoir fait partie de cette époque d'une Algérie émergente, ambitieuse et surtout déterminée.

Qu'est-ce qu'un pont ?

Voyant les choses d'un angle littéraire, psychosociologique voire philosophique un pont est une passerelle ou passage entre deux entités permettant la communication et favorisant le dialogue.

Le jargon technique du génie civil définit un pont d'une façon générale, comme un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

En lisant les deux définitions, On établit alors vite la liaison entre technique et philosophique juste en se posant la question, pourquoi construira-t-on un pont dans cet endroit? C'est avec une brève réflexion qu'on comprendra que le pont sera construit pour remplir une mission bien définie englobant un rôle socioéconomique, stratégique, politique et parfois militaire.

La conception d'un pont doit satisfaire un nombre d'exigences. Par ailleurs, de nombreuses données sont nécessaires au démarrage de l'étude d'un projet de pont, Les principales sont :

- Plan de situation indiquant les obstacles à franchir et le tracé de la nouvelle voie désirée.
- Coupe longitudinale le long de l'axe du pont avec les conditions de gabarit sous le pont en hauteur et en largeur, profil en long de la nouvelle voie désirée.
- Largeur du pont, largeur de la chaussée, des bandes d'arrêt d'urgence, des trottoirs...
- Conditions de fondation et données des études géotechniques.
- Conditions locales : possibilités d'accès pour les engins de chantier, les pièces et matériaux de construction.
- Conditions climatiques et météorologiques (périodes sèches, températures moyennes et extrêmes, période de gel etc....)
- Environnement et topographie du site.
- Conditions d'esthétique.

L'objectif de ce modeste travail, est l'étude du pont situé sur la rocade sud d'Annaba la reliant à la Wilaya de Souk-Ahras. A cet effet, l'examen des plans de situation et les différentes variantes existantes, a aboutis au choix d'un pont construit par encorbellement successif avec voussoirs coulés sur place en béton précontraint.

1. LES PONTS CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENTS SUCCESSIFS

L'intitulé de ce projet de fin d'études est l'étude et la conception du tablier d'un pont en béton précontraint construit par encorbellements successifs situé sur la rocade sud d'Annaba la reliant à la Wilaya de Souk-Ahras.

Il convient tout d'abord d'expliquer ce qu'est un pont construit par encorbellements successifs, ainsi que les avantages et les inconvénients de cette technologie de construction. Il s'agit d'exposer clairement les spécificités de ce type d'ouvrage, aussi bien dans la phase de construction qui est très importante que dans la phase de service.

1.1 Historique

Bien que d'apparition relativement récente, un peu plus de vingt ans, la technique des ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs, s'est largement développée, le matériau " béton précontraint " se prêtant bien à la réalisation de structures par éléments.

Ce type d'ouvrage, qui a donné lieu à des réalisations dans le monde entier, est maintenant devenu " classique ". Il est économique dans une gamme de portées relativement étendue de 60 m à plus de 110 m.

La construction par encorbellements successifs est la méthode la plus utilisée dans le monde pour la construction des grands ponts en béton précontraint.

Ainsi en Allemagne est construit le premier pont en porte-à-faux, dit pont cantilever, en béton précontraint avec voussoirs coulés en place. C'est Ulrich Finsterwalder, directeur de la firme Dyckerhoff&Widman, qui utilise cette technique en 1952 pour la construction du pont de Balduinstein sur la Lahn et de Coblenze sur la Moselle. Chaque pile portait un équipage mobile qui permettait de réaliser symétriquement deux éléments, ou voussoirs, de 3 m.

En 1979, une portée de 390 mètres est atteinte avec le pont de Krk en Croatie qui n'est battu que par le pont de Wanxian sur la Yangzi Jiang en Chine qui atteint la portée remarquable de 420 mètres et qui fut construit en 1997.

1.2 Présentation du procédé

Cette description sommaire est en partie basée sur le guide de conception « ponts en béton précontraints construits par encorbellements successifs » rédigé par le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, et publié en 2003 par le Ministère Français de l'équipement. [1]

La technique de construction par encorbellements successifs consiste à construire le pont symétriquement à partir de ses appuis, en ajoutant à chaque étape deux éléments de tabliers identiques qui s'équilibrent. Ce mode de construction permet d'éviter l'étalement et le coffrage du tablier ce qui permet de construire sur des brèches inaccessibles. Chaque pile est considérée comme une balance à laquelle on rajoute progressivement deux demies travées de chaque côté. A ce stade de la construction l'élément pile/fléaux est isolé et isostatique. Les différents fléaux sont ensuite clavés, ce qui a pour effet de rétablir la continuité de la structure, qui devient alors hyperstatique. Ces ouvrages sont précontraints, à chaque étape de construction correspond un nouveau type de précontrainte.



Figure 1 Construction d'un fléau

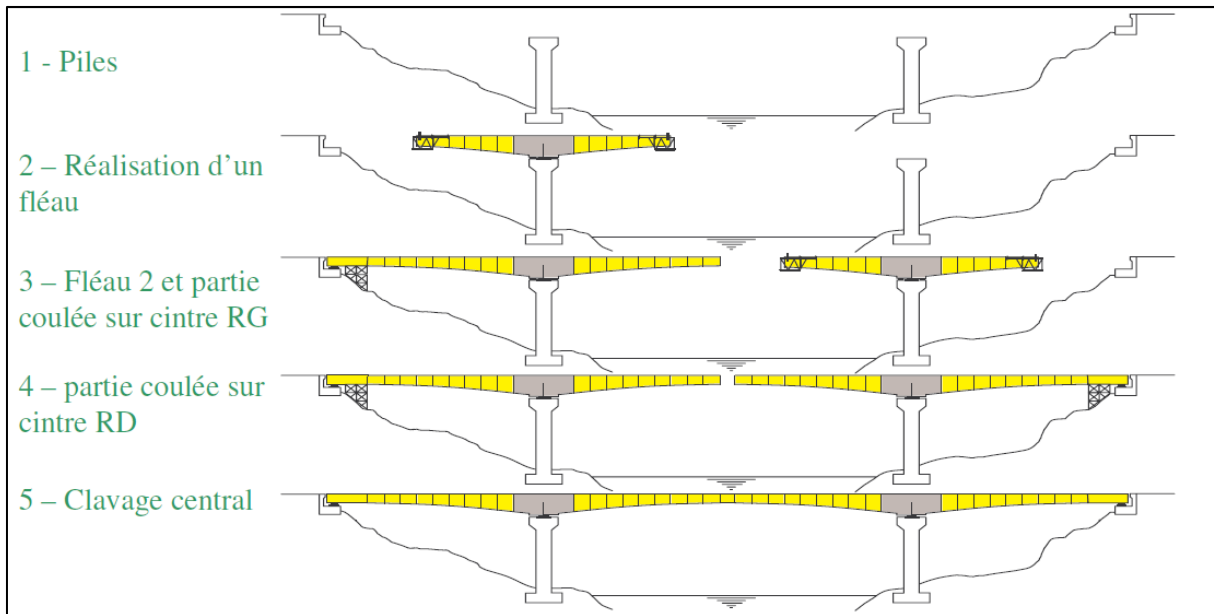


Figure 2 Etapes de construction

RD et RG étant la rive droite et la rive gauche.

1.3 Domaine d'emploi

Les portées compétitives de ces ouvrages se situent entre 80 et 150 m, mais la construction par encorbellement reste tout à fait envisageable pour des portées jusqu'à 300 m. Pour les travées de moins de 100 m de longueur, le tablier peut avoir une hauteur constante. Au-delà, il est indispensable de prévoir un tablier à inertie variable.

En ce qui concerne la répartition des travées, il est généralement préférable de choisir des travées centrales de longueur égales, et d'adopter un rapport travée de rive/travée centrale compris entre 0,6 et 0,7, pour éviter d'avoir un soulèvement des travées de rive au niveau des culées, ce qui est traduit par des réactions négatives. [1]

portées (m)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
poutres préfabriquées			—	—	—	-----													
encorbellement						—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	-----	
poussage			-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----						
cintres autolanceur			-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----										

- Domaine optimal
 ———— Domaine normal
 ----- Domaine exceptionnel

Tab 1 domaine d'emploi de différents types de pont

1.4 Intérêts et limites de la technologie

1.4.1 Intérêts de la technologie :

- La majeure partie de l'ouvrage peut être construite sans contact avec le sol, la technique permet de franchir des brèches difficilement accessibles.
- L'éventail de géométries envisageables est assez large, tous les tracés en plan et profils en long de voies portées peuvent être construits.
- Le découpage en voussoirs permet la réutilisation des outils de coffrages, et la préfabrication des voussoirs est parfaitement envisageable.
- Des portées très importantes peuvent être atteintes, jusqu'à 300 mètres.

1.4.2 Limites de la technologie :

- A travées identiques, les ponts en béton construit par encorbellements sont beaucoup plus lourds que les ouvrages mixtes, les appuis et les fondations sont donc plus importants, et plus chers.
- Les tâches à effectuer in-situ sont relativement plus importantes, et il est parfois nécessaire de neutraliser les voies franchies.
- Ces ouvrages ont un tablier relativement épais, ce qui peut poser problème sur un plan esthétique.
- Le découpage en voussoirs peut également provoquer des différences de teintes de béton entre les éléments de l'ouvrage.



Figure 3 Voussoir coulé sur place

Notre étude va commencer par la définition des différents matériaux utilisés. Ensuite on a procédé à un prédimensionnement de la section transversale du tablier selon les règles de l'art proposé dans le guide de conception de SETRA [1]. Puis on identifiera les différentes charges et surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage en service selon le FASCICULE N° 61 TITRE II [4].

Par la suite, on calculera les sollicitations en phase de construction afin de dimensionner les câbles nécessaires pour la stabilité de l'ouvrage, dans cette phase, le calcul sera effectué à la main en suivant les règles usuelles de la RDM. Cependant, en phase de service, le calcul sera effectuer à l'aide du logiciel SAP2000, car il est pratiquement impossible d'étudier manuellement toutes les combinaisons possibles suite à la complexité de l'ouvrage qui comprend 11 travée, à titre d'exemple le logiciel SAP2000 met généralement moins d'une minute pour analyser un pont alors que dans notre cas il met presque 10 minute pour analyser la structure et il génère un fichier Excel présentant les résultats d'analyse comportant plus de 9000 lignes. Ce qui nous permettra d'entamer l'étude de la précontrainte de fléau et de continuité ainsi que les différentes vérifications nécessaires.

Chapitre I

Caractéristiques des matériaux

1. Introduction :

Lors de la phase d'étude et de conception le choix des matériaux de construction constitue un point de départ pour le calcul des éléments de l'ouvrage.

Dans ce paragraphe, on va détailler les caractéristiques des matériaux utilisés dans notre construction ainsi que les justifications de nos choix.

2. Le Béton :

Le béton constitue le matériau plus utilisé dans les constructions, depuis son développement au milieu du dernier siècle. Il se caractérise par sa résistance caractéristique à la compression f_{cj} qui se développe avec le temps et par sa masse volumique qui égale à 25 KN/m^3 .

2.1 La résistance caractéristique à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Celle-ci notée f_{c28} , pour n'importe quel jour J la valeur caractéristique est déterminée par, [5] :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28}$; si $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$
- $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28}$; si $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

Ou bien :

$$f_{cj} = 0.685 \times f_{c28} \times \log(j + 1)$$

Qui est valable pour tous les types de béton sans prescription particulière.

Dans notre cas tous les éléments en béton ont une résistance caractéristique à 28 jours de :

$$\boxed{f_{c28} = 35 \text{ MPa}}$$

2.2 La résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton est liée directement à la résistance caractéristique à la compression f_{cj} par la relation suivante :

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

Si on remplace f_{cj} par sa valeur, on trouve que :

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$$

2.3 Modules d'élasticités longitudinaux :

D'après [5] on définit à présent 2 types de module d'élasticité :

2.3.1 Module d'élasticité instantané :

On peut considérer comme déformation instantanée une déformation résultant de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24 heures en ordre de grandeur. On peut admettre pour la loi de comportement du béton un modèle linéaire. A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée du béton, noté E_{ij} , une valeur conventionnelle égale à, [5] :

$$E_{ij} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)} \Rightarrow$$

$$\boxed{E_{ij} = 35981,73 \text{ Mpa}}$$

2.3.2 Module d'élasticité différé :

Ce module est utilisé pour déterminer les contraintes dues à une longue application des charges permanentes ou de longue durée ; il est donné par la relation suivante :

$$E_{vj} = \frac{11\,000}{(1+\varphi)} \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Tel que :

φ : Le rapport entre la déformation finale de fluage et la déformation réelle instantanée, pris égale à 2, ce qui nous mène à trouver une valeur de, [5]:

$$E_{vj} = 11993,91 \text{ Mpa}$$

2.4 Module de poisson :

Le coefficient de poisson pour le béton est égale, [6] :

$$\begin{cases} 0.2 \text{ Pour un béton non fissuré} \\ 0 \text{ pour un béton fissuré} \end{cases}$$

2.5 Les contraintes admissibles à considérer :

2.5.1 Contraintes de calcul à l'ELU :

La contrainte de compression prise en compte pour le calcul à l'ELU est, [8] :

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

Avec :

γ_b : Coefficient qui dépend directement à la durée d'application des charges.

$\gamma_b = 1.5$ pour une charge appliquée plus que 24 h.

\emptyset : est fixé à 1 lorsque l'application de la charge dure plus que 24 h.

Ce qui nous mène à prendre : $F_{bu} = 19.83 \text{ MPa}$

2.5.2 Contrainte limite de compression à l'ELS :

Pour la vérification des contraintes à l'ELS, la contrainte de compression doit être limitée par les valeurs suivantes :

situation	Exécution	Exploitation		
		Rares	Fréquentes	Quasi permanentes
Contraintes limites en compression	$0.6 f_{cj}$	$0.6 f_{cj}$	$0.6 f_{cj}$	$0.5 f_{cj}$
Les valeurs (MPa)	21	21	21	17,5

Tab I. 1 Les valeurs de la contrainte de compression admissible

2.6 Le diagramme des contraintes-déformations du béton :

Il existe 2 types de diagrammes contraintes-déformations qui peuvent nous donner une bonne représentation du comportement du béton.

2.6.1 Diagramme parabole-rectangle :

Quand on n'est pas dans l'obligation d'avoir des valeurs précises de la déformation, le diagramme parabole-rectangle est considéré comme un moyen satisfaisant pour étudier le comportement du béton. [5]

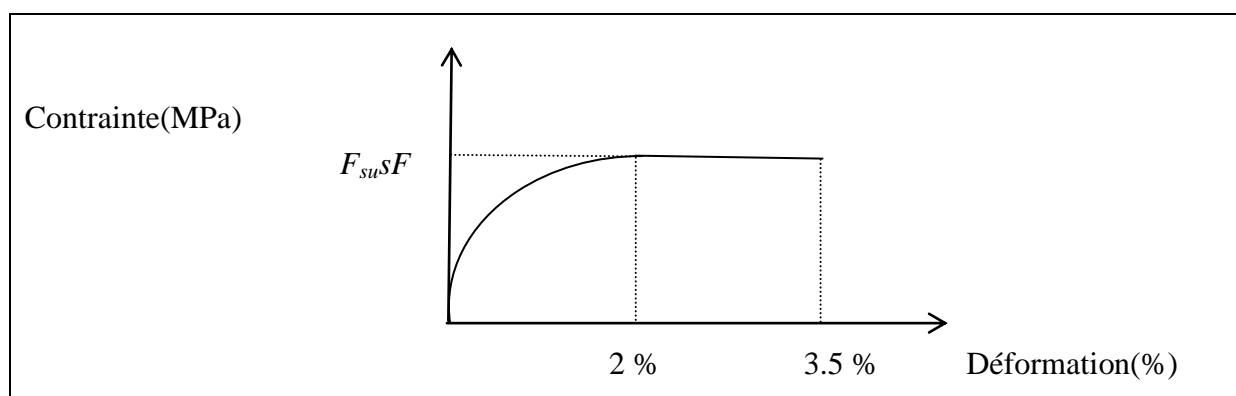


Figure I. 1 Diagramme parabole-rectangle du béton

Si on préfère une estimation plus précise de la valeur de la déformation, le diagramme parabole rectangle s'avère insuffisant, alors il existe d'autres diagrammes à considérer, comme le diagramme suivant :

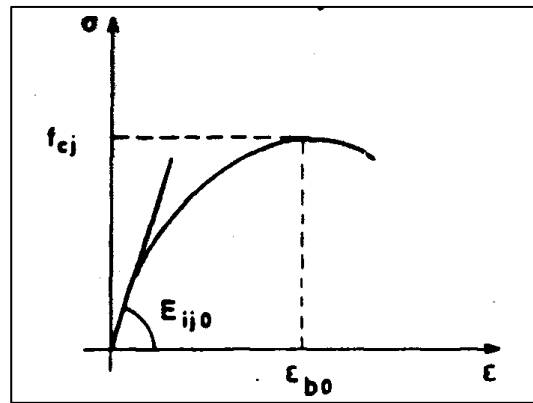


Figure I. 2 La loi de comportement du béton

Avec :

$E_{ij_0} = 11\,000 \sqrt[3]{f_{tj}}$ (MPa) et la déformation au droit du pic des contraintes est évaluée moyennant la relation suivante :

$$\varepsilon_{b_0} = 0.62 \times 10^{-3} \times \sqrt[3]{f_{ctj}} \text{ (MPa)}$$

3. Les armatures :

Pour ce projet on utilise deux types d'armatures :

- Armatures passives pour reprendre les efforts longitudinaux et transversaux.
- Armatures actives constituant la précontrainte de l'ouvrage.

3.1 Les armatures actives :

Notre choix s'est porté sur des torons du type 12T15, qui se caractérisent par, [3] :

- La section nominale d'un câble $1T15 = 139 \text{ mm}^2$,
- La classe de câble 1770 MPa ,
- $F_{prg} = 246 \text{ kN}$,
- $F_{peg} = 220 \text{ kN}$,
- La tension à l'origine $F_{p_0} = \text{MIN} \{0.9 F_{prg} ; 0.8 F_{peg} \} = 196.8 \text{ kN}$
- Coefficient de frottement en courbure : 0.20 rad^{-1} .
- Coefficient de frottement gaine-câble : 0.003 m^{-1} .

Avec :

F_{prg} : force ultime de rupture à la traction garantie,

F_{peg} : force élastique à la traction garantie.

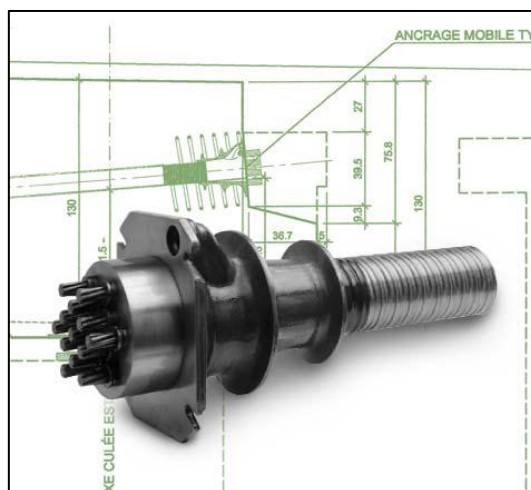


Figure I. 3 Câble de précontrainte

3.2 Les armatures passives :

Les armatures utilisées pour le ferrailage des voussoirs sont des armatures à haute adhérence (HA) de classe FeE400 d'une limite d'élasticité de 400 MPa.

3.2.1 Le comportement de l'acier à l'ELU :

3.2.1.1 Le diagramme contrainte-déformation des aciers :

Le diagramme est constitué de 2 parties :

$$0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_s :$$

On est dans le domaine des déformations élastiques caractérisé par une proportionnalité linéaire entre la déformation et la contrainte, c'est la loi de Hook, tel que :

$$\sigma = E \varepsilon$$

Module d'élasticité de l'acier est de 200 000 MPa.

$$F_{su} = \frac{Fe}{\gamma_s}$$

Avec : $Fe = 400 \text{ MPa}$

γ_s étant le coefficient de sécurité qui dépend de la durée d'application des charges, et qui prend une valeur de 1.15 si la durée d'application des charges dépasse 24 h ; ce qui donne :
 $Fsu = 347.83 \text{ MPa}$

$$\varepsilon_s = \frac{F_{su}}{E} = \frac{347.83}{200\,000} = 1,74 \times 10^{-3}$$

$$1,74 \times 10^{-3} \leq \varepsilon \leq 10 \times 10^{-3} :$$

On est dans le domaine plastique où les déformations ne sont pas réversibles et la contrainte est constante (F_{su}).

La contrainte de calcul à l'ELU est la formule suivante [5] :

$$F_{su} = 347.83 \text{ MPa}$$

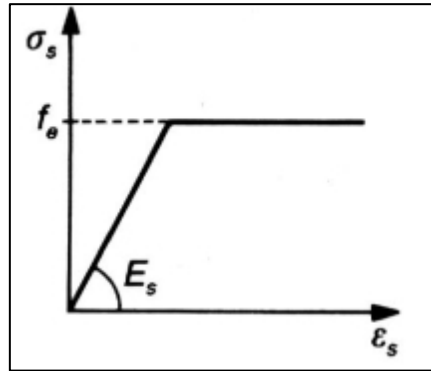


Figure I. 4 Diagramme de contrainte-déformation de l'acier

3.2.1.2 La contrainte admissible de calcul à l'ELS :

La contrainte de calcul est déterminée en fonction du préjudice de la fissuration, on distingue alors les 3 cas suivants, [5]:

- Fissuration peu préjudiciable : on ne fait pas une limitation,
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 228.63 \text{ MPa},$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} = 187.06 \text{ MPa}.$$

Avec : $\eta = 1$ pour les ronds lisses, 1,6 pour les HA diamètre $> 6\text{mm}$ et 1,3 pour les HA diamètre $< 6\text{mm}$.

4. Conclusion

Les choix des matériaux pris sont le fruit de l'expérience et l'avancée technologique du domaine des ouvrages afin d'optimiser les résultats et tirer le meilleur profit des matériaux utilisés.

Chapitre II

Conception générale du tableau

1. Introduction

La conception du tablier est une étape importante dans l'étude d'un pont. C'est pourquoi que le concepteur doit avoir une bonne expérience dans tout le domaine d'ouvrage d'art afin de pouvoir faire des choix judicieux.

Le présent chapitre va traiter la conception générale du tablier caisson de notre ouvrage, en choisissant la section transversale adéquate tout en se basant sur le guide de conception de SETRA [1].

2. La section transversale

2.1 Généralités et définitions :

Les importants porte-à-faux réalisés en phase de construction imposent l'utiliser d'une section transversale présentant une bonne résistance à la torsion. C'est l'une des raisons qui a conduit les projeteurs à adopter des sections en forme de caisson. Ces sections comportent également un hourdis inférieur qui abaisse le centre de gravité et confère au câblage une bonne efficacité sur pile, ce qui est fondamental dans la construction par encorbellements successifs aboutissant à de très importants moments négatifs.

Il existe cependant plusieurs formes de caisson. Nous sommes amenés donc à choisir le type convenable aux spécificités de notre ouvrage.

2.1.1 Monocaissons simples

Pour des largeurs de tablier inférieures à 20 m, la solution la plus économique est presque toujours constituée par un caisson à deux âmes, avec deux hourdis en dalle pleine.

Jusqu'à 15 ou 16 m de largeur, le hourdis supérieur est en béton armé. Au-delà, il est fréquemment précontraint transversalement par des câbles de faible puissance.

Ce type de caisson autorise toutes les lois de variation de la hauteur du tablier (constante, parabolique, ...).

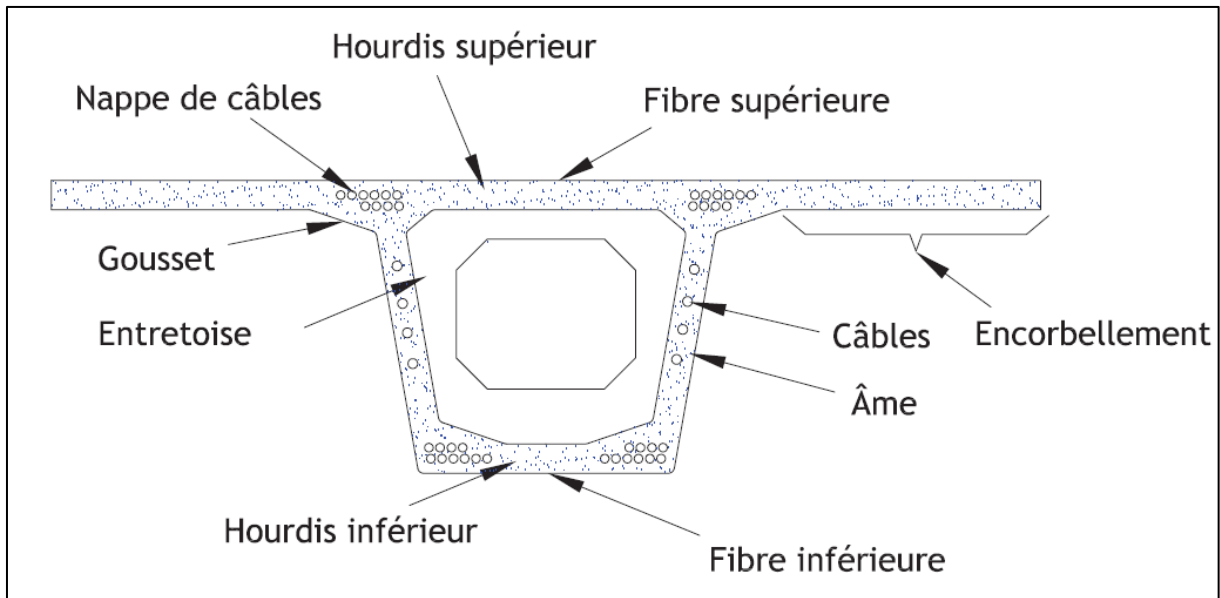


Figure II. 1 Exemple d'un monocaisson simple

2.1.2 Monocaissons nervures ou braconnés

Principalement pour des largeurs de tablier comprises entre 18 et 25 m ou plus, la solution la plus courante est constituée par un caisson à deux âmes, avec un hourdis supérieur nervure et un hourdis inférieur en dalle pleine.

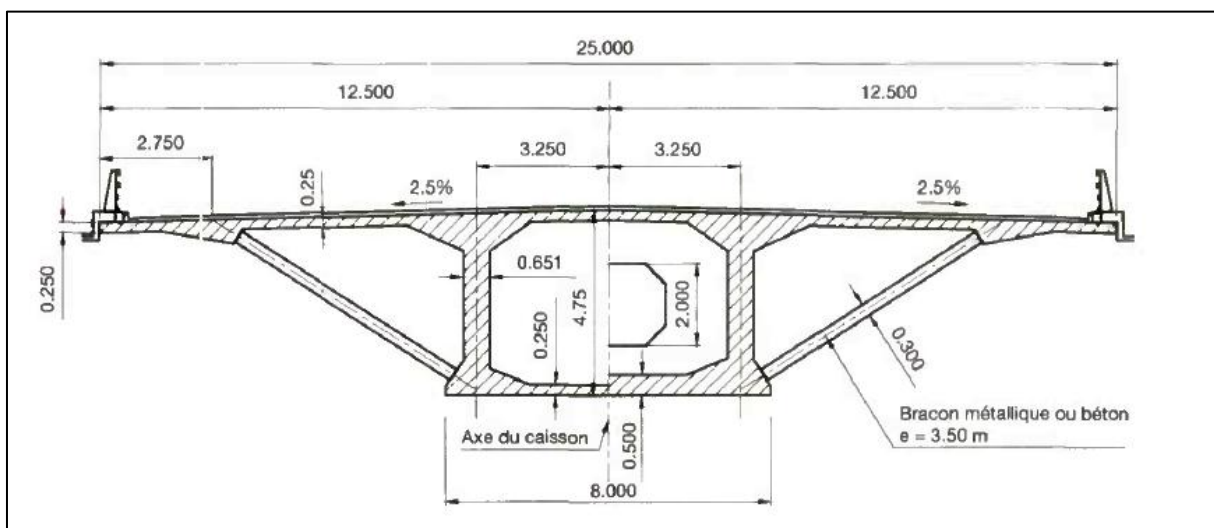


Figure II. 2 Exemple d'un monocaisson à bracons larges

2.1.3 Bicaissons

Employés pour des largeurs importantes. La maîtrise des déformations de fluage de chacun des caissons constitués de bétons d'âges différents reste toutefois un problème délicat lors de l'exécution de ces ouvrages. Comme les monocaissons simples, les bicaissons sont compatibles avec toutes les lois de variation de la hauteur du tablier.

