

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures
(L.G.S.D.S)



Département de Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

En vu d'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Etude d'un pont bow-string à Souk Ahras



Réalisé par :

TIKOUNCHA Abdallah

TERMOUL Tarek

Encadré par :

Mme D.CHERID

Mme H.MOHABEDDINE

Proposé par:

S.A.P.T.A



Promotion: juin 2010

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Hassen Badi BP 182 EL-Harrach
16200 Alger(Algérie)

Tel:213 21 52 53 01/03 - Fax: 213 21 52 29 73 www.enp.edu.dz

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents

Mes frère et mes sœurs

A toute la famille

A tous mes amis

*A tous ce qui on participé à ma formation
d'ingénieur.*

Abdallah

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents,

Mes frères,

Toute ma famille,

Tous mes amis

*A tous ce qui on participé à ma formation
d'ingénieur.*

Tarek

Promotion 2010

remerciements

Nous remercions, avant tout, Dieu le tout puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté tout au long de nos études.

Nous remercions particulièrement nos parents pour nous avoir réuni les conditions « Educativement et intellectuellement » afin d'effectuer et terminer nos études sereinement.

Nous remercions l'ensemble de nos enseignants durant notre cursus universitaire.

Nous remercions particulièrement nos deux promotrices, Mesdames CHERID et MOHABEDDINE pour leurs conseils, patiences et suivi durant l'élaboration de ce projet.

Nos remerciements s'adressent également à toutes les personnes qui ont collaboré à la réalisation de ce projet avec mention spécial à : M. DJERRIR Ingénieur et Chef de département d'étude de la SAPTA.

Nous exprimons toute notre reconnaissance à tous les enseignants de l'ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE et particulièrement le département de GENIE CIVIL qui ont assuré de main de maitre notre formation.

Nous remercions, aussi, les membres de jury pour l'effort qu'ils feront pour examiner ce modeste travail

Promotion 2010

المخلص:

الغرض من هذه الدراسة هو تحليل و تصميم جسر من نوع BOW-STRING يحتوي على رواقين, طوله 130 متر و عرضه 10,86 متر إضافة إلى ممرين للراجلين عرض كل واحد منهما 1,78 متر. القاعدة مستندة على روافد عمودية على شكل حرف H مستندة بدورها إلى رافدين أساسيتين أفقيتين مربوطتين إلى الأقواس الحديدية بواسطة حبال اسطوانية.

البرنامج المستعمل لحساب الهيكل هو 2010 ROBOT ANALYSES STRUCTUREL ' قمنا بدراسة الأجزاء المكونة لهذا الجسر كل على حدى و هذا لمراجعة مختلف المقاطع العرضية من حيث المقاومة (بالدراسة الساكنة و الزلزالية).

كلمات مفتاحية: قوس ذو حبال' روافد' قاعدة مختلطة ' خرسانة ' مقاومة.

Résumé:

Le but de ce travail est l'étude et la conception d'un pont type BOW-STRING comprenant deux voies de circulation d'une longueur totale de 130m et une largeur de 10,86m, bordé de deux trottoirs, contient deux passages piétons (1,87m chaqu'un). Le tablier repose sur des entretoises métalliques en H qui sont reliées à deux poutres principales reliées à des suspentes de l'arc. Les sollicitations sont calculées par le logiciel robot structural analyses 2010(ex : Robot Bat Millenium). Ensuite, on a procédé aux différentes vérifications : cisaillement, voilement et déversement conformément aux règlements en vigueur.

Mots clef: BOW-STRING, entretoises métalliques, tablier, béton, résistance.

Summary:

The purpose of this work is the study and the conception of a bridge typifies BOW - STRING including 2 traffic lanes of a total length of 130m and a 10,86m width of lined with two pavements. The apron rests (bases) on entretoises in metal which are to connect with two principal beams, the principal beams are connect with cables attached to resuming (taking back). The requests are calculated by the software structural robot analyze 2010 (ex: Robot Bat Millennium), we proceeded then to the various checks: cutting, buckle and draining, according to the regulations (payments) current.

Keywords: BOW-STRING, metallic entretoises, apron, concrete, resistance.

SOMMAIRE

Introduction	1
---------------------------	---

CHAPITRE I : CONCEPTION DES PONTS

I.1. Utilisation du métal dans les ponts	3
I.1.1. Les ponts en fer	3
I.1. 2. Les ponts en acier	3
I.2. Les données naturelles et les contraintes	3
I.2.1. Les données naturelles	4
I.2.1.1. Topographie	4
I.2.1.2. Franchissement d'un	4
I.2.1.3. Géotechnique.....	4
I.2.1.4. Les actions naturelles	4
I.2.2. Les contraintes dimensionnelles et fonctionnelles	4
I.3. Conception des ponts mixtes acier-béton	5
I.3.1. Avantages des ponts métalliques et mixtes :	5
I.3.2. Les éléments structurels d'un pont mixte.....	5
I.3.2.1. Tablier	6
I.3.2.2. L'infrastructure et les liaisons	8
I.4. Le Bow-string	9
I.5. Exécution des ponts mixtes	10
I.6. Présentation de notre ouvrage.....	10
Conclusion	12

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II.1. Pré dimensionnement du tablier	14
II.1.1. La dalle	14
II.1.2. Les poutres principales.....	14
II.1.4. Les consoles	16
II.2. Pré dimensionnement des arcs	16
II.2.2. Les entretoises	16
II.2.3. Les suspentes.....	17
II.3. Caractéristiques des matériaux.....	17

II.3.1. Le Béton	17
II.3.1.1. La résistance à la compression.....	17
II.3.1.2. La résistance à la traction.....	18
II.3.1.3. Module de déformation longitudinale du béton « E »	18
II.3.1.4. Contrainte ultime de compression	18
II.3.1.5. Coefficient de poisson ν	18
II.3.1.6. Diagramme de déformation	19
II.3.2. Les Aciers	19
II.3.2.1. Aciers pour la charpente	19
II.3.2.2. Les armatures pour le béton.....	19
Conclusion	21

CHAPITRE III : CHARGES ET SURCHARGES

Introduction.....	23
III.1. Les charges permanentes	23
III.1.1. Le poids propre du tablier	23
III.1.2. Le poids de la charpente.....	23
III.1.3. Le poids des éléments non porteurs	23
III.1.4. Le poids totale de l'ouvrage	24
III.2. Evaluation des surcharges	24
III.2.1. Caractéristiques du pont.....	24
III.2.2. Calcul des surcharges routières	25
III.2.2.1. Système de charge A	25
III.2.2.2. Système de charges B.....	26
a) Système Bc.....	27
b) Système Bt	29
c) Système Br	30
III.2.2.3. Surcharges militaires Mc120.....	30
III.2.2.4. Convois exceptionnels.....	31
III.2.2.5. Surcharge sur le trottoir	32
III.2.2.6. Charge due au vent	32
III.2.2.7. Effet de la température	32
III.2.2.8. Actions Sismiques	33
Conclusion	33

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE

IV.1. Caractéristiques principales du logiciel Robot 2010	35
IV.2. Principes de fonctionnement du logiciel Robot 2010.....	35
IV.3. Modélisation graphique	36
IV.4. Combinaisons d'actions	37
IV.4.1. Les états limites de services.....	37
IV.4.2. Les états limites ultimes.....	38
Conclusion	40

CHAPITRE V : ETUDE STATIQUE

V.1. Dimensionnement de la dalle en béton armé	42
V.1.1. Fonctionnement	42
V.1.2. Dimensionnement transversal de la dalle.....	43
V.1.3. Dimensionnement longitudinale de la dalle	46
V.1.4. Schéma de ferrailage	47
V.2. Dimensionnement de la dalle de console.....	47
V.3. Vérification de la flèche.....	48
V.4. Vérification des éléments en charpente	48
V.4.1. Les poutres principales	48
V.4.1.1. Vérification à la flexion en présence de l'effort tranchant	49
V.4.1.1.1. Vérification à l'ELU	49
V.4.1.1.2. Vérification à l'ELS.....	50
V.4.1.2. Vérification au déversement.....	50
V.4.1.3. Vérification au voilement	51
V.4.1.4. Vérification de la flèche.....	53
V.4.2. Les arcs	53
V.4.2.1. Vérification de la flexion à l'ELU	53
V.4.2.2. Vérification à l'ELS.....	54
V.4.3. Les pièces de pont.....	55
V.4.3.1. Condition générale du calcul de la section mixte	55
V.4.3.2. Caractéristiques de la section mixte	55
V.4.3.3. Détermination des effets des sollicitations internes.....	57
V.4.3.4. Calcul plastique de la section mixte fléchie	59
V.4.3.5. Calcul élastique de la section mixte fléchie.....	59

V.4.4. Les consoles	60
V.4.4.1. Vérification à l'ELU.....	60
V.4.4.2. Vérification à l'ELS.....	60
V.4.5. Les suspentes.....	61
V.5. Les appareils d'appuis.....	62
Conclusion	67

CHAPITRE VI : ETUDE SISMIQUE

Introduction.....	69
VI.1. Calcul sismique.....	69
VI.2. Combinaison des actions de calcul	72
VI.3. Les modes propres	72
VI.4. Vérification de la résistance des sections	73
VI.4.1. Vérification de la charpente.....	73
VI.4.2. Vérification de la dalle.....	75
VI.5. Sécurité aux déplacements différentiels	75
Conclusion	76
Conclusion générale	78
Bibliographie	80
Annexes	

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Viaduc de Garabit	3
Figure I.2. Différentes structures d'un pont	6
Figure I.3. Éléments constitutifs d'un tablier	6
Figure I.4. Entretoisement des poutres à âme pleine	7
Figure I.5. Disposition poutraison-platelage	7
Figure I.6. Tablier à poutres latérales à âme pleine	7
Figure I.7. Portées des ponts selon leurs types	7
Figure I.8. Sollicitations que reprend un appareil d'appui	8
Figure I.9. Joint de chaussée	8
Figure I.10. Structure du pont bow-string	9
Figure I.11. Pont Bow-string au Japon avec suspente croisé et incliné	9
Figure I.12. Le BOW-STRING à SOUK AHRAS	10
Figure I.13. Vue générale de la position du projet	11
Figure I.14. Plan de situation de l'ouvrage	11
Figure II.1. Coupe transversale du tablier	14
Figure II.2. Section des poutres	15
Figure II.3. Section des pièces de pont	15
Figure II.4. Section des consoles	16
Figure II.5. Section des arcs	16
Figure II.6. Section des entretoises entre arcs	17
Figure II.7. Diagramme parabole rectangle	19
Figure II.8. Diagramme contrainte-déformation d'acier	20
Figure III.1 : Disposition du système B_c	27
Figure III.2 : Disposition du système B_t	29
Figure III.3 : Disposition du système B_r	30
Figure III.4: Convoi M_c120	30
Figure III.5 : Véhicule militaire: un Char Leclerc.....	31
Figure III.6 : Convoi exceptionnel militaire.....	31
Figure III.7: Répartition des charges D240 et E360	32
Figure IV.1. Page d'entrée du logiciel Robot.....	36
Figure IV.1: Vue en plan (XY).....	37
Figure IV.2 : Vue en plan (YZ).....	37
Figure IV.3 : Vue en 3D de la structure modélisé par ROBOT.....	37
Figure IV.4 : Modélisation de la charge A(l).....	40
Figure IV.5: Modélisation de convoi exceptionnelle (D_{240}).....	40
Figure IV.6 : Modélisation de la charge roulante B_c (cas 66/131).....	40
Figure V.1 : Les sollicitations de la dalle.....	42
Figure V.2 : Section transversale de la dalle.....	43
Figure V.3 : Répartition des charges permanentes.....	43
Figure V.4 : Diagramme de moment dû aux charges permanentes.....	44
Figure V.5 : Diagramme de moment dû aux charges militaires MC120.....	44
Figure V.6 : Diagramme de moment dû aux combinaisons (1.35G+1.5BC).....	44

Figure V.7 : Schéma de ferrailage de la dalle.....	47
Figure V.8 : Le diagramme de moment de la console à l'ELU.....	47
Figure V.9 : Le diagramme de moment de la console à l'ELS.....	48
Figure V.10 : Schéma de ferrailage de la dalle en console.....	48
Figure V.11 : Diagrammes du moment et de l'effort tranchant de la poutre.....	49
Figure V.12 : Nouvelle section des poutres.....	50
Figure V.13 : Voilement de l'âme.....	52
Figure V.14 : Plaque non raidie et plaque raidie.....	53
Figure V.15 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment de l'arc.....	53
Figure V.16 : Diagramme de l'effort axial de l'arc.....	54
Figure V.17 : Travée équivalente pour la détermination de la largeur participante de dalle.....	55
Figure V.18 : Section mixte de calcul.....	56
Figure V.19 : Diagramme de moment dans le sens longitudinal.....	59
Figure V.20 : Diagrammes du moment et de l'effort tranchant de la console.....	60
Figure V.21 : Diagramme de l'effort normal dans une suspente.....	61
Figure V.22 : Constitution type d'un appareil d'appui.....	62
Figure V.23 : Définition géométrique d'un appareil d'appui.....	63
Figure V.24 : Réaction au niveau des appuis.....	64
Figure V.25 : Surface réduit sous l'effet de distorsion.....	64
Figure V.26 : Distorsion de l'appareil d'appui <i>sous l'effort normal</i>	64
Figure V.27 : Distorsion de l'appareil d'appui <i>sous l'effort horizontal</i>	65
Figure V.28 : Distorsion de l'appareil d'appui <i>sous un moment d'axe horizontal</i>	65
Figure VI.1. Définition du cas de charge.....	70
Figure VI.2. Choix de type d'analyse et de règlement.....	70
Figure VI.3. Définition des différents paramètres.....	70
Figure VI.4. Les combinaisons des composantes de l'action sismique	71
Figure VI.5. Lancement de calcul.....	71
Figure VI.6: Mode n°1 ($f = 0,74\text{Hz}$, $T = 1,35\text{s}$).....	73
Figure VI.7 : Mode n°6 ($f = 4,73\text{ Hz}$, $T = 0,21\text{ s}$).....	73

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Les largeurs des semelles en fonction de la portée.....	15
Tableau II.1 : Valeurs de calcul de coefficients usuels de l'acier.....	19
Tableau II.2 : Contraintes limites à l'ELS.....	20
Tableau III.1 : Valeurs de a_1	25
Tableau III.2 : Valeurs de L_0	26
Tableau III.3 : Intensité de la charge A.....	26
Tableau III.4: Valeurs de b_c	27
Tableau III.5 : Valeurs de la charge B_c	27
Tableau III.6 : Valeurs de b_t	29
Tableau III.7 : Valeurs de la charge B_t	29
Tableau III.8 : Gradient thermique.....	33
Tableau IV.1 : Les combinaisons de charges.....	39
Tableau V.1 : Caractéristiques de la section mixte.....	57
Tableau VI.1 : Coefficient d'accélération de site A.....	69
Tableau VI.2 : Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale.....	69
Tableau VI.3 : Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante verticale.....	69
Tableau VI.4 : Résultats des fréquences et périodes.....	72
Tableau VI.5 : Tableau de vérification des éléments en charpente.....	75
Tableau VI.6 : Valeurs des déplacements absolus horizontal $D_M(H)$ et vertical $D_M(V)$	75
Tableau VI.7 : Valeurs de η	76

Introduction

Introduction

L'importance stratégique des ponts n'est plus à démontrer aujourd'hui car ils constituent l'ossature principale du réseau routier d'un pays.

L'Algérie, pays en plein développement, s'est attachée à la réalisation des grands ouvrages (ponts, barrages,...).

L'évolution des techniques informatiques basées sur le calcul des structures en éléments finis permet de concevoir et d'étudier des ouvrages aussi complexes que possible. La conception d'un pont consiste en un long travail d'étude visant la conciliation de diverses contraintes; dont l'importance et l'ordre de prééminence varient selon le projet: données naturelles de franchissement, données fonctionnelles de la voie portée, procédés de construction, insertion dans l'environnement, coûts et délais...

En alliant les avantages de l'acier et du béton, les ponts mixtes offrent une solution économique pour de nombreux ouvrages. Le succès du pont mixte tient, en outre, au bon rendement fonctionnel et structurel obtenu par l'association des deux matériaux acier et béton, et l'addition de leurs caractéristiques. On exploitera :

- la résistance à la compression du béton pour constituer la dalle ;
- la résistance en flexion de l'acier pour former la poutre. De nos jours, l'acier est le matériau incontournable pour les ouvrages d'art de moyenne et grande portée. Les ponts trouvent dans l'acier la possibilité de repousser toujours plus loin leurs limites structurelles, d'allier performance technique et réussite esthétique.

Notre modeste travail, consiste à l'étude et à la conception d'un pont **Bow-string** proposé par la société SAPTA. Une étude statique et dynamique est faite à l'aide du logiciel ROBOT 2010. A cet effet, notre thèse comporte sept chapitres.

Le premier chapitre est consacré à la conception des ponts avec la description de l'ouvrage étudié et les différentes contraintes à respecter. Nous donnons ensuite le pré-dimensionnement des différents éléments constituant l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés dans le deuxième chapitre.

Le troisième chapitre est consacré à la détermination des différentes charges et surcharges agissant sur notre ouvrage.

La modélisation de système est présenté dans le chapitre quatre.

Le cinquième chapitre fait l'objet d'une étude statique et des vérifications de résistance pour tous les éléments constituant le pont en plus d'un dimensionnement des appareils d'appuis.

Le sixième chapitre traite l'évaluation des charges due à l'effet sismique et la vérification du comportement dynamique de la structure.

Finalement, une conclusion achèvera notre travail.

Chapitre I

Conception des ponts

I. Conception des ponts :

Un pont est un ouvrage permettant de franchir un obstacle naturel constitué par une rivière ou une gorge profonde ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

I.1. Utilisation du métal dans les ponts:

I.1.1. Les ponts en fer [3] :

L'utilisation du fer s'est rapidement développée depuis le début de XIX^e siècle, le fer était plus cher mais il avait une bonne résistance à la traction. Ainsi les concepteurs disposaient d'un matériau autorisant la réalisation de divers types de ponts : suspendus, à poutres et en arc.

- Les premières applications ont été dans le domaine des ponts suspendus par des chaînes formées de barres de fer articulées brevetée en 1817 par Brown (Angleterre) qui a permis de passer d'un seul coup à des portées beaucoup plus grandes.

Puis, par des câbles formés de fils de fer parallèles de 3 mm de diamètre employés par le Français Seguin en 1825 dans le pont de Tournon sur le Rhône.

- le fer a été utilisé pour la réalisation d'**arcs triangulés**. Avec cette technique, Eiffel construit deux grands viaducs : Maria-Pia sur le Douro à Porto (1878- portée 160 m) et le viaduc de "Garabit" sur la Truyère (1884-portée 165 m, Fig.I.1).



Fig. I.1. Viaduc de Garabit

I.1. 2. Les ponts en acier [3] :

C'est après l'invention et la mise au point de plusieurs procédés (convertisseur Bessemer en 1856, four Siemens-Martin en 1867 et convertisseur Thomas en 1878) que la fabrication commerciale de l'acier a permis son emploi dans les ponts ; son utilisation s'est rapidement généralisée dans la construction des ouvrages d'art grâce à ses caractéristiques mécaniques supérieures à celles du fer. L'acier commence à être fabriqué industriellement et à un prix compétitif. Il permet l'allégement des structures et le remplacement du fer dans tous les types de ponts. Les premiers câbles en acier ont été utilisés pour le pont de Brooklyn autorisant une portée de 487 m.

I.2. Les données naturelles et les contraintes :

Dans tous les cas, le choix du type d'ouvrage dépend des contraintes imposées dont les principales sont [1] :

- **Les données naturelles** qu'il faut nécessairement respecter et qu'il n'est pas possible de modifier.

– **Les contraintes dimensionnelles et fonctionnelles** qui sont fixées par le maître de l'ouvrage, en tenant compte de ce qui est imposé ou souhaité par les différents services concernés.

I.2.1. Les données naturelles [19] :

I.2.1.1. Topographie :

L'établissement d'un levé topographique le plus précis possible est la première étape. La zone relevée doit être suffisamment large pour d'une part envisager toutes les variantes possibles, et d'autre part pour définir les possibilités d'accès, les aires disponibles pour les installations du chantier, les stockages ou toute autre installation annexe.

I.2.1.2. Franchissement d'un cours d'eau :

Dans le cas du franchissement d'un cours d'eau, le régime hydraulique doit être parfaitement défini : fréquence et importance des crues, débit solide, charriage éventuel de corps flottants susceptibles de heurter les piles.

I.2.1.3. Géotechnique :

La reconnaissance géotechnique est faite dans un premier temps à partir d'une carte géologique. Des sondages sont ensuite faits au droit des appuis potentiels pour prélever des échantillons. Des essais in situ accompagnés par des essais en laboratoire doivent être effectués. Une attention particulière doit être apportée sur la présence éventuelle de failles, qui pourrait contribuer à fragiliser, voire à ruiner, l'ouvrage.

I.2.1.4. Les actions naturelles :

Les **actions climatiques** neige et vent, et les effets de variation de température sont à prendre en compte selon les prescriptions données par les règlements

Dans les régions sismiques, il est obligatoire de concevoir le projet pour qu'il soit capable de résister aux **actions sismiques**.

I.2.2. Les contraintes dimensionnelles et fonctionnelles [19] :

Les données fonctionnelles à collecter pour dimensionner l'ouvrage sont : le tracé en plan de la voie, le profil en travers, tenant compte éventuellement d'élargissements ultérieurs, le profil en long, les charges d'exploitation (normales et exceptionnelles) ; les hauteurs libres et ouvertures à réserver (route, voie ferrée, voie navigable), la qualité architecturale, et les sujétions de construction.

Le trafic routier induit sur les ponts-routes des charges verticales, des forces horizontales, des charges de fatigue, des actions accidentelles, des actions sur les garde-corps et des actions sur les remblais.

I.3. Conception des ponts mixtes acier-béton :

La conception et la réalisation des ponts ont de tout temps exercé une influence considérable sur l'évolution du secteur de la construction. De nombreux ouvrages en fer et en acier ont marqué les étapes de cette évolution. Si certains ont assuré la célébrité de leur créateur, d'autres demeurent aujourd'hui encore des témoins muets.

De nos jours, les ponts en arc, en treillis, suspendus et haubanés de grande portée figurent parmi les réalisations techniques les plus remarquables. A côté des réalisations spectaculaires, une multitude de ponts de petites et moyennes portées témoignent de ces constants développements et prouvent que l'acier est le matériau de choix pour la construction de ponts.

I.3.1. Avantages des ponts métalliques et mixtes :

L'expérience montre qu'en comparaison avec d'autres solutions, les ponts en acier et les ponts mixtes en acier-béton offrent des avantages significatifs car :

- ils sont économiques à la construction, en exploitation et également performants en terme de recyclage à l'issue de leur démolition. Ils sont ainsi respectueux de l'environnement.
- ils offrent de multiples possibilités architecturales,
- ils réduisent les délais de construction,
- ils permettent de raccourcir les rampes d'accès et de limiter ainsi les coûts de terrassement;
- ils réduisent le coût de la construction des appuis et des fondations qui supportent une structure dont le poids propre est moins élevé;
- ils sont adaptés à la reconstruction d'ouvrages grâce à leur faible poids, qui peut permettre de réutiliser les piles et culées existantes; ils offrent l'avantage d'une préfabrication industrielle dans des ateliers à l'abri des intempéries et avec un contrôle qualité poussé;
- ils perturbent rarement la circulation car la livraison et le montage des éléments préfabriqués sont rapides et peuvent être programmés durant les heures creuses;
- ils n'exigent pas d'interruption de la circulation car ils ne nécessitent ni d'échafaudages ni d'étais;
- ils sont faciles à entretenir, car les éléments de la structure sont bien visibles pour les inspections et accessibles pour la maintenance.

I.3.2. Les éléments structurels d'un pont mixte :

Les éléments structurels d'un pont doivent répondre aux données du projet. De formes multiples et variées, elles se réduisent finalement toujours à un **tablier** et un **système porteur** composé d'appuis et de suspensions éventuellement selon les trois modes fondamentaux de fonctionnement mécanique des structures (flexion, compression et traction) pour donner trois types de ponts:

- Le pont à poutre, limité à la flexion seule (Fig. I.2.a);
- Le pont en arc, qui associe la compression à la flexion (Fig. I.2.b);

— Les ponts suspendus, combinent la traction, la compression et la flexion (Fig. I.2.c).

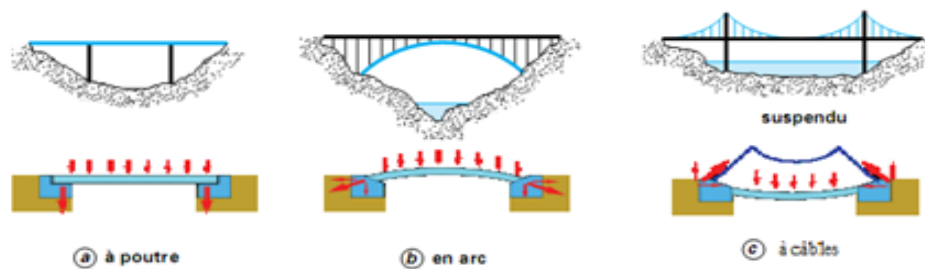


Fig. I.2. Différentes structures d'un pont

I.3.2.1. Tablier :

Les tabliers de pont mixte acier-béton est la partie de l'ouvrage qui porte directement la voie. Ils sont constitués de poutres longitudinales en profilés laminés ou soudés supportant une dalle en béton armé. Les poutres et la dalle sont solidarisiées à l'aide de connecteurs. Sur appuis les poutres sont reliées par des entretoises assurant leur contreventement transversal.

Les constituants et les équipements d'un tablier sont illustrés sur la figure I.3.

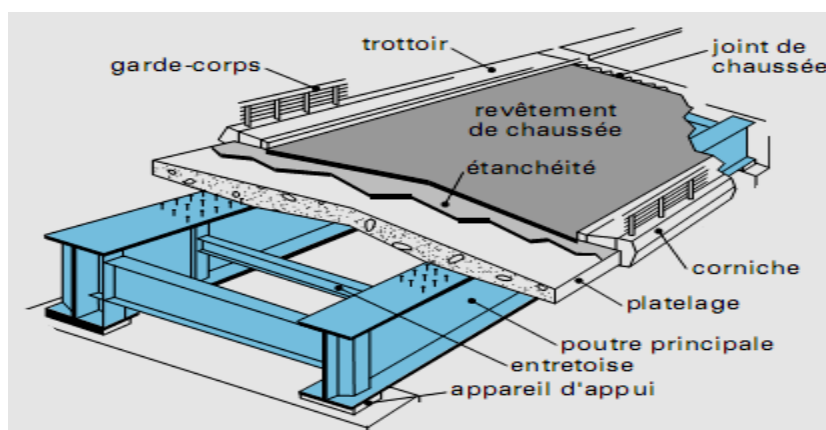


Fig. I.3. Éléments constitutifs d'un tablier

I.3.2.1.1. Les poutres principales et les entretoises [2] :

- Les **poutres principales** sont les éléments porteurs. Elles transmettent les charges aux appuis, essentiellement par flexion longitudinale.

- Les **entretoises** ce sont des éléments perpendiculaires à l'axe du pont, qui solidarisent les poutres principales entre elles. Elles assurent l'indéformabilité de la section transversale de l'ouvrage. Elles peuvent être formées d'une plaque, d'une poutre à treillis ou d'un cadre.

Dans les ouvrages de moyennes et grandes portées, les **poutres principales à âme pleine**, de grande hauteur sont fabriquées « sur mesure » par soudage.

Les entretoises sont réparties tous les 7 à 10 m s'il ne porte pas la dalle, ou tous les 4 m s'il est porteur, l'entretoisement se présente sous deux aspects :

— l'**entretoisement souple**, fait d'un profilé en double té soudé sur les montants et placé environ à mi-hauteur des poutres (**entretoise**, figure I.4.a) ou en partie haute sous le platelage (**pièce de pont**, figure I.4.b).

— l'**entretoisement rigide** de type triangulé (figure I.4.c) est fait de barres (membrures, diagonales et montants) assemblées souvent par boulons

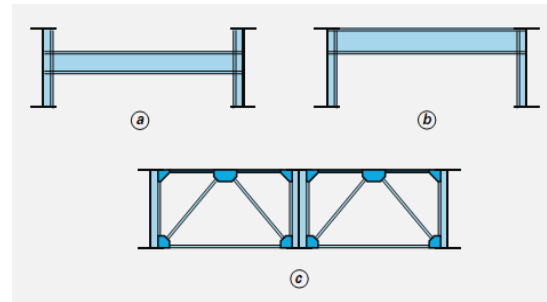


Fig. I.4. Entretoisement des poutres à âme pleine

Il y a diverses façons de placer la poutraison par rapport au platelage :

- **Poutraison « sous » chaussée** (Fig. I.5.a)
- **Poutraison « sur » chaussée** (Fig. I.5.b et c) ou « à poutres latérales »

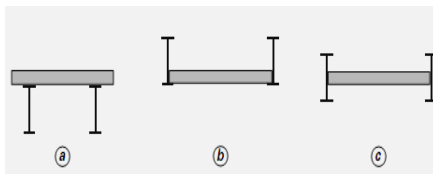


Fig. I.5. Disposition poutraison-platelage



Fig. I.6. Tablier à poutres latérales à âme pleine

I.3.2.1.2. La dalle :

La dalle en béton armé est liée de façon rigide à la structure porteuse en acier, c'est la partie qui supporte en premier les surcharges d'exploitation, elle doit être conçue afin de :

- résister aux efforts locaux apportés par les surcharges roulantes ;
- transmettre ces efforts locaux aux poutres principales ;
- assurer le contreventement horizontal du tablier ;
- participer (sauf cas particulier) à la flexion d'ensemble des poutres principales.

