

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale polytechnique



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

Mémoire de fin d'études
En vue d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

***Etude d'un pont rails métallique a poutres
latérales en treillis***

Réalisé par :

Arab Mohamed Amine.

Bouamama Takki eddine.

Encadré par :

Mme H.MOHABEDDINE

Mme D.CHERID

Proposé par :

COSIDAR

Promotion juin 2012

Ecole Nationale Polytechnique 10, Avenue Pasteur Hassen Badi BP182 El-Harrach
16200 Alger (Algérie)

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

ملخص

الغرض من هذا العمل هو دراسة و تصميم جسر حديدي للقطارات ذو دعائم مثلثيه, يبلغ طول الجسر 60م و عرضه 12.4م, يتكون الجسر من مقطع واحد بطول 60م و يحده معبرين للاشخاص.

لقد تم اختيار هذا الصنف من الجسر بالأخذ بعين الاعتبار مختلف العوامل الطبيعية و الاقتصادية المتعلقة بالمشروع.

نهتم من خلال هذه الدراسة بمعاينة قدرة الجسر على مقاومة مختلف القوى الخارجية المؤثرة عليه , التي يتم حسابها باستعمال برنامج الساب 2000 , و ذلك من اجل التأكد من عدم تعرضه للالتواء و التحقق من القيود.

Résumé

Le but de ce travail est la conception et l'étude d'un pont rail métallique à poutre latéral en treillis genre WARREN, contenant deux rails, d'une longueur de 60m et une largeur de 12.4m. Cet ouvrage est bordé par deux corniches et composé d'une seule travée.

Cette variante a été retenue en tenant compte des données naturelles et des raisons économiques relatives au projet.

L'utilisation de l'outil informatique s'impose pour l'évaluation des différentes sollicitations afin d'effectuer les vérifications des contraintes, du voilement et du déversement, en respectant les règlements en vigueur. Pour cela on a fait appel au logiciel SAP2000.

Mots clés : Pont rail, treillis, WARREN, entretoise.

Abstract

The goal of this work is the study of metallic railroad bridge with battle-dress beams. With two-train circulation. With a 60 m length and a width of 12.4 m, this bridge is bordered of two cliff-roads, and is composed of a single span.

This alternative was retained by taking account of the natural data and the economic reasons relating to the project.

The use of computer tools is essential for the evaluation of the various requests in order to carry out the checks of the constraints, with warping and variously, by respecting the payments in force. For this, we turned to the SAP2000 software.

Key words: railway bridge, battle-dress, WARREN, spacer.

Remerciements

Nous remercions notre Dieu le tout Miséricordieux pour ses grâces a notre endroit, qui nous ont fortifiées dans la persévérance pour mener a bien ce modeste travail.

Nous remercions infiniment nos chers parents de nous avoir offert tout ce dont on a eu besoin pour être toujours à la hauteur et réussir dans notre vie.

Nous remercions vivement nos promotrices, Mme D.CHERID et Mme H.MOHABEDDINE, pour l'aide qu'elles nous ont apportée, et leurs conseils instructifs durant l'élaboration de ce mémoire.

Nous souhaitons manifester notre reconnaissance particulièrement a M.LEUCHANI, ingénieur chef d'études à COSIDAR, de nous avoir proposé le thème de ce travail, et pour toutes les informations relatives au domaine des ouvrages.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'examiner notre travail.

Nous voudrions exprimer notre profond respect à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation du deuxième cycle universitaire à l'Ecole Nationale Polytechnique.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travaux a :

La mémoire de ma grande mère

Mes très chers parents, mes frères et sœurs

L'unique et chère Asma et toute sa famille

Toute la famille Arab

Mes amis et tous ceux qui en seront honorés

Dédicaces

Je dédie ce modeste travaux à :

La mémoire de ma grande mère.

**Mes très chers parents Mohamed et Yasmina, mon frère Abdou
et sœurs Asma, Wafa et la petite Cyrine.**

L'unique et chère Sadjer et toute sa famille.

Toute la famille Bouamama et Meftouh.

**Mes amis : Amine, Bousmaha, Rahim, Rabeh, Mouh, Yasser,
Youssef et Saleh et tous ceux qui en seront honorés**

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Conception générale	
I.1.Introduction.....	2
I.2.Présentation de l’ouvrage.....	2
I.3.Situation du projet.....	2
I.4.Données naturelles.....	3
I.5.Données fonctionnelles.....	4
I.6.Choix du type d’ouvrage.....	6
I.7.Présentation des variantes.....	6
I.7.1.Variante 01 : pont mixte bipoutre.....	6
I.7.2.Variante 02 : pont métallique a poutre treillis.....	10
I.7.3.Variante 03 : pont a poutres en béton précontraint.....	12
I.8.Analyse multicritère.....	13
I.9.Pont treillis.....	14
I.9.1.Descriptif.....	14
I.9.2.Types de treillis utilisés dans les ponts.....	15
I.9.3.Type de tabliers.....	17
I.9.4.La dalle orthotrope.....	18
I.9.5. Equipement des ponts.....	21
I.9.6.Eléments de protection.....	21
I.10.Mode de fonctionnement	22
I.10.1.Mode isostatique.....	22

I.10.2.Mode hyperstatique.....	22
I.11.Conclusion.....	23

Chapitre II : Caractéristiques des matériaux et pré dimensionnement

II.1.Introduction.....	24
II.2.Matériaux de construction.....	24
II.2.1.Béton.....	24
II.2.2.Aciers.....	25
II.3.Pré dimensionnement.....	28
II.3.1.Géométrie de l'ouvrage.....	29
II.3.2.Poutres treillis.....	30
II.3.3.Entretoises	31
II.3.4.Longerons	32
II.3.5.Dalle orthotrope	32
II.4.Conclusion.....	33

Chapitre III : Charges et surcharges

III.1.Introduction.....	34
III.2.Charges permanentes.....	34
III.2.1.Poids propre de la dalle.....	34
III.2.2.Poids du treillis.....	34
III.2.3.Charges permanentes complémentaires.....	35
III.2.4.Poids total de l'ouvrage.....	36
III.3.Surcharges d'exploitation.....	36
III.3.1.Effet statique.....	36
III.3.1.1.Système de charges UIC71	36

III.3.1.2.Système de charge charges SW	37
III.3.1.3.Système de charge : train à vide.....	37
III.3.1.4.Chargement verticaux.....	38
III.3.2.Effet dynamique.....	38
III.3.2.1.Domaine d'application.....	39
III.3.2.2.Coefficient dynamique ϕ	39
III.3.2.3.Effort de lacet.....	40
III.3.2.4.Effort de freinage et de démarrage.....	40
III.3.2.5.Effet du vent.....	40
III.4.Charges accidentelles.....	41
III.5.Combinaisons de charges.....	41
III.5.1.conditions d'application du coefficient dynamique.....	41
III.5.1.1.Vérification de la flèche sous poids permanent.....	42
III.5.1.2.vérification de la vitesse maximale de franchissement.....	42
III.5.2.calcul du Coefficients de majoration dynamique.....	42
III.5.3.Combinaisons.....	43
III.6.Conclusion.....	47

Chapitre IV : Etude en phase d'exécution

IV.1.Introduction.....	48
IV.2.Méthode de réalisation.....	48
IV.3.Principe de lançage des structures métalliques.....	48
IV.3.1.La méthode de l'avant bec.....	48
IV.3.2.Dimensionnement de l'avant bec.....	49
IV.3.3.Poids de la charpente.....	49
IV.3.4.Les différentes phases de lançage.....	50

IV.4.Evaluation des sollicitations	53
IV.5.Les différentes étapes de vérification.....	54
IV.5.1. Etape 1 : vérification de contraintes.....	54
IV.5.2.Etape 2 : vérification du voilement de l'âme.....	54
IV.5.3.Etape 3 : Vérification au déversement.....	56
IV.6.Vérification des éléments les plus sollicités : caisson supérieure.....	57
IV.7.Conclusion.....	59

Chapitre V : Etude en phase de service

V.1.Introduction.....	60
V.2.Evaluation des efforts dans le cas statique.....	60
V.2.1.Effort longitudinaux.....	60
V.2.2.Effort transversaux.....	65
V.3.Etude des sections les plus sollicités.....	67
V.3.1. caractéristique géométriques des sections a vérifiées	67
V.3.2.Etude de la diagonale la plus sollicitée en traction	77
V.3.3.Etude de la diagonale la plus sollicitée en compression.....	77
V.3.4.Etude de caisson supérieure.....	80
V.3.5.Etude du caisson inférieure.....	84
V.4.Vérification des entretoises.....	86
V.5.Vérification des longerons.....	92
V.6. Etude de la tôle.....	95
V.7. Calcul des déformations.....	96
V.9.Conclusion.....	96
Conclusion générale.....	97
Bibliographie.....	98
Annexe	95

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1. Comparaison des différentes variantes.....	13
Tableau. I.2.comparaison entre solution dalle orthotrope et dalle béton.....	19
Tableau .II.1. Caractéristiques de résistance de la charpente.....	25
Tableau. II.2.Limitation des contraintes admissibles de traction.....	26
Tableau.III.1.valeurs caractéristiques des charges verticales pour les schémas de charge SW.....	37
Tableau.III.2coefficients dynamiques pour différents éléments du tablier	42
Tableau. V.1.sollicitations longitudinales.....	64
Tableau. V.2.sollicitations transversales.....	66
Tableau. V.3.efforts résultants des combinaisons les plus défavorables.....	67
Tableau. V.4. caractéristiques géométriques des sections dangereuses.....	70
Tableau. V.5.quelques valeurs du coefficient k.....	73
Tableau. V.6. caractéristiques géométriques de la section d'entretoise.....	88
Tableau. V.7. caractéristiques géométriques de la section transversale du longeron.....	93

LISTE DES FIGURES

Figure. I.1. situation du projet.....	2
Figure. I.2. Tracé en plan.....	4
Figure. I.3. profil en long.....	5
Figure. I.4. Coupe transversale du tablier.....	5
Figure. I.5. Exemple d'un bipoutre mixte.....	7
Figure. I.6. Coupe transversale d'ouvrage.....	7
Figure. I.7. Exemple d'un pont a poutres en béton précontraint.....	10
Figure. I.8. Exemple d'un pont a poutre latéral type WARREN.....	12
Figure. I.9. Terminologie d'une poutre en treillis.....	15
Figure. I.10. Pont a tablier supérieur.....	17
Figure. I.11. Pont a tablier inférieur.....	17
Figure. I.12. Pont en treillis Pony.....	18
Figure. I.13. Pont a double tablier.....	18
Figure. I.14. Exemple de pont a dalle orthotrope.....	19
Figure. I.15. Nervures ouvertes.....	20
Figure. I.16 Nervures fermées (augets).....	20
Figure. I.17. Nervures composites en Y.....	21
Figure. I.18. Différents équipements des ponts.....	21
Figure. I.19. Elément de protection.....	22
Figure. II.1. Diagramme déformations-contraintes.....	27
Figure. II.2. différente composantes du rail.....	28
Figure. II.3. Dimension de l'ouvrage.....	29
Figure. II.4. Elévation schématique d'une poutre en treillis.....	30
Figure. II.5. Détail de la dalle orthotrope.....	32
Figure. III.1. Schéma de charges UIC 71.....	36
Figure III.2. : Schéma de charge SW.....	37
Figure III.3. Schéma de charge train à vide.....	37

Figure. IV.1.Détail de l'avant bec.....	48
Figure. IV.2 Vérin de poussage	49
Figure. IV.3 : l'avant bec seul en porte à faux.....	50
Figure. IV.4.l'ossature métallique et l'avant bec en porte a faux.....	50
Figure. IV.5.l'ossature métallique après accostage.....	51
Figure IV.6 : L'âme du caisson.....	54
Figure. V.1.Schéma statique longitudinal de la structure du pont.....	60
Figure. V.2.modèle de calcul vue en 3D.....	61
Figure. V.3. Schéma statique transversal de la structure du pont.....	65
Figure. V.4.excentricité transversal du chargement.....	66
Figure. V.5.chargement sur accotement.....	66
Figure. V.6.Voilement de plaque.....	71
Figure.V.7. Conditions de bord de la plaque et leurs représentations.....	72
Figure. V.8. longueur de flambage d'une barre comprimée pour différent type d'appuis.....	75
Figure. V.9. Distribution des contraintes normales.....	80
Figure. V.10. Diagramme des contraintes normales dans la section du caisson supérieur à l'ELU.....	82
Figure. V.11. Diagramme des contraintes normales dans la section du caisson supérieur à l'ELS.....	83
Figure .V.12. Diagramme des contraintes normales dans la section du caisson inférieur dues au moment fléchissant à l'ELU.....	84
Figure .V.13. Diagramme des contraintes normales dans la section du caisson inférieur à l'ELU.....	86
Figure .V.14. Diagramme des contraintes normales dans la section de l'entretoise dues au moment fléchissant à l'ELU.....	86
Figure. V.15. Caractéristiques géométriques d'une section monosymétrique.....	88
Figure. V.16. : Distributions des contraintes normales et tangentielles pour un calcul plastique de résistance.....	88
Figure .V.17. L'âme de la section.....	89
Figure. V.18. Distribution des contraintes normales et tangentielles.	90
Figure. V.19. : Diagramme des efforts internes dans l'entretoise au moment du changement d'appareil d'appuis.....	92

Figure. V.20. : Distribution des contraintes pour un comportement plastique de la section du longeron.....	93
Figure V.21: Distribution des contraintes dans la section transversale du longeron.....	94
Figure. V.22. Distribution des contraintes pour un comportement élastique de l'âme.....	95
Figure .V.23 .La partie de la tôle comprit entre deux entretoises consécutives.....	95

Introduction générale :

Un pont n'est pas seulement un ouvrage d'art. Il est construit dans le but d'assurer un service pour lequel l'opinion publique exige un haut niveau de qualité, de sécurité et de fiabilité. Quant à la résistance structurale, ce niveau est garanti par le respect de normes et de règles appropriées.

Dans le cadre de la réalisation de la rocade ferroviaire des hauts plateaux et ses intersections avec celle d'est-ouest (Oran-Alger-Annaba), le projet de réalisation d'un pont permettant le franchissement de l'un des oueds s'inscrivant dans le tronçon Boughezoul-M'Sila fait l'objet de ce présent mémoire à travers une étude comportant les étapes suivantes :

D'abord, on présente le projet dont la réalisation va bientôt démarrer, et on en fixe une variante de pont parmi celles proposées, puis on donne les différentes caractéristiques des matériaux utilisés, le pré dimensionnement des éléments constitutifs du pont, ainsi qu'une définition des charges et surcharges susceptibles d'y être appliquées.

Une fois toutes les charges définies, on passera au calcul des différentes sollicitations induites et pour ce faire, on fera appel au logiciel *CSI SAP2000*, pour une modélisation de la structure à savoir le tablier et les poutres en treillis. Des vérifications analytiques seront faites pour les différents éléments structuraux de notre ouvrage en phase d'exécution, suite à un choix de la méthode de réalisation.

Par la suite, on consacrera un chapitre au dimensionnement en phase de service, où on commencera par la détermination des sollicitations sous les combinaisons de charges les plus défavorables, ceci fait, on passera à l'étude des sections les plus sollicitées de la poutre treillis, dont il y a lieu de vérifier les contraintes normales et tangentielles, la stabilité vis-à-vis du voilement et du déversement relatif à l'âme des caissons supérieur et inférieur de la poutre, ainsi que la vérification du flambement des éléments comprimés. Par ailleurs on procédera à l'étude des entretoises sur culées et des longerons, dont les sollicitations sont déterminées grâce à la fonction « analyse détaillée » proposée par le logiciel *SAP2000*.

On abordera dans le dernier chapitre les différents assemblages de la structure métallique qui seront réalisés par soudure. Le dimensionnement des cordons de soudures sera suivi par des vérifications vis-à-vis de la fatigue.

Enfin, on clôturera ce mémoire par une conclusion générale.

I.1.Introduction :

On appelle pont tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Toute fois, cette définition ne fait apparaitre aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Le souci de l'ingénieur est comment le construire, en assurant parfaitement son service avec un cout optimal. Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de discipline, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux, la géotechnique et la construction métallique...

I.2.Présentation de l'ouvrage :

Dans ce mémoire nous essayons d'examiner la conception et l'étude d'un pont rail métallique isostatique en treillis franchissant un oued du PK268+883 au PK268+943 de la ligne ferroviaire reliant la ville BOUGHEZOUL à celle de M'SILA, qui sera réalisé par la Société Algérienne COSIDER Ouvrages d'Arts.

Cet ouvrage franchit un oued avec une portée de 60m. Les contraintes naturelles (portée et la hauteur des plus hautes eaux) nous poussent à envisager un pont à une seule travée isostatique.

I.3.Situation du projet ..

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude, est implanté en zone rurale entre la ville de M'sila et celle de Boughezzoul.



Figure. I.1.situation de l'ouvrage.

L'allure générale de l'ouvrage est défini par ses données fonctionnelles relatives à la portée : le tracé en plan, le profil en long le profil en travers.

I.4. Données naturelles :

Sont l'ensemble des éléments de son environnement ayant une influence sur sa conception, on distingue :

➤ Hydrologie du site :

Il est nécessaire de connaître les niveaux d'eau qui influent sur la conception générale de franchissement. Le site contient l'Oued ben Taka.

➤ Géologie du site :

L'estimation géologique est fondée sur la base des cartes géologiques (France institut géographique Nationale, Boughezoul).

La reconnaissance géologique du site a montré que le site s'étend sur des roches cohérentes néogènes, il s'agit de conglomérats et de roches carbonatées ainsi que de roches sédimentaires à granulations fines telles que les limons et les argiles ; dans une moindre mesure il n'est également pas exclu de trouver des roches évaporatiques (gypse, anhydrite).

➤ Les données géotechniques:

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques du sol devant recevoir les fondations de notre ouvrage, des échantillons doivent être prélevés afin de les soumettre aux analyses du laboratoire. Pour déterminer la résistance à la compression simple du massif rocheux, des carottes normalisées doivent être prélevées à différentes profondeurs et soumises à l'écrasement.

D'autre part, le choix du type de fondation à réaliser dépend de la nature du sol et de ses caractéristiques géotechniques.

➤ Données sismiques :

La région de Boughezoul est située dans une zone de faible sismicité, classée selon les Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d'Art (RPOA 2008) comme suit :

- Zone sismique : I (faible)
- Groupe de pont : 3 (pont d'importance moyenne)
- Site : catégorie S1 (site rocheux).

I.5. Données fonctionnelles

Les données relatives à la portée qui présente notre ouvrage sont les suivantes :

- **Données relatives à la voie portée**

- **Tracé en plan :**

En plan, l'ouvrage est constitué d'un alignement droit présentant une seule travée de 60m.

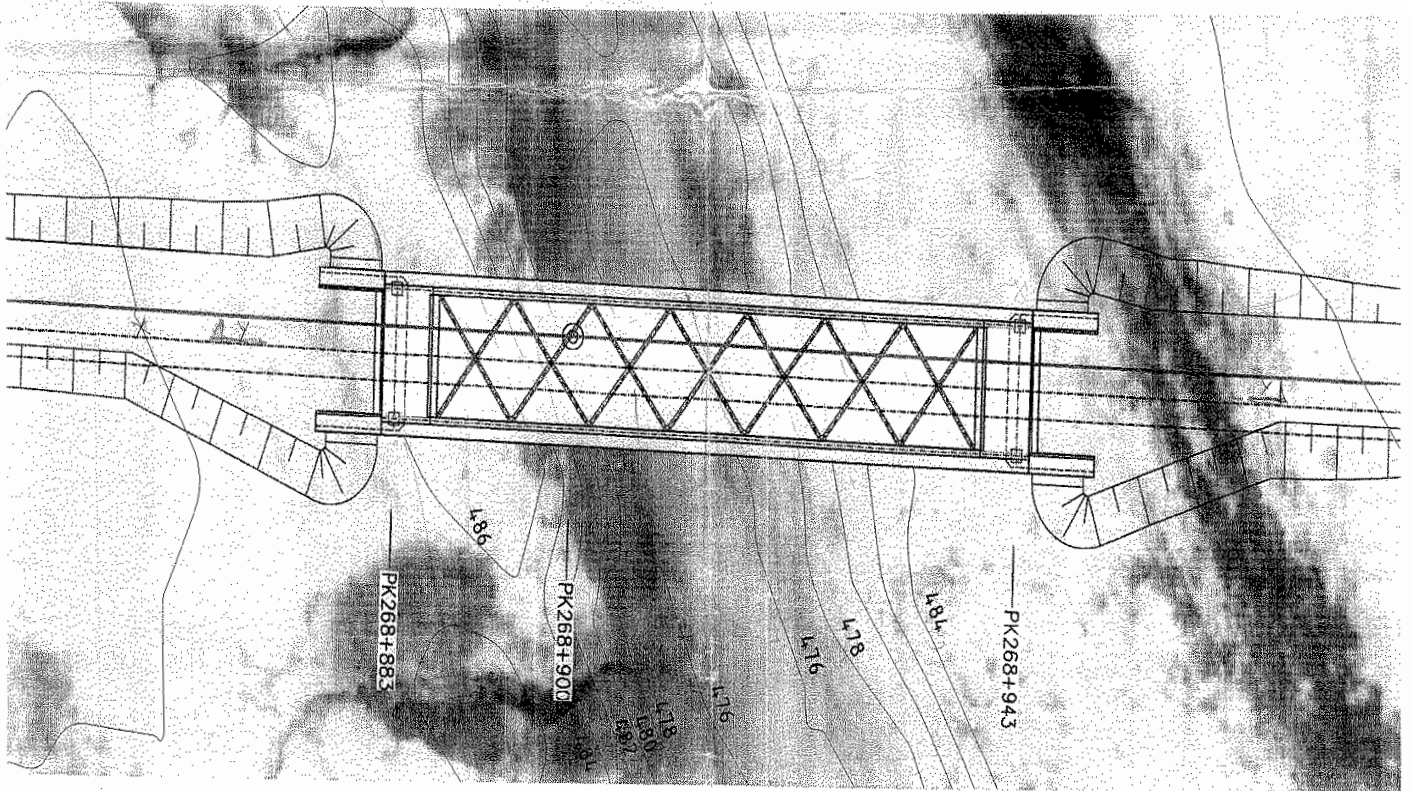


Figure. I.2. Tracé en plan.

- **Profil en long :**

Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, est fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles, il présente une seule travée de 60m muni de culée, ce qui nous donne une longueur totale de 62m

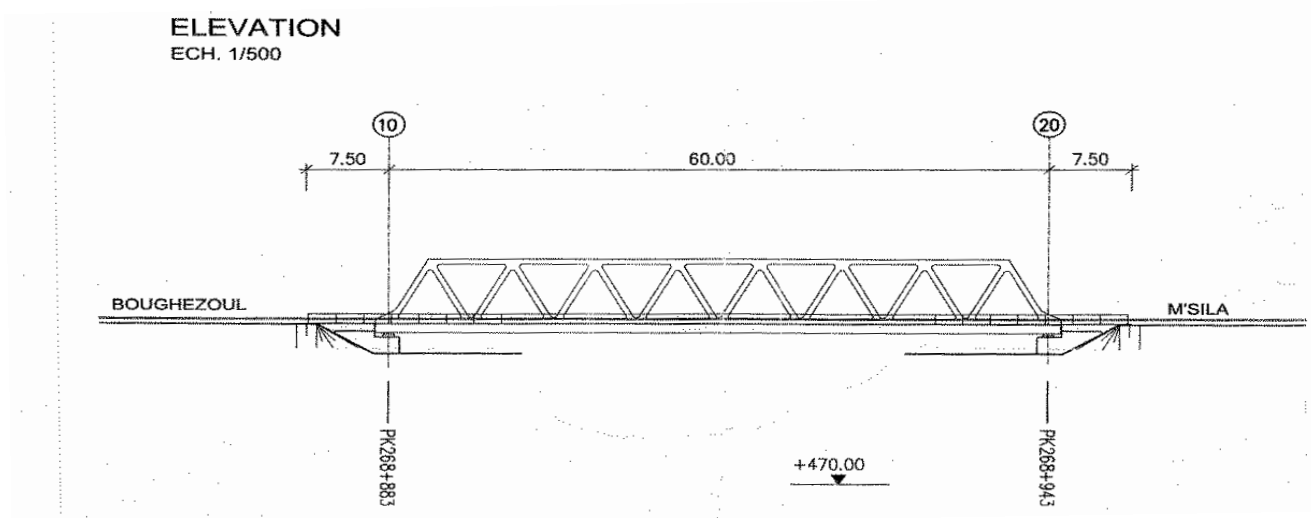


Figure. I.3. Profil en long

➤ Profil en travers :

Ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Notre pont présente une largeur totale de 12.4m contenant deux voies ferrées avec deux passages de service de 1m chacun.

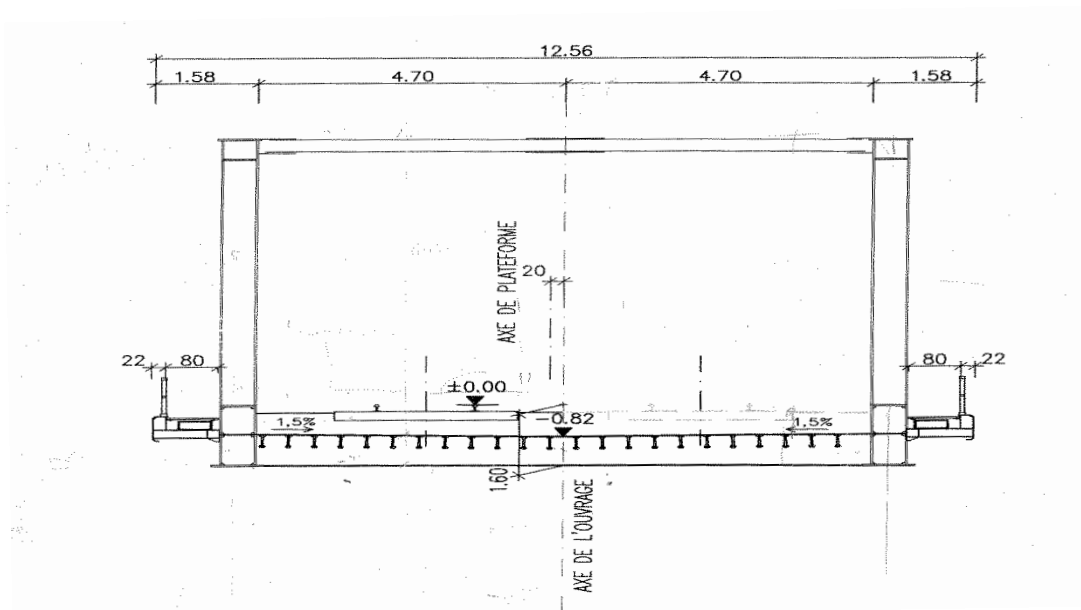


Figure. I.4. Coupe transversale du tablier

• Données relatives à l'obstacle franchi :

Ce projet consiste en la continuité entre les deux villes de BOUGHEZZOUL et M'SILA, dans ce cas il convient de respecter la crue qui est caractérisée par une hauteur des plus hautes eaux (PHE) et les plus basses d'eaux (PBE). PHE=864m ; PBE=860,00m.

I.6.Choix du type d'ouvrage :

Le but est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions propres au projet. Pour cela il faut d'abord connaître les contraintes à respecter ainsi que les différentes variantes pouvant être envisagées.

