



Ecole Nationale Polytechnique

Projet de Fin d'Etudes en vue de l'obtention du diplôme
d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème

Etude d'un pont suspendu à Mila

Proposé et dirigé par :

Mme. D. CHERID

Mme . H. MOUHABEDDINE

Réalisé par :

M. A. HEFFAR

M. A. HENNEB

PROMOTION : JUIN 2008

ملخص :

الهدف من هذا العمل هو تصميم و دراسة جسر معلق ذو تعلق مركزي، طول المنشأ 600 م والذي يتكون من مقطع واحد كما أنه يستند بحبال تعليق ثانوية و حبلي تعليق رئيسيين مثبتين في كتلتين من الخرسان المسلح و مدخلي جسر من الخرسان المسلح الذين يحملان الأتقال العمودية ، طول السارية 61.5 م .

عرض المنشأ 11 م إضافة إلى رصيفين و إفريزين ذوى 1.5 م من كل جانب .التصميم أنجز بواسطة برنامج ROBOT MILLENIUM

الكلمات المفتاحية : جسر معلق ، حبال التعليق الثانوية ، حبال التعليق الرئيسيين ، سارية .

Résumé :

Le but de ce travail est la conception et le dimensionnement d'un pont suspendu à suspension centrale, l'ouvrage est un pont droit d'une portée de 600m, il est composé d'une seule travée, le tablier est soutenu par des suspentes et deux câbles porteurs arrimés dans deux massifs d'ancrage, et deux pylônes en béton armé qui reprennent les charges verticales, le mât a une hauteur de 61,5m.

La largeur totale de l'ouvrage est de 11m avec deux trottoirs dotés de corniches de 1,5m de largeur de chaque côté. La modélisation a été faite à l'aide du logiciel ROBOT MILLENIUM.

Mots clés: pont suspendu, suspentes, câble porteur, pylône.

Abstract:

The aim of this thesis is the design and dimensioning of a suspension bridge with a central suspension, the work is a straight bridge with a span of 600m.

The work is composed of one span, the deck is supported by hangers (stringers) and two cables roped down in two anchorages, and two towers made with reinforced concrete which transmit vertical loads to the soil. The width of the bridge is 11m, with two pavements of 1.5m each one. The modeling of the bridge was done using the software ROBOT MILLENIUM.

Key words: suspension bridge, hangers, cable, pylon.

Remerciements

Nous remercions dieu, le tout puissant de nous avoir accordé volonté, patience et santé durant notre cursus.

Nous tenons à remercier particulièrement nos encadreurs ; Mme H.MOHABEDDINE ainsi que Mme D.CHERID pour leurs précieux conseils qui nous ont été très utiles ainsi que toutes les suggestions et les remarques formulées durant l'élaboration de ce modeste travail.

Nous remercions également toutes les personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce travail de près ou de loin.

En particulier :

- Nos familles.
- M.F.MAKHLOUFI le directeur des ouvrages d'arts de la SAETI.
- M.N.OUALI l'ingénieur d'étude de la SAETI.
- Nos amis, en particulier :

Nous exprimons notre reconnaissance à tous les enseignants qui nous ont enrichis avec un précieux savoir qui est le meilleur héritage pour l'avenir.

INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE		
I.1. Introduction	3
I.2. Présentation de l'ouvrage	3
I.3. Données fonctionnelles	3
I.4. Caractéristiques du site	4
CHAPITRE II : GENERALITES		
II.1. Introduction	5
II.2. Historique des ponts suspendus	5
II.3. Morphologie	7
II.4. Intérêt des ponts à câbles	8
II.5. Le principe de fonctionnement d'un pont suspendu	8
II.6. La suspension	9
II.7. Les câbles	11
II.7.1. Les différents types de câbles	11
II.7.1.1. Câbles à fils parallèles	11
II.7.1.2. Câbles torsadés	11
II.7.1.3. Câbles toronnés non clos	11
II.7.1.4. Câbles toronnés clos	12
II.7.1.5. Câbles toronnés à fils galvanisés	12
II.7.2. Comparaison entre les types de câbles	12
II.8. Les pylônes	12
II.8.1. Pylônes encastrés rigides	13
II.8.2. Pylônes encastrés flexibles	13
II.8.3. Pylônes articulés	14
II.9. Les tabliers des ponts suspendus	14
II.9.1. Poutres de rigidité	14
II.9.1.1. Poutres à treillis reposant sur les pièces de pont	15
II.9.1.2. Poutres de grande section transversale, encastrées sur les pièces du pont	16
II.9.1.3. Poutres de rigidité à âme pleine	16
II.9.2. Les longerons	16
II.9.3. Les platelages	16
II.9.3.1. Différents types de platelages	16
II.9.3.1.1. Les dalles en béton armé	16
II.9.3.1.2. Les dalles mixtes	17
II.9.3.1.3. Les platelages métalliques	17
II.9.3.2. Participation à la flexion longitudinale et transversale	17
II.10. Conclusion	17
CHAPITRE III :METHODOLOGIE DE CONSTRUTION :		
III.1. Introduction	18

III.2. Pont suspendus avec ancrage des câbles sur massifs	18
III.3. Ponts suspendus auto-ancrés	20
III.4. Problèmes de distance	21
III.5. Problèmes de stabilité	21
III.6. Réglages des suspentes et jonction des tronçons	22
III.7. Conclusion	22

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

IV.1. Béton	23
IV.1.1. Béton de la superstructure	23
IV.1.2. Résistance caractéristique du béton à la compression	23
IV.1.3. Résistance caractéristiques à la traction	23
IV.1.4. Module de déformation longitudinale	23
IV.1.5. Contrainte à l'état limite ultime de compression	23
IV.1.6. Béton de l'infrastructure	24
IV.2. Aciers	24
IV.2.1. Aciers passifs	24
IV.2.2. Contrainte admissible à la traction	24
IV.2.2.1. A l'ELU	24
IV.2.2.2. A l'ELS	25
IV.2.2. Aciers actifs	26
IV.2.2.1. Résistance	26
IV.2.2.2. Type de câbles adoptés	27
IV.2.2.3. Caractéristiques des torons	27

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES

V.1. Introduction	28
V.2. Calcul des charges	28
V.2.1. Charges permanentes et compléments des charges permanentes	28
V.2.1.1. Les éléments porteurs	29
V.2.1.2. Les éléments non porteurs	29
V.3. Calcul des surcharges	30
V.3.1. Caractéristiques du pont	31
V.3.2. Surcharges A(l)	31
V.3.3. Surcharge B _c	32
V.3.4. Surcharge B _t	34
V.3.5. Surcharge B _r	35
V.3.6. Surcharges militaires Mc120	35
V.3.7. Surcharges D240	35
V.3.8. Charges sur trottoirs	36
V.4. Les surcharges dues au séisme, la température et au freinage	36
V.4.1. Surcharge due au séisme	36
V.4.2. Effets de la température	37
V.4.3. Effort de freinage	37
V.4.3.1. Effort du freinage développé par Système A(L)	37
V.4.3.2. Effort du freinage développé par système B _c	37

CHAPITRE VI : PRE DIMENSIONNEMENT

VI.1. Introduction	38
VI.2. Pré dimensionnement du tablier	38
VI.2.1. Poutre	38
VI.2.1.1. Nombre de poutres	38
VI.2.1.2. Elancement de poutres	38
VI.2.1.3. Semelles	38
VI.2.1.4. Ame	39
VI.2.1.4.1. Epaisseur des membrures	39
VI.2.2. Dalle	40
VI.2.3. Dispositifs de retenues	40
VI.2.3.1. Eléments linéaires	41
VI.2.4. Eléments de surface	42
VI.3. Suspentes	43
VI.3.1. Hauteur des suspentes	44
VI.3.2. Calcul des rigidités des suspentes	44
VI.4. Câble porteur	45
VI.5. Le mât	46
VI.6. Conclusion	47

CHAPITRE VII : ETUDE STATIQUE

VII.1. Introduction	48
VII.2. Présentation du logiciel ROBOT millenium	48
VII.2.1. Caractéristiques principales du logiciel	48
VII.2.2. Principe de fonctionnement du logiciel	48
VII.3. Modélisation	50
VII.4. Définition des charges	50
VII.5. Combinaison des cas de chargement	51
VII.6. Le mât	51
VII.6.1. Contrainte de compression dans le mât	51
VII.6.2. Vérification au fluage du béton	51
VII.7. Suspentes	52
VII.7.1. Calcul des allongements des câbles	52
VII.7.2. Dimensionnement des suspentes	53
VII.8. Câbles porteurs	54
VII.9. Tablier	54
VII.9.1. Caractéristiques géométriques de la poutre de rigidité	54

VII.9.2. Caractéristiques géométriques de la section du béton	55
VII.9.3. Caractéristiques géométriques de la section mixte	57
VII.9.4. Calcul des contraintes dues au retrait	59
VII.9.5. Contraintes dues à la température T	60
VII.9.6. Résultats des moments	60
VII.9.6.1. Tableaux des différents cas de charge	60
VII.9.6.2. Diagramme des moments de la combinaison la plus défavorable	62
VII.9.7. Ferrailage de la dalle	63
VII.9.7.1. Armatures longitudinales	63
VII.9.7.2. Armatures transversales	63
VII.9.7.3. Vérification de l'armature minimale	64
VII.9.8. Calcul des contraintes	64
VII.9.9. Vérification des contraintes	65
VII.9.9.1. Vérification des contraintes de cisaillement	65
VII.9.9.2. Vérification des contraintes au voilement de l'âme	65
VII.9.9.3. Etude du déversement	67
VII.9.10. Les connecteurs	70
VII.9.10.1. Calcul des connecteurs	71
VII.9.11. Calcul des entretoises	73
VII.9.11.1. Calcul des réactions et du moment max	73
VII.9.11.2. Choix du profilé	74
VII.9.11.3. Vérification au voilement du panneau	75
VII.9.12. Joints de chaussée	77
VII.9.12.1. Calcul du souffle des joints	77
VII.10. Conclusion	78

Chapitre VIII : ETUDE DYNAMIQUE

VII.1. Introduction	79
VIII.2. Estimation des fréquences propres du pont	79
VIII.2.1. Fréquence propre de flexion	79
VIII.2.2. Fréquence propre de torsion	81
VIII.3. Comportement aérodynamique du pont	82
VIII.3.1. Vérification au flottement	82
VIII.3.2. Les effets physiologiques de vibration (La résonance)	84
VIII.4. Comportement sismique du pont	85
VIII.4.1. Combinaisons d'actions	86
VIII.5. Conclusion	87

CHAPITRE IX : SURVEILLANCE DES PONTS SUSPENDUS

IX.1. Introduction :	88
IX.2. Contrôle électromagnétique des câbles :	88
IX.2.1. Auscultation électromagnétique par la méthode des courants de Foucault	88
IX.2.1.1. Principe de la méthode	88
IX.2.1.2. Matériel utilisé	89
IX.2.1.3. Détermination de l'oxydation :	90
IX.2.1.4. Conditions d'emploi	92
IX.2.2. Auscultation électromagnétique par la méthode des tensions induites	92
IX.2.2.1. Principe de la méthode	92
IX.2.2.2. Matériel utilisé	92
IX.2.2.3. Détermination des fils rompus	93
IX.2.2.4. Conditions d'emploi	93
IX.3. Surveillance acoustique des câbles :	94
IX.3.1. Principe	94
IX.3.2. Description :	94
IX.3.2.1. Données de base	94
IX.3.2.2. Description de l'appareillage	95
IX.3.3. Utilisation sur ouvrage :	96
IX.3.3.1. Capacité de surveillance	96
IX.3.3.2. Phénomènes parasites	96
IX.3.3.3. Installation	97
IX.3.3.4. Exploitation des résultats :	97
IX.4. Conclusion	97
 CONCLUSION.	 98

LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 : Plan de situation de l'ouvrage.....	3
Fig. II.1 : Coupe longitudinale d'un pont suspendu.....	7
Fig. II.2 : Massifs d'ancrage.....	8
Fig. II.3 : Pont suspendu à suspension totale.....	9
Fig. II.4 : Suspension à double nappe.....	10
Fig. II.5 : Collier de suspension et suspentes.....	10
Fig. II.6 : Les différents types de câbles.....	12
Fig. II.7 : Poutre triangulée.....	15
Fig. III.1 : Lancement des câbles porteurs.....	18
Fig. III.2 : Eléments de poutres fixés aux suspentes et entretoises au fur et à mesure de leur mise en place.....	19
Fig. III.3 : Construction de la poutre de rigidité à partir des appuis.....	20
Fig. III.4 : Ordre de construction du tablier.....	20
Fig. III.5 : Suspentes auxiliaires.....	21
Fig. IV.1. Diagramme contraintes déformations à l'ELU	25
Fig. IV.2. Détails du câble.....	26
Fig. V.1. Représentation longitudinale de la charge B_c	32
Fig. V.2. Représentation transversale de la charge B_c	32
Fig. V.3. Disposition en plan de la charge B_c	33
Fig. V.4. Dispositions de la charge B_t	34
Fig. VI.1. Coupe transversale de la poutre de rigidité.....	38
Fig. VI.2. Garde corps	41
Fig. VI.3. Glissière de sécurité.....	41
Fig. VI.4. Le revêtement.....	42
Fig. VI.5. Schématisation de la tension au niveau de la suspenste.....	43
Fig. VI.6. Modélisation des suspentes.....	44
Fig. VI.7. Le câble porteur.....	45
Fig. VI.8. Le mât en H.....	46
Fig. VII.1 : Modélisation graphique du pont à l'aide de ROBOT 19.0.....	50

Fig. VII.2 : Coupe transversale de la poutre de rigidité.....	54
Fig. VII.3 : coupe transversale de la section en béton.....	55
Fig. VII.3 : Coupe transversale de la section mixte.....	57
Fig. VII.4 : Diagramme des moments de la combinaison CP.....	62
Fig. VII.5 : Diagramme du moment transversal.....	63
Fig. VII.6 : Coupe transversale de la poutre de rigidité.....	68
Fig. VII.7 : Détails du goujon.....	71
Fig. VII.8 : Coupe transversale détaillant la position du goujon.....	71
Fig. VII.9 : Système statique du pont transversal.....	73
Fig. VII.10 : Diagramme représentant le moment de flexion transversal.....	74
Fig. VII.11 : Coupe transversale du profilé HEA600.....	74
Fig. VII.12 : joint de dilatation.....	78
Fig. VIII.1 : Système à un degré de liberté.....	79
Fig. VIII.2 : Système à n degrés de liberté.....	80
Fig. VIII.3 : Diagramme de la vitesse critique théorique de flottement	83
Fig. VIII.4 : Classification physiologique basée sur l'amplitude du mouvement.....	85
Fig. VIII.5 : Spectre de réponse selon le RPA 99 version 2003.....	86
Fig. IX.1 : Impédancemètre.....	89
Fig. IX.2 : Courbe d'étalonnage des variations de self suivant l'oxydation sur câbles de 72 mm de diamètre.....	90
Fig. IX.3 :Variation du taux d'oxydation en fonction de la variation de self en pourcentage.....	91
Fig. IX.4 : Appareillage de surveillance acoustique.....	95

LISTE DES TABLEAUX

Tab. V.1. Tableau représentant la charge totale des éléments non porteurs30
Tab. V.2. Tableau représentant la charge due au poids propre.30
Tab. V.3. Tableau donnant a_131
Tab. V.4. Tableau donnant les valeurs de $A(l)$ en fonction des voies chargées32
Tab. V.5. Tableau donnant b_c33
Tab. V.7. Tableau donnant les valeurs de B_c et du coefficient de majoration dynamique33
Tab. V.7. Tableau donnant les valeurs de B_c par essieu et par voie33
Tab. V.8. Tableau donnant les valeurs de B_t et du coefficient de majoration dynamique34
Tab. V.9. Tableau donnant les valeurs de M_{c120} et du coefficient de majoration dynamique35
Tab. V.10. Tableau donnant les valeurs de D_{240}35
Tab. VI.1. Tableau donnant les largeurs des semelles en fonctions de la portée40
Tab. VI.2. Tableau donnant les hauteurs des suspentes44
Tab. VI.3. Tableau donnant les rigidités des suspentes45
Tab. VII.1 : Tableau représentatif des différentes charges51
Tab. VII.2 : Tableau représentatif des différentes combinaisons charges51
Tab. VII.3 : Allongements des câbles52
Tab. VII.4 : Contrainte dans les suspentes53
Tab. VII.5 : Contrainte maximale au niveau du câble porteur54
Tab. VII.6 : Tableau donnant l'inertie de la poutre de rigidité55
Tab. VII.7 : Tableau donnant l'inertie de la section du béton56
Tab. VII.8 : Caractéristiques géométriques de la section mixte en fonction de « n »58
Tab. VII.9 : Sollicitations dans le tablier sous CCP60
Tab. VII.10 : Sollicitations dans le tablier sous CP60
Tab. VII.11 : Sollicitations dans le tablier sous $B_c +$61
Tab. VII.12 : Sollicitations dans le tablier sous $M_{c120} +$61
Tab. VII.13 : Sollicitations dans le tablier sous D_{240}61
Tab. VII.14 : Sollicitations dans le tablier sous ST62
Tab. VII.15 : Contraintes au niveau de la section mixte64

Introduction

La construction a toujours été l'une des préoccupations majeures de l'homme, dans notre ère, la construction des ouvrages d'art a connu un grand essor en vertu de leur importance stratégique qui a un impact direct sur les plans : économique, social et environnemental.

En quelques décennies, la construction des ponts a considérablement progressé, non seulement grâce à une utilisation intelligente et une mise en œuvre maîtrisée de matériaux nouveaux aux performances remarquables, mais aussi grâce à la mise au point de méthodes rationalisant la production, régularisant la qualité et augmentant les cadences de fabrication tout en assurant une sécurité croissante pour le personnel d'exécution.

On appelle « pont » tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation.

La conception d'un pont doit satisfaire un certain nombre d'exigence puisqu'il est destiné à offrir un service à l'utilisateur. On distingue les exigences fonctionnelles qui sont les caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement, et d'autre part, il y a aussi les exigences naturelles qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception.

La phase de conception doit s'étayer sur de nombreuses données qui sont d'une importance cruciale pour le démarrage des études pour un projet de pont

1. Plan de situation indiquant les obstacles à franchir, tels que les cours d'eau, chaussées, chemins, lignes de chemin de fer. Tracé de la nouvelle voie désirée.
2. 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.
3. Largeur du pont-largeur de la chaussée, des bandes d'arrêt d'urgence, des trottoirs...
4. Conditions de fondation, carottage avec expertises géologiques et données géotechniques. Le degré de difficulté rencontré pour les fondations a une influence considérable sur le système porteur et le choix économique de la portée des travées du pont.
5. Conditions locales, possibilités d'accès pour les engins de chantier, les pièces et matériaux de construction.
6. Conditions climatiques et météorologiques, périodes sèches, températures moyennes et extrêmes, période de gel ...
7. Environnement-topographie : campagne, plaine, collines ou montagnes. L'échelle de l'environnement joue un rôle important lors de la conception.
8. Conditions de beauté de l'environnement : les ponts en site urbain (et surtout les passerelles) faisant partie intégrante de la physionomie de la ville exigent une conception plus délicate que les ponts situés dans de vastes paysages.

Le projeteur doit impérativement visiter le site et ses environs.

Après avoir recueilli l'ensemble des données relatives à l'ouvrage, le projeteur recherche les solutions techniquement envisageables en évaluant leur coût et leur aspect architectural. Pour aboutir au meilleur choix, à la fois sur les plans technique, économique et esthétique, il doit bien connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût.

Les progrès des diverses techniques telles que fondations en rivière, ossatures métalliques, et plus récemment l'essor du béton précontraint, ont vu la construction des ponts suspendus tomber en désuétude.

Après la seconde guerre mondiale, on assista à la renaissance d'un « ancêtre », le pont à haubans. Le domaine économique des ponts suspendus recule et semble être de plus en plus limité aux très grandes brèches à franchir en une seule portée sans ou avec le minimum d'appuis en rivières.

Ces derniers ont la particularité d'appartenir à la fois au domaine du génie civil et à celui de la mécanique ; ils datent, pour la plupart, d'une époque où les constructeurs de ponts étaient tous ensemble d'ingénieurs, architectes et mécaniciens.

L'objectif de cette thèse est l'étude de la superstructure d'un pont suspendu à tablier mixte qui serait implanté dans la localité de Mila, notre étude s'articule en dix chapitres.

Le premier chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage avec ses différents profils ainsi que les caractéristiques du site d'implantation de l'ouvrage.

Dans le deuxième chapitre, nous donnons quelques généralités sur les ponts suspendus.

Le troisième chapitre, concernera la méthodologie de construction.

Le quatrième chapitre porte sur les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le cinquième chapitre élucide l'évaluation des charges et surcharges agissant sur l'ouvrage.

Le sixième chapitre porte sur le pré dimensionnement des éléments de suspension ainsi que le tablier en section mixte.

Par la suite, dans le septième chapitre, après avoir modéliser le pont avec le logiciel ROBOT MILLENIUM, on a pu recueillir les différentes sollicitations pour pouvoir les soumettre aux vérifications.

Le huitième chapitre traite l'étude dynamique.

Le neuvième chapitre porte sur les différents moyens de contrôle et de surveillance des ponts suspendus.

Une conclusion et des recommandations sont données au dixième chapitre.

présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

Etant donné l'importance stratégique du site ainsi que pour la facilitation des échanges entre les deux rives, il a été judicieux de prendre la décision de la jonction des deux localités traversées par le barrage de Béni Haroun.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail a pour objet la conception et l'étude d'un pont suspendu dont la structure est mixte, il a été proposé par la SAETI, et qui permet de franchir le barrage de Béni Haroun situé sur l'axe routier entre CHEGARA et SIDI MAROUANE dans la wilaya de Mila.

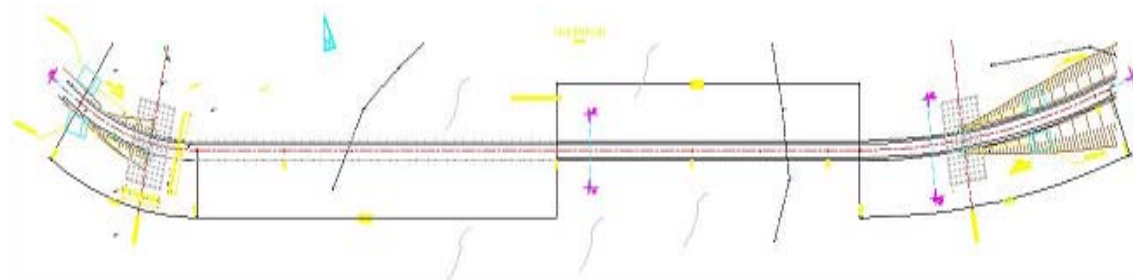


Fig. I.1 : plan de situation de l'ouvrage

I.3. Données fonctionnelles :

L'ouvrage est un pont droit d'une longueur de 600m.

Le profil en long est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie dans le sens longitudinal, l'ouvrage est composé d'une seule travée centrale de 600m avec une suspension centrale, le tablier est retenu à l'aide d'un dispositif de suspension, les câbles porteurs, d'allure parabolique, assurent la fonction porteuse, les efforts sont décomposés en une réaction verticale absorbée par les pylônes encastrés à la fondation à l'aide d'un système de pieux, et un effort de tension transmis par des câbles amarrés sur des massifs d'ancrage.

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements dans le sens transversal. La largeur de l'ouvrage est de 11m, avec deux trottoirs et deux corniches s'étalant sur 1,5m sur chaque côté. Le tablier présente un devers de 2,5%.

Le tablier est constitué d'une dalle en béton armé et de deux poutres de rigidité traversant les 600m avec des entretoises disposées parallèlement chaque 6m.

Notre étude portera sur :

1. Le dimensionnement de la superstructure.
2. Le câblage.
3. L'étude dynamique.

I.4. Caractéristiques du site :

Les données du site ont une importance capitale et leur prise en compte dans le dimensionnement du pont conditionne la stabilité de l'ouvrage.

- Sol : rocheux possédant une bonne portance.
- Vent : la région est soumise à des vents considérables.
- Séisme : la région est dans une zone de forte sismicité (zone III) (d'après le RPA 99 version 2003).

Généralités

II.1. Introduction :

Faces aux problèmes de franchissement de larges cours d'eau ou de profondes vallées, les constructeurs de ponts furent confrontés au problème de la navigation fluviale ou maritime d'une part, ou de la hauteur trop élevée des piles d'autre part. Ne pouvant être supporté par des piles et, ne pouvant franchir l'obstacle appuyé sur des poutres d'acier de centaines de mètres (qui ne seraient pas assez solides), ces ponts devaient donc être soutenus par le haut. Ce fut la naissance des ponts suspendus.

Les ponts suspendus classiques sont conçus selon une technique de construction très ancienne, celle en fait des ponts en lianes, mais avec des câbles en acier et une portée bien plus longue. Le principe des ponts suspendus est de maintenir le poids du tablier par deux câbles porteurs solidement arrimés aux berges.

La maîtrise de l'acier a permis la construction des premiers ponts suspendus dès le XIX^e siècle, le plus vieux pont suspendu toujours en service semble être le pont de l'Île Barbe à Lyon, construit en 1827 (originellement avec une suspension à chaîne). D'après un premier décompte, environ 400 ponts furent construits pendant ce XIX^e siècle[7], une grande majorité entre 1825 et 1850. Nombre sont encore les réalisations toujours en place. En dehors de la France, on peut aussi citer le Pont de Brooklyn à New York (1883).

La structure d'un pont suspendu lui permet d'avoir des portées importantes mais en contrepartie, présente un certain nombre d'inconvénients :

- Il nécessite la présence de massifs d'ancrage imposants et lourds, indispensables pour retenir les forces considérables qui s'exercent, ce qui le lie fonctionnellement à la géologie du sol qui va le supporter.
- Le remplacement des câbles devient un travail très dur et fastidieux demandant plusieurs mois ainsi que la fermeture du pont durant ce délai.
- L'effet du vent mal étudié peut provoquer son effondrement, le Tacoma Narrows Bridge inauguré le 1^{er} juillet 1940, s'est effondré le 7 novembre 1940.

II.2. Historique des ponts suspendus :

Dans les civilisations chinoises, incas, ou africaines, le pont suspendu fut très tôt un moyen de franchissement traditionnel, principalement dans les régions montagneuses où se présentait la difficulté de gorges à franchir. Ainsi on estime que l'on trouvait plus de 200 ponts suspendus chez les Incas au 16^e siècle à l'arrivée des Espagnols, pièces maîtresses du vaste réseau de chemins de l'empire amérindien. Ils atteignaient couramment les 50 mètres de longueur, probablement plus, soit plus long qu'aucune arche de maçonnerie européenne de l'époque. Seul l'apparition de pont à structure métallique permettra de dépasser cette distance de franchissement sans pilier intermédiaire. Si les Incas furent la seule civilisation amérindienne à développer de tels ponts suspendus, ils existaient dans d'autres civilisations de régions montagneuses du Monde, dans l'Himalaya et en Chine ancienne. On trouvait déjà en Chine des ponts suspendus avec chaînes d'acier au III^e siècle av. J.-C.