Le choix de la variante dépend essentiellement de la portée - distance entre deux piles –

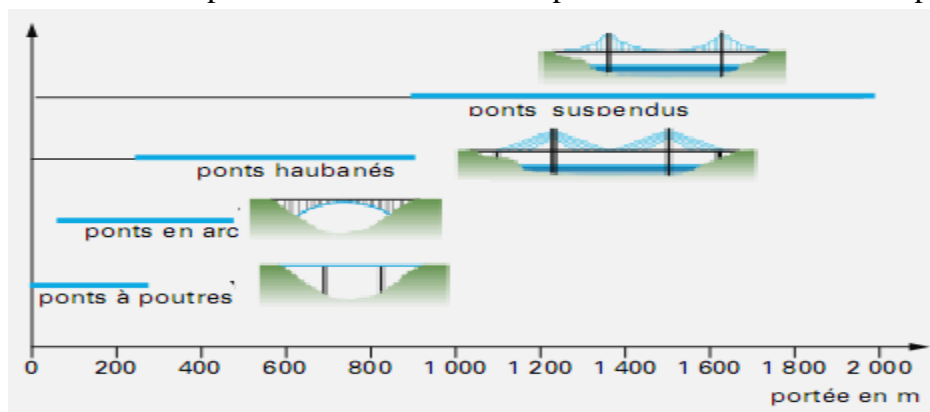


Fig. I.7. Portées des ponts selon leurs types

I.3.2.2. L'infrastructure et les liaisons :

- **Les piles :** Elles sont généralement en béton armé, parfois en acier. Leur rôle est de transmettre au sol les charges qui sollicitent la superstructure.
- **Les culées :** Réalisées en béton armé, elles sont placées aux extrémités de l'ouvrage. Elles assurent le raccordement entre le pont et le terrain, et, dans certains cas, elles soutiennent le remblai d'accès. Elles transmettent également les charges au sol.

La liaison entre superstructure (tablier, système porteurs) et infrastructure est assurée par des appareils appuis.

- **Les appareils appuis** transmettent les efforts horizontaux et verticaux aux piles et culées et doivent permettre ou empêcher, suivant le cas, les mouvements de la superstructure.

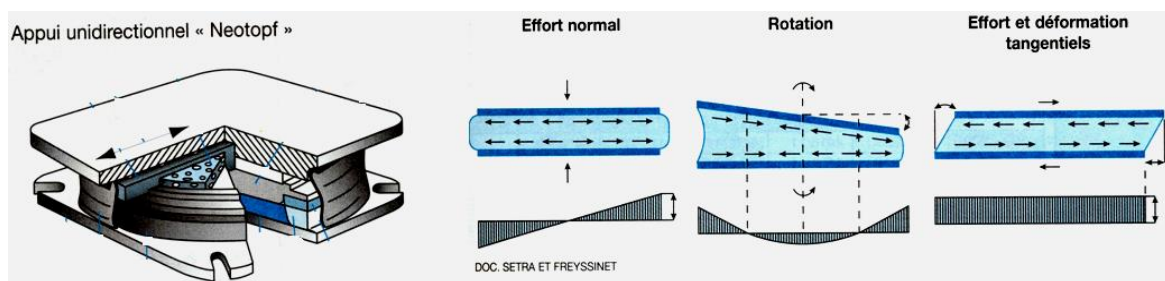


Fig. I.8. Sollicitations que reprend un appareil d'appui

De plus, il y a d'autres équipements tels que les joints de chaussée et les accessoires.

- **Les joints :** Ils assurent la transition entre le tablier et le remblai d'accès. Ils doivent permettre des mouvements horizontaux (dilatation). Dans certains cas, il faut prévoir des joints de dilatation thermique supplémentaires tout au long de l'ouvrage.

Le Joint de chaussée permet au tablier de se dilater tout en maintenant la continuité de la chaussée.

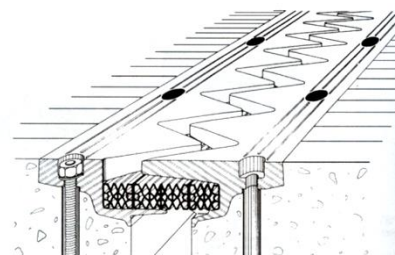


Fig. I.9. Joint de chaussée

- **Les accessoires :**

On cite par exemples:

- les dispositifs de retenue ;
- l'évacuation des eaux pluviales ;
- les corniches ;

Un cas particulier de travée indépendante est le pont dit *bow-string* constitué d'un arc et d'un tirant placé au niveau du platelage et soutenu par des suspentes, la réaction des appuis est alors verticale comme les ponts à poutres.

I.4. Le Bow-string :

Le Bow-string est un cas particulier de travée indépendante qui peut aussi être considéré comme un arc avec tirant (auto-ancré).

Ce type de ponts est très souvent employé, en particulier pour franchir les lignes de chemin de fer et les canaux dont la largeur est grande (plus de 100 m) où on n'a pas de massif d'ancrage pour utiliser les arcs classiques bi encastré, et on ne peut pas mettre un appui intermédiaire (cas de chemin de fer) pour utiliser plusieurs travées.

En général, le bow-string métallique est constitué d'arcs et poutraison en charpente, qui sont encastrés l'un dans l'autre aux extrémités, le tablier est tenu par des suspentes à la verticale, la dalle est en béton armé (Fig. I.10).

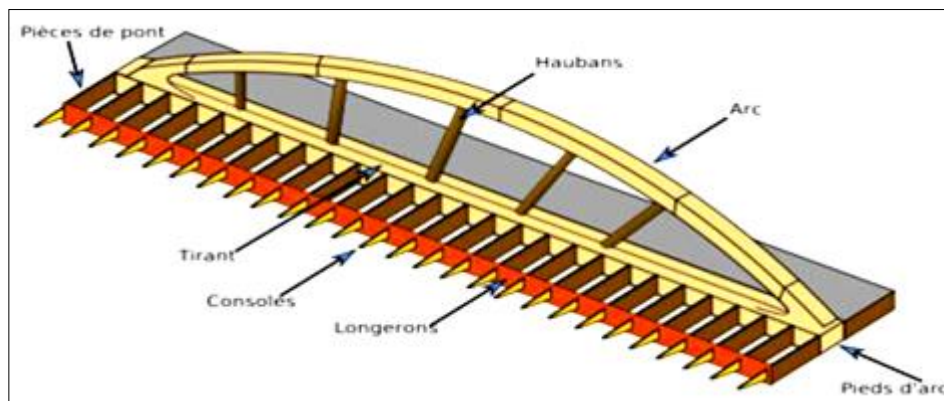


Fig. I.10. Structure du pont bow-string

Pour les grandes portées, les arcs sont disposés dans deux plans inclinés qui se rejoignent à leur clé. Cette disposition remplace la conception classique à arcs parallèles contreventés sur leur extradors, avec en plus l'efficacité et la finesse. Pour renforcer la raideur de l'ensemble sous les chargements de torsion, les suspentes droites sont remplacées par un réseau de suspentes croisées ou inclinés vers une seule direction.

Le rôle de l'inclinaison des deux arcs est d'assurer le contreventement est de rendre l'ensemble de l'ouvrage plus rigide.

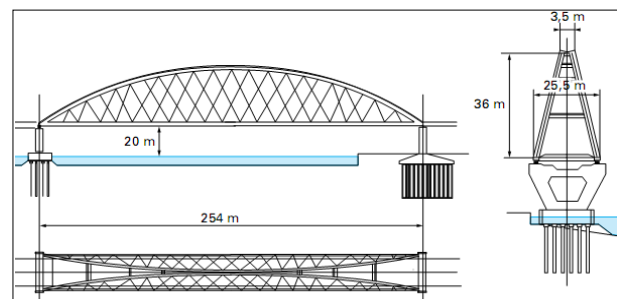


Fig. I.11. Pont Bow-string au Japon avec suspente croisé et incliné

L'avantage de ce type d'ouvrage réside dans le faible encombrement sous le tablier (voies navigables), mais aussi parce que les efforts d'appuis ne sont que verticaux (pas de poussée horizontale).

I.5. Exécution des ponts mixtes :

Le montage de l'ossature d'un pont peut s'effectuer de différentes manières. On distingue :

- **Les ponts étayés:** Les éléments sont assemblés sur place et posés sur des étais provisoires et le montage est réalisé à partir du sol. Ensuite, les éléments sont posés à l'aide d'une grue sur les étais.
- **Les ponts montés en encorbellement:** Les éléments de la structure métallique sont mis en place tronçon par tronçon, en avançant dans le vide vers l'appui suivant. On peut placer des étais provisoires pour éviter les sollicitations trop importantes en phase de montage. Les éléments sont aussi assemblés sur le chantier. Ils peuvent être aussi bien coulés en porte à faux, montés par une grue ou amenés par la section du pont déjà construite.
- **Les ponts lancés:** Les éléments de la structure métallique sont assemblés sur une aire de montage située à l'une des extrémités de l'ouvrage et dans le prolongement de celui-ci. La structure est déplacée petit à petit dans la direction des piles et de la culée opposée.

I.6. Présentation de notre ouvrage :



Fig. I.12. Le BOW-STRING à SOUK AHRAS

L'ouvrage étudié dans le cadre de ce mémoire est un pont routier mixte droit situé à Souk Ahras. Il est composé de trois travées, dont deux représentent des viaducs d'accès de 55 m de portée chacun. La troisième travée, celle qui traverse la voie de chemin de fer (gare la plus grande en Algérie) de portée 130m et de largeur 14,42m.

Cet ouvrage assure la liaison entre deux carrefours situés dans la wilaya de Souk Ahras.

Dans le cadre de notre projet de fin d'Etudes, on s'intéressera à la travée la plus longue 130m.



Fig. I.13. Vue générale de la position du projet

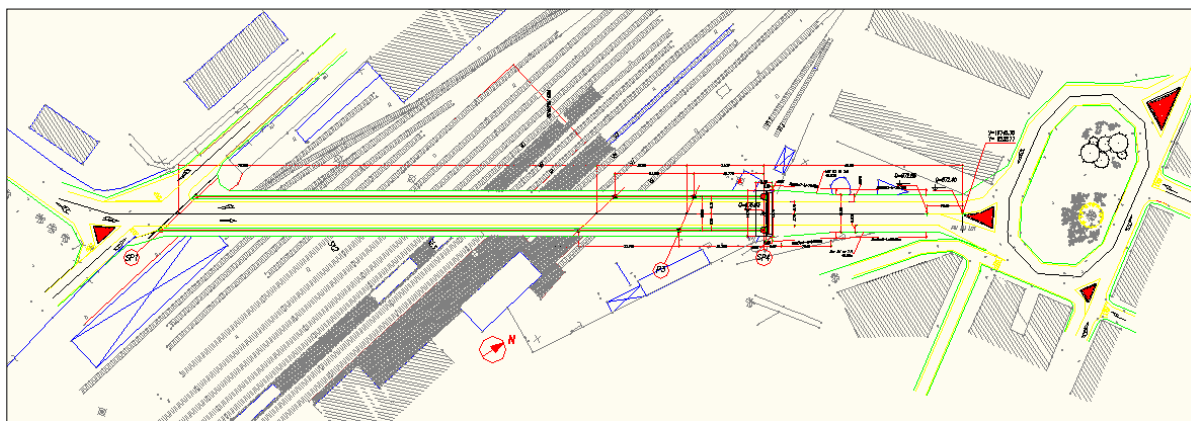


Fig. I.14. Plan de situation de l'ouvrage

En plan la distance à franchir au dessus de la gare est de 130 m en une seule travée.

Le tablier de largeur 14,42 m comprend la chaussée avec deux trottoirs et des dispositifs de sécurité.

La déclivité longitudinale est fixée à 2,7%, la hauteur libre sous l'ouvrage est de 5,9 m au premier appui à 9,4 m au deuxième appui.

La région de Souk Ahras est située dans une zone de faible sismicité, selon le RPOA: [17]

- zone sismique I;
- groupe 2 : pont important;
- site S3.

La ville de Souk Ahras n'est pas exposée aux tempêtes. La pression de vent imposée par le RCPR [16] est de 2 KN/m² en phase de service et de 1,25 KN/m² en phase de construction.

La région de Souk Ahras appartient aux wilayas internes, dont la variation de température est +45°C à -20°C. [16]

Le gradient thermique vertical pour les tabliers mixtes imposé par le RCPR est ±15°C en phase de construction et ±8°C en service. [16]

Les charges utiles doivent être en accord avec le "RCPR titre4".

Conclusion

L'analyse des différentes données a abouti au choix d'un pont **Bow-string** mixte à une seule travée de 130 m, composé de deux arcs inclinés, avec un tablier à poutres latérales en acier dont la dalle est en béton armé.

Chapitre II

Pré dimensionnement et caractéristiques des matériaux

Un pont correctement conçu et bien pré-dimensionné ne subira jusqu'à l'achèvement du projet que des modifications de détail, alors qu'un pont bien conçu mais mal pré dimensionné nécessitera un volume de calcul et d'itérations important.

Par ailleurs, la définition des caractéristiques des matériaux est nécessaire avant de commencer tout calcul d'une structure, car le choix des matériaux de construction (acier, béton,...) conditionne en grande partie la conception d'un pont.

II.1. Pré dimensionnement du tablier :

La largeur totale du tablier est de 14,42 m, pour les trottoirs on choisit de les construire sur des consoles de 1,78 m assemblés aux poutres principales, et la distance entre axe des poutres principales sera donc 10,86 m.

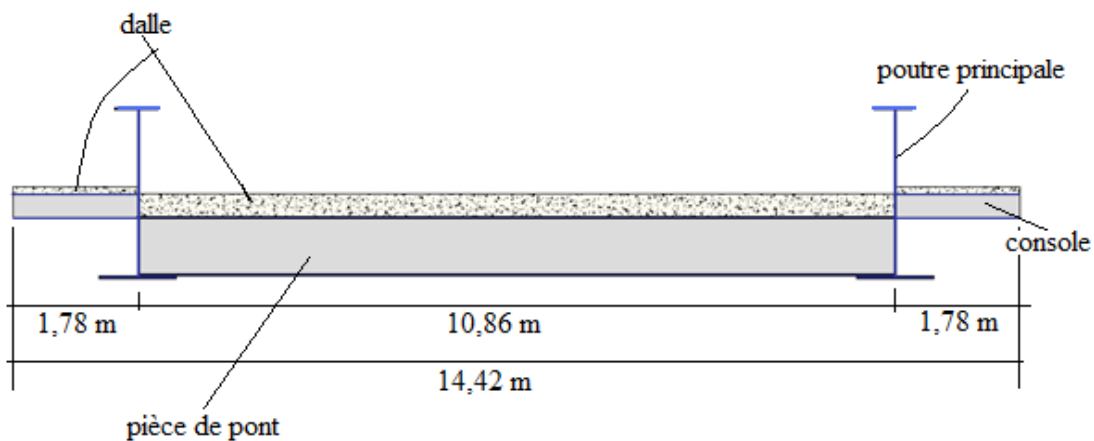


Fig. II.1. Coupe transversale du tablier

II.1.1. La dalle :

On fait le choix de l'épaisseur de la dalle en respectant les points suivants :

- la largeur de la dalle.
- la présence de trottoirs ou de superstructures lourdes (corniche, caniveaux...).
- la nature de charge (militaire, lourds...).

En général, l'épaisseur moyenne d'une dalle pour les ponts routes est de 30 cm.

Pour notre ouvrage, on prendra une valeur de trente centimètres (30cm) d'épaisseur pour la partie sous chaussée et 10 cm pour la partie sous les trottoirs.

II.1.2. Les poutres principales :

Les poutres principales sont des profilés soudés. La détermination de l'épaisseur minimal t_w en fonction de la hauteur h est donnée :

$$t_w \geq 0,005 \times h$$

Les largeurs des semelles sont données en fonction de la portée par le tableau ci-dessous.

Portée (m)	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

Tableau II.1. Les largeurs des semelles en fonction de la portée

On prendra les dimensions suivantes pour la poutre :

- une hauteur totale : $h = 2,30$ m
- une épaisseur $t_w = 16$ mm
- une semelle inférieure 1100×40 mm
- une semelle supérieure 800×30 mm.

====> Les caractéristiques_:

-Section : $A = 1036,8$ cm².

-Centre de gravité : $Z_G = 93,49$ cm.

-Moment d'inertie/y : $I_y = 979,9086 \times 10^4$ [cm⁴].

-Moment d'inertie/z : $I_z = 57,1743 \times 10^4$ [cm⁴].

Avec I_y et I_z les moments d'inertie de la section totale (âme + les deux semelles).

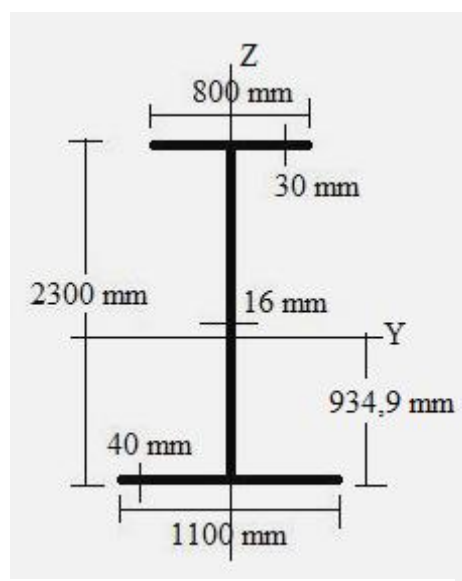


Fig. II.2. Section des poutres

II.1.3. Les pièces de pont :

Les entretoises sont réparties environ tous les 4 m le long de la portée du pont.

On prendra un profilé d'une âme 740×18 mm avec deux semelles identiques 600×30 mm.

Ses caractéristiques sont_:

-Section : $A = 493,2$ cm².

-Moment d'inertie/y : $I_y = 59,4664 \times 10^4$ [cm⁴].

-Moment d'inertie/z : $I_z = 10,8036 \times 10^4$ [cm⁴].

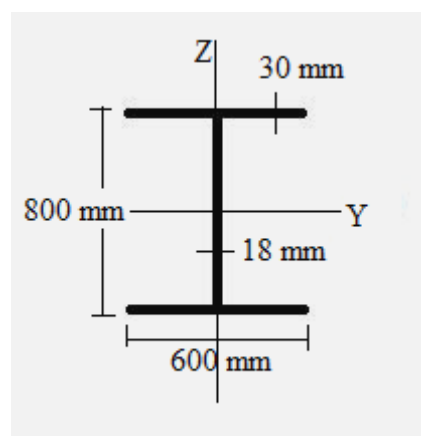


Fig. II.3. Section des pièces de pont

II.1.4. Les consoles :

Elles sont réparties environ tous les 4 m sur la portée du pont dans le prolongement des pièces de pont.

On choisit un profilé laminé IPE330.

Leurs caractéristiques sont :

- Section : $A = 59,825 \text{ cm}^2$.
- Moment d'inertie/y : $I_y = 1,1770 \times 10^4 \text{ [cm}^4\text{]}$.
- Moment d'inertie/z : $I_z = 0,0788 \times 10^4 \text{ [cm}^4\text{]}$.

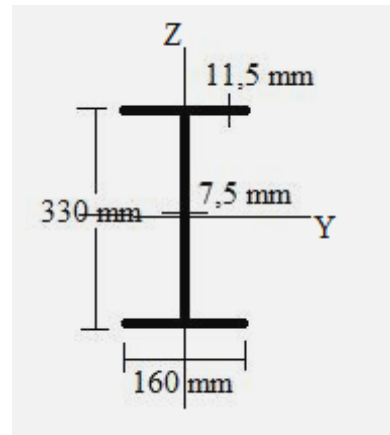


Fig. II.4. Section des consoles

II.2. Pré dimensionnement des arcs :

L'inclinaison des deux arcs est de 9° par rapport à la verticale. La distance minimale entre leurs axes est de 4,5m au point le plus haut. La hauteur maximale de l'arc est de 20m.

Les deux arcs sont liés entre eux par des entretoises et attachés aux poutres principales par un réseau de suspentes croisés.

II.2.1. Les deux arcs :

L'arc est constitué d'un caisson rectangulaire (profilé creux) de dimensions extérieures $2000 \times 900 \text{ mm}$ et de dimensions intérieures $1940 \times 860 \text{ mm}$.

Ses caractéristiques sont :

- Section : $A = 1316 \text{ cm}^2$ pour un caisson.
- Moment d'inertie/y : $I_y = 767,3415 \times 10^4 \text{ [cm}^4\text{]}$.
- Moment d'inertie/z : $I_z = 186,7095 \times 10^4 \text{ [cm}^4\text{]}$.

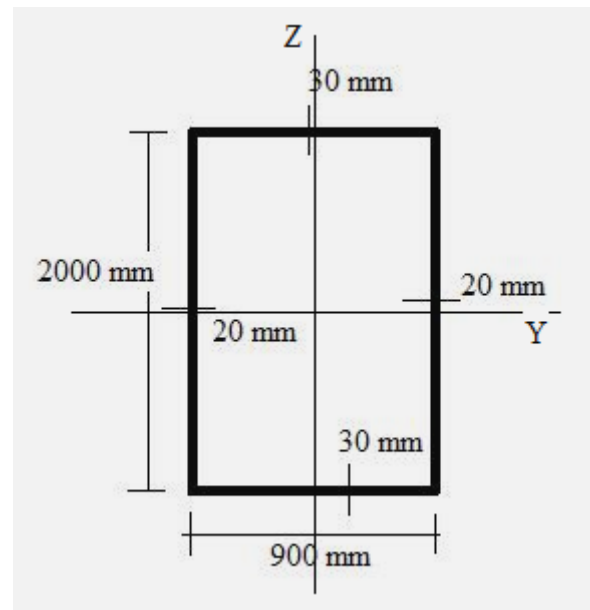


Fig. II.5. Section des arcs

II.2.2. Les entretoises entre arcs :

Les entretoises entre arcs sont réparties environ tous les 15m.

On prend un profilé à âme pleine de $560 \times 20 \text{ mm}$ avec deux semelles de $700 \times 20 \text{ mm}$.

Ses caractéristiques sont :

-Section : $A = 392 \text{ cm}^2$.

-Moment d'inertie/y : $I_y = 26,4843.10^4 \text{ [cm}^4\text{]}$.

-Moment d'inertie/z : $I_z = 11,4371.10^4 \text{ [cm}^4\text{]}$.

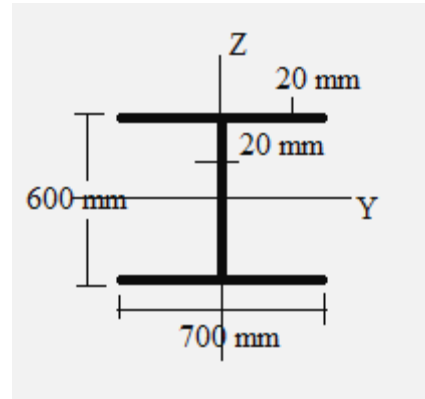


Fig. II.6. Section des entretoises entre arcs

II.2.3. Les suspentes :

On choisit une inclinaison des suspentes de 60° par rapport à l'horizontal. Les suspentes sont réparties parallèlement tous les 4m sur la portée. Se sont des profilés présentant les caractéristiques suivantes:

- Suspentes Acier type X3CrNiMo13-4 ;
- Traitement thermique QT900 Rp 0,2 = 800 MPa.

II.3. Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques du béton et des aciers utilisés dans la construction de notre ouvrage sont :

II.3.1. Le Béton :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée), notée " f_{c28} ", et sa masse volumique normale $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.

La résistance à la compression du béton utilisé pour la réalisation de la dalle est

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa.}$$

II.3.1.1. La résistance à la compression :

La résistance à la compression du béton est mesurée par compression axiale d'éprouvettes cylindriques de 200 cm^2 de section et d'une hauteur double de leur diamètre, âgées de 28 jours.

Pour un béton âgé de 'j' jours [12] on a:

$$f_{cj} = \begin{cases} 40 \text{ MPa} & \text{si } j \geq 28 \text{ jours} \\ 0,685 \cdot f_{c28} \cdot \log(j + 1) \text{ MPa} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \end{cases}$$

II.3.1.2. La résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à ' j ' jours, notée "f_{tj}", est conventionnellement définie par la relation [12] : $f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ dans laquelle :

f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa (ou N/mm²).

Donc f_{t28} = 3 MPa.

II.3.1.3. Module de déformation longitudinale du béton « E » :

Le Module de déformation instantanée (courte durée < 24heures) [12]

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \text{ donc } E_i = 37619.5 \text{ MPa.}$$

Le Module de déformation différée : (le retrait et le fluage).

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \text{ donc } E_v = 12653.80 \text{ MPa.}$$

II.3.1.4. Contrainte ultime de compression :

Les règles B.A.E.L91 donnent la valeur de la contrainte admissible à la compression à l'Etat limite ultime "ELU", $f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec : f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b: coefficient de sécurité.

γ_b = 1,5 situation durable ou transitoire.

γ_b = 1,15 situation accidentelle.

II.3.1.5. Coefficient de poisson ν :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de la dimension transversale par rapport à longitudinale.

Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de 0,3 mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur 0,2. Lorsque le béton est fissuré ν devient nul.

On retiendra pour les calculs :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{zone non fissurée (ELS)} \\ 0 & \text{zone fissurée} \end{cases}$$

II.3.1.6. Diagramme de déformation :

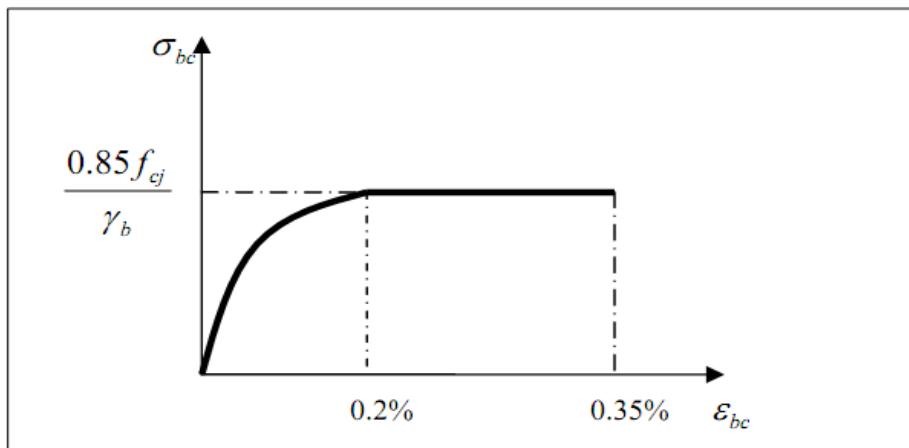


Fig. II.7. Diagramme parabol rectangle [12]

II.3.2. Les Aciers :

Les aciers utilisés sont des aciers d'armature dans le béton et des aciers de la charpente.

II.3.2.1. Aciers pour la charpente :

Les caractéristiques de l'acier E36 utilisé sont indiquées dans le tableau II.2 [13].

Limite d'élasticité	$R_e = 355 \text{ MPa}$
Module d'élasticité longitudinal	$E = 210000 \text{ MPa}$
Module de cisaillement	$G = E/[2(1+\nu)] = 80800 \text{ MPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficient de dilatation	$\alpha = 12.10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$
Masse volumique	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Tableau II.2. Valeurs de calcul de coefficients usuels de l'acier

II.3.2.2. Les armatures pour le béton :

On prendra des aciers ayant les caractéristiques suivantes :

- Ferrailage ordinaire: Fe400
- Enrobage minimal: 3 cm

La contrainte de rupture $f_u = 480 \text{ MPa}$.