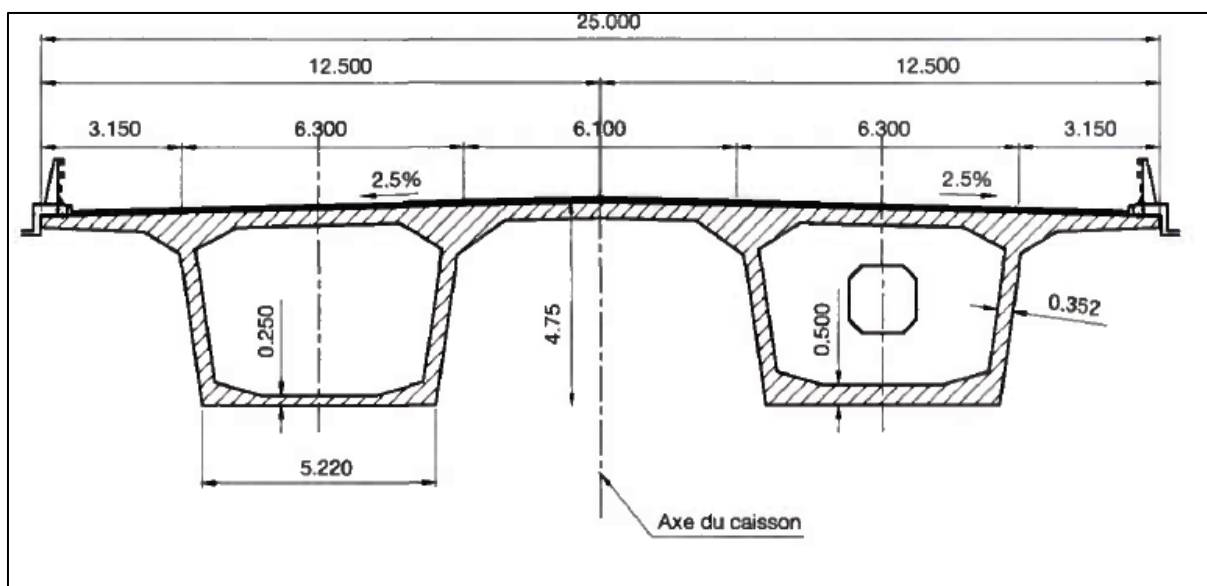


Figure II. 3 Tablier composé de deux caissons clavés transversalement

2.2 Choix de la section transversale

Le choix s'est automatiquement porté sur le monocaisson simple à hauteur constante suite à plusieurs critères :

- La largeur voulue de notre tablier qui est de 13,7 mètre,
- La simplicité et facilité de mise en œuvre en termes de coffrage et d'équipements technologique,
- Le critère d'économie.

3. Prédimensionnement des caissons

Le bulletin technique N°07 de SETRA [2], distingue pour les portées inférieures à 60 m, qu'il est préférable de conserver à la poutre une hauteur constante, ce qui pénalise un peu les quantités, mais en revanche, simplifie notablement l'exécution de l'ouvrage.

On utilisera dans tout ce qui suit les notations présentées dans la Figure II.4 suivante,

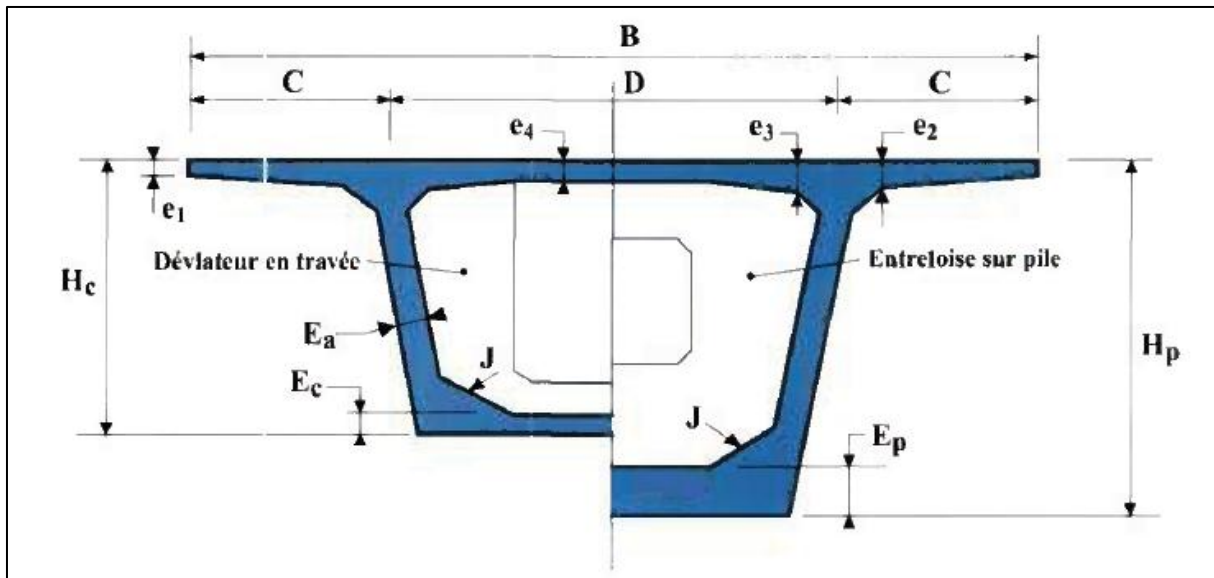


Figure II. 4 Notation des différents éléments constitutifs

3.1.1 Hauteur du caisson

La valeur de la hauteur, lorsqu'elle est constante, peut être comprise (sauf exceptions), entre $L/16$ et $L/20$, L étant la longueur de travée la plus grande, avec toutefois un minimum de 2,20 m pour permettre une circulation satisfaisante à l'intérieur du caisson.

$$\frac{L}{20} \leq H \leq \frac{L}{16}$$

La portée la plus grande de notre ouvrage est 44 m, alors :

$$\frac{L}{20} = 2,2 \text{ m et } \frac{L}{16} = 2,75 \text{ m}$$

Alors :

$$2,2 \leq H \leq 2,75 \text{ m}$$

Ce qui nous amène à choisir une hauteur de 2,6 mètre.

$$\boxed{H = 2,6 \text{ m}}$$

Remarque :

La hauteur étant constante alors $H_{\text{pile}} = H_{\text{clé}} = H$.

3.1.2 Épaisseur des âmes

Les âmes du caisson sont la plupart du temps inclinées L'inclinaison couramment adoptée est comprise entre 10 et 30 % afin de :

- Faciliter le décoffrage et réduire la largeur des têtes de pile,

- Avoir une meilleure qualité des parements extérieurs.

L'épaisseur longitudinale est généralement constante pour les ponts de hauteur variable et variable pour un tablier de hauteur constante. Lorsqu'un épaissement (entretoise) est nécessaire près des piles, la variation se fait brutalement pour faciliter l'exécution.

Verticalement l'épaisseur est constante et dimensionner par la formule :

$$Ea = \frac{L}{275} + 1,25 \frac{B}{L} - 0,125$$

$L = 44m$ $B = 13,7m$, alors :

$Ea = 0,42 m$ Donc on choisit un chiffre rond de 0,5 m pour faciliter la mise en œuvre et le coffrage tout en évitant les erreurs sur chantier.

$$\boxed{Ea = 0,5 m}$$

L'épaisseur des âmes doit satisfaire aussi les conditions suivantes :

$$\begin{cases} Ea > 2(e + 2d + V) + \Phi_{gaine} \\ Ea > 2D \\ Ea > 3\Phi_{gaine} \end{cases}$$

- $2(e + 2d + V) + \Phi_{gaine} = 2(5 + 2 \times 1,4 + 7) + 8,1 = 37,7 cm$, bien vérifiée.
- $2D = 2 \times 20 = 40 cm$, vérifiée.
- $3\Phi_{gaine} = 3 \times 8,1 = 24,3 cm$, vérifiée.

Le calcul étant vérifié avec un choix de câbles 12T15 qu'on utilisera par la suite.

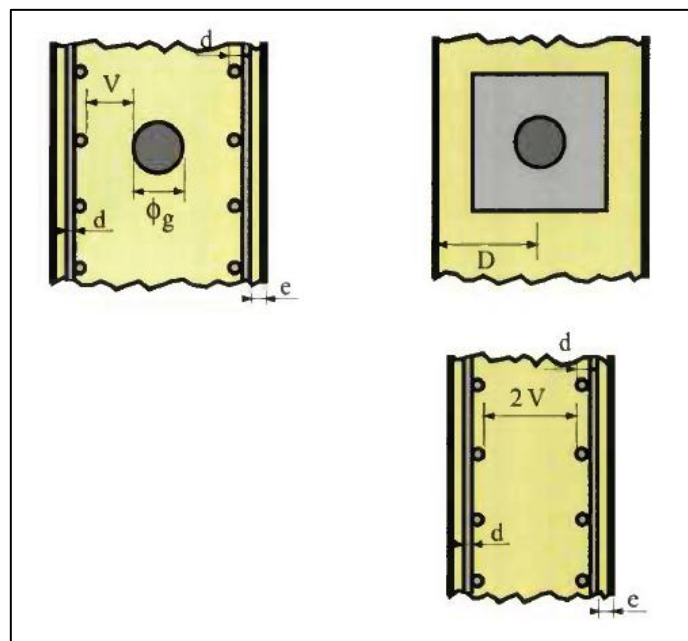


Figure II. 5 Epaisseur des âmes (notations)

3.1.3 Épaisseur du hourdis inférieur

Épaisseur à mi-travée (E_c)

Dans la zone centrale de la travée, l'épaisseur du hourdis inférieur qui est l'épaisseur minimale, est donnée par le respect des conditions permettant d'assurer un bon bétonnage.

Si les câbles de continuité sont tous disposés dans les âmes ou les goussets, le hourdis inférieur doit seulement recevoir un ferrailage de béton armé.

Si, comme il est fréquent, on veut y loger des câbles de continuité, on doit réglementairement respecter la plus sévère des deux conditions suivantes,[2]

$$\begin{cases} E_c \geq 2,5\Phi_{gaine} \\ E_c \geq 2\Phi_{gaine} + d + e \text{ cm} \\ E_c \geq 18 \text{ à } 22 \text{ cm} \end{cases}$$

- $2,5\Phi_{gaine} = 2,5 \times 8,1 = 20,25 \text{ cm}$
- $2\Phi_{gaine} + d + e = 22,6 \text{ cm}$

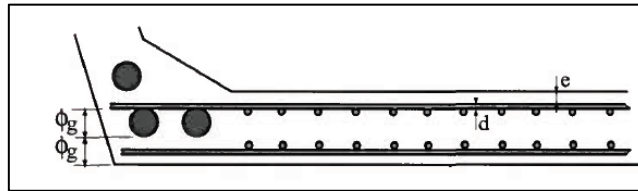


Figure II. 6 Épaisseur de l'hourdis inférieur (notations)

Alors on choisit : $E_c = 0,25 \text{ m}$

Remarque :

Pour le gousset inférieur on prend un angle $J=45^\circ$

3.1.4 Épaisseur du hourdis supérieur

C'est la flexion transversale qui conditionne l'épaisseur du hourdis supérieur. Cependant pour des caissons simples on peut admettre les simplifications suivantes :

- les âmes sont souvent implantées au quart de la largeur du caisson ($C = B / 4$),
- l'épaisseur à l'extrémité e_1 dépend du dispositif de retenue choisi, elle varie de 16 à 24 cm,
- À l'enracinement de l'encorbellement, l'épaisseur e_2 dépend des équipements et du profil en travers fonctionnel. En première approximation, on pourra retenir

$$C/8 \leq e_2 \leq C/7$$

- Epaisseur à mi- portée

$$\begin{cases} D/30 \leq e_4 \leq D/25 \\ e_{4min} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

- L'épaisseur à l'encastrement e_4 est estimée à

$$e_4 = 0,1 + D/25$$

- On doit vérifier aussi que :

$$\begin{cases} e_3 > e_2 - 0,1 \\ e_3 > 1,5e_4 \end{cases}$$

Compte tenu des de ce qui précède les caractéristiques de l'hourdis supérieure sont les suivantes :

- $D = 6,85\text{m}$
- $C = 3,425\text{m}$
- $e_1 = 0,2 \text{ m}$
- $e_2 = 0,48\text{m}$
- $e_4 = 0,25 \text{ m}$
- $e_3 = 0,5 \text{ m}$

4. Section transversale finale :

Les dimensions de la section choisie sont résumées dans l'image suivante :

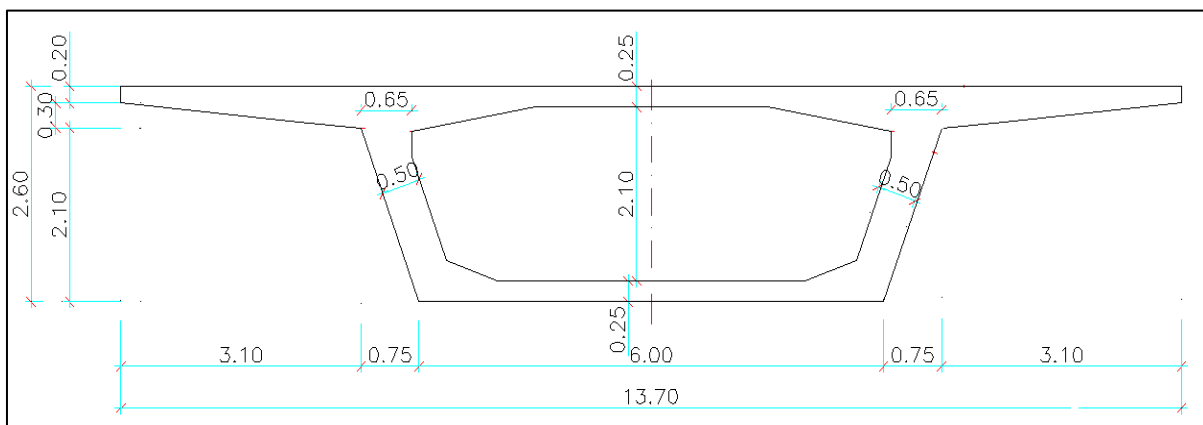


Figure II. 7 Coupe transversale du caisson

4.1 Caractéristiques géométriques de la section choisie

Le centre de gravité se situe à 0,9155 m à partir de la fibre supérieure,

La section transversale $S=8,3828 \text{ m}^2$, Le moment d'inertie $I=7,5974 \text{ m}^4$.

5. Conclusion

Le prédimensionnement du tablier de l'ouvrage est une étape clé dans l'étude d'un pont, un concepteur est conduit à choisir une section convenable aux critères demandés par le client d'une part et adéquate au type de pont d'autre part, tout en s'inscrivant le mieux possible dans l'environnement.

Chapitre III

Charges et surcharges

1. Introduction :

Après avoir déterminé les caractéristiques de notre pont (méthode de construction, le pré dimensionnement de la section transversale), la détermination des charges permanentes et des différents types de surcharges, qu'elles soient routières ou climatiques, constitue une étape importante pour la modélisation de l'ouvrage durant la phase de construction et après sa mise en service.

2. Caractéristiques du pont

On commence par quelques brèves définitions :

La largeur rouable:

Largeur comprise entre les dispositifs de sécurité ou bordures et elle comprend, outre la chaussée, toutes les surlargeurs éventuelles telles que bande dérasée, bande d'arrêt, etc.

Largeur chargeable:

Largeur déduite de la largeur rouable en enlevant une bande de 0,50m le long de chaque dispositif de retenue (glissière ou barrière ou de leur support s'il débord) lorsqu'il en existe.

Notre ouvrage comporte une barrière de sécurité de 72 cm et une bordure, alors :

$$\triangleright Lr = 13,7 - 0,72 = 12,98m$$

$$\triangleright Lc = Lr - 0,5 = 12,48 m$$

2.1 La classe du pont :

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de leurs largeurs roulables.

On a $Lr = 12,98m$ supérieure à 7 m ; alors notre pont est de première classe. [4]

2.2 Nombre des voies

$$\text{Nombre de voies } Nv = E(Lc/3) \rightarrow Nv = E\left(\frac{12,48}{3}\right) = 4 \text{ voies}$$

$$\text{La largeur de la voie } Lv = Lc/Nv \rightarrow Lv = 3,12 m$$

3. Les charges permanentes

Les charges permanentes du tablier d'un pont est la somme des poids des divers éléments porteurs, non porteurs et des installations fixes.

3.1 Les éléments porteurs :

Le poids propre du tablier est calculé à partir de la section du voussoir, et du poids propre du béton qui est égale à 25 KN/m^3 , alors :

$$\text{PP d'une section de voussoir courant} = 25 \times A = 25 \times 8,3828 = 209,57 \text{ KN/ml}$$

$$\text{PP d'une section du VSP} = 25 \times 17,1562 = 428,905 \text{ KN / ml}$$

$$\text{PP voussoir sur culée} = 25 \times 20,1062 = 502,655 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$\text{Le poids d'une travée de rive} = 502,655 \times 1 + 33,5 \times 209,57 + 128,905 \times 1,5 = 7716,6075 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids propre d'une travée intermédiaire} = 3 \times 428,905 + 41 \times 209,57 = 9879,085 \text{ KN}$$

3.2 Les poids des éléments non porteurs :

Les éléments non porteurs se divisent en plusieurs catégories :

Les revêtements : couche de bitume de 8 cm d'épaisseur et une couche d'étanchéité de 3 cm.

Les éléments non structuraux : la barrière BN4.

La corniche métallique.

Le tableau ci-dessous résume le poids de ces éléments :

	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Largeur(m)	Valeur nominale (KN/m)
Béton bitumineux	22	0.08	12.98	22,8448
Etanchéité	22	0.03	13.7	9,042
Béton sous BN4	24	0.3	0.72	5,184
Corniche métallique	-	-	-	1,6
Pois de BN4	-	-	-	1,3
				39,9708

Tab.III 1 Le poids propre des éléments non structuraux.

Donc le poids des éléments non porteurs = 39.9708 KN/ml.

Le poids propre des travées est résumé dans le tableau ci-dessous :

Le type de travée	Travée de rive	Travée intermédiaire
Poids des éléments porteurs	7716,6075	9879,085
Poids des éléments non porteurs	1438.9488	1758,7152
Poids propre total	9449,7588 KN	11637,8002 KN

Tab.III 2 Le poids propre du tablier

4. Les surcharges routières :

Pour déterminer les surcharges routières à considérer pour le calcul des éléments du pont, on se réfère aux surcharges prescrites dans [4] qui sont :

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- La surcharge de charges A(L),
- Système des charges B (système Bc),
- La surcharge militaire (système Mc120),
- Le Charge exceptionnelle (convoi type D),
- Efforts de freinage,
- Les surcharges sur trottoirs,
- La surcharge dus au vent et au séisme.

4.1 Le système de charge A :

La charge A est une sorte de surcharge qui s'applique sur la chaussée et qui a comme formule :

$$A = a_1 \times a_2 \times A(l) \text{ (Kg/ m}^2\text{)}$$

Tel que :

- a_1 : coefficient qui dépend de la classe du pont et du nombre de voies chargées, ces valeurs sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	1 ^{re} classe	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 ^{eme} classe	1	0.9	-	-	-
	3 ^{eme} classe	0.9	0.8	-	-	-

Tab.III 3 Les valeurs du coefficient a_1

Et a_2 un coefficient qui dépend essentiellement de la classe du pont et de la largeur de voie choisie, il est défini par :

$$a_2 = \frac{L_0}{L_v}$$

- $L_0 = 3.5$ m pour un pont de 1^{ère} classe.
- $L_v = 3.12$ m,

$$\rightarrow a_2 = 0.891$$

Le coefficient $A(L)$ prend la valeur maximale entre :

$$\begin{cases} A(L) = 230 + \frac{36000}{(L + 12)} \text{ (Kg/m}^2\text{)} \\ A(L) = 4 - 0.002 \times L \text{ (Kg/m}^2\text{)} \end{cases}$$

L : représente la longueur chargée.

On définit aussi $A_1 = a_1 \times A(L)$

Donc pour produire les sollicitations les plus défavorables dans le sens longitudinal, on doit prendre en considération toutes les combinaison de répartition de la charge A possible qui sont 15 ,ensuite comparer les résultats des moments fléchissant et l'effort tranchant et d'en déduire la combinaison la plus défavorable.

Le calcul des sollicitations dues au système de charge A était fait à l'aide du logiciel *SAP 2000* (qui sera présenté dans le chapitre de l'étude de la phase de service).

La figure suivante représentera des captures d'écran à partir du logiciel montrant toutes les dispositions de la charge A considérées.

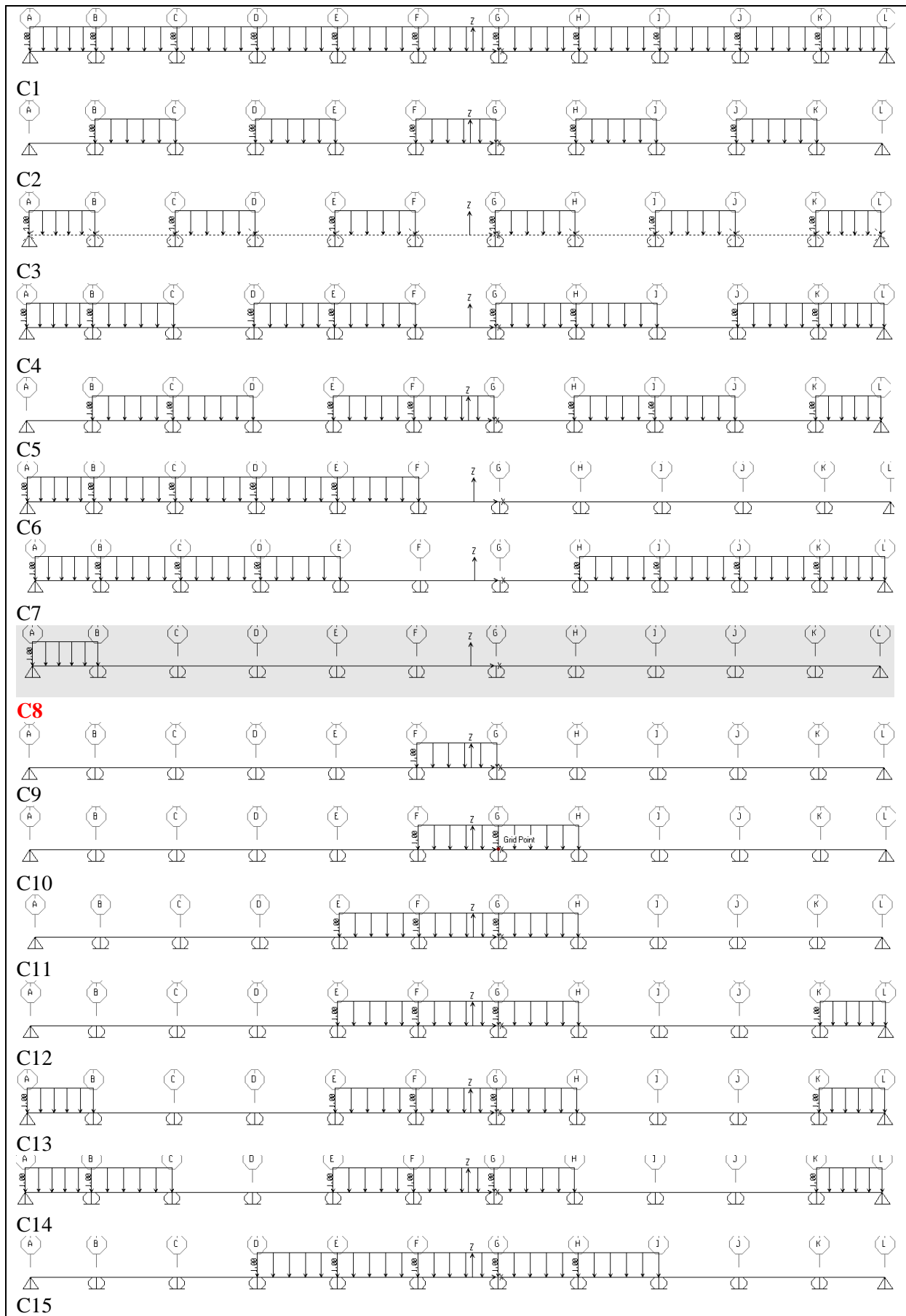


Figure III. 1 les différentes dispositions de la charge A

N°cas	L (m)	A ₁ (Kg/m ²)	A ₁ (Kg/ml)	M _{max} (KN.m)	V _{max} (kN)	M _{min} (KN.m)	V _{min} (kN)
1	468	3,064	38,2387	2749,6519	749,9159	-5499,40	-749,9159
2	220	3,56	44,4288	6384,75428	871,3122	-3199,680	-871,3122
3	248	3,504	43,72992	6279,6109	858,2688	-2998,721	-857,6062
4	336	3,328	41,53344	4225,18972	678,3184	-7981,173	-950,7417
5	300	3,4	42,432	4319,62609	972,8236	-8153,872	-690,6144
6	212	3,576	44,62848	4491,1144	899,9733	-7277,602	-850,4831
7	336	3,328	41,53344	4204,45623	726,7829	-6789,404	-902,2772
8	36	7,35	91,728	10223,654	1650,588	-6433,58	-1293,094
9	44	6,546	81,6994	10176,352	1602,2425	-7448,315	-1602,2425
10	88	4,425	55,224	5249,2084	937,9458	-10069,23	-1228,097
11	132	3,736	46,62528	4756,0663	1004,0815	-7363,074	-824,6952
12	168	3,664	45,72672	4703,1316	897,2554	-7237,564	-896,2772
13	204	3,592	44,82816	4607,5151	966,9787	-7091,009	-791,3097
14	240	3,52	43,9296	4924,4610	783,6719	-6872,519	-939,3724
15	220	3,56	44,4288	4475,3765	962,8792	-8109,122	-779,7452

Tab.III 4 les Sollicitations correspondante à chaque disposition

Le 8^{ème} cas est le plus défavorable pour $L = 36m$, vis-à-vis du moment fléchissant maximal, et l'effort tranchant, Ainsi la charge A_1 devient:

$$A_1 = 7.35 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Ce qui donne $A(L) = 7.35 \times 12.48 \times a_2 \Rightarrow$

$$A(L) = 91,728 \text{ KN} / \text{ml}$$

Voici les diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant pour cette distribution :

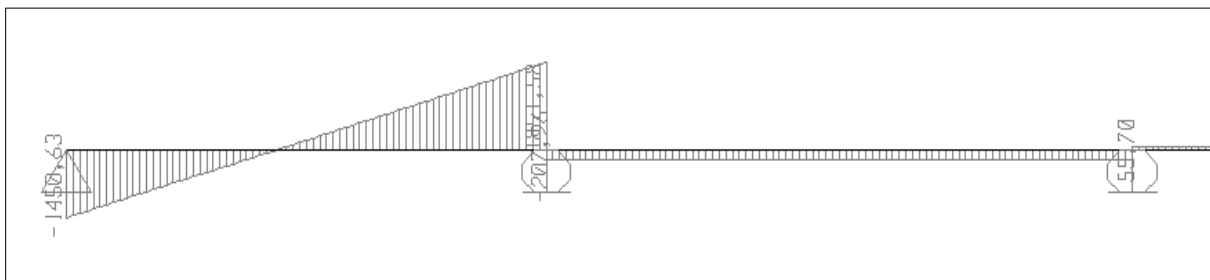


Figure III. 2 Diagramme de l'effort tranchant le plus défavorable sous A

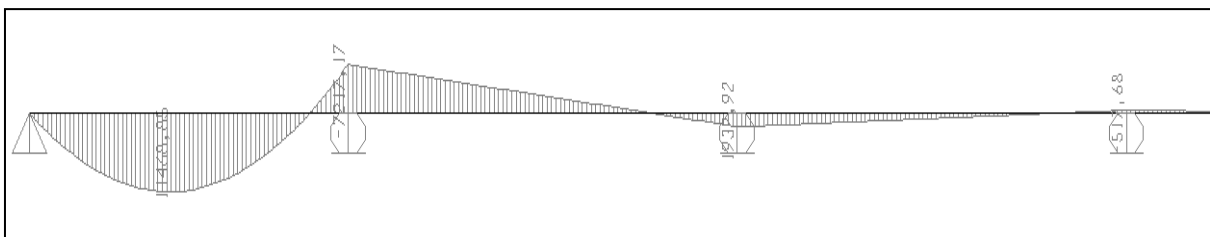


Figure III. 3 Diagramme du moment fléchissant défavorable sous A

4.2 Système de charges B

4.2.1 Système de charge Bc

Ce système de charge est constitué par des camions disposés sur la chaussée pour vérifier la stabilité locale de la structure. Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux, la disposition des camions dans le sens longitudinal est choisie pour produire l'effet le plus défavorable possible. [4]

Dans le sens transversal, le nombre des camions est au plus égale au nombre de voies.