Mais ces ponts antiques étaient le plus souvent composé de lianes, et d'un tablier en bois, permettant le passage d'une charge modeste avec une structure de pont légère.

C'est en Amérique que va naître le pont suspendu moderne. Un juge, James Finlay, a l'idée d'un pont suspendu avec des chaînes en fer forgé. Le Jacob Creek est achevé en 1802, à l'ouest de la Pennsylvanie. James Finlay, devant le succès de cette formule qui permet un pont peu coûteux et facile à construire, va déposer un brevet. Une première génération de ponts voit le jour à partir de 1810. La portée se situe entre 15 et 50 mètres maximum. Mais l'utilisation des ponts fait apparaître un problème d'oscillation : le pont entre facilement en résonance, et la pression qui s'exerce sur les chaînes le font céder. En réalité, le savoir-faire américain en ingénierie et dans la qualité du fer forgé est bien trop faible. Le développement des ponts est limité en taille, et en charge. De nombreux accidents interrompent le succès naissant du pont suspendu.

La technique va alors franchir l'Atlantique, pour trouver de nouveaux adeptes chez les Britanniques, qui possèdent une énorme avance dans la métallurgie. Les chaînes sont considérablement améliorées. En conséquence, les ponts suspendus deviennent très ambitieux. Les premiers ponts britanniques sont construits vers 1815, les dimensions ne cessent de croître. En 1826, le célèbre ingénieur Thomas Telford construit le pont suspendu de Menai (Menai Bridge), de 125 mètres de portée, qui permet le passage des bateaux à voiles. C'est alors le plus grand pont du monde, la plupart des ponts de l'époque se situant entre 70 et 100 mètres de portée. Le pont suspendu est le seul moyen pour attendre de telles longueurs, le pont devient monument à la gloire du progrès, en pleine révolution industrielle européenne.

C'est justement l'essor européen de celle-ci qui exporte le pont suspendu sur le continent. En France, la technologie est connue au travers des exploits britanniques relatés dans les journaux. Une mission d'étude des Ponts et Chaussées est menée en 1821, sans aboutissements. Le territoire contient un des fleuves les plus difficilement franchissables à l'époque, le Rhône. Les ponts sont très peu nombreux, 3 dont un rompu (le pont d'Avignon) entre Lyon et l'estuaire. En effet le fleuve est large, très puissant, et ne connaît pas de baisse notable de son flux puisque subissant la fonte des neiges. Sans saison « sèche », il est donc impossible d'édifier des piles selon la méthode éprouvée. Une entreprise, Seguin Frères (Annonay, Ardèche), dirigée par Marc Seguin, propose donc un projet innovant en 1822 : le pont suspendu de Tournon. L'entreprise comprend très vite qu'un pont suspendu classique est impossible en France du fait de la qualité médiocre des chaînes. On tente alors de les remplacer par des faisceaux de fils de fer. C'est la naissance du câble. Après plusieurs essais, le projet est finalement accepté. A l'innovation des câbles est ajouté l'utilisation de béton hydraulique pour les fondations, du béton armé (25 ans avant les premiers brevets) pour les superstructures, et des structures de renforcements rigidifient le tablier en bois. Le pont suspendu a pris sa forme moderne.

II.3. Morphologie :

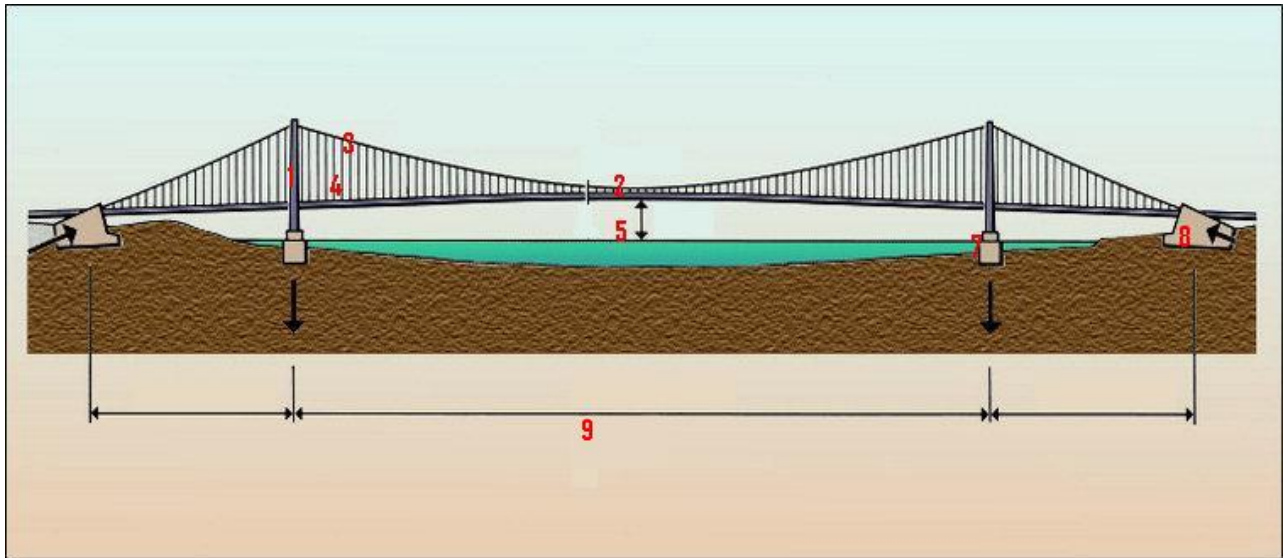


Fig. II.1 Coupe longitudinale d'un pont suspendu

(1) **Pylône** : Structure élevée, métallique ou en béton armé, servant de support aux câbles

(2) **Tablier** : Plate-forme horizontale qui supporte la chaussée ou la voie ferrée.

(3) **Câbles porteurs** : Câbles principaux rejoignant les deux pylônes : ils soutiennent les suspentes

(4) **Suspentes** : Câbles verticaux suspendant le tablier aux câbles porteurs

Haubans : (uniquement dans les ponts à haubans) câble tendu entre le pylône et le tablier, supportant ce dernier. Les haubans sont individuels et supportent le tablier en de nombreux points d'attaches.

Travée : Portion comprise entre 2 points d'appuis : travée principale et travées secondaires

(5) **Tirant d'air** : Distance verticale entre le tablier du pont et le niveau de l'eau.

Voussoirs : Éléments principaux des tabliers de ponts suspendus

(7) **Culée** : massif formant appui à l'extrémité d'un tablier, sur les deux rives

(8) **Ancrage** : endroit où les câbles sont accrochés à la terre et tendus.

(9) **Débouché** : distance séparant les culées diminuée des épaisseurs de piles.

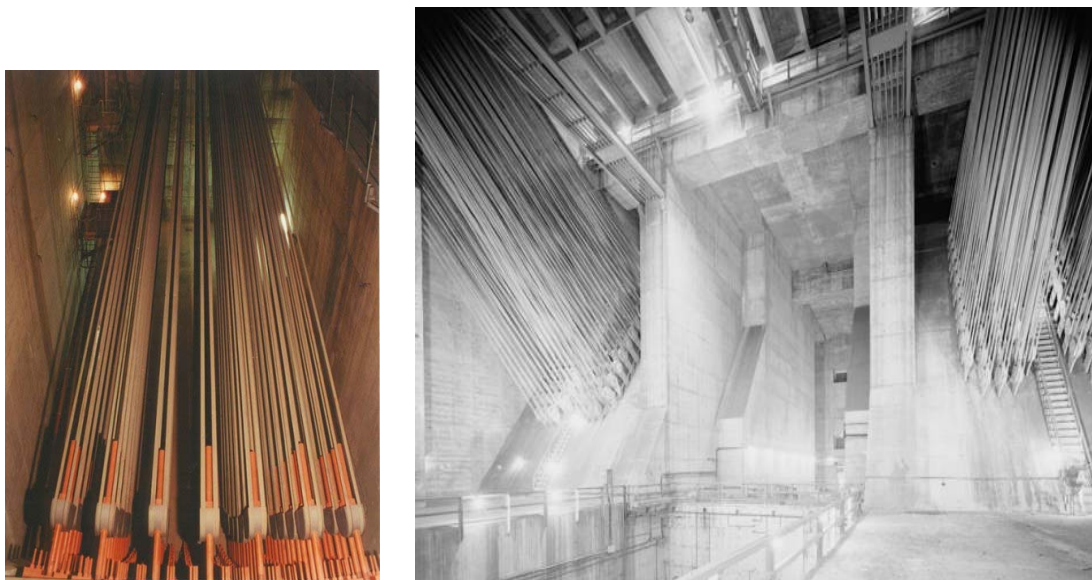


Fig. II .2 Massifs d'ancrage

II.4. Intérêt des ponts à câbles :

Cet intérêt porte sur plusieurs axes :

- La libération totale de l'espace inférieur grâce au portage du tablier par suspension. Cet avantage trouve son application dans les franchissements de fleuves aux gabarits de navigation exceptionnels ou de brèches larges et profondes ;
- Le franchissement de très grandes portées par la multiplicité des appuis. Entre les appuis principaux constitués par les pylônes, le tablier est « soutenu » par une quantité d'appui intermédiaire élastiquement déformable ;
- l'élancement exceptionnel des tabliers. Cette qualité n'a d'intérêt bien sûr que si la souplesse et la déformabilité du tablier satisfont les critères d'exploitation de l'ouvrage et ne s'adresse finalement qu'aux ponts routiers.

II.5. Le principe de fonctionnement d'un pont suspendu :

- Un tablier assure la continuité de la voie portée et la répartition des charges,
- Des suspentes supportent le tablier et transmettent les efforts aux câbles,
- Les câbles, d'allure parabolique, assurent la fonction porteuse; les efforts sont décomposés en une réaction verticale absorbée par des pylônes, et un effort de tension transmis par des câbles de retenue amarrés sur des massifs d'ancrage.

Dans le cas général, les câbles de retenue, situés entre les ancrages et les pylônes[7], ne supportent pas de charge verticale. Dans certains cas, les suspentes verticales sont complétées par des haubans inclinés, afin de réduire les déformations du tablier.

Le passage des charges sur l'ouvrage, du fait de l'augmentation des efforts, entraîne un allongement élastique des câbles porteurs et de retenue; il est donc nécessaire de permettre le déplacement du point d'application de la réaction verticale en tête de pylône. Le plus fréquemment, les pylônes, en maçonnerie ou en béton, sont encastrés à leur base et le câble prend appui par l'intermédiaire de selles (ou chariots) munies de galets de roulement autorisant ces déplacements en réduisant au maximum les efforts horizontaux.

Dans un certain nombre de cas les pylônes, en acier ou en béton, sont articulés à leur base, les câbles sont alors solidarités aux pylônes et les déplacements sont rendus possibles par l'inclinaison de ces derniers. Enfin, il existe des pylônes souples, encastrés à leur base, dont la flexibilité est suffisante pour supporter sans dommage les déformations des câbles.

Il existe aussi des ponts suspendus à trois travées, l'ouvrage comporte trois travées suspendues, les travées de rives étant soit indépendantes, soit solidaires de la travée centrale, les pylônes sont encastrés à leur base et les câbles sont reliés à la tête des pylônes, les déplacements dus aux variations de tension dans les câbles étant possibles grâce à la flexibilité des pylônes.

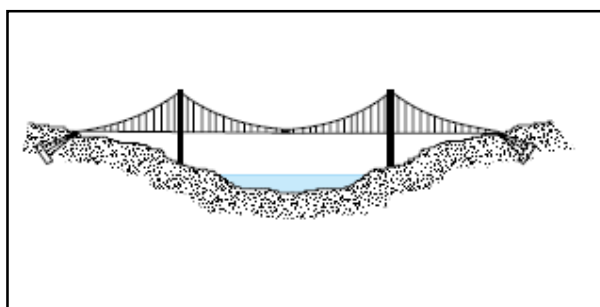


Fig. II.3 Pont suspendu à suspension totale

II.6. La suspension :

La suspension est composée principalement :

- des câbles dont les éléments primaires sont des fils dont le diamètre est généralement compris entre 4 et 5 mm; ces câbles peuvent être de différents types : à fils parallèles, torsadés, mono torons (clos ou non) ;
- des suspentes de liaison entre les câbles et le tablier; ces suspentes peuvent être constituées soit de barres, soit de petits câbles dont les fils élémentaires ont un diamètre de l'ordre de 4 à 5 mm pour les suspentes à brin unique, et de 2,5 mm pour les suspentes à deux brins qui passent au-dessus des colliers.

La suspension classique à double nappe continue à s'imposer, même si des tentatives sont faites pour introduire le monocâble porteur.



Fig. II.4 Suspension à double nappe

Pour améliorer la stabilité d'ensemble des ponts de très grandes portées, les suspentes verticales sont remplacées par des suspentes inclinées formant un réseau triangulé procurant une bonne rigidité longitudinale.

Les suspentes sont faites d'une paire de câbles et relient le tablier aux câbles porteurs tous les 10 à 20 m. Côté câble porteur, les suspentes sont soit attachées à un collier par une articulation de type axe sur chape, soit formées en boucle pour ceinturer le collier dans des gorges rainurées.

Les colliers, constitués de deux demi-coquilles cylindriques, sont serrés par des boulons à haute résistance pour produire la résistance de friction nécessaire et s'opposer à tout glissement sur le câble.

Côté tablier, la liaison est réalisée par un étrier s'articulant sur une pièce spéciale fixée au tablier, ou par ancrage sur un appendice extérieur à la poutre et prolongeant la pièce de pont.

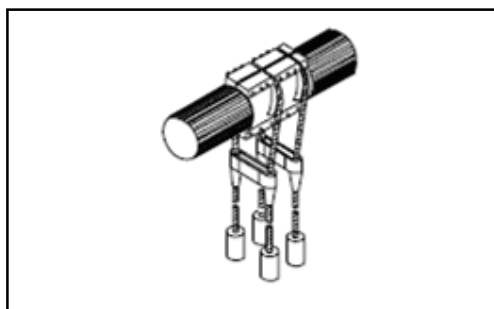


Fig. II.5 Collier de suspension et suspentes

Le choix des aciers et du mode de fabrication des fils constitutifs de la suspension a toujours été orienté dans le sens d'une augmentation des caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, limite d'élasticité) afin d'alléger la suspension, d'une amélioration de leur ductilité (allongement à la rupture) et de leur aptitude à la torsion et au pliage afin de faciliter la confection des câbles.

A l'usage, il est apparu qu'il convenait de prendre également en compte les caractéristiques de durabilité des aciers, c'est-à-dire leur résistance aux divers types de corrosion.

Ainsi, les aciers à haute résistance se détériorent-ils à la fois par corrosion accompagnée d'enrouillement (corrosion par dissolution) et par corrosion fissurant sous tension. Ces deux types de corrosion apparaissent lorsque l'eau atteint les aciers, soit après condensation, soit par ruissellement; c'est pourquoi l'arrivée d'eau à l'intérieur des câbles est un problème.

II.7. Les câbles :

Dans les ouvrages les plus anciens, les câbles sont des câbles à fils parallèles. Ensuite sont apparus câbles torsadés, puis les câbles toronnés à fils clairs. Actuellement, les câbles toronnés à fils clairs ou galvanisés, clos ou non sont les plus utilisées.

Parallèlement à cette évolution dans les câbles, on remarque une évolution au niveau des suspentes et des attaches de suspentes.

II.7.1. Les différents types de câbles :

II.7.1.1. Câbles à fils parallèles :

Après la mise en place de tous les fils d'un même câble, une bobine les serres en enroulant autour d'eux à intervalles réguliers une frette, constituée d'un fil posé sous tension. Les fils n'étaient pas toujours d'une seule longueur et leurs extrémités étaient attachés et non soudées.

II.7.1.2. Câbles torsadés :

Ceux-ci sont constitués par des torons de faible diamètre (7 ou 19 fils) câblés entre eux. Ce câblage consiste à enrouler les torons (6 à 8 suivant la composition du câble) autour d'une âme centrale métallique ou textile.

II.7.1.3. Câbles toronnés non clos :

Les câbles sont préfabriqués en atelier sous forme de mono torons.

Les fils sont livrés en bobines qui sont montées sur une machine à toronner, puis ils sont enroulés en hélice, en plusieurs couches circulaires composées de 6, 12, 18 ... fils. Le sens de l'hélice est inversé d'une couche à l'autre pour éviter le déroulage du toron.

En règle générale, le diamètre des fils est compris entre 4 et 5 mm. Les diamètres les plus courants sont 4,7 et 4,9 millimètres.

Les câbles ont des diamètres variables en fonction du diamètre des fils constitutifs et du nombre de couches.

Les fils peuvent être soudés pour les câbles de grande longueur, mais les points de soudure doivent être répartis sur toute la longueur du câble.

II.7.1.4. Câbles toronnés clos :

Ils sont constitués de couches internes de fils ronds et de couches externes (une ou deux) de fils de profils spéciaux, en forme de trapèzes ou de Z.

Ces derniers s'emboîtent les uns dans les autres. La surface externe du câble est cylindrique et lisse. Les fils ronds des couches internes ont les mêmes caractéristiques que ceux utilisés pour les câbles non clos. Les fils profilés ont, par contre, une résistance inférieure.

Toutefois, le câble clos n'est pas nécessairement un câble étanche, comme l'expérience l'a montrée.

II.7.1.5. Câbles toronnés à fils galvanisés :

Les câbles toronnés à fils galvanisés sont actuellement les câbles les plus utilisés.

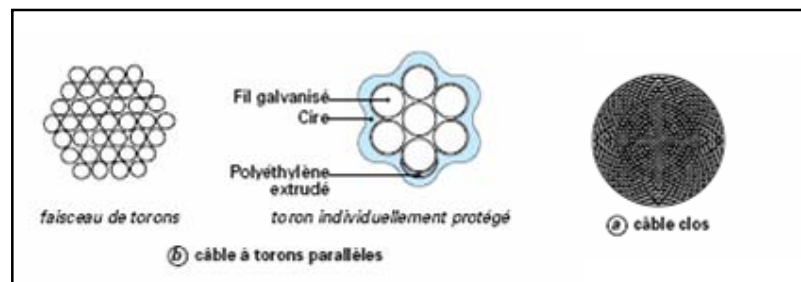


Fig. II.6 Les différents types de câbles

II.7.2. Comparaison entre les types de câbles :

Deux facteurs peuvent être retenus pour comparer les divers types de câbles (câbles à fils parallèles et câbles toronnés, clos ou non) :

- les caractéristiques et les comportements mécaniques ;
- l'aptitude à résister à la corrosion.

II.8. Les pylônes :

Les pylônes sont les organes d'appui des câbles portant chacun une nappe ou un faisceau de câbles.

Souvent, pour mieux supporter les efforts transversaux ou pour des raisons relevant de l'architecture, ils sont reliés par une ou plusieurs traverses et forment un portique. Ce portique est couramment appelé "pylône".

Le pylône transmet à la pile la réaction verticale des câbles et les sollicitations secondaires correspondant aux déplacements longitudinaux de ces derniers, ainsi qu'une part des efforts transversaux dus au vent.

La constitution des pylônes a évolué avec les matériaux de construction, maçonnerie à l'origine, puis fonte et fer, et maintenant acier ou béton armé.

Suivant la conception générale de l'ouvrage, les pylônes peuvent être :

- Encastrés rigides, c'est-à-dire peu déformables;
- Encastrés flexibles, volontairement déformables pour suivre le déplacement des câbles à leur sommet ;
- Articulés à la base, pour suivre sans contrainte ces déplacements.

II.8.1. Pylônes encastrés rigides :

Tous les pylônes en maçonnerie ont été conçus et considérés comme encastrés rigides. La majorité des pylônes en béton armé ou en acier sont conçus de la même manière.

Les câbles s'appuient au sommet de ces pylônes rigides par l'intermédiaire de dispositifs divers : rouleaux simples ou fléaux (remplaçant un rouleau de plus grand diamètre), chariots à galets multiples interposés entre une selle d'appui des câbles et la plaque de roulement, en fonte ou en acier, posée sur la maçonnerie. Ces dispositions permettent de minimiser les efforts horizontaux en tête des pylônes, seule la résistance au déplacement des chariots (frottement) doit être absorbée par flexion.

II.8.2. Pylônes encastrés flexibles :

Ces pylônes sont toujours soit en acier, soit en béton armé. La différence avec les pylônes "encastrés rigides", est que leurs sections ont été dimensionnées et calculées pour que le mouvement maximal des câbles fixés au sommet sous les charges de calcul et les écarts de température, n'entraîne pas de contraintes excessives. Cela est d'autant plus facile que la hauteur fléchie est plus grande et peut être comptée jusqu'à la fondation (mais en tenant compte aussi des réactions au niveau du tablier).

Pour des facilités ou des économies au montage, l'appui des câbles est souvent réalisé pendant la construction sur des chariots à rouleaux permettant un grand déplacement, puis immobilisés par la suite.

En service, il convient de surveiller le comportement du béton, surtout dans les zones les plus sollicitées telles que les zones d'encastrement en pied de pylône.

Dans le cas des portiques, les deux montants, ou pylônes, peuvent être sollicités

différemment en cas de surcharges dissymétriques. Cela provoque une torsion du portique et des flexions de la traverse supérieure. Il faut observer si de tels efforts n'ont pas produit de fissures dans une traverse trop rigide ou insuffisamment armée.

II.8.3. Pylônes articulés :

Dans ce cas, l'appui à la base du pylône est articulé, le pylône ne subit qu'un effort simple de compression et peut être réalisé avec une section minimale économique. Mais il faut aussi considérer le coût supplémentaire des articulations et de la sujétion d'un encastrement provisoire pendant la construction.

Les premiers pylônes de ce genre, qui étaient appelés colonnes ou fléaux, étaient constitués en bois, puis en fonte, et ensuite en acier et en béton armé.

Dans ce type de pylône, il est nécessaire de veiller au bon comportement des articulations situées en pied, car la section des pylônes est, en règle générale, calculée au plus juste pour résister à la compression et aux phénomènes de flambement, à l'exclusion de tout effort de flexion. Si cela pose peu de problèmes pour les articulations métalliques en béton armé, l'imprécision sur la répartition des efforts concentrés dans la zone d'articulation risque de provoquer des éclatements du béton et une désorganisation de la zone d'appui.

II.9. Les tabliers des ponts suspendus :

Ils ont une différence fondamentale entre un tablier d'ouvrage classique, à poutres sous chaussée ou latérales par exemple, et un tablier d'ouvrage suspendu.

Dans le premier cas, en effet, le tablier assure à la fois une fonction de continuité de la voie portée et une fonction porteuse : il doit supporter son poids propre, les charges permanentes diverses et les charges roulantes.

Dans le second cas, la fonction porteuse est assurée par la suspension et le tablier remplit alors seulement les fonctions de continuité de la voie, de répartition et de transmission des charges.

II.9.1. Poutres de rigidité :

Les poutres de rigidité exercent deux fonctions dans les ouvrages suspendus :

- Une fonction de répartition longitudinale des charges entre les suspentes, et donc de limitation des déformations locales du tablier et des câbles;
- Une fonction de stabilisation de l'ouvrage sous les effets du vent, en limitant les déformations de flexion horizontale et de torsion.

Si leur efficacité dépend bien sûr de leur raideur, on peut préciser dès présent qu'elle dépend également des dispositions constructives retenues, en particulier du mode de fixation aux pièces de pont. C'est pour cette raison que le classement proposé est établi en fonction de la constitution des poutres et de leur assemblage au reste de la structure.

II.9.1.1. Poutres à treillis reposant sur les pièces de pont :

Ces poutres sont composées de petits profilés (tés, cornières, plats). Leur membrure inférieure repose sur la membrure supérieure des pièces de pont, à laquelle elle est fixée par rivets ou boulons. Dans la grande majorité des cas, l'assemblage est insuffisant pour réaliser un bon encastrement. Pour assurer la stabilité de la poutre, la solution la plus couramment utilisée est de placer des contrefiches qui prennent appui sur la pièce de pont. Cependant, il convient d'être assez prudent sur l'évaluation de l'encastrement réalisé : avec le temps, les pièces se fatiguent et se désolidarisent légèrement. La membrure supérieure se déforme, la poutre ne peut plus remplir entièrement son rôle de répartition des charges et les suspentes sont davantage sollicitées.

Les déformations peuvent survenir brusquement à l'occasion du passage d'une trop forte charge. Il arrive aussi que la stabilité soit mise en cause par la détérioration accidentelle d'un des éléments constitutifs de la poutre (montantes, diagonales) qui sont de section moyenne : ces poutres sont en effet très exposées aux chocs de véhicules.

L'implantation des contrefiches n'est pas aisée dans la partie centrale du tablier qui correspond au point bas de la suspension. Dans ce type d'ouvrage, les suspentes sont fixées aux extrémités des pièces de pont, à l'extérieur des poutres de rigidité, les nappes de câbles empêchent donc la pose de contrefiches, dans les zones situées près de leur point bas. Ailleurs, les contrefiches gênent la fixation des suspentes aux pièces de pont.

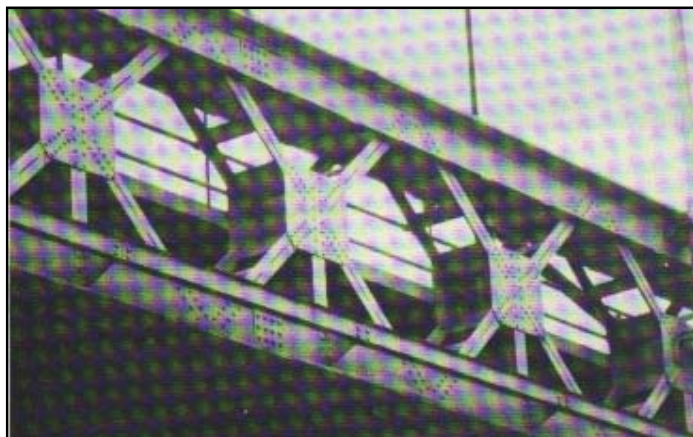


Fig. II.7 Poutre triangulée

Pour permettre le passage des câbles, on constate que le palliatif employé est de cintrer la contrefiche. Celle-ci présente alors une efficacité très aléatoire et la stabilité de la poutre de rigidité peut être remise en cause.

II.9.1.2. Poutres de grande section transversale, encastrées sur les pièces du pont :

Différents types de triangulation sont utilisés. Le type "Warren sans montant" est en général réservé aux grands ouvrages, de plusieurs centaines de mètres de portée. Les membrures et les diagonales sont constituées de profilés de forte section, pour les poutres les plus importantes, les membrures forment des caissons ouverts, et les diagonales des poutres-échelles. Les montants, lorsqu'ils existent, sont en double T.

Ces poutres, qui sont de dimensions relativement importantes, 2 à 5 m de hauteur, permettent de réaliser des assemblages efficaces avec les pièces de pont, ce qui assure à la fois une bonne stabilité de l'ensemble, une répartition satisfaisante des charges et un contreventement efficace[7].