II.3.2.2.1. Les caractéristiques de l'acier [11] :

a- La limite d'élasticité :

Dans les calculs à l'état limite ultime ELU, on introduit un coefficient de sécurité γ_s tel que

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} ; \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour une situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

b- La contrainte limite de traction :

Etat considéré	ELS
Fissuration peu nuisible	rien à vérifier
Fissuration préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}} \right]$ MPa où $\eta=1$ pour RL (Rond lisse) et $\eta=1.6$ pour HA (Haute Adhérence)
Fissuration très préjudiciable	$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left[\frac{f_e}{2} ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ty}} \right]$ MPa

Tableau II.3. Contraintes limites à l'ELS

c- Module d'élasticité de l'acier :

$$E = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

d- Diagramme contrainte –déformation :

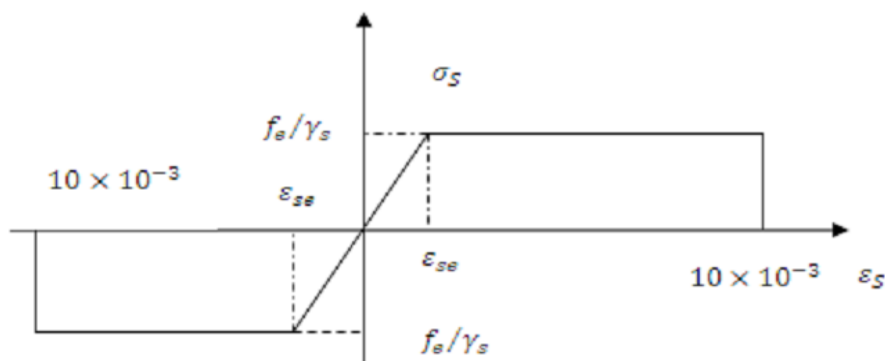


Fig. II.8. Diagramme contrainte-déformation d'acier

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

ϵ_s : Déformation élastique de l'acier.

Conclusion :

Pour notre ouvrage, on prendra une épaisseur de dalle de 30cm pour la partie sous chaussée et 10 cm pour la partie sous les trottoirs. La poutre principale aura une hauteur totale de 2,30 m, une épaisseur de 16 mm, une semelle inférieure 1100× 40 mm et une semelle supérieure 800×30 mm.

On prendra un profilé d'une âme 740×18 mm avec deux semelles identiques 600×30 mm pour les entretoises.

On choisit un profilé laminé IPE330 pour les consoles.

L'arc est constitué d'un caisson rectangulaire (profilé creux) de dimensions extérieures 2000×900mm et de dimensions intérieures 1940×860mm.

Chapitre III

Charges et surcharges

Introduction :

Dans ce chapitre on évaluera les charges et les surcharges que le pont doit supporter. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

1• Les actions permanentes sont:

- Le poids propre des éléments porteurs : (arc, tablier...).
- Le poids des éléments non porteurs : dont l'existence est imposée par la fonction de l'ouvrage: (trottoirs, corniche, garde-corps, glissières, revêtements).

2• Les actions variables sont:

- Les charges d'exploitation : elles sont définies par des règlements, dans le cas d'un pont routier (Le 'RCPR' titre 4).
- Les charges climatiques : essentiellement vent et température.
- Les actions accidentelles : telles que le choc d'un bateau ou d'un véhicule sur une pile ou l'effet d'un séisme.

III.1. Les charges permanentes :

Les charges permanentes comprennent le poids propre de la structure porteuse, les éléments non porteurs et les installations fixes.

III.1.1. Le poids propre du tablier :

Le poids propre est :

$$G_{\text{tablier}} = \gamma_b \times S_{\text{tablier}} = 2,5 \times (0,30 \times 10,860) = 8,145 \text{ t/ml.}$$

S est l'aire de la section transversale de la dalle.

γ_b est le poids volumique du béton tel que $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$.

III.1.2. Le poids de la charpente :

Le poids propre des éléments qui forme la charpente (arc, poutre, pièce de pont, entretoises, console) est :

$$\begin{aligned} G_{\text{charpente}} &= \gamma_s \times (A_{\text{arc}} + A_{\text{poutre}} + A_{\text{pièce de pont}} + A_{\text{entretoise}} + A_{\text{console}}) \\ &= 7,85 \times (1316 + 1036,8 + 493,2 + 392 + 59,825) \cdot 10^{-4} = 2,5888 \text{ t/ml.} \end{aligned}$$

$$G_{\text{suspente}} = \gamma_s \times S = 7,85 \times \pi \times (25 \cdot 10^{-3})^2 = 0,015 \text{ t/ml.}$$

III.1.3. Le poids des éléments non porteurs :**a) Le revêtement :**

On prend une couche de revêtement en béton bitumineux d'une épaisseur de 8 cm

$$G_{\text{revetement}} = \gamma_{\text{bb}} \times A_{\text{rev}} = 2,2 \times 0,08 \times 7,5 = 1,32 \text{ t/ml.}$$

b) L'étanchéité :

Pour l'étanchéité on prend une couche de 3 cm d'épaisseur

$$G_{\text{étanch}} = 2,4 \times 0,03 \times 7,5 = 0,54 \text{ t/ml.}$$

c) Les trottoirs :

Deux trottoirs d'épaisseur 10 cm et de largeur 1,78 m sont situés sur les consoles fixées dans les poutres principales

$$G_{\text{tr}} = 2 \times 2,5 \times 0,1 \times 1,78 = 0,89 \text{ t/ml.}$$

d) Les gardes corps :

Poids du garde corps est égale à 0,1 t/ml donc $G_{\text{gc}} = 2 \times 0,1 = 0,2 \text{ t/ml.}$

e) Les bordures de chaussée :

On prend une épaisseur de 10 cm et largeur 1,68 m

$$G_{\text{bordure}} = 2 \times 2,5 \times 0,1 \times 1,68 = 0,84 \text{ t/ml.}$$

III.1.4. Le poids totale de l'ouvrage :

Le poids total de l'ouvrage est la somme des poids des éléments (G) :

$$G = \Sigma G_i = 17,2538 \text{ t/ml.}$$

III.2. Evaluation des surcharges :

La définition des surcharges dépend des caractéristiques du pont.

III.2.1. Caractéristiques du pont :**• Classe du pont :**

Les ponts sont rangés en trois classes, les ponts de chaque classe étant calculés avec les mêmes charges. Ces classes sont définies en fonction de la largeur roulante L_r (Largeur mesurée entre bordures ou dispositifs de retenue) et de leur destination. [16]

$L_r \geq 7 \text{ m} \rightarrow$ pont de 1^{ère} classe.

$5,5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m} \rightarrow$ pont de 2^{ème} classe.

$L_r \leq 5,5 \text{ m} \rightarrow$ pont de 3^{ème} classe.

La largeur roulable de notre pont est $L_r = 7,5 \text{ m}$, donc c'est un pont de 1^{ère} classe.

• Largeur chargeable L_s :

La largeur chargeable déduite de la largeur roulable est égale à la largeur roulable, donc :

$$L_s = 7,5 \text{ m.}$$

• Nombre de voies N :

Par convention, les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égale à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable en m .

$N = E [L_s/3] = E [2,5] = 2$ voies.

• **Largeur de la voie L_v :**

$$L_v = L_s/N = 3,75 \text{ m.}$$

III.2.2. Calcul des surcharges routières :

Les différentes charges routières sous lesquelles notre ouvrage sera calculé sont [16] :

- Système de charge A.
- Systèmes B.
- Surcharge Militaire M.
- Convoi exceptionnel D et E.
- Les surcharges de trottoirs.
- Les surcharges dues au vent et au séisme.

III.2.2.1. Système de charge A :

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme dont l'intensité est égale à: $A = a_1 \times a_2 \times A(L)$

$A(L)$: est exprimée en Kg/m^2 et donnée en fonction de la longueur chargée.

L : Longueur chargée (portée du pont) est exprimée en m .

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

Notre ouvrage possède une seule travée :

$$L = 130 \text{ m} \Rightarrow A(L) = 483,52 \text{ kg/m}^2 = 0,48352 \text{ t/m}^2.$$

a_1 : coefficient donné par le tableau III.1, en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées.

Nombre de voies		1	2	3	4	> 5
Classe de pont	Première	1	1	0.9	0.75	0.7
	Deuxième	1	0.9	-	-	-
	Troisième	0.9	0.8	-	-	-

Tableau III.1. Valeurs de a_1

Pont de 1^{ère} classe avec 2 voies, donc : $a_1 = 1$ pour les deux voies chargées.

a_2 : coefficient donné par : $a_2 = L_0/L_v$

$L_v = 3,75 \text{ m}$.

L_0 : largeur donnée par le tableau en fonction de la classe du pont étudié.

Classe de pont	L_0
première classe	3,5 m
deuxième classe	3,0 m
troisième classe	2,75 m

Tableau III.2. Valeurs de L_0

$\Rightarrow a_2 = 0,933$.

Ainsi la charge obtenue est appliquée uniformément sur la largeur totale, on obtient :

N ^{br} de voies	$a_1 \times a_2 \times A(L)$ (t/m ²)	Largeur de voie (m)	A (t/m)
2	0,45112	7,5	3,3834

Tableau III.3. Intensité de la charge A

• **Effort de freinage du système A :**

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

Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Les efforts de freinage n'intéressent généralement pas la stabilité des tabliers. Il y a lieu de les considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui.

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal :

$$F = \frac{A.S}{20+0,0035.S}$$

$A = 0,45112 \text{ t/m}^2$.

S en m² désigne la surface chargée; $S = L \times L_s = 130 \times 7,5 = 975 \text{ m}^2$.

Donc : F = 18,786 t.

III.2.2.2. Système de charges B :

Le système de charges B comprend trois systèmes distincts dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets pour chaque élément des ponts :

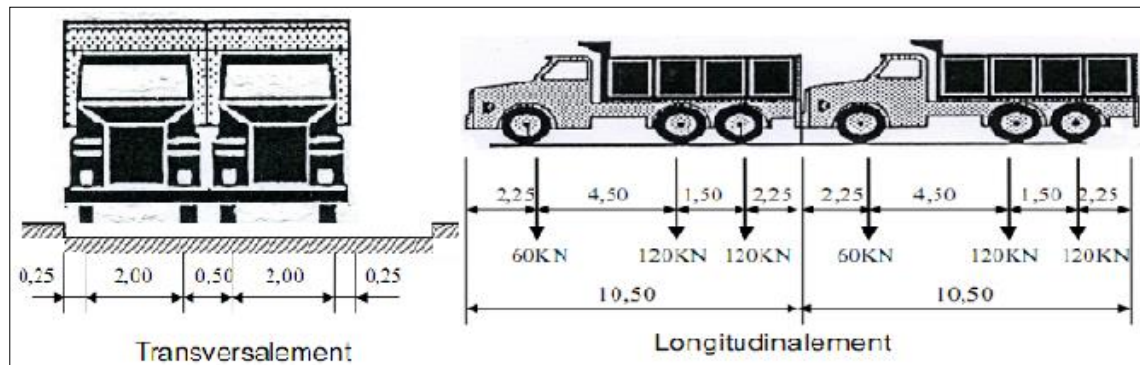
- Le système B_c se compose de camions types.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée.
- Le système B_t , se compose de groupes de deux essieux.

a) Système B_c :

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 transversal : nombre maximal de files que l'on peut disposer est égal au nombre de voies de circulation.

Dans le sens longitudinal : nombre de camions est limité à deux, la distance des deux camions d'une même file est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable.

**Fig. III.1. Disposition du système B_c**

La masse d'un camion = 30t.

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c, donné par le tableau suivant :

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
Troisième	1,00	0,80	-	-	-

Tableau III.4. Valeurs de b_c

Donc : $B_c = 2 \times 30 \times N \times b_c$; N: nombre de voies chargé.

2: nombre de camion sur la longueur.

Donc la valeur de B_c à prendre en considération est donnée dans le tableau suivant:

N ^{br} de voies	coef. b _c	B _c (t)
2	1,10	132

Tableau III.5. Valeurs de la charge B_c**• Coefficient de majoration dynamique δ pour la surcharge B_c :**

Les surcharges du système B sont frappées par des coefficients de majoration dynamique. Ce coefficient est déterminé par la formule :

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

Avec:

L: longueur de tablier chargée.

S: surcharge B_c maximal multiplié par b_c .

G: le poids propre.

Calcul de G :

Quand il s'agit du tablier d'un pont à poutres latérales, et que la couverture de ce tablier est formée d'une dalle continue, la longueur L est la valeur minimale de la distance entre axe des poutres et la portée. G est le poids total d'une section de tablier de longueur L et de largeur totale, avec tout élément compris (chaussée, trottoirs, chapes, couverture, longerons, pièces de pont), à l'exclusion du poids des poutres principales.

Donc :

$$L = 10,86 \text{ m}$$

$$S = B_{c2} \times b_c = 132 \times 1,10 = 145,2 \text{ t}$$

$$G = (7,85 \times (493,2 + 59,825) \times 10^{-4} + 1,32 + 0,54 + 0,89 + 8,145 + 0,84 + 0,2) \times 10,86$$

$$G = 134,34 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 10,86} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{134,34}{145,2}} = 1,254.$$

• Effort de freinage du système B_c :

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

Dans les cas courants la résultante de ces efforts peut être supposée centrée sur l'axe longitudinal de la chaussée.

Chaque essieu d'un camion du système B_c peut développer un effort de freinage égal à son poids.

Parmi, les camions B_c que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner. Les efforts de freinage développés par le système B_c ne sont pas susceptibles de majoration dynamique, de même pour le coefficient b_c . L'effort de freinage susceptible d'être développé par le système B_c se trouve limité au poids d'un véhicule de 30t.

D'où :

$$F_{Bc} = 30 \text{ t.}$$

• Force centrifuge :

Le tracé de l'axe de la chaussée est une ligne droite, (en absence de courbure) la force centrifuge est nulle $F_c = 0$.

b) Système B_t :

Un tandem du système B_t, comporte deux essieux tous deux à roues simples munies de pneumatiques et répondant aux caractéristiques suivantes :

- le poids de chaque essieu est de 16 t.
- Le nombre de camions est limité à deux dans le sens transversal.
- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe.

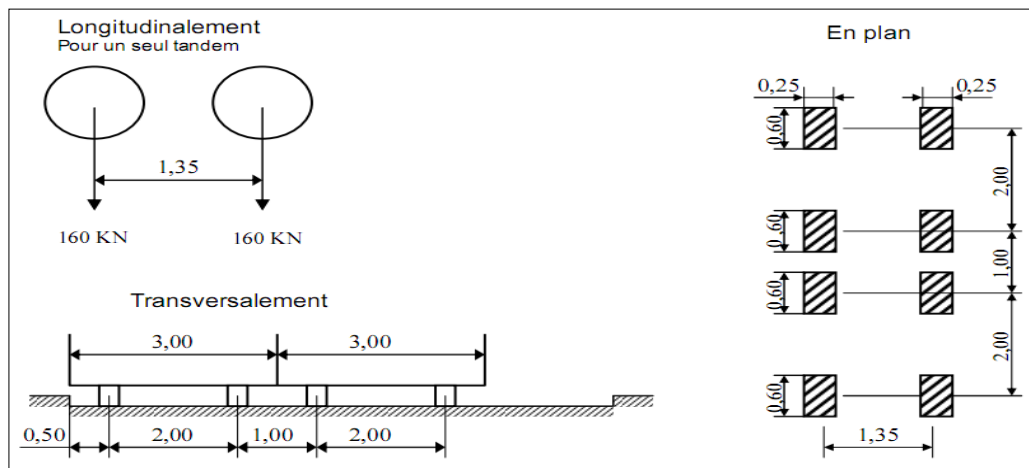


Fig. III.2. Disposition du système B_t

En fonction de la classe du pont, la valeur des charges du système B_t prise en compte est multipliée par le coefficient b_t, donné par le tableau suivant :

Classe de pont	b _t
première classe	1,2
deuxième classe	1

Tableau III.6. Valeurs de b_t

Le tableau ci-dessous représente les valeurs des charges du système B_t

Donc : B_t = 2×16×N ×b_t

N ^{br} de voies	coef. b _t	B _t (t)
2	1,2	76,8

Tableau III.7. Valeurs de la charge B_t

• Coefficient de majoration dynamique pour B_t :

Avec la même formule, S = B_{t2} ×b_t = 76,8×1,2 = 92,16 t.

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 10,86} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{134,34}{92,16}} = 1,214.$$

c) Système Br :

Le système B_r est constitué d'une roue isolée, porte une charge de 10t. Elle est disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée, peut être placé n'importe où sur la largeur roulable.

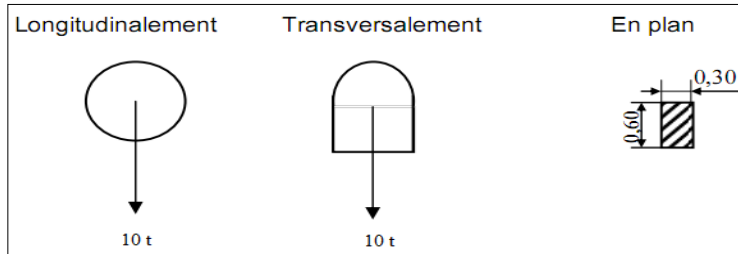


Fig. III.3. Disposition du système B_r

$$B_r = 10 \text{ t.}$$

• Coefficient de majoration dynamique pour B_r :

$$S = B_r = 10 \text{ t.}$$

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 10,86} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{134,34}{10}} = 1,14.$$

III.2.2.3. Surcharges militaires $M_c 120$:

Un véhicule type du système $M_c 120$ comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes:

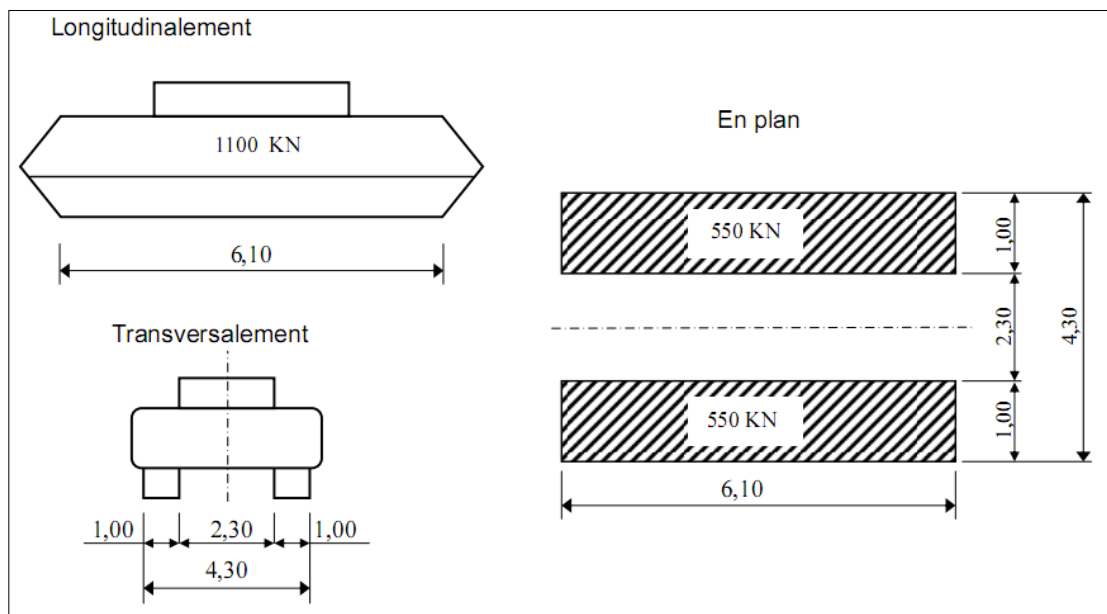


Fig. III.4. Convoi $M_c 120$

Dans le sens transversal: un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée.

Dans le sens longitudinal: le nombre des véhicules du convoi n'est pas limité et la distance de deux véhicules successifs est déterminée pour produire l'effet le plus défavorable, la distance libre entre leurs points de contact avec la chaussée devant être au moins égale à 30,50m.

Donc la charge totale est $S = 110 \times 3 = 330t$

• **Coefficient de majoration dynamique pour M_c120**

$$\delta = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2 \times 10,86} + \frac{0,6}{1+4 \times \frac{134,34}{110}} = 1,23 .$$

Les charges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.



Fig. III.5. Véhicule militaire: un Char Leclerc

III.2.2.4. Convois exceptionnels :

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter le véhicule-type correspondant susceptible dans certains cas d'être plus défavorable que les charges des systèmes A et B.



Fig. III.6. Convoi exceptionnel militaire

Les charges exceptionnelles ne sont pas frappées de majorations pour effets dynamiques ; elles sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge.

Les convois lourds exceptionnels sont supposés rouler sur les ponts à une vitesse au plus égale à 10 km/h ce qui justifie l'absence d'effets annexes.

Les convois D280, D240, E400 ou E360 sont supposés circuler seul quelque soient la largeur et la longueur du pont.

Dans le sens longitudinal il est disposé pour obtenir l'effet le plus défavorable.

Dans le sens transversal, son axe longitudinal est réputé situé à 3,50 m du bord de la largeur chargeable.

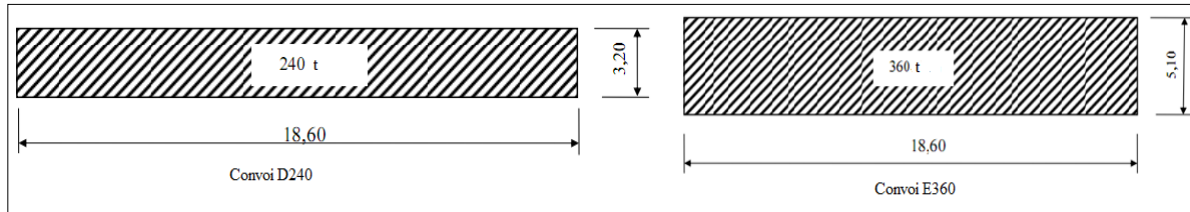


Fig. III.7. Répartition des charges D240 et E360

III.2.2.5. Surcharge sur le trottoir :

On applique sur les trottoirs une charge uniforme de 150kg/m^2 pour produire l'effet maximal.

-un trottoir chargé : $q = 0,15 \times 1,78 = 0,267 \text{ t/ml}$.

-Deux trottoirs chargés : $q = 2 \times 0,15 \times 1,78 = 0,534 \text{ t/ml}$.

Charge sur les garde-corps :

Il y a lieu de supposer que peut s'exercer sur la main courante d'un garde-corps pour piétons une poussée normale horizontale et uniforme q , donnée en fonction de la largeur du trottoir, b , par la formule :

$$q = 0,50(1+b) \text{ [kN/ml]} \text{ avec maximum de } 2,5 \text{ kN/m.}$$

$$q = 0,5(1+1,78) = 1,39 \text{ kN/m} = 0,139 \text{ t/m.}$$

On suppose aussi qu'il y a une charge verticale de 1kN/m appliquée sur la main d'un garde-corps en n'importe quel point.

III.2.2.6. Charge due au vent :

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées. Leur intensité, assimilée à une valeur caractéristique, vaut: [16]

- $2,00 \text{ kN/m}^2$ pour les ouvrages en service;
- $1,25 \text{ kN/m}^2$ pour les ouvrages en cours de construction.

III.2.2.7. Effet de la température [16] :

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

Les efforts dus au gradient thermique sont évalués sur la base d'une différence de température entre la dalle en béton et la poutre en acier, avec prise en compte du module instantané de déformation longitudinale du béton.

✓ **Variations linéaires**

Le coefficient de dilatation du béton armé est considéré égal à :

$$\alpha = 1.1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

et celle de l'acier est égale à :

$$1.22 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

et la loi fixant la variation linéaire est :

$$\Delta l = \alpha \times \Delta T^\circ \times L$$

✓ **gradient thermique :**

Le gradient est positif si la température de la fibre supérieure du tablier est plus grande que celle de la fibre inférieure.

Les valeurs numériques à prendre en compte pour le gradient thermique vertical sont données dans le tableau ci-dessous. [16]

	En phase de construction	En service
	Gradient ($^\circ\text{C}$)	Gradient ($^\circ\text{C}$)
Type 1 (tablier métallique)	± 18	± 10
Type 2 (tablier mixte)	± 15	± 8
Type 3 (tablier béton)	± 12	± 7

Tableau III.8. Gradient thermique pour différents types de tablier

III.2.2.8. Actions Sismiques :

La construction des spectres se fait à partir des formules indiquées dans les règlements algériennes (RPOA), l'effet de cette action fera l'objet d'un chapitre « étude dynamique » ultérieurement.

Conclusion :

Une fois les charges et surcharges définies, on procède au calcul des sollicitations. À cet effet, on fait appel à un logiciel de calcul ROBOT.

Chapitre IV

Modélisation de la structure

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

En général, la modélisation d'un ouvrage comprend :

1. une définition de la structure ;
2. une définition des différentes sections de l'ouvrage ;
3. une définition des conditions d'appuis ;
4. le choix de la méthodologie de calcul ;
5. la définition des cas de charge et des combinaisons de calcul.

Le logiciel de calcul ROBOT2010 est utilisé.

IV.1. Caractéristiques principales du logiciel Robot 2010 :

- Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique.
- Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représentation à l'écran des différents types de résultats de calculs (efforts internes, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ou vertes.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 de calcul.
- Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, capture d'écran, composition de l'impression, copier des objets vers d'autres logiciels)

Le système Robot regroupe plusieurs modules spécialisés, pour chaque étape de l'étude de la structure.

IV.2. Principes de fonctionnement du logiciel Robot 2010:

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

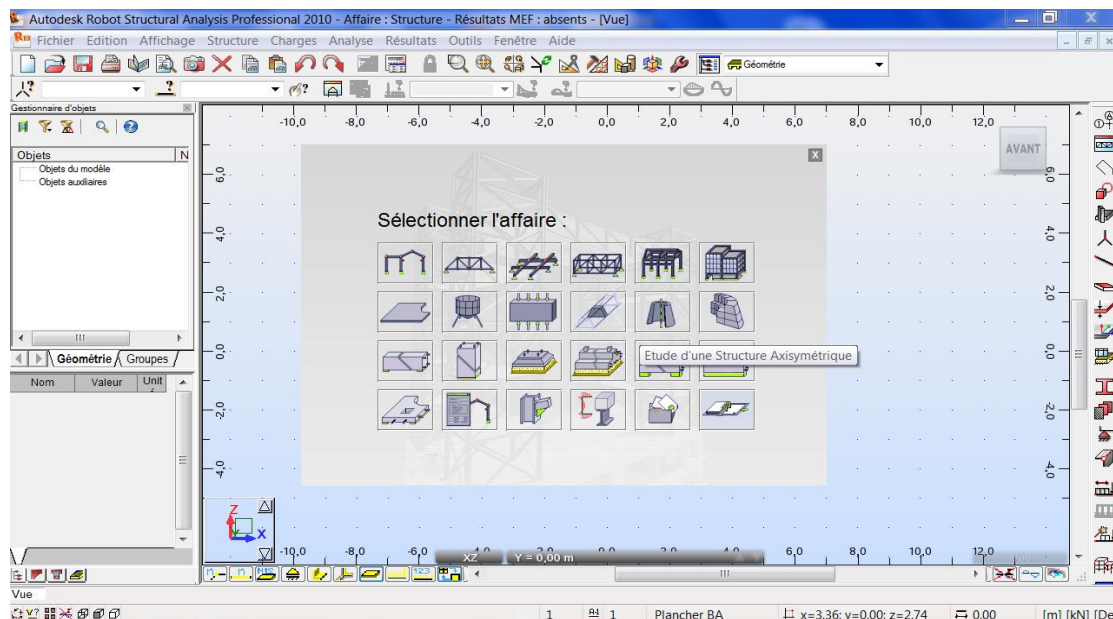


Fig. IV.1. Page d'entrée du logiciel Robot

1– le logiciel nécessite la définition des caractéristiques (langue de travail, caractéristiques des matériaux, unités et systèmes métriques utilisés, normes et règlements)

2– le logiciel nécessite la définition de la structure

3– 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.

4– choix de type d'analyse de structure (Analyse sous charges permanente, Analyse sous les surcharges d'exploitation, Analyse modale, Analyse sismique).