Les surcharges Bc sont multipliées par un coefficient réducteur bc.

Les camions Bc sont illustrés sur la figure ci-dessous :

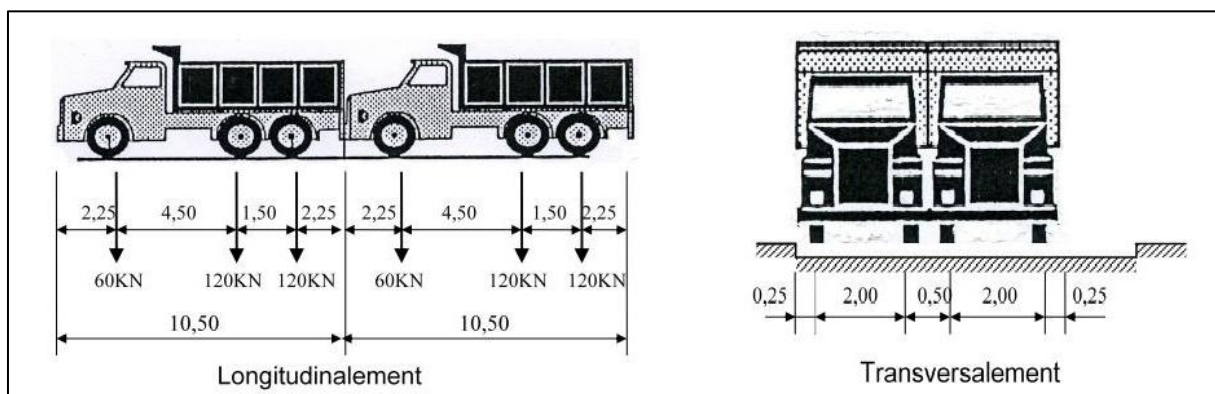


Figure III. 4 Disposition des camions dans le system Bc

La charge Bc peut être évaluée par la formule,[4] :

$$Bc = 2 \times n \times 30 \times bc$$

Tel que :

- n : nombre de files chargées.
- bc : coefficient réducteur dépend essentiellement de la classe et du nombre de voies chargées. Egale 0,8 pour 4 voies chargées.

Alors :

$$Bc = 192 t$$

4.3 Surcharges militaires

Pour le calcul des ponts on doit prendre en compte les surcharges provoquées par les convois militaires qui sont parfois plus défavorables que les de surcharges A et B.

Les convois militaires se divisent en deux types M120 et M80 qui de leurs tours se subdivisent en 2 sous type Mc et Me. Toutefois, on s'intéressera uniquement au surchargesMc120.

4.3.1 Surcharge Mc120 :

Les véhicules Mc120 peuvent circuler en convois. Transversalement, un seul convoi est admis quel que soit la largeur de la chaussée, et longitudinalement le nombre des véhicules est illimité, il est choisi pour produire l'effet le plus défavorable. [4]

Les caractéristiques d'un convoi sont :

- Poids totale : 110t
- Longueur d'une chenille : 6.10m
- Largeur d'une chenille : 1.00m

Donc la charge par unité de longueur = $110/6,1 = 18,033 \text{ KN/ml}$

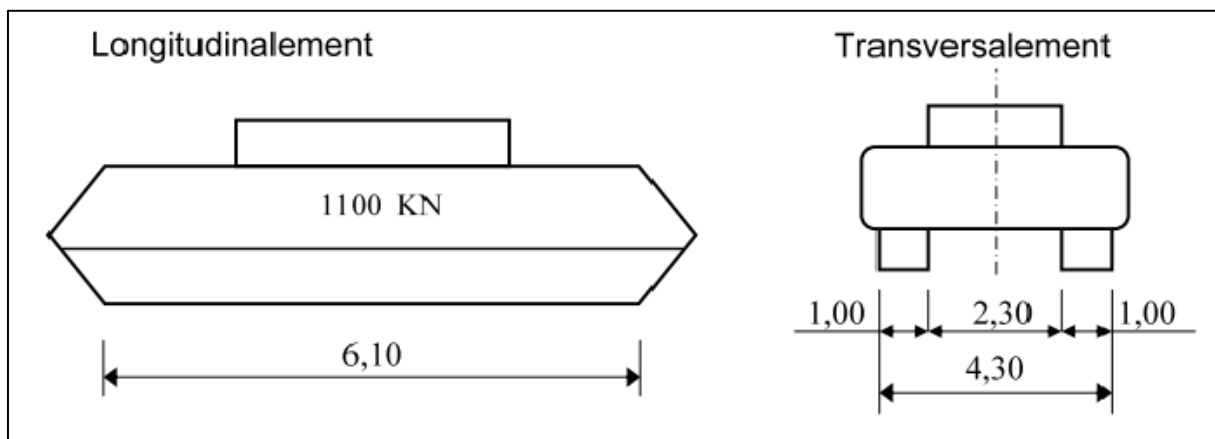


Figure III. 5 Surcharge militaire Mc 120

4.4 Les convois exceptionnels

Les ponts doivent être calculés pour pouvoir supporter les efforts dus aux surcharges des convois exceptionnels qui s'avèrent parfois plus défavorables que les charges A et B.

On s'intéressera au convoi D240 pour le calcul.

4.4.1 Le convoi d type D240

Ce convoi comporte une remorque à 3 éléments dont chacun se compose de quatre lignes, d'un poids totale de 240 t.

Cette remorque s'étale sur une surface uniformément chargée de 18.60 m de longueur et de 3.2 m de largeur.[4]

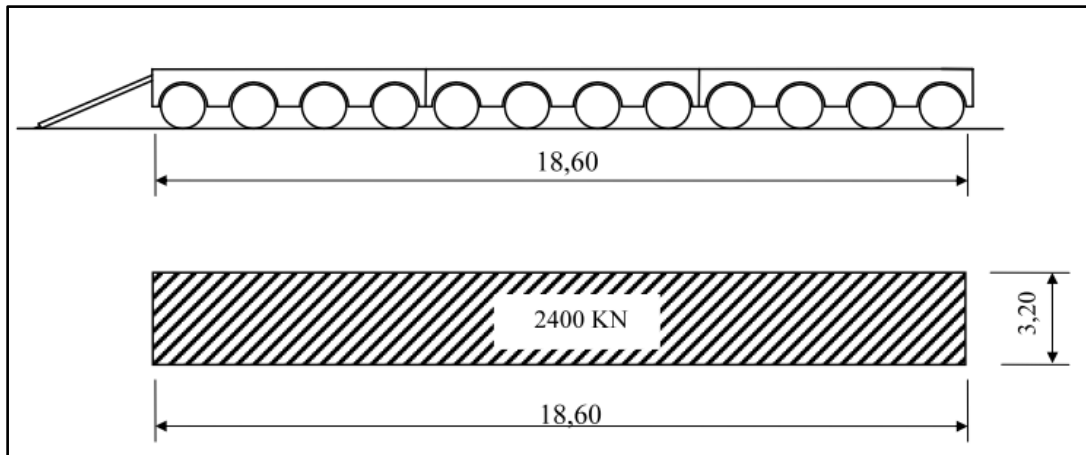


Figure III. 6 Convoi exceptionnel D240

4.5 Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B et Mc120 sont majorés par un coefficient (δ) appelé *coefficient de majoration dynamique*. Ce coefficient permet de passer d'une étude dynamique vers une étude pseudo-dynamique. En effet, les charges dynamiques sont remplacées par des charges statiques majorées par ce coefficient.[4]

$$\begin{cases} \delta = 1 + \alpha + \beta \\ \alpha = \frac{0.6}{1 + 4 \times G/S} \\ \beta = \frac{0.4}{1 + 0.2 L} \end{cases}$$

Avec :

G : Poids propre de l'élément considéré.

L : la longueur de l'élément.

S : surcharge maximale.

Le tableau suivant résume les coefficients de majoration dynamique pour la travée de rive et pour la travée intermédiaire.

Pour la travée de rive :

- L=36 m,
- G=944,97 t.

Système de charge	S	α	β	γ
Bc	192	0,02900373	0,04878049	1,07778421
Mc 120	220	0,0330008	0,04878049	1,08178128

Tab.III 5 Coefficient de majoration dynamique de la travée de rive

Pour une travée intermédiaire :

- L= 44 m,
- G=1163,78002 t.

système de charge	S	α	β	γ
Bc	192	0,02376669	0,04878049	1,07254718
Mc 120	220	0,02707626	0,04878049	1,07585674

Tab.III 6 Coefficient de majoration dynamique de la travée intermédiaire

4.6 La force centrifuge

Les camions du système de charge Bc génèrent une force centrifuge qui s'exerce sur l'axe longitudinal de la chaussée. En désignant par R (en mètres) le rayon du tracé de l'axe de la chaussée sur le pont, il y a lieu d'adopter, pour la force centrifuge développée par un essieu; une fraction de son poids égale à : [4]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{R + 150}{6R + 350} \text{ si } R \leq 400 \text{ m} \\ \frac{80}{R} \text{ si } R > 400 \text{ m} \end{array} \right.$$

Dans notre cas $R_{\text{moyen}} = 465 \text{ m}$ ce qui donne :

$$\begin{aligned} \text{Force centrifuge} &= Bc \times (80/465) \\ &= 192 \times (80/465) = 33.03 \text{ t} \end{aligned}$$

4.7 Action du vent

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la chaussée, la répartition et la grandeur des pressions exercées par celui-ci et les forces qui en résultent dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage. [4]

En général, la pression dynamique de vent prend les valeurs suivantes :

En phase de service : $P = 2000 \text{ N/m}^2$

4.8 L'action sismique

Sur un ouvrage, les efforts sismiques sont identiques à ceux d'une accélération uniforme présentant une composante horizontale et une composante verticale, et notre but ultime est de garantir les vies humaines en s'assurant de la stabilité structurelle de notre ouvrage.

Selon [11], le territoire national étant divisé en quatre zones de sismicité. Notre ouvrage est classé en zone 2A où l'accélération horizontale du Sol est égale à 0,25 g.

4.9 Effet du fluage

Le fluage du béton est un processus continu de déformation d'un élément sur lequel s'exerce une charge constante ou variable. Dans le cas général, seul un calcul numérique à l'aide de l'ordinateur permet de faire une estimation fine des effets du fluage.

Pour l'estimation des efforts produits par le fluage, on prend en compte, à la clé, un moment forfaitaire égal au quart du moment sous poids propre que l'on aurait obtenu si l'ouvrage avait été entièrement coulé sur cintre. Cette valeur peut être considérée comme un ordre de grandeur convenable dans les cas usuels. [2]

Donc dans notre cas sous poids propre, le moment maximal au niveau de la pile est :

$$M (max) = 19082 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{fl} = \frac{M (max)}{4}$$

$$M_{fl} = 4770,5 \text{ kN.m}$$

4.10 Effet thermique :

Le gradient thermique est défini comme la différence de la température qui s'établit journellement entre fibres supérieure et inférieure d'une poutre sous l'effet de l'ensoleillement.

Dans une structure isostatique le gradient thermique provoque des déformations même quand l'ouvrage n'est pas sollicité et dans la structure hyperstatique les déformations seront contraintes par la surabondance des appuis, ce qui produit des sollicitations considérables au niveau de la section droite qui doivent être prise en compte dans le calcul des câbles de précontrainte de continuité.

La répartition de la température sur les éléments du tablier suit des lois complexes qui peuvent être simplifié par des lois linéaires.

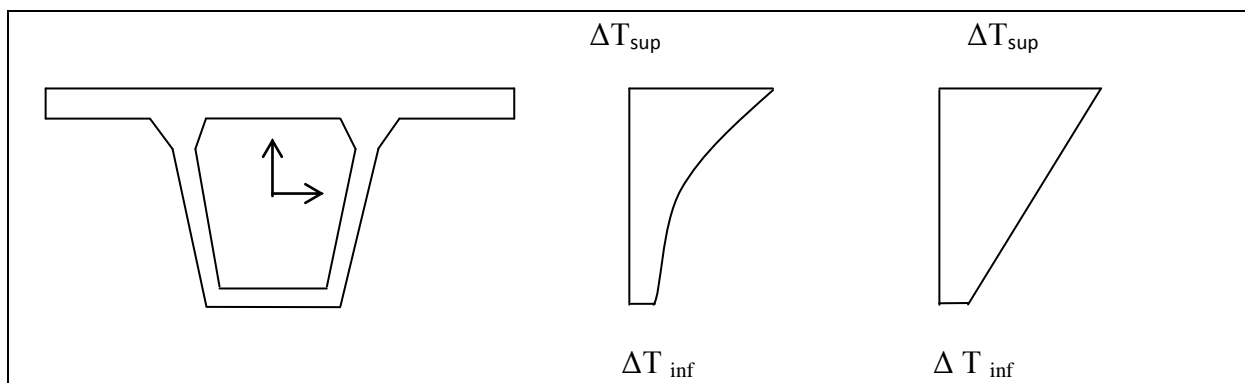


Figure III. 7 Exemples de lois de variation du gradient thermique

Pour effectuer les calculs on peut faire l'hypothèse d'une distribution linéaire des dilatations sur la hauteur h de la section droite, d'où la rotation élémentaire $d\omega$ pour un élément de longueur dx :

$$d\omega = \frac{\lambda \times \delta T}{h} dx$$

Tel que λ représente le coefficient de dilatation thermique de béton qui vaut $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

Et $\delta\varepsilon = \lambda \delta T = (\varepsilon_s - \varepsilon_i)$, désignant la différence de dilatation relative entre la fibre supérieure et la fibre inférieure ;

Par intégration on obtient facilement les rotations aux extrémités des différentes travées supposées indépendantes.

Selon [9], pour un tablier en béton le gradient thermique doit prendre les valeurs suivantes :

- $\pm 7 \text{ }^\circ\text{C}$ en phase de service.
- $\pm 12 \text{ }^\circ\text{C}$ en phase de construction.

4.11 Surcharge sur le trottoir

Nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg/m^2 réservée exclusivement à la circulation des piétons et des cycles de façon à produire l'effet maximal envisagé. Il est préférable que la distribution de charges se fasse suivant la charge A pour produire l'effet le plus défavorable possible [4].

5. Conclusion

La définition de toutes les charges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage est une étape nécessaire et importante pour l'étude. Elle permet de faire entrer toutes ces charges sous certaines combinaisons prescrites par les règlements dans le calcul automatique ou bien analytique pour l'évaluation des sollicitations appliquées sur l'ouvrage pour les différentes sections du tablier afin de dimensionner les câbles de précontrainte nécessaire.

Chapitre IV
**Etude de la phase de
Construction**

1. Introduction

Le présent chapitre va porter sur l'étude en phase de construction qui se déroulera suivant un algorithme bien choisit en guise de faciliter la mise en œuvre, le coût de l'ouvrage et l'optimisation de la méthode de construction.

Ainsi on va décortiquer les problèmes d'instabilité des fléaux en cours de construction toute en proposant des solutions bien adaptées au projet et les justifications à apporter.

2. La phase de construction des fléaux :

2.1 Principe de la stabilité des fléaux :

Pendant la construction des ponts par encorbellements successifs, il est nécessaire d'assurer la stabilité des fléaux sur leur pile avant clavage ou avec la partie coulée sur cintre, pour les travées de rive.

L'accident à éviter est le basculement du fléau sur le chevêtre de la pile. Pour évaluer ce risque, deux types de situations créant des déséquilibres sont à envisager :

- une situation temporaire de construction alors que le fléau est en déséquilibre sous l'effet du poids d'un voussoir construit avant son symétrique, de charges de chantier non symétriques et d'un vent ascendant s'exerçant sur l'un des demi fléaux ;
- une situation accidentelle qui correspond à la chute d'un équipage mobile.

Dans les deux cas, les combinaisons d'actions à utiliser relèvent de l'état limite d'équilibre statique. [1]

2.2 Dispositif de stabilité des fléaux

Le dispositif de stabilisation le plus utilisé pour des portées inférieurs à 120m est le clouage par précontrainte. Elle consiste à tendre des armatures verticales et les ancrer sur le chevêtre de la pile pour plaquer le voussoir sur pile sur ses appuis.

Pendant la construction, le voussoir sur pile repose sur un ensemble de cales provisoires dédoublant l'appui pour élargir la surface de contact. L'utilisation des appuis définitifs pendant la construction des fléaux n'est en effet pas conseillée car les risques de détérioration sont importants.

Les câbles de clouage passent à côté des cales provisoires. Leurs ancrages supérieurs sont placés en général dans des bossages provisoires préfabriqués, posés sur le hourdis supérieur, elles descendent ensuite à travers le voussoir sur pile en passant près des âmes, à côté ou dans l'entretoise d'appui. En partie inférieure, les câbles sont soit bouclés dans le fût de pile, soit ancrés de façon classique. Dans ce dernier cas, les ancrages peuvent se situer dans la face

latérale de la semelle de fondation ou dans des bossages logés à l'intérieur des piles, si celles-ci sont évidées.

2.2.1 Aménagement des têtes de piles :

Les têtes de piles doivent être conçues en générale pour recevoir :

- les appuis définitifs constitués en général de pots d'élastomère ;
- les cales de stabilité ou d'appui provisoires ;
- les câbles de clouage ;
- les zones de vérinage pour le réglage des fléaux en fin ou en cours de construction, ou le changement des appareils d'appui ;
- les dispositifs de visite et de contrôle des appareils d'appui en service ;

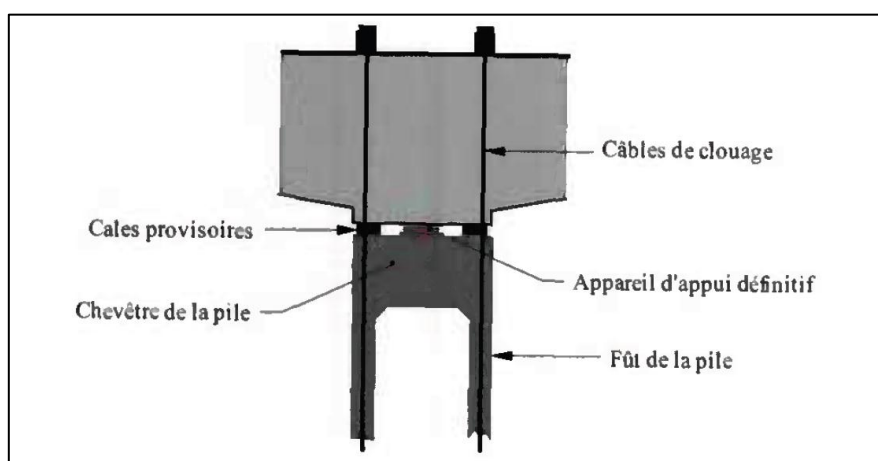


Figure IV. 1 Coupe du Vousoir Sur Pile VSP avec ses câbles de clouage

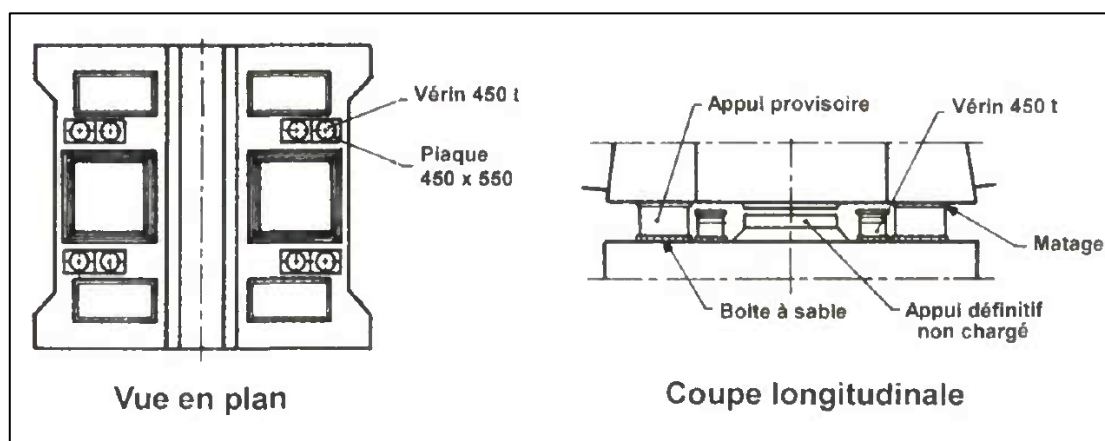


Figure IV. 2 Schéma d'aménagement d'une tête de pile

2.3 Charges appliquées aux fléaux :

Les actions à prendre en compte pendant la phase de construction sont celle d'une situation d'exécution distinguées par le BPEL91 [5] ;

- charges permanentes (G), notamment le poids propre du tablier ;
- Les surcharges de chantier qui sont de deux types, les charges d'exécution connues (Qprc) et les charges d'exécution aléatoires (Qpra) ;
- Le vent en situation d'exécution (W);
- Les surcharges accidentelles(FA) comme la chute d'un équipement mobile;
- Le gradient thermique, dans les cas où le marché le prescrit.

2.3.1 Efforts dus au poids propre :

On a une variation constante de la section du tablier sur toute la longueur du pont.

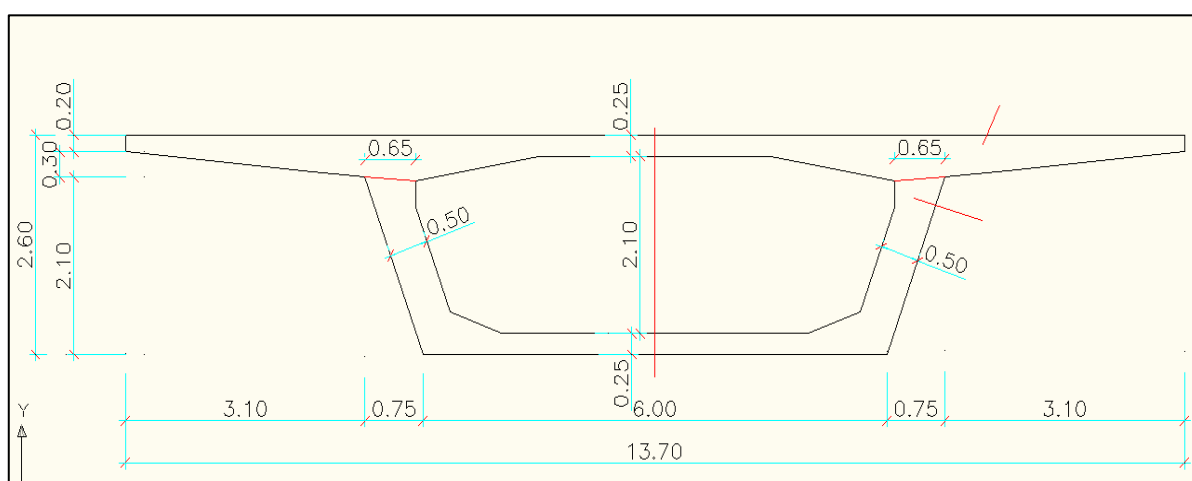


Figure IV. 3 Coupe transversale d'une section du tablier

Le schéma statique de la console peut être représenté par une console encastrée, alors au fur et à mesure qu'on construit de nouveaux voussoirs le poids propre devient de plus en plus grand créant ainsi un effort tranchant et un moment fléchissant négatifs maximaux au niveau de l'encastrement comme le montre les équations de statique suivantes ;

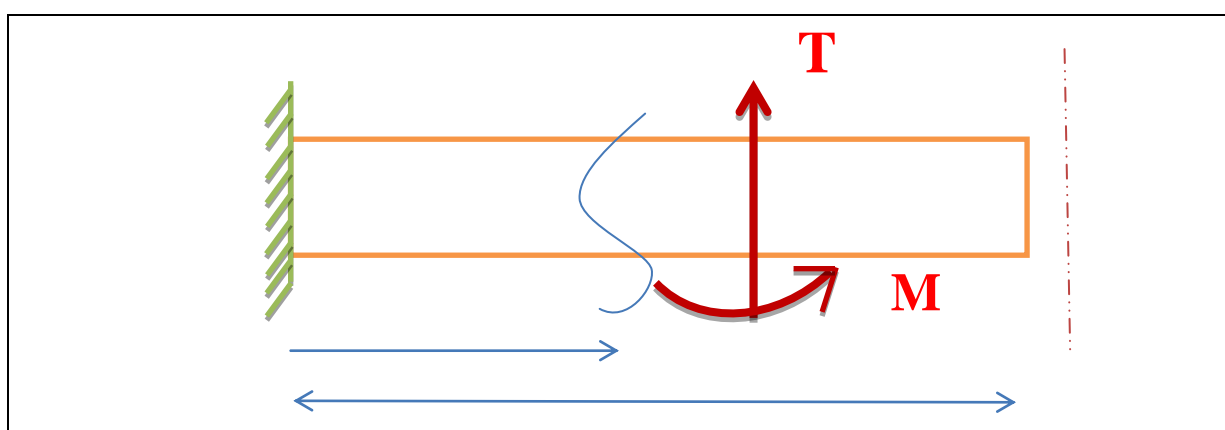


Figure IV. 4 Schéma statique

La section transversale vaut : $S(x) = 8,3828 \text{ m}^2$

Le poids volumique du béton est : $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

Si on considère un voussoir de clavage de 2m de longueur, on aura alors des fléaux de 21 m en bi console et 42 m en longueur totale.

Le poids du demi-fléau situé du côté du déséquilibre est majoré de 2 % (G_{max}) alors que le poids de son symétrique est minoré de 2 % (G_{min}).[1]

$$P(x) = 1,02 S(x) \times \gamma_b = 213,76 \text{ kN/m}$$

L'expression de l'effort tranchant :

$$T(x) = \int_0^x P(x) dx = P(x) \times x \rightarrow \boxed{T(x) = 213,76 x}$$

Avec x variant de 0 à 21 donc : $T_{g_{max}} = 4,488 \text{ MN}$

L'Expression du moment fléchissant:

$$M(x) = - \int_0^x T(x) dx \rightarrow \boxed{M(x) = -106,88 x^2}$$

Donc : $M_{g_{max}} = 47,134 \text{ MN.m}$

2.3.2 Efforts dus aux surcharges de chantier :

- **Charges de chantier connues Q_{prc} :**

Les charges connues sont celles dont on peut préciser le poids et la position dans chaque phase de construction par exemple l'équipage mobile (voir schéma ci-dessous).

Soit Q_{prc1} la charge de l'équipage mobile représentée par une force concentrée.

$Q_{prc1} = 0,6 \text{ MN}$ appliqué à l'extrémité du fléau. Dans les calculs, ces charges doivent être majorées de 6 % du côté du demi-fléau le plus lourd ou minorée de 4 % du côté opposé ($Q_{prc1_{min}}$ et $Q_{prc1_{max}}$). [1]

Effort tranchant : $T(x) = 0,636 \text{ MN}$

Moment fléchissant : $M(x) = -0,636 x$

Alors les efforts maximaux seront pour $x=21\text{m}$:

- $T_{prc1_{max}} = 0,636 \text{ MN}$
- $M_{prc1_{max}} = 13,356 \text{ MN.m}$

- **Charges de chantiers aléatoires Q_{pra} :**

Les charges de chantier aléatoires correspondent aux matériaux stockés sur le tablier (par exemple rouleaux de câbles), aux petits engins de chantier (par exemple compresseurs), aux personnels et aux actions climatiques diverses et négligées dans le calcul. Ces charges

peuvent être représentées par une charge répartie et une charge concentrée à l'extrémité du demi-fléau le plus lourd pour créer l'effet défavorable.

Le guide de conception de SETRA [1] distingue les valeurs suivantes pour des portées inférieures à 120 m :

$$Q_{pra_1} = 0,2 \text{ kN/m}^2$$

$Q_{pra_2} = (50+5b) \text{ kN}$, avec b la largeur de l'hourdis supérieur $b=13,7 \text{ m} \rightarrow$

$$Q_{pra_2} = 118,5 \text{ kN}$$

Efforts résultants :

$$T(x) = 118,5 + 0,2 \times 13,7x$$

$$M(x) = -118,5x - 1,37x^2$$

Pour $x = 21 \text{ m}$ on aura les efforts maximaux suivant :

$$T_{Q_{pra}} = 0,176 \text{ MN}$$

$$M_{Q_{pra}} = -1884,33 \text{ MN.m}$$

2.3.3 Efforts dus au vent vertical :

Notre ouvrage est situé dans un site exposé aux vents forts ou on doit prendre en compte l'action du vent vertical susceptible de causer le renversement du fléau.