II.9.1.3. Poutres de rigidité à âme pleine :

L'utilisation de ce type de poutre ne présente pas d'inconvénient majeur, il est à noter cependant qu'il conduit à une prise au vent plus importante que dans le cas des poutres à treillis. On peut aussi remarquer que les poutres à âme pleine latérales empêchent généralement l'automobiliste d'apercevoir la brèche franchie, puisqu'elles se situent pour une grande part de leur hauteur au-dessus du niveau de la chaussée.

II.9.2. Les longerons :

Les longerons supportent le platelage, ils permettent une certaine répartition longitudinale des charges entre les différentes pièces de pont, mais il faut noter que leur efficacité à cet égard décroît avec leur éloignement du centre de la pièce de pont.

En général, leur membrure supérieure arrive au niveau de la membrure supérieure des pièces de pont, et la couverture du pont repose sur le quadrillage de poutres ainsi formé. Au cours d'une visite, il est conseillé de s'assurer du bon état de l'assemblage. En effet, pour que la répartition longitudinale soit réelle, il est nécessaire que les moments fléchissants se transmettent, ce qui suppose un encastrement correct. Dans le cas contraire, on obtient une suite de poutres indépendantes dont le rôle se borne à porter la couverture.

II.9.3. Les platelages :

II.9.3.1. Différents types de platelages :

II.9.3.1.1. Les dalles en béton armé :

Elles équipent actuellement la plupart des ponts suspendus. Leur épaisseur est couramment de 17 cm, mais peut être inférieure sur les ouvrages relativement anciens, où elles apparaissent assez souvent fissurées. Il convient de se préoccuper de cette fissuration lorsqu'elle présente un caractère systématique, ou lorsque l'ouverture des fissures atteint 0,2mm.

Il est à noter, par ailleurs que la réalisation ces dernières années de dalles de couverture en béton léger, qui ont permis un allègement notable de la charge permanente par rapport au béton traditionnel.

II.9.3.1.2. Les dalles mixtes:

Ce type de platelage, constitué d'une dalle mince en béton armé associée à une tôle en acier au moyen de connecteurs, équipe un nombre restreint d'ouvrages, puisqu'il se justifie surtout pour les grandes portées. Le poids au mètre carré de cette couverture est environ de 300 kg

II.9.3.1.3. Les platelages métalliques :

Un certain nombre d'ouvrages comportent un platelage composé d'éléments en acier ou en alliage léger mis en œuvre par boulonnage. Ces platelages, qui ne sont pas spécifiques aux ponts suspendus, peuvent être intéressants pour la rénovation d'anciens tabliers, lorsque le trafic de véhicules lourds est faible.

II.9.3.2. Participation à la flexion longitudinale et transversale :

Le platelage peut participer plus ou moins à la flexion suivant sa nature et son mode de solidarisation aux autres pièces. Si un platelage en bois, par exemple, n'a qu'une influence mineure à cet égard, en revanche les dalles en béton armé fortement connectées ou les platelages métalliques assemblés rigidement aux entretoises ou aux longerons deviennent des éléments qui participent activement à la flexion longitudinale ou transversale.

Ces considérations prennent toute leur importance lorsqu'on reconstitue la couverture d'un pont suspendu. La participation du nouveau platelage peut avoir des effets très sensibles sur les autres pièces (poutres de rigidité, pièces de pont, longerons). Si ces effets sont le plus souvent favorables, notamment pour les pièces de pont et les longerons, il peut en aller autrement dans certain cas : l'augmentation de la rigidité de flexion (EI) du tablier entraîne, dans un pont suspendu, l'accroissement des moments qui le sollicitent ; or, la participation du platelage modifie peu en général le module d'inertie V/I du tablier : la contrainte de compression dans la membrure supérieure de la poutre de rigidité peut donc être notablement augmentée, ce qui risque d'entraîner un phénomène d'instabilité élastique.

II.10. Conclusion :

Notre étude portera sur l'étude d'un pont suspendu à tablier d'ossature mixte avec une travée couvrant la longueur de la brèche.

Méthodologie de construction

III.1. Introduction :

Le plus gros problème rencontré par les constructeurs de ponts est celui qui consiste à lancer un ouvrage par-dessus un large cours d'eau ou une vallée, sans pouvoir construire des piles qui gêneraient la navigation. Ce ne put être possible que lorsque l'homme eut à sa disposition de longues poutres en fer forgé ou en acier, capables de résister à d'énormes tensions. Le problème n'était alors qu'à moitié résolu, car on ne peut imaginer des poutres longues de plusieurs centaines de mètres, ni suffisamment solides pour supporter la circulation moderne. Puisque le pont ne pouvait s'appuyer sur des piles, le seul moyen était de le soutenir par le haut.

La solution retenue fut donc celle qui consiste à tendre, entre deux énormes piliers, deux câbles d'une solidité à toute épreuve. Quelle que soit la tension exercée, ces câbles ne formeront jamais une ligne droite, mais plutôt des courbes caténaïres. En accordant à intervalles réguliers à ces deux câbles, dit principaux, un certain nombre de suspentes, la charge attachée à l'extrémité de ces suspentes est répartie uniformément sur l'ensemble des grands câbles.

Les méthodes de construction sont influencées par la nature de l'ouvrage, le coût, le choix du constructeur, et surtout les caractéristiques géographiques, plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour un même ouvrage.

III.2. Pont suspendus avec ancrage des câbles sur massifs :

On procède tout d'abord à la mise en place des câbles par l'une des deux méthodes classiques[10] :

- A- Lancement de chaque câble élémentaire à l'aide de câbles auxiliaires auxquels le câble à lancer est suspendu par des petits chariots.



Fig. III.1. Lancement des câbles porteurs

B- Lancement de câbles élémentaires ou de fils en prenant appui sur une passerelle de travail suspendue elle-même à des câbles auxiliaires.

La méthode A est avantageuse, plus rapide et moins onéreuse, pour les ponts de moyenne portée jusqu'à 700m environ.

La méthode B convient pour les grandes portées qui comprennent une forte section de câbles c'est-à-dire un grand nombre de câbles élémentaires ou de fils.

Le réglage à la pose des câbles et des suspentes, les éléments du tablier sont accrochés à leur place en éléments plus ou moins lourds selon les moyens d'approche qui peuvent être :

- Transport par blondins pour éléments jusqu'à 20 à 30 tonnes .
- Amenée à l'avancement sur le tablier et pose à l'aide de mât pour éléments de poids moyen jusqu'à 50 tonnes.
- Transport sur barges ou pontons flottants pour gros éléments, tronçons de tablier pré-assemblés de 100 à 200 tonnes et levage.
- Transport par flottaison du tronçon de pont lui-même dans le cas de caissons fermés.

L'ordre de pose dépend des facilités d'assemblage et de la nécessité ou non de constituer des assemblages définitifs pour résister aux effets du vent, et aussi du mouvement possible des câbles sur pylônes. Les suspentes sont généralement réglées en phase définitive, une fois la figure d'équilibre du câble connue, une étude précise est nécessaire.

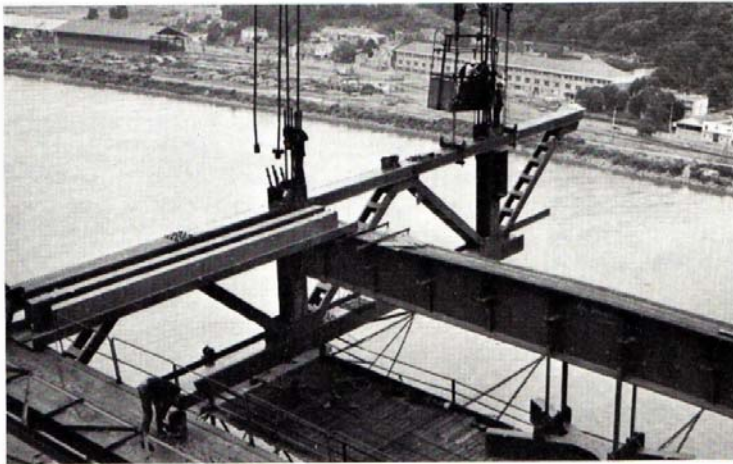


Fig. III.2. Eléments de poutres fixés aux suspentes et entretoises au fur et à mesure de leur mise en place.



Fig. III.3. Construction de la poutre de rigidité à partir des appuis

Au cours de l'application des charges des éléments du tablier, les points d'appui des câbles sur pylônes sont susceptibles de se déplacer jusqu'à équilibre des tensions de part et d'autre.

Si les pylônes ne sont pas articulés, il faut vérifier que l'amplitude de déplacement puisse être absorbée en flexion par le pylône, dans le cas de charge considéré. A défaut, il faut soit limiter le déplacement par équilibre des charges, si c'est possible, soit réaliser un appui provisoirement mobile. On veillera à la valeur de Q (poussée en tête du pylône) de manière à ne pas dépasser les possibilités de déformations admissibles.

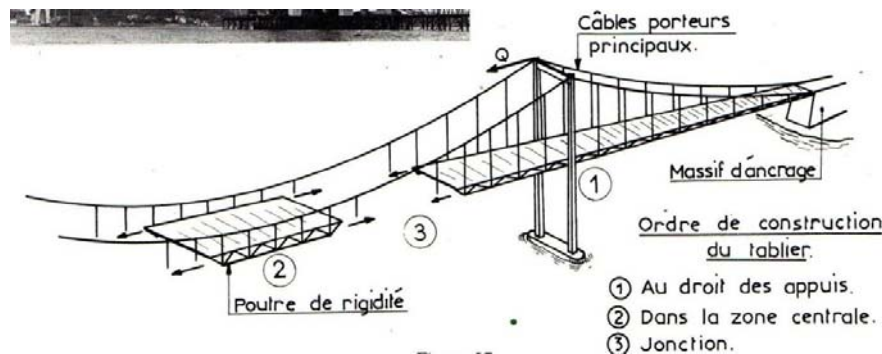


Fig.III.4. Ordre de construction du tablier

III.3. Ponts suspendus auto-ancrés :

La réaction des câbles étant au tablier lui-même quand l'ouvrage est terminé, il faut pour le montage :

- Soit créer des ancrages provisoires auxquels on accroche les câbles pour refaire le même montage que précédemment.
- Soit monter le tablier sur échafaudages et ensuite accrocher les câbles et tirer sur les suspentes jusqu'à porter le tablier.

III.4. Problèmes de distance :

Le montage d'un pont à une seule travée peut facilement se réaliser en approvisionnant tous les câbles et le tablier d'une seule extrémité.

Les éléments de pylône doivent évidemment être approvisionnés à leur emplacement.

Si le pont comporte trois travées suspendues ou des travées latérales d'assez grande portée, l'approvisionnement est nécessaire des deux extrémités au moins pour les travées latérales.

D'autre part les chantiers de ponts suspendus obligent bien souvent les entreprises de montage à approvisionner les deux extrémités du chantier pour entreprendre la mise en place de fléaux à partir des deux pylônes.

Pour un grand pont, il est utile de prévoir des liaisons radio ou téléphoniques entre les deux rives, entre divers postes de montage et les treuils, pour une parfaite coordination des manœuvres. Ces liaisons doivent comporter des circuits de secours.

III.5. Problèmes de stabilité :

L'ossature en phase provisoire doit être convenablement contreventée pour éviter les efforts parasites dus aux rafales de vent[10]. Dans le cas de ponts suspendus où les poutres de rigidité, généralement à treillis, sont assemblées par tronçons successifs, la pose du contreventement doit suivre de très près la mise en place des tronçons.

Les câbles peuvent être « rigidifiés » grâce à des contreventements formés par des câbles en croix. Mais ce type de contreventement entre suspentes ne peut être mis en place sans étude sérieuse, ou alors il faut que toutes les suspentes auxiliaires soient capables de reprendre tout l'effort de suspension ce qui pratiquement peut remettre en cause l'économie du projet.

Par ailleurs pour les grands ouvrages il peut exister un problème de stabilité aérodynamique lié à leur charpente. Ce phénomène nécessite des études tout à fait spéciales, confortées par des essais en soufflerie, et dont la définition est très liée à la structure même de chaque ouvrage.

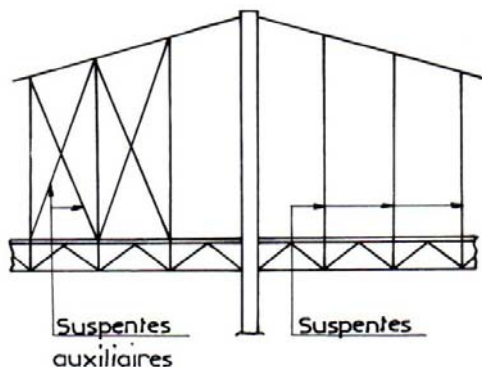


Fig. III.5. Suspentes auxiliaires

III.6. Réglages des suspentes et jonction des tronçons :

Si les conditions de stabilité au vent nécessitent l'assemblage définitif des tronçons au fur et à mesure du montage, la longueur des suspentes doit être réglable pour s'adapter à la déformation des câbles, surtout pour les ouvrages de faible portée pour lesquels le poids du tablier est très important par rapport à celui des câbles.

Les réglages de suspentes peuvent être simplifiés à condition de ménager dans le tablier une ou plusieurs articulations provisoires, placées judicieusement à l'endroit où les moments fléchissants s'annulent pratiquement sous charge permanente.

III.7. Conclusion :

La méthode de lancement est la plus avantageuse, appropriée et la moins onéreuse pour notre catégorie de ponts.

Caractéristiques des matériaux

IV.1. Béton**IV.1.1. Béton de la superstructure :**

Le béton utilisé est dosé à 400kg/m^3 en ciment CPA 550.

Le poids volumique du béton est de $\rho=2,5\text{ t/m}^3$.

IV.1.2. Résistance caractéristique du béton à la compression :

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton à l'âge j :

$$f_{c28}=50\text{ MPa} \Rightarrow j \geq 28\text{ jours.}$$

$$f_{c28} = 0,685 \cdot f_{c28} \cdot \log(j + 1) \Rightarrow j < 28\text{ jours.}$$

Béton pour les éléments coulé sur place : $f_{c28} = 27\text{MPa}$

Béton pour les éléments préfabriqués : $f_{c28} = 35\text{MPa}$

IV.1.3. Résistance caractéristiques à la traction :

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

Béton pour les éléments coulé sur place : $f_{t28} = 2,22\text{ MPa.}$

Béton pour les éléments préfabriqués : $f_{t28} = 2,7\text{ MPa.}$

IV.1.4. Module de déformation longitudinale :

a) module de déformation instantanée ($t < 24\text{h}$):

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

b) module de déformation différée ($t \geq 24\text{h}$):

$$E_{tj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa).}$$

IV.1.5. Contrainte à l'état limite ultime de compression :

$$F_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b \cdot \theta}.$$

γ_b : Coefficient de sécurité déterminé à l'état limite ultime, tel que :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'actions courantes.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas des sollicitations accidentelles.

θ : Coefficient qui dépend de la durée probable 't' d'application de la combinaison d'actions considérée :

$$\theta=1 \Rightarrow t > 24h$$

$$\theta=0,9 \Rightarrow 1h \leq t \leq 24h$$

$$\theta=0,85 \Rightarrow t < 1h$$

$$\sigma_{bc} = 0,5. f_{c28} \text{ en service.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6. f_{c28} \text{ en construction.}$$

IV.1.6. Béton de l'infrastructure :

Le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ en ciment CPA 325.

Le poids volumique du béton est de $\rho=25 \text{ KN/m}^3$

IV.2. Aciers :

IV.2.1. Aciers passifs :

Les aciers passifs sont utilisés pour le ferrailage de la dalle, on utilise des barres à haute adhérence FeE400 tel que :

La nuance $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

Le module d'élasticité $E_a = 210000 \text{ MPa}$.

IV.2.2. Contrainte admissible à la traction :

IV.2.2.1. A l'ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

$\gamma_s = 1,00$ pour les combinaisons accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ pour le cas courant.

f_e : Contrainte élastique de l'acier.

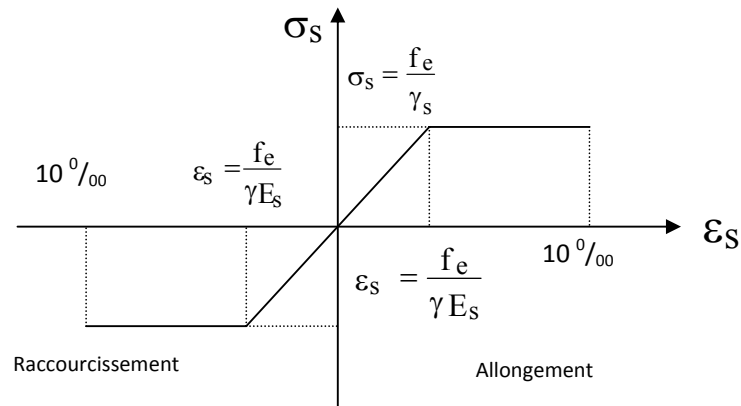


Fig. IV.1. Diagramme contraintes déformations à l'ELU

IV.2.2.2. A l'ELS :

A l'état limite de service trois cas sont à prendre en compte selon l'état d'exposition de l'ouvrage aux intempéries :

σ_s : Contrainte de l'acier à l'état limite de service.

a) Fissuration non préjudiciable (pas de limite)

b) Fissuration préjudiciable $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$

c) Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} \cdot f_e; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les armatures ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence.

IV.2.3. Aciers actifs :

On désigne pas les aciers actifs les câbles des suspentes et les câbles porteurs qui sont ancrés au niveau du massif d'ancrage.

IV.2.3.1. Résistance :

On utilise des câbles T 15 (torons)

Le module d'élasticité de l'acier actif est :

$$E_p = 195 \text{ kN/mm}^2$$

Coefficient de frottement angulaire : $0,2 \text{ rd}^{-1}$.

Recul d'ancrage : 5mm.

Acier $F_{PRG} = 1770 \text{ MPa}$ avec F_{PRG} : Contrainte de rupture garantie.

Acier $F_{PEG} = 1583 \text{ MPa}$ avec F_{PEG} : Contrainte de déformation garantie.

$$\sigma_{p0} = \min (0,8. F_{PRG} ; 0,9. F_{PEG}) = 1425 \text{ Mpa.}$$

σ_{p0} : Contrainte créée par un seul toron.

Diamètre du toron : $\varphi = 15,7 \text{ mm}$.

Section du toron : $S=150 \text{ mm}^2$.

Résistance spécifique d'un toron T 15 ; $F=246 \text{ KN}$.

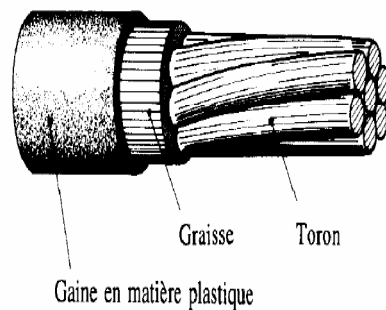


Fig. IV.2. Détails du câble

IV.2.3.2. Type de câbles adoptés :

Nous avons opté dans le cadre de cette thèse pour des câbles de Freyssinet, un matériel qui a amplement prouvé sa fiabilité depuis des décennies.

IV.2.3.3. Caractéristiques des torons :

On a choisi des câbles T 15 qui ont les caractéristiques suivantes :

Type de torons	T 15
Diamètre [mm]	15,7
Section (A_p) [mm ²]	150
Résistance à la traction f_{pk} [N/mm ²]	1770
Limite d'écoulement $f_{p0.1k}$ [N/mm ²]	1520
Allongement sous charge maximale ϵ_{uk} [%]	$\geq 3,5$
Striction [%]	≥ 30
Module d'élasticité E_p [kN/mm ²]	195

Ténacité :

Essai de pliage $n \geq 4$

Essai de traction déviée $K_1 \geq 0,72$.

Coefficient de frottement $\mu = 0,18$, $\Delta\alpha = 0,005 \text{ m}^{-1}$.

Résistance à la fatigue $\sigma_0 = 0,7 \cdot f_{pk}$, $\Delta\sigma = 200 \text{ kN/mm}^2$, $2 \cdot 10^6$ alternance.

Relaxation à 1000heures, 20°C, $0,7 \cdot f_{pk} < 2,5 \%$.

Calcul des charges et surcharges

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter car il a une fonction porteuse ; les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

- **Les actions permanentes comprennent :**

Le poids propre des éléments porteurs (poutres de rigidité , dalle).

Les poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtement).

- **Les actions non variables**, de leur côté, comprennent :

Les charges d'exploitation : elles sont définies souvent par un règlement dans le cas d'un pont routier [1], ces charges peuvent aussi être définies par la fonction de l'ouvrage, elles doivent alors comporter une marge, afin de permettre ultérieurement des modifications éventuelles des conditions d'exploitation ; l'expérience montre en effet que, lorsqu'un ouvrage a été conçu de façon à satisfaire trop strictement aux conditions prévues, tout changement de celles-ci impose des renforcements très onéreux des structures porteuses.

- **Les charges climatiques** : essentiellement le vent et la température.
- **Les actions accidentelles** :

Telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile de pont ou l'effet d'un séisme ; la prise en compte de l'action des séismes est définie par le règlement parasismique algérien[9].

L'achèvement de ce travail nous conduira à effectuer le calcul à la rupture selon l'ensemble des actions prise en compte de leurs différentes combinaisons pour la vérification de la stabilité de l'ouvrage.

V.2. Calcul des charges :

V.2.1. Charges permanentes et compléments des charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, et les compléments des charges permanentes qui sont des éléments non porteurs et installations fixes ; on les appelle accessoires.

V.2.1.1. Les éléments porteurs : (charges permanentes)

Ces charges sont appelées **CP** ; et concernent :

- **La dalle**
Epaisseur de la dalle : $H=25\text{cm}$
Le poids de la dalle est : $P=0,25 \times 11 \times 2,5=6,875 \text{ t/ml}$
- **Les poutres de rigidité : (P.R.S)**
 $H=1090 \text{ mm}$
 $b_i = 500\text{mm}$
 $b_s = 400\text{mm}$
 $t_w = 25\text{mm}$
 $t_s = 40\text{mm}$
 $t_i = 50\text{mm}$
 $S = 66000 \text{ mm}^2$
 $P=7,8 \times 0,066 = 0,5148 \text{ t/ml}$
- **L'entretoise :**
Profilé HEA600 ;
 $S=22650 \text{ mm}^2$.
 $P=0,0226 \times 11 \times 7,8=1,94 \text{ t}$
On a une entretoise chaque 6m donc:
 $P=1,94 \times \frac{99}{600} = 0,32 \text{ t/ml}$

$$CP= 6,875 + 0,5148 + 0,32= \mathbf{7,71 \text{ t/ml}}$$

V.2.1.2. Les éléments non porteurs : (compléments des charges permanentes)

Ces charges sont appelées **CCP**, et concernent :

- Le revêtement.
- Les trottoirs.
- Les corniches.
- Les gardes corps.
- Les glissières de sécurité.

- **Le revêtement :**

$$P=0,08 \times 2,2 \times 8=1,408 \text{ t/ml}$$

- **Les trottoirs + corniches :**

$$P=2 \times 0,40 \times 2,5=2 \text{ t/ml}$$

- **Les gardes corps :**

Le poids du garde corps est $P=0,1 \text{ t/ml}$

Le poids du garde corps pour les deux trottoirs $P=0,1 \times 2=0,2 \text{ t/ml}$

- **Les glissières de sécurité :**

Le poids de la glissière de sécurité est $P=0,06 \text{ t/ml}$

Le poids des glissières de sécurité pour les deux trottoirs $P=0,06 \times 2=0,12 \text{ t/ml}$

Superstructure	Charges(t/ml)
Revêtement	1,408
Trottoirs+ Corniches	2
Garde corps	0,2
Glissières de sécurité	0,12
Σ	3,728

Tab. V.1. Tableau représentant la charge totale des éléments non porteurs

Poids propre des poutres de rigidité + poids propre de la dalle + poids propre de la structure

Eléments	Charges(t/ml)
Dalle coulée	6,875
Poutres de rigidité + entretoises	0,835
Equipement	3,728
Σ	11,44

Tab. V.2. Tableau représentant la charge due au poids propre.

Donc le poids total est : $G=11,44 \times 600=6864 \text{ t}$

V.3. Calcul des surcharges :

D'après le fascicule 61 titre II , on calculera les surcharges valables pour les ponts routes supportant une ou plusieurs chaussées.

V.3.1. Caractéristiques du pont :

Classe du pont : la largeur roulable de notre pont est égale à 8m ; don le pont est de 1^{ère} classe car $l_r \geq 7m$.

Nombre de voies : $N = E [L_s / 3] = 2$ voies.

Larguer de la voie : $l_v = L_s / N = 4 m$.

V.3.2. Surcharges A(l) :

Le système A est constitué d'une charge uniformément répartie dont l'intensité (en kg/m^2) est dégressive suivant la longueur totale chargée L exprimée en mètres :

$$A(L) = 230 + \frac{36000}{L + 12} \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$A = a_1 \times a_2 \times A(L)$$

- le coefficient a_1 est donné dans le tableau ci-dessous :

Nombre de voies		1	2	3
Classe du pont	1 ^{er}	1	1	0,9
	2 ^{ème}	1	0,8	/
	3 ^{ème}	0,9	0,8	/

Tab. V.3. Tableau donnant a_1

- le coefficient a_2 :

$$a_2 = \frac{v_0}{v}$$

v_0 : dépend de la classe du pont (3,5m) et v représente la largeur d'une voie (4m).

On a : $A = a_1 \times a_2 \times A(L)$

D'après le tableau : $a_1 = 1$

$$\text{Et } a_2 = \frac{v_0}{v} = \frac{3,5}{4} = 0,875$$

$$A(600) = 230 + \frac{36000}{600 + 12} = 289 \text{ kg/m}^2$$

Voies chargés	a_1	a_2	A(l) (t/m^2)	A	Largeur de la voie(m)	A (t/ml)
---------------	-------	-------	------------------	---	-----------------------	----------

1 voie	1	0,875	0,289	0,253	4	1,012
2 voies	1	0,875	0,289	0,253	8	2,024

Tab. V.4. Tableau donnant les valeurs de A(l) en fonction des voies chargées

V.3.3. Surcharge Bc :

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation et l'on place toujours ces files dans la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

Dans le sens longitudinal, le nombre de camions par file est limité à deux. Tous les camions sont orientés dans le même sens.