5– définition des combinaisons de calcul et des coefficients de pondération

6– lancement du calcul

7 – affichage et édition éventuels des résultats

IV.3. Modélisation graphique :

Après la définition des différentes sections des barres, tablier, arcs et les conditions d'appuis ainsi que les différents cas de charges on obtient :

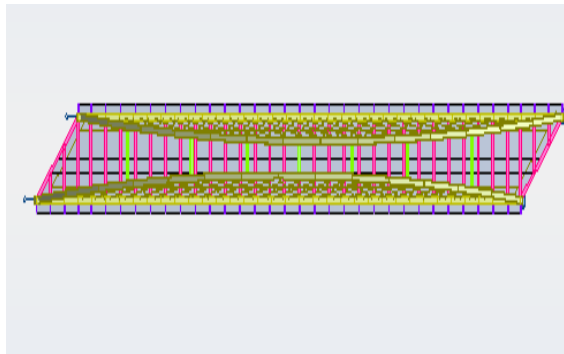


Fig. IV.2. Vue en plan (XY)

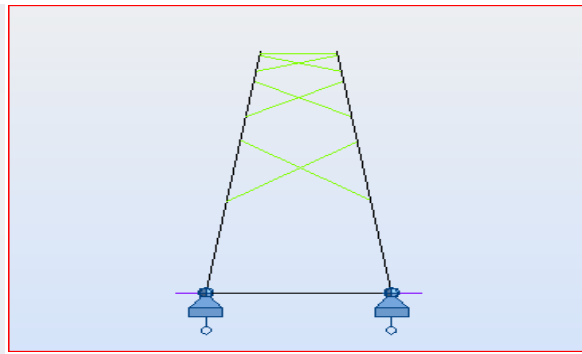


Fig. IV.3. Vue en plan (YZ)

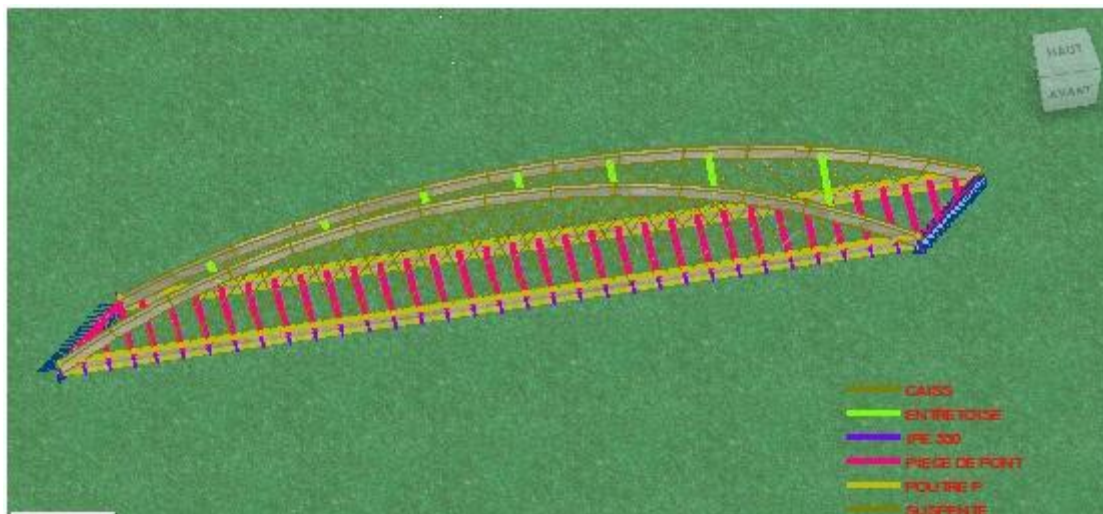


Fig. IV.4. Vue en 3D de la structure modélisée par ROBOT

IV.4. Combinaisons d'actions :

Il convient de combiner les différentes actions qui peuvent s'exercer sur l'ouvrage, pour obtenir les sollicitations correspondantes aux différents états limites à considérer, les combinaisons d'actions expriment différentes répartitions des efforts appliqués (actions permanentes, variables, et accidentelles) aux structures en fonctions de la probabilité de leur existence et des plus grandes valeurs qu'ils peuvent prendre. Ces combinaisons sont à comparer avec la résistance de matériaux (béton, aciers, sol)

On distingue conventionnellement deux états limites ; les états limites de service et les états limites ultimes [16] :

IV.4.1. Les états limites de services :

Les états limites de services sont des états correspondant à des conditions au delà desquelles les exigences d'aptitudes spécifiées pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites, les combinaisons d'actions correspondantes à ces états limites de services traduisent différents niveaux de probabilité d'applications de ces actions, on distingue trois niveaux de probabilité :

ELS rares : sollicitations que la structure aura à subir au moins une fois pendant la durée de sa vie

ELS fréquents : sollicitations que la structure aura à subir de manière relativement fréquente

ELS quasi permanent : sollicitations que la structure aura à subir pendant la majeure partie de la durée de sa vie

■ **Les combinaisons de l'ELS :**

a/ combinaisons rares

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_r + 0.6T + 0.5\Delta\theta$$

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_{rp} + 0.6T + 0.5\Delta\theta$$

$$G_{\max} + G_{\min} + T$$

$$G_{\max} + G_{\min} + \Delta\theta$$

$$G_{\max} + G_{\min} + W$$

b/ combinaisons fréquentes

$$G_{\max} + G_{\min} + 0.6 Q_r + 0.6T + 0.5\Delta\theta$$

c/ combinaisons quasi permanentes

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

Avec :

T : la variation uniforme de la température

$\Delta\theta$: le gradient thermique vertical

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables

Q_r : les charges de chaussée A(L) ou B avec les charges de trottoirs

Q_{rp} : les charges militaires ou exceptionnelles

W : vent

IV.4.2. Les états limites ultimes :

Les états limites ultimes sont des états limites associés à la ruine des structures, c'est-à-dire à son effondrement ou à d'autres formes de défaillances structurales, ils correspondent à l'atteinte de la capacité structurale de la structure ou à une perte d'équilibre statique

■ Les combinaisons de l'ELU :

Combinaisons fondamentales

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5Q_r+1.5*0.6T+1.5*0.5\Delta\theta$$

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.35Q_{rp}+1.5*0.6T+1.5*0.5\Delta\theta$$

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5Q_r+1.5*0.6W$$

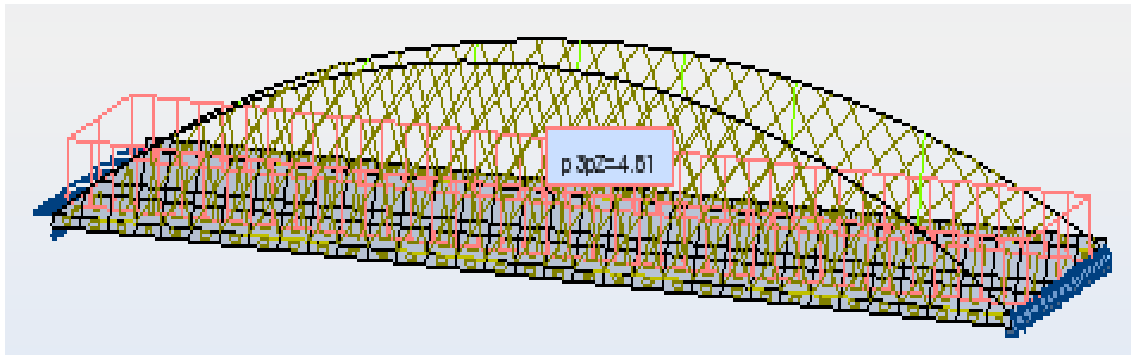
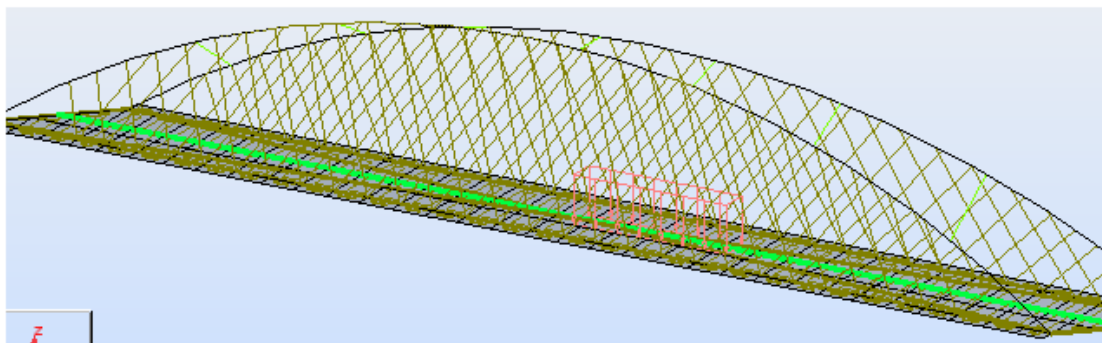
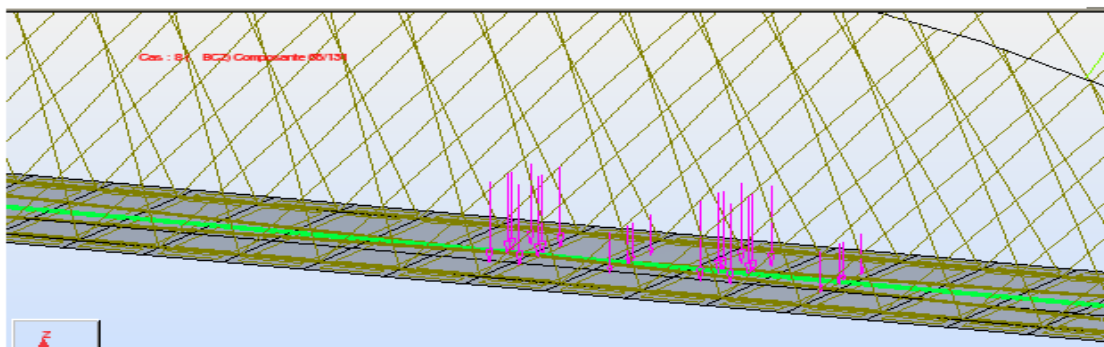
$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.35Q_{rp}+1.5*0.6W$$

$$1.35G_{\max}+G_{\min}+1.5W$$

Et donc la liste des combinaisons à prévoir est représentée dans le tableau suivant :

non	type	combinaison
ELS1	Combinaison rare	$G_{\max}+(A_1+ST)+0.6T+0.5\Delta\theta$
ELS2	Combinaison rare	$G_{\max}+(A_2+ST)+0.6T+0.5\Delta\theta$
ELS3	Combinaison rare	$G_{\max}+(B_1+ST)+0.6T+0.5\Delta\theta$
ELS4	Combinaison rare	$G_{\max}+(B_2+ST)+0.6T+0.5\Delta\theta$
ELS5	Combinaison rare	$G_{\max}+M_{c120}+0.6T+0.5\Delta\theta$
ELS6	Combinaison rare	$G_{\max}+D_{240}+0.6T+0.5\Delta\theta$
ELS7	Combinaison rare	$G_{\max}+E_{360}+0.6T+0.5\Delta\theta$
ELS8	Combinaison rare	$G_{\max}+T$
ELS9	Combinaison rare	$G_{\max}+\Delta\theta$
ELS10	Combinaison rare	$G_{\max}+W$
ELS11	Combinaison fréquente	$G_{\max}+0.6(A_1+ST)+0.6T+0.5\Delta\theta$
ELS12	Combinaison fréquente	$G_{\max}+0.6(A_2+ST)+0.6T+0.5\Delta\theta$
ELS13	Combinaison fréquente	$G_{\max}+0.6(B_1+ST)+0.6T+0.5\Delta\theta$
ELS14	Combinaison fréquente	$G_{\max}+0.6(B_2+ST)+0.6T+0.5\Delta\theta$
ELS15	Combinaison quasi fréquente	$G_{\max}+G_{\min}$
ELU1	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.5(A_1+ST)+0.9T+0.75\Delta\theta$
ELU2	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.5(A_2+ST)+0.9T+0.75\Delta\theta$
ELU3	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.5(B_1+ST)+0.9T+0.75\Delta\theta$
ELU4	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.5(B_2+ST)+0.9T+0.75\Delta\theta$
ELU5	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.35M_{c120}+0.9T+0.75\Delta\theta$
ELU6	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.35D_{240}+0.9T+0.75\Delta\theta$
ELU7	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.35E_{360}+0.9T+0.75\Delta\theta$
ELU8	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.5(A_1+ST)+0.9W$
ELU9	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.5(A_2+ST)+0.9W$
ELU10	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.5(B_1+ST)+0.9W$
ELU11	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.5(B_2+ST)+0.9W$
ELU12	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.35M_{c120}+0.9W$
ELU13	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.35D_{240}+0.9W$
ELU14	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.35E_{360}+0.9W$
ELU15	Combinaison fondamentale	$1.35G+1.5W$

Tableau IV.1. Les combinaisons de charges

IV.5. Exemple de modélisation de quelques charges :**Fig. IV.5. Modélisation de la charge A(l)****Fig. IV.6. Modélisation de convoi exceptionnel (D240)****Fig. IV.7. Modélisation de la charge roulante B_c (cas 66/131)****Conclusion :**

1. Une bonne modélisation permet d'avoir des résultats fiables.
2. Néanmoins, les vérifications de la modélisation sont nombreuses et un bon ingénieur peut prévoir le résultat selon le type de sollicitations.

Chapitre V

Etude statique

Dans ce chapitre, on dimensionnera la dalle en flexion locale, ensuite on passera à l'étude des différents éléments métalliques constituant notre pont (poutres principales, entretoises, arcs et consoles) avec leurs vérifications à l'état limite ultime ELU et à l'état limite de service ELS.

V.1. Dimensionnement de la dalle en béton armé :

V.1.1. Fonctionnement :

Le rôle de la dalle de couverture est de transmettre les charges aux poutres. Elle travaille en flexion transversale.

On supposera que la dalle transmet les charges des essieux aux poutres métalliques et qu'elle participe à la flexion d'ensemble de l'ouvrage. On cherchera ici à déterminer les moments transversaux M_x et M_y en vue de dimensionner les armatures de la dalle.

Avec :

M_x : Moment transversal permettant le calcul des armatures transversales, (AT).

M_y : Moment longitudinal permettant le calcul des armatures longitudinales, (AL).

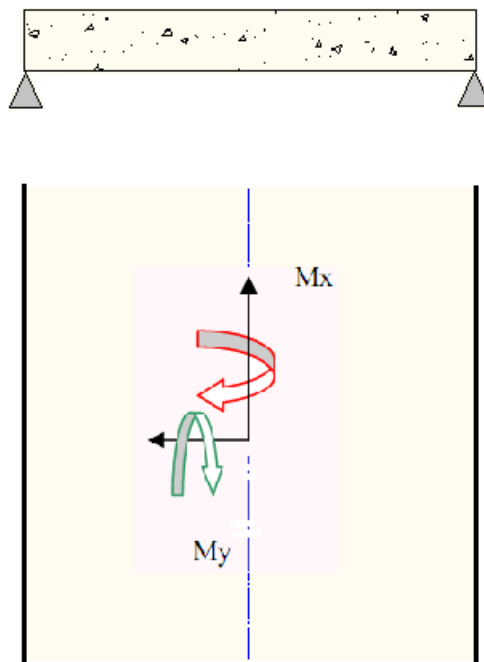


Fig. V.1. Les sollicitations de la dalle

On considère pour le calcul des moments une section S en travée où les moments fléchissants sont les plus élevés.

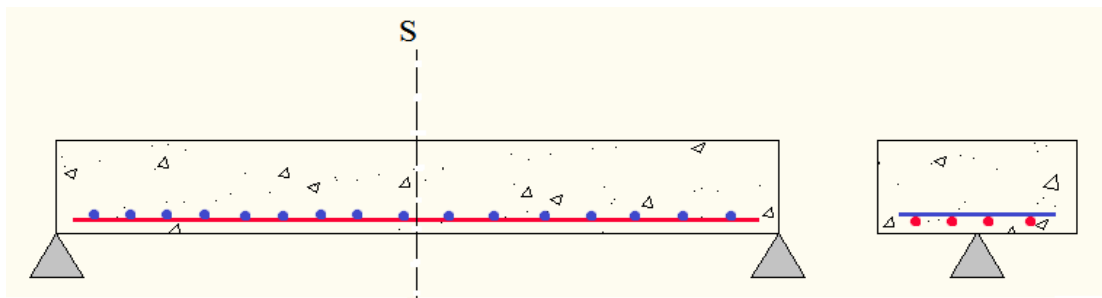


Fig. V.2. Section transversale de la dalle

De plus, pour faire face au moment de flexion longitudinal, nous aurons recours à des armatures longitudinales (AL).

V.1.2. Dimensionnement transversal de la dalle :

Les différents systèmes de charge pris en considération pour l'analyse transversale sont :

a) Charges permanentes :

On établira les efforts pour une tranche de dalle de 1 m dans le sens de la longueur (par mètre linéaire) et de 0,30 m d'épaisseur.

Les moments seront évalués principalement dans une section (S) autour du milieu de la dalle où les valeurs seront les plus élevées.

Le bilan des charges qui s'appliquent sur la dalle en béton armé (section = 1×0,30) est:

- 7,50kN/ml due au poids propre de la dalle en béton.
- 2,5kN/ml due au poids des bordures.
- 2,48kN/ml due au poids du revêtement+étanchéité.

La force générée par les bordures, l'étanchéité, les revêtements et le poids propre sont supposées réparties.

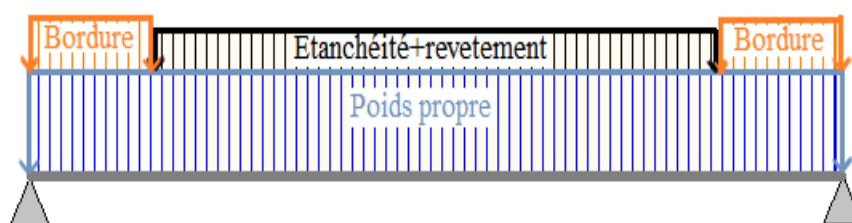


Fig.V.3. Répartition des charges permanentes

b) Surcharges d'exploitation :

Dans notre cas, nous prendrons les systèmes de surcharge sous lesquelles notre ouvrage sera calculé:

- Système de charge A;
- Système de charge Bc ;
- Convoi militaire MC120.
- Convoi exceptionnel D240 ;

Afin d'évaluer les sollicitations sous ces différents systèmes de charge, on procède au calcul automatique à l'aide du logiciel ROBOT Millenium.

c) Les diagrammes des moments :

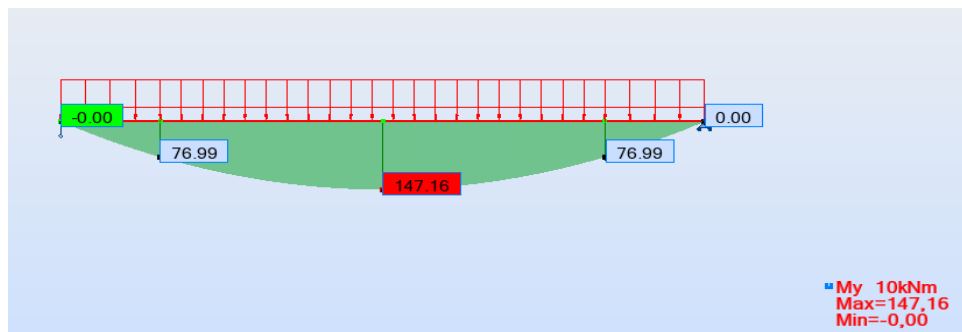


Fig.V.4. Diagramme de moment dû aux charges permanentes

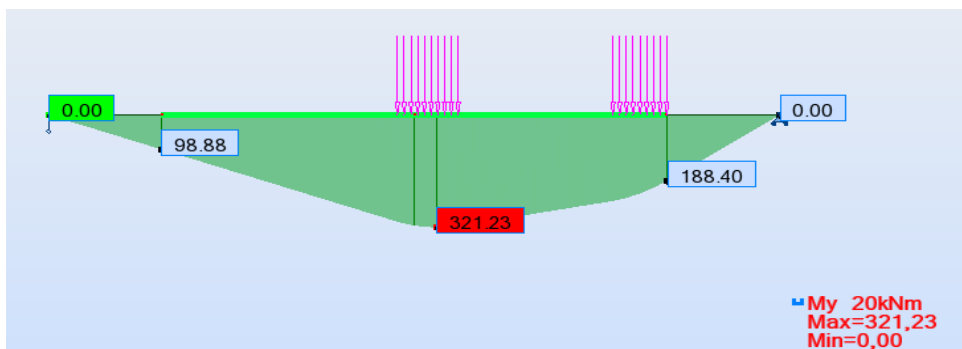


Fig.V.5. Diagramme de moment dû aux charges militaires MC120

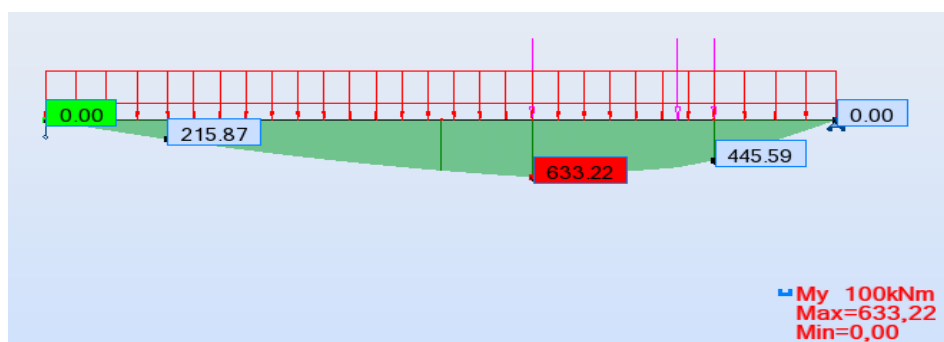


Fig.V.6. Diagramme de moment dû aux combinaisons (1.35G+1.5BC)

Remarque : la combinaison (1.35G+1.5BC) illustré dans la figure V.6 est le cas le plus défavorable parmi les combinaisons à l'ELU qui est appliquée à notre structure.

d) **Ferraillage transversale** [11] :

• **Calcul à l'ELU :**

Le moment dans la travée est : $M = 0,633 \text{ MN.m}$

$$f_{c28} = 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 22,67 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,633}{1,0 \cdot 25^2 \cdot 22,67} = 0,446.$$

$$\mu > (\mu_{AB}, \mu_{limite}) \Rightarrow \text{pivot B et } A_{sc} \neq 0.$$

On fixe $\mu = 0,39$ et $\alpha = 0,69$

$$\varepsilon_{sc} = 2,75\text{‰}, \varepsilon_s = 1,74\text{‰} \Rightarrow f_{su} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{sc} = \frac{M_u - 0,8\alpha b d^2 \cdot f_{bu}(1 - 0,4\alpha)}{\sigma_{sc}(d - d')} = \frac{0,633 - 0,8 \times 0,69 \times 1 \times 0,25^2 \times 22,67 \times (1 - 0,4 \times 0,69)}{348 \times 0,2}$$

$$A_{sc} = 9,59 \text{ cm}^2, \text{ on prend } \boxed{A_{sc} = 6\text{Ø}14}$$

$$A_s = \frac{0,8\alpha b d \cdot f_{bu} + \sigma_{sc} \times A_{sc}}{f_{su}} = \frac{0,8 \times 0,69 \times 1 \times 0,25 \times 22,67 + 348 \times 9,59 \cdot 10^{-4}}{348}$$

$$A_s = 99,48 \text{ cm}^2, \text{ on prend } \boxed{A_s = 12\text{Ø}32}$$

• **Vérification à l'ELS :**

Nous nous placerons dans le cas de fissuration préjudiciable. Nous allons mener la vérification des aires d'acier nécessaires à l'ELS. Nous retiendrons l'aire d'acier maximale pour la section.

La contrainte admissible des armatures s'exprime telle que:

$$\sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 266,66 \text{ Mpa} \\ \text{ou } \eta = 1,6 \text{ et } f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \\ \max(0,5 f_e = 200, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} = 240,99) \end{array} \right.$$

Le moment dans la travée à l'ELS est : $M_{ser} = 0,436 \text{ MN.m}$

$$\bar{\sigma}_s = 241 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\sigma}_s \alpha^3 - 3\bar{\sigma}_s \alpha^2 - \frac{6n \cdot M_u (\alpha - 1)}{b \cdot d^2} = 0$$

$$241\alpha^3 - 723\alpha^2 - 627,84\alpha + 627,84 = 0$$

$$\alpha = 0,634$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{\bar{\sigma}_s}{n}\right) \times \alpha / (1 - \alpha) = 27,83 \text{ MPa}.$$

$\sigma_{bc} \leq 0,6f_{c28} = 24 \text{ MPa}$ ce n'est pas vérifiée donc on ajoute des armatures comprimées.

$$\alpha = \frac{9f_{c28}}{9f_{c28} + \bar{\sigma}_s} = 0,599$$

$$M_{bc} = 0,1 \times f_{c28} \times \alpha(3 - \alpha)bd^2 = 0,359 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_s' = 9 \times f_{c28}(1 - d'/ad) = 239,8 \text{ MPa}.$$

Donc les sections d'armatures nécessaires à l'ELS sont :

$$A_{sc} = \frac{M_{ser} - M_{bc}}{\sigma_s'(d - d')} = 16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \boxed{A_{sc} = 8\text{Ø}16}$$

$$A_s = \frac{A_{sc}\sigma_s' + 0,3abd f_{c28}}{\bar{\sigma}_s} = 90,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \boxed{A_s = 11\text{Ø}32}$$

Alors on prend la section la plus défavorable entre l'ELS et l'ELU :

$$\boxed{A_{sc} = 8\text{Ø}16} \quad \text{et} \quad \boxed{A_s = 12\text{Ø}32}$$

Avec un espacement de 16 cm entre les axes des barres.

e) Vérification des armatures minimales :

$$A_{s \min} = 5\%bh = 15 \text{ cm}^2$$

Section minimale par un mètre linéaire est vérifiée.

V.1.3. Dimensionnement longitudinale de la dalle :

Les diagrammes des moments longitudinaux de la dalle sont représentés en annexe.

$$M_{\max}^+ = 0,3 \text{ MN.m}$$

À l'aide du logiciel SOCOTEC on trouve les sections d'acier suivantes :

$$A_{sc} = 0 \quad \text{et} \quad A_s = 39,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \boxed{A_s = 13\text{Ø}20}$$

$$M_{\max} = 0,2 \text{ MN.m}$$

À l'aide du logiciel SOCOTEC on trouve les sections d'acier suivantes :

$A_{sc} = 0$ et $A_s = 24 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \Rightarrow $A_s = 13\text{Ø}16$ on prévoit des chapeaux de Ø16 au dessus des pièces de pont dans la fibre supérieure de la dalle de béton.

V.1.4. Schéma de ferrailage :

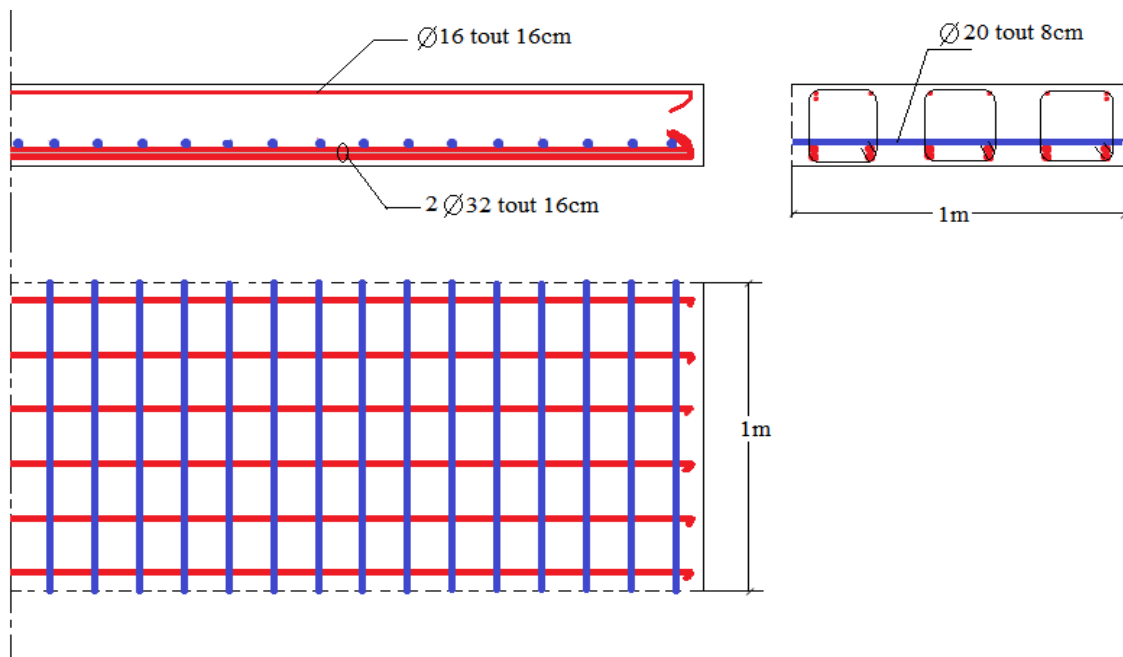


Fig. V.7. Schéma de ferrailage de la dalle

V.2. Dimensionnement de la dalle de console :

La dalle de console est considérée encastree dans les poutres principales et soumise à son poids propre, poids de garde corps et aux surcharges d'exploitation.