Cette opération est conditionnée par un ensemble de paramètres permettant d'effectuer une comparaison entre les solutions proposées, afin d'en retenir une ou plusieurs qui feront ensuite l'objet d'une étude approfondie. Ces paramètres sont les suivants :

- Le profil en long de la chaussée.
- Les positions possibles pour les appuis.
- La nature du sol de fondations.
- Le gabarit à respecter.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

En outre, la diversité des ponts nous mène à tenir en compte certains critères permettant de les classer. On cite :

- La voie portée (pont route, rails, aqueduc...etc.)
- Le matériau principal dont ils sont constitués.
- La fonction mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- La disposition en plan : droit, biais, courbes.
- Leur durée de vie prévue.

Pour notre ouvrage, on propose trois variantes possibles :

- Variante 01 : pont mixte bipoutre.
- Variante 02 : pont à poutres en béton précontraint.
- Variante 03 : pont métallique à poutre latéral en treillis.

I.7.Présentation des variantes :

I.7.1.Variante 01 : pont mixte bipoutre

➤ Description :

Réaliser dans le cas de petites et moyennes portées pouvant aller jusqu'à 110m, il est constitué de deux poutres en acier supportant une dalle en béton. De ce fait, l'acier et le béton ne sont pas utilisés en même temps par hasard.



Figure. I.5. Exemple d'un bipoutre mixte

Ce type de pont utilise de façon optimale chacun de ses matériaux, la dalle en béton ne résiste bien qu'en compression (idéal pour la partie supérieure du tablier), tandis que les poutres en acier résistent à la fois en compression et en traction (idéal pour une bonne flexion longitudinal, en partie inférieure du tablier).

➤ **Forme de la section transversale [réf 02] :**

Le béton assure le rôle de table de compression et les efforts de traction sont repris par le profilé métallique, la garantie du non glissement entre le hourdis et la semelle supérieure du profilé est assurée par des connecteurs (petits éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure du profilé).

Les connecteurs sont dimensionnés pour reprendre la totalité des efforts de glissement, la dalle ainsi liée à l'ossature métallique de manière à intervenir dans la flexion générale. On obtient ainsi un pont mixte dans lequel la dalle est considérée comme participante à la résistance d'ensemble.

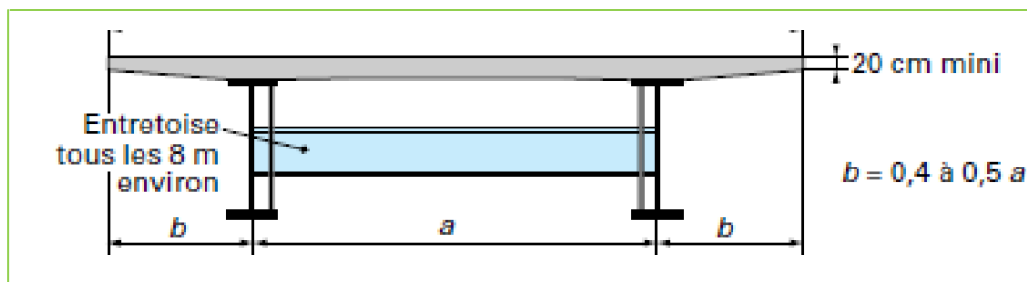
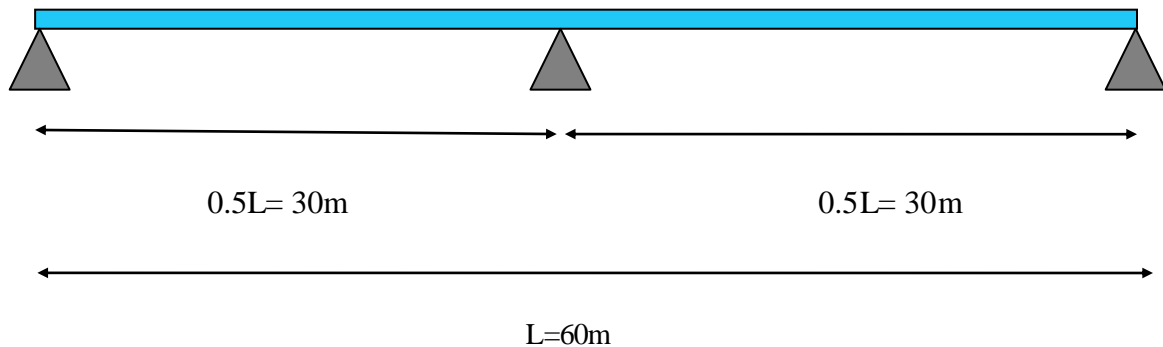


Figure. I.6. Coupe transversale d'ouvrage

➤ **Schéma statique :**



➤ **Pré dimensionnement de la poutre [réf 01] :**

❖ **Nombre de poutres (N) :** Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier, et l'espacement entre les poutres : $N = La/d$

La: Largeur du tablier: $La = 9.4$

On fixe l'espacement : $d = 4.7m$

$$N = 9.4 / 4.7 = 2 \longrightarrow N = 2 \text{ poutres}$$

❖ **Elancement de poutres:** pour déterminer l'élancement mécanique des poutres on a recours à la formule qui donne la hauteur H en fonction de la portée maximale de la travée.

$$H = L / 14 - 0,4 \Rightarrow H = 1,75m$$

❖ **Épaisseur de l'âme des poutres :** L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes

- ✓ Résistance à la corrosion.
- ✓ Résistance au cisaillement.
- ✓ Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
- ✓ Fatigue.

En considérant ces quatre critères nous allons dimensionner l'âme des poutres à mi travée et sur appui sachant que l'épaisseur en travée varie entre 8mm et 16mm et ne dépasse pas 20mm sur appui donc nous prendrons une épaisseur qui est égale à 16mm à mi travée et 18mm sur appui.

❖ **Semelles :** Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions de résistance et l'instabilité.

❖ **Semelle supérieure en travée.** La largeur de la semelle varie entre 200mm et 500mm et l'épaisseur entre 12mm et 40mm, prendra donc: Largeur = 500mm ; Epaisseur = 30mm.

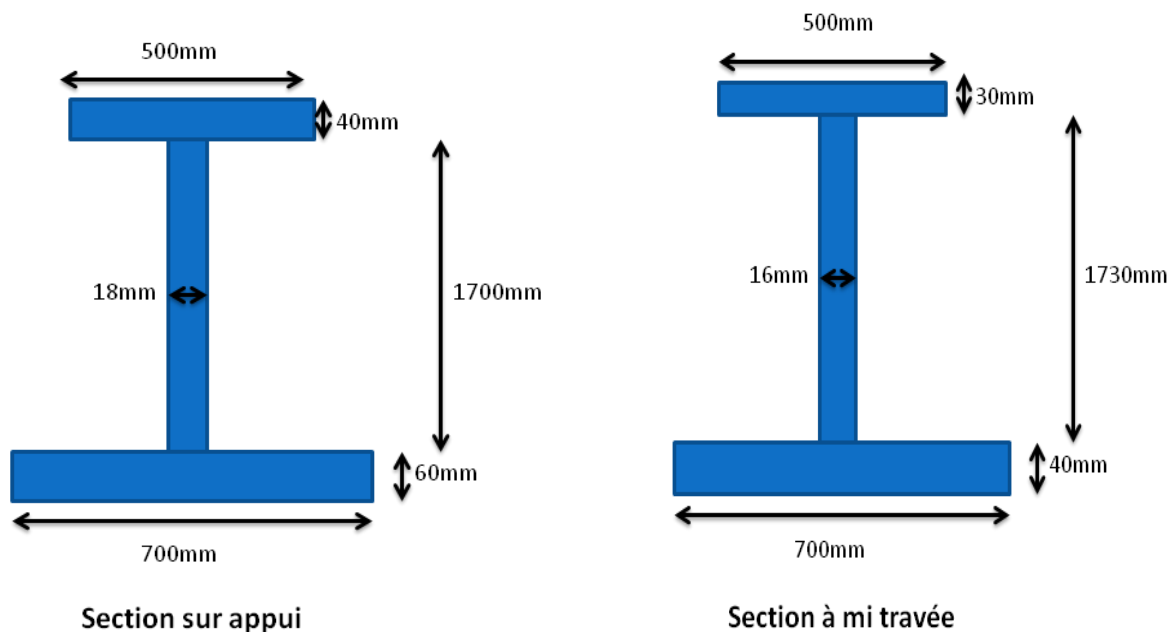
❖ **Semelle supérieure sur appui :** La largeur de la semelle est fixée entre 400mm et 900mm et l'épaisseur entre 20mm et 40mm, on prendra donc : Largeur = 500mm, Epaisseur = 40mm

❖ **Semelle inférieure en travée :** La largeur de la semelle est fixée entre

400mm et 800mm et l'épaisseur entre 20mm et 40mm, on prendra donc :
Largeur = 700mm ; Epaisseur = 40mm.

- ❖ **Semelle inférieure sur appui** : La largeur de la semelle est fixée entre 500mm et 1200mm et l'épaisseur entre 30mm et 60mm, on prendra donc :
Largeur = 700mm ; Epaisseur = 60mm.

Dans le cas des ponts mixtes, les dimensions des semelles des poutres métalliques sont fixées aussi bien par les conditions de montage que par celle de service, car avant que la liaison acier béton ne soit réalisée, les poutres métalliques assurent la résistance d'ensemble de l'ouvrage.



➤ **Avantage :**

- Rapidité d'exécution globale.
- Précision dimensionnelle des structures.
- Possibilité d'extension et de réparation.
- Economie à la construction, et performance en terme de recyclage à l'issue d'une démolition, assurant ainsi le respect de l'environnement.
- Possibilité d'une préfabrication industrielle dans des ateliers à l'abri des intempéries avec un contrôle de qualité poussé.

➤ **Inconvénients :**

- Le problème majeur des ponts mixtes est le phénomène de la fatigue dans les assemblages
- Risque du voilement et du déversement des poutres principales.
- Nécessite une main d'œuvre qualifiée (surtout pour le soudage).
- Instabilité des membrures tendues au flambement latéral.
- La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à toute étape importante du montage.

I.7.2. Variante 02 : pont à poutres en béton précontrainte par poste tension (pont à deux travées de 30m):

➤ Description :

La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront.

En béton précontraint, le traitement consiste à pré comprimé certaines zones du béton pour le rendre capable de résister aux charges extérieures (à la traction).



Figure. I.7. Exemple d'un pont a poutres en béton précontraint

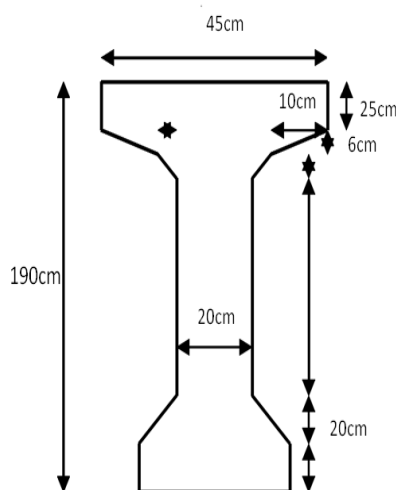
➤ Pré dimensionnement de la poutre [réf 03] :

- Elancement de la poutre: $L/22 < h_t < L/18$ r* $1,7 < h_t < 2,08$ m
On se fixe: $h_t = 1,9$ m
- Epaisseur de la table de compression: $12 \leq e \leq 15$ cm Epaisseur de la table de compression: $12 \leq e \leq 15$ cm
On fixe: $e = 15$ cm
- Largeur de talon : $40 < L_t < 55$ cm
On fixe $L_t = 45$ cm
Mais cette valeur peut être modifié après l'étude de la précontrainte.
- Epaisseur du talon et:
On fixe $e_t = 18$ cm
- Epaisseur de l'âme en travée (b_0): $18 < b_0 < 25$ cm
On prend : $b_0 = 20$ cm
- Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0) : $25 < b_0 < 35$ cm
On prend: $b_0 = 30$ cm

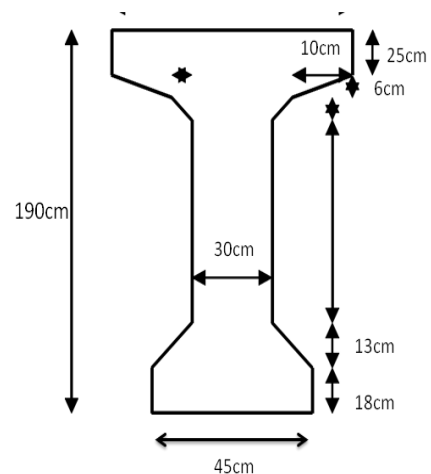
- Goussets : C'est l'angle disposé pour permettre d'améliorer la section et de placer les armatures d'acier et les câbles précontraints. Cet angle est fixé entre: $45^\circ < \alpha < 60^\circ$
- Gousset du talon: En travée : $\alpha_3 = 53^\circ$, $e_3 = 20\text{cm}$
A l'appui: $e_3 = 13\text{cm}$
- Gousset de la table de compression : En travée: $\alpha_1 = 12^\circ$ $e_1 = 6\text{cm}$
 $\alpha_2 = 45^\circ$ $e_2 = 10\text{cm}$
A l'appui: $\alpha_1 = 12^\circ$ $e_1 = 6\text{cm}$
- Hourdis (la dalle) h_0 : $30 < h_0 < 20$
On fixe: $h_0 = 25\text{cm}$
- Nombre de poutres : Nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur et L_a l'espacement $N = (L_a / \lambda) + 1 / \lambda) + 1$
 - L_a : est l'entraxe entre les poutres d'extérieure et égale à 10m
 - λ : est l'entraxe des poutres $r^* 1,5 \leq \lambda \leq 2,5\text{m}$

Donc on prend: $\lambda = 1,5\text{m}$.

$$N = 7\text{poutres}$$



Coupe transversale de la poutre à mi travée



Coupe transversale de la poutre sur appui

➤ **Avantage :**

- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudages.
- La possibilité de franchir de plus grandes portées par rapport aux ouvrages en béton armé.
- Les armatures à haute limite élastique utilisées en béton précontraint sont peu coûteuses .

➤ **Inconvénients :**

- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant principalement avant 28 jours.
- L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour pouvoir décinturer ou décoffrer.
 - La nécessité de disposer d'un personnel qualifié pour la vérification de la pose des gaines et des câbles et pour la mise en tension.

I.7.3. Variante 03 : pont métallique à poutre latérale treillis type WARREN :

➤ **Description :**

La structure porteuse du pont est composée de pièces de pont assemblées poutres latérales en treillis

La poutre latérale en treillis est l'alternative à la poutre latérale à âme pleine et la remplace définitivement; dès que la portée dépasse 60 m et pose le problème du besoin en inertie flexionnelle pour contenir les déformabilités dans les limites admissibles.



Figure. I.8. Exemple d'un pont à poutre latérale type WARREN

➤ **Pré dimensionnement (Disposition constructive):**

La poutre WARREN sans montant est la plus utilisée, son élancement est d'environ 10 à 12 pour une travée indépendante

Les membrures inférieures et supérieures sont en caisson, ainsi que les diagonales.

Dans le plan inférieur, un réseau croisé fait de pièces de pont et de longerons en PRS porte la dalle orthotrope. Celle-ci, d'une épaisseur de 16mm, est relevée sur ses bords pour recevoir le ballast.

➤ **Avantages**

- la possibilité de franchir l'obstacle en se passant d'une pile intermédiaire.

-le poids de la structure porteuse est nettement moins important que celui des structures en béton.

➤ **Inconvénients**

-les poutres latérales treillis sont difficiles à entretenir.

-nécessité d'une main d'œuvre très qualifiée surtout pour l'exécution des assemblages par soudure.

I.8. Analyse multicritère :

Les critères de comparaison entre les variantes, permettant d'effectuer cette analyse, sont présentés dans le tableau ci-dessous :

	Pont bipoutre mixte	Pont métallique	Pont a poutre en béton précontrainte
Economie	couteuse	très couteuse	très couteuse
Entretien	Difficile	facile	facile
Esthétique	bonne	bonne	bonne
Exécution	difficile	facile	difficile
poids	important	léger	important

Tableau I.1. Comparaison des différentes variantes.

La conception d'un pont résulte, le plus souvent, d'une démarche itérative dont l'objectif est l'optimisation technique et économique de l'ouvrage de franchissement projeté vis-à-vis de l'ensemble des contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, toute en intégrant un certain nombre d'exigences de durabilité et de qualité architecturale.

Après avoir recensé l'ensemble des données relatives à notre ouvrage, il est important d'examiner la marge disponible sur ces données, ce qui permet de mettre en évidence les contraintes qui ressortent de cette analyse.

Le choix de la solution (pont métallique à poutres latérales treillis) résulte des critères techniques et économiques intégrant les possibilités d'implantation des appuis, de la légèreté de la superstructure, de l'adaptation des structures des tabliers, du mode de construction et des dispositions facilitant la gestion ou la maintenance de l'ouvrage.

Donc, parmi les trois solutions proposées nous en venons à choisir la variante N°02 (Pont métallique à poutres latérales en treillis), qui fera l'objet de notre étude.

I.9. Pont treillis :

Un pont en treillis, ou pont en poutre en treillis, ou pont-treillis est un pont dont les poutres latérales sont composées de barres métalliques triangulées, assemblées en treillis. Ces derniers peuvent être assemblés par boulonnage, par rivetage ou bien soudés. Il s'agit d'une méthode de construction rapide et peu coûteuse.

I.9.1. Descriptif :

Les éléments horizontaux supérieur et inférieur du treillis constituent les membrures supérieure et inférieure. Pour le calcul, on parle également de cordes supérieure et inférieure.

Ces membrures, ou cordes, sont constituées chacune par une seule poutre rectiligne (bien que certaines membrures supérieures peuvent avoir un profil non rectiligne, parabolique par exemple), ou bien par une série de pièces successives placées bout à bout en ligne droite et assemblées soit par des manchons, soit par des articulations, soit de toute autre manière. Elles sont reliées entre elles par un ensemble de barres formant une triangulation.

Les barres verticales sont les montants. Les barres inclinées sont les diagonales.

L'ensemble formé par une diagonale ainsi que les deux montants horizontaux et verticaux est désigné sous le nom de maille. L'ensemble formé par deux diagonales et les éléments de membrure horizontaux supérieurs et inférieurs constituent un panneau.

On appelle bras les barres qui, sous l'action d'une charge uniformément répartie sur toute la longueur de l'ouvrage, travaillent en compression et tirants celles qui, dans la même hypothèse travaillent en traction.

Si l'on parcourt la triangulation à partir d'une extrémité de la poutre, on remarque qu'un bras suit et précède toujours un tirant, et vice versa. Ce n'est qu'au milieu de la poutre, si celle-ci est symétrique par rapport à ce point, que deux bras ou deux tirants peuvent se toucher par leurs extrémités.

Les barres d'une poutre en treillis se divisent donc en deux systèmes, celui des bras et celui des tirants, dont les éléments sont intercalés. On rencontre également dans certains cas d'autres barres ne faisant partie d'aucun de ces deux systèmes, qui n'ont à supporter aucun effort normal lorsque la surcharge uniformément répartie couvre toute la travée ; mais quand cette surcharge ne couvre qu'une partie de la longueur de la poutre, ces barres peuvent travailler soit en compression, alors on les appelle contre-bras, soit en traction, et on les appelle contre-tirant.

Sous les cas de charge et conditions d'appui classiques, la membrure supérieure travaille toujours en compression, la membrure inférieure toujours en traction. Lorsque c'est possible, les diagonales sont disposées de manière à être toujours tendues (afin d'éviter les problèmes de flambage).

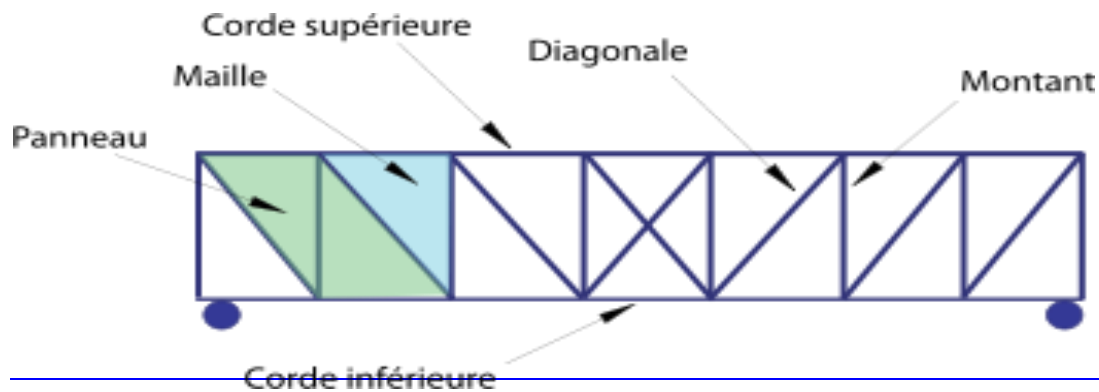
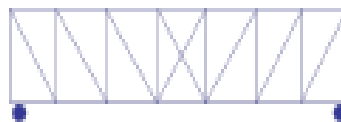


Figure. I.9. Terminologie d'une poutre en treillis

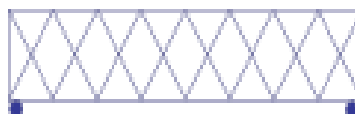
I.9.2. Types de treillis utilisés dans les ponts :

Quelques treillis peuvent être utilisés aussi bien pour les structures de planchers ou de toits comme pour les ponts. Les systèmes couramment utilisés pour les ponts sont les suivants :

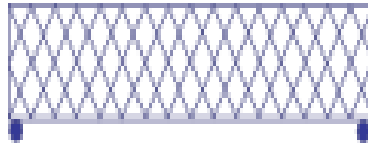
- Poutre type Pratt



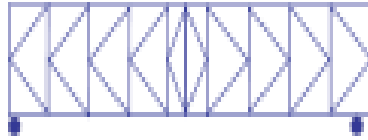
- Poutre type Town



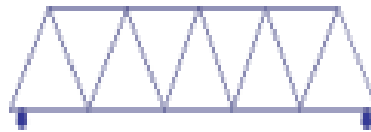
- Poutre type Town double



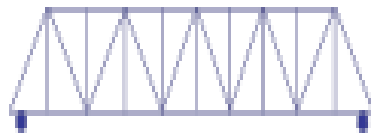
- Poutre en K



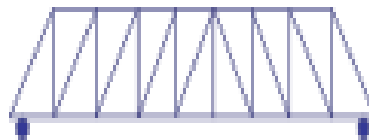
- Poutre type Warren



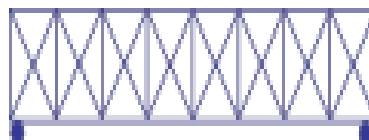
- Poutre type Warren avec montants



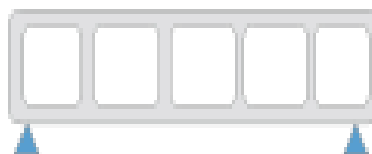
- Poutre type Howe



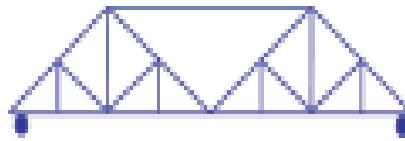
- Poutre en croix de Saint-André (juxtaposition des systèmes Pratt et Howe)



- Poutre type Vierendeel



- Poutre composée



I.9.3. Type de tabliers :

Le tablier peut être en position supérieure, inférieure ou intermédiaire du treillis. Les deux premiers types sont les plus répandus, car ils permettent de former facilement un caisson en treillis, ce qui n'est pas le cas pour les ponts où le tablier est en position intermédiaire. Ils sont également dénommés ponts à treillis par en dessous ou à treillis par-dessus.



Figure. I.10. Pont à tablier supérieur



Figure. I.11. Pont à tablier inférieur

Lorsque les membrures du treillis sont à la fois au-dessus et en dessous du tablier, on parle de pont à treillis traversé ou pont à tablier intermédiaire. Lorsque les poutres latérales ne sont pas liées entre elles au niveau de leur partie supérieure, on parle alors de « treillis poney » ou demi-pont à treillis traversé.



Figure. I.12. Pont en treillis Pony

Quelquefois les membrures supérieure et inférieure portent chacune un tablier, on parle alors de pont en treillis à double tablier. Cela peut être le cas lorsque l'on veut séparer le trafic routier du trafic ferroviaire ou pour séparer les deux flux du trafic routier.



Figure. I.13. Pont à double tablier

I.9.4. La dalle orthotrope [réf 04] :

Les dalles orthotropes, en matière de construction métallique, sont des tôles d'épaisseur relativement faible (de l'ordre de 10 à 16 mm) convenablement raidies dans une ou deux directions, dont le rôle est double :

- Contribuer à la flexion des poutres auxquelles sont liées.
- Supporter des chargements locaux ou généraux perpendiculaires à leur plan.

Dans le cas des ponts, la dalle sert de membrure supérieure aux poutres principales et secondaires. Son raidissage est assuré par des nervures longitudinales.

L'intérêt de la dalle orthotrope est de permettre une réduction importante des charges permanentes au mètre carré.

Pour une portée de 100m, on a au mètre carré les poids suivants (en Kg) :

	Solution dalle orthotrope	Solution dalle béton
Dalle	200	500
Revêtement	100	200
Poutres	100	270
	400	970

Tableau. I.2.comparaison entre solution dalle orthotrope et dalle béton

Dans cet exemple ; la réduction de poids atteint 50%. Dans les grandes portées, une telle économie de vient particulièrement intéressante.

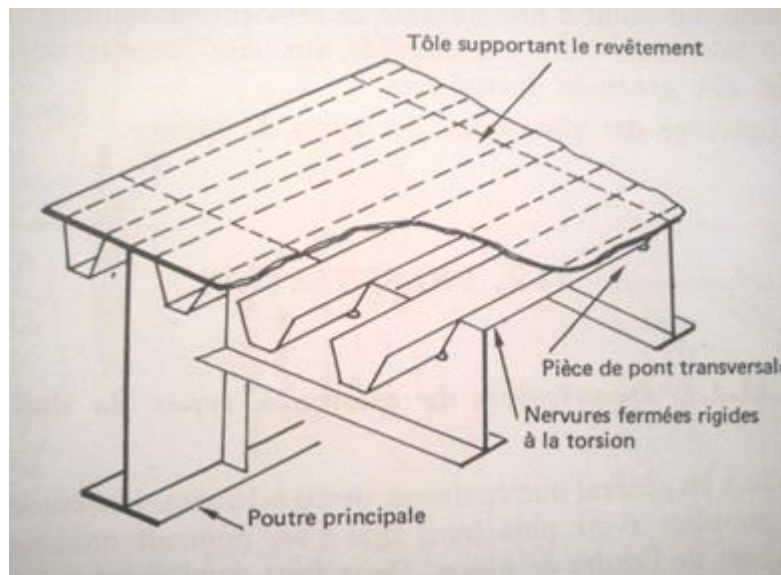


Figure. I.14. Exemple de pont à dalle orthotrope.

La tôle a en général une épaisseur de 10 à 16 mm. les études théoriques semblent montrer que l'on pourrait envisager des épaisseurs de l'ordre de 6mm. Deux faits conduisent à éviter des tôles trop minces :

- La nécessité de réaliser une surface relativement plane (cas des plates-formes des ponts). une tôle très mince se déformant exagérément entrainerait des opérations de redressage par chaud de retrait.
- Les risques de déformations consécutives aux nombreuses soudures à faire sur place.

Les raidisseurs ou nervures appartiennent à trois grandes familles.

➤ Les nervures dites (ouvertes)

Il s'agit soit d'un simple plat, d'une cornière a bulbe, d'un demi-profil reconstitué. L'espacement entre axes des éléments est de l'ordre de 300mm. Celui des pièces de pont est

voisin de 2m. une telle solution permet un assemblage assez simple, la nervure étant continue au droit des pièces de pont.