L'effet du vent Q_w est alors représenté par une charge répartie d'une intensité de 200 N/m , appliquée de bas en haut sur le demi fléau le moins lourds pour assurer l'effet le plus défavorable au renversement. Les efforts résultants sont alors :

$$T_{Q_w}(x) = 0,2 \times x$$

$$M_{Q_w}(x) = 0,1 x^2$$

Pour $x=21 \text{ m}$:

$$T_{Q_w \max} = 4,2 \text{ kN}$$

$$M_{Q_w \max} = 44,1 \text{ kN.m}$$

2.3.4 Efforts dus au vent horizontal :

L'effet horizontal du vent n'est à prendre en compte que dans des cas particuliers, pour des ouvrages de grande hauteur dans des sites exposés à des vents importants et irréguliers du fait de la morphologie des lieux (vallées profondes). [1]

Donc pour notre ouvrage on ne tiendra pas compte de l'effet horizontal du vent. De plus l'étude du fléau en cours d'exécution se fera par portique de 2 dimensions comme mentionné plus haut.

2.3.5 Efforts dus aux actions accidentelles :

La chute d'un équipage mobile F_A est prise en compte avec un coefficient de majoration dynamique de 2 pour tenir compte de l'énergie accumulée par la déformation du demi-fléau concerné par la chute. Cela revient à inverser le sens du poids de l'équipage $Q_{prc1\ max}$ sur l'un des demi-fléaux.

Toute charge mobile pendant une ou plusieurs phases de déplacement de l'équipage est susceptible de chuter. Dans la plupart des cas, les calculs sont menés en considérant que l'intégralité de l'équipage mobile peut tomber.

2.3.6 Combinaisons de calcul :

Le guide de conception de SETRA [1], propose deux combinaisons d'actions en cours de réalisation à prendre en compte, fondamentales de type A et accidentelles de type B qui seront détaillées ci-dessous (figure IV.5).

2.3.6.1 Combinaisons en situation temporaire de construction (type A)

Pour la vérification aux états limites ultimes d'équilibre statique, le fléau ne doit pas décoller de ses appuis provisoires.

Pour les ouvrages coulés en place, au niveau du prédimensionnement, on peut considérer que la phase dimensionnante est le coulage de la dernière paire de voussoirs. On suppose que les deux équipages ont été avancés, que l'un des deux voussoirs a été bétonné, alors que l'autre bétonnage reste à faire. Le fléau est donc étudié avec un déséquilibre d'un voussoir.

Les combinaisons d'action à étudier sont donc les suivantes :

- ❖ Combinaison A1 :

$$1,1 (G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{prc1\ max} + Q_{prc1\ min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w)$$

- ❖ Combinaison A2 :

$$0,9 (G_{max} + G_{min}) + 1,25(Q_{prc1\ max} + Q_{prc1\ min} + Q_{pra1} + Q_{pra2} + Q_w)$$

2.3.6.2 Combinaisons en situation temporaire de construction (type B)

Ces combinaisons sont utilisées pour la justification vis-à-vis des états limites ultimes de résistance sous combinaison accidentelle. En situation accidentelle, l'ouvrage doit pouvoir résister à la chute d'un équipage mobile. Dans ce cas, le fléau peut décoller de ses cales d'appui provisoires mais la sécurité est assurée en mobilisant à pleine capacité les matériaux, par exemple, dans le cas de précontrainte de clouage, par surtension de ces câbles. Les combinaisons d'action accidentelles sont donc les suivantes :

❖ Combinaison B1 :

$$1,1 (G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{prc1\ max} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$$

❖ Combinaison B2 :

$$0,9 (G_{max} + G_{min}) + F_A + (Q_{prc1\ max} + Q_{pra1} + Q_{pra2})$$

La disposition et sens des actions prises en compte sont schématisé dans les figures suivantes :

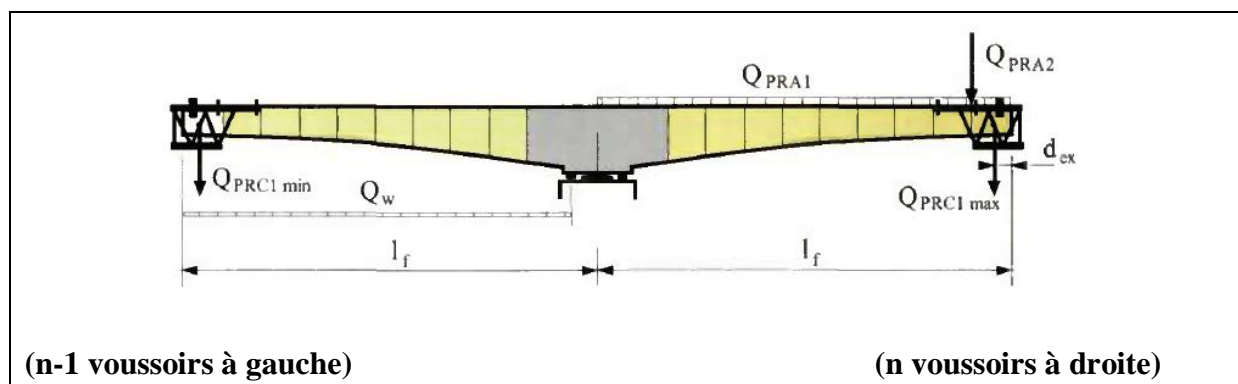


Figure IV. 5 Schéma montrant la disposition en combinaison d'actions A

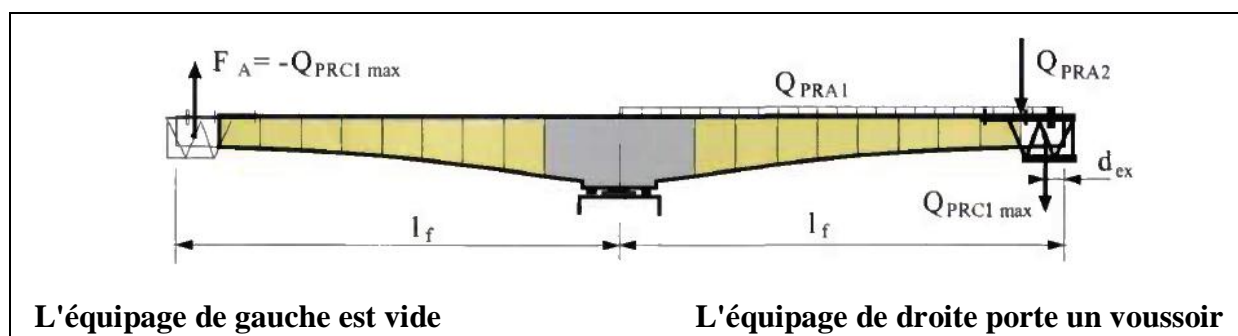


Figure IV. 6 Schéma montrant la disposition en combinaison d'actions B

Les résultats obtenus des moments fléchissant et effort tranchant les plus défavorables (combinaison d'actions A1) sont représentés pour chaque section en cours de construction avec un pas de 4 mètre dans les tableaux suivants :

	phase 5					
	phase 4					
	phase 3					
	phase 2					
	phase 1					
M A1(Mpa)	s1(0m)VSP	s2 (5m)	s3(9m)	s4(13m)	s5 (17m)	s6 (21m)
phase 1	-11,593	0				
phase 2	-29,224	-8,346	0			
phase 3	-54,283	-24,120	-8,346	0		
phase 4	-86,769	-47,322	-24,120	-8,346	0	
phase5	-126,682	-77,951	-47,322	-24,120	-8,346	0

Tab IV. 1 Valeurs de moment fléchissant (A1)

	phase 5					
	phase 4					
	phase 3					
	phase 2					
	phase 1					
T A1(MN)	s1(0m)VSP	s2 (5m)	s3(9m)	s4(13m)	s5 (17m)	s6 (21m)
phase 1	-4,1238	0				
phase 2	-6,0195	-3,6498	0			
phase 3	-7,9153	-5,5456	-3,6498	0		
phase 4	-9,8111	-7,4414	-5,5456	-3,6498	0	
phase5	-11,7069	-9,3372	-7,4414	-5,5456	-3,6498	0

Tab IV. 2 Valeurs de l'effort tranchant (A1)

Remarque :

Pour les valeurs des moments fléchissant et de l'effort tranchant des autres combinaisons, voir annexe A.

Donc les efforts maximaux résultent de la combinaison d'action type A1, ce qui nous permettra de déduire la réaction et le moment en tête de pile pour pouvoir dimensionner la précontrainte verticale de fixation du fléau.

- $R = -11,707 \text{ MN}$
- $M = -126,682 \text{ MN.m}$

3. La phase de clavage des fléaux

Le clavage est l'opération qui consiste à assembler deux fléaux contigus par la mise en place d'un dernier élément, appelé voussoir de clavage. Cette opération s'accompagne par le procédé de précontrainte dans la partie basse du tablier afin de reprendre les moments positifs de l'ouvrage qui devient au fur et à mesure de cette opération hyperstatique, ainsi l'enchaînement des clavages modifie pas à pas le comportement structurel de l'ouvrage.

On procède alors à un calcul par étape, en évaluant les sollicitations entrainées par la mise en place du clavage intermédiaire (reliant deux fléaux centraux), ensuite celles du clavage de rive.

La structure devient progressivement continue et l'application de chargements provoque des moments hyperstatiques de continuité qu'on va calculer la suite

3.1 Clavage des fléaux centraux :

Afin de calculer les moments dus au clavage on modélise la structure par un portique en 2 dimensions et on suppose la structure continue et hyperstatique tout en considérant le poids propre du dernier voussoir de clavage comme une charge répartie appliquée au milieu de notre portique.

Le calcul est réalisé par le logiciel SAP2000 v14 (présenté plus bas), et le modèle de calcul ainsi que les efforts résultants sont représentés dans la figure ci-dessous.

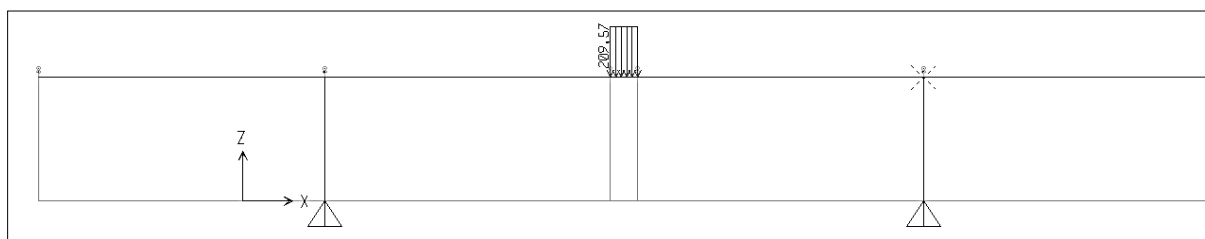


Figure IV. 7 Modélisation d'û clavage central

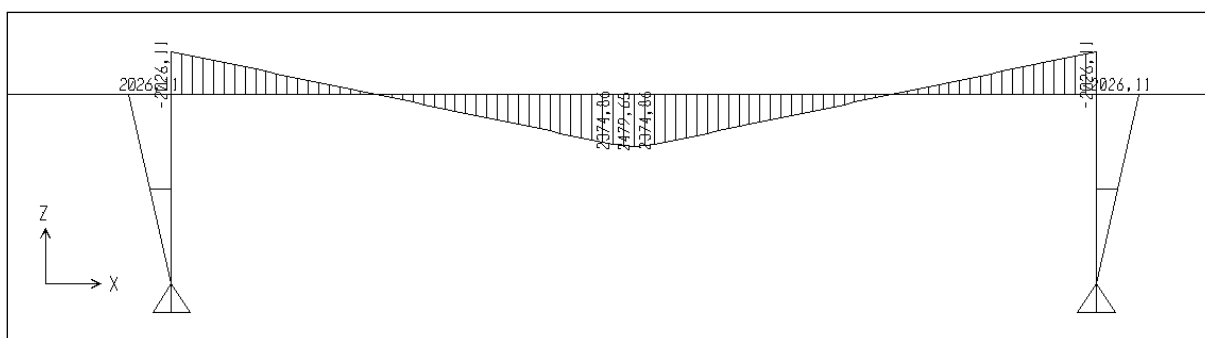


Figure IV. 8 Diagramme du moment fléchissant dû au clavage central

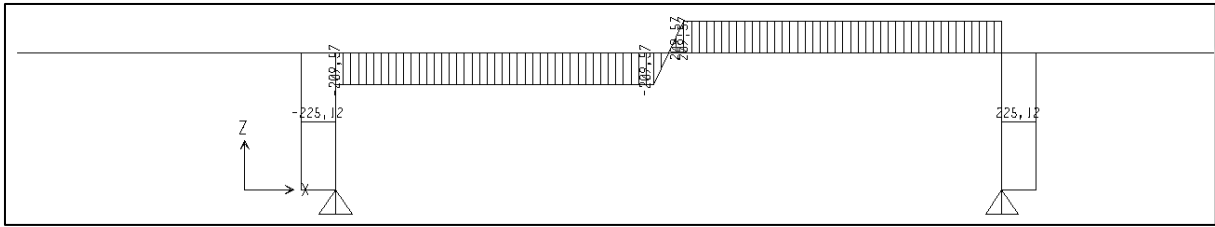


Figure IV. 9 Diagramme de l'effort tranchant dû au clavage central

3.2 Clavage de rive

Le clavage de la travée de rive s'effectue de la même façon que celui de la travée intermédiaire. On considère que la console est solidaire avec la partie coulée sur cintre et que la structure est hyperstatique, en remplaçant l'effet du voussoir de clavage par son poids propre réparti qu'on tiendra compte par la suite donc pour le calcul des efforts.

Le modèle de calcul est ainsi fait sur SAP2000 et donne les résultats suivant :

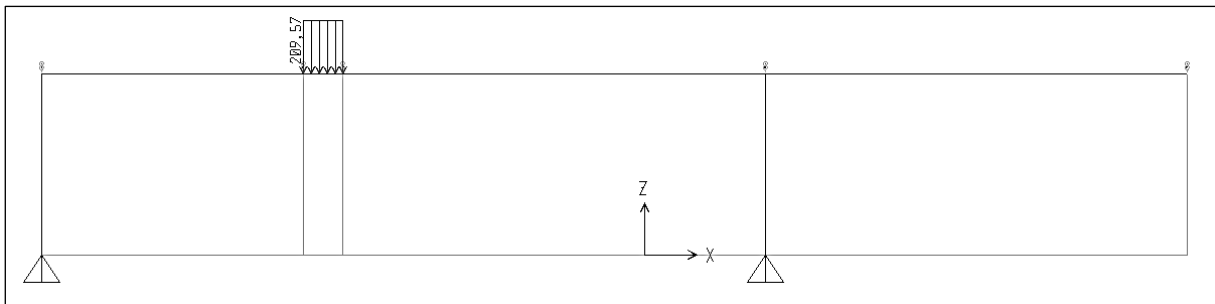


Figure IV. 10 Modélisation dû clavage de rive

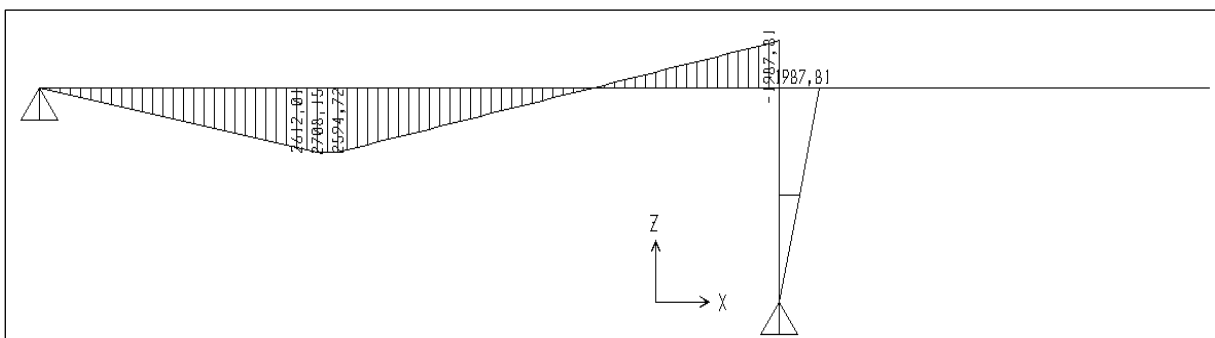


Figure IV. 11 Diagramme du moment fléchissant dû au clavage de rive

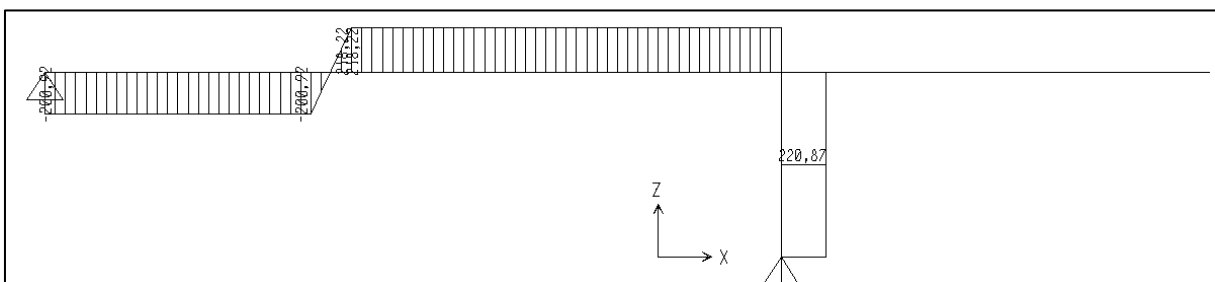


Figure IV. 12 Diagramme de l'effort tranchant dû au clavage de rive

4. Conclusion

Le procédé de construction par encorbellement successif présente beaucoup d'avantage notamment en phase de construction. Il permet de franchir des brèches infranchissables sans pour autant toucher le sol. Cependant les sollicitations développées lors de la construction des fléaux sont très importantes, ce qui amènera à utiliser un câblage de précontrainte assez cher.

Les moments négatifs développés en construction peuvent être supérieur à ceux de la phase de service qu'on verra en détail dans le prochain chapitre, par conséquent les câbles de précontrainte, soulagés automatiquement une fois la structure devenue hyperstatique, vont participer à la reprise des moments négatifs sur piles dans la phase exploitation.

Chapitre V

Etude de la phase de service

1. Introduction

Pour les ponts construits par encorbellement successif, le calcul des sollicitations est autant important en phase de construction qu'en phase de service. Dans ce chapitre, on procédera aux calculs des sollicitations en phase de service, c'est-à-dire, lors de la mise en service du pont, lorsque toutes les charges routières seront appliquées afin de calculer le ferrailage actif nécessaire pour la reprise des efforts développés en exploitation.

2. Choix et présentation du logiciel de calcul

Notre choix c'est porté sur le logiciel SAP2000 parce qu'il :

- Dispose d'un menu « Bridge » spécialisé dans le calcul des structures de ponts,
- Présente une interface simple, précise et efficace,
- Est très rapide dans l'étape de l'analyse.

Donc, tous nos calculs seront effectués par le logiciel **SAP 2000 V14**.

SAP 2000 est un logiciel développé par la société américaine **Computers and Structures, Inc. (CSI)**. Il est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures de génie civil.

SAP 2000 permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure et créer la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

SAP 2000 est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments Volumiques. Les utilisateurs de ce logiciel pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation du logiciel afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques.

SAP 2000 permet de définir des charges roulantes, c'est à dire la charge d'un convoi modélisé par une combinaison de forces quelconques (forces concentrées, charges linéaires et charges surfaciques) qui se déplace d'une position à une autre. Le cas de charge roulante est ainsi considéré comme un ensemble de plusieurs cas de charges statiques (un cas de charge pour chaque position du convoi).

SAP 2000 peut calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds illimités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles). Il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires.

3. Modélisation

La modélisation est la partie la plus importante dans l'étude d'une structure ; quel que soit la complexité du modèle, elle a pour but 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 :

1. La définition des tracés horizontal et vertical du pont.
2. La définition des voies : nombre et la largeur des voies.
3. La définition de la bibliothèque des matériaux utilisés (béton, acier...etc.)
4. La définition des différentes sections de l'ouvrage.
5. La définition des conditions d'appuis.
6. La définition de la structure finale du pont.
7. La définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.
8. Le lancement des calculs.
9. La vérification des résultats.
10. L'interprétation des résultats.

Dans notre cas, La structure est définie par des éléments barres et les appuis sont considérés comme des appuis simples au niveau des piles, et des appuis doubles sur les culées.

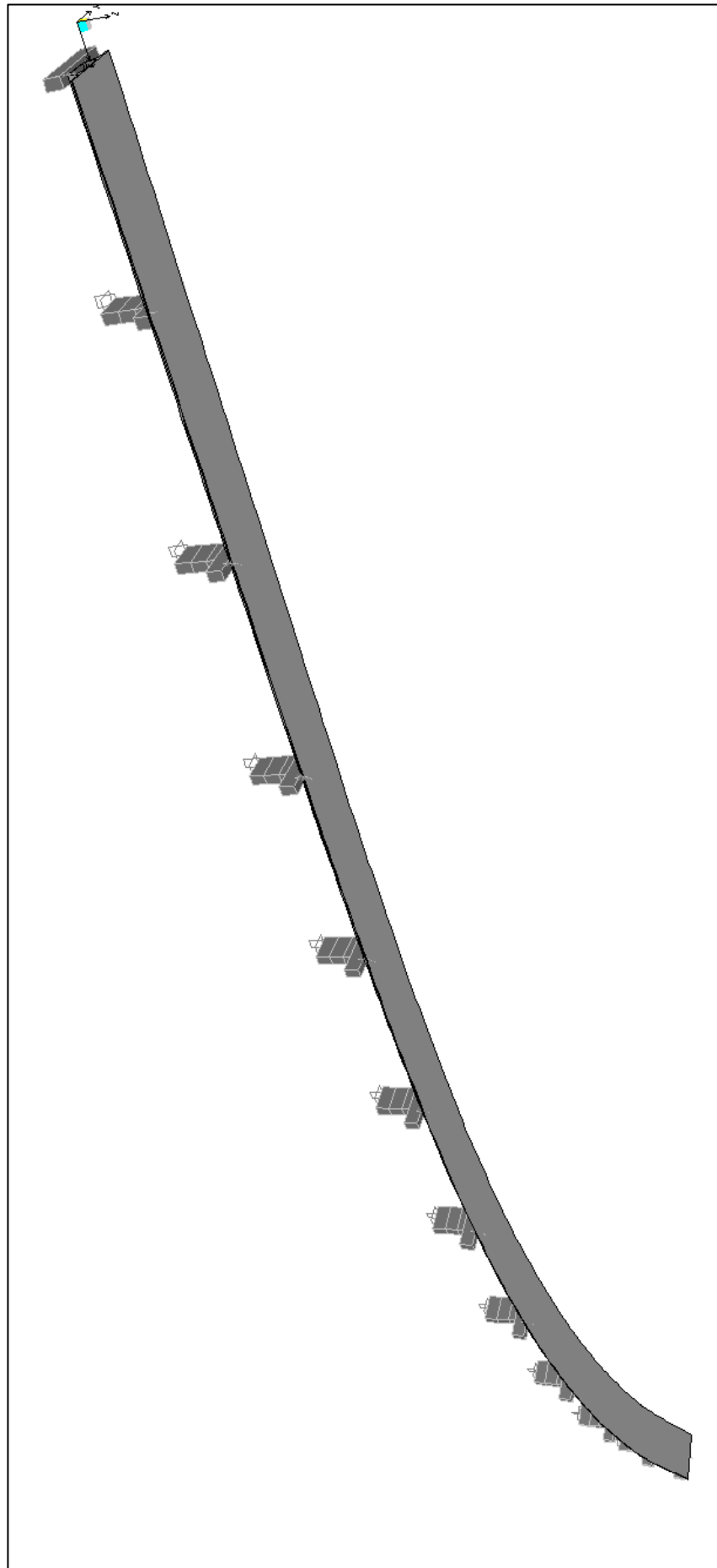


Figure V. 1 Modèle en 3D

3.1 Les combinaisons de calcul considérées

Les éléments du pont sont calculés à partir des charges suivantes : [3]

- **Poids propre (PP)** : il est pris en compte automatiquement par le logiciel,
- **Complément du poids propre (CCP)**: Charge uniforme répartie le long du tablier,
- **Charge A** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à : 91,728 KN/m,
- **Surcharge Bc**,
- ΔT : gradient thermique,
- **Surcharge militaire Mc120**,
- **Convoi exceptionnel D240**,
- **Surcharges sur les trottoirs (St)** : Charge uniforme répartie le long du tablier égale à $1,5(\text{KN/m}^2) \times 0.72 = 1.08 \text{ KN/m}$.

Les charges roulantes ou mobiles sont introduites dans le logiciel d'après les normes en vigueur (fascicule 61 titre II, [4]).

Le tableau ci-dessous donne les différentes combinaisons préconisées par le « Fascicule N°61 Titre II » ainsi que le nom, la nature et le type d'analyse.

Nom du cas	Nature	Type de l'analyse
PP	Permanente	Statique linéaire
CCP	Permanente	Statique linéaire
A(L)	Exploitation	Statique linéaire
ΔT	Exploitation	Statique linéaire
Bc	Exploitation	Cas de charges roulantes
Mc 120	Exploitation	Cas de charges roulantes
D240	Exploitation	Cas de charges roulantes
ST	Permanente	Statique linéaire
G	PP + CCP	Statique linéaire
ELU A	1.35G +1.6 (A+St)	Combinaison linéaire
ELU Bc	1.35G +1.6 (Bc+St)	Combinaison linéaire
ELU Mc 120	1.35G +1.35 Mc120	Combinaison linéaire
ELU D 240	1.35G +1.35 D240	Combinaison linéaire
ELS A	G+1.2 A+0.5 ΔT	Combinaison linéaire
ELS Bc	G+1.2 Bc+ 0.5 ΔT	Combinaison linéaire
ELS MC 120	G + Mc 120	Combinaison linéaire
ELS D240	G+D240	Combinaison linéaire

Tab V. 1 Les combinaisons de charges à prendre en considération en service

3.2 Les résultats :

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

Les résultats sont donnés en kilo Newton-mètre pour les moments(M_3) et en kilo Newton pour l'effort tranchant(V).