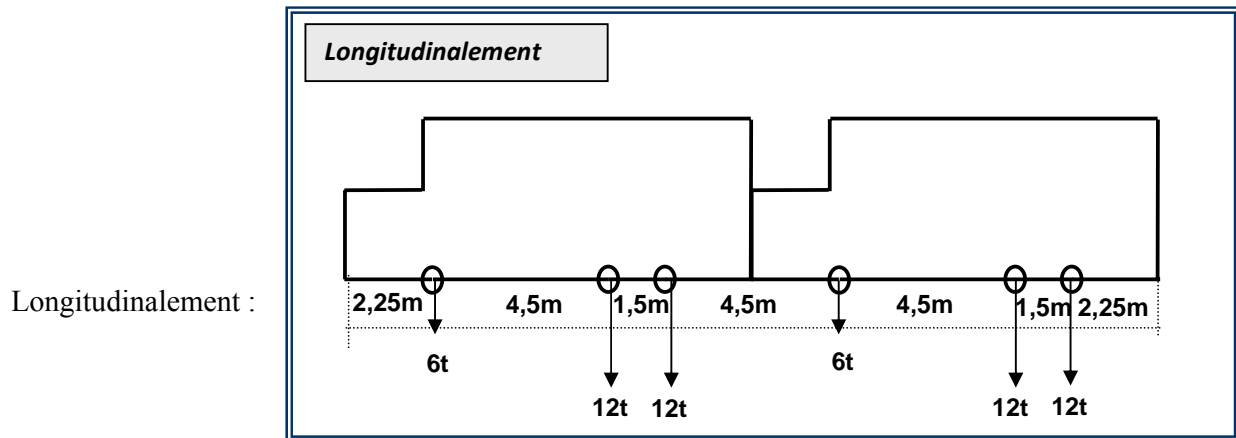


Fig. V.1. Représentation longitudinale de la charge Bc

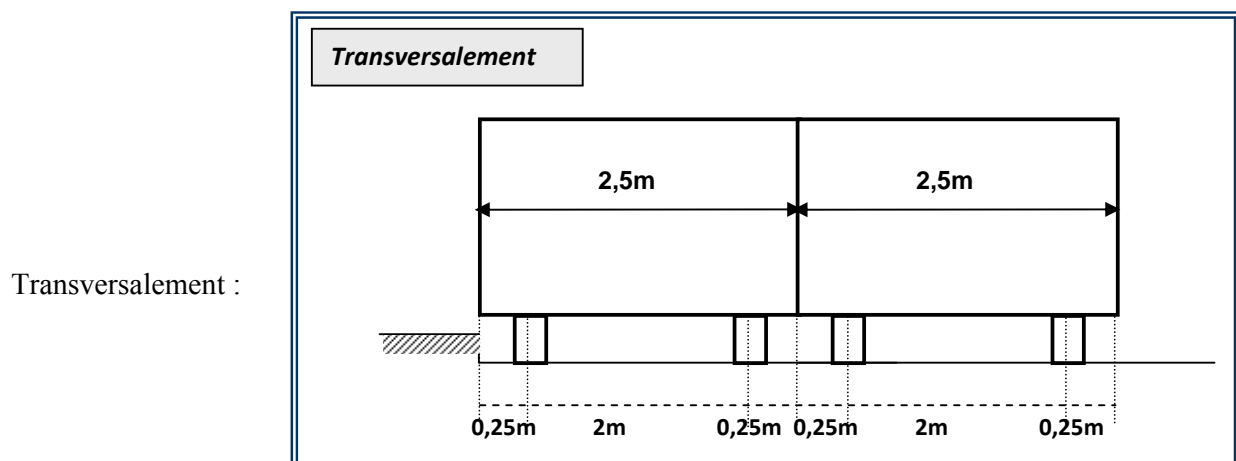


Fig. V.2. Représentation transversale de la charge Bc

En plan :

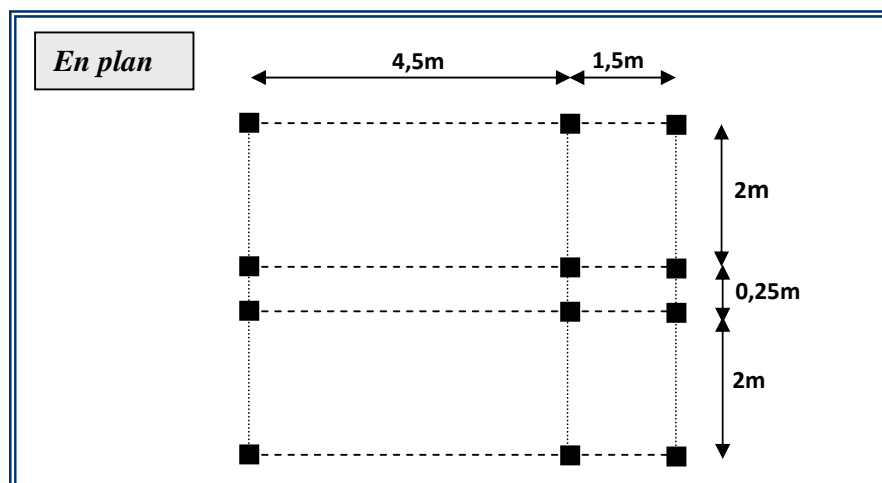


Fig. V.3. Disposition en plan de la charge Bc

Les surcharges B_c sont multipliés par un coefficient b_c donné dans le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3
Classe du pont	1er	1,2	1,1	0,95
	2 ^{ème}	1	1	/
	3 ^{ème}	1	0,8	/

Tab. V.5. Tableau donnant b_c

Détermination de δ_{bc} :

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot G/S}$$

Désignation	b_c	S(t)	δ
1	1,2	72	1,005
2	1,1	132	1,006

Tab. V.7. Tableau donnant les valeurs de B_c et du coefficient de majoration dynamique

Voies chargée	b_c	Charge par essieu(t)		
1 voie	1,2	E.AV	6x1,2x1,005	7,235
		A.AR	12x1,2x1,005	14,472
2 voies	1,1	E.AV	2x6x1,1x1,006	13,2792
		E.AR	2x12x1,1x1,006	26,5584

Tab. V.7. Tableau donnant les valeurs de B_c par essieu et par voie

V.3.4. Surcharge B_t :

Le sous- système B_t se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, le poids de chaque essieu étant de 16 t :

- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe ;
- Le nombre de camions est limité à deux dans le sens transversal ;
- Il est affecté d'un coefficient de pondération b_t égal à 1 pour les ponts de première classe, et 0.9 pour ceux de deuxième classe.

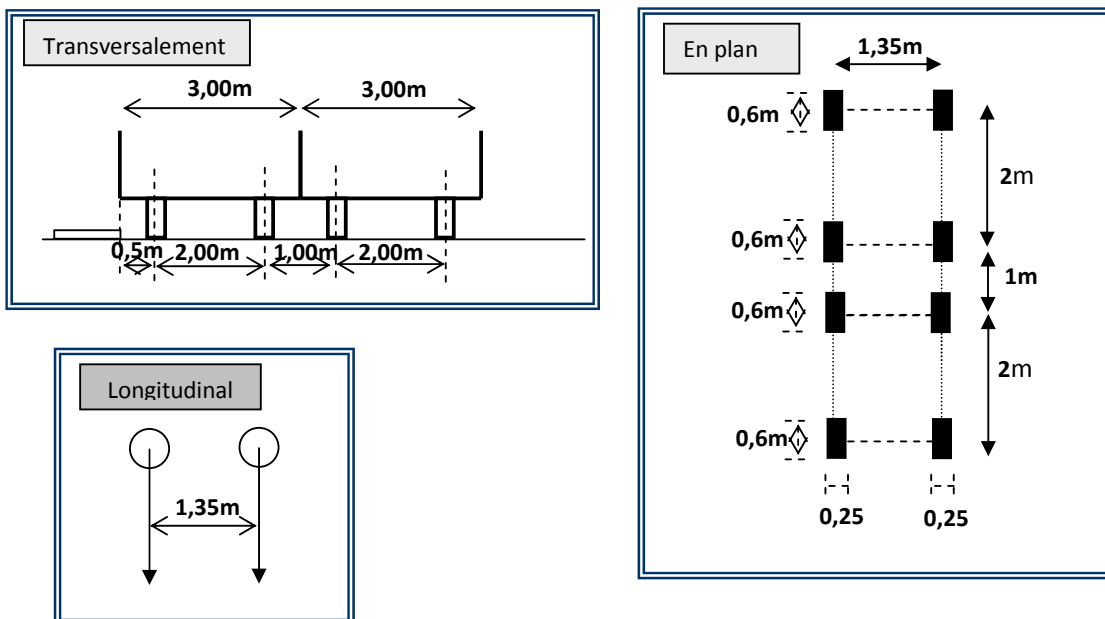


Fig. V.4. Dispositions de la charge B_t

Désignation	b_c	$S(t)$	δ
1	1	32	1,004
2	1	64	1,0045

Tab. V.8. Tableau donnant les valeurs de B_t et du coefficient de majoration dynamique

V.3.5. Surcharge B_r :

Le système B_r se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10 t à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,6 × 0,3 m .

Toutes les charges du système B sont à multiplier par un coefficient de majoration dynamique, dont la valeur dépend de la longueur L (en m) de l'élément étudié, de sa charge permanente G et de la charge maximale S du système B, qui lui est appliquée. Ce coefficient est donné par la formule :

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

Remarque : La valeur de S à introduire dans la formule est celle obtenue après multiplication par le coefficient b_c ou b_r correspondant au nombre maximal de camions pris en compte pour le calcul du coefficient δ.

V.3.6. Surcharges militaires Mc120 :

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules du type Mc120 (charge de 110t), et la distance minimale entre deux chenilles de deux véhicules successives est de 36,6m

Le système militaire Mc 120 sera multiplié par le coefficient de majoration dynamique δ_{Mc}.

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

$$S = 110 \text{ t}$$

$$G = 6864 \text{ t}$$

Désignation	δ _{Mc}	largeur	tandem	Charge(t)	Charge(t/ml)
Mc120	1,005	6,10	110	110,62	18,13

Tab. V.9. Tableau donnant les valeurs de M_{c120} et du coefficient de majoration dynamique

V.3.7. Surcharges D240 :

Le convoi du type D comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240 tonnes de poids total. Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargés de 3,2 m de largeur et 18,6m de longueur.

Nota : D240 n'est ni multiplié ni majoré.

Désignation	Largeur(m)	Charge(t)	Charge(t/ml)
D240	18,6	240	12,90

Tab. V.10. Tableau donnant les valeurs de D₂₄₀

V.3.8. Charges sur trottoirs :

Les trottoirs sont des passages réservés aux piétons, donc on va les assimiler à une charge répartie de l'ordre de 150 kg/m^2 par trottoir et sur toute la longueur.

1 trottoir chargé : $P = 0,15 \times 1,25 = 0,225 \text{ t/ml}$

2 trottoirs chargés : $P = 0,225 + 0,225 = 0,45 \text{ t/ml}$

V.4. Les surcharges dues au séisme, la température et au freinage :**V.4.1. Surcharge due au séisme :**

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage. Il est d'usage de considérer l'action sismique sur un pont comme le résultat d'un mouvement (translation) d'ensemble du sol selon les trois directions auquel peut se superposer, si le pont est assez long ou si les conditions géotechniques sont très variables d'un point à un autre, un système de déplacements différentiels (dans les trois directions) au droit des différents appuis.

Plutôt que de définir le mouvement du sol proprement dit, les codes de calcul modernes définissent les effets de ce mouvement sur un oscillateur simple qui réagit en l'amplifiant plus ou moins selon que sa fréquence propre d'oscillation proche ou non des fréquences prédominantes du mouvement sismique, fréquences qui dépendent étroitement de la nature du sol sur lequel repose l'ouvrage.

De façon schématique, les couches superficielles de sol fonctionnent comme un oscillateur excité à sa base par les déplacements du rocher sous-jacent: si le sol est proche de la surface possède des caractéristiques mécaniques faibles ou s'il est de grande épaisseur, il amplifiera les basses fréquences, tandis que si ses caractéristiques mécaniques sont élevées ou si le rocher est affleurant, le signal sismique comportera plutôt des hautes fréquences.

Les effets du séisme sont assimilés à des efforts d'inertie ayant une direction quelconque et une intensité proportionnelle à la valeur de force de pesanteur. Ils sont très importants et même prépondérants pour le dimensionnement des appareils d'appuis et le ferrailage des appuis.

- Séisme vertical: $\pm 0,07 \text{ G}$ (G: poids total)
- Séisme horizontal : $0,1 \text{ G}$

Il est recommandé de prendre une accélération horizontale $A=0,35 \cdot g$ conformément aux recommandations du « RPA99 version 2003 ».

Les culées sont sollicitées par des poussées des terres majorées pour tenir compte des accélérations sismiques.

V.4.2. Effets de la température :

Le gradient thermique est un phénomène résultant d'une inégalité de la température des deux faces supérieure et inférieure du tablier.

Le gradient thermique peut être de signe quelconque. Le signe conventionnel admis par le programme est positif si la face supérieure du tablier est plus chaude que sa face inférieure, négative dans le cas contraire.

V.4.3. Effort de freinage :

Les systèmes A et B sont eux seules susceptibles de développer une force de freinage.

V.4.3.1. Effort du freinage développé par Système A(L) :

L'effort de freinage

$$F = \frac{A \times \Omega}{20 + 0,0035 \times \Omega}$$

Ω : désigne la surface chargée en m²

En considérant toute la longueur du pont chargée :

$$L=600 \text{ m}$$

$$A(L)= 0,289 \text{ t/m}^2$$

$$A=0,253 \text{ t/ m}^2$$

$$\Omega = 8 \times 600 = 4800 \text{ m}^2$$

$$F = \frac{0,253 \times 4800}{20 + 0,0035 \times 4800} = 33\text{t}$$

$$F = 33\text{t}$$

V.4.3.2. Effort de freinage développé par système Bc :

Un camion peut développer un effort de freinage égal à son poids. Un seul camion est supposé freiner donc :

$$F = 30\text{t}$$

Pré dimensionnement

VI.1. Introduction :

La phase du pré dimensionnement nous donnera une idée des dimensions des différents éléments constitutifs du pont , tel que : le tablier, les suspentes, le câble porteur ainsi que le mât.

VI.2. Pré dimensionnement du tablier**VI.2.1. Poutre :**

Le tablier est constitué par des poutres métalliques fabriquée «sur mesures» par soudage, la poutre prend le nom de «Poutre Reconstituée Soudée», ou PRS. La pose de ces poutres se fera par travées successives, ces poutres sont espacées entre elle de **8 m**.

Notre pont se réduit à un pont de longueur de travée de 24m.

VI.2.1.1. Nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement $N = \frac{La}{d}$

La : Est la largeur du tablier égale à **11 m**.

On fixe l'espacement : **d = 8 m**

$$N = \frac{11}{8} = 1,375.$$

N = 2 poutres

VI.2.1.2. Elancement des poutres : l'élancement économique (hauteur de la poutre) est de L/25 on prend

$$L=24m \text{ donc } h = \frac{24}{25} = 0,96m$$

On prendra : **h = 1090 mm**.

VI.2.1.3. Semelles : les semelles sont déterminées par les efforts au lancement, au bétonnage et en exploitation par des conditions :

- De résistance.
- D'instabilité.

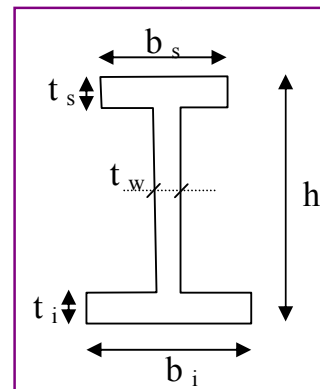


Fig. VI.1. Coupe transversale de la poutre de rigidité

- **Semelle supérieure :**

$$b_s = \frac{1}{7} \cdot (40 \cdot L + 1600) (mm)$$

$$b_s = 366 \text{ mm}$$

On prendra $b_s = 400 \text{ mm}$

- **Semelle inférieure :**

$$b_i = 10 \cdot L + 200 = 440 \text{ mm}$$

$$b_i = 440 \text{ mm}$$

On prendra : $b_i = 500 \text{ mm}$

VI.2.1.4. Ame : l'épaisseur de l'âme dépend :

- de l'usinage (difficultés d'usinage si l'âme est trop mince).
- des phénomènes de voilement (nombre de raidisseur).
- de l'esthétique (déformation des âmes au niveau des raidisseurs visibles de l'extérieur).

Ces conditions conduisent à une épaisseur minimale de l'âme :

$$t_w \geq 0,005 h_w \quad \text{En état limite de service}$$

$$\frac{V}{h_w \times t_w} \leq 100 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Pour les âmes raidies longitudinalement}$$

$$t_w \geq 12 \text{ mm} \quad \text{Des poutres principales}$$

Après calcul, on a trouvé que l'effort tranchant maximal à l'ELU vaut : 2951925 N.

$$t_w > \frac{V_{ELU}}{100 \times h}$$

$$t_w > \frac{2951925}{100 \times 1000} = 29,52 \text{ mm}$$

On prend alors : $t_w = 30 \text{ mm}$

VI.2.1.4.1. Epaisseur des membrures :

L'élançement de la semelle, i.e. le rapport épaisseur – largeur, doit être suffisant afin d'empêcher tout risque de voilement local.

Les conditions s'écrivent comme suit :

$$t_{fs} = \frac{b_s - t_w}{28\varepsilon} = 16,01 \text{ mm}$$

$$\text{Où } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{345}}$$

$$t_{fi} = \frac{b_i - t_w}{28\varepsilon} = 20,34 \text{ mm}$$

On prendra : $t_{fs} = 18\text{mm}$ et $t_{fi} = 22\text{mm}$

A **titre indicatif**, pour un ouvrage continue, d'élanement courant et de largeur moyenne, le tableau suivant donne **les largeurs des semelles** en fonctions de la plus grande portée.

Portée	Largeur de la semelle supérieure b_s (mm)	Largeur de la semelle inférieure b_i (mm)
< 30	400	500
30 à 50	500	500 – 700
50 à 70	600	800
70 à 85	700	900
85 à 100	800	1000

Tab. VI.1. Tableau donnant les largeurs des semelles en fonctions de la portée

VI.2.2. Dalle :

Pour le cas d'un ouvrage a entretoise, l'épaisseur de la dalle est de 25 cm.

La dalle peut être soit coulé en place ou bien préfabriquée, le coulage en place est le procédé le plus utilisé, il doit être fait sur toute la largeur de l'ouvrage [4].

VI.2.3. Dispositifs de retenues :

Ces dispositifs sont destinés à assurer, soit la sécurité et le confort des usagers, soit la durabilité de l'ouvrage.

VI.2.3.1. Eléments linéaires :

➤ Gardes corps

Les gardes corps ont essentiellement pour objet de protéger les piétons. Les gardes corps ont souvent une fonction esthétique (en milieu urbain) leur conception doit respecter les prescriptions du fascicule 61 titre II.

La production des gardes corps fait l'objet de classement en trois catégories :

- Type **S** (passage supérieur) le cas ou la circulation des piétonniers admise
- Type **I** (passage inférieure) réservés aux ouvrages autoroutiers et la circulation des piétonniers n'est pas admise.
- Type **U** (zone urbaine) .

Pour notre cas, le type choisi est de forme S, poids est de **0,1 t/ml**, la hauteur est de **1 m**.

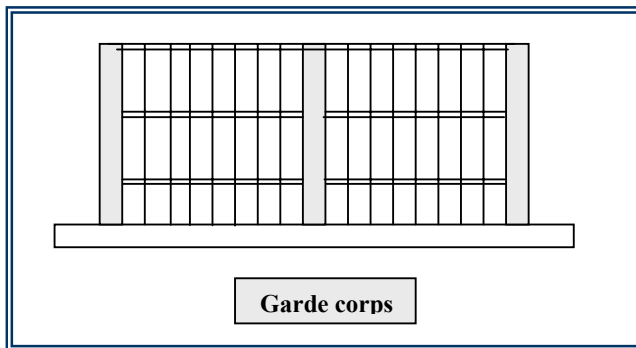


Fig. VI.2. Garde corps

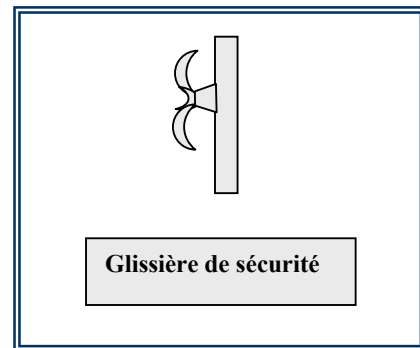


Fig. VI.3. Glissière de sécurité

➤ Glissière de sécurité

Il existe principalement deux types de glissières.

- **Glissière rigide** : elle est de forme profilée et de hauteur limitée, elle est rigide et esthétique.
- **Glissière souple** : elle est la plus couramment employée, son poids est de **0,06 t/ml**.

➤ Trottoirs

Sont élevés entre **10 a 25 cm** par rapport au niveau de la chaussée, pour notre cas on prendra une élévation de **25 cm**.

➤ Corniche

Les corniches sont les éléments qui forment le bord supérieur du tablier, peuvent être coulées en place ou préfabriquées, elles servent souvent à écarter l'eau de pluie du parement du pont, elles doivent donc être placées en saillie et empêcher l'eau qui elles reçoivent de couler sur ce parement, et elles sont un élément de décoration (esthétique).

➤ **Gargouilles :**

Sur un tablier de pont, l'évacuation des eaux est nécessaire non seulement du point de vue de la durabilité de la structure, mais également pour la sécurité des usagers

Les eaux sont d'abord recueillies sur les cotés de la chaussée, puis évacuée par les gargouilles

Le recueil des eaux dans le sens transversal se fait en donnant à la chaussée une pente transversale en générale ou des doubles pentes en forme de toit, cette pente ne doit pas être inférieure à 2% dans le cas des profils en travers en forme de toit.

Le diamètre des gargouilles ne doit pas être inférieur à **10 cm**.

L'espacement entre les gargouilles est compris entre **20 à 30 cm**.

VI.2.4. Eléments de surface :

➤ **Revêtement:**

L'épaisseur du revêtement contient une couche de roulement et une chape d'étanchéité dans le cas général l'épaisseur est de **5 à 10 cm**, dans notre cas on prend une épaisseur **8 cm**.

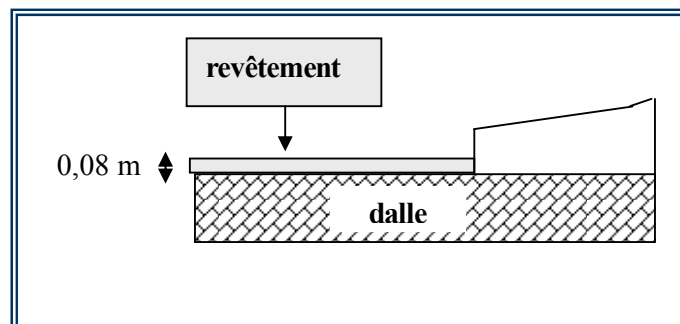


Fig. VI.4. Le revêtement

VI.3. Suspentes :

On suppose que chaque paire de suspentes supporte la moitié de la travée précédente et la moitié de la travée suivante, ce qui fait que chaque suspenste supporte 24m.
Comme les suspentes sont perpendiculaires au tablier, on a :

$$T_i = R_i$$

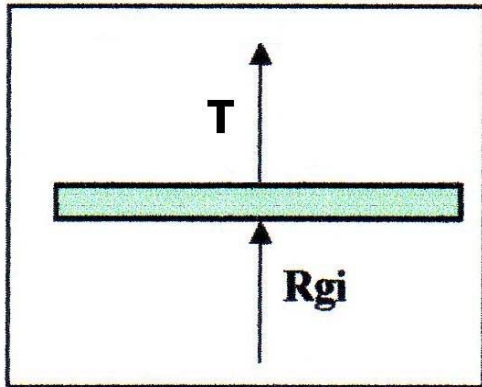


Fig. VI.5. Schématisation de la tension au niveau de la suspenste

T_i : la tension de la suspenste i .

R_i : la réaction sous la suspenste i sous charge permanente et surcharges.

On a alors :

$$A_i = \frac{R_i}{\sigma_{adm}}$$

Tel que :

A_i : la section de la suspenste i .

σ_{adm} : la contrainte admissible maximale.

$$\sigma_{adm} = 0,45 \cdot \beta_z$$

β_z : la contrainte de rupture de l'acier qui est de 1770 N/mm^2 .

$$\sigma_{adm} = 0,45 \cdot 1770 = 796,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sum F = 0$$

$$R_i = (1,2 \cdot A(L) + g) \times L$$

$$R_i = (1,2 \times 2,312 + 11,44) \times 24 = 341,1456 \text{ t} = 3411456 \text{ N}$$

$$A_i = \frac{R_i}{\sigma_{adm}} = \frac{3411456}{796,5} = 4283,06 \text{ mm}^2$$

Le nombre de câbles est :

$$n = \frac{A_i}{S} = \frac{4283,06}{150} = 28,55$$

On adoptera des câbles de Freyssinet disponibles au marché qui sont des 37 T 15.

VI.3.1. Hauteur des suspentes :

D'après l'équation : $y = \frac{4f}{l^2} \cdot x \cdot (l - x)$ [6].

on obtient les résultats suivant pour les hauteurs des suspentes :

X(m)	24	48	72	96	120	144	168	192	216	240	264	288	300
Y(m)	9,21	17,66	25,34	32,26	38,4	43,78	48,38	52,22	55,3	57,6	59,14	59,90	f=60
y'(m)	52,29	43,84	36,16	29,24	23,1	17,72	13,12	9,28	6,2	3,9	2,36	1,6	1,5

Tab. VI.2. Tableau donnant les hauteurs des suspentes

l_p : hauteur du pylône

$$l_p = 61,5\text{m}$$

VI.3.2. Calcul des rigidités des suspentes :

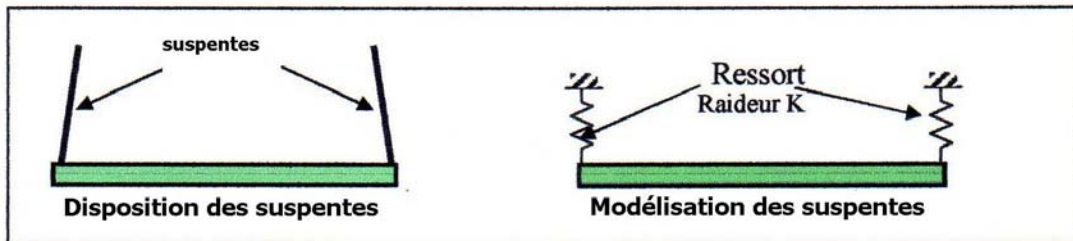


Fig. VI.6. Modélisation des suspentes

$$K_i = \frac{E \cdot A_i}{L_i}$$

E : le module d'élasticité du câble.

A_i : la section du câble i.

L_i : la longueur du câble i.

X(m)	24	48	72	96	120	144	168	192	216	240	264	288
L_i (m)	52,29	43,84	36,16	29,24	23,1	17,72	13,12	9,28	6,2	3,9	2,36	1,6
K_i ($\frac{N}{m}$) $\times 10^6$	28,04	33,44	40,54	50,14	63,4 6	82,73	111,7 4	158	236,4 5	375, 9	621,2	916,2 6

Tab. VI.3. Tableau donnant les rigidités des suspentes

VI.4. Câble porteur :

Le cas de charge le plus défavorable est obtenu en chargeant tout l'ouvrage.

Soit :

G, charge permanente par mètre linéaire.

Q, charge d'exploitation par mètre linéaire.