La continuité des éléments de plats peut être obtenue par un renfort soudé ou par un plat boulonné.

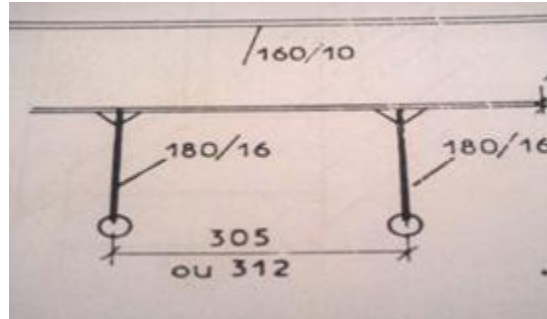


Figure. I.15. Nervures ouvertes

➤ **Les nervures dites fermées ou en forme d'augets :**

Un plat de 700mm de large est plié à la machine pour réaliser une section de forme de gouttière, les rayons de pliage ne doivent pas être trop faibles, sinon des déchirures peuvent apparaître. Certains forages peuvent d'ailleurs fournir directement des profilés à partir d'un laminage spécial.

L'espacement des pièces de pont est de l'ordre de 4m.

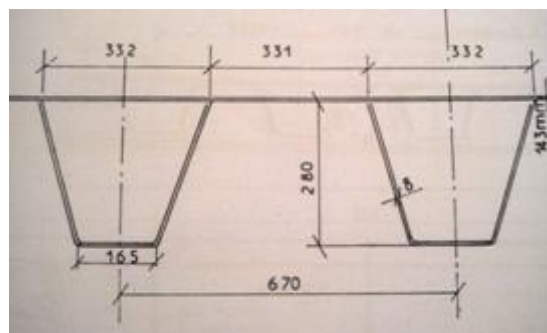


Figure. I.16 Nervures fermées (augets)

L'auget permet un soudage dont on contrôle mieux les déformations, les nervures constituant elles-mêmes un élément raidisseur.

Par ailleurs, le pliage entraîne une amélioration des caractéristiques mécaniques locales de la nervure près des angles. On constate, en effet qu'un plat en E24 plié présente, notamment dans la partie inférieure, une limite élastique voisine de 350 N/mm². Enfin, la rigidité de torsion des profilés donne une excellente raideur transversale à la dalle.

➤ **Les nervures composites en Y :**

Dans ce cas, le profil obtenu possède une très grande raideur de flexion et de torsion. La continuité de la nervure n'est assurée qu'au niveau du profil inférieur. L'avantage d'une telle solution est de pouvoir écarter les pièces de pont de façon importante.

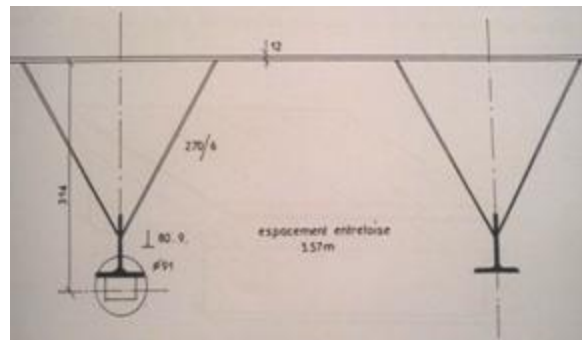


Figure. I.17. Nervures composites en Y

I.9.5. Equipement des ponts [réf 05] :

Ils couvrent un ensemble de dispositifs de conception et de fonctionnement très divers dont le but est de rendre un tablier de pont apte à remplir sa fonction, notamment vis à vis des usagers.

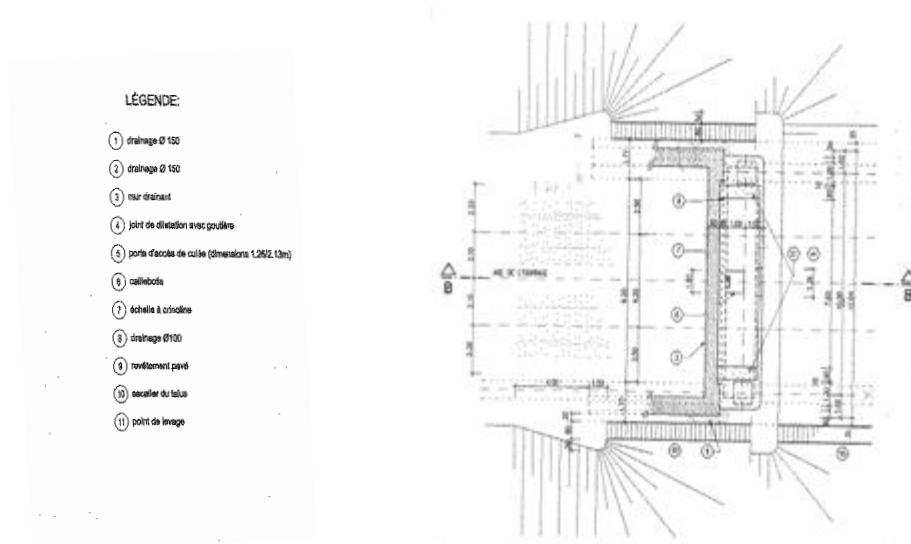


Figure. I.18. Différents équipements des ponts

Ces dispositifs permettent d'assurer la sécurité et le confort des usagers, de protéger la structure et ses abords (étanchéité, évacuation des eaux, etc.), tout en favorisant le bon fonctionnement du pont (appareil d'appui, joint de dilatation), ainsi que le rôle esthétique qu'apporte les corniches à l'ouvrage.

De plus, ces équipements ont une importance économique réelle : il représente de 8 à 12% du coût total d'un pont au moment de sa construction, et environ 36% de son coût d'entretien.

I.9.6. Eléments de protection :

Ils permettent d'assurer la durabilité de l'ouvrage (mais ne participent pas à sa résistance) et sa protection contre les effets de l'érosion par les eaux de ruissellement. Ils jouent également un rôle esthétique.

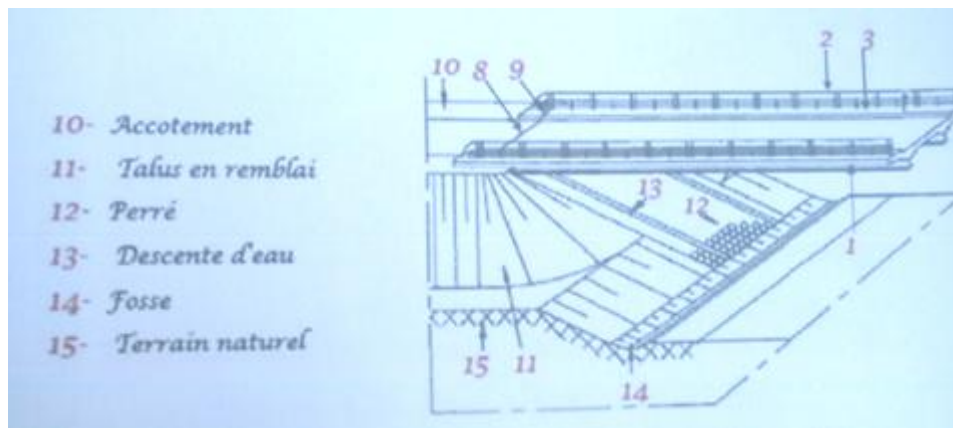


Figure. I.19. Eléments de protection

I.10.Mode de fonctionnement :

Après avoir fixé le type d'ouvrage adéquat pour notre projet, il reste à déterminer son mode de fonctionnement tout en considérant les critères suivant :

- Fiabilité de l'ouvrage.
- Durabilité.
- Facilité d'adaptation au projet.
- Facilité de mise en œuvre.
- Economie.

A présent, on présente les deux modes de fonctionnement.

I.10.1.Mode isostatique :

- Facilité de fixation (méthode d'exécution)
- Plus de joints intermédiaires.
- Plus de plaques d'appuis.
- Plus de poids.

I.10.2.Mode hyperstatique :

- Possibilité de franchir des portées importantes.
- Moins de joints intermédiaires et moins de plaques d'appuis.
- Nécessite une main d'œuvre spécialisée.
- Dégage un grand gabarit.

En tenant compte de ces critères et des contraintes liées à la réalisation de l'ouvrage ; à savoir l'obstacle à franchir constituant un oued ce qui rend la réalisation de pile intermédiaire difficile et coûteuse ; le mode isostatique devient le plus favorable pour notre ouvrage.

I.11.Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes variantes pour la réalisation de notre projet, et on a opté pour un pont métallique à poutre latérale en treillis, qui répond au mieux aux critères de comparaison et tient compte des données propres à ce projet.

Le choix du type d'ouvrage étant fait, on passe à la définition des matériaux à utiliser en précisant leurs caractéristiques et au pré dimensionnement des éléments constitutifs de l'ouvrage.

II.1.Introduction :

Avant toute étude ou conception d'un ouvrage du génie civil, il est indispensable de définir les matériaux à utiliser, en précisant leurs caractéristiques mentionnées sur les règlements appropriés.

Par ailleurs, ce chapitre comporte une description détaillée des différents éléments constitutifs de notre ouvrage, ainsi que leur pré dimensionnement.

II.2.Matériaux constitutifs :

Dans le calcul de ponts, comme c'est le cas pour notre ouvrage les principaux matériaux utilisés sont l'acier et le béton, définis par les règles BAEL 91 modifiées 99.

II.2.1.Béton :

Le béton ayant une masse volumique de l'ordre de 2500 kg/m^3 est défini principalement par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} , prise égale à 30 Mpa pour la réalisation des culées dans le cadre de notre ouvrage. A cet effet, on donne ci-après ses différentes caractéristiques.

➤ Résistance à la compression :

Elle est mesurée par la compression axiale d'éprouvettes cylindriques normalisées ayant un élancement égal à 2 (la hauteur fait le double du diamètre) et une section de 200 cm^2 , ses valeurs sont données par :

$$f_{cj} = \begin{cases} 30 \text{ Mpa} & \dots\dots\dots \text{Si } j \geq 28 \text{ jours} . \\ 0.685 f_{c28} \log (j+1) \text{ Mpa} & \dots \text{ si } j < 28 \text{ jours} . \end{cases}$$

➤ Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton à *j* jour, notée f_{tj} et exprimée en Mpa est conventionnellement donnée par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$$

Pour les culées en béton de notre ouvrage, la résistance à la traction $f_{t28} = 2.4 \text{ Mpa}$

➤ Module de déformation longitudinal du béton *E* :

Module de déformation instantané (courte durée) :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad [\text{Mpa}].$$

Module de déformation instantané (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad [\text{Mpa}]$$

➤ **Coefficient de poisson *v* :**

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations et à 0.2 pour le calcul des déformations.

➤ **Contrainte ultime de compression :**

Les valeurs de la contrainte admissible de compression à l'état limite ultime, notée f_{bu} , sont précisées par les règles BAEL sous la formule suivante :

$$f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \theta Y_b$$

Avec:

- f_{cj} : résistance à la compression.
- Y_b : coefficient de sécurité du béton , pris égal à 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ : coefficient fixé égal à 1 lorsque la durée d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24h , à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h , à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

II.2.2.Aciers :

Pour notre ouvrage les aciers utilisés pour la réalisation de la charpente métallique et des culées sont des aciers passifs :

➤ **Charpente :**

Les poutres principales (en treillis), entretoises et la dalle orthotrope (la plaque mince et ses longerons) sont réalisées en utilisant des aciers dont les caractéristiques sont données ci-dessous :

- module d'élasticité : $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2 = 210 \text{ KN/mm}^2$
- module de glissement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81 \text{ KN/mm}^2$
- coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- coefficient de délitation thermique : $\alpha = 10^{-5} / C^0$

Type de profil	Type d'acier	Contrainte limite élastique f_y [Mpa]	Contrainte limite à la rupture f_u [Mpa]
Tôles et plaques ($ep \leq 40$ mm)	S355	355	510
Tôles et plaques (40 mm $\leq ep \leq 100$ mm)	S355	355	500

Tableau .II.1. Caractéristiques de résistance de la charpente

➤ **Armatures du béton armé :**

Les armatures du béton sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface. Pour notre ouvrage on utilise des aciers à haute adhérence de nuance FeE400

- Limite d'élasticité : $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte de rupture : $f_r = 480$ Mpa
- Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 2 \cdot 10^5$ Mpa

Les caractéristiques, relatives à ces armatures, prises en compte lors du calcul sont :

➤ **Limite d'élasticité f_{su} :**

A l'état limite ultime, la limite d'élasticité f_e est divisée par un coefficient de sécurité δ_s dans les calculs des armatures pour le béton armé :

$$f_{su} = f_e / \delta_s$$

Dans laquelle, le coefficient de sécurité δ_s est pris égal à 1.15 sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour lesquelles on adopte 1 (unité).

➤ **Contrainte limite de traction σ_{st} :**

Elle est relative à l'état limite d'ouvertures des fissures. La forme et les dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition des fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et la situation de l'ouvrage.

Etat de fissuration	Etat limite de service (ELS) [Mpa]	Coefficient de fissuration η
Peu préjudiciable	Rien à vérifier	1 pour les ronds lisses (RL)
Préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Min}[2/3 f_e ; 110\eta f_{tj}^{1/2}]$	1.6 pour les armatures à haute adhérence (HA)
Très préjudiciable	$\sigma_{st} \leq \text{Min}[1/2 f_e ; 90\eta f_{tj}^{1/2}]$	

Tableau. II. Limitation des contraintes admissibles de traction

➤ **Diagramme déformations –contraintes :**

Le diagramme déformations ε_s – contraintes σ_s à considérer à l'état limite ultime est conventionnellement défini ci-dessous :

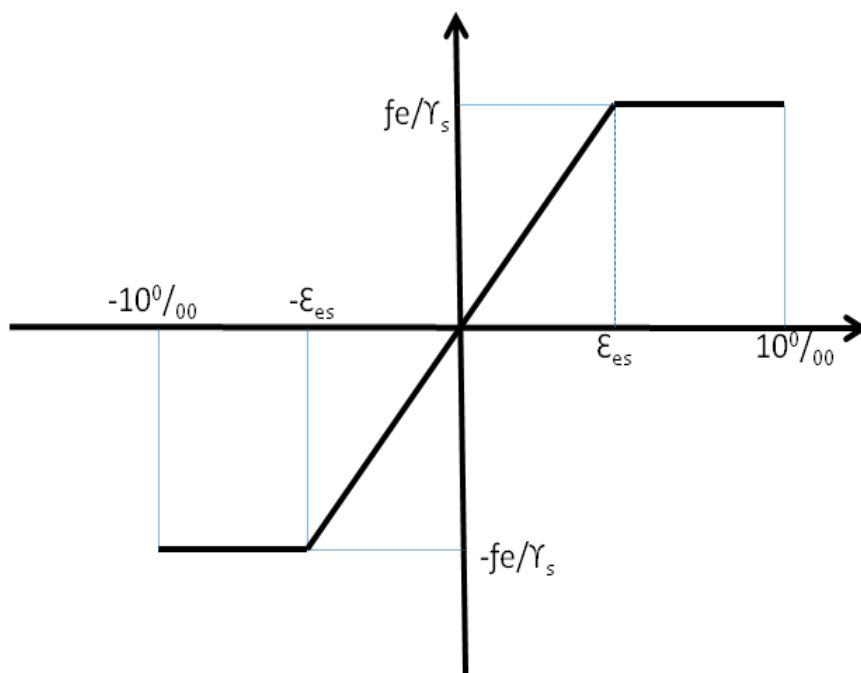


Figure II.1. Diagramme déformations-contraintes

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'acier.
- δ_s : Coefficient de sécurité des aciers .
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- ε_s : Déformation élastique de l'acier.

➤ **Ballast :**

On appelle ballast le lit des pierres ou de graviers sur lequel repose une voie de chemin de fer. Le ballast est constitué de roches dures concassées qui doivent résister à l'attrition qui émousse les angles, l'épaisseur du ballast est fonction de la charge et l'intensité du trafic (entre 50 à 60 cm).

Son rôle est de transmettre les efforts engendrés par le passage des trains au sol, sans que celui-ci se déforme par tassement.

Le rôle du ballast est aussi d'enclôser les traverses afin d'assurer une résistance aux déformations longitudinales.

➤ **Traverse :**

Les traverses assurent la transmission de la charge au Ballast et le maintien de l'écartement et l'inclinaison des rails. Le travelage c'est-à-dire le nombre de traverses par kilomètre est variable, 1666 traverses /kilomètre à la SNCF, les traverses peuvent être :

- ✓ En bois (généralement de chêne) : durée de vie réduite (≤ 30 ans)
- ✓ En béton : durée de vie importante (50 ans)
- ✓ En acier : durée de vie plus importante et sont très stables

Pour notre pont on a opté pour des traverses en acier vue que le site d'implantation est loin des zones urbaines.

➤ **Rail:**

Le rail moderne est généralement du Vignole ; dans une section transversale, on distingue le patin qui s'appuie sur la traverse, le champignon qui constitue le chemin de roulement, l'âme, filet vertical qui relie le champignon au patin.

Sur les lignes importantes, le rail à double champignons dont la section est symétrique avait été conçu pour permettre de retourner le rail usé et donc doubler sa durée de vie. Ce principe a été abandonné. Des rails à gorge (type Broca) sont utilisés pour les voies encastrées dans des chaussées routières, notamment pour les installations industrielles et les lignes tramway.

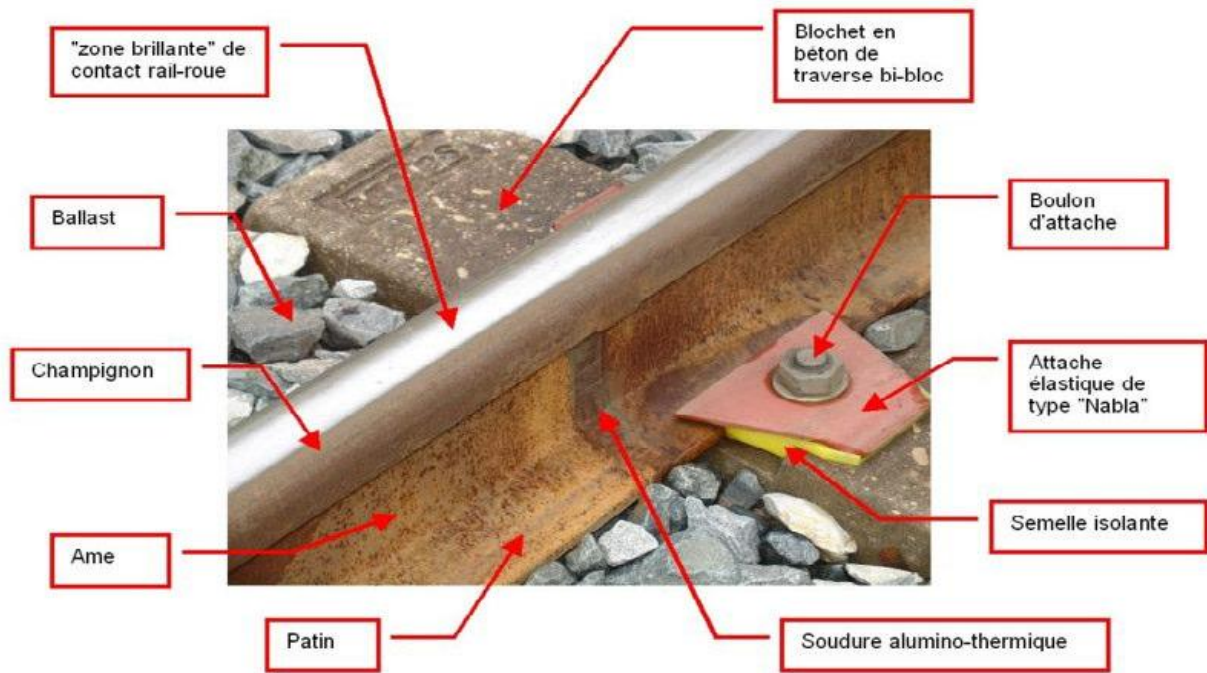


Figure. II.2. différentes composantes du rail

II.3. Pré dimensionnement :

L'analyse de l'étude technico économique du pont, compte tenue des critères fondamentaux tels que le cout et le délai de réalisation a conduit à l'option du pont en charpente métallique bipoutre latéraux à treillis genre WARREN sans montants verticaux

II.3.1. Géométrie de l'ouvrage:

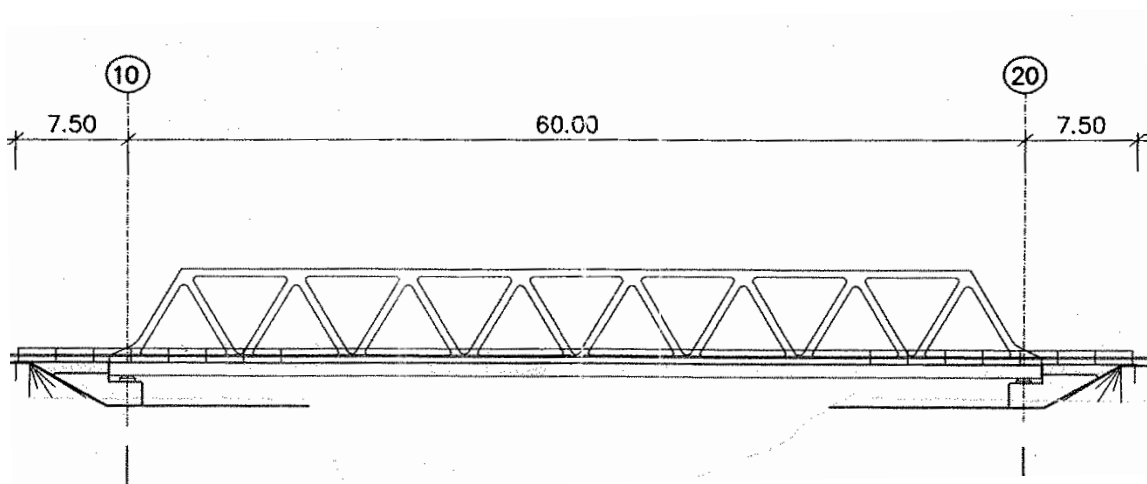


Figure. II.3. Dimension de l'ouvrage

Le choix de la triangulation, le nombre panneaux, l'élançement ainsi que la hauteur des poutres est déterminé par la relation :

$$n = \frac{1}{2\lambda \tan \theta} \quad \text{avec} \quad h = \lambda L \quad ; \quad L = na$$

- N : nombre de panneaux
- λ : l'élancement de la poutre
- θ : l'angle des diagonales avec la verticale
- h : hauteur de la poutre
- L : portée de la poutre
- a : portée du panneau.

➤ **Nombre de panneaux :**

On a $L=60\text{m}$; on prenant $a= 7.50\text{m}$

On aura donc $n= 60/7.5$ $n= 8$ panneaux.

➤ **Hauteur des poutres :**

Le gabarit opérationnel de l'ouvrage étant défini par une hauteur $G=7\text{m}$.

On a donc :

$$h = 7 + 0.375 + 0.75$$

$h = 8.125\text{m}$ (mesuré du CDG des membrures supérieures et inférieures)

➤ **Élancement des poutres :**

$$\lambda = h/L = 8.125/60.000 \quad \lambda = 0.13541$$

➤ **Inclinaison des diagonales :**

$$n = \frac{1}{2\lambda \tan \theta} ; \quad \tan \theta = \frac{1}{2 * 8 * 0.13541} ; \quad \tan \theta = 0.461$$

$$\theta = 24.75^\circ$$

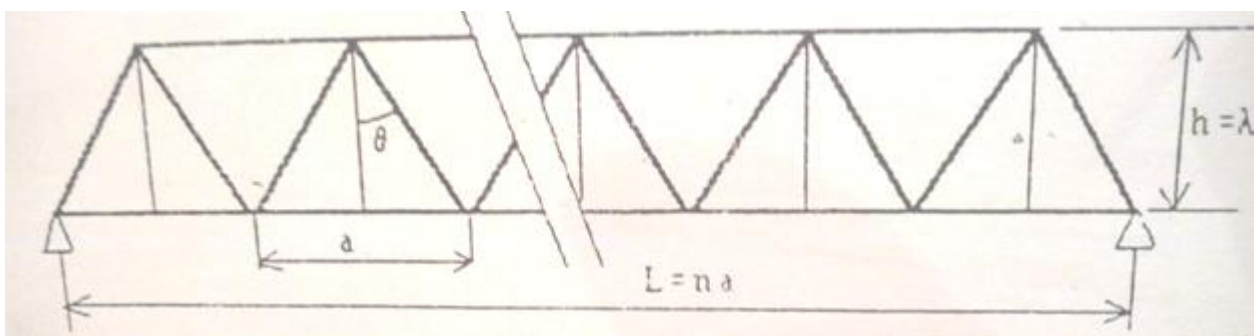
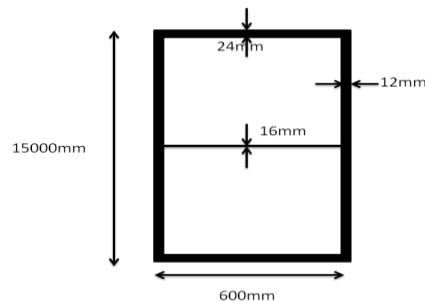


Figure. II.4. Elévation schématique d'une poutre en treillis

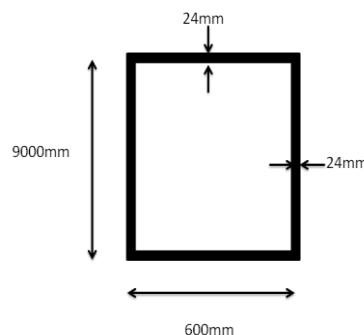
II.3.2. Poutres treillis :

L'ossature principale du pont est constituée de deux poutres latérales rectilignes à espacement constant, suivant l'axe longitudinal :

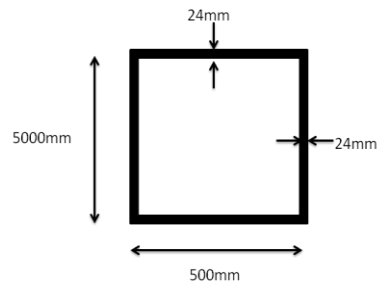
- distance entre appuis(ou portée libre) est de 60,00m.
- débord longitudinal aux extrémités est de 0,75m.
- longueur du tablier y compris les culées est de 61,75m.
- deux poutres latérales à treillis type WARREN avec triangulation sans montant verticaux.
- longueur axiale membrure inférieure est de 60,00m entre appuis
- longueur axiale membrure supérieure est 52,50m.
- hauteur de calcul constante : $h=7,50\text{m}$ (mesurée entre CDG des membrures)
- membrures inférieures : est un caisson réalisé avec quatre tôles soudées entre elles, de dimension $600 \times 1500\text{mm}$ raidie à mi-hauteur par une tôle horizontale formant raidisseur aux âmes du caisson.



- membrures supérieures : caisson réalisé avec quatre tôles soudées entre elles, dimension $600 \times 900\text{mm}$ entre axe des tôles.



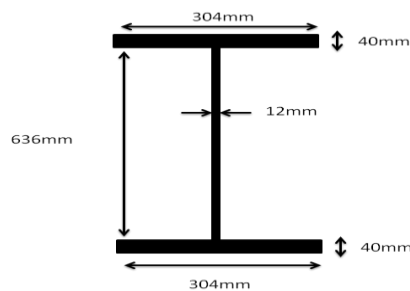
- Diagonales : caisson réalisé avec quatre tôles soudées entre elles vu que ces éléments sont très sollicités à la compression et à la traction.
- Les diagonales d'about sont les plus sollicitées à la compression, leur-dimension est de $500 \times 500\text{mm}$ entre axe des tôles.