Distance(m)	V(kN)	M_3 (kN.m)
0	-5875,767	-2,9045
3	-3187,1	15608,692
6	-2194,136	27233,9236
9	-1176,236	35251,4942
12	-160,885	39718,5807
15	881,132	40453,7969
18	1991,311	37924,851
21	3105,016	32180,8731
24	4208,331	22856,3469
27	5299,024	10128,8191
30	4697,117	-12832,1154
33	5642,6	-29026,3844
36	8473,023	-40741,8935

Tab V. 2: les efforts dus à la combinaison la plus défavorable ELS sous Bc

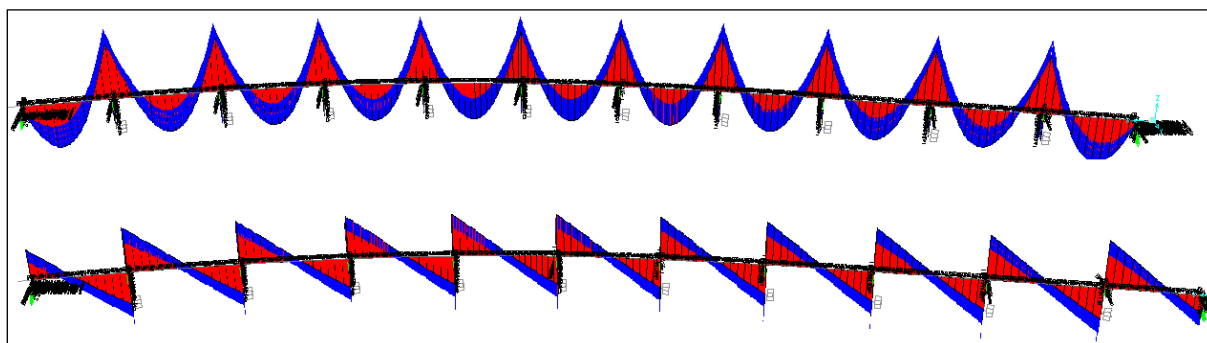


Figure V. 2 Diagrammes des moments et effort tranchant sous ELS sous Bc

Distance(x)	V (KN.m)	M ₃ (KN)
0	-8339,139	-4,7968
3	-6610,048	22418,9841
6	-4880,957	39655,4921
9	-3151,866	51704,727
12	-1422,775	58566,6889
15	306,316	60241,3778
18	2035,407	56728,7936
21	3764,498	48028,9365
24	5493,589	34141,8063
27	7222,68	15067,4031
30	8951,771	-9194,2731
33	10680,862	-38643,2223
36	-6703,071	-62488,5424

Tab V. 3 les efforts dus à la combinaison la plus défavorable ELU sous A

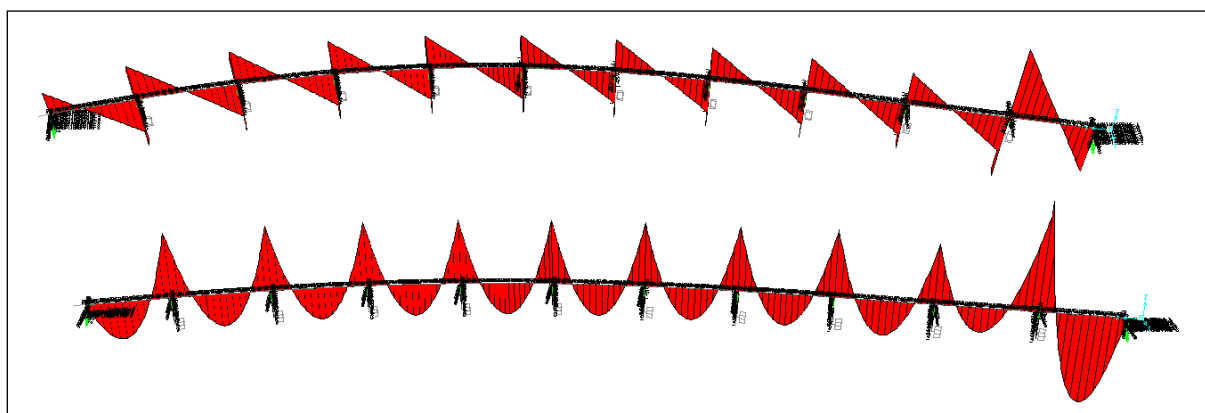


Figure V. 3 Diagramme des moment fléchissant et effort tranchant ELU sous A

Les combinais	M max	M min	V max	V min
ELS				
ELS D240	19369,2598	-34088,1393	4738,869	-4741,404
ELS Mc 120	26491,0058	-44619,5425	6747,167	-6539,391
ELS A	30000,3215	-48800,7941	7108,027	-4819,584
ELS Bc	40453,7969	-40741,8935	8473,023	-5777,529
ELU				
ELU D 240	26148,5007	-46018,988	6397,474	-6400,896
ELU Mc 120	35762,8578	-60236,3823	9108,675	-8828,178
ELU Bc	57129,819	-66109,2272	11881,227	-8976,327
ELU A	60241,3778	-73279,4446	12409,953	-8339,139

Tab V. 4 les efforts maximaux pour chaque combinaison de charges

4. Conclusion

L'outil informatique offre une aide très précieuse pour le calcul des structure de forme complexe, et qui par ailleurs, peut être maîtrisé afin d'obtenir des valeurs comparables des sollicitations par rapport au calcul manuel.

Une fois les différentes sollicitations calculées, on peut à présent passer à l'étape du dimensionnement des armatures actives.

Chapitre VI

Etude de la précontrainte

1. Introduction

1.1 Définitions générales

C'est à **Eugène Freyssinet** que revient l'honneur d'avoir l'idée de pré-comprimer le béton avant qu'il ne soit soumis à une charge le faisant travailler en flexion pour éviter l'apparition de ces fissures. Un brevet est déposé le 2 octobre 1928 définissant le principe même de la précontrainte et le procédé de mise en œuvre par pré-tension et fils adhérents.

Le béton précontraint est né du raisonnement suivant : le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus économique. Il résiste bien à la compression, mais peu, et surtout de façon aléatoire, à la traction. Il faut donc construire en béton, mais en évitant que ce matériau soit trop tendu, et risque de se fissurer. Et pour cela, il faut le comprimer de façon artificielle et en permanence, dans les zones où les charges extérieures développent des tractions, de façon que le béton reste comprimé (ou assez peu tendu pour ne pas risquer de se fissurer) et donc résiste, en tous cas de charge. L'effort de compression volontairement développé à cet effet est appelé l'effort de précontrainte (ou, en abrégé, la précontrainte).

Le remède ne doit pas pécher par excès : la compression totale du béton doit rester inférieure à une valeur admissible, de façon à éviter tout risque de fissuration longitudinale des éléments précontraints (alors que les tractions y développent généralement des fissures transversales). Au total, un ouvrage en béton est dit en béton précontraint quand il est soumis à un système d'efforts créés artificiellement pour engendrer des contraintes permanentes qui, composées avec les contraintes dues aux charges extérieures, donnent des contraintes totales comprises entre des limites que le béton peut supporter indéfiniment, en toute sécurité. [6]

D'où l'intérêt d'utiliser ce type de procédé dans le cas des ponts construits par phase, ce qui permet au concepteur d'atteindre des portées intéressantes et, le plus important avec les moindres coûts tout en restant en sécurité.

La précontrainte de béton est répartie en deux famille :

- la pré-tension ;
- la post tension.

Notre ouvrage est réalisé avec la technique de post tension qu'on va décortiquer plus bas.

1.2 La précontrainte par post tension

Cette technique s'applique sur des structures dont le béton a déjà durci. Les forces de précontrainte sont alors généralement créées par des câbles circulant librement dans la structure, mis en tension à partir de leur extrémité par des vérins prenant appui sur la structure elle-même.

La précontrainte par post tension est le domaine d'élection de l'ingénieur constructeur, car la souplesse des câbles permet de s'adapter aux formes de structures les plus variées. Elle permet en particulier de donner une réalité physique stable et sûre aux structures les plus audacieuses et parfois immatérielles, qui peuvent naître sous le crayon de l'architecte.[8]

1.3 Caractéristiques des câbles utilisés

Les caractéristiques des câbles de précontrainte utilisés (appelés aussi armatures actives), sont détaillées dans le chapitre II. Voici un tableau qui résume ces caractéristiques, [7] :

Nature des câbles	12T15
Section nominale	1668 mm ²
La classe	1770 MPa
Diamètre de gaine	81 mm ²
Force de rupture garantie Fprg	246 kN
Force élastique garantie Fpeg	220 kN
Coefficient de frottement en courbure f	0.20 rad ⁻¹
Coefficient de frottement gaine-câble ϕ	0,003 m ⁻¹
Module de Young	190 000 MPa
Recul d'ancrage g	5 mm

Tab VI. 1 Caractéristiques des câbles utilisés

1.4 Le procédé de précontrainte appliqué aux ponts construits par phase :

L'application du procédé de précontrainte aux ponts construits par encorbellement successif se fait principalement en deux étapes, la première étape étant de maintenir les fléaux isostatiques en équilibre sur leur pile par une précontrainte verticale et puis coller les voussoirs coulés les uns aux autres. La seconde partie consiste à relier les fléaux entre eux et aux parties de rive coulés sur cintre par une précontrainte appelée de continuité. Ces deux étapes vont être explicitées avec de plus amples détails dans ce qui suivra.

2. La Précontrainte de fléau :

Afin d'assurer la stabilité des fléaux en cours de construction, deux types de précontraintes sont utilisés, verticalement pour encastrier le voussoir sur pile (VSP) afin d'éviter tout risque de basculement des consoles et horizontalement pour coller les voussoirs les uns aux autres et reprendre ainsi les charges appliquées en cours de construction.

2.1 Câbles de fléau :

Les câbles de fléau sont dimensionnés pour jouer un double rôle :

- En construction, pour assembler les voussoirs successifs et pour reprendre les moments négatifs dus au poids propre des fléaux et aux charges de chantier.
- En service, pour participer, avec les câbles de continuité, à la reprise des moments négatifs dus aux charges permanentes et d'exploitation.

Ces câbles sont situés au voisinage de la fibre supérieure du tablier pour s'opposer efficacement à des moments négatifs. Dans la quasi-totalité des cas, comme le nôtre, ils sont intérieurs au béton afin d'obtenir un excentrement maximal.

Les sollicitations à prendre en compte sont : le poids propre du tablier, le poids de l'équipage mobile et toutes les surcharges de chantiers. Toute ces sollicitations produisent un moment négatif maximal sur pile et qui décroît jusqu'à l'extrémité de la console, ce qui génère des contraintes de tractions en fibres supérieures et des contraintes de compression en fibres inférieures, c'est ainsi qu'on doit disposer et dimensionner les câbles de façon à s'opposer à ces contraintes et avoir en chaque section des contraintes en fibre supérieures et inférieures assez petites par rapport aux contraintes admissibles fixées par les règlements en vigueur.

Les contraintes ainsi générées par la précontrainte sont représentées par les formules suivantes :

$$\sigma_{Psup} = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot v}{I}$$

$$\sigma_{Pinf} = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e \cdot v'}{I}$$

Avec :

$\sigma_{Psup/inf}$: Contrainte de compression/traction générée au niveau des fibres supérieures/inférieures par l'effort de précontrainte.

P : La force de précontrainte.

S : Section droite du voussoir.

v : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre supérieure.

v' : La distance du centre de gravité de la section considérée à la fibre inférieure.

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

e : L'excentricité du câble par rapport au centre de gravité de la section.

Pour que nos câbles de précontraintes travaillent dans un domaine de sécurité on doit vérifier les inégalités suivantes pour la traction et la compression en fibres supérieures et inférieures respectivement (voir schéma ci-dessous):

$$\sigma_t = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot v}{I} + \frac{M \cdot v}{I} \geq \sigma_{bt,adm}$$

$$\sigma_c = \frac{P}{S} - \frac{P.e.v'}{I} + \frac{M.v'}{I} \geq \sigma_{bc,adm}$$

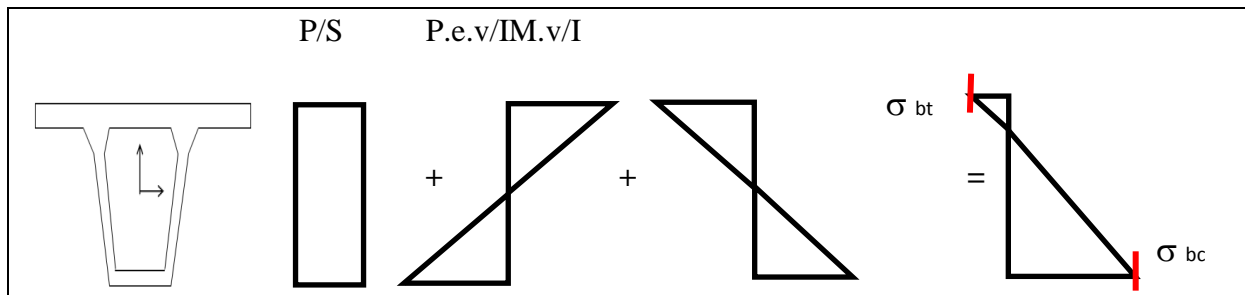


Figure VI. 1 Schéma de répartition des contraintes normales

$\sigma_{bt,adm}$ et $\sigma_{bc,adm}$ sont les contraintes admissibles de traction et de compression respectivement, dont le règlement du **BPEL 91 révisé 99[8]** (article 6.1,21 du fascicule 62 titre 1-section 2) fixe les valeurs selon la classe choisie, dans notre cas le guide de conception de SETRA distingue la classe 2 pour les ouvrages coulés sur place compte tenu de l'absence d'aciers longitudinaux traversant les joints,

Donc:

$$\sigma_{bt,adm} = 0,7 ftj$$

$$\sigma_{bc,adm} = 0,6 fcj$$

2.1.1 Calcul du nombre de câbles :

Le nombre de câbles nécessaires sera calculé par la formule :

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

Avec :

P : l'effort de précontrainte réel dans les câbles ;

P_0 : l'effort précontrainte à l'origine pour un câbles 12T15;

ΔP : La perte de tension supposée de 20%.

Donc :

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

On va procéder alors au calcul de P et P_0 .

On cherche la valeur de l'effort de précontrainte en fixant l'excentricité.

L'hypothèse du câble équivalent qui consiste à considérer que les câbles seront répartis sur différentes nappes correspondantes chacune à un câble équivalent.

En supposant une répartition sur deux lits ce qui nous permet de calculer e_0 :

$$e_0 = v - 2\varphi_g$$

Avec $\varphi_g=0,081$ m diamètre de la gaine du câble et $v=0,9155$ m

$$\rightarrow e_0 = 0,7535 \text{ m}$$

Depuis L'expression de σ_t on peut tirer l'expression de P suivante :

$$P \geq \sigma_{bt,adm} - \frac{\frac{M.v}{I}}{\frac{1}{S} + \frac{e.v}{I}}$$

M : le moment fléchissant négatif résultant des combinaisons d'actions.

Alors pour un 12T15 , l'expression de la valeur de σ_{p0} est :

$$\sigma_{p0} = \text{Min} (0,8 F_{prg} ; 0,9 F_{peg})$$

Pour un câble 1T15 : $\sigma_{Fprg}= 1770$ Mpa et $\sigma_{Fpeg}= 1583$ Mpa donc :

$$\sigma_{p0} = 1416 \text{ MPa}$$

Ce qui donne en termes de force : $\sigma_{p0} = P_0/S \rightarrow P_0 = \sigma_{p0} \times S$

Avec S la section utile de 12T15, alors : $P_0 = 2,36 \text{ MN}$

❖ Application numérique :

Le détail de calcul pour la première phase de construction est le suivant :

$$P = -1,47 - \frac{-11,59 \times 0,9155 / 7,5974}{\frac{1}{8,3828} + \frac{0,794 \times 0,9155}{7,5974}} = 5,029 \text{ MN}$$

$$P_0 = 2,36 \text{ MN}$$

$N \geq 5,029 / 0,8 \times 2,36 = 2,606$; En prenant le nombre pair supérieur le plus proche on

trouve que le nombre de câbles qui doivent être arrêtés au niveau de la première phase pour assurer la stabilité de notre voussoir est 4 disposés en pair de 2 par âmes.

On peut présenter les résultats pour chaque phase dans les tableaux suivant :

P Mpa	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	5,029	0				
phase 2	14,912	3,209	0			
phase 3	28,958	12,051	3,209	0		
phase 4	47,168	25,056	12,051	3,209	0	
phase5	69,542	42,225	25,056	12,051	3,209	0

Tab VI. 2 les valeurs des forces de précontrainte

N réel	s1(0m)VSP	s2 (5m)	s3(9m)	s4(13m)	s5 (17m)	s6 (21m)
phase 1	2,606	0				
phase 2	7,726	1,662	0			
phase 3	15,004	6,244	1,662	0		
phase 4	24,440	12,983	6,244	1,662	0	
phase5	36,032	21,878	12,983	6,244	1,662	0

Tab VI. 3 Nombres de câbles à chaque phase

N/AME	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	2	0				
phase 2	4	1	0			
phase 3	8	4	1	0		
phase 4	13	7	4	1	0	
phase5	19	11	7	4	1	0

Tab VI. 4 nombre de câbles par âme

N _{arrêté} /âme	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)	
phase 1		2					
phase 2		3	1				
phase 3		4	3	1			
phase 4		6	3	3	1		
phase5		8	4	3	3	1	$\Sigma=19$

Tab VI. 5 nombre de câbles arrêtés par section

Le schéma ci-dessous montre la disposition des câbles au niveau de chaque voussoir.

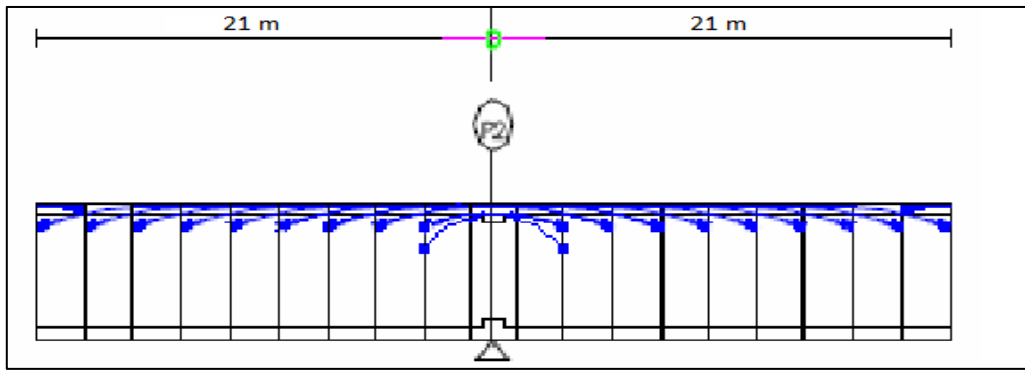


Figure VI. 2 Disposition des câbles de fléau

Après avoir calculé le nombre de câbles nécessaire pour tenir chaque caisson, on peut procéder maintenant au tracé en élévation et en plan des câbles qui subissent une déviation verticale et une déviation en plan.

2.1.2 Tracé des câbles en élévation

Le tracé des câbles doit être rectiligne dans la traversée des joints. Afin d'assembler correctement les éléments, le tracé des câbles au passage des joints est le plus souvent perpendiculaire à la surface extérieure du caisson. Au près des ancrages sur une longueur de demi vousoir environ, le câble suit un tracé parabolique caractérisé par l'équation suivante :

$$Y(x) = d_0 + (d_1 - d_0) \times (x/l)^2$$

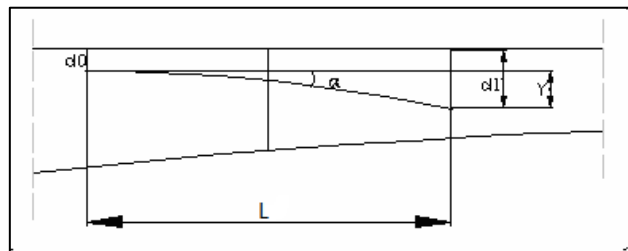


Figure VI. 3 l'allure du tracé en élévation des câbles de fléau

Avec :

d_0 : distance à la face supérieure du câble.

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

L : longueur sur laquelle s'effectue la courbure.

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

$$R(x) = \frac{x^2}{2(d_1 - d_0)}$$

Ce rayon de courbure doit être supérieur ou égal à un rayon minimal fixé par le producteur du câble.

Pour des câbles 12T15 le rayon minimal est de 6 mètres ; donc :

$$R(x) \geq R_{min}$$

L'angle de la courbe au point d'ancrage est :

$$\alpha = \arctg\left(2(d_1 - d_2) \frac{x}{l^2}\right)$$

Cet angle représente l'angle de variation de courbure entre le début et la fin du câble sur toute sa longueur puisque on a qu'un seul tronçon courbe à la fin de chaque voussoir. Donc on trouve le même α pour tous les câbles.

Enrobage et entre-axes des câbles :

- **Enrobage :**

Le BPEL [5] précise les valeurs des enrobages et des distances entre les nappes de câbles comme suit :

c : distance d'enrobage ;

a : désigne la dimension horizontale du rectangle circonscrit au conduit ou au paquet de conduits.

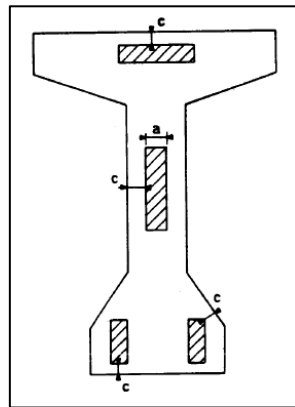


Figure VI. 4 les distances d'enrobages des câbles de précontraintes

c doit vérifier la condition suivante :

$$c \geq \left\{ \left(\frac{3}{4} \right) a ; \varphi_g ; d \right\}$$

Avec φ_g limité à 8cm et $d=4$ cm généralement. Alors : $\boxed{c = 8cm}$

• **Entre-axe des câbles :**

Dans notre cas on a $p=3$ et $q=2$, alors :

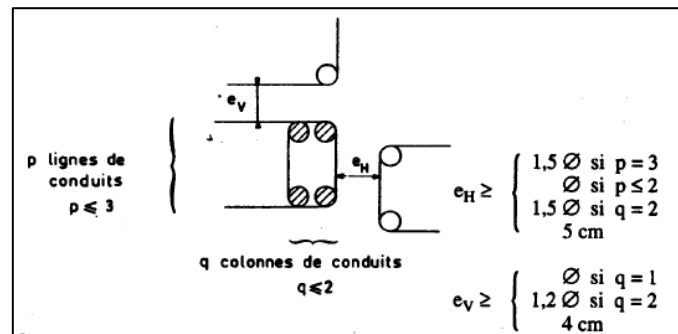


Figure VI. 5 Distances horizontales et verticales entre les câbles

- $e_H = 1,5\varphi_g = 12\text{cm}$
- $e_V = 1,2\varphi_g = 9,6\text{cm}$

Afin de faciliter la mise en œuvre et éviter les erreurs on doit arrondir les chiffres ; ainsi on prendra :

$$\boxed{e_H = 12\text{cm}}$$

$$\boxed{e_V = 10\text{ cm}}$$

Le schéma final de la disposition des câbles sur une section transversale est le suivant :

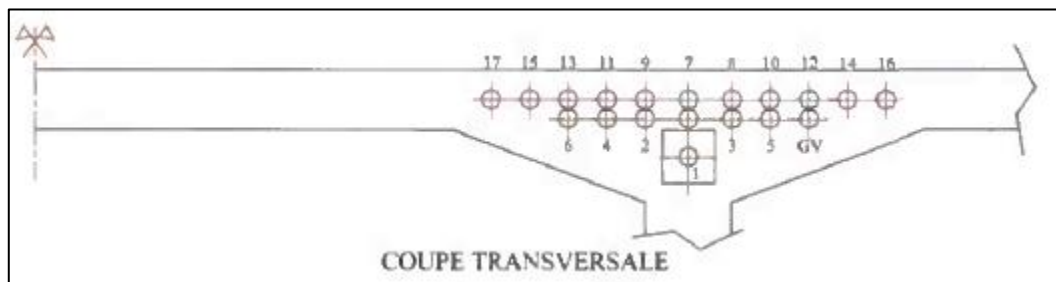


Figure VI. 6 Disposition des câbles de fléau en gousset

Exemple de calcul pour la première nappe de câbles :

- $L = 3\text{ m}$
- $d_0 = 0,08\text{ m}$
- $d_1 = v - 0,25 = 0,6655\text{ m}$

Alors : $Y(x) = 0,0604x^2$

Pour $x = 5\text{ m} \rightarrow$

- $R(5) = 22,97\text{ m} > 6\text{ m}$

$Y(5) = 1,51\text{ m}$

$$\alpha = \arctg\left(2(0,6655 - 0,1215)\frac{5}{3}\right) = 31^\circ$$

Alors les câbles de la première nappe suivent un tracé rectiligne ensuite une courbure sur une longueur de 3m avant l'ancrage d'équation :

$$Y(x) = 0,08 + 0,065 x^2$$

Le tableau suivant va englober différents les paramètres du tracé des câbles pour chaque voussoir.

Voussoirs	N/AME	d ₀ (m)	d ₁ (m)	Y _{max} (m)	R(m)	α(°)	équation de courbure
VSP	1	0,08	0,6655	1,7064	21,3493	33,0630	0,08+0,065x ²
	2	0,08	0,6655	1,7064	21,3493	33,0630	0,08+0,065 x ²
	3	0,08	0,6655	1,7064	21,3493	33,0630	0,08+0,065 x ²
	4	0,08	0,6655	1,7064	21,3493	33,0630	0,08+0,065 x ²
	5	0,08	0,6655	1,7064	21,3493	33,0630	0,08+0,065 x ²
	6	0,08	0,6655	1,7064	21,3493	33,0630	0,08+0,065 x ²
	7	0,08	0,6655	1,7064	21,3493	33,0630	0,08+0,065 x ²
	8	0,08	0,6655	1,7064	21,3493	33,0630	0,08+0,065 x ²
V1	9	0,08	0,6655	1,1209	13,6635	27,5084	0,08+0,065 x ²
	10	0,08	0,6655	1,1209	13,6635	27,5084	0,08+0,065 x ²
	11	0,08	0,6655	1,1209	13,6635	27,5084	0,08+0,065 x ²
	12	0,18	0,7655	1,2209	13,6635	27,5084	0,18+0,065 x ²
V2	13	0,18	0,7655	1,2209	13,6635	27,5084	0,18+0,065 x ²
	14	0,18	0,7655	1,2209	13,6635	27,5084	0,18+0,065 x ²
	15	0,18	0,7655	1,2209	13,6635	27,5084	0,18+0,065 x ²
V3	16	0,18	0,7655	1,2209	13,6635	27,5084	0,18+0,065 x ²
	17	0,18	0,7655	1,2209	13,6635	27,5084	0,18+0,065 x ²
	18	0,18	0,7655	1,2209	13,6635	27,5084	0,18+0,065 x ²
V4	19	0,28	0,8655	1,3209	13,6635	27,5084	0,28+0,065 x ²

Tab VI. 6 Le détail du tracé en élévation des câbles

2.1.3 Le tracé en plan :

Le tracé en plan suit aussi une parabole sur une longueur de 4 mètres pour le VSP et 3 mètres pour les autres voussoirs qui commence du début de l'ancrage. Étant donné que le câble subit en même temps deux courbures ; en plan et en élévation, cela pose des problèmes au niveau de l'exécution bien que théoriquement il est conseillé de donner au câble une forme en S plus ou moins prononcée. Ceci du point de vue pratique, et en ce qui concerne la perte de précontrainte, elle est très importante lorsque les courbures augmentent. En tenant compte de toutes ces remarques on a choisi le tracé suivant :

Equation de la courbure :

$$Z(x) = x^2 + bx + c$$

Avec les conditions aux limites :

$$Z(x) = z_0 + (z_1 - z_0) \times (x/l)^2$$

Le rayon de courbure a pour expression : $R(x) = \frac{l^2}{2(z_1 - z_0)}$

La déviation angulaire est :

$$\beta = \arctg\left(\frac{2(z_1 - z_2)}{l}\right)$$

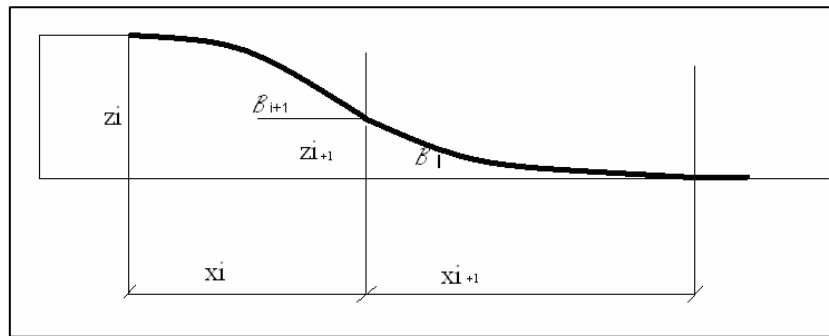


Figure VI. 7 Allure en plan d'un câble

❖ Exemple de calcul pour le câble N°3 du VSP:

On a : $Z_0 = 0,12\text{m}$ $Z_1 = 0$ $L = 4\text{m}$

Alors : $Z(x) = 0,12 + 0,0075x^2$

$$R(x) = \frac{4^2}{2(0 - 0,12)} = -44,44\text{m}$$

$$\beta = \arctg\left(\frac{2(0 - 0,12)}{4}\right) = -5,15^\circ$$

Pour les autres câbles voir le tableau suivant :

Voussoir	N/AME	z ₀ (m)	z ₁	L(m)	Z(m)	R(m)	Béta(°)	équation de courbure
VSP	1	-	-	-	-	-	-	-
	2	-	-	-	-	-	-	-
	3	0,12	0	4	-0,068	-104,167	-3,435	0,12+0,0075x ²
	4	0,12	0	4	-0,068	-104,167	-3,435	0,12+0,0075 x ²
	5	0,24	0	4	-0,135	-52,083	-6,846	0,24+0,015 x ²
	6	0,24	0	4	-0,135	-52,083	-6,846	0,24+0,015 x ²
	7	0,36	0	4	-0,203	-34,722	-10,209	0,36+0,0225 x ²
	8	0,36	0	4	-0,203	-34,722	-10,209	0,36+0,0225 x ²
V1	9	0,12	0	3	-0,093	-66,667	-4,576	0,12+0,0075 x ²
	10	-	-	3	-	-	-	-
	11	0,24	0	3	-0,187	-33,333	-9,095	0,24+0,015 x ²
	12	0,12	0	3	-0,093	-66,667	-4,576	0,12+0,0075 x ²
V2	13	0,36	0	3	-0,280	-22,222	-13,503	0,36+0,0225 x ²
	14	0,24	0	3	-0,187	-33,333	-9,095	0,24+0,015x
	15	0,48	0	3	-0,373	-16,667	-17,754	0,48+0,053x
V3	16	0,36	0	3	-0,280	-22,222	-13,503	0,36+0,0225x
	17	0,6	0	3	-0,467	-13,333	-21,812	0,6+0,066x
	18	0,48	0	3	-0,373	-16,667	-17,754	0,48+0,053x
V4	19	0,6	0	3	-0,467	-13,333	-21,812	0,6+0,066x

Tab VI. 7 Détail du tracé en plan des câbles

2.2 Les câbles d'encastrement

Pour dimensionner la précontrainte verticale d'encastrement du fléau on doit calculer le moment de renversement et la réaction en tête de pile.