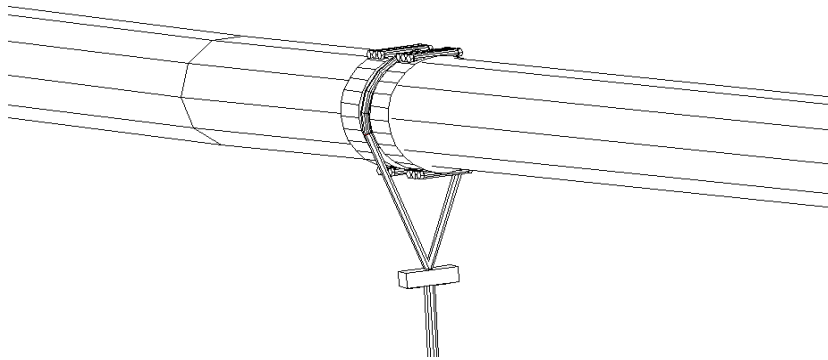


Fig. VI.7. Le câble porteur

On obtient une très bonne approximation [7] en écrivant :

$$H = (g + q) \cdot \frac{l^2}{8f}$$

$$H = (1,2 \times 11,44 + 2,31) \cdot \frac{600^2}{8 \times 60} = 12028,5 \text{ t}$$

Tel que $f = n \times l = 0,1 \times 600 = 60\text{m}$

H : poussée= composante horizontale de la tension du câble.

f : flèche initiale du câble.

La tension maximale dans le câble vaut :

$$T = \frac{H}{\cos \theta}$$

Calcul de l'angle θ :

$$\tan \theta = \frac{T_y}{T_x}$$

$$T_y = \frac{P.L}{2} = 4811,4 \text{ t}$$

$$T_x = H = 12028,5 \text{ t}$$

Donc :

$$\tan \theta = \frac{5301}{12028,5} = 0,4$$

Par conséquent : $\theta = 22^\circ$

Alors :

$$T = \frac{12028,5}{\cos 22} = 12973,15 \text{ t}$$

$$A_i = \frac{T}{\sigma_{adm}} = \frac{129731500}{796,5} = 162877 \text{ mm}^2$$

Le nombre de câble est :

$$n = \frac{A_i}{S} = \frac{162877}{150} = 1086$$

On aura $n=1086=15 \times 91 \text{T}15$

On optera pour des câbles de Freyssinet de 15x91T15.

VI.5. Le mât :

Pour pré dimensionner le mât , on doit déterminer tout d'abord l'effort vertical au niveau du pylône.

En réalité ce n'est que la composante verticale de la tension au niveau du câble.

$$\sin \theta = \frac{N}{T} \Rightarrow N = T \cdot \sin \theta$$

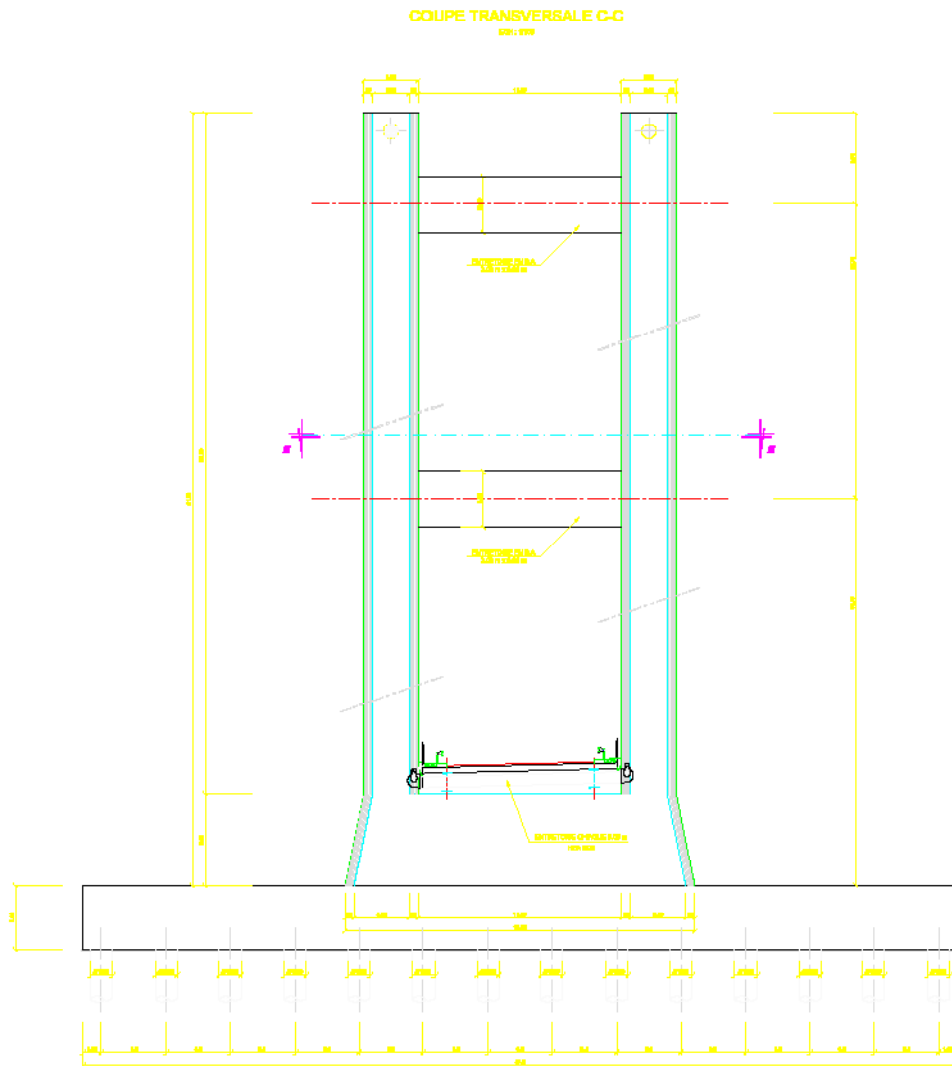
$$N = 12028,5 \times \sin 22 = 4506 \text{ t}$$

On optera pour un mât en **H** :

$$a = \sqrt{\frac{N}{f_{bc}}} = \sqrt{\frac{4506}{1983,33}} = 1,5 \text{ m, avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 35}{1,5} = 19,83 \text{ Mpa} = 1983,33 \text{ t/m}^2$$

On adopte alors une section carrée, tel que $a = 3\text{m}$

Fig. VI.8. Le mât en H



VI.6. Conclusion :

Nous avons opté pour les dimensions citées ci-dessus pour modéliser la structure et la solliciter avec différents cas de chargement afin de vérifier ces dimensions.

Etude statique

VII.1. Introduction :

Notre étude sera consacrée à la phase de service, pour cela on va vérifier les différentes contraintes au niveau de la structure.

VII.2. Présentation du logiciel ROBOT millenium:

Le système Robot millenium est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

La dernière étape générée par Robot Millenium est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

VII.2.1. Caractéristiques principales du logiciel Robot Millenium:

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique conçue à cet effet.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et représentation à l'écran des différents types de résultats de calculs (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes, etc.).
- Possibilité de calculer une structure et d'en étudier simultanément une autre.
- Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- Possibilité d'affecter et, ou de modifier le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et pendant la simulation du calcul.
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copier des objets vers d'autres logiciels).

VII.2.2. Principe de fonctionnement du logiciel Robot Millenium :

Comme tous les logiciels de calcul de structures Robot Millenium utilise la méthode des éléments finis et la théorie de l'élasticité pour la détermination des éléments de réduction (M, N et T) et les déformées des éléments de la structure.

1ère étape : le logiciel nécessite la définition des caractéristiques:

- Définition des caractéristiques des matériaux.
- Définition des unités et de systèmes métriques utilisés.
- Définition des normes et règlements.

2ème étape : le logiciel nécessite la définition de la structure :

- Définition de la grille du système d'axe.
- Définition des éléments verticaux (mât et piles) de contreventement.
- Définition des éléments horizontaux (tablier).
- Définition des points singuliers (particularités et vides éventuels).
- Définition des conditions d'appuis.

3ème étape : le logiciel nécessite la définition et l'application des chargements de la structure

- Le logiciel génère automatiquement le poids propre des éléments de structures noté comme des charges permanentes (pp).
- Définition des charges permanentes additionnelles (poids des éléments secondaires (CCP)).
- Définition des charges d'exploitation (trafic).
- Définition des charges ponctuelles éventuelles.

4ème étape : choix du type d'analyse de structure :

- Analyse sous charges permanentes.
- Analyse sous les surcharges d'exploitation.
- Analyse modale.
- Analyse sismique.

5ème étape : définition des combinaisons de calcul et des coefficients de pondération.

6ème étape : lancement de calcul.

7ème étape : affichage et édition éventuelle des résultats.

VII.3. Modélisation :

Dans notre étude de pont, on a opté pour une séparation entre la partie suspension, mât et la partie du tablier.

On commence par la vérification des contraintes au niveau des suspentes, câbles porteurs et du mât.

Pour ce faire, on a sollicité le pont avec différents types de chargements suivant des combinaisons bien définies.

On a introduit le mât en éléments barres ainsi que les câbles en éléments barres avec une faible inertie à la flexion et à la torsion et le tablier comme des éléments dalle (plaques).

La figure ci-dessous illustre le modèle :

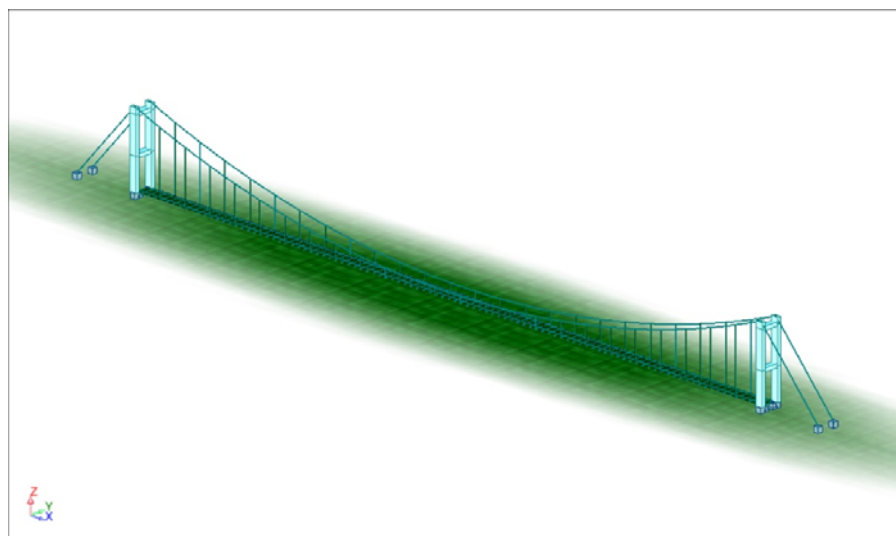


Fig. VII.1 : Modélisation graphique du pont à l'aide de ROBOT 19.0

VII.4. Définition des charges :

Cas	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PP	permanente	Statique linéaire
2	CCP	permanente	Statique linéaire
3	A(l)	d'exploitation	Statique linéaire
4	Bc		Analyse de cas de charges roulantes
5	Mc120		Analyse de cas de charges roulantes
6	D240		Analyse de cas de charges roulantes
7	ST	d'exploitation	Statique linéaire
8	COMB PP	permanente	Combinaison linéaire
9	COMB ELS A(l)	d'exploitation	Combinaison linéaire
10	COMB ELS Bc	d'exploitation	Combinaison linéaire
11	COMB ELS Mc120	d'exploitation	Combinaison linéaire
12	COMB ELS D240	d'exploitation	Combinaison linéaire
13	COMB ELU A(l)	d'exploitation	Combinaison linéaire
14	COMB ELU Bc	d'exploitation	Combinaison linéaire
15	COMB ELU Mc120	d'exploitation	Combinaison linéaire
16	COMB ELU D240	d'exploitation	Combinaison linéaire
17	COMB ELS Bc		Pondération
18	COMB ELS Bc+		Pondération
19	COMB ELS Bc-		Pondération
20	COMB ELS Mc120		Pondération
21	COMB ELS Mc120+		Pondération

22	COMB ELS Mc120-		Pondération
23	COMB ELS D240		Pondération
24	COMB ELS D240+		Pondération
25	COMB ELS D240-		Pondération
26	COMB ELU Bc		Pondération
27	COMB ELU Bc+		Pondération
28	COMB ELU Bc-		Pondération
29	COMB ELU Mc120		Pondération
30	COMB ELU Mc120+		Pondération
31	COMB ELU Mc120-		Pondération
32	COMB ELU D240		Pondération
33	COMB ELU D240+		Pondération
34	COMB ELU D240-		Pondération

Tab. VII.1 : Tableau représentatif des différentes charges

VII.5. Combinaison des cas de chargement :

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la combinaison	Nature du cas	Définition
8 (C)	COMB PP	Combinaison linéaire	ELS	permanente	$(1+2)*1.00$
9 (C)	COMB ELS A(l)	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	$(1+2)*1.00+(3+7)*1.20$
11 (C)	COMB ELS Bc	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	$(1+2)*1.00+(4+7)*1.20$
12 (C)	COMB ELS Mc120	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	$(1+2+5)*1.00$
13 (C)	COMB ELS D240	Combinaison linéaire	ELS	d'exploitation	$(1+2+6)*1.00$
14 (C)	COMB ELU A(l)	Combinaison linéaire	ELU	d'exploitation	$(1+2)*1.35+(3+7)*1.60$
15 (C)	COMB ELU Bc	Combinaison linéaire	ELU	d'exploitation	$(1+2)*1.35+(4+7)*1.60$
16 (C)	COMB ELU Mc120	Combinaison linéaire	ELU	d'exploitation	$(1+2+5)*1.35$
17 (C)	COMB ELU D240	Combinaison linéaire	ELU	d'exploitation	$(1+2+6)*1.35$

Tab. VII.2 : Tableau représentatif des différentes combinaisons charges

VII.6. Le mât :

VII.6.1. Contrainte de compression dans le mât :

On a la contrainte de compression de béton $\sigma_b = 0,65 \cdot 35 = 22,75 \text{ N/mm}^2$.

A partir des résultats obtenu par le logiciel ROBOT MILLENIUM , la contrainte maximale au niveau du mât est de 10,54 MPa qui est nettement inférieure à $\sigma_b = 22,75 \text{ MPa}$.

On remarque que les contraintes dans le mât sont inférieures à la contrainte de béton, donc il n'y a pas de risque d'éclatement de béton.

VII.6.2. Vérification au fluage du béton :

On pourra déterminer les déformations résultant du fluage de béton en multipliant les déformations élastiques par un facteur de proportionnalité fonction de temps, appelé le coefficient de fluage.

$$\varepsilon_t = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{el}$$

Où :

ε_{el} : déformation élastique de béton

$\varphi(t, t_0)$: coefficient de fluage

avec : $\varphi(t, t_0) = 2,5$

$$\text{On a } \varepsilon_{el} = \frac{\sigma_c}{E_b}$$

Avec

σ_c : contrainte de compression dans le mât

E_b : module d'élasticité du béton

$$E_b = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{D'où : } \varepsilon = \frac{2,5 \times 10,54}{34179,56} = 7,7 \times 10^{-4} < 0,2\%$$

VII.7. Suspentes :

VII.7.1. Calcul des allongements des câbles

Le calcul de l'allongement des câbles se fait sous la charge du poids propre non pondéré

On a :

$$\Delta l = \frac{F}{EA} L$$

Ou : F : la force dans les suspentes.

A : section des suspentes.

E : module d'élasticité des suspentes.

Tab. VII.3 : Allongements des câbles

Suspentes	force (KN)	longueur L	section (mm ²)	ΔL (m)
1	3326,76	52,29	5550	0,158
2	2926,15	43,84	5550	0,116
3	2902,49	36,16	5550	0,095
4	2827,51	29,24	5550	0,075
5	2774,85	23,1	5550	0,058
6	2728,40	17,72	5550	0,044
7	2690,34	13,12	5550	0,032
8	2659,37	9,28	5550	0,022
9	2635,24	6,2	5550	0,015
10	2618,00	3,9	5550	0,0093

11	2604,28	2,36	5550	0,0056
12	2607,32	1,6	5500	0,0038

VII.7.2. Dimensionnement des suspentes :

La section des suspentes qu'on a introduit dans notre modèle de calcul est celle calculée dans la première partie de pré dimensionnement, dans cette phase de dimensionnement on vérifie ces suspentes à la contrainte admissible.

Pour vérifier les suspentes, on dispose les charges de trafic sur l'ouvrage et on compare les contraintes de traction des suspentes avec la contrainte admissible.

La contrainte admissible des suspentes est :

$$\sigma_{adm} = 0,45 \beta = 0,45 \cdot 1770 = 796,5 \text{ N/mm}^2$$

Tab. VII.4 : Contrainte dans les suspentes

Suspentes	Force (kN)	Section (mm ²)	Contrainte (kN/mm ²)
1	3326,76	5550	0.599
2	2926,15	5550	0.527
3	2902,49	5550	0.523
4	2827,51	5550	0.509
5	2774,85	5550	0.499
6	2728,40	5550	0.491
7	2690,34	5550	0.485
8	2659,37	5550	0.479
9	2635,24	5550	0.475
10	2618,00	5550	0.472
11	2604,28	5550	0.469
12	2607,32	5550	0.469

La contrainte dans les suspentes est inférieure à la contrainte admissible σ_{adm} , donc la section des suspentes peut reprendre les efforts de dimensionnement.

VII.8. Câbles porteurs :

La section des câbles porteurs qu'on a introduit dans notre modèle de calcul est celle calculée dans la première partie de pré dimensionnement, dans cette phase de dimensionnement on vérifie ces câbles porteurs à la contrainte admissible.

Pour vérifier les câbles porteurs, on dispose les charges de trafic longitudinalement et transversalement sur l'ouvrage de la combinaison la plus défavorable et on compare les contraintes de traction avec la contrainte admissible.

La contrainte admissible est :

$$\sigma_{adm} = 0,45 \beta = 0,45 \cdot 1770 = 796,5 \text{ N/mm}^2$$

Tab. VII.5 : Contrainte maximale au niveau du câble porteur

Câbles porteurs	Force (kN)	Section (mm ²)	Contrainte (kN/mm ²)
1 et 2	140696,5	204750	0,687

La contrainte dans les câbles porteurs est inférieure à la contrainte admissible σ_{adm} , donc la section des câbles porteurs peut reprendre les efforts de dimensionnement.

VII.9. Tablier :

VII.9.1. Caractéristiques géométriques de la poutre de rigidité :

On prend la section d'aciers suivante

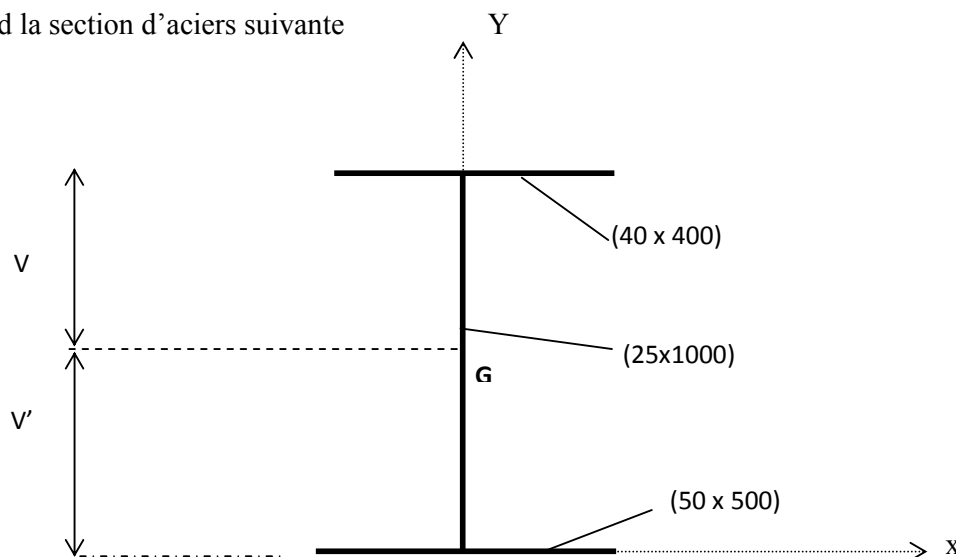


Fig. VII.2 Coupe transversale de la poutre de rigidité

Elts	S_i (mm ²)	Y_i (mm)	$S_i Y_i$ (mm ³)	d_i (mm)	I_i / G_i (mm ⁴)	$I_{/xx}$ (mm ⁴)
40x400	16000	1070	1712×10^4	592,8	$213,333 \times 10^4$	$5,624 \times 10^9$
25x1000	25000	550	1375×10^4	72,8	$2,083 \times 10^9$	$2,2 \times 10^9$
50x500	25000	25	$62,5 \times 10^4$	452,2	$520,833 \times 10^4$	$5,117 \times 10^9$
Σ	66000	/	$3149,5 \times 10^4$	/	/	$12,941 \times 10^9$

Tab. VII.6 : Tableau donnant l'inertie de la poutre de rigidité

Avec :

$$I_{/xx} = I_i / G_i + S_i d_i^2 \quad (\text{mm}^4)$$

Y_G : centre de gravité de la poutre

$$Y_G = \frac{\sum S_i x Y_i}{\sum S_i} = \frac{3149,5 \times 10^4}{66000} = 477,2 \text{ mm}$$

$$V = 612,8 \text{ mm}$$

$$V' = 477,2 \text{ mm}$$

$$W = \frac{I_G}{V} = \frac{12,941 \times 10^9}{612,8} = 2,1 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$W' = \frac{I_G}{V'} = \frac{12,941 \times 10^9}{477,2} = 2,7 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$I_{/xx} = 12,941 \times 10^9 \text{ mm}^3$$

VII.9.2. Caractéristiques géométriques de la section du béton :

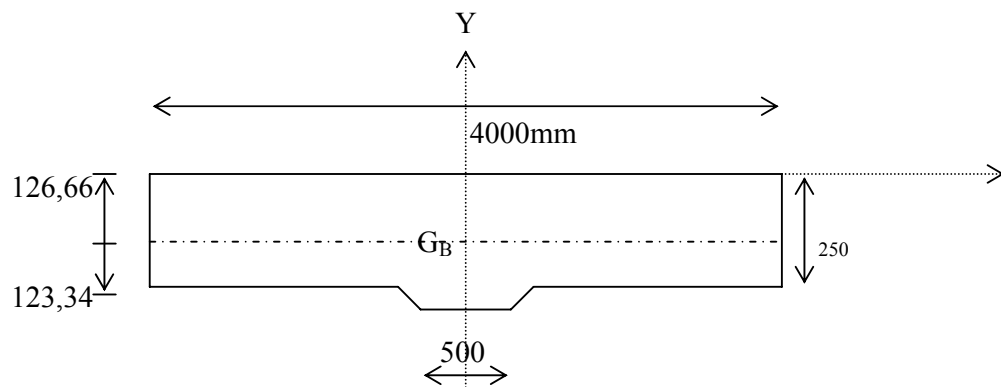


Fig. VII.3 : coupe transversale de la section en béton

Largeur de la dalle de compression à prendre en compte est définie dans F-CIOLINA[4]

$$\text{Min} \begin{cases} \text{Entraxe}/2=8/2=4 \text{ m} \\ \text{Portée de l'ouvrage}/10=600/2=300 \text{ m} \end{cases}$$

Donc :

$$L=4 \text{ m}$$

B :section du béton

$$B=4000 \times 250 + \left(\frac{600+500}{2} \right) \times 50 = 1027500 \text{ mm}^2$$

Elts	S_i (mm ²)	Y_i (mm)	$S_i Y_i$ (mm ³)	d_i (mm)	I_i / G_i (mm ⁴)	I/xx (mm ⁴)
DALLE	1000000	125	12500×10^4	4	52×10^8	$5,216 \times 10^9$
GOUSSET	27500	274.24	754.16×10^4	146	$8,33 \times 10^6$	0.594×10^9
Σ	1027500	/	$13254,16 \times 10^4$	/	/	$5,81 \times 10^9$

Tab. VII.7 : Tableau donnant l'inertie de la section du béton

Avec :

$$I/xx = I_i / G_i + S_i d_i^2 \quad (\text{mm}^4)$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i x Y_i}{\sum S_i} = 129 \text{ mm}$$

$$I/xx = 5,81 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

VII.9.3. Caractéristiques géométriques de la section mixte :

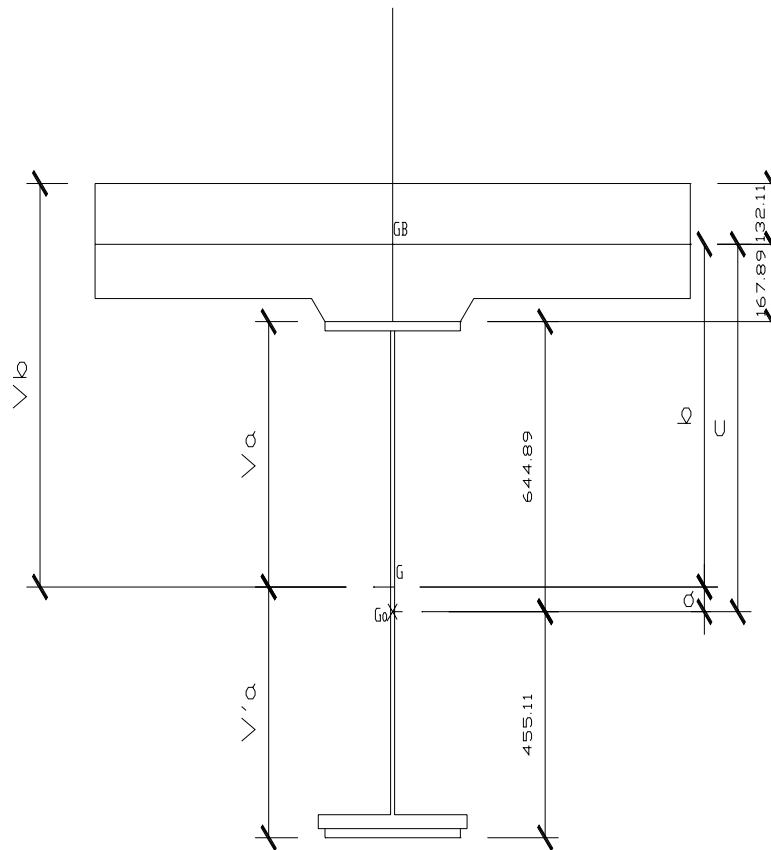


Fig. VII.3 : Coupe transversale de la section mixte

Avant de définir l'inertie d'une section mixte, il est nécessaire de prendre la section homogène, pour cela nous homogénéiserons la section mixte par rapport à l'acier de sorte que la section homogénéisée s'écrit :

$$S = S_a + \frac{S_b}{\eta}$$

S_a : section d'acier.

S_b : section du béton.

η : coefficient d'équivalence.

I_m : moment d'inertie de la section mixte.

$$I_m = I_a + \frac{I_b}{\eta} + \frac{S_a \cdot S_b \cdot C^2}{\eta \cdot S} = I_a + \frac{I_b}{\eta} + a \cdot b \cdot s$$

I_a : moment d'inertie de l'acier.