II.3.3. Entretoises :

Ce sont des poutres transversales assurant l'entretoisement des poutres principales dans la partie inférieure, tout en leur conférant la stabilité nécessaire au déversement. , une semelle inférieure soudée leur donne le profil d'une poutre reconstituée soudée au platelage en tôle de 16mm.

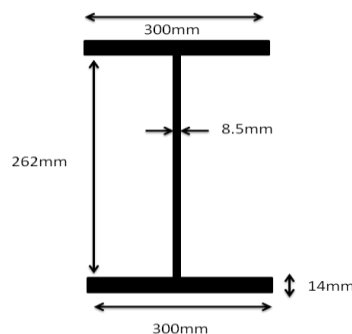
Ces pièces de pont sont distantes de 3750mm généralement limitées à 3600mm. L'âme de ces poutres est une tôle de 12mm d'épaisseur et 636mm de hauteur, la semelle inférieure est une tôle de 304mm épaisse de 40mm. (Généralement on limite la distance d'entretoisement afin de réduire leur flexibilité).



II.3.4. Longérons :

Des nervures longitudinales en tôle de 8.5mm avec une hauteur de 262mm, constituent les longérons dont la continuité doit être assurée.

De ce fait ces longérons traversent les pièces de pont qui sont découpées suivant leur profil de sorte à leur permettre le passage.



II.3.5. Dalle orthotrope :

La dalle orthotrope, ou platelage métallique, est composée d'une tôle de 16mm, raidie sur sa surface inférieure avec des raidisseurs longitudinaux et transversaux soudés. Elle est donc sollicitée globalement par des efforts intérieurs agissant dans le système porteur longitudinal du pont et, localement, par la reprise et la transmission des actions concentrées des essieux du train.

Longitudinalement, les raidisseurs sont disposés chaque 360mm, tandis que dans le sens transversal l'espacement est de l'ordre de 3750mm.

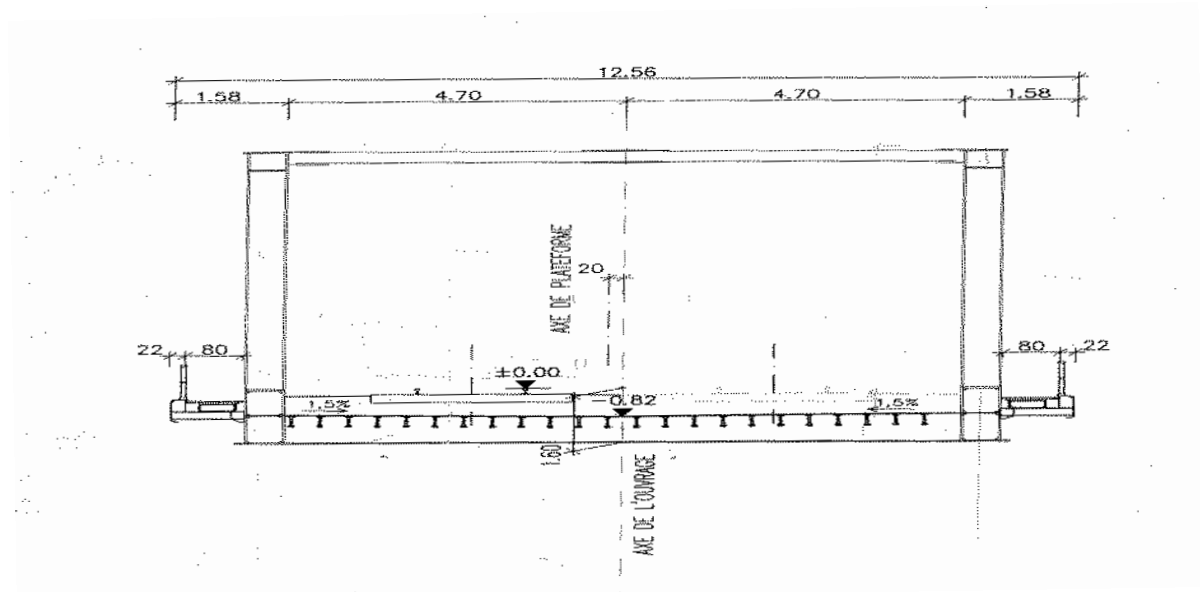


Figure. II.5. Détail de la dalle orthotrope

II.4. Conclusion :

Dans ce chapitre on a pu déterminer les matériaux jugés convenables pour la réalisation de notre ouvrage, ainsi que les dimensions des différents éléments de notre structure, ce qui nous permettra par la suite d'évaluer les différentes charges et sollicitations agissant sur notre ouvrage.

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'évaluation des différents types de charges et des surcharges susceptibles d'être appliquées sur notre ouvrage, telles que les charges permanentes et les surcharges d'exploitation (les charges hors trafic et les charges dues au trafic).

III.2. Charges permanentes :

III.2.1. Poids propre de la dalle orthotrope :

➤ **Tôle mince :**

La surface = $9200 \times 16 = 147200 \text{ mm}^2$.

➤ **Longeron :**

La surface = $(300 \times 14 \times 2) + (262 \times 8.5) = 10627 \text{ mm}^2$

Le nombre des longerons = $9200/365 + 1 = 27$

La surface totale des longerons = $10627 \times 27 = 286929 \text{ mm}^2$

➤ **Le poids total de la dalle :**

Le poids de la tôle = $1.472 \times 8 = 11.776 \text{ t/m}_1$

Le poids des longerons = $0.287 \times 7.85 = 2.252 \text{ t/m}_1$

Le poids total de dalle = $11.776 + 2.252 = 14.028 \text{ t/m}_1$

III.2.2. Poutres en treillis :

➤ **Caisson inférieur :**

La surface = $[(600+12) \times 24 \times 2] + [(1500-24) \times 12 \times 2] + (600-12) \times 16$
 $= 109632 \text{ mm}^2$

➤ **Caisson supérieur :**

La surface = $2 \times (612 \times 24 + 876 \times 24) = 71424 \text{ mm}^2$

Pour notre cas nous avons deux poutres chacune formée d'un caisson supérieur et inférieur ce qui nous donne une section totale :

La surface totale = 362112 mm^2

➤ **Diagonale :**

$$\begin{aligned} \text{La surface} &= [(500+12) \times 24 \times 2] + [(500-12) \times 24 \times 2] \\ &= 48000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{La longueur} = [(3750)^2 + (8125)^2]^{1/2} = 8950 \text{ mm.}$$

$$\text{Le volume} = 48000 \times 8950 = 4.296 \times 10^8 \text{ mm}^3 = 0.4296 \text{ m}^3$$

Nombre de diagonales = 16/poutre.

➤ **Poids total de la poutre :**

$$\text{Diagonale} = 16 \times 0.4296 \times 7.85 = 53.957/60 = 0.8993 \text{ t/m}_1$$

$$\text{Caisson} = 181056 \times 10^{-6} \times 7.85 = 1.421 \text{ t/m}_1$$

$$\text{Le poids propre total de la poutre} = 1.421 + 0.8993 = 2.32 \text{ t/m}_1$$

➤ **Entretoise :**

$$\text{La surface} = (304 \times 40 \times 2) + (636 \times 21) = 37676 \text{ mm}^2$$

$$\text{Le volume} = 9694 \times 37676 = 0.365 \text{ m}^3.$$

$$\text{Le nombre des entretoises} = 60/3.75 + 1 = 17.$$

$$\text{Le poids total des entretoises} = (0.365 \times 17 \times 7.85)/60 = 0.812 \text{ t/m}_1$$

III.2.3.Charges permanentes complémentaires :

➤ **Ballast :**

L'épaisseur du ballast = 550 mm.

$$\text{Le poids total du ballast} = 0.55 \times 9.2 \times 1.7 = 8.602 \text{ t/m}_1$$

➤ **Traverse :**

$$\text{Le nombre des traverses} = 60/0.6 = 100$$

$$\text{Le poids total des traverses} = 0.07 \times 100/60 = 0.117 \text{ t/m}_1$$

➤ **Chape d'étanchéité :**

On prend une épaisseur de 1cm, on aura donc :

$$22 \times 0.1 \times 10 = 0.22 \text{ t/ml.}$$

➤ **Les équipements du tablier :**

$$\text{Le poids des rails} = 4 \times 0.06 = 0.24 \text{ t/m}_1$$

$$\text{Le poids des gardes corps et passage de service} = 2 \times (0.5+0.1) = 1.2 \text{ t /m}_1$$

III.2.4. Poids total de l'ouvrage :

Pour une première estimation on peut admettre un poids total égal à la somme des poids partiels de chaque partie calculée précédemment :

$$p = 2.32 \times 2 + 14.028 + 0.812 + 8.602 + 2 \times 0.117 + 1.2 + 0.24 + 0.22$$

$$p = 29.976 \text{ t/m}_l$$

III.3. Les charges d'exploitations [réf 15] :

III.3.1 .Effet statique :

Pour le calcul des ponts rails, les schémas de charges (les charges sont des valeurs nominales pouvant être utilisées comme valeurs caractéristiques avec les facteurs de sécurité appropriés) à utiliser sont les suivants :

III.3.1.1. Schéma de charges UIC71 :

Le modèle de charges UIC 71 représente l'effet statique de la circulation ferroviaire normale. Il représente les charges verticales sur la voie.

La disposition des charges et des valeurs caractéristiques doivent être conformes à la figure ci-après.

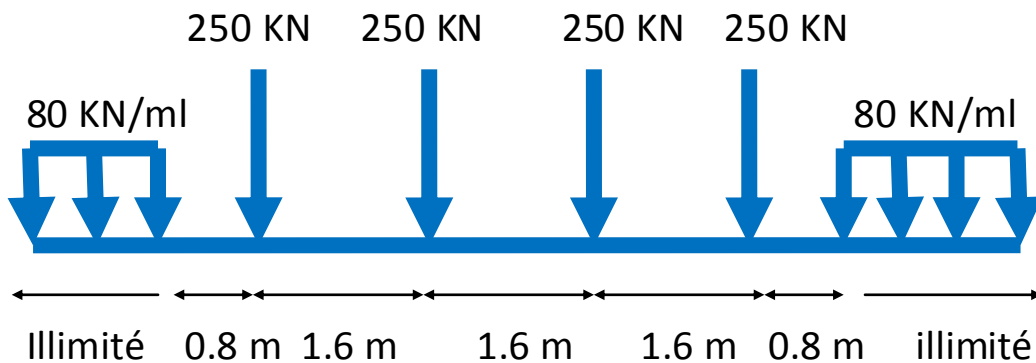


Figure III.1. Schéma de charges UIC 71 et les valeurs caractéristiques pour les charges verticales.

Où :

- 250 kN : représente le poids de l'essieu de la locomotive.
- 80 kN/ml : représente le poids par mètre linéaire des wagons.

III.3.1.2. Schémas de charge charges SW :

Les schémas de charges SW représentent l'effet statique des circulations ferroviaires lourdes.

La disposition des charges est celle indiquée à la figure ci après, avec des valeurs caractéristiques des charges verticales conformes à celles figurant au tableau

suivant :

Classe de charge	q_{vk} (KN/ml)	A (m)	C (m)
SW /0	133	15.0	5.3
SW /2	150	25.0	7.0

Tableau.III.1. valeurs caractéristiques des charges verticales pour les schémas de charges SW

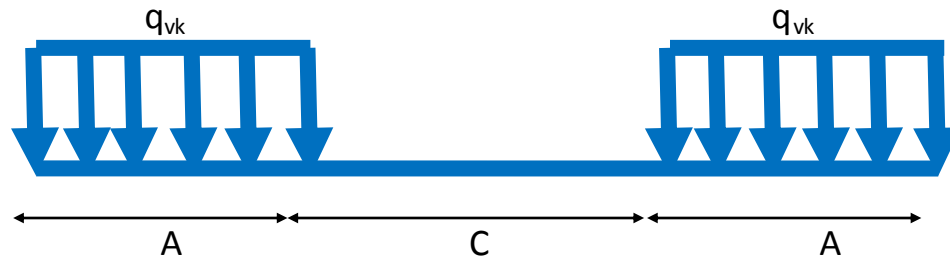


Figure III.2. : Schéma de charge SW

III.3.1.3. Modèle de charge train à vide :

Pour certaines vérifications un schéma de charges particulier est utilisé, dénommé "Train à vide".

Il consiste en une charge linéaire verticale uniforme, ayant une valeur de 12,5 KN/m, et appliquée sur toute la longueur de l'ouvrage.

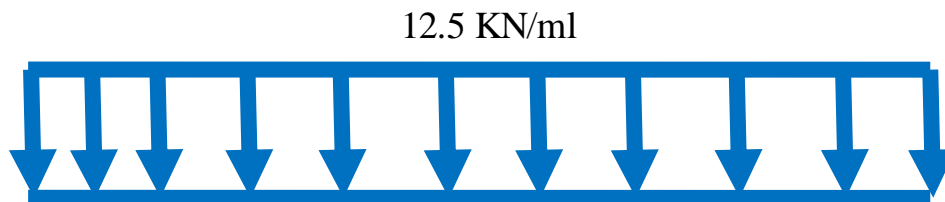


Figure III.3. Schéma de charge train à vide

Les valeurs caractéristiques de la figure doivent être multipliées par un coefficient α , sur les lignes où circule un trafic ferroviaire plus lourd ou plus léger que le trafic ferroviaire normal.

Lorsqu'elles sont multipliées par le coefficient α , les charges sont appelées "charges verticales classifiées".

Ce coefficient α , doit être choisi parmi les valeurs suivantes :

0,75; 0,83; 0,91; 1,00; 1,10; 1,21; 1,33

Lorsqu'aucun coefficient n'est spécifié, il doit être pris égal à 1,00.

Lorsqu'un coefficient α est spécifié, les actions énumérées ci-dessus doivent être multipliées par ce même coefficient α :

- modèle de charge SW/0 pour les ponts à travées continues.
- forces centrifuges.
- forces d'accélération et de freinage.

- actions accidentelles.

III.3.1.4. Les chargements verticaux :

Les chargements verticaux à prendre en compte systématiquement par la suite seront les trois suivants :

- ✓ UIC71 + SW/0
- ✓ SW/2
- ✓ Train à vide

Tous les effets des chargements doivent être déterminés en considérant les charges et les forces positionnées de la façon la plus défavorable. Il ne faut «pas tenir compte de celles qui ont un effet de déchargement, sauf pour les schémas de charge SW et le train à vide (ces schémas ne devant pas être fractionnés, les effets de déchargement doivent être pris en compte).

Note: UIC 71 + SW/0 signifie qu'il faut retenir l'enveloppe des effets de UIC71 et SW/0.

III.3.2. Effet dynamique :

Les effets des actions et les déformations statiques d'un pont sont augmentées ou diminuées par les effets suivants :

- la rapidité de mise en charge due à la vitesse du trafic sur l'ouvrage et les effets d'inertie de l'ouvrage qui ne sont pas pris en compte dans les calculs statiques.
- les variations des charges de roue résultant des irrégularités des voies ou des roues.
- le passage de charges successives espacées de façon quasi régulière qui peut faire vibrer la structure et, dans certains cas, créer une résonance (lorsque la fréquence d'excitation correspond à la fréquence propre de la structure).

III.3.2.1. Domaine d'application :

Le coefficient dynamique tient compte de l'amplification dynamique des contraintes et de l'effet des vibrations de la structure mais pas des effets de résonance ni des vibrations excessives du tablier.

Ces effets dynamiques sont pris en compte, au moyen des coefficients ϕ_2 ou ϕ_3 , si les deux conditions sur la vitesse et la flèche sous poids permanent sont toutes deux vérifiées :

ϕ_2 ou ϕ_3 ne sont valables que pour les vitesses $V \leq 220$ km/h donc selon [réf 15] :

- ✓ **limite supérieure de la flèche** δ_s : $4m \leq L \leq 20m$ $\delta_s = 0.049L^2$ mm.
 $20m \leq L \leq 100m$ $\delta_s = 0.564L^{1.184}$ mm.
- ✓ **limite inférieure de la flèche** δ_i : $4m \leq L \leq 25m$ $\delta_i = 0.035L^{1.5}$ mm.
 $L > 25m$ Pas de limitation inférieure.

III.3.2.2. Coefficient dynamique ϕ :

Ce coefficient dynamique, multiplicateur des sollicitations et déformations statiques sous les schémas de charges UIC71 et SW/0 (et donc sous les chargements UIC71+SW/0 et SW/2) est :

$$\phi_2 = 1.44/(L_\phi^{1/2} - 0.2) + 0.82 \text{ Avec un entretien de la voie soigné .}$$

$$\phi_3 = 2.16/(L_\phi^{1/2} - 0.2) + 0.73 \text{ Avec un entretien de la voie courant .}$$

L_ϕ = La longueur caractéristique en m définie au tableau 1.3 (Chapitre1, page 19, réf 15).

L'utilisation de L_ϕ permet la généralisation de son emploi pour les autres types de poutres.

Le CPS (cahier prescription spéciale) spécifie le coefficient à (généralement le ϕ_2).

Si la condition de limitation de la flèche sous poids permanent n'est pas vérifiée, il y a lieu de :

- soit en priorité, redimensionner la structure de façon à ce que la condition soit vérifiée (augmentation de la rigidité)
- soit effectuer une étude dynamique complète, avec le schéma de charge UIC71 si le CPS le prescrit.

Dans le cas de ponts ayant une hauteur de couverture supérieure à 1.00 m, ϕ_2, ϕ_3 peuvent être réduits comme suit :

$$\phi_{2,3\text{red}} = \phi_{2,3} - (h-1.00)/10 \geq 1.00$$

Où h est la hauteur de couverture, y compris le ballast, jusqu'au niveau supérieur de la traverse (pour les ponts voutes au niveau de la clef).

Pour le train à vide, comme pour les charges sur remblais, le coefficient dynamique doit être pris égal à 1.

Si l'on considère des trains réels le coefficient ϕ_2 (ou ϕ_3) est appliqué si les conditions de vitesses et de flèche sont remplies. Sinon il y a lieu d'effectuer une étude dynamique complète sauf disposition contraire du CPS.

III.3.2.3. Effort de lacet:

L'effort de lacet doit être considéré comme une force concentrée agissant horizontalement au niveau supérieur des rails et perpendiculairement à l'axe de la voie.

Il doit être appliqué aux cas des voies en alignement et des voies en courbe.

La valeur caractéristique de l'effort de lacet est prise égale à $Q_{sk} = 100 \text{ KN}$

III.3.2.4. Effort de freinage et de démarrage :

Les forces de freinage et de démarrage agissent au niveau supérieur des rails suivant l'axe longitudinal de la voie.

Les valeurs caractéristiques sont les suivants :

- **Force de freinage** : $Q_{lb} = 20(\text{KN/m}) \times L \leq 6000 \text{ KN}$ pour le schéma de charges UIC 71 et le schéma SW/0.

$$Q_{lbk} = 35(\text{KN/m}) \times L \text{ pour le schéma de charges SW/2}$$

- **Force de démarrage** : $Q_{lak} = 33(\text{KN/m}) * L \leq 1000 \text{ KN}$ pour les schémas de charges UIC 71 et SW. Et donc pour les chargements UIC 71 + SW/0

Avec : $L(\text{m})$ longueur de la partie de l'ouvrage chargé.

III.3.2.5. Effet du vent :

- **Vent compatible avec les circulations :**

Le vent souffle horizontalement dans une direction normale à l'axe longitudinal de la voie, il développe sur toute surface frappée une pression de l'ordre de 1.5 KN/m^2 . Sur une surface partiellement masquée (par une poutre à treillis comportant des vides et des pleins par exemple), le vent développe la pression qui s'exerce en avant du masque multipliée par le rapport de la surface des vides à la surface totale de ce masque (les surfaces sont évaluées en projection sur un plan normal au vent).

Lorsqu'il s'agit de vérifier l'équilibre statique de l'ensemble du tablier ainsi que celui des piles ; on suppose que le vent circule dans une direction et on envisage le cas du train à vide précédemment défini comme charge sur le pont dans la disposition la plus défavorable.

Un tablier de pont rail est habituellement considéré comme un écran plein au moins sur la hauteur comprise entre le dessus des rails et le dessous des longerons, pièces de contreventement ou poutres principales.

- **Pression maximale du vent sans circulation sur ouvrage :**

Les règles du paragraphe précédent restent applicables, la valeur de la pression du vent étant toutefois prise égale à 2 KN/m^2 .

III.4. Charges accidentelles :

Les structures ferroviaires doivent être conçues de telle sorte qu'en cas de déraillement, les dommages qui en résultent pour le pont soient limités. En particulier, il faut prévoir toute possibilité de renversement ou d'effondrement de la structure dans son ensemble.

➤ **Déraillement sur les ponts :**

Deux cas sont à considérer pour le dimensionnement :

Cas 1 : Déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sur le tablier du pont.

Cas 2 : Déraillement de locomotive ou de wagons lourds, les véhicules déraillés demeurant dans la zone de voie sans tomber du pont mais restent en équilibre sur un bord.

✓ Cas 1 : Deux charges linéaires d'intensité $q = 50 \text{ KN/m}$, disposées sur la longueur de 6.40 m écartées de 1.40 m parallèles à la voie, et se trouvant dans la position la plus défavorable à l'intérieur d'une des zones, larges de 1.5 fois l'écartement des rails s'étendant de part et d'autre de l'axe de la voie.

✓ Cas 2 : Il y a lieu de prendre comme charge équivalente une charge linéaire verticale d'intensité $q = 80 \text{ KN/m}$, disposée sur une longueur totale de 20.00 m et située transversalement soit à une distance maximale de 1.5 fois l'écartement des rails soit sur le bord de la structure concernée.

III.5. Combinaison de charges

III.5.1. conditions d'application du coefficient dynamique :

Les efforts considérés dans le cas dynamique sont les efforts du cas statique multipliés par les coefficients dynamiques seulement si :

- ✓ la flèche sous le poids propre est vérifiée.
- ✓ La vitesse maximale de franchissement est vérifiée.

III.5.1.1. Vérification de la flèche sous le poids propre :

Selon [réf 15], la limite supérieure de la flèche sous le poids propre est: $\sigma_s = 0.564L^{1.184}$ mm. (Pas de limite inférieure).

$$\sigma_s = 0.564 \times 60^{1.184} = 71.88 \text{ mm} \quad f = 71.88 \text{ mm} :$$

A cause de la géométrie relativement compliquée pour notre ouvrage on peut l'assimiler à une poutre simplement appuyée (schéma statique équivalent) avec les caractéristiques suivantes :

- Module d'élasticité : $E = 2.1 \times 10^8 \text{ KPa}$.
- Moment d'inertie : $I = 9.50 \times 10^{12} \text{ mm}^4$ par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la tôle. (calcul détaillé dans le chapitre 05 des inerties de différentes sections)

La relation suivante nous donne la valeur de la flèche $f = 5 \div 384EI \times ql^4$

$$f = (5 \times 299.76 \times 60000^4) \div (384 \times 210000 \times 9.5 \times 10^{12}) = 25.35 \text{ mm}$$

$$f = 25.35 \text{ mm} \leq 71.88 \text{ mm}$$

III.5.1.2. Vérification de la vitesse de franchissement :

La vitesse de franchissement maximale que le train peut atteindre est limitée à 160 km/h.

$$V_{\max} = 160 \text{ km/h} \leq 220 \text{ km/h}$$

Ce qui implique que les deux conditions sont satisfaites

III.5.2. Calcul des coefficients dynamiques :

$$\phi_2 = 1.44 / (\sqrt{L_\phi} - 0.2) + 0.82 \quad \text{Avec } 1.00 \leq \phi_2 \leq 1.67 \quad \text{Pour une voie à entretien soigné.}$$

$$\phi_3 = 2.16 / (\sqrt{L_\phi} - 0.2) + 0.73 \quad \text{Avec } 1.00 \leq \phi_3 \leq 2.00 \quad \text{Pour une voie à entretien courant.}$$

L_ϕ longueur caractéristique en m indiquée dans le tableau 1.3 du [réf 15].

Eléments	L_ϕ	ϕ_2	ϕ_3
Poutres principales	Portée mécanique	1.01	1.02
Entretoises	2× longueur de l'entretoise	1.17	1.25
Longerons	3× la distance entre les entretoises	1.28	1.41
Tôle	3× la distance entre les entretoises	1.28	1.41

Tableau.III.2. valeurs des coefficients dynamiques pour différents éléments du tablier.

III.5.3. Combinaisons :

Les structures doivent satisfaire un certain nombre d'exigences pour remplir leur fonction.

Ces critères de fiabilité peuvent être divisés en :

- critères de sécurité de la structure,
- critères de performance de la structure.

➤ Etats-limites :

Les états des structures au-delà desquels elles ne satisfont plus aux exigences, sont appelés états-limites.

Parmi ces états-limites, on distingue de façon générale :

- les états-limites ultimes (ELU),

- les états-limites de service (ELS).

- **Les états-limites ultimes :**

Sont les états-limites associés à la ruine d'une structure, c'est-à-dire à son effondrement ou à d'autres formes de défaillance structurale ; ils correspondent à l'atteinte de la capacité portante maximale de la structure (résistance, stabilité de forme) ou à une perte d'équilibre statique.

- **Les états-limites de service :**

Sont les états correspondant à des conditions au-delà desquelles les exigences, d'aptitude au service spécifiées pour une structure ou un élément structural ne sont plus satisfaites.

Les ELU peuvent être considérés comme des états extrêmes possibles pendant la durée de vie de la structure, alors que les ELS peuvent être vues comme des états probables, (plus ou moins probables), pendant cette même durée de vie.

Suivant le degré de probabilité d'occurrence des actions (à certains niveaux conventionnels), les ELS peuvent être divisés en plusieurs classes :

- - **ELS rares,**
- - **ELS fréquents,**
- - **ELS quasi-permanents.**

Il existe un état-limite qui n'est à proprement parler ni un ELU, ni un ELS : l'état-limite de fatigue (état-limite sous répétition des actions).

- **Situations de dimensionnement :**

Les considérations précédentes concernent la situation d'exploitation normale de la structure ; c'est ce qu'on appelle une situation durable.

Il faut en fait envisager plusieurs situations de dimensionnement :

- . durable.
- . transitoire.
- . accidentelle.
- . sismique.

Les situations transitoires sont des situations à considérer pendant une période beaucoup plus courte que cette durée d'utilisation prévue. Elles comprennent notamment les situations d'exécution ou de réparation de la structure.

Les situations accidentelles ou sismiques sont des situations impliquant des conditions exceptionnelles au niveau de la structure ou de son exposition, c'est-à-dire des actions accidentelles ou sismiques.

➤ **Regroupements des actions :**

- . G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.
- . G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.
- . $G1$: L'ensemble des parties des actions permanentes, y compris les parties du poids propre, qui ont un effet stabilisateur.
- . $G2$: L'ensemble des parties des actions permanentes, y compris les parties du poids propre, qui ont l'effet inverse.
- . P_k Charge permanente indirecte (tassement des appuis...etc.).
- . W_1 Vent avec circulation ferroviaire.
- . W_0 Vent sans circulation ferroviaire.
- . T_k Effet de la température.
- . AQS Charge sur les accotements solidaires.