Le diagramme de moment le plus défavorable à l'ELU donné par Robot est :

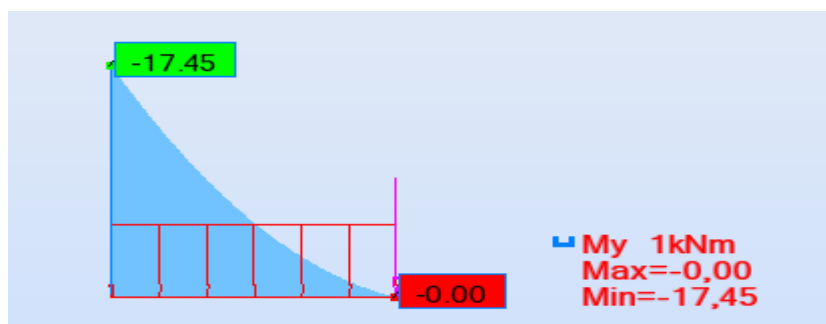


Fig. V.8. Le diagramme de moment de la console à l'ELU

Le diagramme de moment le plus défavorable à l'ELS donné par Robot est :

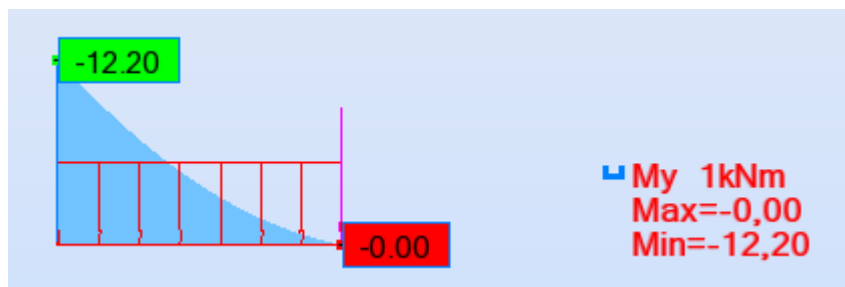


Fig. V.9. Le diagramme de moment de la console à l'ELS

Le calcul de ferrailage a donné les résultats suivants :

$A_s = 7,06 \text{ cm}^2$, on prend : $A_s = 7\text{Ø}12/\text{ml}$ posée dans la partie tendue (supérieure) avec des barres de répartition dans le sens longitudinal.

Schéma de ferrailage :

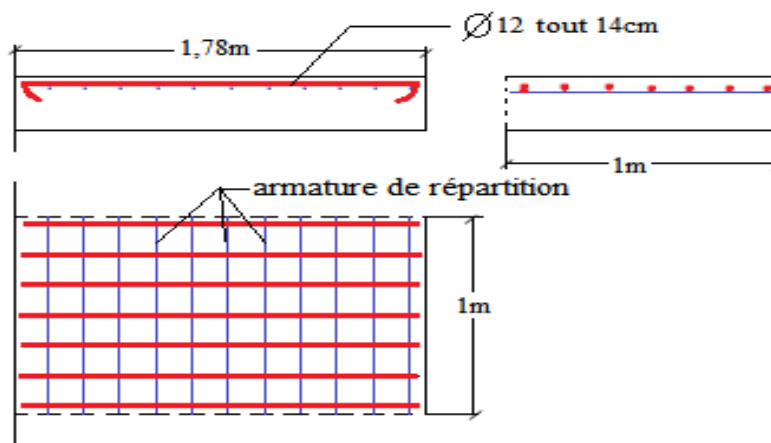


Fig. V.10. Schéma de ferrailage de la dalle en console

V.3. Vérification de la flèche [12] :

■ La flèche admissible pour les éléments en béton est de $l/500 = 0,26\text{m}$

La flèche calculée par Robot pour la dalle sous la combinaison défavorable est 12cm

$12\text{cm} < 26\text{cm}$ vérifiée

V.4. Vérification des éléments en charpente :

On doit vérifier les poutres principales, les pièces de pont, les arcs, les consoles et les suspentes aux différents états.

V.4.1. Les poutres principales :

On doit vérifier les poutres principales à la flexion, le déversement, le voilement et la flèche admissible.

V.4.1.1. Vérification à la flexion en présence de l'effort tranchant :

V.4.1.1.1. Vérification à l'ELU :

Il est important que les différents moments des différentes sections des deux poutres principales soient inférieurs au moment ultime de la section dimensionnée.

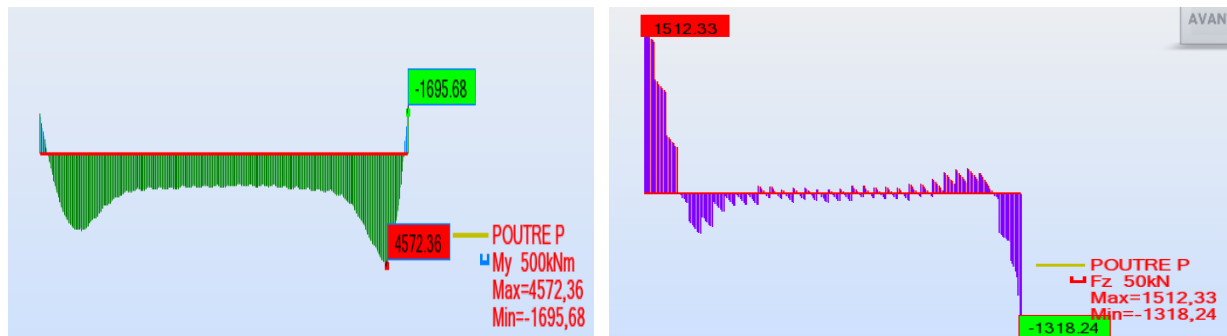


Fig. V.11. Diagrammes du moment et de l'effort tranchant de la poutre

La valeur de calcul de l'effort tranchant V_{sd} dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition [13] :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$V_{pl,rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique de cisaillement donnée par :

$V_{pl,rd} = A_v(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}$ tel que A_v est l'aire de cisaillement, pour les profilés soudés

$$A_v = \sum d.t_w \quad [13]$$

Les valeurs max des moments et des efforts tranchants donnés par ROBOT sont :

$$M_{max, ELU} = 4,572 \text{ MN.m}$$

$$V_{max, ELU} = 1,512 \text{ MN}$$

$$A_v = 356,8 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 356,8 \cdot 10^{-4} (355/1,73) / 1,1 = 6,65 \text{ MN}$$

$$V_{max, ELU} = 1,512 < V_{pl,rd} = 6,65 \text{ MN} \quad \text{vérifié.}$$

On s'aperçoit que $T = V_{sd} < 50\% (V_{pl,rd})$ donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion puisque l'écroutissage de l'acier reprendra l'effort tranchant. On obtient alors le moment de résistance par la relation suivant la classe de la section transversale :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{c,rd} = w_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}; \text{ pour 1ère et 2ème classe} \\ M_{c,rd} = w_{el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}; \text{ pour 3ème classe} \\ M_{c,rd} = w_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}; \text{ pour 4ème classe} \end{array} \right.$$

$$W_{pl} = I/y \Rightarrow M_{c,rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 13,16 \text{ MN.m}$$

Puisque $M_{c,rd} = 13,16 \text{ MN.m} > M_{sd} = 4,572 \text{ MN.m}$ la résistance de la section transversale de la poutre principale vis à vis de l'effort tranchant et du moment fléchissant est vérifiée.

V.4.1.1.2. Vérification à l'ELS :

$M_{sd,ser} = 3,156 \text{ MN.m}$

$T_{sd,ser} = 0,885 \text{ MN}$

■ $\sigma = \frac{M_y \cdot y}{I} + \frac{N}{A} < \sigma_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser}} \quad [10]$

$\sigma_{lim,ser} = 355/1 = 355 \text{ MPa.}$

$\sigma_{sd,inf} = 515,5 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa} \quad \text{n'est pas vérifié}$

$\sigma_{sd,sup} = 753,4 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa} \quad \text{n'est pas vérifié}$

Donc il faut prévoir des poutres principales telle que :

$\frac{M_y \cdot y}{I} < \sigma_{lim,ser} \Rightarrow I_z > \frac{M_y \cdot y}{\sigma_{lim,ser}} = 121 \cdot 10^4 \text{ cm}^4.$

Les caractéristiques de la nouvelle section à considérer sont :

$A = 1331,2 \text{ cm}^2.$

$I_y = 1392,265 \times 10^4 \text{ [cm}^4\text{].}$

$I_z = 121,064 \times 10^4 \text{ [cm}^4\text{].}$

$I_x = 5399,5 \text{ [cm}^4\text{].}$

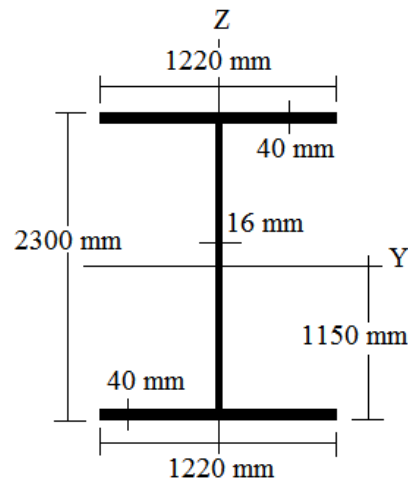


Fig. V.12. Nouvelle section des poutres

■ $\tau = \frac{T}{A} < \tau_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser} \sqrt{3}}$

$\tau_{lim,ser} = 205 \text{ MPa.}$

$\tau = 8,53 \text{ MPa} < 205 \text{ MPa} \quad \text{Condition largement vérifié}$

V.4.1.2. Vérification au déversement :

Il s'agit d'un phénomène d'instabilité mettant enjeu les caractéristiques de torsion et de flexion latérale de la poutre.

Le moment critique de déversement d'une poutre à section transversale constante chargée en son centre de cisaillement et soumise à un moment de flexion est donné par [13] :

$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 E I_z}{L^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{l^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0,5}$

$I_w = 0,5(1-0,5)I_z \cdot h_s^2 = 2,052 \cdot 10^8 \text{ cm}^6$

$$G = 80800 \text{ MPa} ; E = 21.10^4 \text{ MPa} ; c_1 = 1,132$$

$$I_t = 5399,5 \text{ cm}^4 ; I_z = 121,064.10^4 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 2,89 \text{ MN.m}$$

Lorsque l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement

La valeur de $\bar{\lambda}_{LT}$ peut être déterminée par la formule :

$$\bar{\lambda}_{LT} = (\lambda_{LT}/\lambda_1)\sqrt{\beta_w}$$

$$\beta_w = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9. \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{235/355} = 76,4$$

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\pi^2 E W_{ply}}{M_{cr}} \right]^{0,5} = 86,8$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,13 > 0,4 \quad \text{Donc il faut prendre en compte le déversement.}$$

La résistance de calcul d'un élément fléchi non maintenu latéralement au déversement doit être prise égale à $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}$

χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement calculé par :

$$\chi_{LT} = 1 / (\phi_{LT} + (\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)^{0,5})$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0,49$ pour les profilés soudées

$$\Rightarrow \phi_{LT} = 1,36$$

$$\Rightarrow \chi_{LT} = 0,472$$

$$\text{D'où : } M_{b,Rd} = 1,603 \text{ MN.m}$$

1,603 MN.m < 2,89 MN.m Donc la sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

V.4.1.3. Vérification au voilement :

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes.

a) Cisaillement de l'âme :

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

$$\tau_{ame} = \frac{T}{A_{ame}} = 42,56 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 205 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

b) Voilement de l'âme :

On délimitera les panneaux de sorte que, la bordure d'un panneau soit rigide et indéformable, et ce même si des raidisseurs verticaux ou horizontaux sont indispensables pour assurer cette indéformabilité.

Vérification du panneau délimité par les semelles et les pièces de pont :

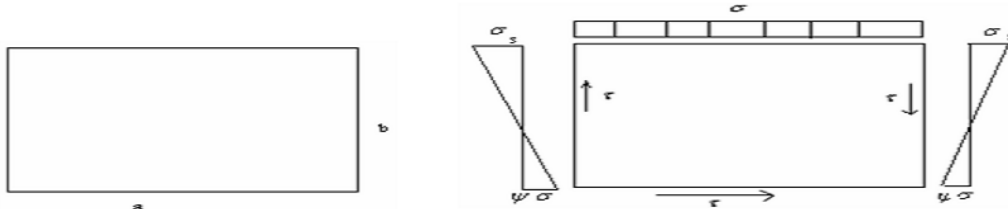


Fig. V.13. Voilement de l'âme

$$a = 4 \text{ m} ; b = 2,22 \text{ m} ; e = 1,6 \text{ cm}$$

Pour La vérification de la stabilité au voilement de l'âme de la poutre, on doit vérifier la condition de stabilité suivante:[5]

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

Avec :

σ_{cr} : La contrainte normale critique ;

τ : La contrainte de cisaillement ;

τ_{cr} : La contrainte critique de cisaillement.

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \times E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_{\sigma}$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 \times E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{b}\right)^2 \times K_{\tau}$$

Avec : $E = 21.10^4 \text{ MPa}$ et $\nu = 0,3$; $t_w = 1,6 \text{ cm}$; $S_{\sigma} = 1$.

$k_{\sigma} = 23,9$ et $\alpha = a/b = 1,8 > 1 \Rightarrow k_{\tau} = 5,34 + 4/\alpha^2 = 6,57$.

On obtient alors :

$$\sigma_{cr} = 235,3 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{cr} = 64,7 \text{ MPa.}$$

Les contraintes maximales sont obtenues pour le moment maximal $M = 4,572 \text{ MN.m}$ et l'effort tranchant maximal $V = 1,512 \text{ MN}$

$$\sigma_{\text{sup, inf}} = \frac{M(V-e)}{I_m} = 344,7 \text{ MPa}$$

$$\tau = V/A_m = 42,56 \text{ MPa}$$

$$\left(1 \cdot \frac{344,7}{235,3}\right)^2 + \left(\frac{42,56}{64,7}\right)^2 = 2,57 < 1 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

L'augmentation de la charge critique du voilement est possible en créant des appuis linéaires au moyen de raidisseurs, l'âme est alors subdiviser en plusieurs panneaux

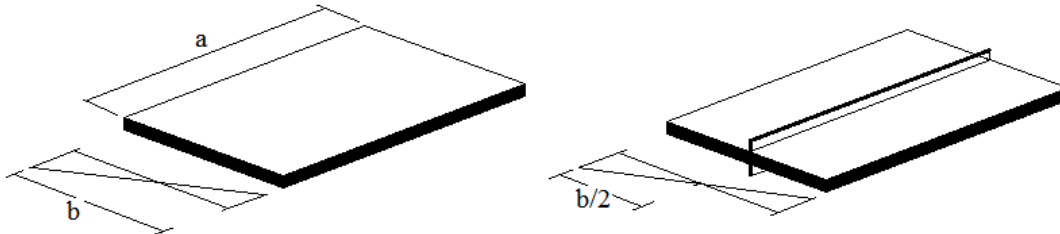


Fig. V.14. Plaque non raidie et plaque raidie

Vérification après ajout des raidisseurs [5] :

$$b = 2,22/2 = 1,11 \text{ m}$$

$$\sigma_{cr} = 941,2 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{cr} = 258,8 \text{ MPa.}$$

$$\left(\frac{344,7}{941,2}\right)^2 + \left(\frac{42,56}{258,8}\right)^2 = 0,16 < 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.4.1.4. Vérification de la flèche [14] :

■ La flèche admissible pour les éléments en charpente est de $l/300 = 0,43\text{m}$

La flèche calculée par Robot pour la dalle sous la combinaison défavorable est de 24cm
 $24\text{cm} < 43\text{cm}$ vérifiée

V.4.2. Les arcs [13] :

V.4.2.1. Vérification de la flexion à l'ELU :

a) En présence de l'effort tranchant :

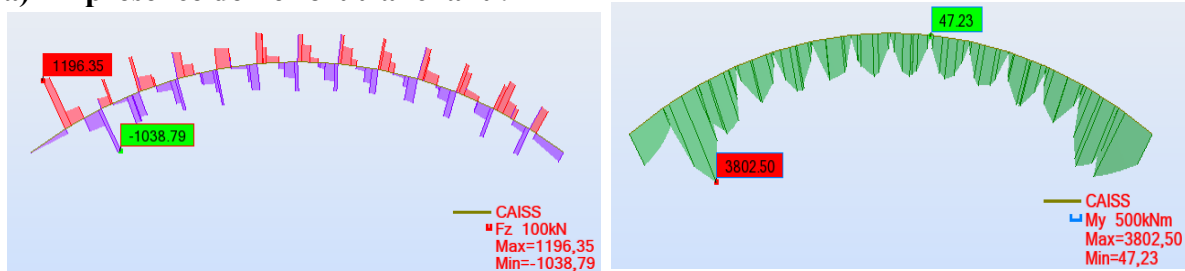


Fig. V.15. Diagrammes de l'effort tranchant et du moment de l'arc

Les valeurs max des moments et l'effort tranchant données par ROBOT sont :

$$M_{\max, ELU} = 3,802 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$V_{\max, ELU} = 1,196 \text{ MN}$$

$$A_v = \sum d \cdot t_w = 776 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 776 \cdot 10^{-4} \cdot (355/1,73) / 1,1 = 14,45 \text{ MN}$$

$$V_{\max, ELU} = 1,196 < V_{pl,rd} = 14,45 \text{ MN} \quad \text{vérifiée.}$$

On s'aperçoit que $T = V_{sd} < 50\% (V_{pl,rd})$

$$W_{pl} = I/y \Rightarrow M_{c,rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 14,76 \text{ MN.m}$$

On observe que $M_{c,rd} = 14,76 \text{ MN.m} > M_{sd} = 3,802 \text{ MN.m}$ ce qui vérifie la résistance de la section transversale de l'arc vis à vis de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

b) En présence de l'effort axial :

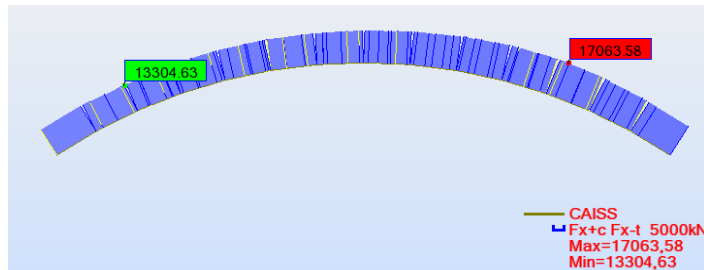


Fig. V.16. Diagramme de l'effort axial de l'arc

$$N_{\max} = 17,063 \text{ MN}$$

Il faut que : $M_{n,rd} > M_{sd}$

Avec : $M_{n,rd}$ le moment ultime de résistance réduit en présence d'un effort axial.

$$M_{n,rd} = 1,26 \times M_{pl,rd} \times (1-n) \quad \text{avec } n = N_{sd}/N_{pl,rd}$$

$$N_{pl,rd} = A \times (f_y/\gamma_{M0}) = 42,47 \text{ MN}$$

$$n = 0,4$$

$$M_{pl,rd} = 14,76 \text{ MN.m} \Rightarrow M_{n,rd} = 11,16 \text{ MN.m}$$

$$M_{n,rd} = 11,16 \text{ MN.m} > M_{sd} = 3,802 \text{ MN.m} \quad \text{vérifiée}$$

V.4.2.2. Vérification à l'ELS :

$$M_{sd,ser} = 2,108 \text{ MN.m}$$

$$N_{sd,ser} = 12,73 \text{ MN}$$

$$T_{sd,ser} = 0,911 \text{ MN}$$

$$\blacksquare \quad \sigma = \frac{M_y \cdot y}{I} + \frac{N}{A} < \sigma_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser}}$$

$$\sigma_{lim,ser} = 355/1 = 355 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sd} = 209,63 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\blacksquare \quad \tau = \frac{T}{A} < \tau_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser} \sqrt{3}}$$

$$\tau_{lim,ser} = 205 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 7 \text{ MPa} < 205 \text{ MPa} \quad \text{Condition largement vérifiée.}$$

V.4.3. Les pièces de pont :

La dalle est posée sur des profilés métalliques donc le calcul des pièces de pont doivent tenir compte de cette interaction béton-acier, les structures et éléments structuraux mixtes doivent être dimensionnés de manière que les exigences fondamentales du calcul aux états limites ultimes soient satisfaites, les exigences de calcul de CBA93 et CCM97 qui s'y rapportent doivent être également satisfaites.

V.4.3.1. Condition générale du calcul de la section mixte :

On suppose que :

- On a une connexion complète entre la dalle en béton et le profilé métallique.
- il n'y a pas d'interaction entre la flexion et l'effort tranchant.
- On néglige le béton tendu, admis fissuré.
- dans le calcul de la résistance on néglige l'armature longitudinale comprimée dans la dalle de béton.

V.4.3.2. Caractéristiques de la section mixte :

a) Largeur efficace :

Il convient de prendre pour largeur participante totale b_{eff} d'une dalle associée à chaque âme métallique la somme des largeurs participantes b_e de la partie de la dalle située de chaque côté de l'axe moyenne de l'âme métallique (voir figure ci-dessous) [18].

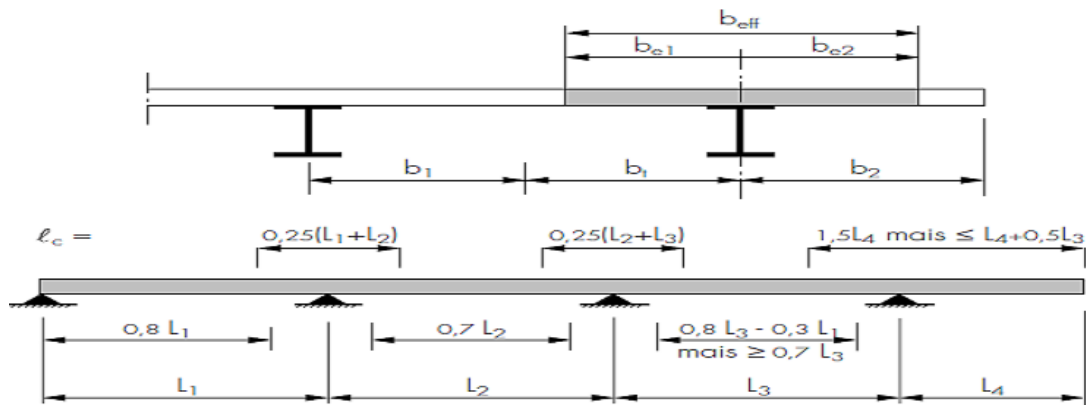


Fig. V.17. Travée équivalente pour la détermination de la largeur participante de dalle

$$b_{eff} = 0,25(L_i + L_{i+1})$$

$$L_i = L_{i+1} = 4\text{m} \Rightarrow b_{eff} = 2\text{m}.$$

Donc notre section mixte à prendre en considération dans le calcul est :

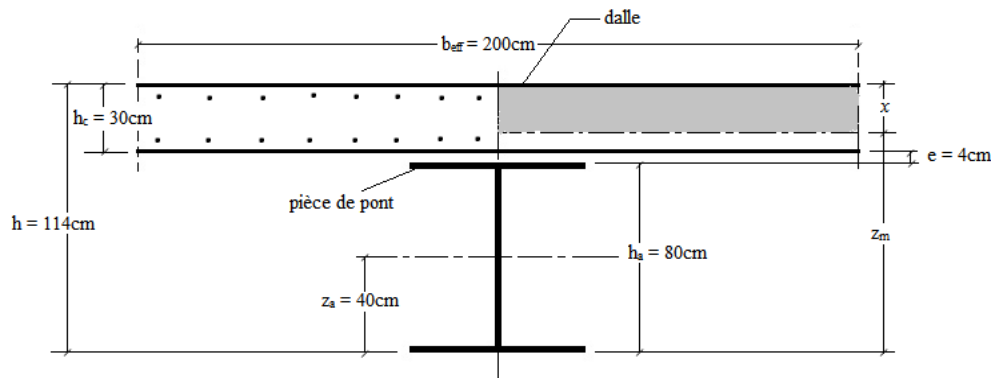


Fig. V.18. Section mixte de calcul

b) Coefficient d'équivalence [5] :

$$n = E_a/E_b = 2,1 \cdot 10^5 / 3,8 \cdot 10^4 = 5,5$$

c) Position de l'axe neutre élastique [5] :

Soit le moment statique :

$$S_c = A_c \times Z_c = b_{eff} Z (h-x/2)$$

$$S_a = A_a \times Z_a$$

$$S_m = A_m Z_m = (A_a + (b_{eff} \cdot x/n)(h-x)$$

L'équilibre des moments statiques s'écrit :

$$S_m = S_a + S_c/n \quad \text{soit :}$$

$$\left(A_a + \frac{b_{eff} x}{n} \right) (h - x) = A_a \times Z_a + \frac{b_{eff} x}{n} \left(h - \frac{x}{2} \right)$$

Après résolution on obtient :

$$(b_{eff}/2n) x^2 + A_a x + A_a (z_a - h) = 0$$

La racine de cette équation qui est solution du problème donné par :

$$x = \frac{n A_a}{b_{eff}} \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{2 b_{eff}}{n A_a} (z_a - h)} \right]$$

L'application numérique donne :

$$x = \frac{5,5 \times 493,2 \cdot 10^{-4}}{2} \left[-1 + \sqrt{1 - \frac{2 \times 2}{5,5 \times 493,2 \cdot 10^{-4}} (0,4 - 1,14)} \right] = 0,33 \text{ m}$$

$$x = 33 \text{ cm.}$$

Soit la position de l'axe neutre élastique par rapport à la fibre inférieure :

$$z_m = h - x = 81 \text{ cm.}$$

On remarque que $z_m > h_a$, l'axe neutre élastique se trouve effectivement dans l'épaisseur de la dalle en béton, donc le profilé soudé est totalement en traction, **il n'y a pas lieu de se préoccuper des phénomènes de stabilité** [5].

d) L'inertie de la section mixte [5] :

On calcule l'inertie par rapport à l'axe neutre élastique :

$$I_m = I_a + A_a(z_m - z_a)^2 + \frac{I_c}{n} + \frac{A_c}{n} \left(\frac{x}{2}\right)^2$$

$$I_m = I_a + A_a(z_m - z_a)^2 + \frac{b_{eff}x^3}{12n} + \frac{b_{eff}x}{n} \left(\frac{x}{2}\right)^2$$

Soit :

$$I_m = I_a + A_a(z_m - z_a)^2 + \frac{b_{eff}x^3}{3n}$$

Application numérique :

$$I_m = 59,466 \cdot 10^{-4} + 493,2 \cdot 10^{-4} (0,81 - 0,4)^2 + \frac{2,0,33^3}{3 \times 5,5}$$

$$I_m = 186 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

e) Position de l'axe neutre plastique :

On suppose que l'axe neutre plastique se situe dans l'épaisseur de la dalle en béton, la position plastique z_m par rapport à la fibre inférieure de profilé soudé est donné par l'équilibre de forces suivant : [5]

$$F_a = F_c$$

Où :

$$F_a = N_{pl,a,Rd} = A_a \cdot f_y / \gamma_a$$

$$F_c = N_{pl,c,Rd} = A_c \cdot 0,85 f_{c28} / \gamma_c \quad \text{avec} \quad A_c = b_{eff} \cdot x$$

La condition d'équilibre des forces donne :

$$A_a \cdot f_y / \gamma_a = b_{eff} \cdot x \cdot 0,85 \cdot f_{c28} / \gamma_c$$

D'où :

$$x = \frac{A_a \cdot f_y / \gamma_a}{b_{eff} \cdot 0,85 \cdot f_{c28} / \gamma_c} = \frac{493,2 \cdot 10^{-4} \cdot 355 / 1,1}{2 \times 0,85 \cdot \frac{40}{1,15}} = 0,27 \text{ m}$$

$$\Rightarrow z_m = h - x = 0,87 \text{ m}$$

On remarque que $z_m > h_a + e$ donc l'axe neutre plastique est effectivement dans l'épaisseur de la dalle en béton, ce qui est en conformité avec l'hypothèse de calcul. Le profilé se trouve de ce fait entièrement en traction.

Caractéristique	$I_{profilé}$ (cm ⁴)	$A_{profilé}$ (cm ²)	$A_{béton}$ (m)	n	b_{eff} (m)	I_{mixte} (cm ⁴)	$Z_{élastique}$ (m)	$Z_{plastique}$ (m)
Valeur	59,46.10 ⁴	493,2	b= 2 e= 0,3	5,5	2	186.10 ⁴	0,81	0,87

Tableau V.1. Caractéristiques de la section mixte

V.4.3.3. Détermination des effets des sollicitations internes :

L'emploi de deux matériaux de caractéristiques mécaniques différents solidarisés de manière continue fait naître dans la poutre mixte un état de contrainte auto-équilibré dans chaque section, ces sollicitations sont provoquées par les deux facteurs suivants :

- Une différence de température entre l'acier et le béton.
- Effets du retrait

a) Le retrait du béton :

Le béton de la poutre mixte ne peut pas effectuer librement son retrait, car la dalle est liée rigidement à la structure métallique, ce raccourcissement empêché du béton, engendre un état de contrainte interne dans la section mixte.