Ces deux valeurs résultent des combinaisons d'action les plus défavorables en phase de construction, c'est ainsi qu'on utilise le moment fléchissant négatif et l'effort tranchant maximal sur la section du VSP pour la combinaison A2.

$$R = 11,707 \text{ MN}$$

$$M = -126,682 \text{ MN.m}$$

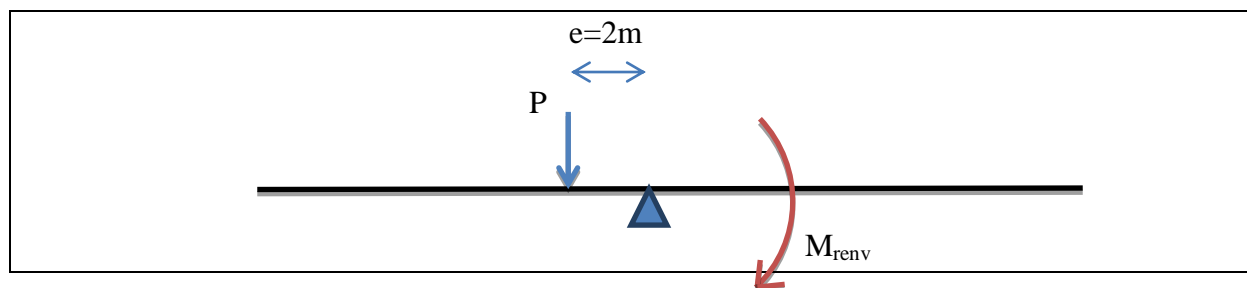


Figure VI. 8 Schéma statique du fléau

Alors : $M_{renv} = P \times e$

$$P = M/e = 126,7/2 = 63,35 \text{ MN}$$

Pour le type de câble on utilisera des 12T15S, avec :

$$\sigma_{P0} = \text{Min} (0,8 F_{prg} ; 0,9 F_{peg}) = 1413,33 \text{ MPa}$$

$$P_0 = \sigma_{P0} \times S = 1413,33 \times 150 \times 12 = 2,544 \text{ MN} ; \text{ Avec une perte estimée à } 20\%$$

Alors le nombre de câbles nécessaires sera :

$$N = 63,35 / (0,8 \times 2,544) = 31,13$$

On retiendra : 32 câbles

Le sens du moment de renversement étant inconnu alors les câbles sont disposés de part et d'autre de la pile et leurs ancrages se logent dans des bossages.

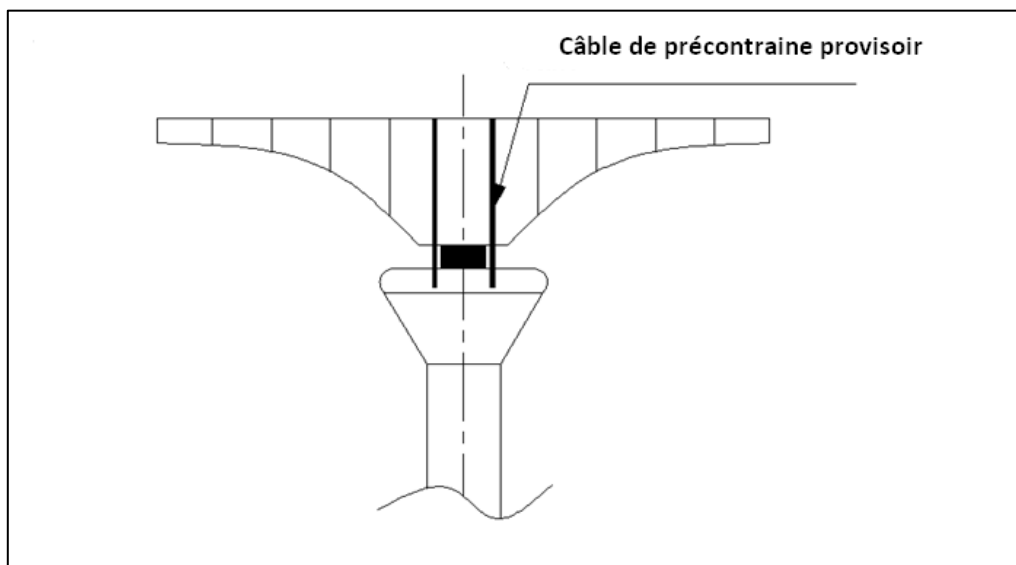


Figure VI. 9 Les câbles d'encastrement du fléau

3. La précontrainte de continuité

3.1 Principes et définitions :

De façon générale, les câbles de continuité sont destinés à reprendre toutes les actions complémentaires appliquées à la structure après la réalisation des fléaux. Ces câbles appelés aussi « câbles éclisses » sont intérieurs au béton dans la partie basse du tablier (l'hourdis inférieur) et, qui sont ancrés dans des bossages faisant saillis au-dessus de ce dernier.

Ces câbles se trouvent au droit des clavages que ce soit en rive ou en travée intermédiaire pour reprendre les moments positifs dus aux surcharges d'exploitation. Ils permettent également d'établir progressivement la continuité (d'où l'appellation précontrainte de continuité) de l'ouvrage et le rendre ainsi hyperstatique.

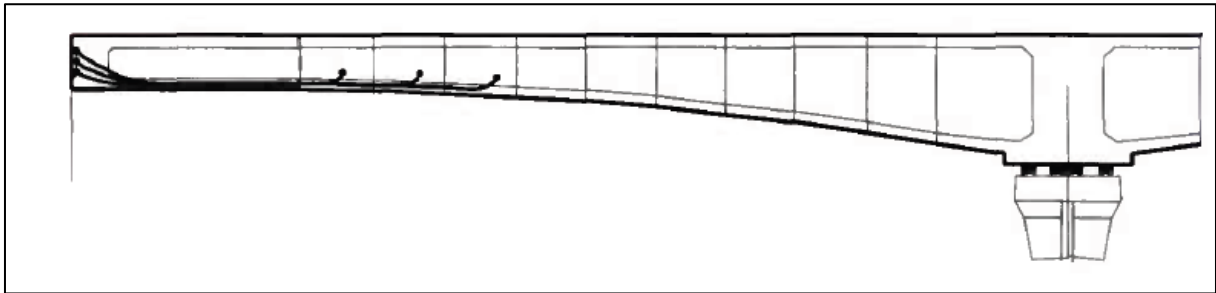


Figure VI. 10 Câbles d'éclisse en travée de rive

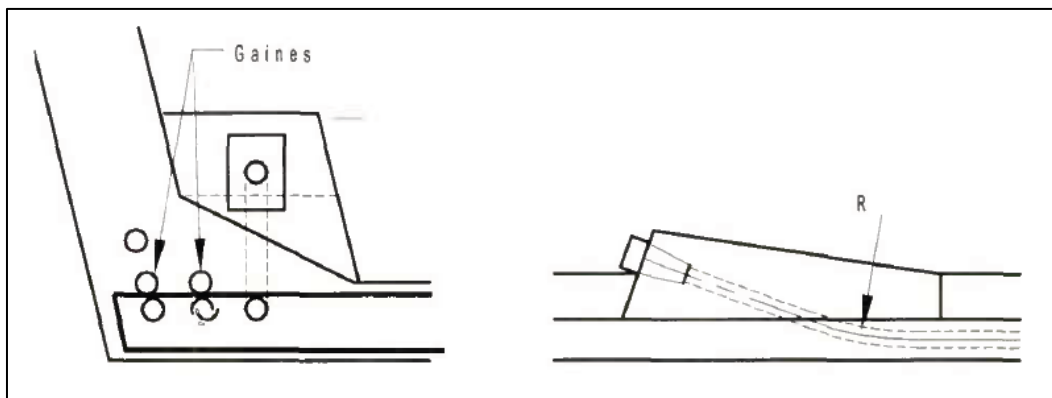


Figure VI. 11 Ancrage des câbles d'éclisse au bossage

3.2 Action à prendre en compte :

Les moments positifs à mi-travée et en rive résultants des combinaisons d'action de la phase de service sont utilisés pour dimensionner nos câbles d'éclisse.

Pour voir les combinaisons d'action prises et les diagrammes correspondants, on se réfère au chapitre Etude de la phase de service.

Un traitement des sorties générées par le logiciel SAP2000 sous forme de fichier Excel était nécessaire pour tirer les moments positifs qui résultent de la combinaison la plus défavorable.

La combinaison la plus défavorable est ELU Bc : $1.35G + 1.6 (A+St)$

Nous connaissons à présent les moments positifs dans chaque section, ce qui nous permettra de calculer et dimensionner les câbles éclisses en suivant la même approche explicitée dans la partie d'étude des câbles de fléaux.

3.3 Dimensionnement des câbles éclisses :

Les contraintes au niveau des câbles de continuité doivent vérifier les inégalités suivantes :

$$\sigma_t = \frac{P}{S} + \frac{P \cdot e \cdot v}{I} + \frac{M \cdot v}{I} \geq \sigma_{bt,adm}$$

$$\sigma_c = \frac{P}{S} - \frac{P \cdot e \cdot v'}{I} + \frac{M \cdot v'}{I} \geq \sigma_{bc,adm}$$

Avec

$$\sigma_{bt,adm} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc,adm} = 21 \text{ MPa}$$

D'où l'expression de P :

$$P \geq \sigma_{bt,adm} \frac{I}{\frac{1}{S} + \frac{e \cdot v}{I}}$$

En fixant l'excentricité des câbles selon les prescriptions du BPEL [5], on peut alors calculer les valeurs de P pour chaque section.

Le nombre de câbles est ainsi obtenu par la formule suivante en adoptant une perte de précontrainte de 20%.

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

P_0 étant la tension d'origine.

❖ Application numérique :

Calculons par exemple la force de précontrainte nécessaire pour reprendre le moment positif le plus défavorable $M=38451,6591\text{KN.m}$

$$\text{Soit : } e_0 = v' - \varphi_g = 1,6845 - 0,08 = 1,6045\text{m}$$

$$P = -1,47 + \frac{38,4516591 \times 1,6845 / 7,5974}{1/8,3828 + 1,6045 \times 1,6845 / 7,5974} = 16,476\text{MN}$$

$$P_0 = 2,36 \text{ MN}$$

$$\rightarrow N_{min} = \frac{16,476}{0,8 \times 2,36} = 8,726$$

Alors le nombre de câbles retenu est 10 ce qui signifie 5 câbles par gousset inférieur.

Les tableaux suivants présentent les résultats pour chaque voussoir supportant un moment positif.

Voussoir	x(m)	M (MN.m)	P MN	N	N/âme
VSP	0	-		-	-
	5	7,016	3,207	1,698	1
V1	9	19,731	9,020	4,778	3
V2	13	29,263	13,378	7,086	4
V3	17	35,520	16,239	8,601	5
V4	21	38,354	17,535	9,288	5
V clavage	23	38,452	17,579	9,311	5
V4	27	35,281	16,130	8,543	5
V3	31	28,879	13,203	6,993	4
V2	35	19,191	8,773	4,647	3
V1	39	6,304	2,881	1,526	1
VSP	44	-		-	-

Tab VI. 8 Nombre de câbles en travée intermédiaire

voussoir	x(m)	M (MN.m)	P MN	N	N/ame
Vcentre	0	-	-	-	-
	3	22,4189841	42,327042	5,42848638	3
	6	39,654921	74,8695691	9,60268514	5
	9	51,704727	97,6185246	12,5206719	7
	12	58,5666889	110,573909	14,1824466	8
clavage	15	60,2413778	113,735721	14,5880092	8
V4	19	56,7287936	107,103962	13,7373599	7
V3	23	48,0289365	90,6786321	11,6304985	6
V2	27	15,0674031	28,4472571	3,64813967	2
V1	31	-	-	-	-
VSP	36	-	-	-	-

Tab VI. 9 Nombre de câbles en travée de rive

On obtient alors des câbles d'éclisse dans les hourdis inférieurs de 10 voussoirs de travée répartis comme suit :

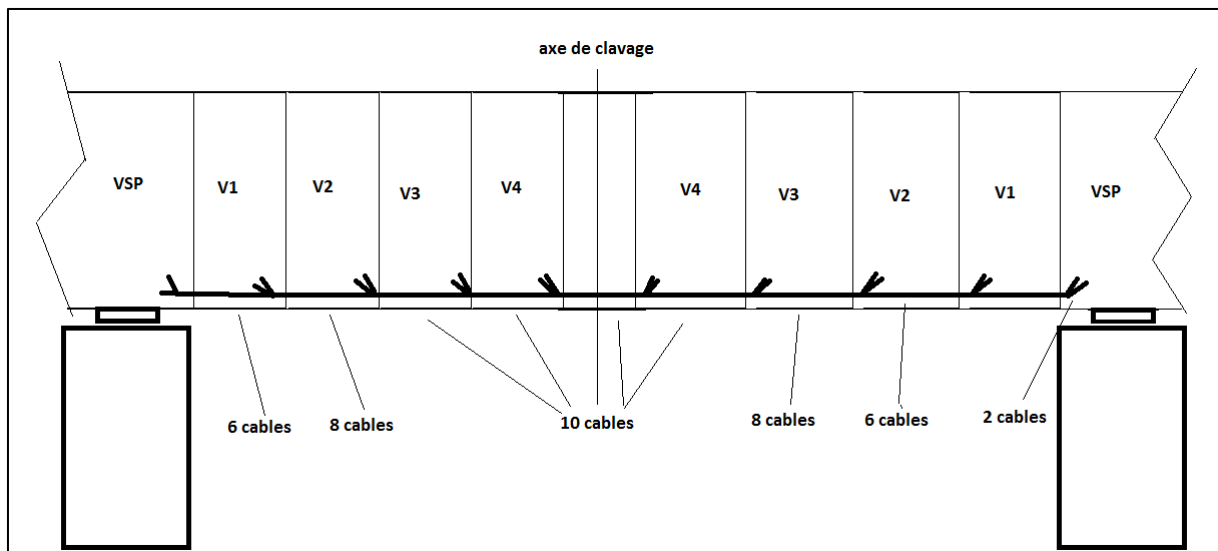


Figure VI. 12 La répartition des câbles d'éclisse dans les voussoirs

3.4 Calcul des moments hyperstatiques

La structure étant hyperstatique au moment de leur mise en tension, les câbles éclisses développent dans la travée centrale un moment hyperstatique de signe contraire à celui du moment isostatique développé auparavant. Ce moment hyperstatique est une inconnue qui dépend de l'intensité et de la distribution de la précontrainte dans la travée (tracé, longueur des câbles) mais aussi des caractéristiques de la structure étudiée (variation d'inertie ou pas). [1]

On peut admettre la simplification qui consiste à considérer un encastrement de la travée sur ses appuis. Dans ce cas, le moment hyperstatique peut être évalué de la manière suivante :

$$M_{hyp} = - \frac{\text{aire du diagramme du moment isostatique}}{\text{longueur de travée}}$$

Le moment isostatique est le moment de précontrainte résultant des câbles d'éclisses avant que la structure ne devienne hyperstatique.

Les résultats pour les travées de rives et intermédiaires sont présentés dans les tableaux suivants.

Voussoir	x(m)	P MN	e(m)	M _{hyp} (MN.m)
VSP	0			
	5	3,20659942	1,6045	-0,11693156
V1	9	9,01994243	1,6045	-0,3289204
V2	13	13,3782839	1,6045	-0,48785129
V3	17	16,2390754	1,6045	-0,59217265
V4	21	17,5349445	1,6045	-0,63942769
clavage	23	17,5794522	1,6045	-0,64105071
V4	27	16,1298786	1,6045	-0,58819069
V3	31	13,2026223	1,6045	-0,48144563
V2	35	8,77325328	1,6045	-0,31992466
V1	39	2,8807715	1,6045	-0,10504995
VSP	44			

Tab VI. 10 les moments hyperstatiques en travée intermédiaire

voussoir	x(m)	P MN	e(m)	M _{hyp} (MN.m)
Vcintre	0	-	-	-
	3	42,3270	1,6045	-1,8865
	6	74,8696	1,6045	-3,3369
	9	97,6185	1,6045	-4,3508
	12	110,5739	1,6045	-4,9282
clavage	15	113,7357	1,6045	-5,0691
V4	19	107,1040	1,6045	-4,7736
V3	23	90,6786	1,6045	-4,0415
V2	27	28,4473	1,6045	-1,2679
V1	31	-	-	-
VSP	36	-	-	-

Tab VI. 11 les moments hyperstatiques en travée de rive

4. Les Pertes de la précontrainte

Les forces de précontrainte sont variables le long des armatures et dans le temps. Elles sont évaluées à partir de la valeur probable de la tension à l'origine, notée σ_{po} , c'est-à-dire de la tension prévue dans le projet à la sortie des organes de mise en tension.

De façon générale, on désigne sous le nom de pertes de précontrainte les écarts entre la tension à l'origine et la tension qui s'exerce en un point donné d'une armature, à un instant donné. [5]

En béton précontraint, les pertes ne sont nullement négligeables, par exemple dans le cas des ponts en encorbellement successif les pertes sont de l'ordre de 30 %. [3]

Le calcul se fait phase par phase, nous évaluons ainsi le déficit de tension dans les deux sections extrêmes de chaque voussoir relatif à chaque avancée.

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

D'une part, à court terme, la difficulté d'assurer une continuité effective de la pente du tracé des gaines, entraînant fréquemment une majoration des frottements, de telles majorations sont aussi constatées au niveau des zones où les câbles sont soumis à de faibles rayons de courbure.

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

En conclusion, les pertes de précontrainte peuvent être rangées sous deux catégories : pertes instantanées et pertes différées, tel que :

- Les pertes de tension instantanées : se produisant lors de la mise en tension des câbles de précontrainte.
- Pertes de tension différées : se produisant dans un temps plus ou moins long après la mise en tension

4.1 Les pertes instantanées :

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

- les pertes de tension par frottement ;
- les pertes de tension par recul de l'ancrage ;
- les pertes de tension par déformations instantanées du béton.

La valeur totale de ces pertes de tension instantanées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_{pi}(x)$.

La tension au point d'abscisse x , après pertes de tension instantanées, appelée tension initiale, est notée : $\sigma_{pi}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi}(x)$

4.1.1 Pertes de tensions par frottement :

Ce type de perte se produit par frottement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.

La tension appliquée σ_{po} à l'origine diminue entre le point d'application et un point donné d'abscisse x , Elles sont provoquées par les frottements de l'acier des câbles sur la gaine lors de leur mise en tension. En effet, le déplacement du câble à l'intérieur de la gaine est gêné par sa courbure s'il n'est pas rectiligne, et dans la partie linéaire, le tracé réel du câble présente des déviations parasites dans les gaines.

Sa nouvelle valeur est donnée par la relation:

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} * \exp(-(f * \alpha + \varphi * x))$$

- σ_{po} : la tension à l'origine;
- \exp : la base des logarithmes népériens ;
- f : coefficient de frottement en courbe (rad^{-1}) ; $f = 0.2 \text{ rad}^{-1}$.
- α : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (rad) ;
- φ : coefficient de frottement en ligne (m^{-1}) ; $\varphi = 0.003 \text{ m}^{-1}$
- x : la distance de la section considérée (m).

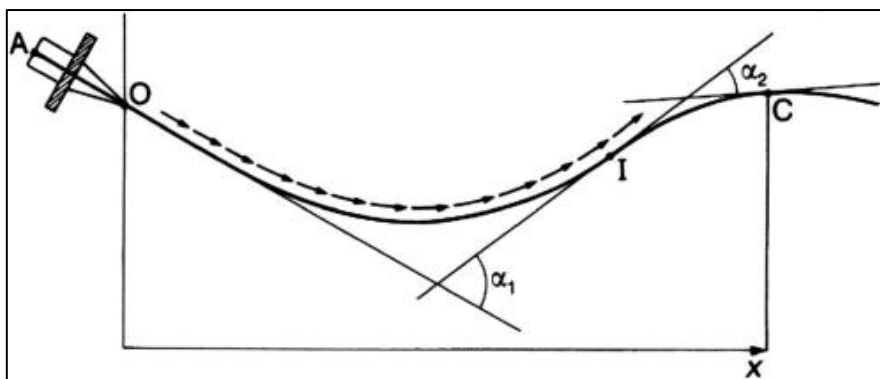


Figure VI. 13 Frottements le long du câble lors de la mise en tension

Exemple d'application :

Etude d'un câble ancré sur la section $x = 13 \text{ m}$.

Les données: $\theta = 0.4475 \text{ rad}$.

$$F = 0.2 \text{ rad}^{-1}$$

$$\Phi = 0.003 \text{ m}^{-1}$$

Section 1 : $x = 4 \text{ m}$

$$\Delta\sigma(x) = 1416(\exp(-(0.2 * 0.4475 + 0.003 * 4))) \rightarrow \Delta\sigma(x) = 136,6706 \text{ MPA}$$

De la même façon on procède pour le calcul des autres sections :

Section 2 : $x = 9$ m

$$\Delta\sigma(x) = 155,7174 \text{ MPA}$$

Section 3 : $x = 13$ m

$$\Delta\sigma(x) = 170,7504 \text{ MPA}$$

4.1.2 Perte de tension par recul d'ancrage :

Lors du report de l'effort du vérin à l'ancrage, le câble subit toujours un léger raccourcissement g . Le mouvement de rentrée vers l'intérieur du béton est contrarié par le frottement du câble sur sa gaine, comme à la mise en tension, mais en sens inverse. Son influence diminue donc à partir de l'ancrage jusqu'à s'annuler à une distance d de celui-ci à partir duquel la tension demeure inchangée.

Le coefficient g se détermine par la relation suivante :

$$g = \int_0^d [\varepsilon_p(x) - \varepsilon'_p(x)] dx \rightarrow g = 5 \text{ mm}$$

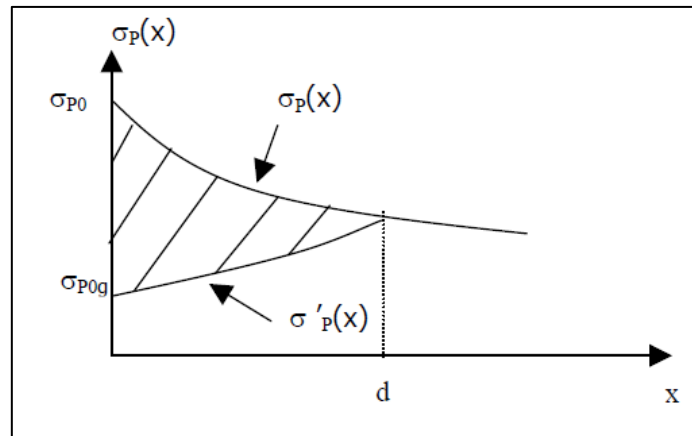


Figure VI. 14 Effet du glissement de l'ancrage

D'après [7], en assimilant les branches d'exponentielle à des droites, la perte par recule d'ancrage peut être évaluée à partir de l'aire d'un triangle. (Figure)

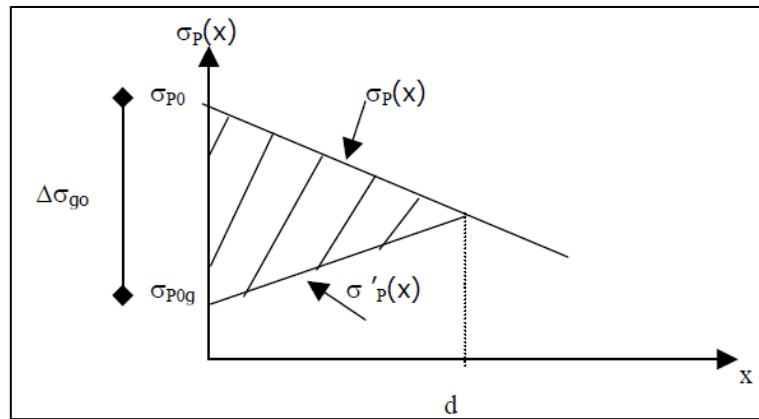


Figure VI. 15 Représentation simplifiée du recul d'ancrage

- σ_{p0} : la contrainte initiale avant recul d'ancrage.
- σ_{p0g} : la valeur de la contrainte après le recul d'ancrage a l'origine.
- $\sigma_p(x)$: la valeur de la contrainte en x avant le recul d'ancrage.
- $\sigma'_p(x)$: la valeur de la contrainte en x après le recul d'ancrage.

Etant donné que $g = \frac{1}{E_p} * \int_0^d \sigma(x) dx$, ce qui représente la surface de triangle montré sur la figure ci-dessus → L'intégrale représente l'aire du triangle hachuré compris entre les diagrammes des tensions avant et après le glissement d'ancrage.

$$D'où : \Delta\sigma(x) = \sigma x - \sigma_0 = 2 * x * \sigma_0 * \left(f * \frac{\theta}{x} + \varphi \right)$$

Après intégration, le recul g s'écrit sous $g = \frac{1}{E_p} * \sigma_0 * \left(f * \frac{\theta}{l} + \varphi \right) * d^2 \rightarrow$

$$d = \sqrt{\frac{g * E_p}{\sigma_0 * \left(f * \frac{\theta}{l} + \varphi \right)}}$$

Avec :

E_p : module d'élasticité des câbles de précontrainte.

g : la valeur du glissement d'ancrage.

L : la longueur horizontale du câble.

d : La longueur sur laquelle le câble subit l'effet du glissement d'ancrage.

4.1.2.1 Exemple d'application :

Le calcul des pertes d'un câble ancré au niveau de la 3^{ème} section (x = 13 m).

Tout d'abord on détermine d tel que :

$$d = \sqrt{\frac{0.005 * 190\,000}{1416 * \left(0.2 * \frac{0.4475}{13} + 0.003 \right)}} \rightarrow d = 8.24 \text{ m} < 13 \text{ m.}$$

Alors que : $\sigma_{p0g} = \sigma_{p0} \left(1 - 2 * d * \left(f * \frac{\theta}{l} + \varphi \right) \right)$

$$\rightarrow \sigma_{p0g} = 1416 \left(1 - 2 * 8.24 * \left(0.2 * \frac{0.4475}{13} + 0.03 \right) \right) \rightarrow$$

$$\sigma_{p0g} = 1185,3358 \text{ MPA} \rightarrow \Delta\sigma = 230,6642 \text{ MPA}$$

Donc :

$$\Delta\sigma(x) = \frac{(d-x)}{d} * \Delta\sigma$$

$$\text{Pour } x = 4 \text{ m} \rightarrow \Delta\sigma(4) = \frac{(8.24-4)}{8.24} * 230.6642 \rightarrow \Delta\sigma(4) = 118,6913 \text{ MPA}$$

$$\text{Pour } x = 8 \text{ m} \rightarrow \Delta\sigma(8) = \frac{(8.24-8)}{8.24} * 230.6642 \rightarrow \Delta\sigma = 55,3594 \text{ MPA}$$

4.1.3 Perte de tension par déformation instantanée du béton :

Toute action permanente appliquée postérieurement à la réalisation de l'ancrage d'un câble de précontrainte provoque dans le béton adjacent une variation de contrainte $\Delta\sigma_{bj}$, traduit par un raccourcissement du béton de :

$$\Delta\varepsilon_{bj} = \frac{\Delta\sigma_{bj}}{E_{bj}}$$

Le câble considéré subit la même variation de déformation, d'où une perte de tension de : $E_p * \frac{\Delta\sigma_{bj}}{E_{bj}}$

Les actions permanentes précédemment évoquées peuvent résulter de :

- La mise en tension d'un nouveau câble ;
- L'application d'un supplément de poids propre dans le cas d'une construction par phases ;
- La mise en place de superstructures.

La perte moyenne de tension obtenue à partir de la relation suivante :

$$\frac{1}{2} * \frac{E_p}{E_{bi}} * \frac{(N-1)}{N} * \Delta\sigma_{bi}$$

Cette relation peut être simplifiée par : $\frac{1}{2} * \frac{E_p}{E_{bi}} * \Delta\sigma_{bi}$

Quand N tend est infiniment grand.