➤ **COMBINAISONS DES ACTIONS (combinaisons de dimensionnement)**

• **Formats des combinaisons**

Les formats des combinaisons s'écrivent : $\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{Kj} + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$

E.L.U. durables ou transitoires

• **E L U d'équilibre statique :**

$$1. \quad \gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \gamma_{Q1} Q1 + \sum_{i > 1} 1.5 \psi_{0i} Q_i \quad \begin{array}{l} \gamma_{G1} = 0.9 \\ \gamma_{G2} = 1.1 \end{array}$$

0 voie chargée : $\gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \gamma_{Q1} Q1 + 1.5 W_0$

1 voie chargée :
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + 1.45 Gr2 (\text{ou } Gr3) + 1.2 AQS + 0.9 T_K + 0.9 W_0 \\ \gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \text{MAX}[1.45 Gr1; 1.35 Gr4] + 1.2 AQS + 0.9 T_K \\ \gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + 1.16 GR1 + 1.2 AQS + 1.5 T_K \\ \gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + 1.00 GR5 + 1.2 AQS + 1.5 W_0 \end{array} \right.$$

2 voies chargées
$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + 1.45 Gr12 (\text{ou } Gr13) + 1.2 AQS + 0.9 T_K + 0.9 W_0 \\ \gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + \text{MAX}[1.45 Gr11; 1.35 Gr14] + 1.2 AQS + 0.9 T_K \\ \gamma_{G1} G1 + \gamma_{G2} G2 + 1.16 Gr11 + 1.2 AQS + 1.5 T_K \end{array} \right.$$

Les groupes 3 et 13 n'interviennent que pour les longerons

- **E.L.U. fondamental résistance :**

$$\text{Forme générale : } 1.35G_{Max} + G_{Min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum_{i>1} 1.5\psi_{0i}Q_i + \gamma_p P_k \quad \gamma_p = 1.00$$

$$0 \text{ voie chargée : } 1.35G_{Max} + G_{Min} + 1.5W_0 + \gamma_p P_k$$

$$1 \text{ voie chargée : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_p P_k + 1.35G_{Max} + G_{Min} + 1.45Gr2(\text{ou}Gr3) + 1.2AQS + 0.9T_K + 0.9W_0 \\ \gamma_p P_k + 1.35G_{Max} + G_{Min} + \text{MAX}[1.45Gr1; 1.35Gr4] + 1.2AQS + 0.9T_K \\ \gamma_p P_k + 1.35G_{Max} + G_{Min} + 1.16GR1 + 1.2AQS + 1.5T_K \\ \gamma_p P_k + 1.35G_{Max} + G_{Min} + 1.00GR5 + 1.2AQS + 1.5W \end{array} \right.$$

$$2 \text{ voies chargées : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_p P_k + 1.35G_{Max} + G_{Min} + 1.45Gr12(\text{ou}Gr13) + 1.2AQS + 0.9T_K + 0.9W_0 \\ \gamma_p P_k + 1.35G_{Max} + G_{Min} + \text{MAX}[1.45Gr1; 1.35Gr14] + 1.2AQS + 0.9T_K \\ \gamma_p P_k + 1.35G_{Max} + G_{Min} + 1.16Gr11 + 1.2AQS + 1.5T_K \end{array} \right.$$

Les groupes 3 et 13 n'interviennent que pour les longerons.

Les E.L.U. d'équilibre statique et fondamental ne diffèrent que par les actions permanentes, la partie de combinaison relative aux actions variables est identique.

- **E.L.U. accidentels (résistance, équilibre statique) :**

$$\text{Forme générale : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + A_d + \psi_{li}Q_{Ki} + 0.5T_k \quad P_k = 0 \text{ pour l'équilibre statique}$$

$$0 \text{ voie chargée : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + A_d + 0.6T_k$$

$$1 \text{ voie chargée : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + A_d + 0.8(Gr3\text{ou}Gr4) + 0.5T_k$$

$$2 \text{ voies chargées : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + A_d + 0.6(Gr13\text{ou}Gr14) + 0.5T_k$$

Les groupes 3 et 13 n'interviennent que pour les longerons.

P_k n'est pas à considérer et G_{Max} et G_{Min} sont à remplacer par G_1 et G_2 pour

l'équilibre statique.

- **E.L.U. sismiques (résistance, équilibre statique):**

$$\text{Forme générale : } P_k + \sum_{j \geq 1} G_{kj} + A_s + \sum_{i > 1} \psi_{si} Q_{ki}$$

- **E.L.S. rares :**

$$\text{Forme générale : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{li} Q_{Ki}$$

$$0 \text{ voie chargée : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + W_0$$

$$1 \text{ voie chargée : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + Gr2ouGr3 + 0.8AQS + 0.6T_K + 0.6W_0$$

$$P_k + G_{Max} + G_{Min} + Gr1ouGr4 + 0.8AQS + 0.6T_K$$

$$P_k + G_{Max} + G_{Min} + 0.8Gr1 + 0.8AQS + T_K$$

$$P_k + G_{Max} + G_{Min} + 1.00Gr5 + 0.8AQS + W_0$$

$$2 \text{ voies chargées : } \begin{cases} P_k + G_{Max} + G_{Min} + Gr12ouGr13 + 0.8AQS + 0.6T_K + 0.6W_0 \\ P_k + G_{Max} + G_{Min} + Gr11ouGr14 + 0.8AQS + 0.6T_K \\ P_k + G_{Max} + G_{Min} + 0.8Gr11 + 0.8AQS + T_K \end{cases}$$

- **E.L.S. fréquents :**

$$\text{Forme générale : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + 0.5T_K + \psi_{li} Q_{Ki}$$

$$0 \text{ voie chargée : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + 0.6T_K$$

$$1 \text{ voie chargée : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + 0.5T_K + 0.8(Gr1ouGr3ouGr4)$$

$$2 \text{ voies chargées : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + 0.5T_K + 0.6(Gr11ouGr13ouGr14)$$

Les groupes 3 et 13 n'interviennent que pour les longerons.

- **E.L.S. quasi-permanents :**

$$\text{Forme générale : } \sum_{i \geq 1} G_{ki} + Q_{ki} + 0.6T_K + P_k$$

- **E.L. de fatigue :**

$$\text{Forme générale : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + 0.6T_K$$

$$1 \text{ voie chargée : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + (TR)_1 + 0.6T_K$$

$$2 \text{ voies chargées : } P_k + G_{Max} + G_{Min} + (TR)_1 + (TR)_2 + 0.6T_K$$

III.6.Conclusion :

Dans ce chapitre on a évalué les charges permanentes et les charges d'exploitations pour pouvoir définir les combinaisons de charges les plus défavorables, sous lesquels l'ouvrage sera soumis et calculer, que se soit en phase de service ou d'exécution.

IV.1. Introduction :

Le calcul d'un pont a pour but de vérifier que le dimensionnement adopté lui attribue le niveau initial de fiabilité requis, en tenant compte de la qualité exigée des matériaux qui seront utilisés, ainsi que du niveau de contrôle prévu lors de son exécution.

Par ailleurs, afin d'assurer sa fonction, il doit être capable de résister, avec des marges appropriées, non seulement aux efforts engendrés par son poids propre, mais aussi aux efforts dus à l'ensemble des actions d'origine naturelle et fonctionnelle qui lui sont appliquées.

Le principe général de la méthode de poussage est que le tablier soit à côté de la brèche à franchir, sur une plate-forme située dans le prolongement de son axe longitudinal, en arrière de la culée, puis de le pousser, par translation suivant son axe, en le faisant glisser sur ses appuis définitifs.

IV.2. Méthode de réalisation : le poussage [réf 10]

La méthode de poussage repose essentiellement sur le dimensionnement de l'avant bec et l'évaluation des sollicitations (moment de flexion et effort tranchant), en utilisant la Résistance des Matériaux (RDM). Nous passerons ensuite, aux vérifications au déversement, au voilement et au cisaillement des sections de la poutre principale sous le moment et l'effort tranchant maximum.

L'avant bec a un poids inférieur à celui de l'ossature métallique. Il a pour fonction la réduction des efforts dans l'ouvrage et de rattraper la flèche prise par les poutres lors des phases d'exécution.

L'ossature peut également être munie d'un arrière bec pour son équilibre. L'effort global nécessaire au poussage d'une ossature métallique est de l'ordre de 10% de la charge déplacée. Le poussage des poutres se fait à une vitesse de l'ordre de 0.5m à 1m à la minute.

L'étude de ce type de montage comporte en particulier la vérification au voilement des âmes des poutres. Ainsi que le réglage des dispositifs permettant une parfaite répartition des charges sur les différents appuis.

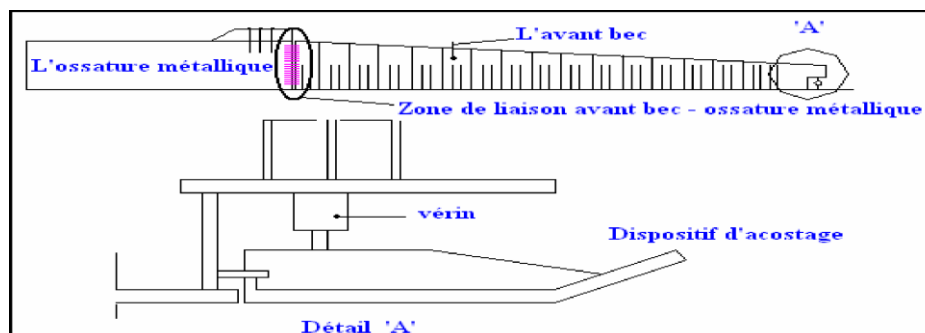


Figure. IV.1. Détail de l'avant bec

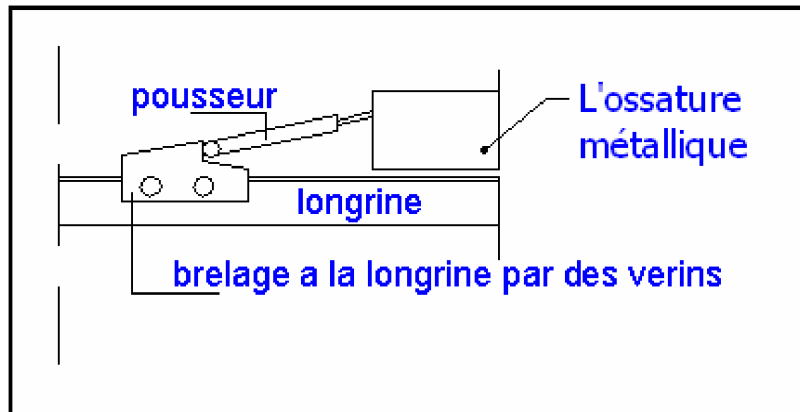


Figure. IV.2 Vérin de poussage

En phase d'exécution, les moments et les efforts tranchants maximums lors du poussage, sont déterminés habituellement à l'aide d'un calcul automatique. On introduit les données, avec les conditions sur les appuis, l'avant bec ...etc. pour l'obtention des résultats. Mais dans notre cas, n'ayant pas accès à ces outils, nous avons effectué un calcul analytique, s'avérant fiable en phase d'exécution, qui consiste en la décomposition de la partie en porte à faux en trois phases :

- ✓ la phase une: l'avant bec tout seul en porte faux,
- ✓ la deuxième phase: l'ossature métallique plus l'avant bec en porte à faux,
- ✓ troisième phase: l'accostage de l'avant bec

Après on détermine les moments pour chaque phase.

IV.3. Dimensionnement de l'avant bec et Evaluation des sollicitations :

L'étude d'un pont métallique à poutres latérales à l'aide d'un système de poussage d'avant bec métallique, ne peut être fait que lorsque le matériel de l'entreprise adjudicataire est connu. Pour cela, il est plus économique d'utiliser un avant bec déjà confectionné.

Cette avant bec doit supporter

IV.3.1. Poids de la charpente:

Pour le poids de la charpente (p) on utilise une formule empirique suivante pondérée par le coefficient de sécurité:

$$p = (0.105 \times (L)^{1.6} + 100) \times \frac{L_t}{2} \times 10^{-2}$$

$$p = (0.105 \times (60)^{1.6} + 100) \times \frac{10}{2} \times 10^{-2} = 8.70 \text{KN/m.}$$

Pour évaluer les caractéristiques de l'avant bec on prendra une longueur ($\beta \times l$) tel que ($0 < \beta < 1$), son poids est constant par unité de longueur ($\gamma \times p$) avec ($0 < \gamma < 1$) et sa rigidité flexionnelle est $(EI)_0$.

Avec β est le rapport de longueur entre l'avant bec et la poutre principale L
 γ est le rapport de poids entre l'avant bec et la poutre principale.
 ρ est le rapport de rigidité flexionnelle entre l'avant bec et la poutre principale.

IV.3.2. Les différentes phases de poussage :

➤ Phase de poussage Numéro 1 :

Le moment M_0 transmis par l'avant bec à l'appui A_0 :

$$M_0 = -\frac{1}{2} q \gamma L^2 \beta^2$$

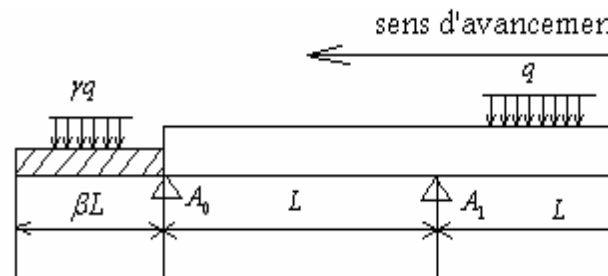


Figure. IV.3 : l'avant bec seul en porte à faux

Pour une charge répartie sur toute la longueur de la poutre :

$$M_k = M(\phi) = -\frac{qL^2}{12} (1-\phi) + q L^2 \beta^2 \gamma (\phi) \quad \text{avec : } 0 \leq \phi \leq L .$$

Pour l'appui A_1 :

$$M_1 = -\frac{qL^2}{12} (3-\sqrt{3}) + q L^2 \beta^2 \gamma (2-\sqrt{3}) M$$

➤ Phase de poussage Numéro 2 :

Cette phase correspond à une avancée de la charpente vers l'appui B. Mais l'avant bec n'est pas encore accosté

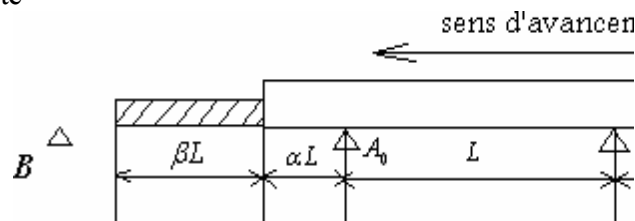


Figure IV.4. L'ossature métallique et l'avant bec en porte à faux

Le moment max en chaque section est égal au moment dû au porte à faux.

$$M_0 = -\frac{1}{2} q L^2 \alpha^2 - q L^2 \gamma \beta \left(\alpha + \frac{\beta}{2} \right) \quad \text{avec : } \alpha L \text{ longueur de la poutre en porte à faux .}$$

Pour ce moment extrême avant accostage sur l'appui B c'est à dire :

$$\alpha L = L - \beta L \rightarrow \alpha = 1 - \beta$$

On remplace la valeur de (α) dans M_0 obtient:

$$M_0 = -\frac{1}{2}qL^2(1-\beta)^2 - qL^2\gamma\beta(1-\frac{\beta}{2})$$

L'avant bec est léger par rapport à la charpente alors pour assurer la stabilité et limiter la différence de sollicitation à l'avant de la charpente et dans la zone courante on doit vérifier :

$$M_0 \leq M_1 \rightarrow -\frac{1}{2}qL^2(1-\beta)^2 - qL^2\gamma\beta(1-\frac{\beta}{2}) \leq -\frac{qL^2}{12}(3-\sqrt{3}) + qL^2\beta^2\gamma(2-\sqrt{3})$$

Après une simplification on a :

$$\gamma\beta(1 + \frac{\beta}{2} - \frac{\sqrt{3}}{2}\beta) \leq \frac{3 - \sqrt{3} - 6(1-\beta)^2}{12}$$

Cette inégalité est vérifiée lorsque:

$$\frac{3 - \sqrt{3} - 6(1-\beta)^2}{12} \geq 0$$

$$6(1-\beta)^2 \leq 3 - \sqrt{3}$$

La solution de cette inégalité donne :

$$\beta \geq 0.54 \quad \beta \text{ est généralement comprise entre } 0,6 \text{ et } 0,7 \text{ on adopte } \beta = 0,66 = 2/3$$

Pour la suite du calcul, on prend $\beta = 2/3$ et on le remplace dans l'inégalité, on trouve la valeur de $\gamma = 0.09942$ on prend $\gamma = 0.1$

On obtient les caractéristiques de l'avant bec :

L=36m et le poids $g=0.1 \times 36=3.6$ KN/m.

On remplacera les valeurs de (β) et (γ) dans l'équation de M_0 on obtiendra le moment maximal correspondant au porte à faux : $M_0 = -0.1qL$.

➤ Phase de poussage Numéro 3 :

Cette phase se situe après l'accostage de l'avant bec sur la culée B, jusqu'à ce que la structure se retrouve dans la même situation qu'en phase de service.

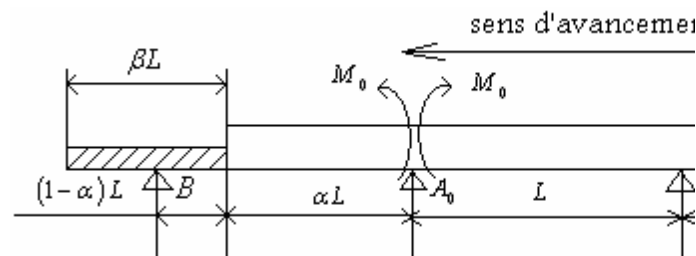


Figure. IV.5 : l'ossature métallique après l'accostage

Pour l'évaluation des efforts (moment et effort tranchant) dans les phases d'exécution, on détermine les rotations à l'origine de la travée (les deux cotés).

La rotation à l'origine W_0' est :

$$W_0' = -\frac{qL^3}{24\sqrt{3}EI}$$

Pour calculer les efforts dans la structure, pratiquons, par la pensée une coupure au droit de l'appui A_0 et libérant le moment de continuité M_0 .

Soit $M_{iso}(x)$ le moment isostatique dû au poids propre dans la travée (B, A_0).

La rotation à l'extrémité de cette travée (supposée isostatique) est égale à :

$$W' = \int_0^l M_{iso}(x) \frac{x}{L} \frac{dx}{R(x)} + M_0 \int_0^l \left(\frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{R(x)}$$

Où $R(X)$ est la rigidité de flexion de cette travée

$R(X) = (EI)_0$ Dans la partie correspondant à l'avant bec.

$R(X) = (EI)$ Dans la partie correspondant au tablier

On pose : $(EI)_0 = \rho (EI)$

Par ailleurs, la rotation de la poutre à l'origine de la travée (A_0, A_1) à l'expression suivante :

$$W' = -\frac{qL^3}{24\sqrt{3}EI} - \frac{L}{2\sqrt{3}R} M_0$$

On fait l'égalité entre les deux rotations et on trouve M_0 :

$$M_0 \left[\int_0^l \left(\frac{x}{L}\right)^2 \frac{dx}{EI} + \frac{L}{2\sqrt{3}R} \right] = -\frac{qL^3}{24\sqrt{3}EI} - \int_0^l M_{iso}(x) \frac{x}{L} \frac{dx}{EI_0}$$

$$\Rightarrow M_0 = -\frac{qL^3}{8} \frac{G(\alpha) + \frac{1}{\sqrt{3}}}{F(\alpha) + \frac{\sqrt{3}}{2}}$$

Avec :

$$F(\alpha) = 1 - (1 - \alpha)^3 + \frac{(1 - \alpha)^3}{\rho}$$

Et :

$$G(\alpha) = \alpha^3(4\alpha^2 - 11\alpha + 8) + 2\beta\gamma\alpha^2(2 - 2\alpha - \beta)(3 - 2\alpha) + \frac{(1 - \alpha)^2}{\rho} \dots$$

$$\dots \times [4\alpha^2(1 - \alpha) + \gamma(1 - \alpha)^2(1 + 4\alpha) - 2\gamma(1 + 2\alpha)(\alpha + \beta - 1)^2]$$

Et, dans cette dernière formule $\beta = 2/3$ et $\gamma = 0.1 = 1/10$

Lorsque $\alpha = 1$, on admet que le tablier prend appui en B. La structure métallique est sur les appuis (comme en phase de service), et on remplace dans l'équation précédente pour trouver M_0 le passage à la limite pour de faible valeur de ρ perd toute signification.

$$F(1) = 1 \quad \text{Et} \quad G(1) = 0,9111$$

D'où :

$$M_0 = -0.9111qL^2$$

Une fois le moment de continuité M_0 calculé, on peut déterminer le moment total en travée (B, A_0), pour cela on calcul la réaction de l'appui A_0 :

$$R_{A_0} = qL \left[\alpha - \frac{\alpha^2}{2} + \gamma\beta \left(1 - \alpha - \frac{\beta}{2} \right) \right]$$

D'où le moment en travée (B, A₀) est :

$$M(x) = R_{A_0}(\alpha L - x) - \frac{1}{2}q(\alpha L - x)^2 + M_0 \left(\frac{x}{L} + 1 - \alpha \right)$$

Le moment, en travée (B, A₀), est maximum pour :

$$\frac{dM}{dx} = -R_{A_0} + q(\alpha L - x) + \frac{1}{L}M_0 = 0$$

$$x = \alpha L + \frac{1}{q} \left[\frac{1}{L}M_0 - R_{A_0} \right] \quad \text{Si } x \geq 0$$

Au total, on peut écrire que :

$$M_{\max} = \text{MAX}(M_1, M_2)$$

Avec : M₁ est le moment dans la section X=0

$$M_1 = M(0) = R_{A_0}\alpha L - \frac{1}{2}q(\alpha L)^2 + M_0(1 - \alpha)$$

$$M_2 = M_0 + \frac{1}{2q} \left(R_{A_0} - \frac{1}{L}M_0 \right)^2 \quad \text{Si : } x \neq 0$$

➤ Le moment dans la première phase est :

$$M_0 = -\frac{1}{2}q\gamma L^2\beta^2 = -0.5 \times 8.70 \times 0.1 \times (60)^2 \times (0.6)^2 = -563.80 \text{ KN.m}$$

➤ Le moment maximum en deuxième phase de lancement est :

$$M_0 = -0.1qL^2 = -0.1 \times 8.7 \times (60)^2 = -3002 \text{ KN.m}$$

➤ Le moment maximum en troisième phase est :

$$M_{\max} = \max(M_1, M_2)$$

$$M_2 = 0.06784qL^2 = 0.06784 \times 8.70 \times (60)^2 = 2124.75 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment et de l'effort tranchant maximaux pour les valeurs de α suivantes :

0,33 0,5 0,7 0,9

Conclusion :

A la lumière des résultats obtenus, on trouve le moment maximum est :

$$M = 3015 \text{ KN.m}$$

Et l'effort tranchant maximum est :

$$T = 324 \text{ KN}$$

Avec ce moment et cet effort tranchant, on procède aux différentes vérifications sur la poutre métallique : contraintes normales, voilement, déversement et cisaillement.

Vue que le caisson supérieure est le plus sollicité dans cette phase, on considère qu'il supporte les sollicitations les plus importantes, si cela est vérifiée on aura une très bonne marge de sécurité vue qu'en réalité ce n'est à lui seul de résister à tous ces efforts.

IV.4. Les différentes étapes de vérification [réf 12] :

Les vérifications sont faites pour les contraintes normales, contraintes de cisaillement, voilement et déversement des âmes.

IV.4.1 .Etape 1 : vérification des contraintes :

➤ Contraintes normales :

Les contraintes normales dans la semelle supérieure σ_s et inférieure σ_i sont les contraintes de traction et de compression, $\bar{\sigma}$ est la contrainte admissible :

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{w} \quad ; \quad \sigma_i = \frac{M_{\max}}{w'} \quad ; \quad \bar{\sigma} = \frac{f_y}{1.15}$$

Dans notre cas :

Le moment maximal $M_{\max} = 3015 \text{ KN.m}$; $f_y = 355 \text{ MPa}$ (acier S355) ; w et w' sont les modules résistants avec : $w = 4.6 \times 10^7 \text{ mm}^3$ et $w = w'$ (symétrie)

Donc il faut vérifier que σ_s (ou σ_i) $\leq \bar{\sigma}$

➤ Contrainte de cisaillement :

L'effort tranchant est entièrement repris par l'âme (d'une aire A) de la poutre à vérifier, la contrainte de cisaillement maximale de l'âme est donnée par :

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{A} \quad , \quad \text{à comparer avec la contrainte de cisaillement admissible : } \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Dans notre cas : l'effort tranchant maximal $T_{\max} = 324 \text{ KN}$

Donc il faut vérifier que : $\tau_{\max} \leq \bar{\tau}$

IV.4.2. Etape 2 : vérification du voilement de l'âme :

On ne vérifie que les panneaux les plus sollicités de notre caisson.

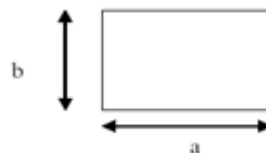


Figure IV.6 : L'âme du caisson.

L'âme de la poutre est une plaque de dimensions $(a*b)$ et d'épaisseur (t_w) , elle est délimitée par les semelles et les entretoises.

➤ **Contraintes critiques :**

Les contraintes critiques de voilement élastiques sont définies par les relations suivantes :

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

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

Avec :

$E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ (Module d'élasticité longitudinal).

$\nu = 0.3$ (coefficient de poisson).

K_σ : Coefficient qui dépend des paramètres ψ et α $\left(\psi = -\frac{\sigma_i}{\sigma_s} \text{ et } \alpha = \frac{a}{b} \right)$

$$\psi \leq 1 \text{ et } \alpha \geq 0.667 \longrightarrow K_\sigma = 23.9$$

$$0 \leq \psi \leq 1 \left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 1 \longrightarrow K_\sigma = \frac{8.4}{\psi + 1.1} \\ \alpha \leq 1 \longrightarrow K_\sigma = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha} \right)^2 \frac{2.1}{\psi + 1.1} \end{array} \right.$$

$$-1 \leq \psi \leq 0 \longrightarrow K_\sigma = (1 + \psi)K_{\sigma(\psi \geq 0)} - \psi K_{\sigma(\psi \leq -1)} + 10\psi(1 + \psi)$$

K_τ : dépend du paramètre α

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 1 \longrightarrow K_\tau = 5.34 + \frac{4}{\alpha^2} \\ \alpha \leq 1 \longrightarrow K_\tau = 4 + \frac{5.34}{\alpha^2} \end{array} \right.$$

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

$$\left(S_\sigma \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 \leq 1.8$$

Avec :

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte de cisaillement.

S_σ : dépend du paramètre ψ

$$S_\sigma = \begin{cases} 1.8 & \text{Si } \psi = 1 \\ 1.4 + 0.4\psi & \text{Si } -1 \leq \psi \leq 1 \\ 1 & \text{Si } \psi \leq -1 \end{cases}$$

IV.4.3. Etape 3 : vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité de forme des pièces soumises à la flexion, ainsi la partie comprimée de la section fléchie va se dérober latéralement : en plus de la déformation verticale, chaque section de la poutre va subir une translation horizontale accompagnée d'une rotation autour de son centre de cisaillement.

Le déversement sera vérifié par la méthode préposée par le fascicule 61, par rapport à la contrainte critique de déversement calculée à partir du moment critique de déversement M_{cr} .

On admet que la sécurité est obtenue si :

$$\sigma_f \leq f(\sigma_{cr})$$

Avec :

σ_f : Contrainte due à la flexion.