I_b : moment d'inertie du béton.

a et b sont les distances respectives de G_A et G_B à G_m , on pose $c = a + b$

on considère S la section homogène obtenue en remplaçant la section S_b de béton par une section équivalente d'acier $\frac{S_b}{\eta}$ de même centre de gravité G_b

l'aire total de la section est alors :

$$S = S_a + \frac{S_b}{\eta}$$

Avec :

$$a = \frac{S_b \cdot C}{\eta \cdot S} \quad \text{et} \quad b = \frac{S_a \cdot C}{S}$$

$$S_a = 66000 \text{ mm}^2$$

$$S_b = 1027500 \text{ mm}^2$$

N	C (mm)	S (mm ²)	a (mm)	b (mm)	I_m (mm ⁴)	V_a (mm)	V_a' (mm)	V_b (mm)	W_a (mm ³)	W_a' (mm ³)	W_b (mm ³)
8	783,8	66000	0,0000	783,8	$1,294 \times 10^{10}$	612,8	477,2	/	$2,11 \times 10^7$	$2,72 \times 10^7$	
18	783,8	123083,33	363,51	420,29	$3,75 \times 10^{10}$	249,29	840,71	549,29	15×10^7	$4,46 \times 10^7$	$6,83 \times 10^7$
15	783,8	134500	399,18	384,62	$2,29 \times 10^{10}$	213,62	876,38	513,62	$10,75 \times 10^7$	$2,62 \times 10^7$	$4,47 \times 10^7$
6	783,8	237250	556,76	218,04	$4,31 \times 10^{10}$	47,04	1042,96	347,04	$91,7 \times 10^7$	$4,14 \times 10^7$	$12,43 \times 10^7$

Tab. VII.8 : Caractéristiques géométriques de la section mixte en fonction de « n »

Avec :

$$W_b = \frac{I_m}{V_b} \quad W_a = \frac{I_m}{V_a} \quad W'_a = \frac{I_m}{V'_a}$$

$$V_a = b - 173,89$$

$$V_b = b + 126,66$$

$$C = 24,84 + 761,3 = 786,14 \text{ mm}$$

VII.9.4. Calcul des contraintes dues au retrait :

$$\text{Soit : } \varepsilon_r = 4 \cdot 10^{-4}$$

Les contraintes apparues à la suite du retrait sont les suivantes :

- contrainte de traction moyenne dans le béton :

$$\sigma_b = - \varepsilon_r \cdot E_b \cdot \frac{A}{S} \cdot \frac{I_a}{I_m} \quad \text{avec : } E_b = \frac{E_a}{\eta}$$

- contrainte de compression sur la fibre supérieure de l'acier :

$$\sigma_S = \varepsilon_r \cdot E_b \cdot \frac{B}{S} \cdot \left(\frac{I_a + b \cdot S \cdot d}{I_m} \right)$$

- contrainte de traction sur la fibre inférieure de l'acier :

$$\sigma_i = - \varepsilon_r \cdot E_b \cdot \frac{B}{S} \cdot \left(\frac{b \cdot S \cdot d' - I_a}{I_m} \right)$$

avec :

- d et d' : distances du centre de gravité G_a de l'acier respectivement aux fibres supérieure et inférieures de la poutre métallique.
- A , B , S : respectivement section de l'acier, du béton et de la section mixte.
- I_a , I_m : respectivement inertie de la poutre métallique et de la section mixte.
- E_b : module d'élasticité du béton.

- b : distance entre le C.D.G du béton et celui de la section mixte.

VII.9.5. Contraintes dues à la température T :

- $\sigma_b' = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_b)$ → contrainte dans le béton.
- $\sigma_s' = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_s)$ → contrainte dans la fibre supérieure de l'acier
- $\sigma_i' = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_i)$ → contrainte dans la fibre inférieure de l'acier

VII.9.6. Résultats des moments :

VII.9.6.1. Tableaux des différents cas de charge :

- Cas : 2 (CCP):

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	0,0	0,0	23,51	0,12	140,86	0,0
Barre	3	3	3	459	102	3
Noeud	286	286	286	563	103	286
Cas	2	2	2	2	2	2
MIN	0,0	0,0	-23,51	-0,12	-3,25	0,0
Barre	3	3	102	103	97	3
Noeud	286	286	103	288	98	286
Cas	2	2	2	2	2	2

Tab. VII.9 : Sollicitations dans le tablier sous CCP

- Cas : 3 (COMB CP):

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	0,0	0,0	460,53	0,98	2591,34	0,0
Barre	3	3	97	455	98	3
Noeud	286	286	98	559	99	286
Cas	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)
MIN	0,0	0,0	-441,69	-0,97	-1184,82	0,0
Barre	3	3	450	454	96	3
Noeud	286	286	555	558	97	286
Cas	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)

Tab. VII.10 : Sollicitations dans le tablier sous CP

- **Cas: 14 (Bc +):**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	0,0	0,0	73,75	0,26	476,44	0,0
Barre	3	3	3	3	102	3
Noeud	286	286	286	286	103	286
Cas	Bc/1	Bc/1	Bc/5	Bc/7	Bc/594	Bc/1
MIN	0,0	0,0	17,12	0,00	0,20	0,0
Barre	3	3	459	104	103	3
Noeud	286	286	563	104	288	286
Cas	Bc/1	Bc/1	Bc/571	Bc/43	Bc/25	Bc/1

Tab. VII.11 : Sollicitations dans le tablier sous Bc +

- **Cas: 16 (Mc120 +):**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	0,0	0,0	145,19	0,35	868,53	0,0
Barre	3	3	3	459	3	3
Noeud	286	286	286	563	5	286
Cas	Mc120/1	Mc120/1	Mc120/4	Mc120/589	Mc120/4	Mc120/1
MIN	0,0	0,0	22,92	0,05	0,26	0,0
Barre	3	3	459	103	459	3
Noeud	286	286	563	288	289	286
Cas	Mc120/1	Mc120/1	Mc120/578	Mc120/1	Mc120/568	Mc120/1

Tab. VII.12 : Sollicitations dans le tablier sous Mc120 +

- **Cas: 18 (D240 +):**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	0,0	0,0	157,05	0,57	978,52	0,0
Barre	3	3	3	459	101	3
Noeud	286	286	286	563	103	286
Cas	D240/1	D240/1	D240/1	D240/578	D240/586	D240/1
MIN	0,0	0,0	36,81	0,01	0,44	0,0
Barre	3	3	459	104	459	3
Noeud	286	286	563	104	289	286
Cas	D240/1	D240/1	D240/567	D240/40	D240/562	D240/1

Tab. VII.13 : Sollicitations dans le tablier sous D240

- Cas: 7 (ST):

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	0,0	0,0	2,47	0,02	14,87	0,0
Barre	3	3	3	459	102	3
Noeud	286	286	286	563	103	286
Cas	7	7	7	7	7	7
MIN	0,0	0,0	-2,47	-0,02	-0,34	0,0
Barre	3	3	102	103	97	3
Noeud	286	286	103	288	98	286
Cas	7	7	7	7	7	7

Tab. VII.14 : Sollicitations dans le tablier sous ST

VII.9.6.2. Diagramme des moments de la combinaison la plus défavorable :

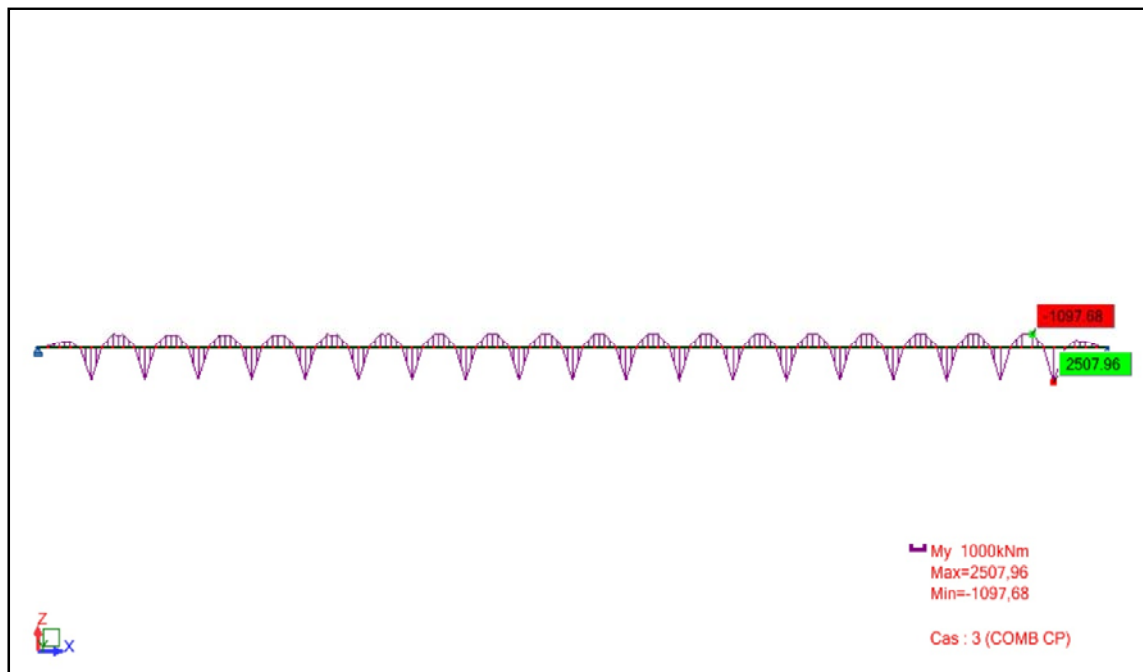


Fig. VII.4. Diagramme des moments de la combinaison CP

VII.9.7. Ferrailage de la dalle :**VII.9.7. 1. Armatures longitudinales**

- **A mi travée :**

$$A_s = \frac{M_d}{Z_s \cdot f_s} \quad [2]$$

M_d : moment de dimensionnement

$M_d = 3021,64 \text{ kN.m}$ (combinaison CP)

A_s : l'aire de la section d'armature.

f_s : la résistance ultime à la traction de l'acier égale à 348 N/mm^2 .

Z_s : bras de levier de l'acier

$Z_s = 0,9 \times d$ Avec : $d = 0,25 - 0,05 = 0,2 \text{ m}$

$Z_s = 0,9 \times 0,2 = 0,18 \text{ m}$

$$A_s = \frac{3021,62 \times 10^3}{0,18 \times 348} = 482,3786 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 43,852 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : **6 ϕ 32**

- **En appui :**

$M_d = 1317,74 \text{ kN.m}$

$$A_s = \frac{1317,17 \times 10^3}{0,18 \times 348} = 210,37 \text{ cm}^2$$

$A_s = 19,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit : **3 ϕ 32**

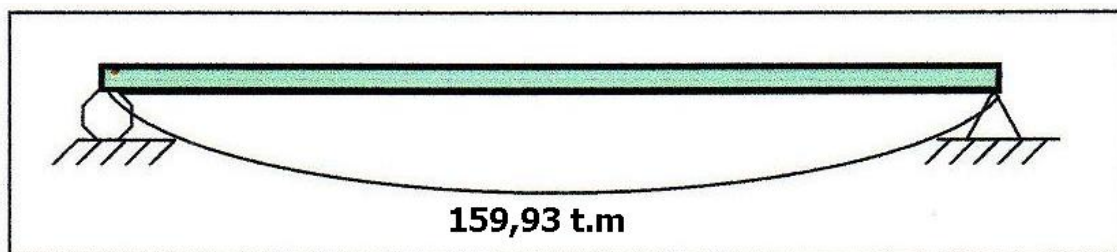
VII.9.7. 2. Les armatures transversales :

Fig.VII.5. Diagramme du moment transversal

$$M_u = 159,13 \text{ t.m}$$

$$M_d = \frac{159,13}{0,883} = 191,03 \text{ t.m}$$

$$A_s = \frac{191,03 \times 10^5}{0,18 \times 348} = 127,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 127,06 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit : } \mathbf{16\phi 32}$$

VII.9.7.3. Vérification de l'armature minimale

$$\rho_{s \min} = A_s/A_b = 0,5\%$$

D'où :

A_s : la section minimale de l'armature passive

A_b : la section du béton

$$A_s = 0,5\% (A_b) = 0,005 \times 0,25 = 12,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $\mathbf{2\phi 32}$ par mètre linéaire.

VII.9.8. Calcul des contraintes :

	sollicitation	M(kN.m)	$\sigma_b = \frac{M}{\eta.W_b}$ (MPa)	$\sigma_s = \frac{M}{W}$ (MPa)	$\sigma_t = \frac{-M}{W'}$ (MPa)
n = ∞	CP	2507,96	0	118,86	-92,2
n = 18	CCP	140,86	0,115	9,39	-3,15
n = 15	Retrait		-1,548	61,731	-36,315
	Température		-0,516	20,576	-12,105
n = 6	D240	978,52	7,87	10,67	-23,64
	σ_{totale}		5,921	221,227	-167,414

Tab. VII.15 : Contraintes au niveau de la section mixte

VII.9.9. Vérification des contraintes :**VII.9.9.1. Vérification des contraintes de cisaillement :**

L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme, la contrainte de cisaillement max de l'âme est :

$$\tau_{\max} = \frac{T}{A}$$

avec :

$$\tau_{\text{en}} = 3600 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow \bar{\tau} = \frac{2}{3} \tau_{\text{en}}$$

$$\bar{\tau} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

ou :

T : l'effort tranchant max.

A : section de l'âme.

D'où :

$$\tau_{\max} = \frac{460,53 \times 10^3}{25 \times 10^3} = 18,421 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\max} = 18,421 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 240 \text{ MPa}$$

Les contraintes de cisaillement est vérifiée.

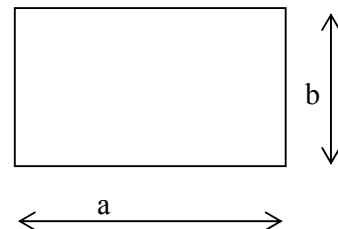
VII.9.9.2. Vérification des contraintes au voilement de l'âme :

On ne vérifie que le panneau intermédiaire avec les sollicitations maximales

$$a=6\text{m}$$

$$b=1\text{m}$$

$$e=2,5\text{cm}$$



L'âme de la poutre est une plaque de dimensions (axb) et d'épaisseur (e), elle est délimitée par les semelles et les entretoises

La vérification de la stabilité au voilement de l'âme de la poutre se fera conformément à l'article 18-3 du fascicule 61 titre V

On vérifiera la condition suivante :

$$\left(S_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{avec } \sigma_s = 118,86 \text{ MPa}$$

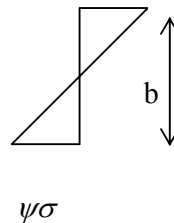
$$\sigma_i = -92,2 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{T}{A} = \mathbf{18,421 \text{ MPa}}$$

$$\alpha = \frac{6}{1} = \mathbf{6}$$

$$\Psi = \frac{\sigma_{\text{traction}}}{\sigma_{\text{compression}}} = \frac{-92,2}{118,86} = \mathbf{-0,77}$$

$$\Psi \leq 1 \quad \longrightarrow \quad S_{\sigma} = 1$$



avec : σ^* et τ^* les contraintes critiques de voilement :

$$\sigma^* = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b} \right)^2 \times K_{\sigma}$$

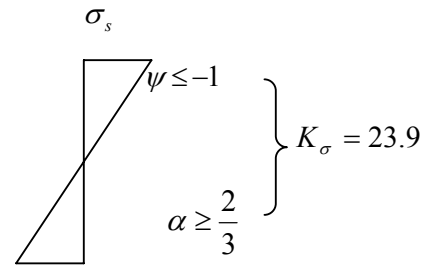
$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau^* = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b} \right)^2 \times K_{\tau}$$

$$\nu = 0.30 \text{ (coefficient de poisson)}$$

$$\tau^* = 1898000.85 \left(\frac{e}{b} \right)^2 \times K_{\tau}$$

$$\sigma^* = 1898000.85 \left(\frac{e}{b} \right)^2 \times K_\sigma$$



$\psi \sigma_i$

$$K_\tau = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} \longrightarrow \text{pour } \alpha \geq 1$$

$$K_\tau = 5.47$$

D'où :

$$\sigma^* = 28351,3877 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau^* = 6488,790 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(\frac{118,86}{2835,13} \right)^2 + \left(\frac{18,42}{618,8} \right)^2 \leq 1$$

$$1,75 \times 10^{-3} + 8,86 \times 10^{-4} < 1$$

La relation étant vérifiée ,il n'ya pas risque de voilement de l'âme

VII.9.9.3. Etude du déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique mettant en jeu les caractéristiques de torsion et de flexion latérale de la poutre.

- **Sécurité au déversement :**

σ_f qui est due a la flexion doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*) \quad \text{article 19 titre v du CPC}$$

$$\text{Avec : } f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*} \right) \quad \text{si } \sigma_f^* \geq 0.75\sigma_e$$

$$f(\sigma_f^*) = 0.66\sigma_f^* \quad \text{si } \sigma_f^* \leq 0.75\sigma_e$$

σ_f : contrainte de flexion maximale due a l'ossature métallique

σ_f^* : contrainte critique de déversement

• **Calcul du moment critique de déversement M^***

$$M^* = \frac{m_1 \cdot m_2}{l} \sqrt{E \cdot I_y \cdot G \cdot K}$$

l : portée de la pièce susceptible de fléchir ($l=6\text{m}$)

I_y : inertie de la outre par rapport a l'axe yy dans le plan de déversement

E : module de déformation longitudinal ($E=21 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)

G : module de déformation transversal ; G est donnée par la relation suivante :

$$G = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot E \quad \nu = 0.3 \text{ (coefficient de poisson)}$$

$$G = \frac{1}{2(1+0.3)} 21 \times 10^5 = 8.077 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_1 : 16000 \text{ mm}^2 \quad (40 \times 400)$$

$$S_2 : 25000 \text{ mm}^2$$

$$S_3 : 25000 \text{ mm}^2 \quad (25 \times 1000)$$

Calcul de l'inertie de la section par rapport a yy

$$I_{yy} = 7,313 \times 10^8 \text{ mm}^4 \quad (50 \times 500)$$

Calcul du moment de torsion K

$$K = 0.725 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Calcul de M_1 et M_2

Fig. VII.6: Coupe transversal de la poutre de rigidité

$$M_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{a^2}} - \frac{1.45}{a} \right]$$

$$M_2 = \sqrt{1 + \frac{\pi}{a^2}}$$

$$\text{avec : } a^2 = \frac{4.G.K}{E.I_{yy}} \left(\frac{l}{b} \right)^2 \quad l=6000\text{mm} , b=1000\text{mm}$$

$$a^2 = \frac{4 \times 8,077 \times 10^3 \times 0,725 \times 10^7}{21 \times 10^3 \times 7,313 \times 10^8} \times \left(\frac{6000}{1000} \right)^2 = 0,549$$

on a : $M_1 = 2,37$

$M_2 = 2,59$

D'où :

$$M^* = 970,17 \times 10^6 \text{ kg.mm} = 970,17 \text{ t.m}$$

- Calcul de σ_f^* :

$$\sigma_f^* = \frac{M^*}{w_s} \quad W_s = 2,11 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_f^* = 45,9715 \text{ kg/mm}^2$$

$$0.75 \times \sigma_e = 0.75 \times 36 = 27 \text{ kg/mm}^2$$

D'où : $\sigma_f^* = 45,971 \text{ kg/mm}^2 > 0.75 \times 36 = 27 \text{ kg/mm}^2$

$$\text{Donc : } f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_f^*} \right)$$

$$f(\sigma_f^*) = 36 \times \left(1 - 0.375 \cdot \frac{36}{45,971} \right) = 25,428 \text{ kg/mm}^2$$

- Calcul de σ_f :

on considère l'ossature métallique seule, donc on aura :

$$\sigma_f = \frac{M}{W_s} = \frac{250,8 \times 10^6}{2,11 \times 10^7} = 11,88 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_f = 11,88 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < f(\sigma_f^*) = 25,428 \text{ kg/mm}^2$$

donc le déversement est vérifié

VII.9.10. Les connecteurs :

La liaison acier-béton est assurée par des connecteurs en acier :

- Soit à la butée (éléments de cornières-goujons).
- Soit à arrachement (anses en rond).

ces pièces sont en général soudés à la semelle supérieure. La résistance du connecteur à l'entraînement par glissement dépend en grande partie de la qualité de la soudure de jonction. Cette dernière doit être examinée avec le plus grand soin. Il faut éviter toute fixation qui ne serait qu'un simple « collage » sans interprétation au niveau du métal de base. Une méthode simple consiste en dehors de tout essai de ressuage à plier sous un angle donné le connecteur. Si la zone de soudure présente des fissurations importantes après un tel essai, il convient d'analyser les procédés de soudage.

Dans les zones de moment négatif, on veillera en particulier à la qualité des soudures, les risques de rupture par fatigue dans le métal de base étant non négligeable.

On doit également respecter certaines règles constructives tendant à adapter le diamètre des goujons à l'épaisseur de la tôle soudée.

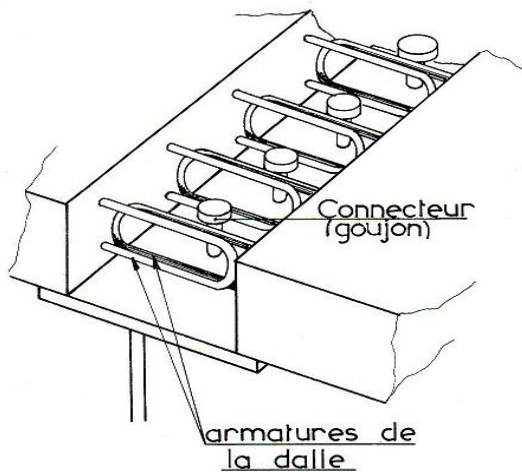


Fig. VII.7. : Détails du goujon

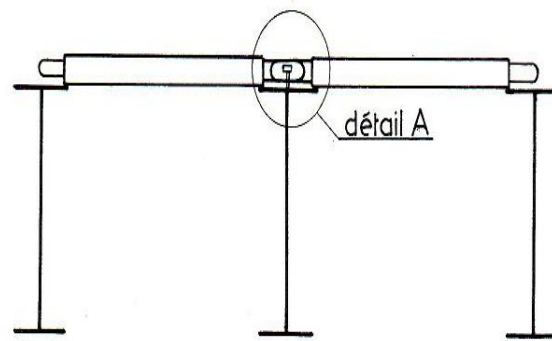


Fig. VII.8. : Coupe transversale détaillant la position du goujon

VII.9.10.1. Calcul des connecteurs :

On utilise des goujons types KOESTER S235J2G3 (tableau Freyssinet)

$\varnothing=22\text{mm}$; $h=200\text{mm}$ limite élastique garantie : 350 N/mm^2

- Résistance d'un goujon à L'E.L.U :

$$R_1 = \frac{67d^2 \sqrt{f_{cj}}}{1.30}$$

$$R_2 = \frac{0.7\pi \frac{d^2}{4} \sigma_e}{1.0}$$

R_1 correspondant a l'écrasement du béton.

R_2 correspondant a la rupture de l'acier du connecteur.