Avec :

E_p : module d'élasticité de l'armature.

E_{bi} : module de déformation instantanée de l'armature.

$\Delta\sigma_{bi}$: La déformation du béton au niveau de la fibre contiguë à l'ancrage de câble en question.

4.2 Pertes de tension différées :

Dans le cas de la post-tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- Perte de tension due au retrait du béton
- Perte de tension due au fluage du béton
- Perte de tension due à la relaxation de l'acier

La valeur totale de ces pertes de tension différées, dans une section d'abscisse « x » de l'armature, est notée $\Delta\sigma_{pd}(x)$.

La tension au point d'abscisse x, après pertes de tension instantanées, appelée tension finale, est notée :

$$\sigma_{pf}(x) = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pi}(x) - \Delta\sigma_{pd}(x)$$

4.2.1 Perte de tension due au retrait du béton :

A partir de la prise du béton, le retrait est le raccourcissement spontané du matériau non chargé. Il se décompose en deux parties :

- Le retrait endogène, ou d'auto-dessiccation, provoqué par le durcissement du béton ;
- Le retrait de dessiccation, lié à des échanges hydriques entre le matériau et le milieu extérieur.

Notons que le retrait de dessiccation peut être négatif (dans ce cas, c'est un gonflement), alors que le retrait total est la somme algébrique des deux types de retraits.

Si t_0 est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble, la partie non encore effectuée du retrait vaut : $\varepsilon_r(1 - r(t_0))$

Avec :

ε_r : Retrait final du béton,

Pour un climat humide comme celui de notre ouvrage $\varepsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$

$r(t)$: Loi d'évaluation du retrait en fonction du temps.

La perte finale de tension par retrait se calcule à partir de :

$$\Delta\sigma(r) = E_p * \varepsilon_r * (1 - r(t)) .$$

Plus souvent, on peut négliger la valeur $r(t)$ devant 1, ce qui donne :

$$\Delta\sigma(r) = E_p * \varepsilon_r \Rightarrow \Delta\sigma(r) = 1,9 * 10^5 * 2 * 10^{-4} \Rightarrow \Delta\sigma(r) = 38 \text{ MPA}$$

4.2.2 Perte de tension due au fluage de béton :

Le fluage dans le béton est une déformation qui résulte de l'application d'une contrainte constante. A la différence du retrait, le fluage commence au moment du chargement et se développe pendant la durée d'application de ce dernier, et le fluage du béton entraîne- tout comme le retrait- une diminution progressive de la tension dans les armatures de précontrainte.

D'après [5], la perte de tension par fluage se calcule à partir de la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{E_p}{E_{bj}} * (\sigma_m + \sigma_b)$$

Tel que :

σ_b : la contrainte finale σ du béton adjacent aux armatures dans l'ouvrage soumis à ses seules charges permanentes (état à vide).

σ_m : Contrainte maximale (après pertes instantanées) de compression du béton au niveau du câble moyen.

Lorsque, $\sigma_m \leq 1,5 * \sigma_b$, on peut, par simplification, se contenter de l'estimation (par excès) suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2,5 * \frac{E_p}{E_{bj}} * \sigma_b$$

Et comme : $\frac{E_p}{E_{bj}} \cong 6 \Rightarrow \Delta\sigma_{fl} = 15 * \sigma_b$. [7]

Avec :

$$\sigma_b = \frac{P}{S} + \frac{P * e^2}{I} - \frac{M * e}{I}$$

M : Moment en phase de service.

P : Force de précontrainte prenant en compte toute les pertes de précontrainte.

e : Excentricité du câble moyen par rapport au centre de gravité.

I : moment d'inertie de la section.

4.2.3 Perte de tension par relaxation d'acier :

L'acier fortement tendu sous longueur constante voit sa tension décroître progressivement. Ce phénomène, appelé relaxation, est corrélatif du fluage (variation de longueur sous contrainte constante).

La perte de tension finale d'une armature du la relaxation de l'acier est donnée par :

$$\Delta\sigma_{rel} = 6/100 * \rho_{1000} * (\sigma_i / f_{prg} - \mu_0) * \sigma_i$$

Tel que :

ρ_{1000} Représente La perte relative de tension observée à 1000 h (coefficient de relaxation).

σ_i : Contrainte dans les armatures de précontrainte ; après les pertes instantanées.

F_{prg} : contrainte de rupture garantie pour la précontrainte.

μ_0 : coefficient qui dépend de la nature d'acier :

Les armatures étant rangées pratiquement en deux catégories dites RN (relaxation normale) et TBR (très basse relaxation), μ_0 prend les valeurs suivantes :

- 0,43 pour les TBR ;
- 0,30 pour les RN ;
- 0,35 pour les autres armatures.

Les armatures qu'on a utilisées sont d'armatures TBR $\rightarrow \mu_0 = 0.43$.

4.3 Détermination des pertes totales :

D'après [5], la perte finale de la précontrainte se détermine par la relation suivante :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma d + \Delta\sigma in$$

Avec :

$$\Delta\sigma in = \Delta\sigma fr + \Delta\sigma g + \Delta\sigma rac$$

$$\Delta\sigma d = \Delta\sigma fl + \Delta\sigma ret + \frac{5}{6} * \Delta\sigma rel$$

Remarque :

La perte de tension par relaxation de l'acier diminue sous l'effet du retrait et du fluage du béton. Il en a été tenu compte forfaitairement dans cette relation en minorant par 5/6 la valeur de la relaxation finale de l'acier.

5. Vérification des contraintes normales

L'application de la précontrainte engendre l'apparition de contrainte normales en fibres supérieures et inférieures qui doivent être vérifiées vis-à-vis des contraintes admissibles fixés par les règlements en vigueur.

$$\sigma_{sup} = \frac{P}{S} + \frac{P.e.v}{I} + \frac{M.v}{I} \geq \sigma_{bt,adm}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P}{S} - \frac{P.e.v'}{I} + \frac{M.v'}{I} \geq \sigma_{bc,adm}$$

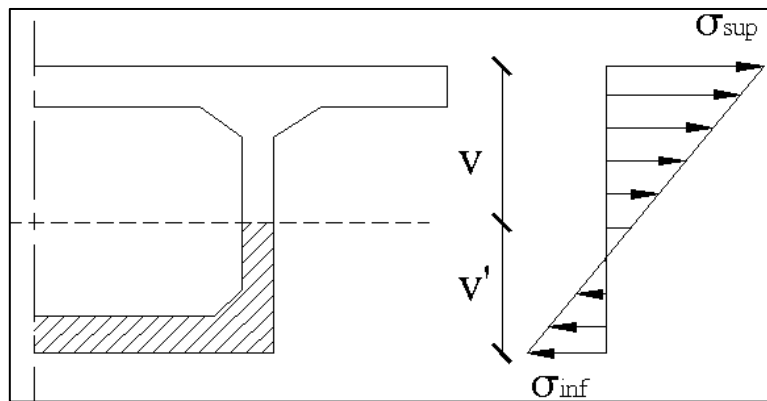


Figure VI. 16 Distribution des contraintes normales sur la section

On travaille en classe 2 alors

- $\sigma_{bt,adm} = 0,7ftj = 0,7 \times 2,7 = 1,89 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc,adm} = 0,6fcj = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$

5.1 Contraintes inférieures :

Les tableaux suivant représentent les contraintes en fibres inférieures et supérieures dans chaque section de voussoir dans la phase de construction.

σ_{inf}	s1(0m)VSP	s2 (5m)	s3(9m)	s4(13m)	s5 (17m)	s6 (21m)
phase 1	0,185	0	0	0	0	0
phase 2	0,736	0,575	0	0	0	0
phase 3	-0,009	0,187	0,569	0	0	0
phase 4	-0,401	0,083	0,179	0,565	0	0
phase5	-1,549	0,029	0,083	0,172	0,562	0

Tab VI. 12 Valeur des contraintes inférieures

σ_{sup}	s1(0m)VSP	s2 (5m)	s3(9m)	s4(13m)	s5 (17m)	s6 (21m)
phase 1	2,153	0	0	0	0	0
phase 2	5,355	1,433	0	0	0	0
phase 3	10,311	4,531	1,435	0	0	0
phase 4	16,584	8,965	4,533	1,436	0	0
phase5	24,658	14,796	8,965	4,535	1,437	0

Tab VI. 13 valeurs des contraintes supérieures

6. Vérification de l'effort tranchant :

Pour la justification de l'âme vis-à-vis l'effort tranchant, les 2 conditions suivantes doivent être satisfaites :

$\tau^2 - \sigma_x * \sigma_t \leq 0.4 * f_{tj} * \left[f_{tj} + \frac{2}{3}(\sigma_x + \sigma_t) \right]$ (Condition de non rupture par fissuration).

$\tau^2 - \sigma_x * \sigma_t \leq 2 * \frac{f_{tj}}{f_{cj}} * (0.6 f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t) \left[f_{tj} + \frac{2}{3} * (\sigma_x + \sigma_t) \right]$ (Condition de la non rupture par compression cisaillement)[5].

Dans le cas général, ou $\sigma_t = 0$ (lorsqu'on n'a pas de précontrainte verticale) on obtient :

$$\tau^2 \leq 0.4 * f_{tj} * \left[f_{tj} + \frac{2}{3} * (\sigma_x) \right]$$

$$\tau^2 \leq 2 * \frac{f_{tj}}{f_{cj}} * (0.6 f_{cj} - \sigma_x) \left[f_{tj} + \frac{2}{3} * (\sigma_x) \right]$$

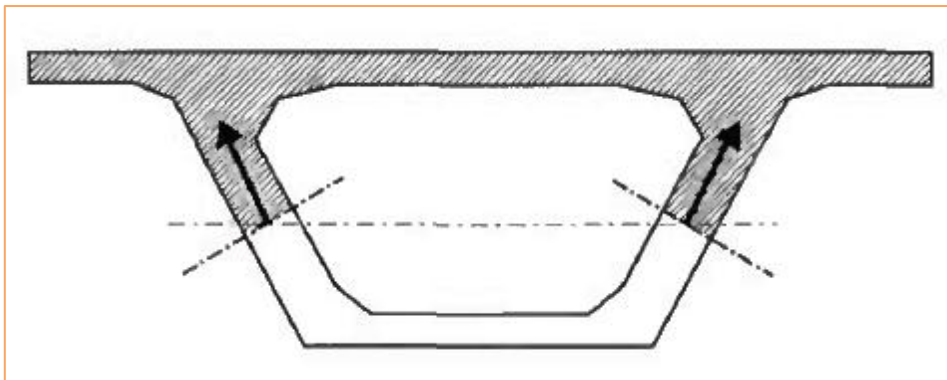


Figure VI. 17 Cisaillement des âmes inclinées

Les données :

$$F_{tj} = 2.7 \text{ MPA}$$

$$F_{cj} = 35 \text{ MPA}$$

σ_x est la contrainte normale à la section provoquée par l'effort de précontrainte, calculée à partir de la section nette de la poutre, ce qui sera exprimée ainsi : $\sigma_x = \frac{P}{S_n}$

S_n : la section nette du voussoir sur pile en tenant compte des trous des gaines de précontrainte :

$$S_n = 17.5162 - 38 * 1668 * 1 E - 6 \rightarrow S_n = 17,4528 \text{ m}^2$$

P : c'est la force de la précontrainte appliquée au niveau de la section d'appui :

$$P = 3 * 1416 * (41 - 0.2164) * 1668 * E - 6 \rightarrow P = 70,3295 \text{ MN}$$

Ce qui nous permet de déduire la valeur de σ_x , qui est de :

$$\sigma_x = \frac{70.3295}{17.4528} \rightarrow = 4,0297 \text{ MPA}$$

Après avoir calculé σ_x , l'étape suivante sera le calcul de la contrainte de cisaillement τ au niveau du centre de gravité de la section.

$$\tau = V_{red} * \frac{S(y)}{bn(y) * I}$$

V_{red} : l'effort tranchant ne subira pas une réduction vue l'absence de l'effet Resal qui résulte du changement de la hauteur de la section, qui est dans ce cas nul car on a adopté une section de hauteur constante tout au long de l'ouvrage.

D'après les résultats obtenus en phases de service la valeur maximale de V à l'ELS est :

$$V = 8.437 \text{ MN}$$

$$S(y) = 6.3362 \text{ m}^3$$

$$I = 12.2001 \text{ m}^4$$

$$bn = 2.64 * 2 - 16 * 0.088 = 3,872 \text{ m}$$

Ce qui mène a une valeur de $\tau = 8.437 * \frac{6.3362}{(3.872+12.2001)} \rightarrow \tau = 1,1317 \text{ MPA}$

Donc : $0.4 * f_{tj} * [f_{tj} + 2/3 * (\sigma_x)] = 5,817384 \text{ MPA}$

Et $\tau_2 \leq 2 \frac{f_{tj}}{f_{cj}} * (0.6 f_{cj} - \sigma_x) [f_{tj} + \frac{2}{3} * (\sigma_x)] = 14,1032 \text{ MPA}$

Comme $\tau^2 = 1,2807 \text{ MPA} \rightarrow$

Les 2 inégalités sont satisfaites ce qui nous permet de dire que la section est vérifiée vis-à-vis l'effort tranchant.

7. Conclusion

L'étude de la précontrainte est une étape d'importance primaire dans le calcul du tablier d'un pont construit par encorbellement successif car elle permet de :

- Dimensionner les câbles nécessaires pour reprendre les charges d'exécution et ceux de la phase de service,
- Connaître les effets de précontrainte sur l'ouvrage en phase de construction et de service et ainsi d'en tenir compte dans les calculs,
- Comprendre le comportement hyperstatique de l'ouvrage final.

Cependant, la compréhension du comportement de l'ouvrage final n'est complète qu'après l'étude transversale qui va être étudiée dans le chapitre suivant.

Chapitre VII
**Etude de La diffusion de
précontrainte**

1. Introduction

Cette étude est basé sur les prescriptions détaillées dans l'annexe 4 du BPEL 91 révisé 99 [5].

Dans les ponts en béton précontraint construits par encorbellement successif, le ferrailage des âmes tient compte seulement de la flexion transversale du caisson et de l'effort tranchant. Donc, il est nécessaire de tenir compte de la diffusion de précontrainte derrière les ancrages.

L'effort à l'ancrage introduit dans les âmes une forte contrainte de compression sur une faible surface du béton. Cet effort se diffuse ensuite progressivement sur une plus grande surface dans le corps de l'âme au bout d'une certaine distance L_R appelée longueur de zone de régularisation. Donc il est nécessaire de tenir compte de ce phénomène, pour protéger ces zones de concentrations de contraintes contre des fissurations lors de la mise en tension par un ferrailage adéquat.

2. Cas des sections d'about (ancrage des câbles de fléau)

On assimile la section de calcul à une section en T qui représente le gousset supérieur (la jonction entre l'âme et l'hourdis supérieur).

Le calcul sera mené en suivant l'article 1.1,2 de l'annexe 4 du BPEL [5].

Cette étude se fait en deux phases :

- ❖ Etude de la première régularisation à l'intérieur des prismes symétriques associés à chaque niveau d'ancrage,
- ❖ Etude de l'équilibre général de diffusion pure.

2.1 Justifications dans les zones de première régularisation

2.1.1 Effet de surface :

Au voisinage immédiat de S, on prévoit une section d'acier A_s :

$$A_s = 0,04 \times \frac{P_{max}}{\sigma_{s,lim}}$$

Avec :

P_{max} : la force de précontrainte maximale dans la section de calcul.

$$\sigma_{s,lim} = \frac{2}{3} f_e = 266,66 \text{ MPa}$$

Alors :

$$A_s = 0,04 \times \frac{1,93}{266,66} = 2,89 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\phi 12$$

2.1.2 Effet d'éclatement

Nous allons vérifier les contraintes de traction et de compression maximales selon les recommandations du BPEL [5].

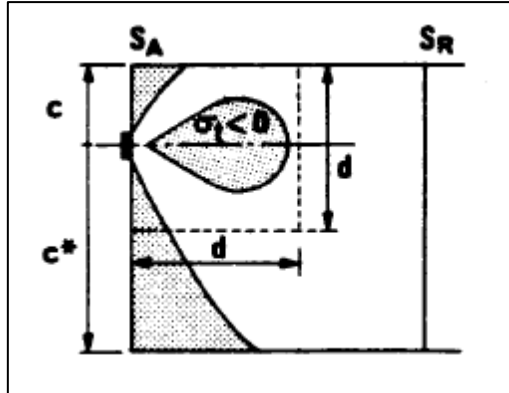


Figure VII. 1 Diffusion dans le cas d'un câble excentré

A l'intérieur de chaque prisme symétrique, la contrainte de traction et de compression maximales de l'éclatement valent :

$$\sigma_t = 0,5 \left(1 - \frac{a}{d}\right) \times \frac{P}{e'd}$$

$$\sigma_x = \frac{P}{e'd}$$

Avec :

- a : Largeur de la plaque d'ancrage,
- d : Hauteur du prisme (d=1,33m)
d=2c, et c=0,6655m (voir figure)
- e' : Largeur de l'âme (e'=0,5m)

Donc :

$$\sigma_t = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x = 2,9 \text{ MPa}$$

Ces valeurs doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_t \leq 1,25 f_{tj} = 1,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_x \leq \frac{2}{3} f_{cj} = 23,33 \text{ MPa}$$

On remarque les contraintes de compression et de traction sont bien vérifiées.

Procédons maintenant au ferrailage d'éclatement :

$$Ae = \frac{0,25(1 - a/b)P}{2/3 fe}$$

$$Ae = 22,68 \text{ cm}^2$$

On dispose en définitive une section d'acier transversaux Ae telle que :

$$Ae = \max \{ Ae_j ; 0,15 P / \sigma_{s,lim} \} = \max \{ 22,68 ; 10,8 \} = 22,68 \text{ cm}^2$$

Soit un ferrailage de 15HA14.

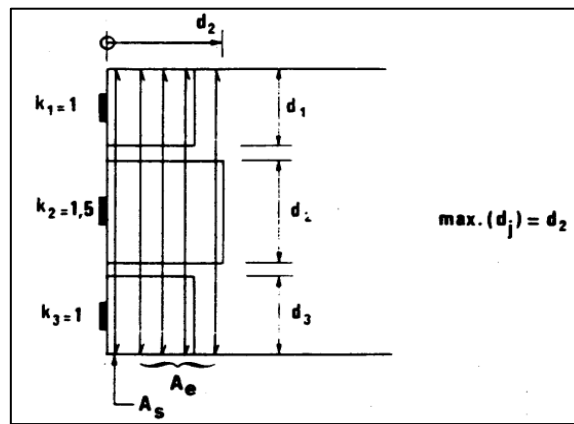


Figure VII. 2 Disposition du ferrailage Ae et Ac

2.2 Vérification de l'équilibre général

Les sollicitations varient en fonction de l'ordonnée « t » de la coupure, ce qui nécessite une détermination de la position donnant les efforts les plus défavorables.

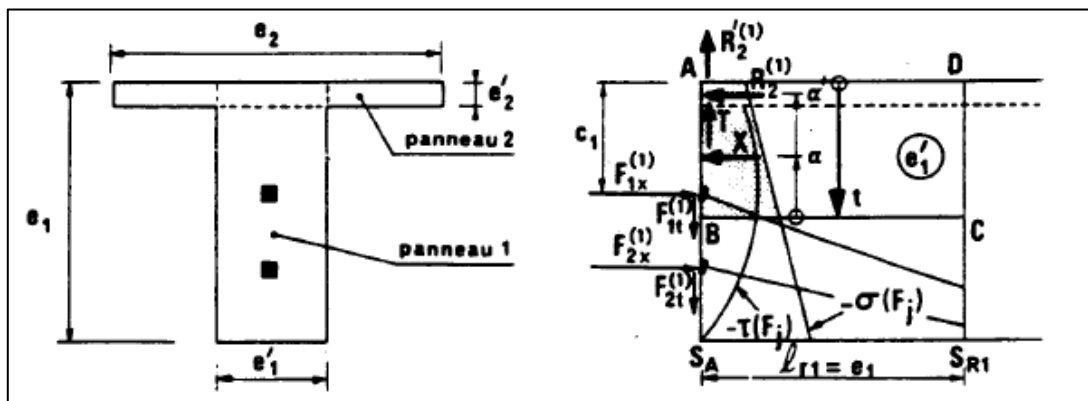


Figure VII. 3 Equilibre des forces à prendre en compte

Calculons les contraintes normales et tangentielles engendrées par l'effort de précontrainte.

$$\sigma = \sum \frac{P_x}{S} \pm \frac{P \cdot e}{I/v}$$

$$\tau = \frac{S \sum P_y}{b \cdot I}$$

P_x et P_y sont les composantes horizontales et verticales de la force de précontrainte.

Application numérique pour une section comportant un seul ancrage :

$$\sigma = \frac{1,93}{2,81} \pm \frac{1,93 \cdot 0,25}{7,5974/0,9155} = \{0,745 ; 0,3\} \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{2,81 \times 1,93 \sin 25^\circ}{2,6 \times 7,5974} = 1,04 \text{ MPa}$$

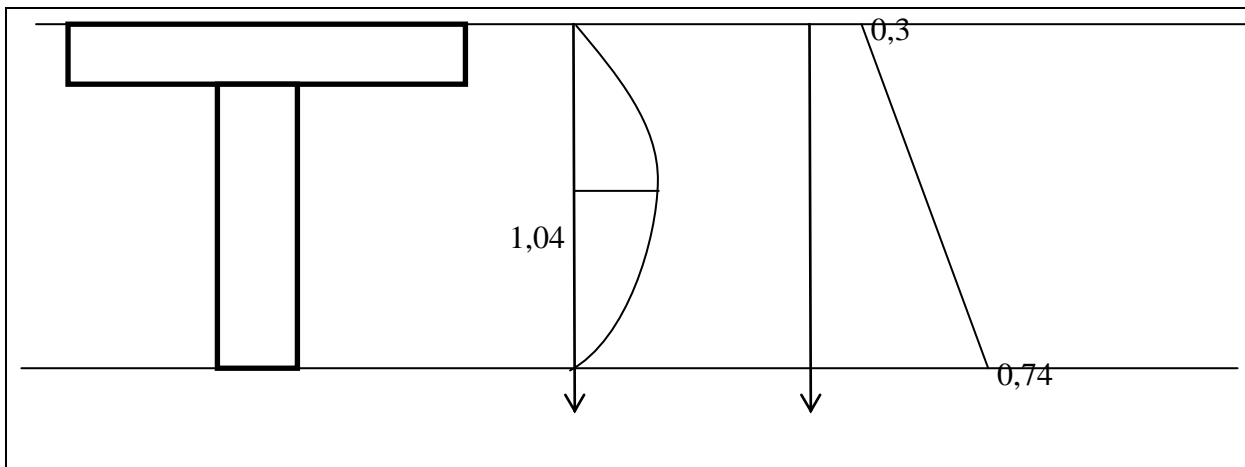


Figure VII. 4 Diagramme des contraintes tangentielles et normales

- $\sigma(t) = 0,1711 t + 0,3$
- $\tau(t) = -0,84 t^2 + 1,54 t$

2.2.1 Justification de la contrainte limite de cisaillement dans le béton

On remplace les efforts concentrés dans les ancrages par une charge répartie uniforme sur la hauteur a de l'ancrage, ce qui permet de générer un effort tranchant V_x et un effort de cisaillement τ_d .

La formule du cisaillement total alors est :

$$\tau_g = \tau_d + \tau$$

$$\tau_d = \frac{2V_x}{bL_R} ; \text{ Avec :}$$

V_x : effort tranchant dans le sens horizontal

b : largeur de l'ame ;

L_r : largeur de régularisation.

Calcul de V_x :

$$V_x = P_x - X_1 - X_2$$

$$X_1 = \int_{0,25}^t \sigma(t) \times b \, dt, \text{ avec } b=0,5\text{m (largeur de l'âme)}$$

$$X_2 = \int_0^t \sigma(t) \times b \, dt, \text{ avec } b=6,2\text{m (largeur de l'hourdis considérée)}$$

$$\text{Avec : } \sigma(t) = 0,1711 t + 0,3$$

Alors :

- $X_1 = 0,042(t^2 - 0,0625) + 0,15(t - 0,25)$
- $X_2 = 0,53 t^2 + 1,86 t$
- $V_x = P \cos \alpha - X_1 - X_2$

$$\text{donc: } V_{x,max} = 1,85 \text{ MN}$$

$$\tau_{dmax} = 2,846 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_g = 2,846 + 1,04 = 3,886 \text{ MPa} \leq 1,5 f_{tj} = 4,05 \text{ MPa}$$

2.3 Ferrailage longitudinal

Selon BPEL [5] :

$$A_L = \frac{1}{\sigma_{s,lim}} \left(\frac{P}{4} - \Omega \sigma_{bt} \right)$$

Ω représente l'aire de la zone de régularisation. (2,6×2,6)

$\sigma_{s,lim}$, P sont définis plus haut.

σ_{bt} étant la contrainte de traction dans le béton, nul dans notre cas.

Alors :

$$A_L = \frac{1}{266,66} \left(\frac{1,93}{4} \right) = 18,1 \text{ cm}^2, \text{ soit } 9\Phi 16.$$

3. Conclusion :

La diffusion de précontrainte nous a permis de s'assurer que les zones d'ancrages vont résister à la tension des câbles. Suite à un ferrailage convenable au droit des ancrages câbles, la diffusion des forces peut être satisfaite. On peut maintenant procéder au ferrailage de la section du voussoir qui résultera de l'étude transversale détaillée dans le chapitre suivant.

Chapitre VIII

Etude transversale

1. Introduction

La structure transversale la mieux adaptée à la construction par encorbellement est la section tubulaire (caisson), du fait de sa grande rigidité à la torsion et de la raideur de flexion des deux membrures supérieur et inférieur, aucune entretoise intérieure n'est nécessaire dans les tabliers construits par encorbellement, à l'exception de celles situées au droit des appuis.

Elles assurent la transmission des charges verticales aux appuis et empêchent la déformation de la section sous l'effet du moment de torsion, elle contribue aussi à la reprise des efforts tranchant considérables au droit des appuis.

Pour l'analyse transversale, [1] l'étude est faite sur la section courante, (en considérant les moments de flexions y sont maximaux).

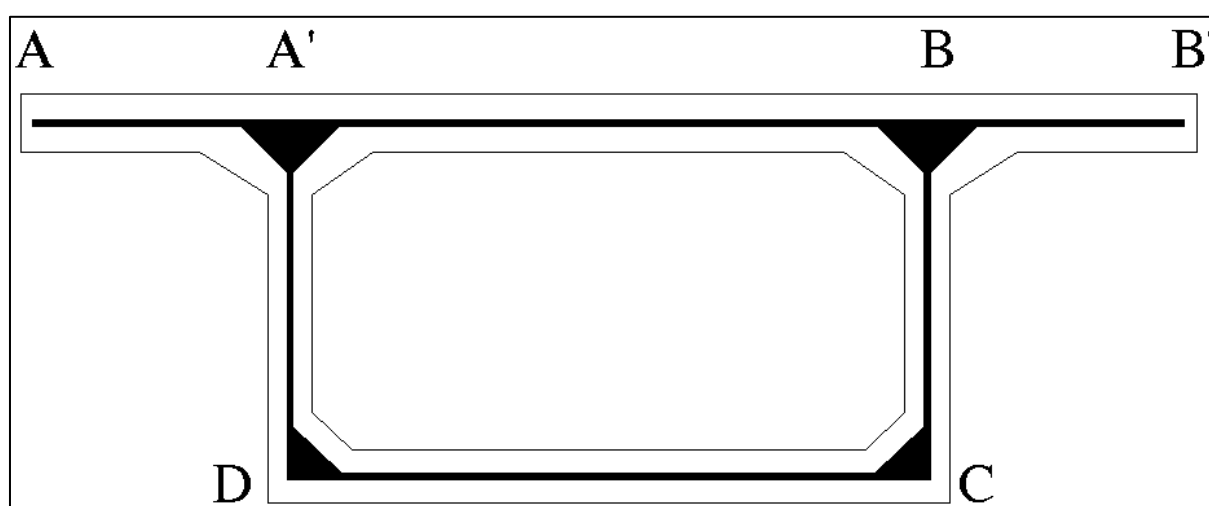


Figure VIII. 1 Section transversale du voussoir

2. Modélisation :

La modélisation est effectuée par le logiciel *SAP2000*. Le caisson est modélisé par un portique fermé (cadre) appuyé au niveau de la partie inférieure des âmes par deux appuis doubles à l'extrémité de chaque âme, et par un encastrement au niveau de la jonction entre la dalle supérieure et la porte à faux [2].