σ_{cr} : Contrainte critique de déversement telle que : $\sigma_{cr} = \frac{M_{cr}}{W}$

$$f(\sigma_{cr}) = \begin{cases} \sigma_e \left(1 - 0.375 \frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}} \right) & \text{Si } \sigma_{cr} \geq 0.75\sigma_e \\ 0.66\sigma_{cr} & \text{Si } \sigma_{cr} \leq 0.75\sigma_e \end{cases}$$

σ_e : Contrainte élastique de l'acier S355 égale à 355MPa.

➤ **Moment critique de déversement : (M_{cr})**

Le moment critique de déversement est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = \frac{m_1 \times m_2}{L} \sqrt{E \cdot I_y \cdot GK}$$

Dans laquelle :

L : la portée de la pièce fléchie.

$$m_2 = \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{\beta}\right)^2}$$

m_1 : dépend des conditions d'appui et de la disposition des charges.

Pour une charge uniformément répartie :

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{\beta^2}} - \frac{1.45}{\beta} \right]$$

$$\beta^2 = \frac{4GK}{EI_y} \left(\frac{L}{b}\right)^2$$

E : module d'élasticité longitudinal égal à $2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$

G : module d'élasticité transversal.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2.1 \times 10^5}{2(1+0.3)} = 8.08 \times 10^4 \text{ MPa}$$

K : constante de torsion de la pièce considérée.

$$K = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n b_i t_i^3 \dots \dots \dots [mm^4]$$

I_y : Inertie de la poutre par rapport à l'axe YY dans le plan de déversement.

$$I_y = \sum_{i=1}^n I_{Gi} \dots \dots \dots [mm^4]$$

A présent, on passe aux vérifications des éléments les plus sollicités de notre ouvrage.

Dans ce cas ; phase de construction ; le caisson supérieur est le plus sollicité.

IV.5. Vérification du caisson supérieur :

La vérification se fera en suivant les étapes citées précédemment. L'âme de la poutre en caisson (moment résistant $w = 4.6 \times 10^7 \text{ mm}^4$) est une plaque de dimensions :

$$a = 7500\text{mm} ; b = 900 ; \text{ et } t_w = 24\text{mm}, \text{ et d'une section } A = 2 \times b \times t_w = 43200\text{mm}^2$$

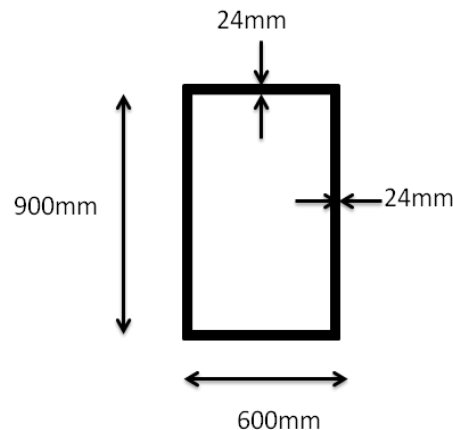


Figure IV.7 : Dimension du caisson supérieur.

Etape 1 :

$$\sigma_s = \sigma_i = \frac{3015 \times 10^{-3}}{4.6 \times 10^{-2}} = 65.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = \frac{355}{1.15} = 308.69 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte normales vérifiées

$$\tau_{\max} = \frac{324 \times 10^3}{43200} = 7.5 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 204.96 \text{ MPa}$$

✓ Contrainte de cisaillement vérifiée.

Etape 2 :

$$\psi = -1 \text{ alors } S_\sigma = 1$$

$$\psi = -1 \text{ et } \alpha = 8.33 \geq 0.667 \text{ alors } K_\sigma = 23.9$$

$$\alpha \geq 1 \text{ alors } K_\tau = 5.34 + \frac{4}{9.34^2} = 5.39$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{24}{900} \right)^2 \times 23.9 = 3222.48 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{24}{900} \right)^2 \times 5.39 = 725.75 \text{ MPa.}$$

$$\left(\frac{65.55}{3222.48}\right)^2 + \left(\frac{7.5}{725.75}\right)^2 = 5.19 \times 10^{-4} \leq 1.8$$

✓ La condition de la stabilité au voilement de l'âme est vérifiée.

Etape 3 :

$$L = 7500m$$

$$K = \frac{1}{3} \left[(600 \times 24^3) + 2 \times (900 \times 24^3) + (600 \times 24^3) \right] = 1.39 \times 10^7 mm^4$$

$$I_y = \frac{1}{12} \left[(24 \times 600^3) + 2 \times (900 \times 24^3) + (24 \times 600^3) \right] = 8.65 \times 10^8 mm^4$$

$$\beta^2 = \frac{4 \times 8.08 \times 10^4 \times 1.39 \times 10^7 \left(\frac{7500}{900}\right)^2}{2.1 \times 10^5 \times 8.65 \times 10^8} = 1.71$$

$$m_1 = 3.54 \left[\sqrt{1 + \frac{3.24}{1.71}} - \frac{1.45}{1.31} \right] = 2.09$$

$$m_2 = \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{1.31}\right)^2} = 2.59$$

$$M_{cr} = \frac{2.09 \times 2.59}{7500} \sqrt{2.1 \times 10^5 \times 8.65 \times 10^8 \times 8.08 \times 10^4 \times 1.9 \times 10^7}$$

$$M_{cr} = 12.05 MN.m$$

$$\sigma_{cr} = \frac{12.05}{4.6 \times 10^{-2}} = 261.95 MPa$$

$$\sigma_{cr} \leq 0.75 \sigma_e = 266.25 MPa$$

$$f(\sigma_{cr}) = 0.66 \sigma_{cr} = 234.3 MPa.$$

$$\sigma_s = \sigma_i = 65.55 MPa \leq f(\sigma_{cr})$$

✓ La sécurité vis-à-vis du déversement est assurée.

IV.6. Conclusion :

La section choisie est vérifiée pour les sollicitations durant les phases de construction. A présent, on passe à la vérification pour les sollicitations en phase de service.

V.1.Introduction :

Ce chapitre porte sur l'évaluation des sollicitations dues aux différents types de charges. Il sera suivi d'une vérification des différents éléments de la structure métallique (principalement les poutres treillis) à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS) des contraintes et des phénomènes d'instabilité élastique (voilement et déversement de l'âme de la poutre).

V.2.Calcul des efforts dans le cas statique:

V.2.1.Calcul des efforts longitudinaux

La structure porteuse est constituée de deux poutres latérales à treillis type WARREN rectilignes en acier S355 espacées de 10 m d'axe en axe, solidaire entre elles par une dalle orthotrope constituée d'une tôle de 16 mm d'épaisseur raidie par des longerons dans le sens longitudinal et des entretoises dans le sens transversal.

Le tablier repose sur deux culées par l'intermédiaire d'appareils d'appuis en élastomère fretté.

La portée du pont est de 60 m donnant une seule travée.

Le calcul des efforts internes induit par les sollicitations externes, est conduit par le logiciel sap2000. L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est isostatique et peut être assimilé à une poutre reposant sur deux appuis :

- Un appui simple.
- Un appui double.

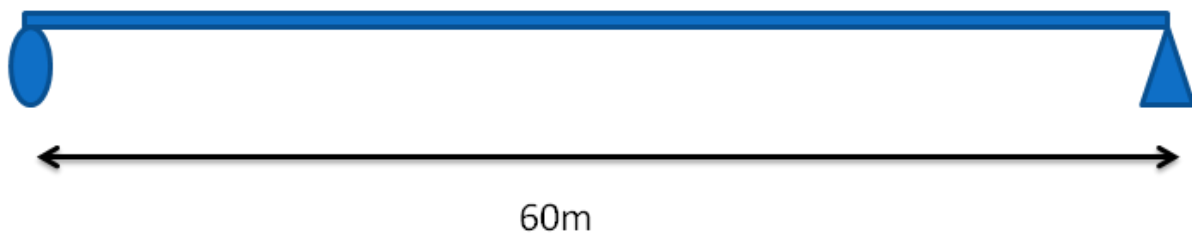


Figure. V.1.schéma statique longitudinal de la structure du pont

➤ Logiciel de calcul :

Pour notre projet de fin d'étude et pour nos calculs, on a choisi d'utiliser le logiciel SAP2000. Le SAP 2000 est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil.

C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de vérification des structures

en béton armé, charpente métallique. Le post processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

➤ **Lignes d'influences des efforts :**

Pour calculer les efforts internes (M, N, T et R) les plus défavorables sous l'action des surcharges variables. On sera amené à déterminer les lignes d'influences des effets élastiques (moments fléchissant, effort tranchant, effort normal et réactions d'appuis).

➤ **Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants :**

Dans un premier temps pour calculer les moments et les efforts tranchants revenant à l'ensemble du pont, on modélise l'ouvrage supportant toutes les charges appliquées. En suite, on procède à une répartition transversale de ses moments, et efforts tranchants sur les différentes poutres principales formant la structure porteuse de l'ouvrage.

Donc pour déterminer les moments fléchissants et efforts tranchants maximaux dans les différentes sections choisies; on doit positionner le chargement (les surcharges envisagées) dans la position qui donne l'effet le plus défavorable et cela à partir de la ligne d'influence.

On étudiera successivement les cas de charges suivants :

- ✓ *Charge permanente.*
- ✓ *UIC71 + SW/0.*
- ✓ *SW/2.*
- ✓ *Train à vide.*

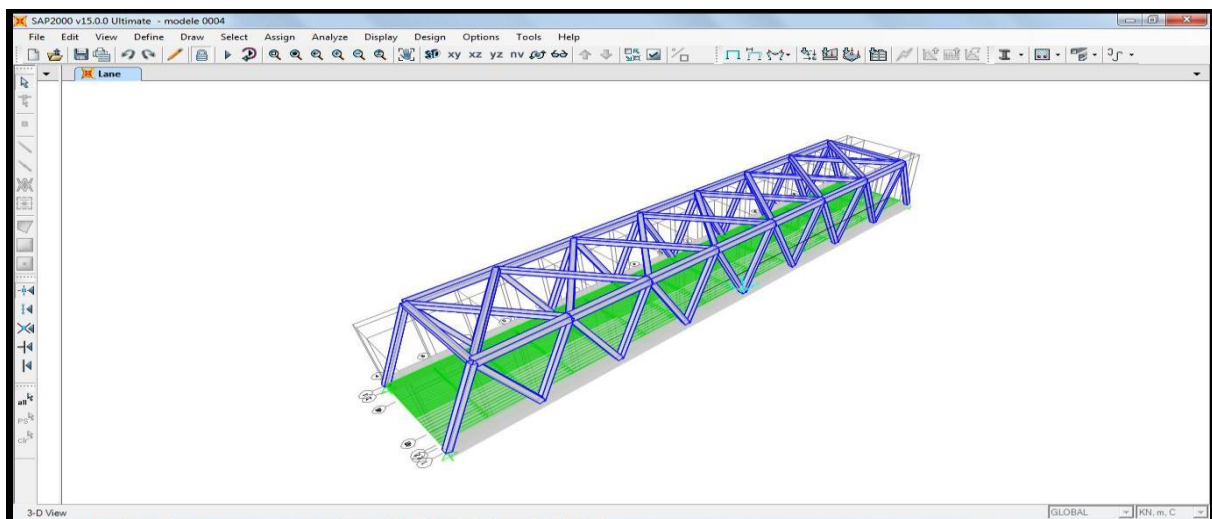
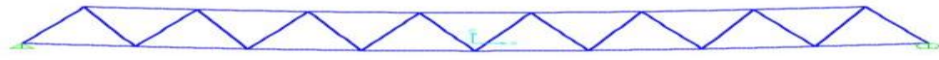


Figure. V.2. Modèle de calcul, vue en 3D

✓ **Charge permanente :**

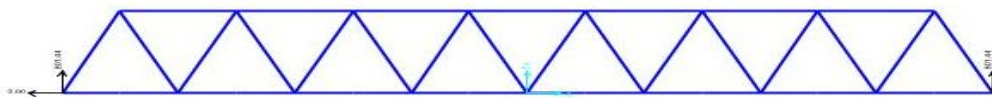
Dans ce cas de charges on ne prend en compte que le poids propre de l'ouvrage.

1. Allure de la déformée :



2. Réactions :

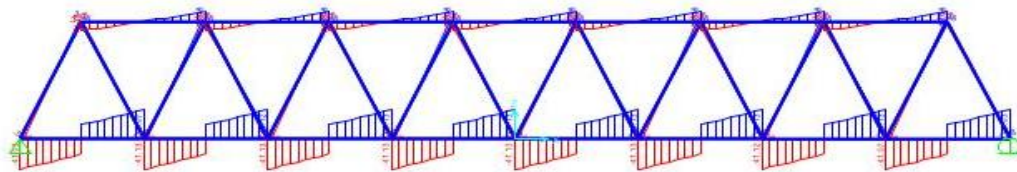
$$R_{\max} = 801.44 \text{ kN}$$



3. Effort tranchant :

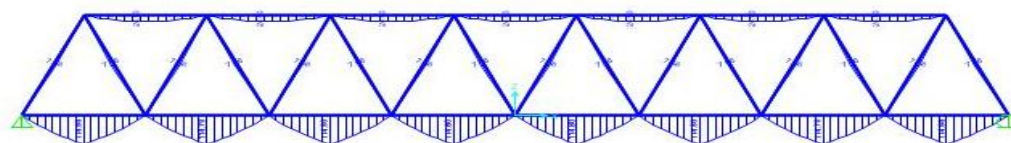
$$T_{\max} = -41.13 \text{ kN}$$

$$T_{\min} = 41.13 \text{ kN}$$



4. Moment fléchissant :

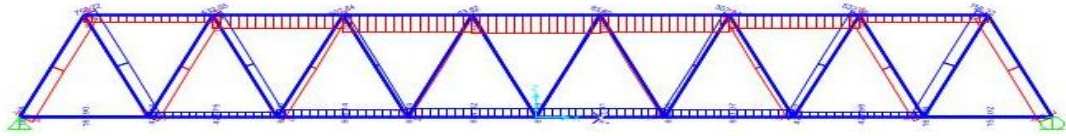
$$M_{\max} = 114.89 \text{ kN.m}$$



5. Effort normal :

$$N_{\max} = 756.22 \text{ kN.}$$

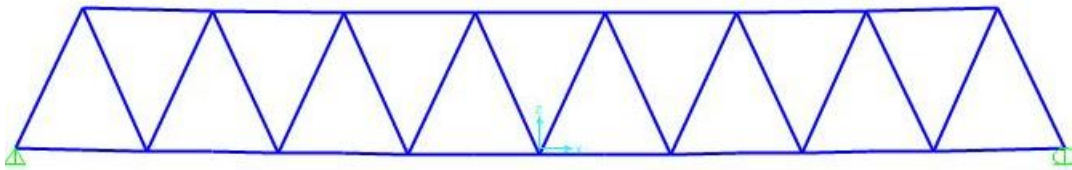
$$N_{\min} = 1501.11 \text{ kN.}$$



✓ UIC71 + SW/0 :

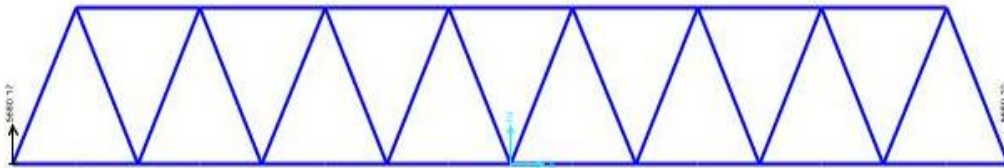
Après avoir traité tous les cas de chargement selon les lignes d'influences de chaque effort, le cas le plus défavorable est le suivant :

1. Allure de la déformée :



2. Réaction :

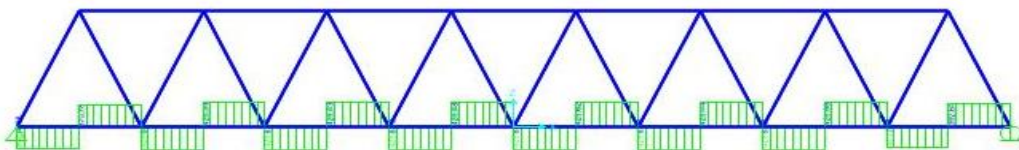
$$R_{\max} = 5680.10 \text{KN.}$$



3. Effort tranchant :

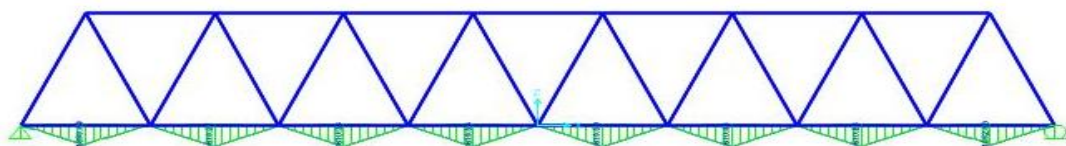
$$T_{\max} = 429.56 \text{KN.}$$

$$T_{\min} = -429.622 \text{KN.}$$



4. Moment fléchissant :

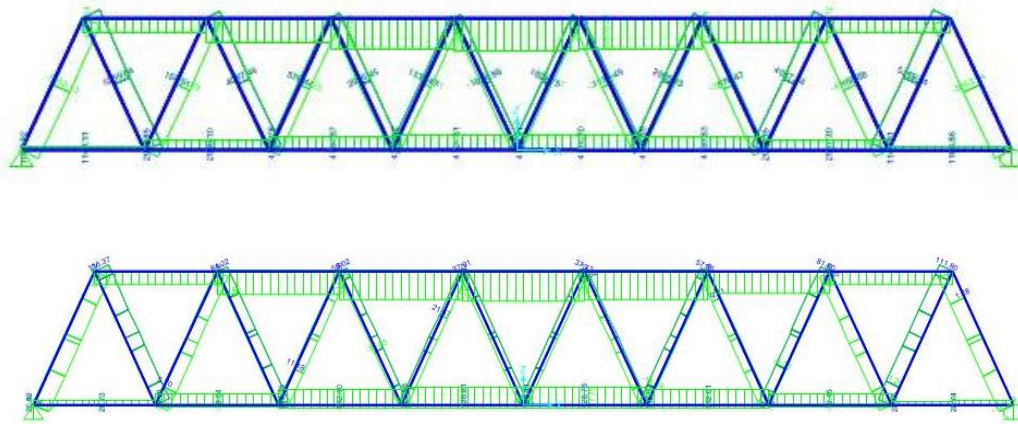
$$M_{\max} = 1610.36 \text{KN.M}$$



5. Effort normal :

$$N_{\max} = 4724.81 \text{ KN.}$$

$$N_{\min} = -8166.34 \text{ KN.}$$



Remarque :

Diagrammes des combinaisons (SW/2 ; train à vide ; déraillement du train ; charges sur accotement) sont en annexe

✓ Tableau des efforts internes :

Cas de charge	Effort	UIC71+SW/0	SW/2	Train à vide
Effet statique	R	5680.10	3937.40	299.988
	T+	429.56	218.48	14.57
	T-	-429.622	-218.45	-14.57
	M	1610.36	819.25	54.63
	N+	4724.81	3052.69	255.073
	N-	-8166.34	-6486.25	-553.544
Effet dynamique $\phi_3 = 1.02$	R	5793.71	4016.15	305.99
	T+	438.16	222.85	14.87
	T-	-438.22	-222.82	-14.87
	M	1642.57	835.64	55.73
	N+	4819.31	3113.75	260.175
	N-	-8329.67	-6615.975	-544.214

Déraillement	R	520.71
	T+	135.75
	T-	-135.70
	M	509.08
	N+	490.460
	N-	-945.42

Tableau. V.1.sollicitations longitudinales

V.2.2.Distribution transversale :

Il s'agit, de déterminer transversalement les efforts (réaction, moment et effort tranchant) qui reviendront à chaque poutre et de cela prendre en considération la poutre la plus sollicitée.

Pour la répartition transversale notre pont sera assimilé à une poutre isostatique reposant sur deux appuis. La poutre sera chargée par une charge unitaire concentrée de 1KN, sa position correspond à celle de la charge considérée (poids propre, UIC71, SW/0 etc.).Pour la répartition transversale, on examine les différents cas de chargement.

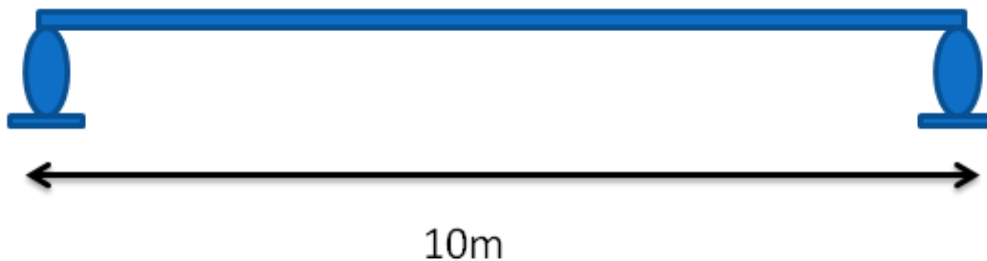


Figure. V.3.schéma statique transversal de la structure du pont

Remarque : Les diagrammes des efforts internes sont en annexe.

✓ Surcharge verticale :

Selon [réf 01] les surcharges verticales ont une excentricité due à des imperfections lors de la réalisation de l'ordre de 8cm.

✓ Excentricité des charges verticales :

L'effet d'excentrement des charges verticales doit être pris en considération en limitant le rapport de roue d'un même essieu, l'excentricité correspondante est $e = S / L$

e : l'excentricité

S : l'écartement des rails.

Pour notre cas $S=1.435$ m (voie normal) donc $e=1.435/18$ $e=8$ cm.

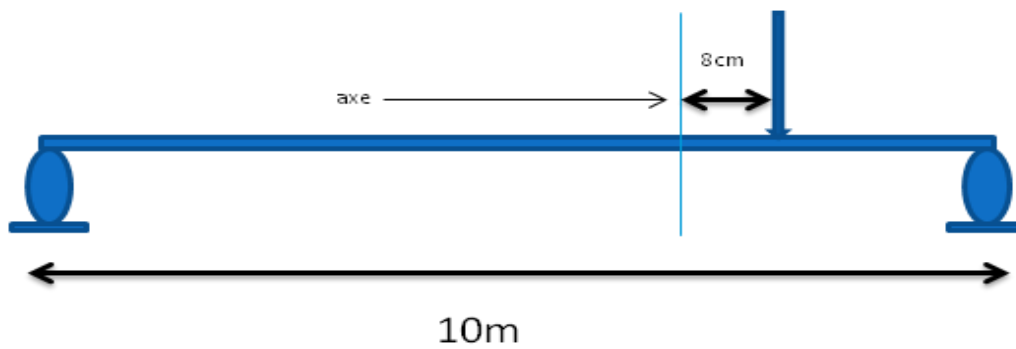


Figure. V.4.Excentricité transversal du chargement

✓ **Charges sur accotement :**

Selon la ligne d'influence le cas le plus défavorable $P=6.25$ KN/ml avec deux accotements chargés :

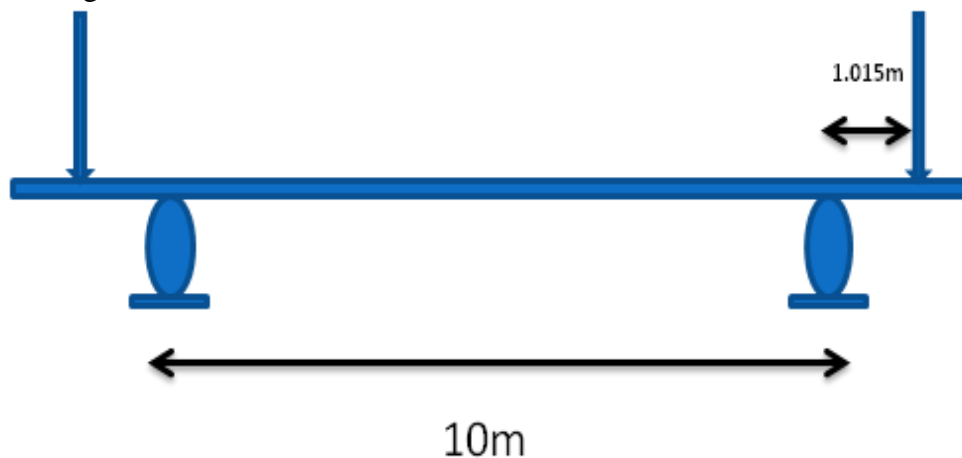


Figure. V.5.chargement sur accotement

✓ **Tableau des efforts internes : (KN, KN.m)**

Cas de charge	Effort	UIC7I+SW/0	SW/2	Train à vide
Effet statique	R	5680.10	3937.40	299.99
	T+	518.64	272.49	18.17
	T-	-518.64	-272.49	-18.17
	M	1438.60	754.39	50.29
Effet dynamique	R	5793.71	4016.15	305.99
	T+	606.80	318.81	21.26
	T-	-606.80	-318.81	-21.26
	M	1683.16	882.63	58.84

Déraillement	R		690.64	
	T+		156.40	
	T-		-207.63	
	M		519.26	

Tableau. V.2.sollicitations transversales.

La combinaison qui nous a donné la plus grande valeur des efforts internes calculés et :

- *ELU fondamentale (résistance).*
- *ELS fréquent.*
- *ELU accidentel.*

On résume les résultats dans le tableau suivant :

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>	<i>ELU accidentels</i>
Diagonale sollicitée à la compression	N= -9586.94 KN	N= -4269.41 KN	N= -507.54 KN
Diagonale sollicitée à la traction	N= 8938.92 KN	N= 3974.00 KN	N= 490.46 KN
Caisson supérieur	N= -12555 KN	N= -5147.91 KN	N= -945.42 KN
Caisson inférieur	N= 8064.51 KN	N= 3578.70 KN	N= 413.20 KN
	M= 2548.77 KN.m	M= 1100.66 KN.m	M= 439.72 KN.m
	T= 699.63 KN	T= 298.87 KN	T= 512.14 KN
Longeron	M= 361.40 KN.m	M= 149.74 KN.m	M= 44.65 KN.m
Entretoise	M = 2900.66 KN.m	M= 1672.32 KN.m	M= 886.26 KN.m
	T = 900.65 KN	T = 374.32 KN	T =582.45 KN

Tableau. V.3.efforts résultants des combinaisons les plus défavorables.

V.3. Etude des sections les plus sollicitées :

V.3.1. caractéristiques géométriques des sections à vérifier:

Avant toutes vérifications il faut qu'on détermine d'abord les caractéristiques géométriques des sections à étudier :

On remarque que nos sections sont toutes des sections bi-symétriques ce qui nous donne plusieurs simplifications lors du calcul.

✓ Entretoise :

➤ forme géométrique : définie dans le chapitre pré-dimensionnement

➤ position d'axe neutre : $Z_{el} = h_T / 2 = 716 / 2 = 358 \text{ mm}$

➤ La section : $\Omega = (304 \times 40 \times 2) + (636 \times 21) = 37676 \text{ mm}^2$

➤ Les moments d'inertie :

par rapport à y : $I_y = 1/12 \times 21 \times 636^3 + 2 \times (1/12 \times 304 \times 40^3 + 304 \times 40 \times 338^2) = 3.23 \times 10^9 \text{ mm}^4$

par rapport à z : $I_z = 1/12 \times 21^3 \times 636 + 2 \times (1/12 \times 304^3 \times 40) = 1.88 \times 10^8 \text{ mm}^4$

➤ constante K de la torsion uniforme :

$K = \Omega^4 / 40 \times (I_y + I_z) = 37676^4 / 40 \times (3.23 \times 10^9 + 1.88 \times 10^8) = 1.47 \times 10^7 \text{ mm}^4$.