Calcul des contraintes dues au retrait :

La déformation due au retrait est $\varepsilon_r = 4.10^{-4}$

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

- contrainte de traction moyenne dans le béton :

$$\sigma_b = \varepsilon_r \times E_b \times A / S \times I_a / I_m$$

Avec: $E_b = E_a / n$

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

$$\sigma_s = \varepsilon_r \times E_b \times B / S \times (I_a + b.S.d) / I_m$$

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

$$\sigma_i = -\varepsilon_r \times E_b \times B / S \times (b.S.d' - I_a) / I_m$$

Avec :

- d et d': distances du centre de gravité G_a de l'acier respectivement aux fibres supérieure et inférieure 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 centre de gravité du béton et celui de la section mixte.

$$\begin{aligned} d=d' &= 0.4 \text{ m} ; A = 493,2 \text{ cm}^2 ; S = 0,65 \text{ m}^2 ; B = 0,6 \text{ m}^2 ; \\ I_a &= 59,46.10^4 \text{ cm}^4 ; I_m = 186.10^4 \text{ cm}^4 ; E_b = 3,8.10^4 ; \\ b &= 0,554 \text{ m}. \end{aligned}$$

On trouve alors :

$$\sigma_b = 4.10^{-4} \times 3,8.10^4 \times 493,2 / 6500 \times 59,46.10^4 / 186.10^4 = 0,368 \text{ MPa}$$

Vérification $0,368 \text{ MPa} \leq 3 \text{ MPa}$ vérifiée

$$\sigma_s = 4.10^{-4} \times 3,8.10^4 \times 0.6 / 0.65 \times (59,46.10^4 + 55.4 \times 6500 \times 40) / 186.10^4 = 113 \text{ MPa}$$

Vérification $113 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$ vérifiée

$$\sigma_i = -4.10^{-4} \times 3,8.10^4 \times 0.6 / 0.65 \times (54.4 \times 6500 \times 40 - 59,46.10^4) / 186.10^4 = -104 \text{ MPa}$$

Vérification $104 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$ vérifiée

b) Contraintes dues à la température :

- Contrainte dans le béton : $\sigma_b' = 1/3 \sigma_b = 0,122 \text{ MPa}$.
- Contrainte dans la fibre supérieure de l'acier : $\sigma_s' = 1/3 \sigma_s = 37,66 \text{ MPa}$.
- Contrainte dans la fibre inférieure de l'acier : $\sigma_i' = 1/3 \sigma_i = 34,66 \text{ MPa}$.

Les contraintes dues à la température sont trop petites par rapport aux contraintes admissibles respectivement du béton et de l'acier.

V.4.3.4. Calcul plastique de la section mixte fléchie [5] :

La vérification de la résistance à la flexion sous moment conduit à vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{pl,m,Rd}$$

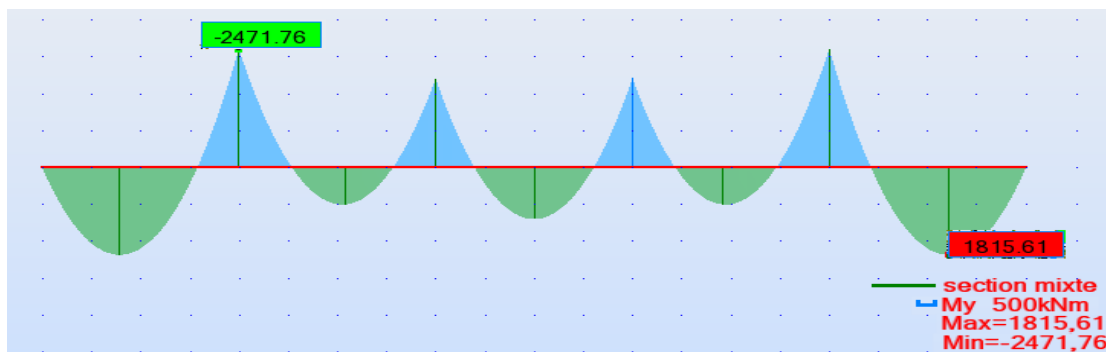


Fig. V.19. Diagramme de moment dans le sens longitudinal

$$M_{sd} = 2,47 \text{ MN.m}$$

$$M_{pl,m,Rd} = F_a (z_m - z_a + x/2)$$

Avec :

$$F_a = N_{pl,a,Rd} = A_a f_y / \gamma_a = 493,2 \cdot 10^{-4} \times 355 / 1,1 = 15,9 \text{ MN.}$$

Soit :

$$M_{pl,m,Rd} = 15,9 (0,87 - 0,4 + 0,27/2) = 5,32 \text{ MN.m}$$

$$2,47 \text{ MN.m} \leq 5,32 \text{ MN.m} \quad \text{La vérification est donc satisfaite.}$$

V.4.3.5. Calcul élastique de la section mixte fléchie [5] :

On vérifiera les contraintes de l'acier et de béton sous le moment :

$$M_{sd,ser} = 2,2 \text{ MN.m}$$

Calcul de la contrainte dans l'acier (fibre inférieure) :

$$\sigma_a = \frac{M_{sd}}{I_m} z_m = \frac{2,2}{186 \cdot 10^{-4}} 0,81 = 95,8 \text{ MPa}$$

La vérification est satisfaisante car :

$$\sigma_a = 95,8 \text{ MPa} < f_y / \gamma_a = 322,7 \text{ MPa}$$

Calcul de la contrainte dans le béton (fibre supérieure) :

$$\sigma_b = \frac{1}{n} \frac{M_{sd,ser}}{I_m} Z = \frac{1}{5,5} \frac{2,2}{186 \cdot 10^{-4}} 0,33 = 7,09 \text{ MPa}$$

La vérification est satisfaite car :

$$\sigma_a = 7,09 \text{ MPa} < 0,85f_{c28}/\gamma_b = 22,26 \text{ MPa}$$

V.4.4. Les consoles :

V.4.4.1. Vérification à l'ELU :

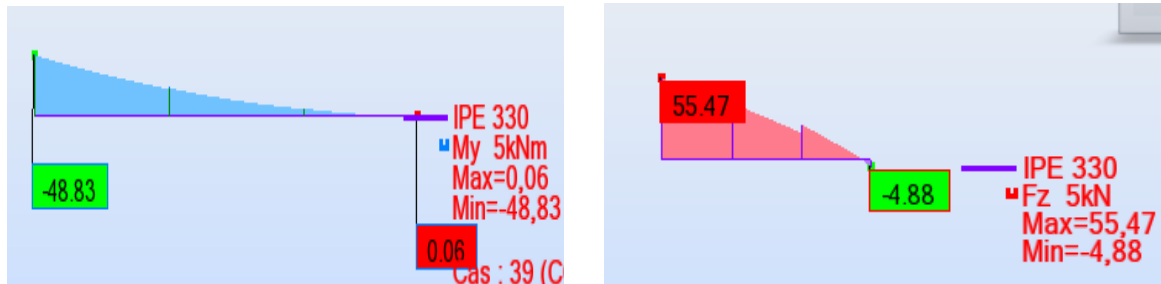


Fig. V.20. Diagrammes du moment et de l'effort tranchant de la console

Les valeurs max des moments et l'effort tranchant donnés par ROBOT sont :

$$M_{\max, ELU} = 0,048 \text{ MN.m}$$

$$V_{\max, ELU} = 0,055 \text{ MN}$$

$$A_v = \sum d \cdot t_w = 10,65 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = 10,65 \cdot 10^{-4} (355/1,73) / 1,1 = 0,2 \text{ MN}$$

$$V_{\max, ELU} = 0,055 < V_{pl,rd} = 0,2 \text{ MN} \quad \text{vérifiée.}$$

On s'aperçoit que $T = V_{sd} < 50\% (V_{pl,rd})$

$$W_{pl} = I/y \Rightarrow M_{c,rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 0,23 \text{ MN.m}$$

On observe que $M_{c,rd} = 0,23 \text{ MN.m} > M_{sd} = 0,048 \text{ MN.m}$ ce qui vérifie la résistance de la section transversale de la console vis à vis de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

V.4.4.2. Vérification à l'ELS :

$$M_{sd,ser} = 0,015 \text{ MN.m}$$

$$T_{sd,ser} = 0,038 \text{ MN}$$

$$\sigma = \frac{M_y \cdot y}{I} + \frac{N}{A} < \sigma_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser}}$$

$$\sigma_{lim,ser} = 355/1 = 355 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sd} = 308 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

$$\tau = \frac{T}{A} < \tau_{lim,ser} = \frac{f_y}{\gamma_{Mser} \sqrt{3}}$$

$$\tau_{lim,ser} = 205 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 6,35 \text{ MPa} < 205 \text{ MPa} \quad \text{Condition largement vérifiée.}$$

V.4.5. Les suspentes :

Les suspentes désignent généralement des éléments tendus verticaux. Ils servent à transmettre les charges du tablier aux câbles porteurs des ponts suspendus ou aux arcs des ponts de type Bow-string.

Il est utile de rappeler que le schéma prototype du « Bow-string » sollicite les suspentes en traction.

La valeur du calcul de l'effort de traction N_{sd} dans l'élément doit vérifier :

$$N_{sd} < N_{Rd} = \text{Min} [N_{pl} ; N_u ; N_{net}] \quad [10]$$

N_{pl} : est la résistance plastique du calcul de la section courante :

$$N_{pl} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

A : aire de la section brute,

f_y : limite élastique du matériau ;

γ_{M0} : coefficient partiel de sécurité du matériau ;

$\gamma_{M0} = 1,0$ si l'acier utilisé bénéficie de la marque NF acier ;

$\gamma_{M0} = 1,1$ sinon $N_{sd} < N_{pl}$ garantit contre le risque de déformations excessives.

N_u est la résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixation

$$N_u = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2}$$

Avec :

f_u : limite à la rupture du matériau ou résistance à la traction minimale spécifiée,

γ_{M2} : coefficient partiel de sécurité à appliquer dans les sections nettes,

$$\gamma_{M2} = 1,25,$$

A_{net} : aire de la section nette au droit des trous de fixation.

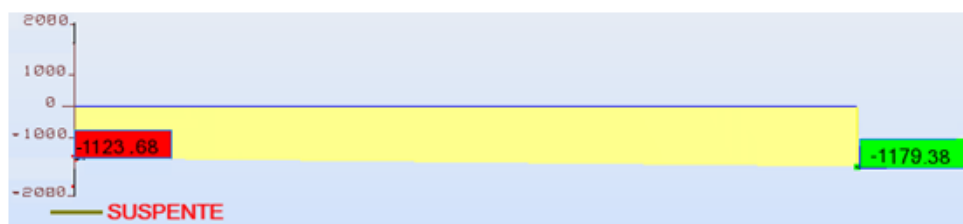


Fig. V.21. Diagramme de l'effort normal dans une suspente

$$N_{pl} = \frac{7660,355}{1,1} = 2,47209 \text{ MN}$$

$$N_u = 0,9 A_{net} f_u / \gamma_{M2} = 3,210 \text{ MN}$$

$$N_{net} = N_{PL} = 2,472 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow N_{Rd} = 2,472 \text{ MN}$$

Vérification de la résistance :

$$N_{sd} = 1,17 \text{ MN} < N_{Rd} = 2,472 \text{ MN} \quad \text{Vérfiée}$$

V.5. Les appareils d'appuis :

a) Définition :

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure. A ce titre, on devra donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix, leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre. D'autant que le coût du produit lui-même est sans commune mesure avec celui des opérations d'interventions pour soulever la structure et réparer les bossages.

Les appareils d'appui en élastomère fretté (AAEF) représentent plus de 90 % des appareils d'appui utilisés dans les ponts en Algérie.

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs : descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, coût, le type d'ouvrage, son environnement et ses dispositions constructives. Il est difficile de préciser le domaine d'emploi respectif d'une technique par rapport à une autre.

b) Constitution :

Un appareil d'appui en élastomère fretté est un "bloc d'élastomère vulcanisé renforcé intérieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement (adhésion) pendant la vulcanisation.

Les différentes parties constitutives d'un appareil d'appui en élastomère fretté sont données sur la figure V.22

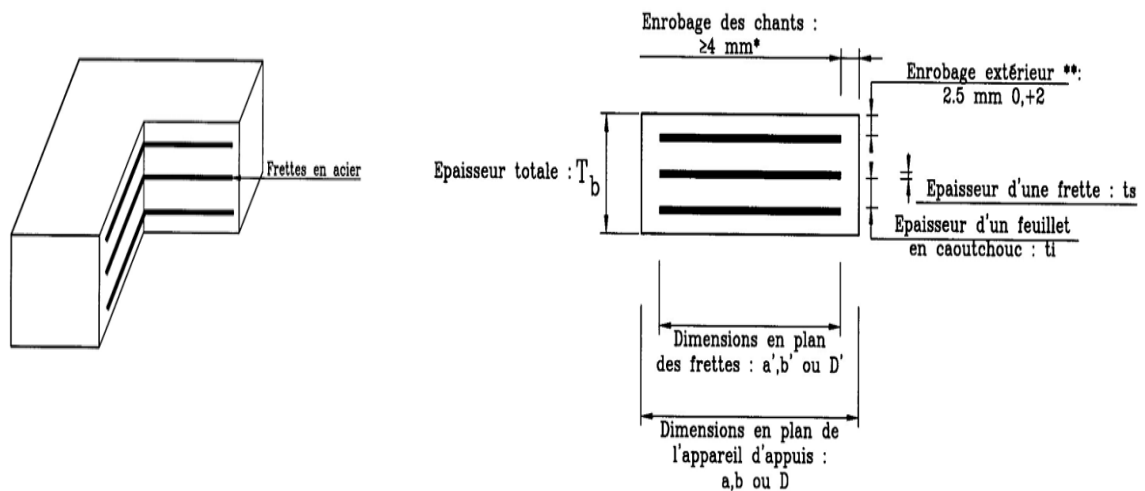


Fig. V.22. Constitution type d'un appareil d'appui

c) caractéristiques géométriques :

La définition géométrique de l'appareil d'appui de type B est donnée sur la figure V.23 dans laquelle a , b sont les dimensions des appareils de forme rectangulaire et a' , b' sont les dimensions des frettes, en plan [8].

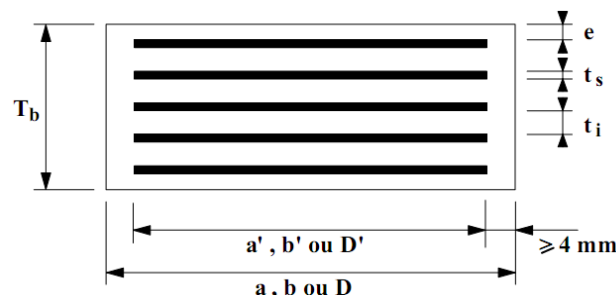


Fig. V.23. Définition géométrique d'un appareil d'appui

En fonction du nombre n de feuillets intermédiaires, on définit trois épaisseurs nécessaires au dimensionnement :

-épaisseur nominale totale de l'appareil d'appui : $T_b = n (t_i + t_s) + t_s + 2 e$

-épaisseur nominale totale d'élastomère : $T_e = n t_i + 2 e$

-épaisseur initiale totale moyenne d'élastomère en cisaillement, y compris les enrobages supérieur et inférieur

$$\begin{cases} T_q = n t_i + 2 e & \text{si } e > 2,5 \text{ mm} \\ T_q = n t_i & \text{si } e \leq 2,5 \text{ mm} \end{cases}$$

d) Caractéristiques de l'élastomère :

Le principal paramètre physique de l'élastomère qui intervient dans le dimensionnement de l'appareil d'appui est son module de cisaillement conventionnel G .

Sauf spécification contraire, la valeur nominale G du module de cisaillement conventionnel est de **0,9 MPa**. C'est avec cette valeur que l'on va dimensionner [8].

e) Dimensionnement de l'appareil d'appui :

■ Principes :

Le principe de dimensionnement consiste à justifier chaque appareil d'appui en fonction des sollicitations et, en conséquence, les tableaux de dimensions (tableau de l'annexe 3) ne sont que des bases de départ du calcul des dimensions de l'appareil d'appui.

Le catalogue de ALGABLOC nécessite le calcul de l'effort normal subi par l'appareil d'appui pour déterminer les dimensions de la surface de contact, de la hauteur ainsi que du nombre de couches de caoutchouc.

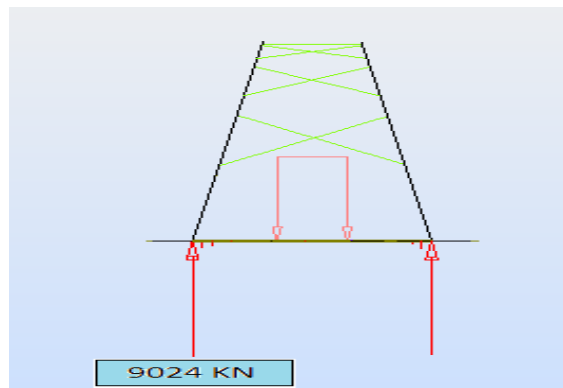


Fig. V.24. Réaction au niveau des appuis

D'après le catalogue d'ALGABLOC (annexe 3) on choisit un appareil d'appui rectangulaire type NB correspondant à notre réaction :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 800 \text{ mm} \\ b = 800 \text{ mm} \\ H = 217 \text{ mm} \\ n = 9 \text{ couches, } t_i = 23,85\text{mm, } t_s = 5\text{mm, } e = 2,5\text{mm} \end{array} \right.$$

■ Comportement sous l'effort normal :

Sous un effort normal centré F_z , la répartition linéaire de la distorsion ϵ_c est liée au cisaillement τ_N dans une couche d'élastomère. La distorsion est maximum au milieu du grand côté b de l'appareil d'appui [8].

Elle est donnée par la formule :

$$\epsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1,5 F_z}{G A_r S}$$

$$A_r = A' \left(1 - \frac{v_x}{a'} - \frac{v_y}{b'} \right) \text{ avec } A' = a' \times b'$$

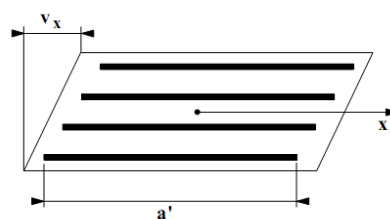


Fig. V.25. Surface réduite sous l'effet de distorsion

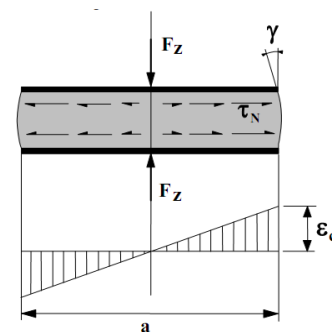


Fig. V.26. Distorsion de l'appareil d'appui sous l'effort normal.

S est le coefficient de forme de la couche i considérée :

$$S = \frac{A'}{l_p t_e} \quad \text{avec } l_p = 2(a'+b')$$

$$\text{et } \begin{cases} t_e = t_i & \text{pour les feuillets des couches internes} \\ t_e = 1,4 t_i & \text{pour les feuillets des couches externes} \end{cases}$$

Alors :

$$A_r = 792 \times 795 [1 - (115,4/792)] = 0,539 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$S = (792 \times 795) / (3174 \times 23,85) = 8.$$

$$\varepsilon_c = \frac{1,5 \times 9,024}{0,9 \times 0,539 \times 8} = 3,48.$$

■ **Comportement sous l'effort horizontal :**

Sous un effort horizontal, on constate une répartition uniforme de la distorsion ε_q , liée au cisaillement τ_H dans l'élastomère.

Sous un déplacement v_x ou sous un effort horizontal F_x , la distorsion est donnée par la formule [8] :

$$\varepsilon_q = \frac{v_x}{T_q} = \frac{F_x}{G a b}$$

De plus, les normes limitent la distorsion sous les efforts ou déplacements horizontaux à 1 : $\varepsilon_q < 1$.

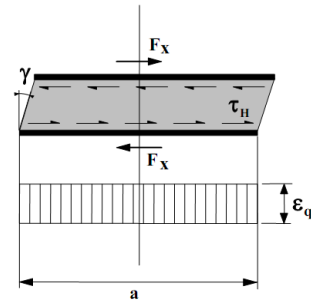


Fig. V.27. Distorsion de l'appareil d'appui sous l'effort horizontal

■ **Comportement sous une rotation d'axe horizontal :**

La valeur de la distorsion ε_α , sous l'effet de rotations α_a et α_b d'axes perpendiculaires aux côtes a et b de l'appareil d'appui, est donnée par [8] :

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a^2 \alpha_a + b^2 \alpha_b) t_i}{2 \sum t_i^3}$$

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(792^2 \times 0,018 + 795^2 \times 0,018) 23,85}{2 \sum_{i=1,9} 23,85^3} = 2,2$$

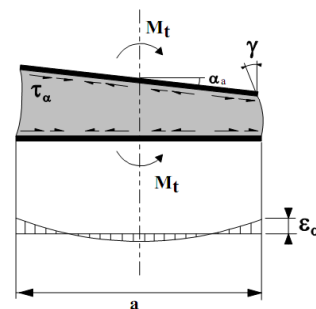


Fig. V.28. Distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal

f) Vérification du dimensionnement [8] :

1. vérification à la distorsion :

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime

$$\varepsilon_\tau = K_L (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) < 7$$

K_L : est un coefficient égal à 1,00 dans le cas général. Ce coefficient peut être porté à 1,5 dans le cas des ouvrages ferroviaires uniquement sous charges roulantes.

$$\varepsilon_\tau = 1(3,48 + 1 + 2,2) = 6,68 < 7 \quad \text{Vérifiée}$$

2. vérification à la traction dans les frettes :

L'épaisseur minimale t_s des frettes est définie par la formule suivante :

$$t_s = \gamma_m \frac{2,6 F_z t_i}{A_r f_y}$$

γ_m : Coefficient partiel de sécurité dont la valeur est de 1.

$$t_s = 1 \times \frac{2,6 \times 9,024 \times 23,85}{0,539 \times 235} = 4,4 \text{ mm} < 5 \text{ mm} \quad \text{Vérfiée}$$

3. vérification à la limite en rotation :

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime. On doit vérifier :

$$\sum v_z \geq \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{K_r}$$

avec :

α_a et α_b : rotations d'axes perpendiculaires aux côtes a et b de l'appareil d'appui ;

K_r : coefficient égal à 3 ;

$$\frac{(a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b)}{K_r} = \frac{792 \times 0,018 + 795 \times 0,018}{3} = 9,522 \text{ mm} .$$

$\sum v_z$: somme des déformations verticales due à l'effort vertical F_z estimé par la formule suivante :

$$v_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 G_d S_1^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

Avec :

$E_b = 2000 \text{ MPa}$

S_1 : coefficient de forme du feuillet le plus épais

$\Rightarrow S_1 = 8$

$A' = a' \times b'$: surface des frettes

$$v_z = 8 \times \frac{9,024 \times 23,85 \cdot 10^{-3}}{0,63} \left(\frac{1}{5 \times 0,9 \times 8^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0,011 \text{ m} = 11 \text{ mm} .$$

$$\sum v_z = 11 \text{ mm} \geq \frac{(a' \cdot \alpha_a + b' \cdot \alpha_b)}{K_r} = 9,522 \text{ mm} \quad \text{Vérfiée} .$$

3. vérification à la stabilité au flambement :

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans les conditions suivantes :

$$\frac{F_z}{A_r} < \frac{2 G a' S_1}{3 T_e}$$

$$\frac{F_z}{A_r} = \frac{9,024}{0,539} = 16,74 \text{ MPa}$$

$S_1 = S = 8$

$$\frac{2 G a' S_1}{3 T_e} = \frac{2 \times 0,9 \times 0,792 \times 8}{3 \times 195,8 \cdot 10^{-3}} = 17,72 \text{ MPa} .$$

$\sigma_{lim} = 16,74 \text{ MPa} < \sigma_m = 17,72 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Si cette condition n'était pas vérifiée, en particulier en raison d'une hauteur importante d'élastomère nécessaire à la reprise des déplacements longitudinaux, il faudrait passer à des appareils d'appui glissants ou à des appareils d'appui de surface plus importante.

4. vérification au glissement :

La vérification du non-glissement est assurée, en l'absence de dispositif anti-cheminement si

$$F_{xy} \leq \mu_e F_z \quad \text{et} \quad \frac{F_{z,Gmin}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

Avec :

$F_{z,Gmin}$: Réaction minimale sous charges permanentes

F_z et F_{xy} : Réaction verticale et effort horizontal concomitant les plus défavorables

μ_e : Coefficient de frottement entre l'appareil d'appui et la structure.

Le coefficient μ_e est donné dans la plupart des cas par la formule:

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 K_f}{\sigma_m} \quad \text{avec} \quad \sigma_m = \frac{F_z}{A_r} \quad (\text{en MPa})$$

$K_f = 0,60$ pour le béton

$K_f = 0,20$ pour les autres surfaces y compris mortier en résine

$$\sigma_{min} = V_{min}/A_r = 2,57/0,539 = 4,76 \text{ MPa}$$

$$\mu_e = 0,1 + \frac{1,5 \times 0,6}{4,76} = 0,29$$

La valeur de F_x donnée par Robot est : $F_x = 0,67 \text{ MN}$

$$F_x = 0,67 \text{ MN} \leq 0,29 \times 2,57 = 0,745 \text{ MN} \quad \text{Vérfiée.}$$

et :

$$\sigma_{min} = 4,76 \text{ MPa} \geq 3 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée.}$$

Conclusion :

L'étude statique est insuffisante pour la conception d'une structure d'un ouvrage en zone sismique par conséquent une étude dynamique s'impose.

Chapitre VI

Etude sismique

Introduction :

Le comportement dynamique des ponts a toujours intéressé les concepteurs. L'analyse modale permet d'améliorer la connaissance physique et le comportement d'une structure en service. En particulier, elle permet d'appréhender les problèmes d'amplification dynamique de la réponse d'une structure sous une excitation forcée qui est dans notre étude le séisme ou le vent. Ces amplifications dynamiques peuvent être synonymes d'inconfort ou de source de détérioration de l'ouvrage. Leur connaissance permet de modifier la conception du pont.

VI.1. Calcul sismique :

Les sollicitations horizontales et verticales dues au séisme sont déterminées par l'application aux diverses parties de l'ouvrage des accélérations calculées automatiquement par le logiciel après la définition du site, groupe d'usage du pont et de la zone sismique.

Ces caractéristiques (le site, le groupe d'usage du pont et la zone sismique) sont données respectivement dans les tableaux suivants :

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	Ila	Ilb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

Tableau VI.1. Coefficient d'accélération de site A

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe 2} \\ \text{zone sismique I} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,12$$

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

Tableau VI.2. Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante horizontale

$$S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,20 \\ T_2 = 0,50 \\ S = 1,2 \end{cases}$$

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,40	0,40

Tableau VI.3. Valeurs de T_1 , T_2 et S pour la composante verticale

$$S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,20 \\ T_2 = 0,40 \\ \alpha = 0,7 \end{cases}$$

On fait introduire ces données dans l'icône spécifique pour l'étude sismique dans le logiciel, nous suivons les étapes suivantes :

1- Définition du cas de charge (charge sismique)

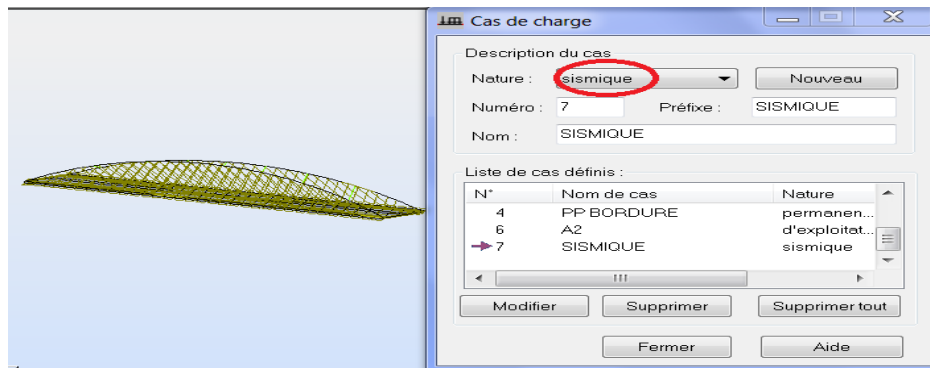


Fig. VI.1. Définition du cas de charge

2- Choix de type d'analyse et de règlement de calcul

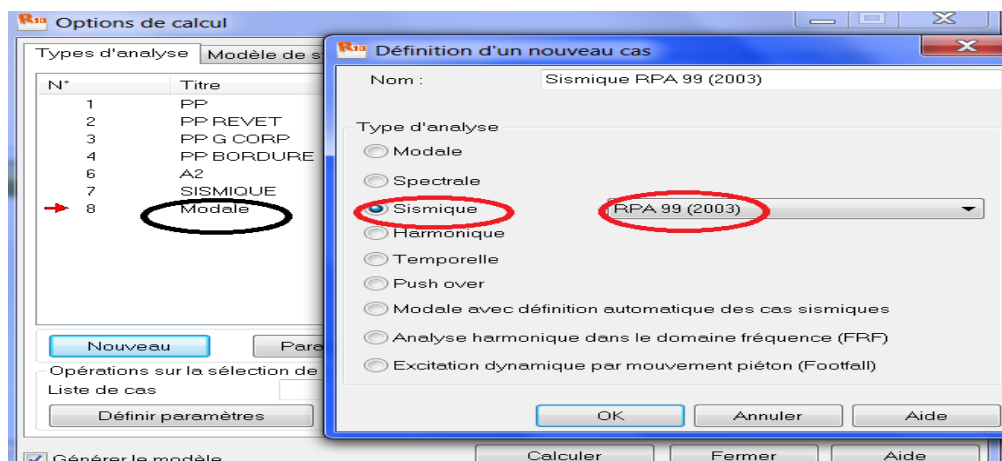


Fig. VI.2. Choix de type d'analyse et de règlement

3- Définition du groupe d'usage, site et la zone

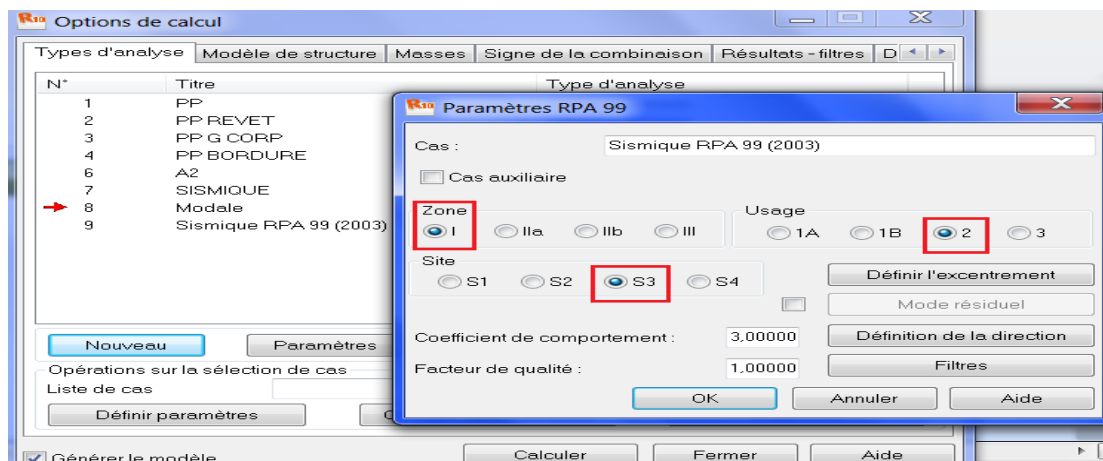


Fig. VI.3. Définition des différents paramètres

4- L'affectation de combinaison des composantes de l'action sismique :

L'effet probable de l'action maximale E , dû à l'apparition simultanée des actions sismiques le long des axes X , Y et Z , peut être estimé, à partir des effets d'actions maximales E_x , E_y et E_z dues à l'action sismique indépendante le long de chaque axe, comme suit :

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés de la manière suivante [17] :

$$E = E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_y \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_z$$

$$E = E_z \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y$$

où :

E_x , E_y et E_z : sont les effets des actions sismiques dans chacune des directions respectives X , Y et Z .