On prendra une largeur du caisson égale à 1 m, les sections des différents éléments du caisson sont prises comme des sections équivalentes en termes de poids.

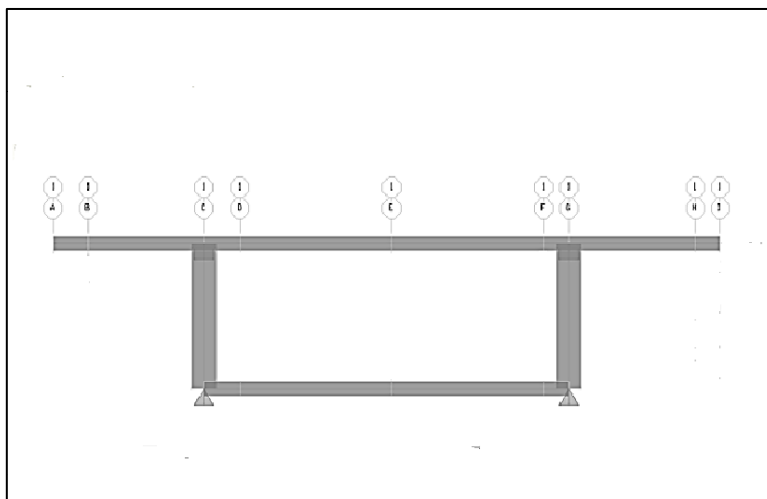


Figure VIII. 2 Modèle de la section transversal sur SAP 2000

3. Les combinaisons de calcul :

Pour la justification des sections transversales, on a pris les même combinaisons de calcul qu'à l'étude longitudinale, tel que :

Les charges permanentes qui consistent aux :

Le poids propre de la section, calculé automatiquement par le logiciel.

Le poids de la barrière BN4.

Le poids de la corniche métallique.

Plus les autres surcharges qui sont :

Les surcharges sur le trottoir.

La surcharge du système Bc.

La surcharge routière type A.

Le système de charges Mc120.

Le convoi exceptionnel D240.

Pour l'évaluation des efforts on a pris des combinaisons à l'état limite ultime ainsi qu'à limite de service [3]. Ces combinaisons sont résumées dans le tableau suivant :

La combinaison	ELS	ELU
Combi 1	$G + 1.2 (Bc + St)$	$1.35 G + 1.6 (Bc + St)$
Combi 2	$G + 1.2 (A + St)$	$13.5 G + 1.35 D240$
Combi 3	$G + D 240$	$1,35 G + 1,6 (A + St)$
Combi 3	$G + Mc 120$	$13.5 G + 1.35 Mc 120$

Tab VIII. 1 Combinaisons prises en compte

3.1 Les résultats :

Les résultats obtenus après l'analyse du modèle sont représentés ci-dessous par des diagrammes de l'effort tranchant et de moment de flexion. Les valeurs prises pour le calcul de ferrailage de la section transversale sont celle de la combinaison 1 qui représente les valeurs maximales en ELS et en ELU, précisant que le moment est exprimé en KN.m et l'effort tranchant en KN.

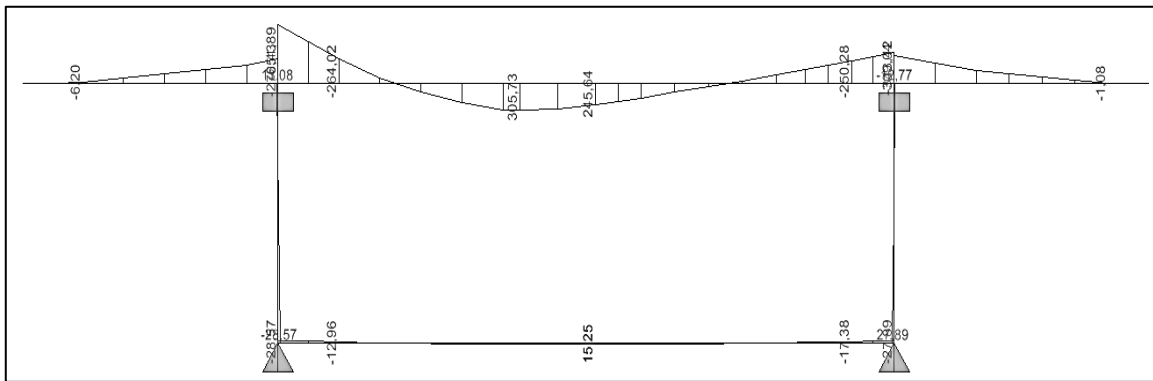


Figure VIII. 3 Moment fléchissant ELS sous Bc

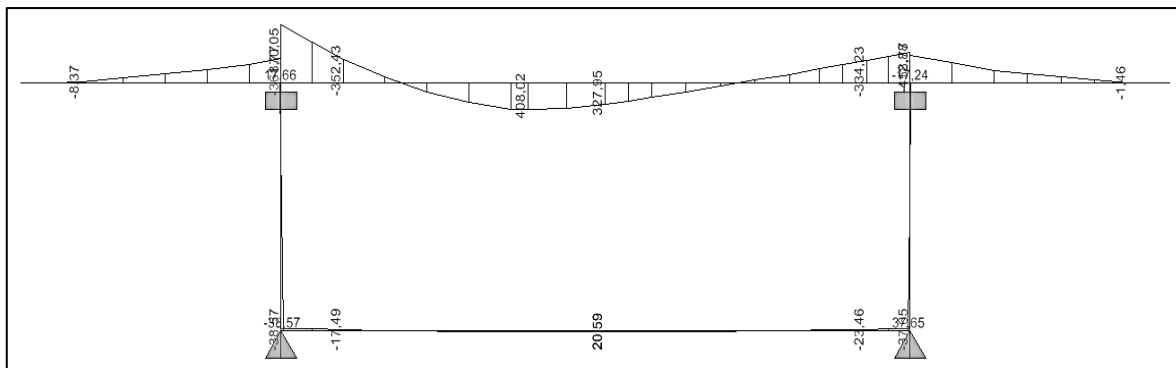


Figure VIII. 4 Moment fléchissant ELU sous Bc

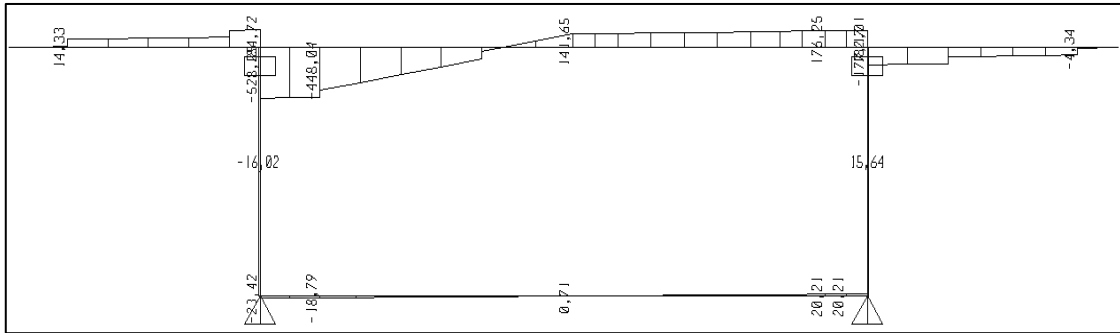


Figure VIII. 5 Effort tranchant ELS

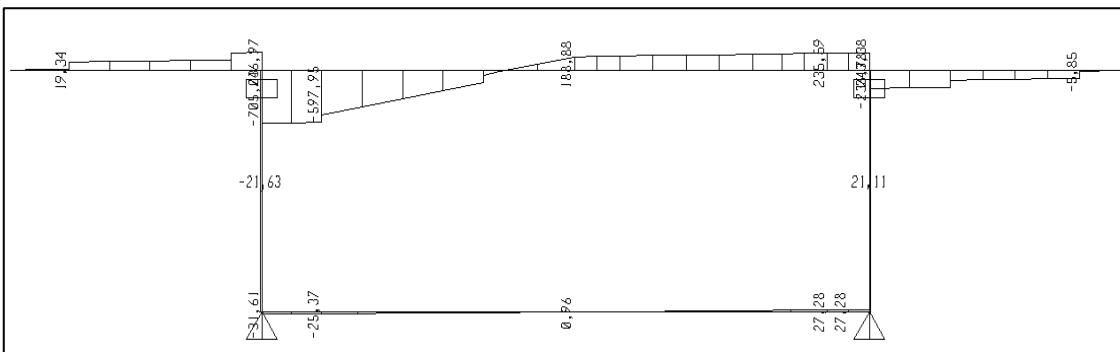


Figure VIII. 6 Effort tranchant ELU

4. Ferrailages des différents éléments des voussoirs :

Le ferrailage de chaque élément du voussoir est calculé partir du moment maximal résultant de l'action de la combi 2 (qui est la plus défavorable) tel que :

Le ferrailage du hourdis supérieur est calculé en considérant une dalle en flexion simple, ainsi que le hourdis inférieur et l'encorbellement qui se calculent de la même façon ; tandis que le ferrailage des âmes est calculé en admettant qu'elle est soumise à une flexion composée [2].

4.1.1 Exemple de calcul de ferrailage du hourdis supérieur :

Pour déterminer la section d'acier nécessaire, on doit satisfaire 2 critères:

- L'état limite de service en travaillant sur une section d'un mètre linéaire, et en considérant que les fissures sont préjudiciables : $\sigma_s = 228,63 \text{ MPA}$

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 21 \text{ MPA.}$$

- La condition de la non-fragilité du béton.

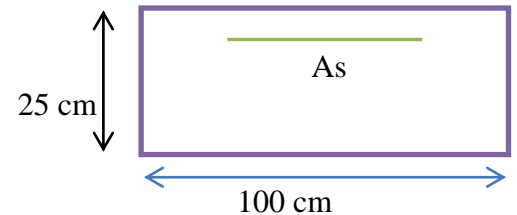
La section de l'hourdis supérieur se caractérise par :

$$b = 100 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}, d' = 4 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 25 - 4 = 21 \text{ cm.}$$

Le calcul a l'état limite de service :

$$X = \frac{(15 \cdot \sigma_{bc})}{(15 \sigma_{bc} + \sigma_{bc})} * d = 0,196875 \text{ m.}$$



$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,144375 \text{ m}$$

$$M = \frac{1}{2} * \sigma_{bc} * b * Z = 1,5159375 \text{ MN.m}$$

Comme $M_{ser} = 305.73 \text{ KN.m} < M : A_s = \frac{M_{ser}}{Z * \sigma_s} \rightarrow A_s = 92,6217 \text{ cm}^2$

La section minimale :

D'après [8], la section minimale se calcul à partir de l'expression suivante :

$$A_{s \min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{s \min} = 3.493 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 14 HA 30 $\rightarrow A_s = 98.96 \text{ cm}^2$

La section longitudinale $A_{sl} = \frac{A_s}{3} = 30.9739 \text{ cm}^2$

$\rightarrow 7 \text{ HA } 24$ ce qui donne $A_{sl} = 31.667 \text{ cm}^2$

De la même façon on calcule la section d'acier des autres éléments.

4.2 Ferrailage du hourdis inférieur :

Les caractéristiques de la section du hourdis inférieur sont :

$D = 0.21 \text{ cm.}$

$B = 100 \text{ cm.}$

$M_{ser} = 28.57 \text{ KN.m}$

$M_u = 37.65 \text{ KN.m}$

Donc la section d'acier est : $A_s = 8,655 \text{ Cm}^2$

4.2.1 La section minimale :

$$A_s \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_s = 3.49 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'acier est de 4 HA 18 $\rightarrow A_s = 10,178 \text{ cm}^2$

4.2.2 Le ferrailage longitudinal :

$$A_{sl} \geq \frac{A_s}{3} \rightarrow A_{sl} = 2.855 \text{ cm}^2, \text{ mais } A_{sl} \leq A_{s \text{ min}} \rightarrow A_{sl} = 3.49 \text{ cm}^2$$

4.2.3 Ferrailage de la porte à faux :

Les caractéristiques géométriques de la porte à faux sont :

$$d = 0.21 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{ser}} = 309.039 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 412.886 \text{ KN.m}$$

Ce qui donne $A_s = 93,6242 \text{ cm}^2$

Alors on adopte une section 14 HA 30 $\rightarrow A_s = 98.96 \text{ cm}^2$

Ferrailage longitudinal :

$$A_{sl} = \frac{A_s}{3} = 31.208 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ HA } 30$$

4.2.4 Ferrailage des âmes :

La section de l'âme se caractérise par :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$M_{\text{ser}} = 29.07 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 38.57 \text{ KN.m}$$

$$N = 43.88 \text{ KN.}$$

Le calcul de la section de l'acier est fait par le logiciel *AUTODEST EXPERT*

La section obtenue $A_s = 2.26 \text{ cm}^2$

La section minimale de l'acier est :

$$A_{S(\min)} = 9,867 \text{ cm}^2,$$

Comme $A_{S(\min)} \geq A_s$, alors on retient $A_{S(\min)}$ pour le ferrailage des âmes.

$$\text{Alors } A_s = 10,1787 \text{ cm}^2.$$

Ferrailage longitudinal :

$$A_{sl} = A_s * \frac{1}{3} \rightarrow A_{sl} = 3.289 \text{ cm}^2$$

Après avoir calculé la section d'acier de différents éléments du voussoir, le tableau suivant résume ces résultats :

	Ferrailage transversale	Ferrailage longitudinale
Dalle supérieure	14 HA 30	5HA 30
Dalle inférieure	4 HA 18	4HA14
Porte à faux	14 HA 30	5HA 30
âme	4 HA18	4HA14

Tab VIII. 2 Ferrailage des éléments du voussoir

Schéma du ferrailage :

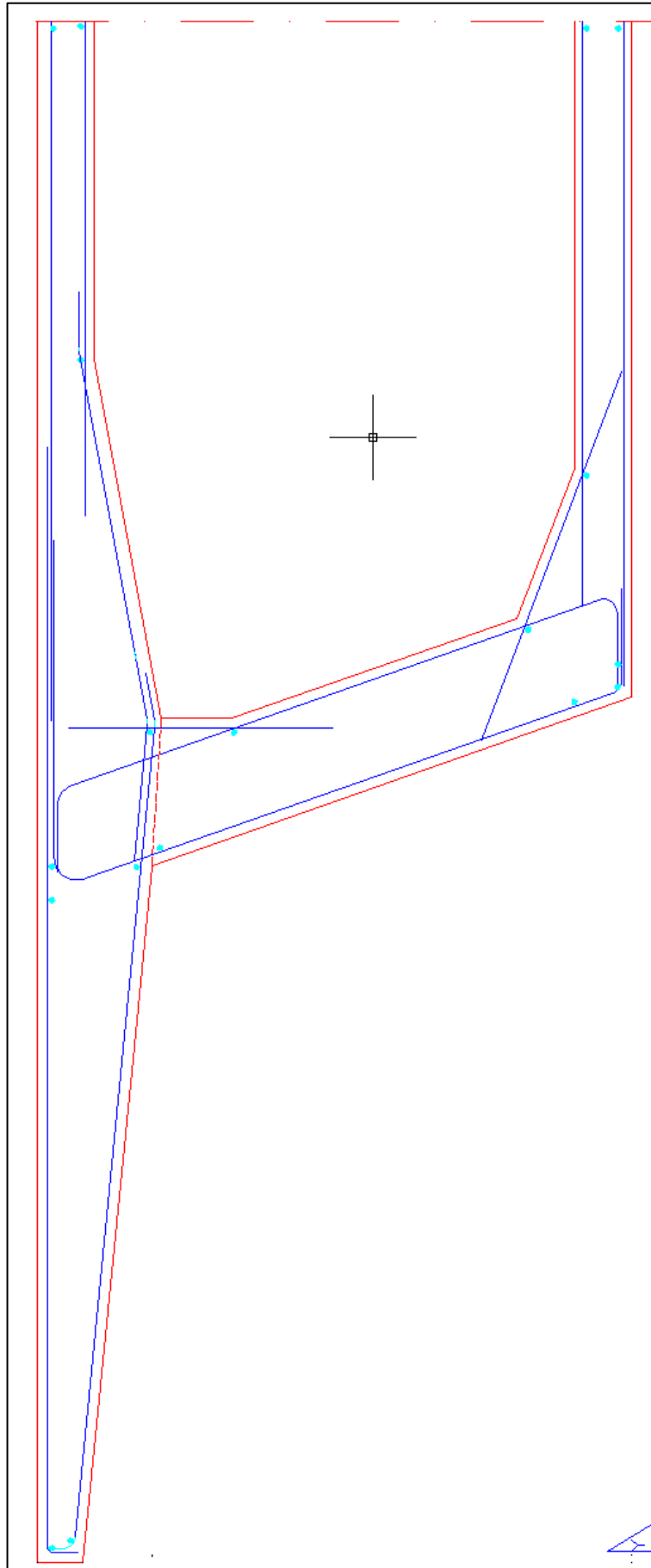


Figure VIII. 7 Schéma du ferrailage transversal

Conclusion générale

La conception d'un pont doit satisfaire un nombre de contraintes, afin de pouvoir assurer des services à des usagers et de répondre à des exigences vis-à-vis de son environnement.

A la lumière des résultats on aboutit à :

- Choix d'un pont en encorbellement successif avec voussoirs coulés sur place en béton précontraint.
- Prédimensionnement de la section transversale.
- Evaluation de la précontrainte.

La démarche itérative de la conception nous a enseignée sur plusieurs niveaux.

En premier lieu, on s'est aperçu de l'importance de simplifier au maximum possible les calculs. Il faut aller du simple au compliqué afin d'aboutir aux résultats cohérents. Ensuite, on a compris l'importance d'attaquer les problèmes l'un après l'autre pour trouver une solution structurée. Tout mélange des calculs crée un chaos insurmontable, et conduit à l'échec de la conception. De plus, cet exercice nous a montré l'importance de la capacité d'autodidactisme de l'ingénieur. Bien qu'étant en dernière année des études en génie civil, notre point de départ fut uniquement un plan de masse, et une variante imposée.

La construction par encorbellement n'est simple qu'en apparence, c'est une technique très délicate qui exige beaucoup de compétences. Lors de ces études nous avons tenté d'utiliser tous les logiciels techniques à notre disposition (SAP2000, AutoCAD 2009, Calcuette Béton Armé), afin d'automatiser au maximum les étapes de calculs et de consacrer un maximum de temps à la réflexion.

En fin, ce projet de fin d'étude est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'Ecole Nationale Polytechnique, et aussi une occasion pour intégrer le milieu professionnel.

Bibliographie

[1] : guide de conception pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, SETRA juin 2003.

[2] : Pont en béton précontraint construit par encorbellement successif, bulletin technique N° 7 SETRA.

[3] : le béton précontraint aux états limite Henry Thonier, presse des ponts et chaussée 1985.

[4] : fascicule 61 conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art, titre II programmes de charges et épreuves de ponts routes.

[5] : fascicule 62 titre I section II Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites - BPEL 91 révisé 99.

[6] : DTU règles BPEL 91, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites

[7] : béton précontraint, technique de l'ingénieur par ROBERT CHAUSSIN.

[8] : Béton précontraint, Techniques de mise en œuvre par **Pierre JARTOUX**

[9] : Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

[10] : document technique réglementaire, règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves de ponts routes, ministère des travaux publics.

[11] : cours pont de l'école polytechnique, Mme Cherid.

[12] : cours du béton armé et précontraint de l'école polytechnique, Mr Boutemeur.

Annexes

Annexe A

MA1 MN.m	s1(0m)VSP	s2 (5m)	s3(9m)	s4(13m)	s5 (17m)	s6 (21m)
phase 1	-11,593449	0				
phase 2	-29,2242748	-8,34630736	0			
phase 3	-54,2827152	-24,1202294	-8,34630736	0		
phase 4	0,0289	0,0144	0,0064	0,0016	0	
phase5	-126,68244	-77,9509178	-47,3217662	-24,1202294	-8,34630736	0

Moment fléchissant du a la combinaison A1

TA1 MN	s1(0m)VSP	s2 (5m)	s3(9m)	s4(13m)	s5 (17m)	s6 (21m)
phase 1	-4,12376	0				
phase 2	-6,019548	-3,649813	0			
phase 3	-7,915336	-5,545601	-3,649813	0		
phase 4	-9,811124	-7,441389	-5,545601	-3,649813	0	
phase5	-11,706912	-9,337177	-7,441389	-5,545601	-3,649813	0

Effort tranchant du a la combinaison de charge A1

MB1 MN.m	s1(0m)VSP	s2 (5m)	s3(9m)	s4(13m)	s5 (17m)	s6 (21m)
phase 1	-6,5098865	0				
phase 2	-20,0660323	-4,28032736	0			
phase 3	-41,0428327	-15,9813094	-4,28032736	0		
phase 4	-69,4402879	-35,1029462	-15,9813094	-4,28032736	0	
phase5	-105,258398	-61,6452378	-35,1029462	-15,9813094	-4,28032736	0

Moment fléchissant du a la combinaison de charge B1

TB1 MN	s1(0m)VSP	s2 (5m)	s3(9m)	s4(13m)	s5 (17m)	s6 (21m)
phase 1	-3,79372	-0,1185				
phase 2	-5,685768	-2,048708	-0,1185			
phase 3	-7,577816	-3,940756	-2,048708	-0,1185		
phase 4	-9,469864	-5,832804	-3,940756	-2,048708	-0,1185	
phase5	-11,361912	-7,724852	-5,832804	-3,940756	-2,048708	-0,1185

Effort tranchant du a la combinaison de charge B1

MB2 MN.m	s1(0m)VSP	s2 (5m)	s3(9m)	s4(13m)	s5 (17m)	s6 (21m)
phase 1	-5,462043	0				
phase 2	-16,671021	-3,6097078	0			
phase 3	-33,959414	-13,298831	-3,6097078	0		
phase 4	-57,327223	-29,067371	-13,298831	-3,6097078	0	
phase5	-86,774447	-50,915325	-29,067371	-13,298831	-3,6097078	0

Moment fléchissant du a la charge B1

TB2 MN	s1(0m)VSP	s2 (5m)	s3(9m)	s4(13m)	s5 (17m)	s6 (21m)
phase 1	-3,3662	-0,1185				
phase 2	-4,916232	-1,706692	-0,1185			
phase 3	-6,466264	-3,256724	-1,706692	-0,1185		
phase 4	-8,016296	-4,806756	-3,256724	-1,706692	-0,1185	
phase5	-9,566328	-6,356788	-4,806756	-3,256724	-1,706692	-0,1185

Effort tranchant du a la combinaison de charge B2

Annexe B

FROT Mpa	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	122,585016	109,585979				
phase 2	132,891056	119,995597	109,585979			
phase 3	143,114978	130,32227	119,995597	109,585979		
phase 4	153,257434	140,56666	130,32227	119,995597	109,585979	
phase5	163,319074	150,729422	140,56666	130,32227	119,995597	109,585979

Perte par frottement exprimée en Mpa

PENTE Mpa/m	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	29,5944					
phase 2	18,3293333	35,931				
phase 3	13,9966154	20,0895	35,931			
phase 4	11,7028235	14,809	20,0895	35,931		
phase5	10,2828571	12,16875	14,809	20,0895	35,931	

Pente de la formule du recul d'encrage

lambda	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	5,66574511					
phase 2	7,19927011	7,19927011				
phase 3	8,23854064	8,23854064	8,23854064			
phase 4	9,00982747	9,00982747	9,00982747	9,00982747		
phase5	9,61180389	9,61180389	9,61180389	9,61180389	9,61180389	

Valeur de lambda pour le calcul du recul

RECU Mpa	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	123,809604	143,047813				
phase 2		133,593764	148,890674			
phase 3		122,152454	137,585839	152,83513		
phase 4			125,142775	140,540491	155,754538	
phase5				127,471869	142,841802	158,028399

Valeur des pertes par recul d'ancrage

frott+recul	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	246,394619	252,633791				
phase 2	132,891056	253,589361	258,476653			
phase 3	143,114978	252,474724	257,581436	262,421109		
phase 4	153,257434	140,56666	255,465046	260,536088	265,340517	
phase5	163,319074	150,729422	140,56666	257,794139	262,837399	267,614377

Perte par frottement + recul d'ancrage

sigma p	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	1169,60538	1163,36621				
phase 2	1283,10894	1162,41064	1157,52335			
phase 3	1272,88502	1163,52528	1158,41856	1153,57889		
phase 4	1262,74257	1275,43334	1160,53495	1155,46391	1150,65948	
phase5	1252,68093	1265,27058	1275,43334	1158,20586	1153,1626	1148,38562

Valeur de la tension après perte par frott+recul

sigma B	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	1,37507834	0,34699861				
phase 2	2,96956317	1,08550471	0,34525585			
phase 3	5,18461476	2,4820994	1,08431399	0,34407933		
phase 4	8,05716175	4,56921166	2,48120747	1,0834327	0,34320856	
phase5	11,5872039	7,27738482	4,56921166	2,48051277	1,08274629	0,34253033

Contrainte dans le béton après perte

Ei	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	28149,136	28149,136				
phase 2	32534,4663	32534,4663	28149,136			
phase 3	34427,6871	34427,6871	32534,4663	28149,136		
phase 4	35609,153	35609,153	34427,6871	32534,4663	28149,136	
phase5	35981,7294	35981,7294	35609,153	34427,6871	32534,4663	28149,136

Valeurs du module d'élasticité instantané en chaque jours

rac du B	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	4,64072652	1,1710792				
phase 2	8,6710659	3,16965236	1,1651976			
phase 3	14,3064622	6,8491224	3,16617547	1,16122699		
phase 4	21,4953264	12,1899869	6,84666121	3,16360213	1,15828823	
phase5	30,5928701	19,2139613	12,1899869	6,84474425	3,16159781	1,15599929

Perte par raccourcissement du béton

la sominst	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	251,035346	253,804871				
phase 2	141,562122	256,759014	259,64185			
phase 3	157,42144	259,323847	260,747611	263,582336		
phase 4	174,75276	152,756647	262,311707	263,69969	266,498805	
phase5	193,911944	169,943383	152,756647	264,638883	265,998997	268,770377

La somme des pertes instantanés

relax	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	3,98718684	3,95043056				
phase 2	5,54421386	3,91136737	3,87338968			
phase 3	5,30606653	3,87757206	3,85886007	3,82170668		
phase 4	5,05069014	5,37567163	3,83834337	3,82017151	3,78362404	
phase5	4,77430506	5,12104578	5,37567163	3,80789386	3,7901402	3,75406222

Les pertes par relaxation des aciers

pert T sauf flu	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	293,022533	295,755301				
phase 2	185,106336	298,670381	301,51524			
phase 3	200,727506	301,201419	302,606471	305,404042		
phase 4	217,80345	196,132319	304,15005	305,519862	308,282429	
phase5	236,686249	213,064429	196,132319	306,446777	307,789137	310,524439

La somme des pertes totales sauf par fluage du béton

sig B avec perte	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	1,36117057	0,3341367				
phase 2	2,95398886	1,07205834	0,33241868			
phase 3	5,16743061	2,46756563	1,07088432	0,33125876		
phase 4	8,03790953	4,55263803	2,46668614	1,07001534	0,33040022	
phase5	11,5653206	7,25879208	4,55263803	2,46600109	1,06933848	0,32973149

Contrainte du béton après toutes pertes sauf fluage

fluage	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	393,637665	366,709693				
phase 2	414,494986	388,329283	366,709693			
phase 3	434,765651	409,336442	388,329283	366,709693		
phase 4	454,469384	429,751892	409,336442	388,329283	366,709693	
phase5	473,62515	449,595551	429,751892	409,336442	388,329283	366,709693

Perte par fluage du béton

la somedif	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	61,7402143	46,304076				
phase 2	86,9300111	57,340348	46,2141049			
phase 3	119,933181	78,2447945	57,2789816	46,153637		
phase 4	162,777551	110,769297	78,1989115	57,2337064	46,1090234	
phase5	215,458397	151,149419	110,769297	78,1632612	57,1985274	46,0743576

La somme des pertes différés

la som T	S1(0m)VSP	S2 (5m)	S3(9m)	S4(13m)	S5 (17m)	S6 (21m)
phase 1	312,77556	300,108947				
phase 2	228,492133	314,099362	305,855955			
phase 3	277,354621	337,568641	318,026593	309,735973		
phase 4	337,530312	263,525944	340,510619	320,933397	312,607829	
phase5	409,370341	321,092802	263,525944	342,802145	323,197524	314,844734

La somme totale des pertes instantanées + différés