➤ moment élastique :

par rapport à y : $M_{el,y} = W_{el} \times f_y = f_y \times I_y / Z_{el} = 355 \times 3.23 \times 10^9 / 358 = 3.023 \times 10^9 \text{ N.mm}$

➤ moment statique de la demi-section :

$S_y = 304 \times 40 \times 338 + 318^2 \times 21 / 2 = 5.172 \times 10^6 \text{ mm}^3$

➤ moment plastique :

par rapport à y : $M_{pl,y} = W_{pl} \times f_y = f_y \times 2 \times S_y = 355 \times 2 \times 5.172 \times 10^6 = 3.67 \times 10^9 \text{ N.mm}$

✓ Longeron :

➤ forme géométrique : définie dans le chapitre pré-dimensionnement

➤ position d'axe neutre : $Z_{el} = h_T / 2 = 290 / 2 = 145 \text{ mm}$

➤ la section : $\Omega = (300 \times 14 \times 2) + (262 \times 8.5) = 10627 \text{ mm}^2$

➤ Les moments d'inertie :

par rapport à y : $I_y = 1/12 \times 8.5 \times 262^3 + 2 \times (1/12 \times 300 \times 14^3 + 300 \times 14 \times 138^2) = 1.73 \times 10^8 \text{ mm}^4$

par rapport à z : $I_z = 1/12 \times 8.5^3 \times 262 + 2 \times (1/12 \times 300^3 \times 14) = 6.30 \times 10^7 \text{ mm}^4$

➤ Constante K de la torsion uniforme :

$K = \Omega^4 / 40 \times (I_y + I_z) = 10627^4 / 40 \times (1.73 \times 10^8 + 6.30 \times 10^7) = 1.35 \times 10^6 \text{ mm}^4$.

➤ moment élastique :

par rapport à y : $M_{el,y} = W_{el} \times f_y = f_y \times I_y / Z_{el} = 355 \times 1.73 \times 10^8 / 145 = 4.235 \times 10^8 \text{ N.mm}$

- moment statique de la demi-section :

$$S_y = 300 \times 14 \times 138 + 131^2 \times 8.5 / 2 = 6.525 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

- moment plastique :

$$\text{par rapport à } y : M_{pl,y} = W_{pl} \times f_y = f_y \times 2 \times S_y = 355 \times 2 \times 6.525 \times 10^5 = 4.633 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

✓ Caisson supérieur :

- forme géométrique : définie dans le chapitre pré-dimensionnement
- position d'axe neutre : $Z_{el} = h_T / 2 = 924 / 2 = 462 \text{ mm}$
- la section : $\Omega = 2 \times (612 \times 24 + 876 \times 24) = 71424 \text{ mm}^2$
- Les moments d'inertie :

par rapport à y :

$$I_y = 2 \times \left(1/12 \times 612 \times 24^3 + 612 \times 24 \times 450^2 + 1/12 \times 24 \times 876^3 \right) = 8.6389 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

par rapport à z :

$$I_z = 2 \times \left(1/12 \times 24^3 \times 876 + 876 \times 12 \times 300^2 + 1/12 \times 24 \times 612^3 \right) = 4.7032 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

- constante K de la torsion uniforme :

$$K = \Omega^4 / 40 \times (I_y + I_z) = 71424^4 / 40 \times (8.6389 \times 10^9 + 4.7032 \times 10^9) = 4.8763 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

- moment élastique :

$$\text{par rapport à } y : M_{el,y} = W_{el} \times f_y = f_y \times I_y / Z_{el} = 355 \times 8.639 \times 10^9 / 462 = 6.638 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

- moment statique de la demi-section :

$$S_y = 612 \times 24 \times 462 + 2 \times (426^2 \times 24 / 2) = 1.114 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

- moment plastique :

$$\text{par rapport à } y : M_{pl,y} = W_{pl} \times f_y = f_y \times 2 \times S_y = 355 \times 2 \times 1.114 \times 10^7 = 7.910 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

✓ Caisson inférieur :

- forme géométrique : définie dans le chapitre pré-dimensionnement
- position d'axe neutre : $Z_{el} = h_T / 2 = 1524 / 2 = 762 \text{ mm}$
- la section : $\Omega = 2 \times (588 \times 24 + 1524 \times 12) + 16 \times 588 = 7.42 \times 10^4 \text{ mm}^2$
- les moments d'inertie :

par rapport à y :

$$I_y = 2 \times \left(1/12 \times 612 \times 24^3 + 612 \times 24 \times 750^2 + 1/12 \times 12 \times 1476^3 \right) + 1/12 \times 16^3 \times 588 = 22.96 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

par rapport à z :

$$I_z = 2 \times \left(1/12 \times 612^3 \times 24 + 1476 \times 12 \times 300^2 + 1/12 \times 1476 \times 12^3 \right) + 1/12 \times 588^3 \times 16 = 8.96 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

- constant K de la torsion uniforme :

$$K = \Omega^4 / 40 \times (I_y + I_z) = 74200^4 / 40 \times (22.96 \times 10^9 + 8.96 \times 10^9) = 2.37 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

➤ moment élastique :

$$\text{par rapport à } y : M_{el,y} = W_{el} \times f_y = f_y \times I_y / Z_{el} = 355 \times 22.96 \times 10^9 / 762 = 1.07 \times 10^{10} \text{ N.mm}$$

➤ moment statique de la demi-section :

$$S_y = 612 \times 24 \times 762 + 2 \times (726^2 \times 24 / 2) = 2.384 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

➤ moment plastique :

$$\text{par rapport à } y : M_{pl,y} = W_{pl} \times f_y = f_y \times 2 \times S_y = 355 \times 2 \times 2.384 \times 10^7 = 1.693 \times 10^{10} \text{ N.mm}$$

✓ Diagonale :

➤ forme géométrique : défini dans la partie du pré-dimensionnement

➤ position d'axe neutre : $Z_{el} = h_T / 2 = 524 / 2 = 262 \text{ mm}$

➤ la section : $\Omega = 2 \times 24 \times (524 + 476) = 4.8 \times 10^4 \text{ mm}^2$

➤ les moments d'inertie :

par rapport à y :

$$I_y = 2 \times (1/12 \times 524 \times 24^3 + 524 \times 24 \times 250^2 + 1/12 \times 24 \times 476^3) = 2.00 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

par rapport à z :

$$I_z = 2 \times (1/12 \times 24^3 \times 476 + 476 \times 24 \times 250^2 + 1/12 \times 24 \times 524^3) = 2.00 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

➤ constante K de la torsion uniforme :

$$K = \Omega^4 / 40 \times (I_y + I_z) = 48000^4 / 80 \times (2.00 \times 10^9) = 3.317 \times 10^7 \text{ mm}^4.$$

➤ moment élastique :

$$\text{par rapport à } y : M_{el,y} = W_{el} \times f_y = f_y \times I_y / Z_{el} = 355 \times 2.00 \times 10^9 / 262 = 2.71 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

➤ moment statique de la demi-section :

$$S_y = 524 \times 24 \times 250 + 2 \times (226^2 \times 24 / 2) = 4.369 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

➤ moment plastique :

$$\text{par rapport à } y : M_{pl,y} = W_{pl} \times f_y = f_y \times 2 \times S_y = 355 \times 2 \times 4.37 \times 10^6 = 3.40 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

	h_w (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	$\Omega \times 10^4$ (mm ²)	$I_y \times 10^9$ (mm ⁴)	$M_{el/y} \times 10^9$ (N.mm)	$M_{pl/y} \times 10^9$ (N.mm)	$N_{pl} \times 10^7$ (N)
Diagonale	500	500	24	24	4.80	2.00	2.70	3.40	1.70
Caisson sup	900	600	24	24	7.14	8.63	6.64	7.96	2.53
Caisson inf	1500	600	12	24	7.42	22.96	10.87	12.5	2.30
Entretoise	676	304	21	40	3.77	3.23	3.20	3.67	1.38
Longeron	276	300	8.5	14	1.06	1.73E-1	4.23E-1	6.19E-1	3.77E-1

Tableau. V.4. caractéristiques géométriques des sections dangereuses.

- h_w est la hauteur de la section (la distance entre les axes des semelles).

- b est la largeur de la section.
- t_o est l'épaisseur des âmes.
- t_f est l'épaisseur des semelles.
- Ω est l'aire de la section.
- I_y est le moment d'inertie de la section selon l'axe y .
- $M_{el/y}$ est le moment élastique de la section selon l'axe y .
- $M_{pl/y}$ est le moment plastique de la section selon l'axe y .
- N_{pl} est l'effort normal plastique de la section.

V.3.2. Procédures de calcul [réf 09]:

1. Vérification vis à vis du voilement :

Le voilement est le phénomène d'instabilité des plaques minces sollicitées dans leur plan.

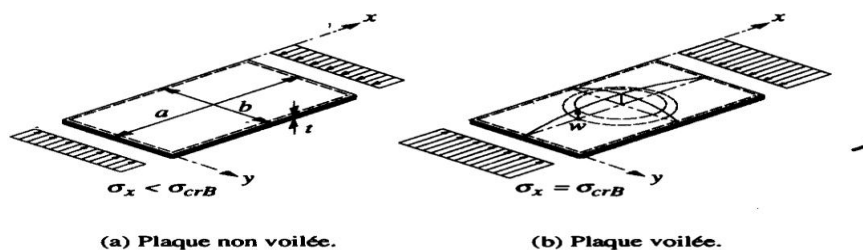


Figure. V.6. Voilement de plaque

1.1. Contrainte critique du voilement élastique :

Soit une plaque rectangulaire, articulée sur ses quatre bords. En considérant le voilement comme un phénomène d'instabilité par bifurcation de l'équilibre, on peut calculer la valeur de la contrainte critique de voilement élastique $\sigma_{cr,B}$ en se basant sur les hypothèses suivantes :

- la plaque est initialement parfaitement plane.
- les déformations hors du plan lors du voilement sont faibles.
- la plaque est sollicitée par des charges agissant dans son plan moyen.
- le matériau est infiniment élastique linéaire.

$$\sigma_{cr,B} = k \times \sigma_E$$

En définissant le coefficient de voilement k par :

$$k = \left(\frac{m}{\alpha} + \frac{\alpha}{m} \right)^2$$

Avec : m est le nombre de cloques dans le sens x

$$\alpha = a/b$$

Et la contrainte de référence d'Euler σ_E par la relation suivante, qui ne dépend pas de la limite d'élasticité du matériau mais de la géométrie (élancement t/b) de la plaque :

$$\sigma_E = \pi^2 E / 12(1 - \nu^2) \times \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

Pour l'acier :

$$\sigma_E = 190\,000 \times \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad \left[\text{N/mm}^2 \right]$$

1.2. Influence des conditions de bord :

Le cas de la plaque rectangulaire articulée sur ses quatre bords ne constitue qu'un cas particulier d'éléments pouvant être sensibles au phénomène du voilement. La figure suivante montre les autres conditions de bord possibles, ainsi que leur représentation symbolique. Le type de condition de bord à introduire dans le calcul dépend du comportement réel du bord de la plaque, qui est influencé par sa liaison avec les éléments adjacents. Pratiquement, les plaques ne sont jamais parfaitement articulées ou encastées, étant donné qu'elles constituent en général les parois d'éléments de construction. On admet souvent, par simplification, que ces éléments plans sont articulés sur leurs bords, ce qui est une hypothèse conservatrice. Pour un profilé laminé par exemple, il existe en réalité un certain encastrement de l'âme dans les ailes, qui représentent des appuis à ressort ayant une certaine rigidité flexionnelle.

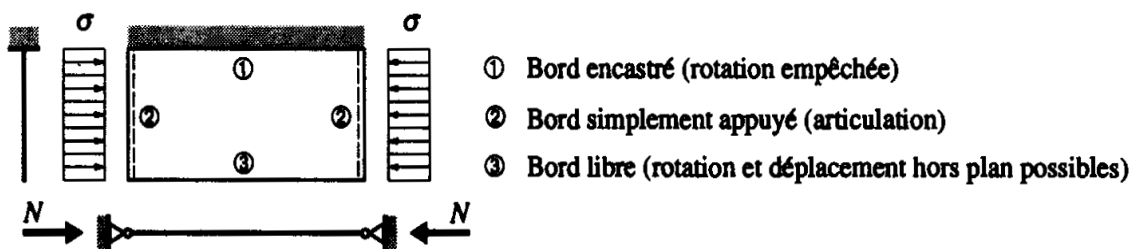


Figure.V.7. Conditions de bord de la plaque et leurs représentations

1.3. Influence des sollicitations :

Le cas de sollicitation le plus général est le cas de la plaque soumise à des forces extérieures provoquant des contraintes normales σ_x , et σ_y , ainsi que des contraintes de cisaillement. Nous n'aborderons ici que le cas des plaques sollicitées dans une seule direction, en examinant successivement l'effet des contraintes normales, des contraintes de cisaillement et des sollicitations composées.

- Contraintes normales :

Les contraintes normales dans une plaque peuvent être dues à de la traction, à de la compression ou à de la flexion. Pour les plaques soumises à des contraintes de traction, il n'y a pas de problème d'instabilité. Mais dès qu'une partie de la plaque est comprimée, il y a danger de voilement. Ce danger s'accroît au fur et à mesure que la zone comprimée augmente, ce qui se traduit par une diminution du coefficient de voilement.

- Contraintes de cisaillement :

Pour une plaque cisailée, l'état déformé de la plaque permet de voir qu'il se forme une bielle comprimée et une bielle tendue. Le voilement peut alors être assimilé au «flambage» de la bielle comprimée hors du plan de la plaque, la bielle tendue contribuant à l'effet de membrane.

- Sollicitations composées :

Pour les plaques soumises simultanément à des contraintes normales et à des contraintes de cisaillement, il existe des relations d'interaction approchées, basées sur le critère de plastification de Von Mises, permettant de tenir compte de la combinaison de ces efforts. Ces relations aboutissent au calcul d'une contrainte fictive appelée contrainte critique de comparaison σ_{gr} pour une plaque soumise à des contraintes normales variant le long du bord, et à des contraintes de cisaillement :

$$\sigma_{gr} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{x,crB}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{x,crB}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}$$

ψ : est le rapport entre les contraintes normales maximales (avec leurs signe).

σ_1 : est la valeur de la contrainte normale maximale.

$\sigma_{x,crB}$: est la contrainte critique de voilement élastique de la plaque soumise à des contraintes normales.

τ_{cr} : est la contrainte de cisaillement critique.

Le tableau suivant résume les valeurs minimales du coefficient de voilement k pour quelques cas courants, en considérant différents types de sollicitations et de conditions de bord. Les cellules vides de ce tableau correspondent à des situations qui n'ont pas été étudiées de façon particulière.

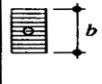
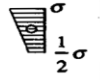
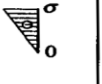
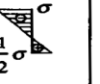






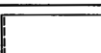
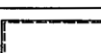
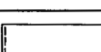
Conditions de bord	Contraintes normales					Contraintes de cisaillement (formules approchées)
						
	4.00	5.32	7.81	13.40	23.9	$\alpha \geq 1 : k = 5.34 + (4.00/\alpha^2)$ $\alpha \leq 1 : k = 4.00 + (5.34/\alpha^2)$
	6.97	9.27	13.54	24.5	39.52	$\alpha \geq 1 : k = 9.00 + (3.30/\alpha^2)$ $\alpha \leq 1 : k = 7.00 + (5.30/\alpha^2)$
	5.41		11.73		39.52	$\alpha \geq 1 : k = 7.50 + (4.00/\alpha^2)$ $\alpha \leq 1 : k = 6.50 + (5.00/\alpha^2)$
	5.41		9.54		23.94	
	1.28		5.91			
	1.28		1.608		2.134	
	0.426		1.702			
	0.426		0.567		0.851	

Tableau. V.5. quelques valeurs du coefficient k [réf 09].

La théorie linéaire du voilement élastique considère un phénomène d'instabilité par bifurcation, en se basant sur les hypothèses restrictives formulées précédemment. La réalité est en fait est différente (par exemple : l'effet des déformations initiales dues aux défauts d'exécution... etc.)

Et pour cela on ne peut pas dire que les contraintes de compression vont être uniformément réparties (dans le domaine post critique au delà de la charge critique) ; la solution est d'admettre une largeur efficace b_{eff} sur laquelle les contraintes de compression sont uniformément réparties :

$$b_{eff} = 0.9 \times b / \overline{\lambda}_B$$

b : la largeur totale de la plaque.

$\overline{\lambda}_B$: Coefficient d'élanement. Avec $\overline{\lambda}_B = \sqrt{\sigma_{max} / \sigma_{crB}}$.

σ_{max} : la contrainte interne maximale aux bords de la plaque.

σ_{crB} : la contrainte critique de voilement élastique en considérant la largeur totale b

Si l'on tient compte, lors de la vérification à la ruine, d'une plastification des sections ou même d'une redistribution des efforts intérieurs au moyen d'un calcul plastique, on doit éviter d'avoir un voilement local avant la ruine de l'élément. Les parois des éléments de construction doivent par conséquent respecter certaines conditions, qui dépendent du type de calcul effectué. Selon la norme **SIA 161** :

- $\overline{\lambda}_B \leq 0.9$ pour un calcul Elastique - Elastique.
- $\overline{\lambda}_B \leq 0.7$ pour un calcul Elastique - Plastique.
- $\overline{\lambda}_B \leq 0.6$ pour un calcul Plastique - Plastique.

2. Vérification vis-à-vis flambement :

2.1. Charge critique :

N_{cr} est égale à la charge pour laquelle la barre est en équilibre indifférent.

$$N_{cr} = \pi^2 \times EI / l_k^2$$

- E : module d'élasticité
- I : inertie de la section de la barre par rapport à l'axe perpendiculaire au plan de déformation.
- l_k : longueur de flambage de la barre.

2.2. Longueur de flambage :

l_k est égale à la longueur de la barre bi-articulée fictive qui aurait la même charge critique que la barre étudiée; c'est aussi la distance entre deux points d'inflexion de la déformée.

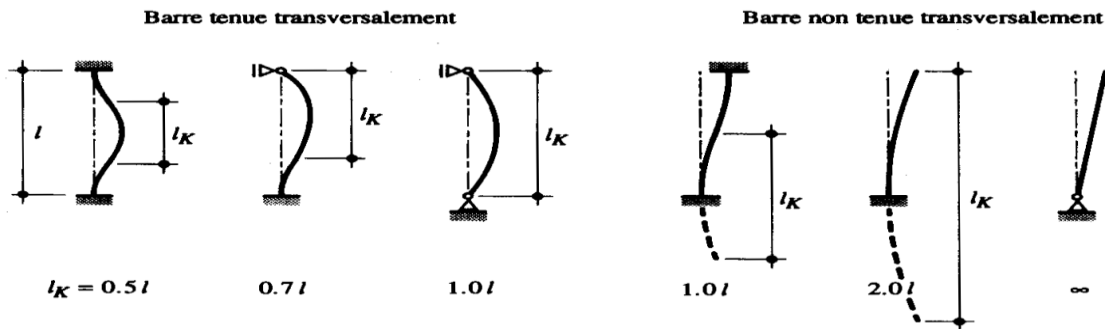


Figure. V.8. La longueur de flambage d'une barre comprimée pour différent type d'appuis

On peut définir alors la contrainte critique du flambement élastique σ_{cr} :

$$\sigma_{cr} = N_{cr} / A = \pi^2 EI / l_k^2 A = \pi^2 E / \lambda_k^2$$

- A : Aire de la section.
- i : Rayon de giration de la section de la barre par rapport à l'axe perpendiculaire au plan de déformation.
- λ_k : L'élanement de la barre défini comme étant égal au rapport entre sa longueur de flambage l_k et son rayon de giration i

$$\lambda_k = l_k / i$$

2.3. L'élanement limite élastique :

λ_E il correspond à l'intersection de la courbe donnant N_{cr} avec l'effort normal plastique N_{pl} ; il s'exprime par :

$$\lambda_E = \pi \sqrt{E / f_y}$$

- E : Module d'élasticité de l'acier.
- f_y : limite d'élasticité de l'acier.
Et sa valeur numérique vaut :
- $\lambda_E = 94$ pour l'acier de type S235.
- $\lambda_E = 87$ pour l'acier de type S275.
- $\lambda_E = 76$ pour l'acier de type S355.
- $\lambda_E = 67$ pour l'acier de type S460.

2.4. Le coefficient d'élanement :

$\bar{\lambda}_k$ est le rapport entre les deux élanements λ_E et λ_k

$$\bar{\lambda}_k = \lambda_k / \lambda_E$$

On peut tirer la valeur du coefficient réducteur de la limite d'élasticité k puis faire la vérification suivante :

$$N_d \leq N_k / \delta_M$$

$$N_k = k \times N_{pl}$$

3. Vérification vis-à-vis le déversement :

Les poutres fléchies ont en général une inertie par rapport à l'axe z est inférieure à celle relative à l'axe y , cela peut être la cause d'un phénomène d'instabilité appelé déversement.

3.1. Moment critique du déversement élastique :

On peut calculer le moment critique du déversement élastique d'une poutre fléchie quelque soit la géométrie de sa section transversale en tenant compte des conditions d'appuis et du type de chargement par la formule suivante :

$$M_{crB} = C_1 \pi^2 EI_z / K_\phi K_v I_D^2 \left[\sqrt{(C_2 z_a + C_3 \beta)^2 + I_\omega / I_z \times (G K K_\phi^2 I_D^2 / \pi^2 EI_\omega + 1)} + C_2 z_a + C_3 \beta \right]$$

Avec :

M_{crB} : moment critique du déversement élastique.

C_1 , C_2 et C_3 : facteurs dépendant du type de chargement et des conditions d'appui

K_ϕ et K_v : coefficients d'encastrement aux appuis

z_a : distance entre le centre de cisaillement C et le point d'application de la charge (positive si ce dernier se trouve entre le centre de cisaillement et la semelle tendue)

β : la caractéristique sectorielle de la section ($\beta = 0$ pour une section bisymétrique)

$$\beta = z_c + 1/2 I_y \times \int_A z (y^2 + z^2) dA$$

z_c : distance entre le centre de cisaillement C et le centre de gravité G (positive si le centre de cisaillement se trouve entre le centre de gravité et la semelle comprimée)

I_D : longueur du déversement (distance entre deux appuis latéraux empêchant le déversement)

G : module de glissement ($G = 81 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$)

K : constante de torsion uniforme ($K \cong A^4 / 40 \times (I_y + I_z)$)

GK : rigidité de torsion

E : module d'élasticité ($E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}$)

I_z : moment d'inertie par rapport à l'axe z

EI_z : rigidité de flexion latérale

I_ω : moment d'inertie sectoriel de la section

EI_ω : rigidité de torsion non uniforme

3.2. Calcul du moment de déversement :

Le moment critique de déversement élastique M_{crD} , exprimé par la relation définie ci-dessus est déterminé à l'aide de la théorie de la stabilité élastique. Pour établir le moment de déversement M_D d'une poutre réelle, il faut, tout comme pour le flambage, tenir compte de ses imperfections géométriques et structurales, ainsi que de la limite d'élasticité de l'acier. Le moment de déversement M_D , qui ne peut pas être supérieur au moment plastique M_{pl} , s'obtient par la relation suivante :

$$M_D = M_R / \sqrt[2.25]{1 + (M_R / M_{crB})^{2.25}}$$

M_R : moment élastique M_{el} ou plastique M_{pl} de la section, selon le type de calcul de la résistance

M_{crD} : moment critique de déversement élastique

3.3. Vérification de la résistance au déversement :

.Elle se fait à l'aide de la relation suivante :

$$M_d \leq M_D / \delta_M$$

M_D : moment du déversement

M_d : moment du dimensionnement

δ_M : ntle coefficient t de sécurité = 1.1 [ref 05]

V.3.3. Etude de la diagonale la plus sollicitée en traction :

V.3.3.1. Vérification à l'ELU :

On doit vérifier la section de la diagonale (2-3) la plus sollicitée en traction par un effort normal de dimensionnement : $N_d = 8938.92$ KN

Puisque le comportement vis-à-vis de la traction est bon, on n'aura pas de phénomène de flambement, la condition de dimensionnement est :

$$N_d \leq N_{pl} / \delta_M$$

- N_d : effort normal de dimensionnement.
- N_{pl} : effort normal plastique.
- $\delta_M = 1.1$.

$$N_{pl} = \Omega \times f_y \Rightarrow N_d \leq \Omega \times f_y / 1.1 \Rightarrow \Omega \geq N_d \times 1.1 / f_y$$

Vérification de cette relation:

$$\Omega \geq N_d \times 1.1 / f_y = 8938.92 \times 10^3 \times 1.1 / 355 = 2.77 \times 10^4 \text{ mm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Puisque :

$$\Omega = 500 \times 2 \times 48 = 4.8 \times 10^4 \text{ mm}^2.$$

V.3.3.2. Vérification à l'ELS :

Les sollicitations de calcul :

- $N_{d,ser} = 3974.00$ KN

Contraintes dues à l'effort normal (contrainte de traction):

$$\sigma_N = N_d / \Omega = 3974 \times 10^3 / 48000 = 82.79 \text{ N/mm}^2 \leq f_y \quad (\text{vérifiée})$$

V.3.4. Etude de la diagonale la plus sollicitée en compression :

V.3.4.1. Vérification à l'ELU :

On doit vérifier la section de la diagonale la plus sollicitée en compression simple par un effort normal: $N_d = -9586.94$ KN.

Dans ce cas le calcul ne s'est pas basé sur N_{pl} mais sur N_K (avec prise en compte du phénomène du flambement)

✓ Etude du flambement :

Type de flambement à considérer : flambement par flexion.

Le plan du flambement :

Cas : flambement hors plan.

Longueur du flambement hors plan pour les diagonales $l_k = 1.0 l = 8.950$ m

La section $\Omega = 4.80 \times 10^4$ mm².

Le moment d'inertie selon l'axe perpendiculaire au plan de déformation est $I_z = 2.00 \times 10^9$ mm⁴.

Le rayon de giration : $i = \sqrt{I_z / \Omega} = \sqrt{2.00 \times 10^9 / 4.80 \times 10^4} = 204.12$ mm.

L'élanement de la barre : $\lambda_k = l_k / i = 8950 / 204.12 = 43.84$

L'élanement limite : $\lambda_E = 76$

Le coefficient d'élanement : $\bar{\lambda}_k = \lambda_k / \lambda_E = 43.84 / 76 = 0.577$

La courbe du flambement c car: $b/t_f = 524/24 = 21.83 / 30$ [réf 05].

Calcul de k_y :

$$k_y = 1 / (\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}) \quad \text{avec : } \phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_k \beta_A^{0.5} \quad \beta_A = 1$$

$$\beta_A = \Omega_{\text{eff}} / \Omega_{\text{brute}}$$

$\bar{\lambda} = 0.577$ $\bar{\lambda} > 0.2$ le flambement est pris en considération

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.577 - 0.2) + 0.577^2] = 0.759$$

$$k_y = 1 / (0.759 + [0.759^2 - 0.577^2]^{0.5}) = 0.799$$

Cas : flambement dans le plan.

Longueur du flambement dans le plan pour les diagonales $l_k = 0.8l = 7.16$ m

La section $\Omega = 4.80 \times 10^4$ mm².

Le moment d'inertie selon l'axe concerné est $I_y = 2.00 \times 10^9$ mm⁴.

Le rayon de giration : $i = \sqrt{I_y / \Omega} = \sqrt{2.00 \times 10^9 / 4.80 \times 10^4} = 204.12$ mm.

L'élanement de la barre : $\lambda_k = l_k / i = 7160 / 204.12 = 35.08$

L'élanement limite : $\lambda_E = 76$

Le coefficient d'élanement : $\bar{\lambda}_k = \lambda_k / \lambda_E = 35.08 / 76 = 0.461$

La courbe du flambement c car $h/t_w = 476/24 = 19.83 / 30$ [réf 05].