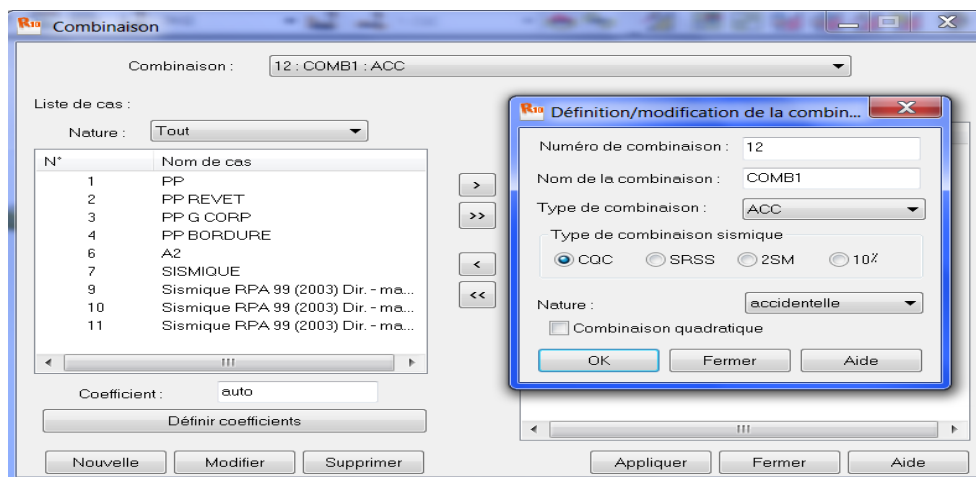


Fig. VI.4. Les combinaisons des composantes de l'action sismique

5- Définition des combinaisons

6- Lancement de calcul

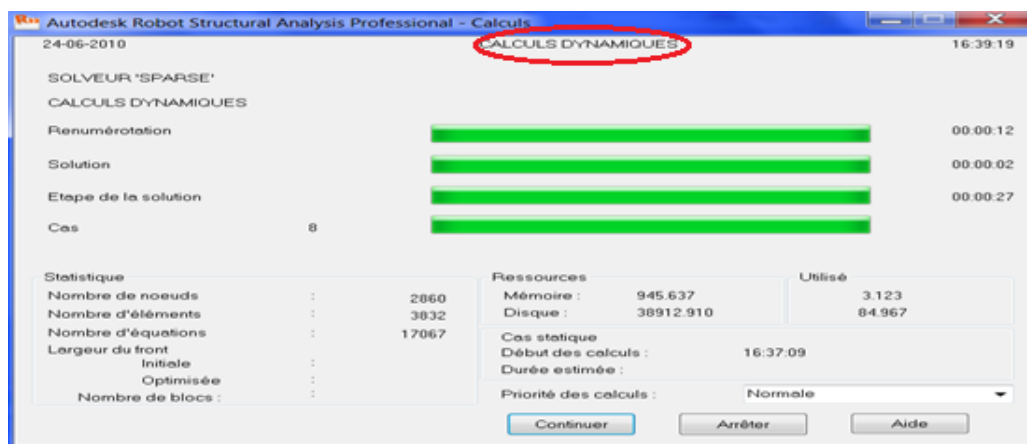


Fig. VI.5. Lancement de calcul

VI.2. Combinaison des actions de calcul :

Les combinaisons à prendre en compte et les coefficients partiels de sécurité sont propres aux calculs sismiques [17].

On distingue :

- la vérification des structures $G + E + P + 0,4\Delta T + D + \Psi Q$
- la vérification de la sécurité aux déplacements différentiels : $G + P + E' + 0,4 \Delta T + D$

Avec :

G : valeur nominale des charges permanentes,

P : forces de précontrainte éventuelles (à long terme),

E : action sismique limitée au mouvement d'ensemble, obtenue par la combinaison la plus défavorable des composantes de l'action sismique

E' : action sismique limitée aux déplacements différentiels qu'elle engendre,

Q : actions variables des charges d'exploitation,

ΔT : désigne les variations de température,

D : les déformations différées des matériaux (retrait et fluage du béton).

Ψ : coefficient de combinaison.

$\Psi = 0,2$ pour les ouvrages routiers urbains,

$\Psi = 0,3$ pour les lignes ferroviaires,

$\Psi = 0$ pour les autres cas.

VI.3. Les modes propres :

D'après les résultats obtenus par Robot on a :

Mode	n=°	Fréquence f (Hz)	Période T (s)
1		0.74	1.35
2		1.34	0.74
3		2.15	0.46
4		3.14	0.32
5		4.17	0.24
6		4.73	0.21
7		5.45	0.18
8		6.42	0.16
9		7.67	0.13
10		8.07	0.12

Tableau VI.4. Résultats des fréquences et périodes

Représentation graphique de quelques modes

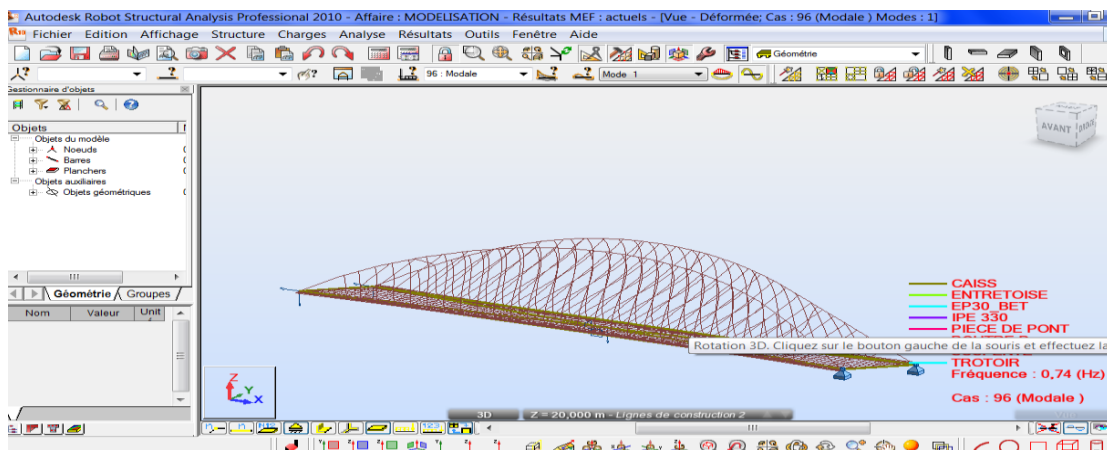


Fig. VI.6. Mode n°1 (f = 0,74Hz , T = 1,35s)

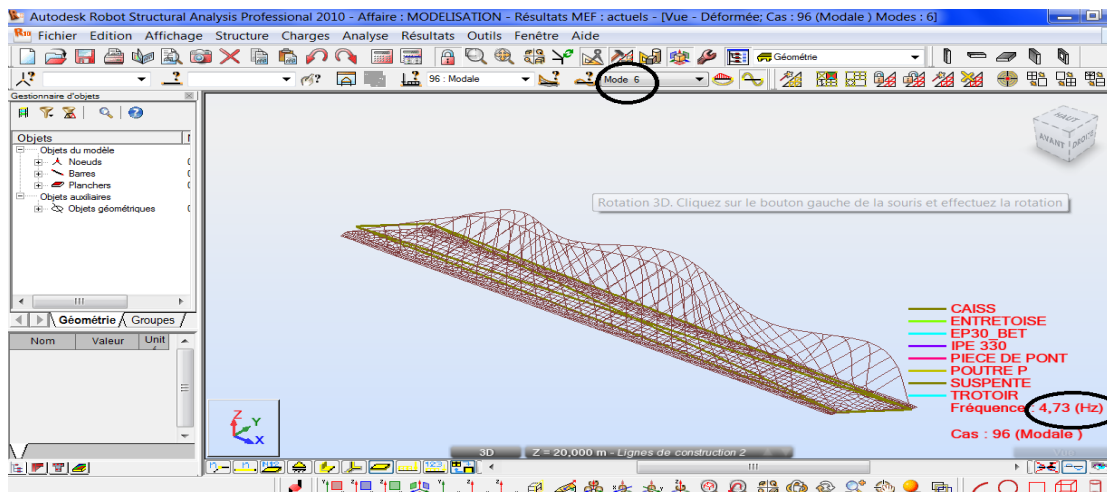


Fig. VI.7. Mode n°6 (f = 4,73 Hz , T = 0,21 s)

La représentation graphique des modes de vibration horizontale et verticale et les fréquences les plus importantes pour chacune des trois directions du séisme sont représentées en annexe.

VI.4. Vérification de la résistance des sections :

Après la détermination des différents efforts on passe aux vérifications de chaque élément.

VI.4.1. Vérification de la charpente :

Le format général des vérifications est le suivant [17] :

$$\gamma_o S_d \leq \frac{1}{\gamma_R} R_d$$

avec les notations

S_d : sollicitation agissante de calcul de la combinaison d'action définie en VI.2

$\gamma_0 = 0,8 + 0,2q$, coefficient de surcapacité, permet de prendre en compte de manière forfaitaire la conception en capacité de la structure, plafonné à 1,2 pour les moments fléchissants,

q est le coefficient de comportement.

$\gamma_0 = 1$ pour les vérifications à la flexion dans les zones critiques des piles

γ_R : permet d'apporter une sécurité complémentaire vis-à-vis des ruptures fragiles, ayant pour valeur :

- 1,4 pour tout élément ou tout raccordement (attaches, ancrages, culots, manchons de raccordement, etc..) de type fragile,
- 1,4 pour l'effort tranchant dans les piles,
- 1,0 dans tous les autres cas

R_d : résistance de calcul de la section.

Les résistances des matériaux à prendre en compte sont obtenues en divisant les valeurs caractéristiques f_{c28} ou f_e par un coefficient de sécurité γ_m dont les valeurs sont :

- $\gamma_m = 1,30$ pour le béton
- $\gamma_m = 1,00$ pour les armatures du béton armé, ou pour les poutres et les piles métalliques.

Pour la détermination de la résistance des sections, les diagrammes contraintes-déformations des matériaux seront ceux des règlements de calcul en vigueur pour l'Etat Limite Ultime.

Ces coefficients doivent être introduits au moment de la vérification des sections et selon la nature et la position de l'élément vérifié.

Tableau de vérification :

- Ce tableau représente la vérification des différents éléments constituant le pont sous différentes sollicitations (M, T, N)

-Les diagrammes de (M, T, N) sous le chargement dynamique sont représentés en annexe 1

-La formule de la vérification est :

$$\gamma_0 S_d \leq \frac{1}{\gamma_R} R_d$$

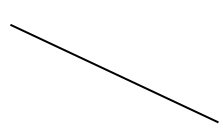
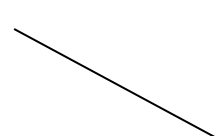
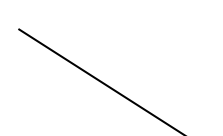
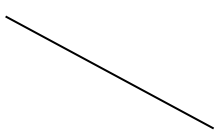
	Moment	Effort tranchant	Effort normal
Poutre principale	$\gamma_0=1,2$ $\gamma_R=1$ $M_{Rd}=13,16\text{MN.m}$ $M_{Sd}=2,124\text{MN.m}$ $2,54 < 13,16$ vérifié	$\gamma_0=1$ $\gamma_R=1,4$ $V_{Rd}= 6,65\text{MN}$ $V_{Sd}= 0,687\text{MN}$ $0,687 < 4,75$ vérifié	
arc	$\gamma_0=1,2$ $\gamma_R=1$ $M_{Rd}=14,76\text{MN.m}$ $M_{Sd}=2,004\text{MN.m}$ $2,41 < 14,76$ vérifié	$\gamma_0=1$ $\gamma_R=1,4$ $V_{Rd}= 14,45\text{MN}$ $V_{Sd}= 0,757\text{MN}$ $0,757 < 10,32$ vérifié	$\gamma_0=1$ $\gamma_R=1,4$ $N_{Rd}= 42,47\text{MN}$ $N_{Sd}= 11,107\text{MN}$ $11,10 < 30,33$ vérifié
Pièce de pont (section mixte)	$\gamma_0=1,2$ $\gamma_R=1$ $M_{Rd}=5,32\text{MN.m}$ $M_{Sd}=1,26\text{MN.m}$ $1,51 < 5,32$ vérifié		
console	$\gamma_0=1,2$ $\gamma_R=1$ $M_{Rd}=0,23\text{MN.m}$ $M_{Sd}=0,037\text{MN.m}$ $0,045 < 0,23$ vérifié	$\gamma_0=1$ $\gamma_R=1,4$ $V_{Rd}= 0,2\text{MN}$ $V_{Sd}= 0,041\text{MN}$ $0,041 < 0,14$ vérifié	

Tableau VI.5. Tableau de vérification des éléments en charpente

VI.4.2. Vérification de la dalle :

Le moment calculé par Robot dans le sens transversal sous le séisme est de $M = 0,430 \text{ MN.m}$ et dans le sens longitudinal est de ($M^+ = 0,18 \text{ MN.m}$; $M^- = 0,11 \text{ MN.m}$) ; les deux moments (transversal et longitudinal) sont inférieurs aux moments calculés dans l'étude statique, donc le cas statique est plus défavorable que le cas dynamique.

VI.5. Sécurité aux déplacements différentiels :

Les effets des déplacements différentiels entre les appuis sont généralement négligeables pour les ouvrages courants. Toutefois, leurs effets doivent être examinés lorsque l'ouvrage franchit une faille active ou lorsque les appuis sont fondés sur des sols très différents ou dans le cas d'ouvrages très longs.

On doit vérifier également que les éléments non structuraux ne subissent pas, sous les mêmes déplacements, de dommages tels qu'ils pourraient compromettre le franchissement de l'ouvrage après séisme [17].

Site	S1	S2	S3	S4
L_M (m)	600	500	400	300
$D_M(H)$ (m)	0.03	0.05	0.07	0.09
$D_M(V)$ (m)	0.02	0.04	0.06	0.08

Tableau VI.6. Valeurs des déplacements absolus horizontal $D_M(H)$ et vertical $D_M(V)$

L_M est la distance au delà de laquelle les mouvements des deux points peuvent être considérés comme indépendants.

Les déplacements D_M sont donnés pour une accélération unité (1m/s^2).

Sur un site sans discontinuité mécanique accusée, le déplacement différentiel maximal d entre deux points distants de X , en fonction du coefficient d'accélération de zone A , est égal à :

$$d = \eta AgX \quad \text{si } X < L_M \quad \text{avec} \quad \eta = \frac{D_M}{L_M} \sqrt{2}$$

$$d = AgD_M \sqrt{2} \quad \text{si } X \geq L_M$$

A est le coefficient d'accélération de zone

Les valeurs de η selon le site sont données dans le tableau VI.6 ci dessous :

Site	S1	S2	S3	S4
$10^4 \eta$ en horizontal	0.7	1.4	2.5	4.2
$10^4 \eta$ en vertical	0.5	1.1	2.1	3.8

Tableau VI.7. Valeurs de η

$$\text{Site S3} \Rightarrow \begin{cases} L_M = 400\text{m} \\ \eta = 2,1 \cdot 10^{-4} \\ D_M(V) = 0,06\text{m} \\ d = \eta AgX = 2,1 \cdot 10^{-4} \times 0,12 \times 9,81 \times 130 = 0,032\text{m} \end{cases}$$

Le déplacement donnée par Robot est $5,3 \text{ cm} < 6 \text{ cm}$ c'est vérifié.

Conclusion :

On constate que les sollicitations dues au séisme sont moins importantes que les sollicitations dues à la combinaison la plus défavorable de l'étude statique donc le dimensionnement à l'étude statique suffit.

Conclusion générale

Conclusion générale

Les ponts mixtes à poutre métallique, ouvrages fonctionnels, économiquement intéressants et mécaniquement performants, ont redonné ces dernières années aux ponts mixtes une place importante dans la part des marchés d'ouvrage d'art.

L'objectif de notre travail a été d'étudier le tablier d'un pont BOW_STRING.

A la lumière de cette étude on a pu aboutir :

- A l'analyse des différentes données a abouti au choix d'un pont **Bow-string** mixte à une seule travée de 130 m, composé de deux arcs inclinés, avec un tablier à poutres latérales en acier dont la dalle est en béton armé.
- Au calcul des charges et des surcharges auxquelles sera soumise notre structure.
- Au dimensionnement de notre ouvrage, on prendra une épaisseur de dalle de 30cm pour la partie sous chaussée et 10 cm pour la partie sous les trottoirs. La poutre principale aura une hauteur totale de 2,30 m, une épaisseur de 16 mm, une semelle inférieure 1100×40 mm et une semelle supérieure 800×30 mm.
On prendra un profilé d'une âme 740×18 mm avec deux semelles identiques 600×30 mm pour les entretoises.
On choisit un profilé laminé IPE330 pour les consoles.
L'arc est constitué d'un caisson rectangulaire (profilé creux) de dimensions extérieures 2000×900mm et de dimensions intérieures 1940×860mm.
- A une modélisation et détermination des sollicitations à l'aide du logiciel de calcul ROBOT.
- Aux vérifications des différents éléments sous différentes sollicitations.
- On constate que les sollicitations dues au séisme sont moins importantes que les sollicitations dues à la combinaison la plus défavorable de l'étude statique donc le dimensionnement à l'étude statique suffit.

En somme, ce travail nous a permis d'approfondir, de compléter et d'appliquer nos connaissances acquises tout au long de notre formation au sein de l'Ecole Nationale Polytechnique. Par ailleurs, nous nous sommes familiarisés avec le logiciel de calcul de structure Robot2010. Ce projet a favorisé le contact avec l'industrie ce qui nous a permis de bénéficier de l'expérience et des connaissances des gens du domaine d'ouvrage d'art.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] « Conception des ponts » G.GRATTESAT
- [2] Technique d'ingénieur
- [3] « Ouvrage d'art » n°37 2001 SETRA
- [4] « Pont en profilé laminé » ARCELOR MITTAL
- [5] « Construction métallique » A.MANFRED et ROLF BEZ
- [6] « Calcul des éléments résistant en charpente métallique » D.LAHLOU
- [7] « Pont métallique » JEAN PIERRE DUCOUT
- [8] « Appareils d'appui en élastomère fretté » SETRA 2007
- [9] « Support du cours de pont », dirigé par Mme. CHERID, (ENP, 2009/2010)
- [10] « Support du cours de CM», dirigé par Mr. HAMOUTENE, (ENP, 2008/2009)
- [11] « Support du cours de béton armé», dirigé par Mr. BOUTMEUR, (ENP, 2008/2009)

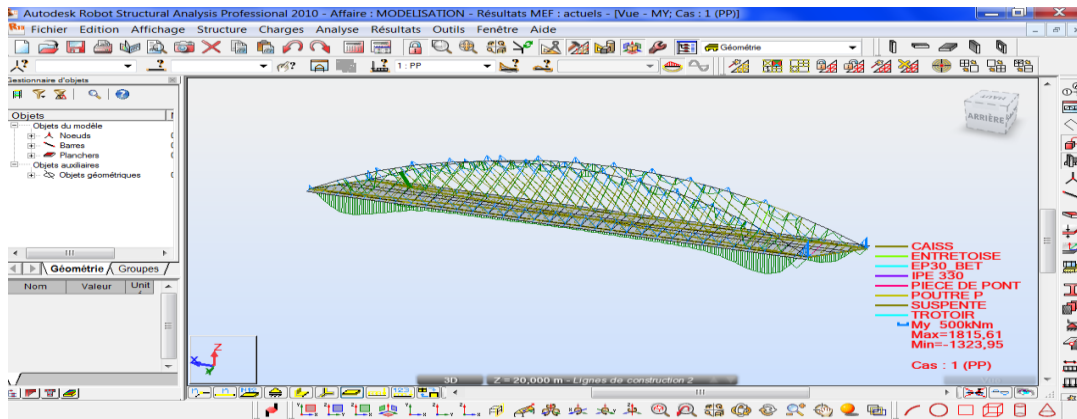
Normes et Règlements

- [12] BAEL 91
- [13] CCM 97
- [14] EURO-CODE 03
- [15] EURO-CODE 02
- [16] RCPR
- [17]RPOA
- [18] Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton

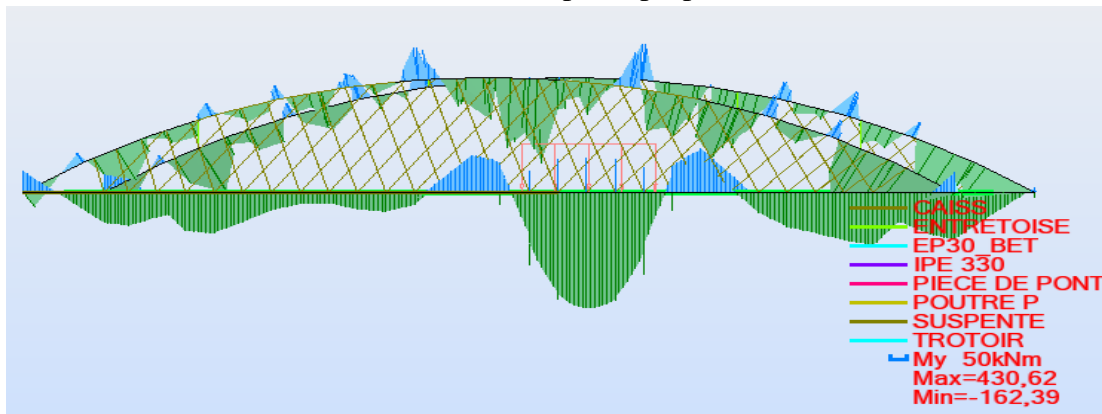
Internet

- [19] site web : wikipedia.com

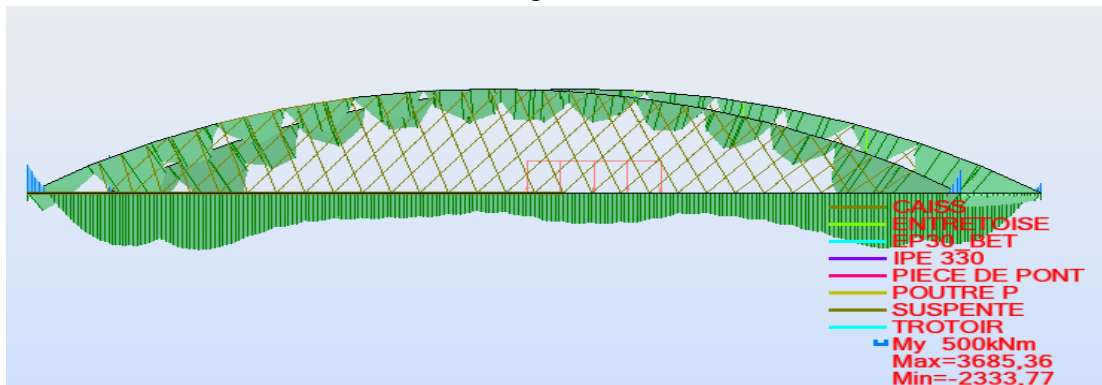
Annexes



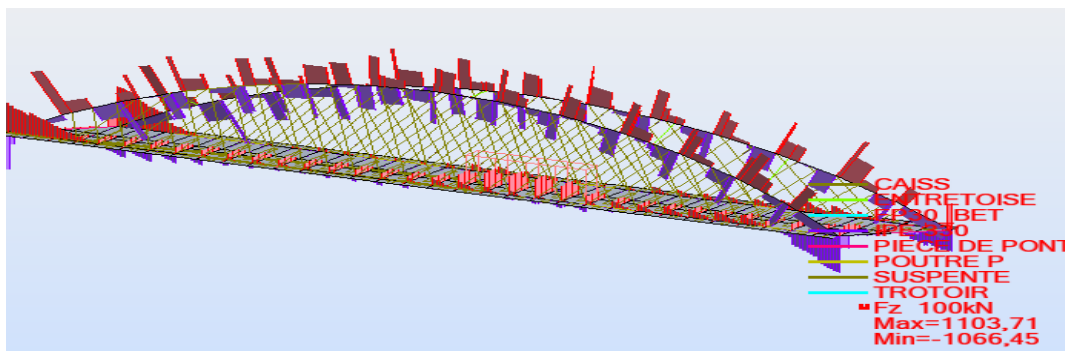
Moment due au poids propre



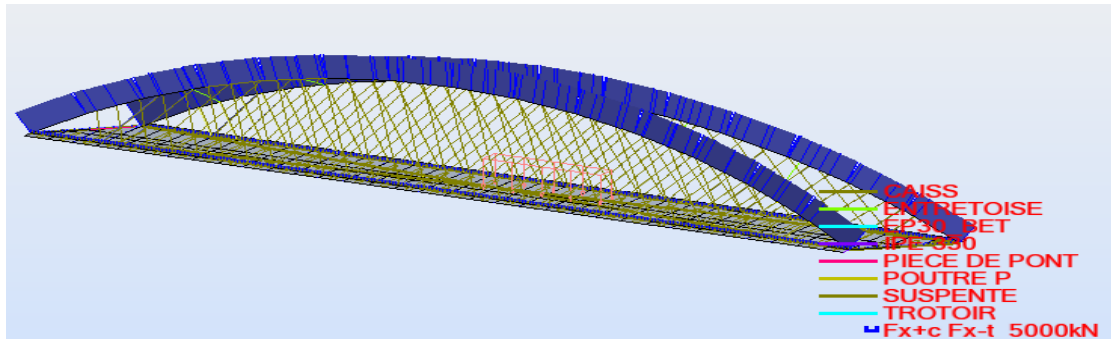
Moment due à la charge roulante D240



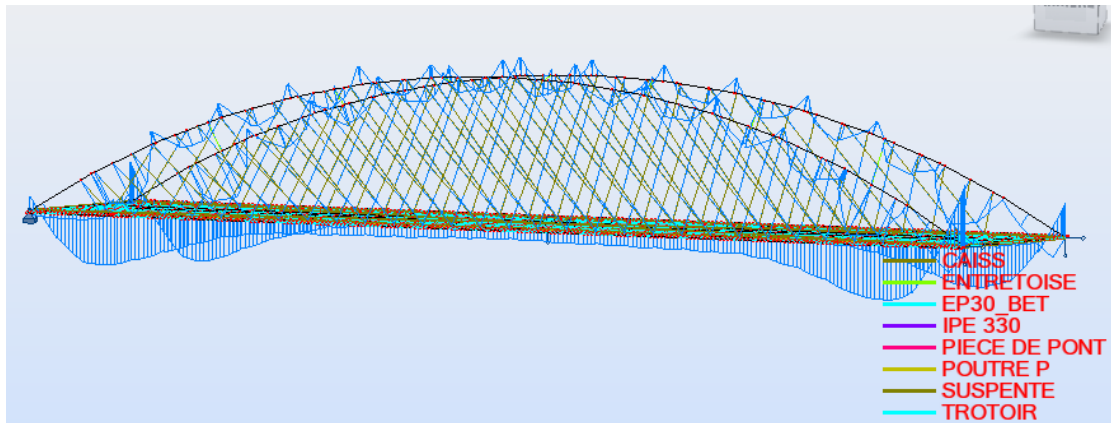
Moment due à la combinaison $1.35G+1.35D_{240}+0.9T+0.75\Delta_0$