La résistance de calcul a l'état limite ultime d'un connecteur, notée R_d , est obtenue a partir de ces formules en prenant :

$$R_d = \min(R_1, R_2)$$

$$R_1 = \frac{67 \times 22^2 \sqrt{35}}{1.30} = 147574.33 N = 14.76 t$$

$$R_2 = \frac{0.7 \pi \frac{22^2}{4} 350}{1.0} = 93085.3 N = 9.31 t$$

D'où : $R_d = 9.31 t$

- **Conditions technologique :**

Les goujons sont entièrement dans la zone comprimée

Acier : la section remarquable trouve a mi-travée

$$F_A = \frac{\sum A \cdot \sigma_e}{1.05} = \frac{(400 \times 40 + 500 \times 50 + 1000 \times 25) \cdot 35}{1.05} = 2,2 \times 10^6 \text{ daN}$$

$$F_A = 2200 t$$

Béton :

$$F_B = \frac{0,85 \times 1027500 \times 2,5}{1,5} = 1455625 \text{ daN}$$

$$F_B = 1455625 \text{ daN}$$



$$N = \frac{1455,625}{9,31} = 156,35$$

on prend 160 goujons par 1/2 poutre

Soit par poutres : $160 \times 2 = 320$ goujons

VII.9.11. Calcul des entretoises :

VII.9.11.1. Calcul des réactions et du moment max :

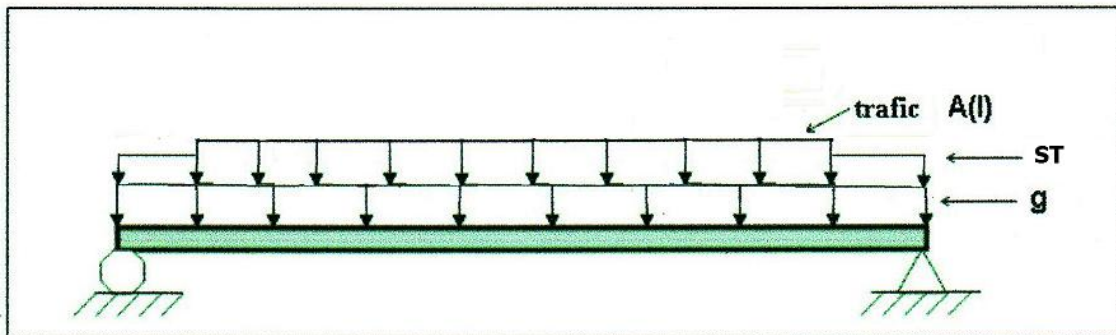


Fig. VII.9: Système statique du pont transversal

$$G = 37,5 \text{ kN/m}$$

$$A(l) = 73 \text{ kN/m}$$

$$S(T) = 9 \text{ kN/m}$$

$$R_1 = R_2 = \frac{37,5 \times 11 + 73 \times 8}{2} + 9 \times 1,5 = 511,75 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 511,75 \times 5,5 - \left(9 \times 1,5 \times 4,75 + 73 \times 2 \times 4 + 37,5 \times \frac{5,5^2}{2} \right)$$

$$M_{max} = 1599,31 \text{ kN.m} = 159,93 \text{ t.m}$$

$$T = 511,75 - (9 \times 1,5 + 73 \times 2 + 37,5 \times 5,5) = 146 \text{ kN} = 14,6 \text{ t}$$

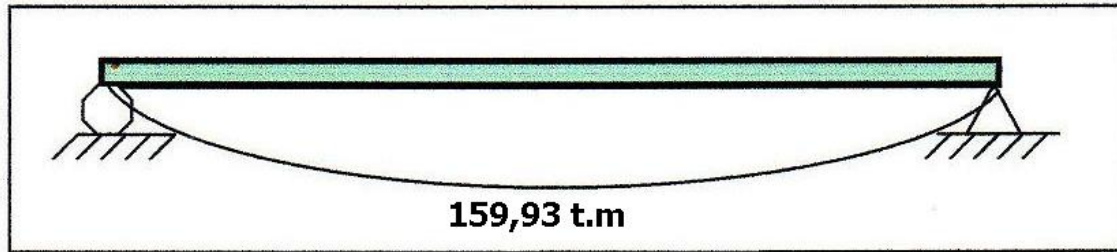


Fig. VII.10. : Diagramme représentant le moment de flexion transversal

VII.9.11.2. Choix du profilé :

On choisit un HEA 600

$$A = 226,50 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 141200 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_x}{V_x} = 4790 \text{ cm}^3$$

(25 x 300)

$$V_x = 29,47 \text{ cm}$$

(13 x 540)

$$V_x' = 29,53 \text{ cm}$$

$$h = 59,0 \text{ cm}$$

(25x300)

Fig. VII.11 : Coupe transversale du profilé HEA600

$$\sigma_s = \frac{M}{W_s} = \frac{159,93 \times 10^5}{4790} = 3338,83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_e = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = \frac{M}{W_i} = \frac{159,93 \times 10^5}{4781,5} = 3344,76 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{h \times e} = \frac{14,6 \times 10^3}{59 \times 2,5} \approx \frac{100 \text{ kg}}{\text{cm}^2} < 0,6 \times 3600 = 2160 \text{ kg/cm}^2$$

VII.9.11.3. Vérification au voilement du panneau :

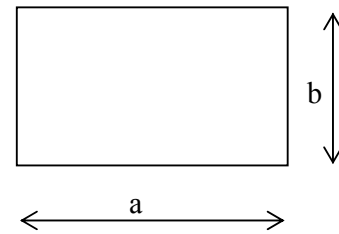
On ne vérifie que le panneau intermédiaire avec les sollicitations maximales

le principe est le même que pour les poutres

$$a = 8\text{m}$$

$$b = 0.540\text{m}$$

$$e = 1.3\text{cm}$$



On vérifiera la condition suivante :

$$\left(S_{\sigma} \frac{\sigma}{\sigma^*} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau^*} \right)^2 \leq 1$$

$$\text{avec } \sigma_s = 3338,83 \text{ kg/cm}^2$$

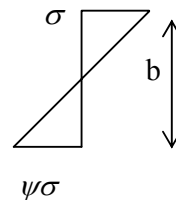
$$\sigma_i = -3344,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\alpha = \frac{a}{b} = \frac{8}{0,54} = 14,81$$

$$\Psi = \frac{\sigma_{traction}}{\sigma_{compr}} = \frac{-3344,76}{3338,83} = -1$$

$$\psi \leq -1 \longrightarrow S_{\sigma} = 1$$



$$\psi \leq -1 \longrightarrow S_{\sigma} = 1$$

avec : σ^* et τ^* les contraintes critiques de voilement :

$$\sigma^* = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b} \right)^2 \times K_{\sigma}$$

$$E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

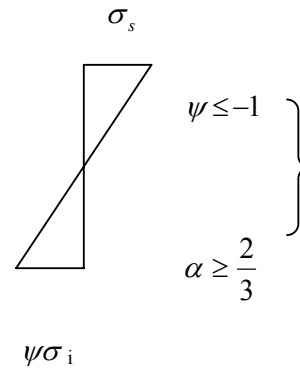
$$\nu=0.30 \text{ (coefficient de poisson)}$$

$$\tau^* = \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{e}{b}\right)^2 \times K_\tau$$

$$\sigma^* = 1898000.85 \left(\frac{e}{b}\right)^2 \times K_\sigma$$

$$K_\sigma = 23.9$$

$$\tau^* = 1898000.85 \left(\frac{e}{b}\right)^2 \times K_\tau$$



$$K_\tau = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} \longrightarrow \text{pour } \alpha \geq 1$$

$$K_\tau = 5,36$$

$$\text{d'où } \sigma^* = 26290,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau^* = 5896,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left(1 \times \frac{3338,83}{26290,18}\right)^2 + \left(\frac{100}{5896,04}\right)^2 < 1$$

$$0,0164 < 1$$

La relation étant vérifiée ,il n'ya pas risque de voilement de l'âme

VII.9.12. Joints de chaussée :

Les joints de chaussée sont les dispositifs qui permettent d'assurer la continuité de la circulation au droit d'une coupure du tablier, lorsque les lèvres de la coupure se déplacent l'une à l'autre. C'est le cas général de la coupure entre deux extrémités du tablier et le mur garde-grève de la culée, cette coupure s'ouvre et se referme du fait des déformations du tablier dues essentiellement aux variations thermiques, rotations d'extrémités de la poutre, fluage et retrait.

Pour donner entière satisfaction aux usagers et aux exploitants, le joint de chaussée doit, en particulier, être :

- Confortable et esthétique.
- Souple et silencieux
- Résistant.
- Etanche..
- Fiable.

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

VII.9.12.1. Calcul du souffle des joints :

Le souffle est la variation maximale d'ouverture que peut tolérer un joint. Les variations maximales de la longueur ΔL du tablier définissent donc le souffle du tablier. Elles sont la somme algébrique de plusieurs facteurs : les rotations d'extrémités, la température, le retrait et le fluage.

- **Rotation d'extrémités sous chargement :**

La rotation d'extrémité d'une poutre sous chargement crée au niveau du joint de chaussée un déplacement horizontal $\Delta L = h \times \tan \alpha$, on accepte pour le dernier tronçon une rotation de $\alpha = 0,02 \text{ rd}$, ce qui provoque un déplacement de 2,6 cm.

- **Dilatation thermique :**

la température étant considérée comme action de courte durée. On prend en général un raccourcissement relatif $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = 3 \times 10^{-4}$

Pour notre cas $l=600\text{m} \Rightarrow \Delta L = 0,18\text{m} = 18 \text{ cm}$

- **Retrait :**

$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = 3,5 \times 10^{-4}$ dans les zones où la température est considérable (cas de Mila).

$\Delta L = 0,21\text{m} = 21\text{cm}$

- **Fluage :**

Les raccourcissements dus au fluage sont fonction des contraintes normales appliquées. On pourra prendre en première approximation $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = 3 \times 10^{-4}$

Pour notre cas $l=600m \Rightarrow \Delta L = 0,18m = 18 \text{ cm}$

$\Delta L_{total} = 2,6 + 18 + 21 + 18 = 59,6 \text{ cm}$

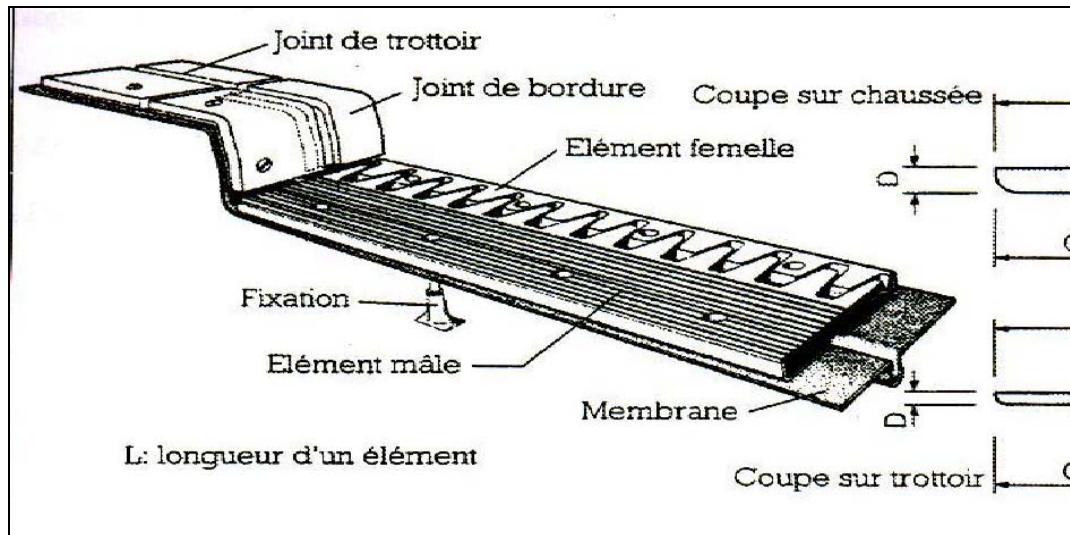


Fig. VII.12 : joint de dilatation

On choisit des joint du type **EOLE 700** [5] , tel que :

$$A_{min} = 50mm.$$

$$A_{max} = 700mm.$$

VII.10. Conclusion :

Les dimensions prises dans la phase du pré dimensionnement ont été vérifiées sous les différents cas de chargement statique. Une étude dynamique complétera notre travail.

Etude dynamique

VIII.1. Introduction :

Le rôle joué par la dynamique dans un pont suspendu est très important. Il peut même devenir déterminant quant à la faisabilité de l'ouvrage. On considère en général trois genres de problèmes :

- La sécurité aérodynamique.
- Les effets physiologiques.
- La sécurité à l'égard des séismes.

Le comportement aérodynamique d'une structure suspendu détermine dans une large mesure sa sécurité. De fait, un manque de stabilité dynamique globale est à l'origine de l'effondrement de certains des premiers ponts suspendus, ce qui a considérablement retardé leur développement.

L'analyse de tous ces phénomènes dynamiques, y compris les aspects sismiques, nécessite la connaissance préalable des fréquences et des modes des vibrations de l'ouvrage considéré.

VIII.2. Estimation des fréquences propres du pont :

VIII.2.1. Fréquence propre de flexion :

- Calcul à l'aide de la méthode de Rayleigh

La méthode de Rayleigh basée sur le principe de la conservation de l'énergie, est très pratique pour l'étude approchée d'un système ayant un grand nombre de degré de liberté. Dans le cas des oscillations libre non amortie, on obtient ω par la conservation de l'énergie cinétique et potentielle.

- On suppose une déformée u_j acceptable du système [8], généralement obtenue par l'application d'un cas de charge statique quelconque P_j sur la masse m_j .
- On égale les énergies cinétiques E_c avec E_p maximale des masses ainsi déplacées.

Dans le cas d'un système à un degré de liberté.

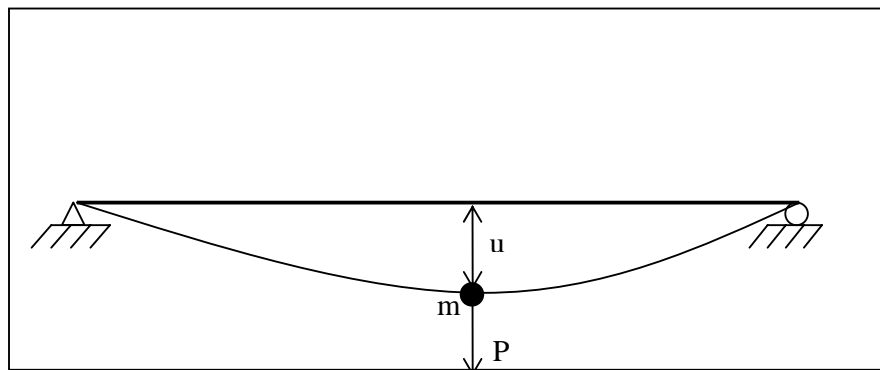


Fig. VIII.1 : Système à un degré de liberté

$$u(t) = u \sin \omega t$$

$$E_p = \frac{Pu(t)}{2}$$

$$E_c = \frac{m \cdot u(t)^2}{2} = \frac{m \cdot u^2}{2} \cdot \omega^2 \cdot \cos^2 \omega t$$

$$E_{p, \max} = \frac{Pu}{2} = E_{c, \max} = \frac{m \cdot u^2}{2} \cdot \omega^2$$

$$\text{D'où : } \boxed{\omega^2 = \frac{p \cdot u}{m \cdot u^2}}$$

avec :

E_p : énergie potentielle

E_c : énergie cinétique

P : charge permanente

m : la masse

u : déplacement statique

ω : pulsation propre

Pour un système à N degré de liberté.

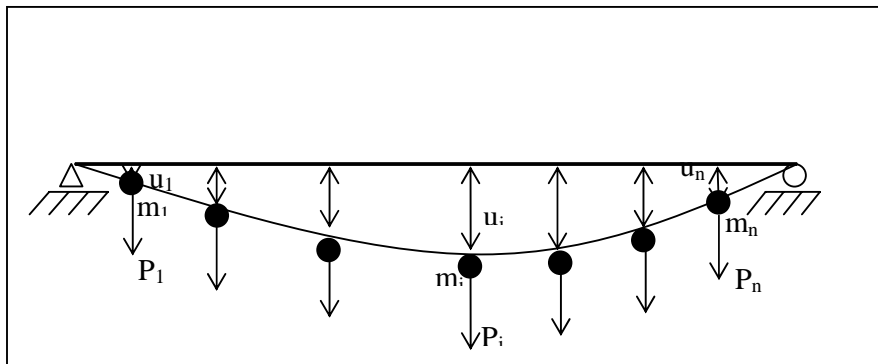


Fig. VIII.2 : Système à n degrés de liberté

$$\omega^2 = \frac{\sum p_i \cdot u_i}{\sum m_i \cdot u_i^2} \Rightarrow \omega^2 = g \frac{\sum m_i \cdot u_i}{\sum m_i \cdot u_i^2}$$

On obtient en remplaçant la charge unitaire $P_i = 1$ par le poids propre de la masse :

$$\omega^2 = g \frac{1}{u_{\max}}$$

$$\text{D'où : } f_B = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{u_{\max}}}$$

f_B : fréquence propre de flexion

$$f_B = \frac{0,5}{\sqrt{u_{\max}}} = \frac{0,5}{\sqrt{g/k}}$$

g : charges permanentes.

k : rigidité de l'ouvrage.

Tel que :

$$k = \frac{4\pi^2}{L^2} H$$

Avec :

$$H = gL^2/8f$$

A.N :

$$H = 96000 \text{ KN}$$

$$k = 10,52 \text{ KN/m}^2$$

La fréquence propre de flexion devient :

$$f_B = \frac{0,5}{\sqrt{128/10,52}} = 0,143 \text{ Hz} \Rightarrow T_B = 7 \text{ sec}$$

VIII.2.2. Fréquence propre de torsion :

Dans le cas des ponts suspendus à tablier souple, le mode propre de torsion est semblable à celui de flexion à une constante géométrique près. Les fréquences correspondantes sont donc liées entre elles par la relation suivante :

$$f_T = \frac{\bar{b}}{2 \cdot r} f_B$$

$$f_B = \frac{11}{2 \times 5,12} \times 0,143 = 0,154 \text{ Hz}$$

Où f_T : fréquence propre de torsion.

r : représente le rayon de giration.

\bar{b} : la distance transversale entre les suspentes.

VIII.3. Comportement aérodynamique du pont :

Dans un pont suspendu, les dimensions de la portée principale sont souvent assez importantes. Selon la situation géographique de l'ouvrage, le tablier peut être plus au moins fortement exposé au vent transversal. Un écoulement d'air tend à lui faire subir des oscillations de torsion et flexion qui, sous l'effet de faibles variations de l'incidence de vent modifie la portance. Ce phénomène appelé *flutter* ou *flottement* a été mis en évidence en 1940 par l'effondrement du *pont de Tacoma (Etats-Unis)*. Des études effectuées depuis lors, il résulte que les fréquences propres de torsion et de flexion doivent être suffisamment éloignées l'une de l'autre.

Un rapport de 2,5 entre celles-ci semble bien convenir. Ces considérations qualitatives ne sont valables que pour des ponts de faibles dimensions ou pour le stade d'avant-projet d'un grand ouvrage.

Contrairement au phénomène de résonance, les forces fournissant l'énergie sont dans ce cas contrôlées par le mouvement lui-même. Au-delà d'une certaine vitesse de vent appelée vitesse critique, le tablier reçoit davantage d'énergie qu'il ne peut en dissiper par amortissement. Il se produit alors des mouvements de flexion et de torsion couplés par les forces aérodynamiques avec des amplitudes augmentant rapidement sans autre limite que la destruction de l'ouvrage.

Plus le tablier est large, plus son comportement au flottement sera favorable.

La section, soumise au vent, subit des sollicitations statiques que l'on peut décomposer en trois actions :

- Une charge horizontale T
- Une charge verticale N
- Un moment de torsion M

VIII.3.1. Vérification au flottement :

En utilisant la méthode de calcul de « Kolppel » [8] :

$$\mu = \frac{m}{\pi \times \rho \times b^2}$$

$$\mu = \frac{12,8 \times 10^3}{\pi \times 1,3 \times 5,5^2} = 103,6$$

$$\frac{r}{b} = \frac{5,12}{5,5} = 0,93$$

$$\varepsilon = \frac{f_T}{f_B} = 1,07$$

Avec :

μ : masse réduite

r : rayon de giration

b : demi largeur de tablier

ε : rapport des fréquence propres de torsion et de flexion

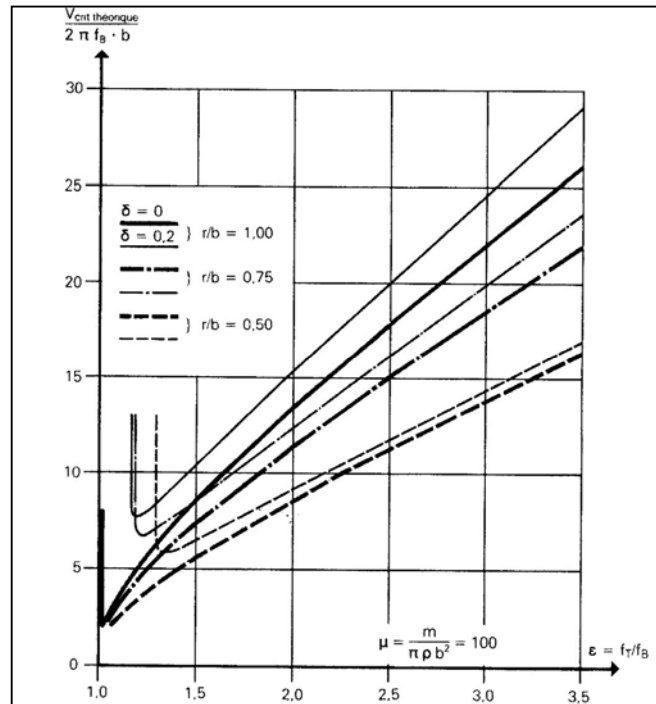


Fig. VIII.3 : Diagramme de la vitesse critique théorique de flottement [8]

D'après la figure précédente on trouve :

$$\frac{V_{\text{crit théo}}}{2 \cdot \pi \cdot f_B \cdot b} = 2,5 \Rightarrow V_{\text{crit théo}} = 2,5 \times 2 \times \pi \times 0,143 \times 5,5 = 12,35 \text{ m/s}$$

$$\text{Et on a } \frac{V_{\text{critique réelle}}}{V_{\text{critique Th}}} = \eta$$

η : coefficient réducteur de la vitesse critique théorique de flottement $\eta = 0,8$

$$\text{D'où : } V_{\text{crit réelle}} = 0,8 \times V_{\text{crit théo}} = 0,8 \times 12,35 = 9,88 \text{ m/s} = 35,57 \text{ Km/h}$$

Les observations ont montré que le vent peu souffler sur le site avec une vitesse maximum de 150 Km/h .

Donc il y a un risque de flottement.

On propose comme solution ; l'élargissement du tablier, par conséquent la vitesse critique de flottement change.

VIII.3.2. Les effets physiologiques de vibration (La résonance) :

Les oscillations de résonance sont critiques, du point de vue de l'inconfort qu'elles occasionnent aux usagers, dans le cas où la fréquence d'échappement des tourbillons correspond à la fréquence fondamentale de la flexion.

A partir de la vitesse critique de résonance :

$$V = \frac{f_B \cdot h}{S} = \frac{0,143 \times 1,5}{0,15} = 1,43 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 5,148 \text{ km/h}$$

$$R_e = \frac{V \cdot B}{\nu} = \frac{1,43 \times 11}{0,15 \times 10^{-4}} = 1,04 \times 10^6$$

Tel que : $10^5 < R_e < 10^7$

V : vitesse critique de résonance

H : hauteur du tablier

F : fréquence des tourbillons

S : nombre de Strouhal

Re : nombre de Reynolds

ν : viscosité cinématique de l'air ($0,15 \text{ cm}^2/\text{s}$)

B : largeur du tablier

$$F_0 = (\rho V^2/2) \cdot C \cdot h = 1,3 (1,43)^2/2 \cdot 0,4 \cdot 1,5 = 0,8 \text{ N/m}$$

On a l'amplitude de l'oscillation

$$U = \frac{\pi 1 F_0}{\delta k B} = \frac{\pi}{0,05} \frac{1}{10,52} \frac{0,8}{11} = 0,43 \text{ mm}$$

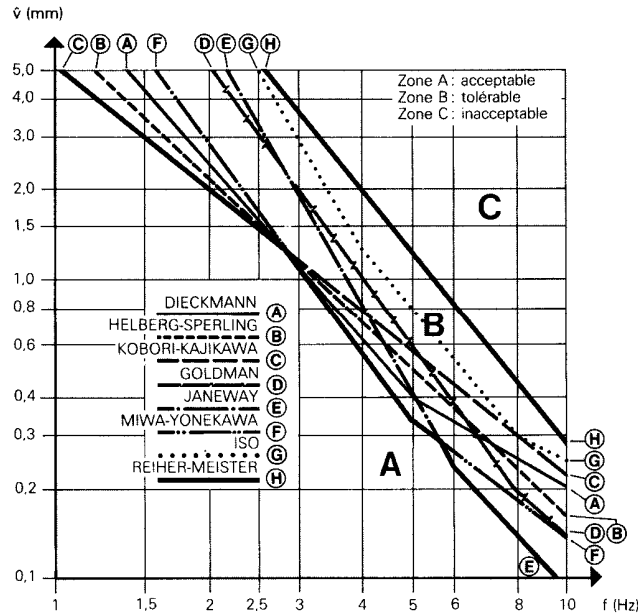


Fig. VIII.4 : Classification physiologique basée sur l'amplitude du mouvement [8]

D'après la figure précédente, une oscillation de 0,43 mm à la fréquence de 0,143 Hz est tout à fait acceptable du point de vue des effets physiologiques dus à la résonance et correspondant à une accélération \ddot{U} très faible.

$$\ddot{U} = 4 \cdot \pi^2 \cdot f \cdot U = 3,47 \times 10^{-4} \text{ m/s}^2$$

Il n'est pas indispensable que cette vitesse demeure rigoureusement constante pour entretenir le phénomène. En effet, à partir d'une certaine amplitude, les vibrations du tablier imposent leur propre rythme aux tourbillons qui se synchronisent sur elles si la fréquence du mouvement est proche de celle de l'échappement. Pour limiter les phénomènes de résonance, il faut :

- Donner au tablier une forme profilée avec des bords d'attaque aigus, ce qui permet de diminuer l'intensité des tourbillons ;
- Disposer des déflecteurs pour canaliser l'écoulement d'air autour des angles de la section et éviter un décollement de celui-ci.

VIII.4. Comportement sismique du pont :

En général, les ponts suspendus sont considérés comme des structures peu sensibles aux effets du tremblement de terre. Ce qui les distingue des autres constructions, c'est le fait de reposer sur un nombre restreint d'appuis ponctuels (culées, piles, mâts) qui peuvent subir des déplacements différents pendant un séisme.

Le calcul des ponts soumis à une excitation sismique peut se faire de deux manières. Soit l'on procède à une analyse statique équivalente, soit par une analyse dynamique qui permet en général de mieux cerner le problème.

En général le séisme est caractérisé par un spectre de réponse en des déplacements, vitesses ou des accélérations.

Le spectre de réponse qui caractérise le séisme dans le site ou se trouve notre pont (Zone 3) est représenté comme suit[9] :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) \dots \dots \dots T > 3,0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$$

R : coefficient de comportement de la structure.

Q : facteur de qualité.

T₁, T₂: période caractéristiques associées à la catégorie de site.

ε : pourcentage d'amortissement critique.

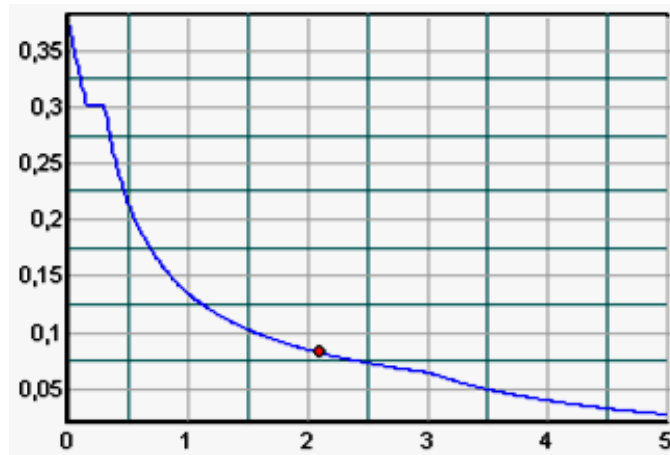


Fig. VIII.5 : Spectre de réponse selon le RPA 99 version 2003

VIII.4.1. Combinaisons d'actions :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limites.

Les combinaisons d'actions pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- $G+Ex+0,3Ey+0,3Ez$
- $G+Ey+0,3Ex+0,3Ez$
- $G+Ez+0,3Ex+0,3Ey$

VIII.5. Conclusion :

En général, les sollicitations dues au séisme sont moins importantes que les sollicitations dues au vent et à la combinaison la plus défavorable de l'étude statique.

Surveillance des pont suspendus

IX.1. Introduction :

Les ponts suspendus sont des structures très sensibles aux effets de la corrosion ainsi qu'un probable relâchement d'un câble, un suivi et une surveillance pointus sont quasi-nécessaire pour préserver l'ouvrage d'une éventuelle catastrophe. Nous exposerons succinctement les lignes directrices de deux principales méthodes utilisées (électromagnétique et acoustique).

IX.2. Contrôle électromagnétique des câbles :

L'auscultation électromagnétique des câbles de ponts suspendus a débouché sur deux méthodes de contrôle différentes[7] :

- La méthode des courants de Foucault qui permet de déterminer le degré d'oxydation du câble (oxydation généralisée).
- La méthode des tensions induites qui permet de détecter les fils rompus et les défauts internes.

Ces deux méthodes sont complémentaires.

IX.2.1. Auscultation électromagnétique par la méthode des courants de Foucault :**IX.2.1.1. Principe de la méthode :**

Le principe de la méthode consiste à mesurer l'impédance d'une bobine dont le câble est le noyau, la self de la bobine augmentant avec le degré d'oxydation interne du câble. Les phénomènes qui provoquent cette variation sont les suivants :

- a) Le champ magnétique alternatif créé par la bobine induit dans le câble des courants de Foucault qui sont de deux types :
 - Premier type : les courants de Foucault induits dans chaque fil élémentaire du câble. Ils limitent la magnétisation de chaque fil à une couronne superficielle d'épaisseur. C'est l'effet de peau des fils.
 - Second type : les courants de Foucault prenant naissance dans tout le câble et se fermant à l'intérieur du câble, au hasard des variations de la résistance électrique de contact entre chaque fil et couche de fils. Ils produisent un « effet de peau » du câble qui empêche la magnétisation des couches de fils les plus internes.
- b) Plus le taux d'oxydation d'un câble est élevé, plus la résistance électrique de contact entre les fils oxydés augmente : il en résulte une diminution des courants de Foucault du second type induits dans le câble, et, il y a de ce fait, davantage de fils magnétisés dans le câble.

Or, la valeur de la self de la bobine dépend essentiellement du volume d'acier à l'intérieur de celle-ci, c'est-à-dire en pratique du nombre de fils magnétisés. Elle augmente donc lorsque le nombre de fils magnétisés augmente. En conséquence, on peut dire que la self de la bobine augmentera jusqu'à ce que toutes les couches de fils du câble soient oxydées.

IX.2.1.2. Matériel utilisé :

La bobine d'auscultation électromagnétique est un solénoïde de 45 cm de long. Ce solénoïde comporte 96 spires et s'ouvre en deux demi-coquilles comportant des connecteurs sur toute la longueur. Cette disposition permet de mettre la bobine autour du câble.

Cette bobine est alimentée en courant d'intensité constante par un impédancemètre. Cet impédancemètre délivre à un enregistreur deux voies :

- Une tension proportionnelle à la valeur de la résistance de la bobine.
- Une tension proportionnelle à la valeur de la self.

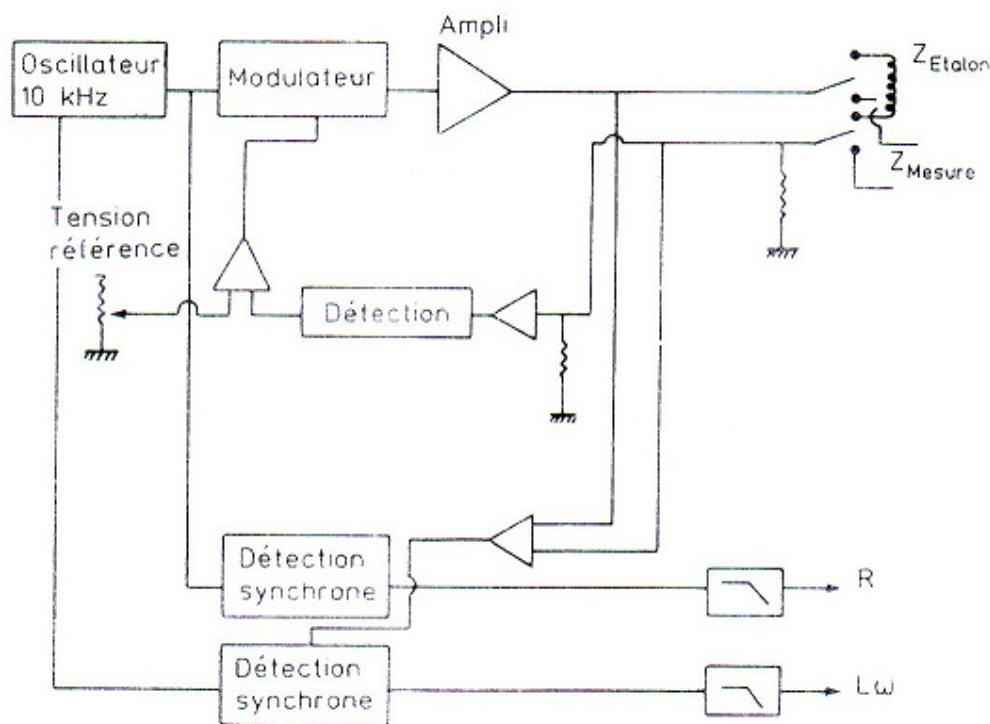


Fig. IX.1 : Impédancemètre [7]

On enregistre donc en continu les valeurs caractéristiques de l'oxydation. La vitesse de défilement du papier de l'enregistreur est synchronisée à la vitesse de déplacement de la bobine sur le câble, ce qui permet de déterminer avec précision les zones oxydées.

IX.2.1.3. Détermination de l'oxydation :

Le degré d'oxydation d'un câble ou d'un tronçon de câble est caractérisé par deux critères :

- Le nombre de couches oxydées.
- Le taux d'oxydation, c'est-à-dire, la proportion pondérale des oxydes par rapport au poids du tronçon.

L'étalonnage des variations de la self en fonction du degré d'oxydation des câbles monotonors d'un diamètre de 60 à 90 mm a été entrepris à partir de deux types de matériaux :

- Câbles oxydés en service et déposés. Ces tronçons de câble ont été sélectionnés à partir de courbes de variation de la self entre les valeurs extrêmes observées (entre 300 et 460 μ Hz).
- Tronçons que l'on fait oxyder dans une cuve à brouillard salin.

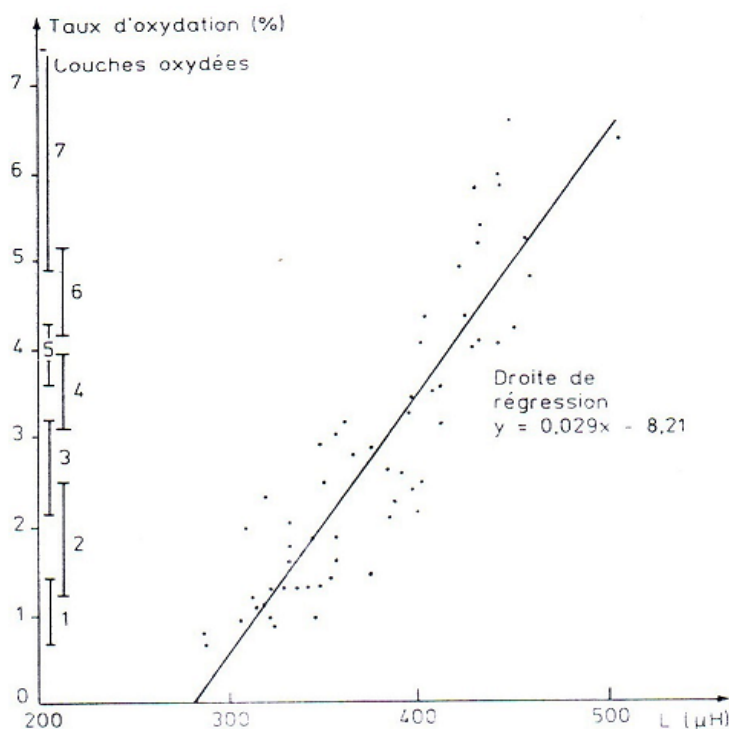


Fig. IX.2 : Courbe d'étalonnage des variations de self suivant l'oxydation sur câbles de 72 mm de diamètre [7]

Le nombre de couches oxydées a été contrôlé par simple observation visuelle lors du détoronnage de chaque tronçon, couche par couche. Les fils de chaque couche ont été pesés avant et après élimination des produits de corrosion superficielle. Le rapport de la somme de ces pertes de poids total du tronçon avant élimination des produits de corrosion, exprimé en pourcent, constitue une estimation du taux d'oxydation d'un câble.

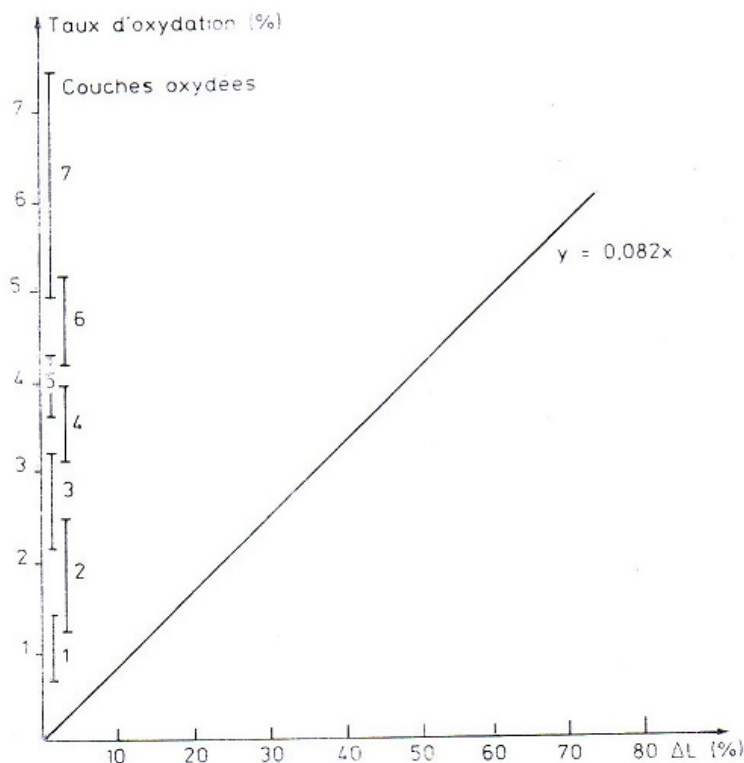


Fig. IX.3 : Variation du taux d'oxydation en fonction de la variation de self en pourcentage [7]

Les résultats portés sur un graphique permettent de déterminer, point par point, la courbe d'étalonnage des variations de la self d'une bobine de 80 mm de diamètre pour un câble mono-toron de 72 mm à 169 fils répartis en sept couches.

On peut aussi exprimer les variations du taux d'oxydation en fonction de la variation de la self en pourcent par rapport à la valeur de la self pour un câble sain.

Tous les essais ont été effectués à plusieurs fréquences. Pour les câbles classiques, la fréquence qui donne la plus grande sensibilité aux variations de la self est 10 kHz.

Les mêmes mesures d'étalonnage ont été effectuées pour des bobines de diamètre différents et il est possible actuellement de déterminer le taux d'oxydation et le nombre de couches oxydées pour un câble mono-toron de composition donnée, sous réserve de disposer de valeurs de référence pour un câble sain.

IX.2.1.4. Conditions d'emploi :

Cette méthode d'auscultation électromagnétique des câbles s'est avérée, à l'usage, très fidèle et très fiable. Pour obtenir un maximum de sensibilité, il faut que le diamètre des bobines soit proche du diamètre du câble. A cet effet, nous disposons actuellement de bobines de 47, 60, 70, 80 et 100 mm de diamètre.

Dans le cas de câbles en nappe ou en couronne, il faut que ceux-ci soient distants de trois centimètres environ pour permettre le passage de bobine.

Les mesures s'effectuent en continu, mais chaque passage des colliers d'attache des suspentes nécessite un démontage de la bobine.

IX.2.2. Auscultation électromagnétique par la méthode des tensions induites :

La mesure de la valeur absolue de la self de la bobine ne donne pas d'indications sur la présence de fils rompus, surtout lorsque ces ruptures sont situées dans une zone oxydée. On applique donc une deuxième méthode pour éliminer l'influence des zones d'oxydation.

IX.2.2.1. Principe de la méthode :

Un défaut géométrique (fil rompu ou autre) dans un câble soumis à un champ magnétique alternatif entraîne une distorsion des lignes de force du champ magnétique. Cette distorsion peut être assimilée à un flux de fuite et détectée au moyen d'une bobine entourant le câble. Pour une fréquence suffisante du champ magnétique alternatif, la tension induite dans cette bobine ne dépend pas de la vitesse de défilement de la bobine sur le câble.

Dans le but de minimiser le plus possible l'influence de l'oxydation, on utilise deux bobines réceptrices en X sur le câble. Les plans de chacune d'elles se coupent sur l'axe du câble et sont inclinés à 45°, de telle sorte qu'ils fassent entre eux un angle de 90°. Le couplage magnétique des deux bobines est ainsi minimal ; elles se situent exactement sur la même zone du câble et ne sont pas sensibles à la corrosion du fait du montage en opposition, les tensions induites dans chaque bobine d'annulant.

Comme il existe deux positions privilégiées de détection d'un défaut suivant sa situation par rapport aux branches du X formé par les bobines réceptrices et que cela impliquerait d'effectuer au moins deux passages de la bobine d'auscultation sur un câble, un deuxième ensemble de bobines détectrices montées en opposition et décalé de 90° par rapport au premier ensemble complète le dispositif.

IX.2.2.2. Matériel utilisé :

De même que pour la bobine de détection de l'oxydation, les impératifs d'auscultation spéciaux aux câbles de ponts suspendus imposent un grand nombre de montages et de démontages (passage des suspentes), un encombrement minimal pour pouvoir contrôler deux câbles très rapprochés et un faible poids pour le montage en partie haute.

Les différents bobinage sont réalisés en deux moitiés, en fils souples.

La bobine magnétisante comporte deux bobinages de 54 spires montés en série de part et d'autre des bobine réceptrices.

Les bobines réceptrices, montées en opposition, comportent 10 spires chacune.

Tous les bobinages sont fixés sur deux demi-cylindres en celeron constituant le corps portant des connecteurs sur toute la longueur. Un capot de protection en laiton assure la rigidité de l'ensemble, protège les bobinages et porte les dispositifs de centrage de la bobine sur le câble et synchronisateur.

Un dispositif d'extraction est prévu pour éviter de détériorer les broches des connecteurs à l'ouverture de la bobine.

IX.2.2.3. Détermination des fils rompus :

La bobine magnétisante est alimentée avec une tension réglable de 100 Hz de fréquence.

L'appareillage permet d'avoir directement sur un enregistrement et pour chaque couple de bobines réceptrices :

- Le module de la tension détectée.
- La valeur de la composante de la tension en quadrature avec la tension d'alimentation.

La détection d'une rupture de fil (ou de plusieurs fils) ou d'un défaut géométrique engendre sur les enregistrements des « pics » de tension plus ou moins importants en fonction de la nature du défaut.

Le déroulement du papier de l'enregistreur est synchronisé avec le défilement de la bobine sur le câble.

IX.2.2.4. Conditions d'emploi :

Les conditions d'emploi de cette méthode sont identiques à celles de la méthode par courants de Foucault.

Il fut un diamètre de bobine voisin du diamètre du câble pour obtenir un maximum de sensibilité. A cet effet, nous disposons actuellement de bobines de 50,60,70,80 et 100 mm de diamètre.

Il faut, dans le cas de câbles en nappe ou en couronne, que ceux-ci soient distants de quatre centimètres environ pour permettre le passage de la bobine.

Les mesures s'effectuent en continu, mais le passage des suspentes nécessite un démontage de la bobine.

IX.3. Surveillance acoustique des câbles :

IX.3.1. Principe :

La surveillance acoustique des câbles est une méthode de contrôle destinée à apporter au maître d'ouvrage des renseignements sur la rapidité d'évolution des ruptures de fils élémentaires dans un câble d'ouvrage.

Le principe de base est très simple : la rupture brutale d'un fil d'un câble engendre des « ondes de choc » qui se propagent dans le câble à une certaine vitesse.

En détectant ces ondes avec des capteurs appropriés, il est possible de mettre en place un dispositif de surveillance de l'ouvrage qui indiquera le nombre de ruptures des fils survenus dans un intervalle de temps donné.

Les études effectuées sur les caractéristiques des ondes produites par la rupture d'un fil d'un câble, leurs conditions de propagation et les phénomènes parasites éventuels sur des ouvrages, ont abouti à la réalisation d'une chaîne de surveillance acoustique qui permet d'enregistrer, en des points donnés, l'amplitude et le temps de passage des ondes produites par une rupture de fil dans un câble.

IX.3.2. Description :

IX.3.2.1. Données de base :

Les capteurs sont constitués essentiellement par des accéléromètres qui délivrent un signal électrique au passage de chaque onde. Les signaux issus de chaque capteur sont amenés à une armoire centralisatrice de données qui assure l'enregistrement de l'amplitude de chaque signal et des temps de passage des ondes sous différents capteurs, de manière à pouvoir calculer la vitesse de propagation et à localiser le point d'origine des ondes.

La mesure du temps de passage des ondes sous les capteurs est très importante car elle permet de :

- Différencier les parasites électriques qui se propagent à la vitesse de la lumière, des phénomènes acoustiques se propagent à une vitesse beaucoup plus lente.
- Localiser le point d'origine des ondes par un calcul simple lorsque la propagation a lieu dans une structure linéaire.

Le calcul est le suivant :

Soit une rupture se produisant à une distance x du point milieu de deux capteurs A et B distants de $2l$,

- L'onde arrive en A au temps : $T_A = \frac{1}{v}(l - x)$
- L'onde arrive en B au temps : $T_B = \frac{1}{v}(l + x)$

On a donc : $T_B - T_A = \frac{1}{v} \times 2x$

Et : $x = \frac{v}{2} (T_B - T_A)$

Le système électronique le plus simple consiste alors à affecter un compteur de temps à chaque capteur. Dès qu'un capteur reçoit une onde, tous les compteurs démarrent et ils sont arrêtés par le passage de l'onde sous leurs capteurs respectifs. On obtient ainsi directement les différences de temps $T_B - T_A$.

IX.3.2.2. Description de l'appareillage :

L'appareillage comporte cinquante capteurs reliés à une armoire centralisatrice de données.

Chaque capteur consiste en un boîtier étanche comprenant un accéléromètre et une électronique associée assurant le traitement et la transmission des signaux à l'armoire centralisatrice.

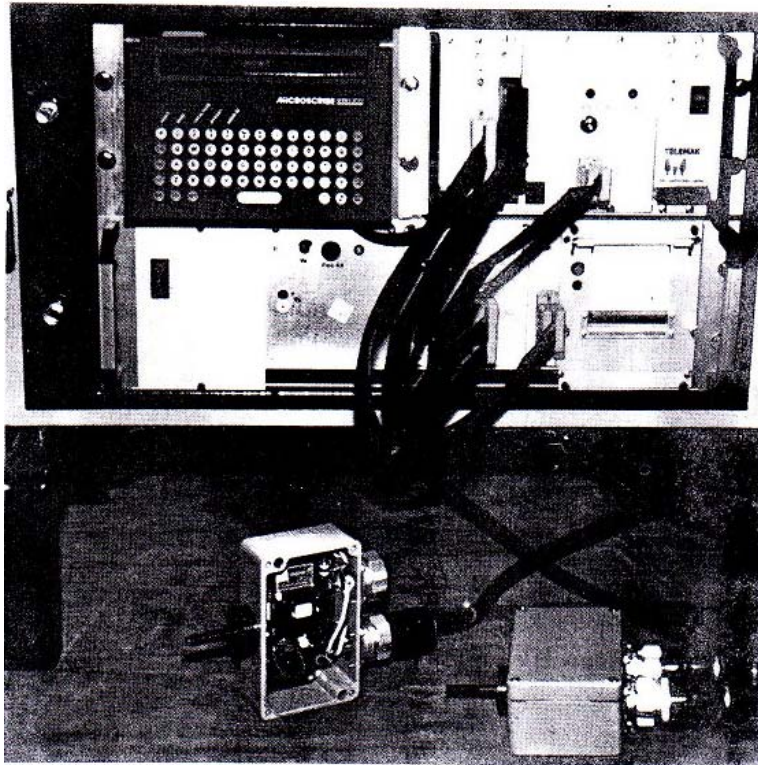


Fig. IX.4 : Appareillage de surveillance acoustique [7]

L'armoire centralisatrice contient tous les circuits nécessaires au traitement et à l'enregistrement sur imprimante et mémoire de masse des signaux transmis par les capteurs. On obtient :

- L'amplitude de la première demi-alternance.
- L'amplitude des autres alternances.
- Le temps de passage des ondes sous les capteurs : au premier capteur ayant reçu l'onde est affecté le temps zéro qui sert d'origine pour la mesure du temps écoulé jusqu'aux passages successifs sous les autres capteurs.
- La date de l'événement enregistré en jours, heures, minutes et secondes.

De plus, un dispositif électronique particulier permet de supprimer l'impression des phénomènes parasites détectés par moins de trois capteurs. En pratique, ce système élimine tout phénomène n'ayant pas donné lieu à une propagation d'ondes dans l'ouvrage surveillé.

IX.3.3. Utilisation sur ouvrage :

IX.3.3.1. Capacité de surveillance :

La partie d'un ouvrage qu'il est possible de surveiller avec un ensemble de cinquante capteurs dépend essentiellement des conditions de propagation des ondes propres à chaque ouvrage.

Pour assurer la mesure de la vitesse de propagation, il est nécessaire que chaque onde soit détectée au moins par trois capteurs. A partir de cet impératif, les distances entre deux capteurs doivent être les suivantes :

- 15 à 20 m pour un câble élémentaire mono-toron, soit une capacité totale de surveillance de 750 à 1000 mètres.
- 5 à 10 m pour un câble constitué d'un faisceau de plusieurs câbles élémentaires parallèles, soit une capacité totale de surveillance de 250 à 500 mètres.

Une armoire peut gérer un maximum de 100 capteurs et les capacités indiquées peuvent être doublées en s'équipant de capteurs supplémentaires.

On voit que la méthode de surveillance acoustique est surtout intéressante lorsque l'on craint les ruptures de fils sur une partie bien déterminée d'un ouvrage important. Elle peut alors apporter des renseignements précieux sur l'évolution des ruptures dans une section jugée dangereuse.

IX.3.3.2. Phénomènes parasites :

Le terme « parasite » est pris au sens large, il s'agit de tout signal détecté ne correspondant pas à une onde acoustique.

Le problème des parasites électriques a été résolu par une solution technologique, mais d'autres « parasites » peuvent se produire. Il s'agit de :

- Vibrations et oscillations propres d'un ouvrage sous l'effet de la circulation ou du vent. Toutefois, les ondes produites ont des fréquences très basses par rapport aux fréquences d'une onde de rupture de fil et les capteurs utilisés ne sont pas sensibles à ces fréquences. Les risques d'enregistrement de ce type de parasite sont donc très faible.
- Ondes engendrées dans l'ouvrage par tout phénomène de choc mécanique. Par exemple, un joint de chaussée défectueux peut occasionner des chocs au passage des véhicules. Si des capteurs sont placés à proximité, les ondes créées seront détectées et enregistrées. Ces « parasites » répétitifs et toujours localisés risquent d'entraîner un épuisement prématuré du rouleau de papier enregistreur et d'imposer des visites très fréquentes de l'appareillage de surveillance. C'est pourquoi, il a été prévu un relèvement automatique du seuil de chaque capteur si la fréquence de ces « parasites » dépasse une certaine valeur.

Avant de décider une implantation de longue durée du système de surveillance acoustique sur un ouvrage, une étude préliminaire s'impose, certaines parties de l'ouvrage pouvant se révéler très difficile à surveiller efficacement.

IX.3.3.3. Installation :

L'installation de la surveillance acoustique nécessite de disposer d'une source de courant sur l'ouvrage. Les capteurs sont répartis le long des câbles sur une ou plusieurs lignes suivant le nombre de câbles (25 lignes maximum). Les données concernant l'implantation du système de surveillance propres à chaque ouvrage (nombre de lignes utilisées, nombre de capteurs sur chaque ligne, seuils, distance entre capteurs) sont programmées lors de l'installation pour permettre au calculateur de déterminer en temps réel la localisation des ruptures de fils.

IX.3.3.4. Exploitation des résultats :

Les résultats sont enregistrés dans une mémoire et les événements les plus importants sont imprimés au fur et à mesure sur papier pour exploitation immédiate.

Les résultats contenus dans la mémoire sont exploités en différé sur ordinateur. On peut alors vérifier l'exploitation automatique faite sur site, étudier le fonctionnement général de l'appareillage et obtenir la synthèse des résultats portant sur longues périodes de surveillance.

IX.4. Conclusion :

L'utilisation de ces deux méthodes d'auscultation a conduit à des résultats très satisfaisants dans le sens où elles déterminent différents paramètres qui nous donneront une idée sur l'état actuelle du pont afin de pouvoir appréhender sa vulnérabilité et de prendre les bonnes décisions aux moments propices.

Conclusion

Cette étude s'est consacrée au dimensionnement de la superstructure d'un pont suspendu à tablier mixte qui serait implanté dans la localité de Mila.

Pour la réalisation de notre ouvrage, on propose la méthode de lancement qui est la plus avantageuse, appropriée et la moins onéreuse.

Ce travail a porté d'abord sur le pré dimensionnement qui nous a donné une idée générale sur les dimensions des différents éléments du pont afin de le modéliser.

Vue la complexité de la structure de l'ouvrage et le nombre important d'éléments, on a eu recours à la modélisation du pont à l'aide d'un moyen de calcul automatique des structures (ROBOT MILLENIUM) qui aide l'ingénieur à raccourcir le temps et à apprécier les résultats sans se fier aveuglément à la forme et tenir compte du fond du phénomène en gardant la part de l'appréciation comme élément majeur.

Le dimensionnement se fait en deux parties : statique et dynamique qui prend en compte l'effet du vent, ce qui nous permet de vérifier si le calcul statique est prédominant dans le dimensionnement de l'ouvrage.

A la lumière des résultats obtenus, nous aboutissons aux remarques suivantes :

- La fonction porteuse est assurée par la suspension et le tablier remplit alors seulement les fonctions de continuité de la voie, de répartition et de transmission des charges.
- Les suspentes supportent le tablier et transmettent les efforts aux câbles porteurs.
- La mise des entretoises dans le mât diminue considérablement l'effet de flambement.
- Une anomalie de comportement général de l'ouvrage peut avoir pour cause un désordre local même apparemment peu grave et que, *a contrario*, il faut souvent rechercher la cause d'un désordre local dans un mauvais comportement global de la structure.
- Une méthode utilisée sur un ouvrage ne peut être reproduite *in extenso* sur un autre, chaque cas est un cas particulier.

L'étude doit être complétée par :

- Etude au séisme.
- Etude des fondations.
- Des essais en soufflerie sur modèle réduit en laboratoire afin de :
 - Mieux apprécier le comportement aérodynamique .
 - Etudier la faisabilité de ce type d'essai, notamment quant à la modélisation des suspentes, des câbles porteurs ainsi que leur ancrage.
 - Déterminer la charge et le mode de ruine du système.
 - Etudier la stabilité du tablier.
 - Mesurer les fréquences propres.

Par ailleurs, notre projet de fin d'études, nous avons pris conscience de l'importance de la phase de l'étude d'un ouvrage pour appréhender les différentes difficultés qu'on pourrait rencontrer sur chantier lors de l'exécution

En fin, ce travail est le couronnement de plusieurs années d'études, il nous a permis de tester, compléter les connaissances déjà acquises et les conforter pour affronter le domaine professionnel.

Bibliographie

Ouvrages :

- [1] Cahier des prescriptions commune (Fascicule 61 titre II).
- [2] Cours de béton armé ENP, Mr Boutemour.
- [3] Cours de pont ENP, Mme Cherid.
- [4] François Ciolina, Construction métallique Tome 2, EYROLLES 1984.
- [5] Documents Freyssinet .
- [6] J.Courbon, Application de la résistance des matériaux au calcul des ponts, Dunod 1950.
- [7] LCPC & SETRA, Les ponts suspendus en France, Ministère de l'équipement du logement des transports et de la mer, Décembre 1989.
- [8] René Walter, «ponts haubanés », Presses Polytechniques Romandes, 1985.
- [9] Règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.
- [10] SETRA Division des ouvrages d'art, montage des ponts métalliques, Ministère de l'aménagement du territoire.
- [11] Thèse de fin d'étude : « Conception et étude d'un pont haubané ».

Logiciels :

- AUTOCAD 2008, pour les dessins.
- ROBOT Millenium 19, pour la modélisation et l'analyse.