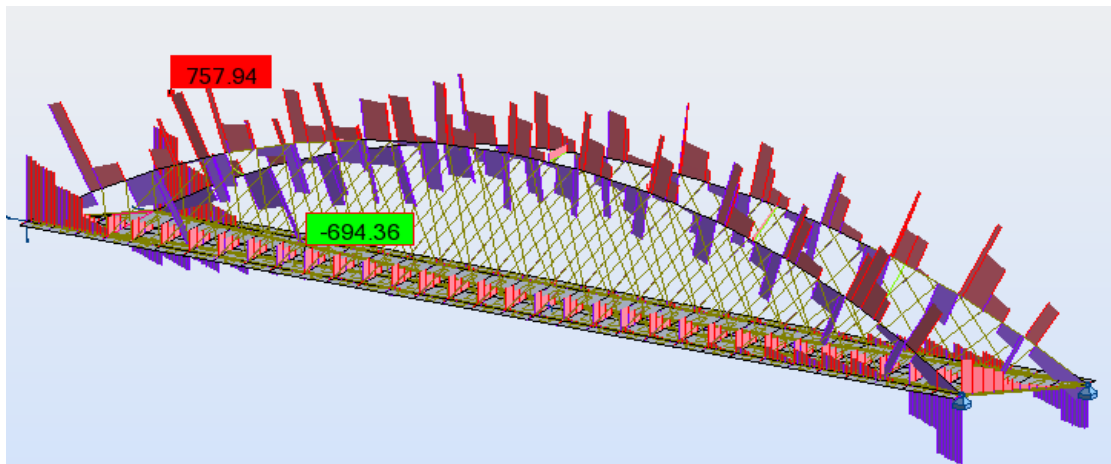
Effort tranchant due à la combinaison $1.35G+1.35D_{240}+0.9T+0.75\Delta_0$



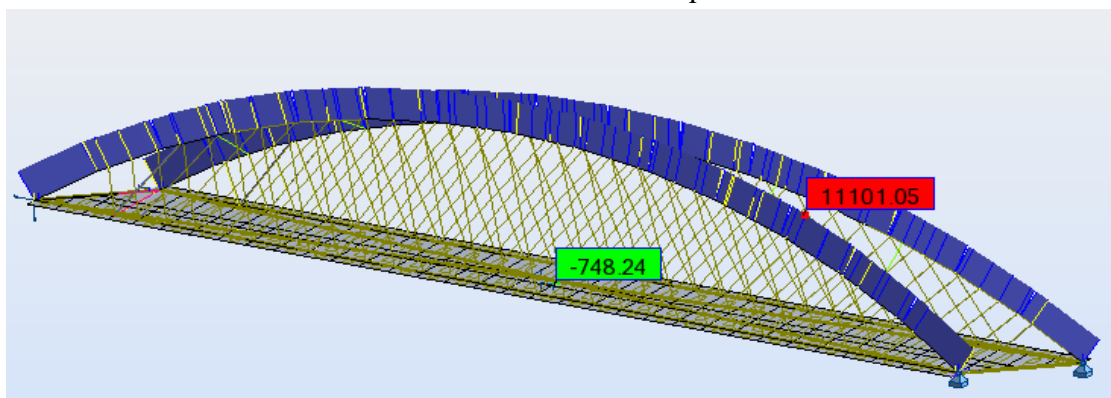
Effort normal due à la combinaison $1.35G+1.35D_{240}+0.9T+0.75\Delta\theta$



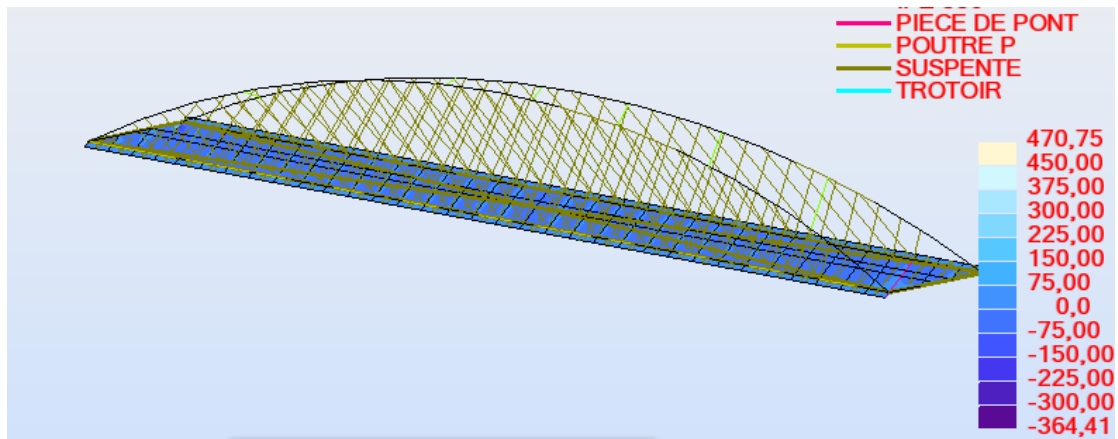
Moment due à l'effort sismique



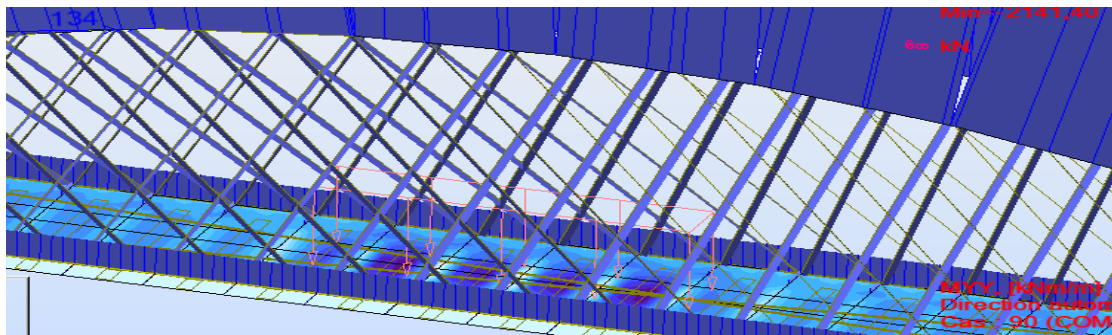
Effort tranchant due à l'effort sismique



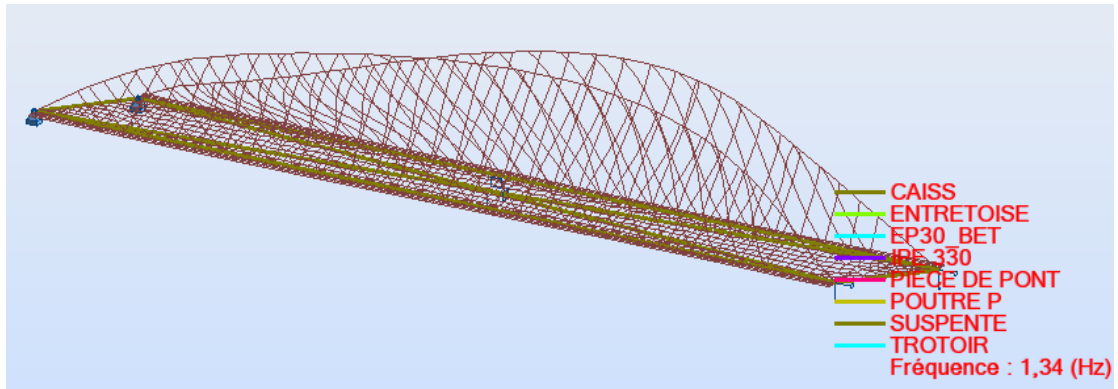
Effort normal due à l'effort sismique



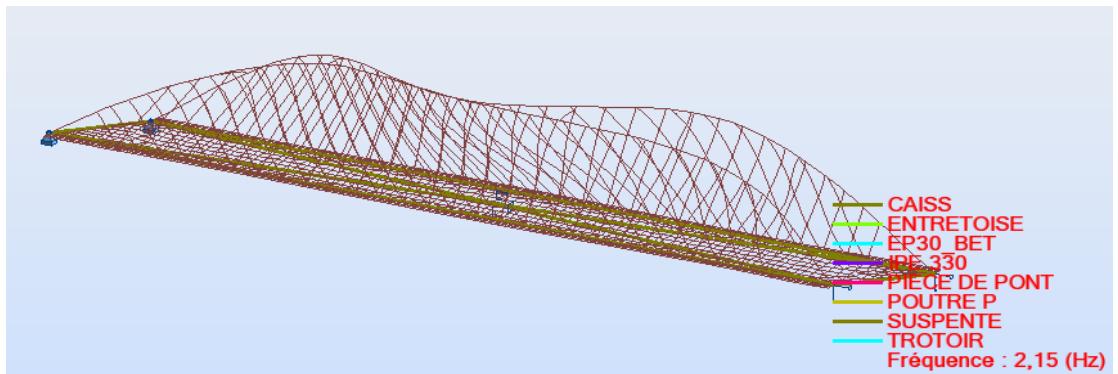
Cartographie de moment dans le tablier



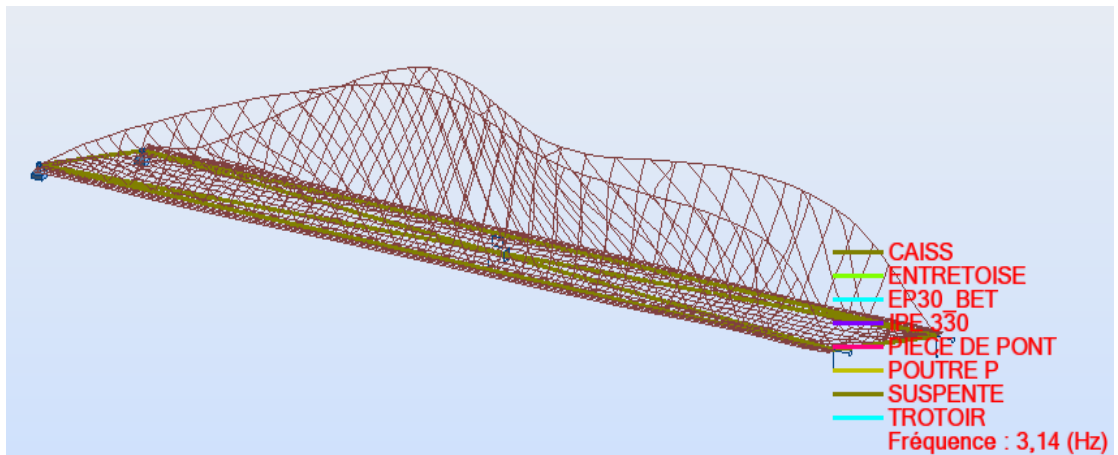
Effort normal dans les suspentes



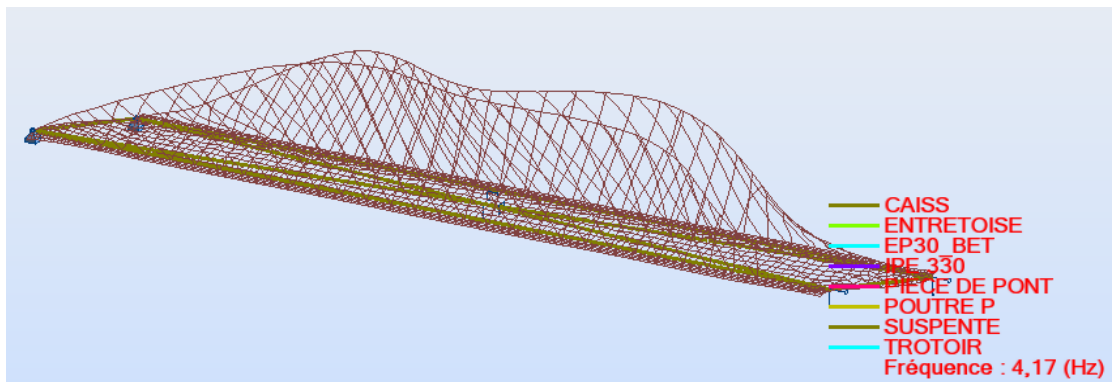
Mode n°2



Mode n°3



Mode n°4



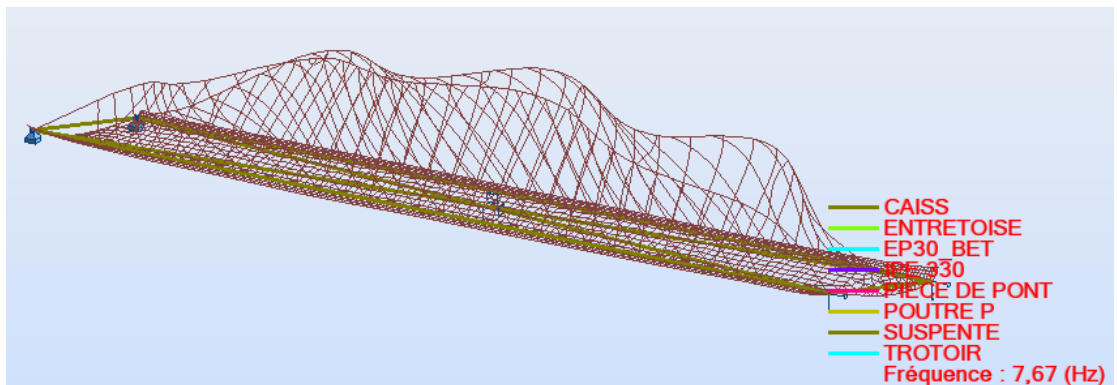
Mode n°5



Mode n°7



Mode n°8

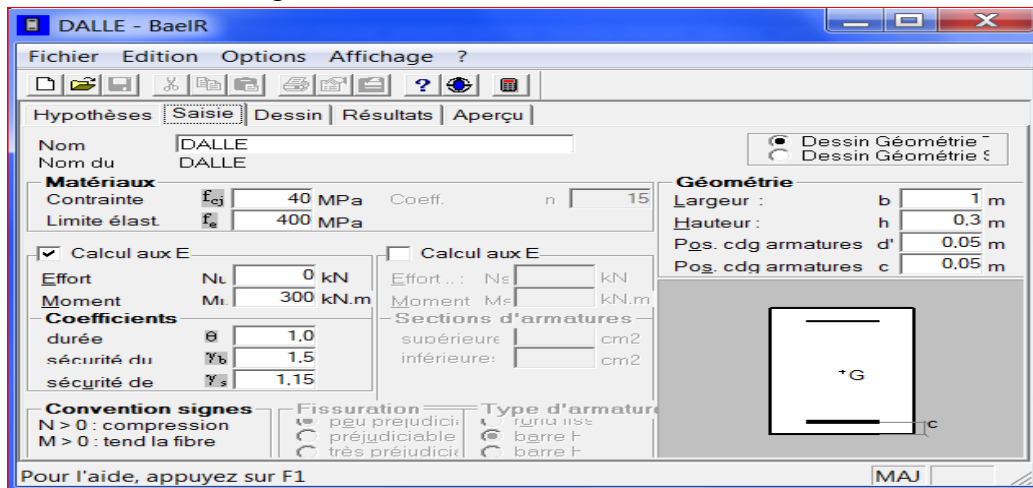


Mode n°9

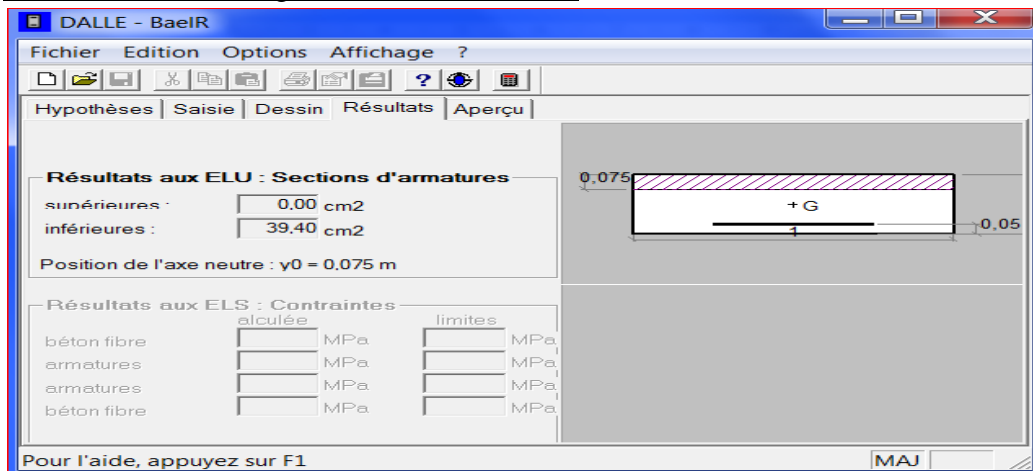


Mode n°10

fichier d'entrée de logiciel de calcul Socotec



fichier de sortie de logiciel de calcul Socotec



	BaelR - Version 1.01.026	09/06/10
	DALLE	
	DALLE	Page 1 / 1

Données saisies :

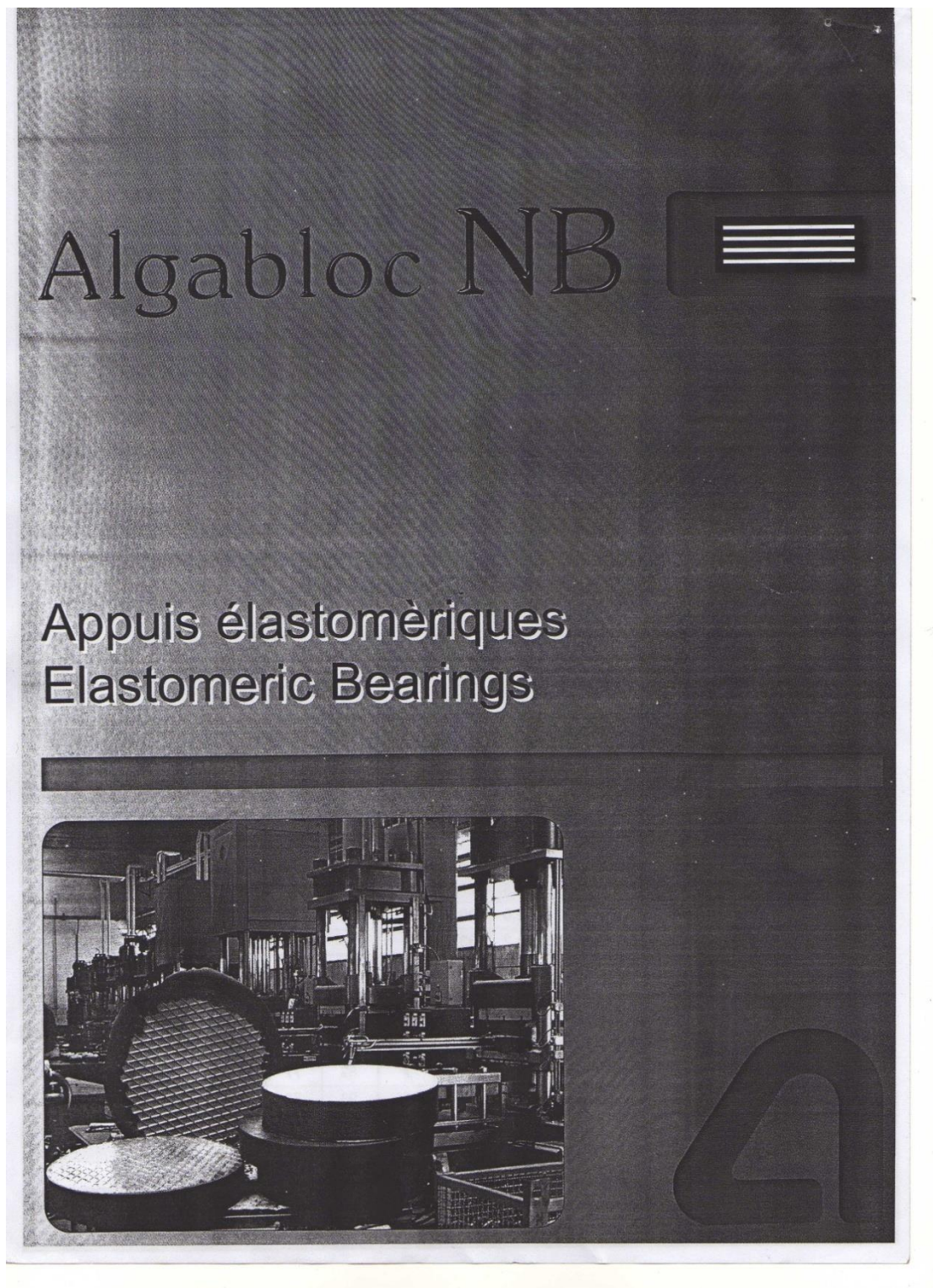
Largeur section : 1 m
 Hauteur section : 0,3 m
 Position centre de gravité des armatures supérieures : 0,05 m
 Position centre de gravité des armatures inférieures : 0,05 m
 Contrainte du béton : 40 MPa
 Limite élastique de l'acier : 400 MPa
 Coefficient de durée d'application des charges : 1,0
 Coefficient de sécurité du béton : 1,5
 Coefficient de sécurité de l'acier : 1,15

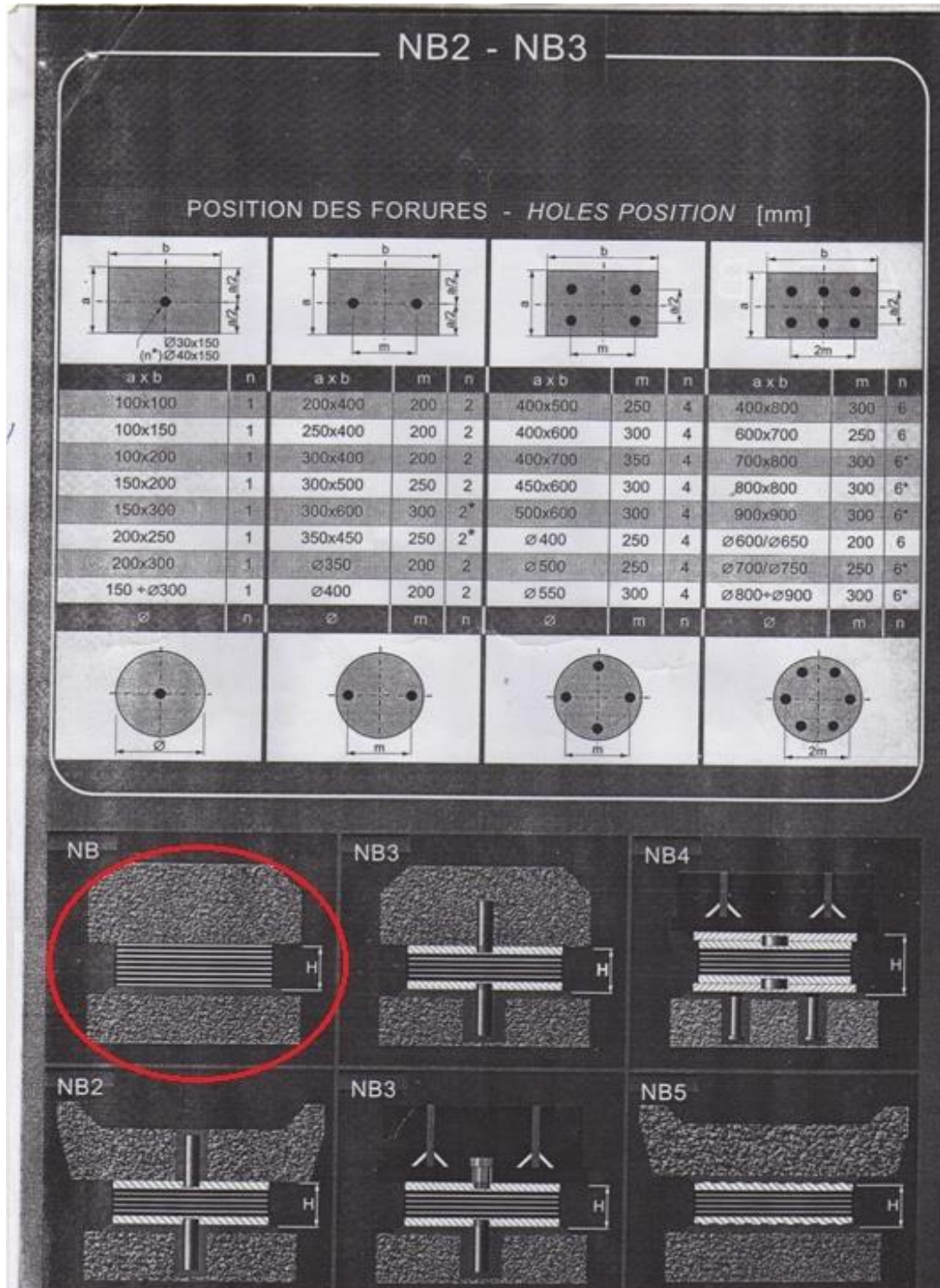
Effort normal ELU : 0 kN
 Moment fléchissant ELU : 300 kN.m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures : 0,00 cm2
 Section des armatures inférieures : 39,40 cm2
 Position de l'axe neutre : y0 = 0,075 m

Catalogue ALGABLOC pour le choix de l'appareil d'appuis





ALGABLOC

DIMENSIONS - DIMENSIONS [mm]

DIMENSIONS EN PLAN PLAN DIMENSIONS	CHARGE MAXIMALE MAX LOAD	DÉPLACEMENT DISPLACEMENT		ROTATION MAXIMALE ALLOWABLE ROTATION OVER			NOMBRE DE COUCHES DE CAOUTCHOUC NO RUBBER LAYERS	ÉPAISSEUR EFFECTIVE EFFECTIVE THICKNESS		HAUTEUR TOTALE OVERALL THICKNESS			
		NB	NB2+5	a	b	Ø		NB	NB2+5	NB	NB2/3	NB4	NB5
mm	kN	mm	mm	‰	‰	‰	n	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Ø 600 Ø 650 600x700	4240 4970 6300	35.0	31.5	6.0	4.5	6.0	3	50	45	70	95	135	75
		45.5	42.0	8.0	6.0	8.0	4	65	60	90	115	155	95
		56.0	52.5	10.0	7.5	10.0	5	80	75	110	135	175	115
		66.5	63.0	12.0	9.0	12.0	6	95	90	130	155	195	135
		77.0	73.5	14.0	10.5	14.0	7	110	105	150	175	215	155
		86.5	84.0	16.0	12.0	16.0	8	125	120	170	195	235	175
		93.3	91.1	18.0	13.5	18.0	9	140	135	190	215	255	195
95.5	97.5	20.0	15.0	20.0	10	155	150	210	235	275	215		
Ø 700 Ø 750 700x800	5770 6620 8400	35.0	31.5	6.0	3.6	6.0	3	50	45	70	95	135	75
		45.5	42.0	8.0	4.8	8.0	4	65	60	90	115	155	95
		56.0	52.5	10.0	6.0	10.0	5	80	75	110	135	175	115
		66.0	63.0	12.0	7.2	12.0	6	95	90	130	155	195	135
		77.0	73.5	14.0	8.4	14.0	7	110	105	150	175	215	155
		87.5	84.0	16.0	9.6	16.0	8	125	120	170	195	235	175
		98.0	94.5	18.0	10.8	18.0	9	140	135	190	215	255	195
105.2	102.9	20.0	12.0	20.0	10	155	150	210	235	275	215		
Ø 800 800x800	7530 9600	53.9	50.4	8.0	8.0	8.0	4	77	72	102	127	167	107
		66.5	63.0	10.0	10.0	10.0	5	95	90	125	150	190	130
		79.1	75.6	12.0	12.0	12.0	6	113	108	148	173	213	153
		91.7	88.2	14.0	14.0	14.0	7	131	126	171	196	236	176
		104.3	100.8	16.0	16.0	16.0	8	149	144	194	219	259	199
		115.4	113.4	18.0	18.0	18.0	9	167	162	217	242	282	222
		123.7	121.5	20.0	20.0	20.0	10	185	180	240	265	305	245
131.2	129.2	22.0	22.0	22.0	11	203	198	263	288	328	268		
Ø 850 Ø 900 900x900	8510 9540 12150	53.9	50.4	6.0	6.0	6.0	4	77	72	102	127	167	107
		66.5	63.0	7.5	7.5	8.0	5	95	90	125	150	190	130
		79.1	75.6	9.0	9.0	9.0	6	113	108	148	173	213	153
		91.7	88.2	10.5	10.5	11.0	7	131	126	171	196	236	176
		104.3	100.8	12.0	12.0	12.0	8	149	144	194	219	259	199
		116.9	113.4	13.5	13.5	14.0	9	167	162	217	242	282	222
		128.4	126.0	15.0	15.0	15.0	10	185	180	240	265	305	245
136.9	134.6	16.5	16.5	17.0	11	203	198	263	288	328	268		