Calcul de k_z :

$$\beta_A = 1$$

$$\bar{\lambda} = 0.461 \quad \bar{\lambda} > 0.2 \text{ le flambement est pris en considération}$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.461 - 0.2) + 0.461^2] = 0.670$$

$$k_z = 1 / (0.670 + [0.670^2 - 0.461^2]^{0.5}) = 0.865$$

✓ **Vérification du voilement de l'âme et de la semelle :**

L'âme :

Pour la vérification de la stabilité de l'âme vis-à-vis le phénomène du voilement on peut l'assimiler à une plaque simplement articulée sur ces quatre bords avec :

- une épaisseur $t=24$ mm.
- une largeur $b=476$ mm.
- une longueur $a=8950$ mm.

$$\sigma_E = 190000 \times (t/b)^2 = 190000 \times (24/476)^2 = 483.02 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,crB} = \sigma_E \times k = 483.02 \times 4 = 1932.08 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\max} = \min(k_z, k_y) \times 355 = 355 \times 0.799 = 283.645 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\sigma_{\max} / \sigma_{crB}} = \sqrt{283.645 / 1932.08} = 0.383 \leq 0.7 \Rightarrow b_{\text{eff}} = b$$

La semelle :

Pour la vérification de la stabilité de la semelle vis-à-vis le phénomène du voilement on peut l'assimiler à une plaque simplement articulée sur ces quatre bords avec :

- une épaisseur $t=24$ mm.
- une largeur $b=524$ mm.
- une longueur $a=8950$ mm.

$$\sigma_E = 190000 \times (t/b)^2 = 190000 \times (24/524)^2 = 398.58 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,crB} = \sigma_E \times k = 398.58 \times 4 = 1594.31 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\sigma_{\max} / \sigma_{crB}} = \sqrt{283.645 / 1594.31} = 0.421 \leq 0.7 \Rightarrow b_{\text{eff}} = b$$

✓ **Vérification de la section :**

$$N_d \leq N_k / \delta_M = \Omega \times k_{\min} \times f_y / \delta_M = 4.80 \times 10^4 \times 0.799 \times 355 / 1.1 = 1.237 \times 10^7 \text{ N} \quad (\text{vérifiée})$$

Car

$$|N_d| = 9586.94 \text{ KN.}$$

V.3.4.2. Vérification à l'ELS :

Les sollicitations de calcul : $N_{d,ser} = -4269.41 \text{ KN}$

Contraintes dues à l'effort normal (contraintes de compression) :

$$\sigma_N = N_d / \Omega = 4269.41 \times 10^3 / 48000 = 88.94 \text{ N/mm}^2 \leq f_y \quad (\text{vérifiée})$$

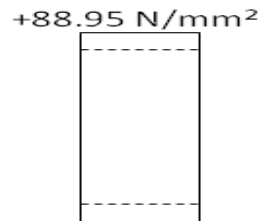


Figure. V.9. Distribution des contraintes normales.

✓ **Vérification du voilement de l'âme et de la semelle :**

L'âme :

$$\sigma_E = 190000 \times (t/b)^2 = 190000 \times (24/476)^2 = 483.02 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,crB} = \sigma_E \times k = 483.02 \times 4 = 1932.08 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\sigma_{\max} / \sigma_{crB}} = \sqrt{88.94 / 1932.08} = 0.214 \leq 0.9 \quad (\text{vérifiée})$$

La semelle :

$$\sigma_E = 190000 \times (t/b)^2 = 190000 \times (24/524)^2 = 398.58 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,crB} = \sigma_E \times k = 398.58 \times 4 = 1594.31 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\sigma_{\max} / \sigma_{crB}} = \sqrt{88.94 / 1594.31} = 0.236 \leq 0.6 \quad (\text{vérifiée})$$

V.3.5. Etude de caisson supérieur :

V.3.5.1. vérification à l'ELU :

On doit vérifier la section du caisson sollicité par :

- un effort normal de compression : $N_d = -12555 \text{ KN}$
- un moment fléchissant M_d résulte de l'excentricité de l'effort N_d

$$M_d = N_d \times e$$

Le calcul de e :

$$e = [\text{tg}(65.25^\circ) \times (70 + 577)] / 2 - 462 = 239 \text{ mm}$$

$$M_d = 12555 \times 0.239 = 3000.6 \text{ KN.m}$$

✓ **Etude du flambement du caisson :**

Type de flambement à considéré : flambement par flexion.

Cas : flambement dans plan.

Longueur du flambement hors plan : $k_k = 0.9 \quad l = 6750 \text{ mm}$

La section $\Omega = 7.1424 \times 10^4 \text{ mm}^2$

Le moment d'inertie selon l'axe perpendiculaire au plan de déformation est $I_y = 8.6389 \times 10^9 \text{ mm}^4$.

Le rayon de giration : $i = \sqrt{I_y / \Omega} = \sqrt{8.6389 \times 10^9 / 7.1424 \times 10^4} = 347.782 \text{ mm}$.

L'élanement de la barre : $\lambda_k = l_k / i = 6750 / 347.782 = 19.408$

L'élancement limite : $\lambda_E = 76$

Le coefficient d'élancement : $\bar{\lambda}_k = \lambda_k / \lambda_E = 19.408 / 76 = 0.2553$

La courbe du flambement b car $h/t_w = 924/24 = 38.50 < 30$ (non) [réf 05]

Calcul de k_z :

$$k = 1 / (\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}) \quad \text{avec : } \phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_k \beta_A^{0.5} \quad \beta_A = 1$$

$$\beta_A = \Omega_{\text{eff}} / \Omega_{\text{brute}}$$

$\bar{\lambda} = 0.2553$ $\bar{\lambda} > 0.2$ le flambement est pris en considération

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.2553 - 0.2) + 0.2553^2] = 0.542$$

$$k_z = 1 / (0.542 + [0.542^2 - 0.2553^2]^{0.5}) = 0.980$$

Cas : flambement hors plan.

Longueur du flambement dans le plan pour les diagonales $l_k = 1.0 l = 7500$ mm

La section $\Omega = 7.1424 \times 10^4 \text{ mm}^2$.

Le moment d'inertie selon l'axe concerné est $I_z = 4.7032 \times 10^9 \text{ mm}^4$.

Le rayon de giration : $i = \sqrt{I_z / \Omega} = \sqrt{4.7032 \times 10^9 / 7.1424 \times 10^4} = 256.61$ mm

L'élancement de la barre : $\lambda_k = l_k / i = 7500 / 256.61 = 29.23$

L'élancement limite : $\lambda_E = 76$

Le coefficient d'élancement : $\bar{\lambda}_k = \lambda_k / \lambda_E = 29.23 / 76 = 0.384$

La courbe du flambement : c car $b/t_f < 30$ (vérifiée) [réf 05]

Calcul de k_y :

$$\beta_A = 1$$

$\bar{\lambda} = 0.384$ $\bar{\lambda} > 0.2$ le flambement est pris en considération

$$\phi_y = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.384 - 0.2) + 0.384^2] = 0.618$$

$$k_y = 1 / (0.618 + [0.618^2 - 0.384^2]^{0.5}) = 0.907$$

✓ Vérification du voilement de l'âme et de la semelle :

L'âme :

Pour la vérification de la stabilité de l'âme vis-à-vis le phénomène du voilement on peut l'assimiler à une plaque simplement articulée sur ces quatre bords avec :

- une épaisseur $t=24$ mm.
- une largeur $b=876$ mm.
- une longueur $a=7500$ mm.

$$\sigma_E = 190000 \times (t/b)^2 = 190000 \times (24/876)^2 = 142.61 \text{ N/mm}^2$$

Calcul du coefficient de voilement k :

- Distribution des contraintes dans l'âme :

Contraintes dues à l'effort normal :

$$\sigma_N = N_d / \Omega = 12555 \times 10^3 / 71424 = 175.78 \text{ N/mm}^2$$

Contraintes dues au moment fléchissant :

$$\sigma_M = \pm M \times Z / I_y = \pm 3000.6 \times 10^6 \times 438 / 8.6389 \times 10^9 = \pm 152.13 \text{ N/mm}^2$$

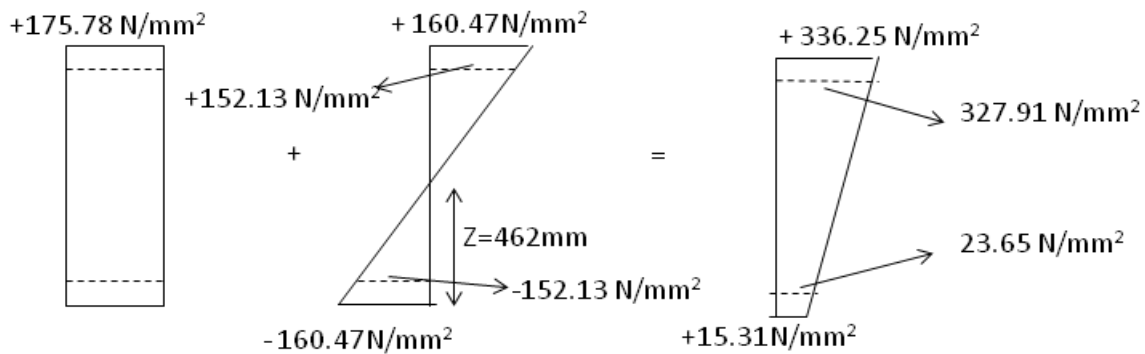


Figure. V.10. Diagramme des contraintes normales dans la section du caisson supérieur à l'ELU.

La combinaison des deux diagrammes nous donne (comme est indiqué dans la figure ci-dessus) :

$$\sigma_1 = 175.78 + 152.13 = 327.91 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_2 = 175.78 - 152.13 = 23.65 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 23.65 / 321.91 = 0.073 \Rightarrow k = 8.2 / (1.05 + \psi) = 7.3 \quad \text{Car : } 0 \leq \psi \leq 1$$

$$\sigma_{x,crB} = \sigma_E \times k = 142.61 \times 7.30 = 1041.053 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{max} = \min(k_y, k_z) \times f_y = 355 \times 0.907 = 321.985 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\sigma_{max} / \sigma_{crB}} = \sqrt{321.985 / 1041.053} = 0.556 \leq 0.7 \quad (\text{vérifiée})$$

$$b_{eff} = b = 876 \text{ mm}$$

La semelle :

Pour la vérification de la stabilité de la semelle vis-à-vis le phénomène du voilement on peut l'assimiler à une plaque simplement articulée sur ces quatre bords avec :

- une épaisseur $t=24$ mm.
- une largeur $b=612$ mm.
- une longueur $a=7500$ mm.

$$\sigma_E = 190000 \times (t/b)^2 = 190000 \times (24/612)^2 = 292.19 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,crB} = \sigma_E \times k = 292.19 \times 4 = 1168.78 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\sigma_{max} / \sigma_{crB}} = \sqrt{336.5 / 1168.78} = 0.536 \leq 0.6 \Rightarrow b_{eff} = b = 612 \text{ mm.}$$

✓ Vérification de la section :

Selon [réf 05] la relation suivante doit être vérifiée :

$$\frac{N_d}{k_{min} \times A \times f_y / \gamma_M} + \frac{\chi_y \times M_d}{W_{pl} \times f_y / \gamma_M} \leq 1$$

Avec :

$$\chi_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_d}{k_y \times A \times f_y} \leq 1.5 \quad \text{et} \quad \mu_y = \bar{\lambda} \times (2 \times \beta_{y,M} - 4) + \left(\frac{W_{pl}}{W_{el}} - 1 \right) \leq 0.90$$

$$\beta_{y,M} = 1.8 - 0.7\psi \quad \psi = 1 \quad \text{Car les moments aux extrémités sont égaux} \quad \beta_{y,M} = 1.1$$

$$\mu_y = 0.283 \times (2 \times 1.1 - 4) + \left(\frac{2.2428 \times 10^7}{1.8699 \times 10^7} - 1 \right) = -0.31 \leq 0.90$$

$$\chi_y = 1 + \frac{0.31 \times 12555 \times 10^3}{0.958 \times 71424 \times 355} = 1.16 \leq 1.5$$

$$k_{\min} = \min(k_y, k_z) = \min(0.958, 0.948) = 0.948$$

$$\frac{12555 \times 10^3}{0.948 \times 71424 \times 355 / 1.1} + \frac{1.16 \times 3000.6 \times 10^6}{2.2428 \times 10^7 \times 355 / 1.1} \leq 1 \quad (\text{ok})$$

V.3.5.2. Vérification à l'ELS :

Les sollicitations de calcul :

- $N_{d,ser} = -5147.90 \text{ KN}$
- $M_{d,ser} = N_{d,ser} \times e = 5147.90 \times 0.239 = 1230.35 \text{ KN.m}$

Contraintes dues à l'effort normal (contraintes de compression) :

$$\sigma_N = N_{d,ser} / \Omega = 5147.90 \times 10^3 / 71424 = 72.075 \text{ N/mm}^2$$

Contraintes dues au moment fléchissant (+ compression, - traction) :

$$\sigma_M = \pm M \times Z / I_y = \pm 1230.35 \times 10^6 \times 462 / 8.6389 \times 10^9 = \pm 65.8 \text{ N/mm}^2$$

La combinaison des deux diagrammes nous donne :

$$\sigma_1 = 72.075 + 65.8 = 137.87 \leq f_y = 355 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 72.075 - 65.8 = 6.275 \leq f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

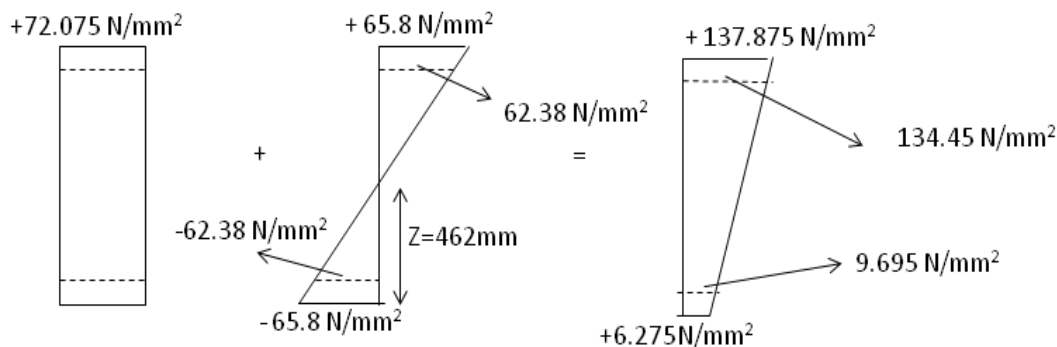


Figure. V.11. Diagramme des contraintes normales dans la section du caisson supérieur à l'ELS.

✓ Vérification du voilement de l'âme et de la semelle :

Calcul du coefficient de voilement k :

- Distribution des contraintes dans l'âme :

Contraintes dues à l'effort normal :

$$\sigma_N = N_{d,ser} / \Omega = 5147.90 \times 10^3 / 71424 = 72.075 \text{ N/mm}^2$$

Contraintes dues au moment fléchissant :

$$\sigma_M = \pm M_{d,ser} \times Z / I_y = \pm 1230.35 \times 10^6 \times 438 / 8.6389 \times 10^9 = \pm 62.38 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_1 = 72.075 + 62.38 = 134.45 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_2 = 72.075 - 62.38 = 9.695 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 9.695 / 134.45 = 0.072 \Rightarrow k = 8.2 / (1.05 + \psi) = 7.30$$

$$\sigma_{x,crB} = \sigma_E \times k = 142.61 \times 7.30 = 1041.053 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\sigma_{max} / \sigma_{crB}} = \sqrt{134.45 / 1041.053} = 0.359 \leq 0.9 \Rightarrow b_{eff} = b$$

La semelle :

$$\sigma_{x,crB} = \sigma_E \times k = 292.19 \times 4 = 1168.78 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\sigma_{max} / \sigma_{crB}} = \sqrt{137.875 / 1168.78} = 0.343 \leq 0.9 \Rightarrow b_{eff} = b = 612 \text{ mm.}$$

V.3.6. Etude du caisson inférieur :

V.3.6.1. Vérification à l'ELU :

On doit vérifier la section du caisson, sollicitée par :

- un effort normal de traction : $N_d = 8064.51 \text{ KN}$.
- un moment fléchissant : $M_d = 2548.77 \text{ KN.m}$.
- un effort tranchant : $T_d = 699.63 \text{ KN}$.

Calcul de l'aire de la section (sans raidisseur) :

$$\Omega_1 = (1476 \times 12 + 612 \times 24) \times 2 = 64800 \text{ mm}^2$$

Contraintes normales maximales dues au moment fléchissant : $\sigma = \pm M_d \times Z / I_y$

$$\sigma^{max} = \pm (2548.77 \times 10^6 \times 762) / 22.96 \times 10^9 = \pm 84.59 \text{ N/mm}^2$$

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant : $\tau = (V_d \times S_y) / (t \times I_y)$

Le moment statique de la demi-section :

$$S_y^{max} = (612 \times 24 \times 750) + 2 \times (738^2 \times 06) = 1.755 \times 10^7 \text{ mm}^3$$

La contrainte tangentielle maximale :

$$\tau^{max} = (699.63 \times 10^3 \times 1.755 \times 10^7) / (12 \times 22.96 \times 10^9) = 44.57 \text{ N/mm}^2$$

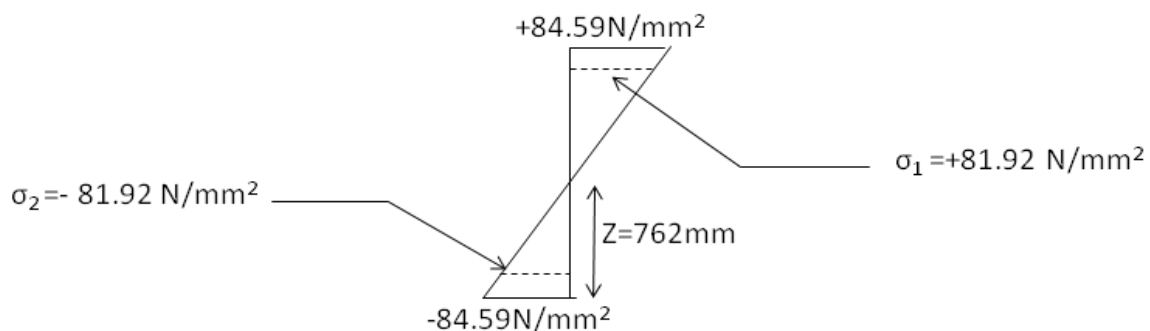


Figure .V.12. Diagramme des contraintes normales dans la section du caisson inférieur dues au moment fléchissant à l'ELU.

✓ **Vérification de la rigidité du raidisseur :**

$$\chi_s = 10.92 \times I_s / b \times t^3$$

I_s = L'inertie du raidisseur par rapport au plan moyen de la plaque.

b, t = respectivement la largeur et l'épaisseur de la plaque

$$\chi_s \geq \chi_{s,nes} \quad \alpha = a/b = 7500/1476 = 5.08$$

On va définir un rapport

$$\delta_s = \Omega_s / b \times t = 588 \times 16 / 2 \times 1476 \times 12 = 0.265$$

D'après α, δ_s on peut obtenir :

$$\chi_{s,nes} = 1.5 \Rightarrow \chi_s \geq 1.5 \Rightarrow I_s \geq 1.5 \times 1476 \times 12^3 / 10.92 = 350347.25 \text{ mm}^4$$

Calcul de l'inertie de notre raidisseur :

$$I = 1/12 \times 588 \times 16^3 + 588 \times 16 \times 300^2 = 8.47 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

On observe que notre raidisseur est suffisamment rigide car $I \geq 2 \times I_s$

✓ **Vérification de la stabilité de l'âme vis-à-vis du voilement:**

Pour la vérification de la stabilité de la partie comprimée de l'âme vis-à-vis du phénomène de voilement on peut l'assimiler à une plaque simplement articulée sur ces quatre bords avec :

- une épaisseur $t=12$ mm.
- une largeur $b=738$ mm.
- une longueur $a=7500$ mm.

$$\sigma_E = 190000 \times (t/b)^2 = 190000 \times (12/738)^2 = 50.23 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,crB} = \sigma_E \times k = 50.23 \times 23.9 = 1200.60 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{cr} = \sigma_E \times k_\tau \quad k_\tau = 5.34 + (4.00/\alpha^2)$$

$$\alpha = a/b = 7500/738 = 10.16$$

$$k_\tau = 5.34 + (4.00/10.16^2) = 5.378$$

$$\tau_{cr} = 50.23 \times 5.378 = 270.17 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -1$$

Et finalement on trouve :

$$\sigma_{gr} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{x,crB}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{x,crB}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}$$

$$\sigma_{gr} = \frac{\sqrt{81.92^2 + 3 \times 44.57^2}}{\sqrt{\left(\frac{3+1}{4} \times \frac{81.92}{1200.60}\right)^2 + \left(\frac{44.57}{270.17}\right)^2}} = 615.65 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\sigma_{\max} / \sigma_{gr}} = \sqrt{343.8 / 615.65} = 0.747 \leq 0.9 \Rightarrow b_{\text{eff}} = b$$

$$\sigma^{\text{traction}} = N_d / \Omega_1 = 8064.51 \times 10^3 / 64800 = 124.45 \text{ N/mm}^2$$

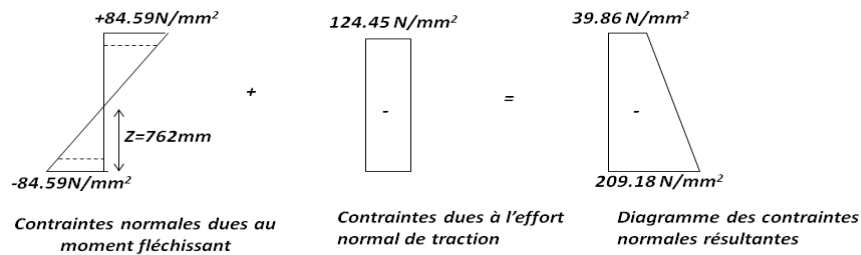


Figure .V.13. Diagramme des contraintes normales dans la section du caisson inférieur à l'ELU.

On remarque que :

$$\sigma_{gd} = \sqrt{3 \times 44.57^2 + (-209.18)^2} = 222.97 \text{ N/mm}^2 \leq f_y / 1.1 \quad (\text{vérifiée})$$

On constate que : toutes les fibres de la section vérifient la condition résistance dans le domaine élastique.

V.3.7. Vérification des Entretoises :

V.3.7.1. Vérification à l'ELU :

On doit vérifier la section de l'entretoise la plus sollicitée par :

- Moment fléchissant M^{\max}/y : $M_d = 2900.40 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $T_d = 900.65 \text{ KN}$

Contraintes normales maximales dues au moment fléchissant : $\sigma = \pm M_d \times Z / I_y$

$$Z = h/2 = 716/2 = 358 \text{ mm}$$

$$\sigma^{\max} = \pm (2900.4 \times 10^6 \times 358) / 3.23 \times 10^9 = \pm 321.47 \text{ N/mm}^2$$

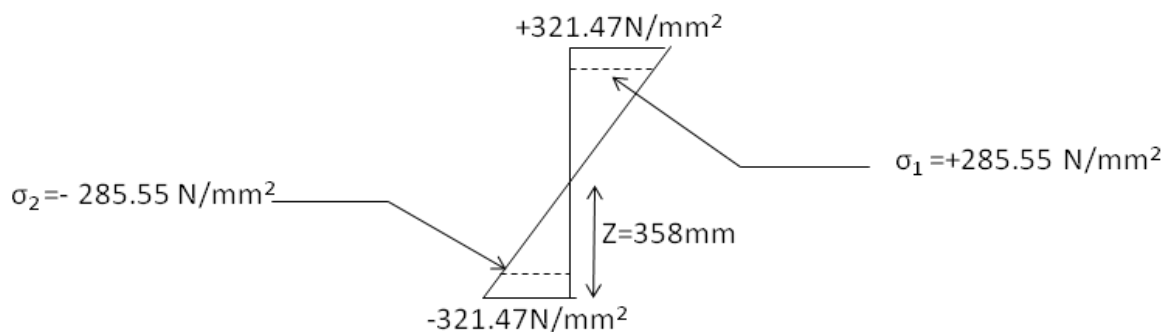


Figure .V.14. Diagramme des contraintes normales dans la section de l'entretoise dues au moment fléchissant à l'ELU.

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant : $\tau = (V_d \times S_y) / (t \times I_y)$

Le moment statique de la demi-section :

$$S_y^{\max} = (304 \times 40 \times 338) + (318 \times 21 \times 159) = 5.17 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

La contrainte tangentielle maximale :

$$\tau^{\max} = (900.65 \times 10^3 \times 5.17 \times 10^6) / (21 \times 3.23 \times 10^9) = 68.64 \text{ N/mm}^2$$

✓ **Vérification de la stabilité de l'âme vis-à-vis du voilement:**

Pour la vérification de la stabilité de l'âme vis-à-vis du phénomène de voilement on peut l'assimiler à une plaque simplement articulée sur ces quatre bords avec :

- une épaisseur $t=21$ mm
- une largeur $b=636$ mm
- une longueur $a=4700$ mm

$$\sigma_E = 190000 \times (t/b)^2 = 190000 \times (21/636)^2 = 207.15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,crB} = \sigma_E \times k = 207.15 \times 23.9 = 4950.88 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{cr} = \sigma_E \times k_\tau \quad k_\tau = 5.34 + (4.00/\alpha^2)$$

$$\alpha = a/b = 4700/636 = 7.39$$

$$k_\tau = 5.34 + (4.00/7.39^2) = 5.41$$

$$\tau_{cr} = 207.15 \times 5.41 = 1120.68 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -1$$

Et finalement on trouve :

$$\sigma_{gr} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{x,crB}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{x,crB}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}$$

$$\sigma_{gr} = \frac{\sqrt{285.55^2 + 3 \times 68.64^2}}{\sqrt{\left(\frac{3+1}{4} \times \frac{285.55}{4950.88}\right)^2 + \left(\frac{68.64}{1120.68}\right)^2}} = 3676.55 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\sigma_{\max} / \sigma_{gr}} = \sqrt{355 / 3676.55} = 0.31 \leq 0.6 \Rightarrow b_{\text{eff}} = b$$

✓ **Vérification de la section vis-à-vis du déversement :**

Pour l'entretoise : on suppose qu'elle est parfaitement encastree (empêchement de la flexion et de la torsion) au niveau des poutres principales et que le type de chargement est le suivant :

deux charges concentrées à 1/4 de chaque appui ce qui nous donne les valeurs des coefficients suivantes :

$$C_1=1.01 \quad K_\varphi=0.5$$

$$C_2=0.41 \quad K_v=0.5$$

$$C_3=1.89$$

Les caractéristiques géométrique d'une section mono symétrique (la figure ci dessous) sont définies comme suit :

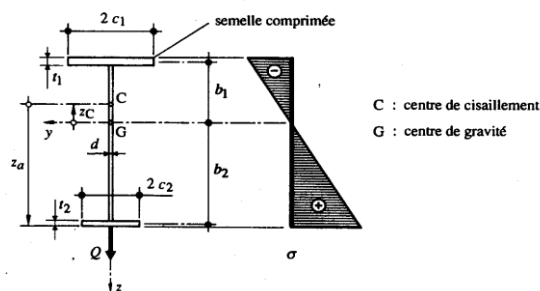


Figure. V.15. Caractéristiques géométriques d’une section mono symétrique.

$$\beta = z_c + 1/2I_y [b_2(8c_2^3t_2/12 + 2c_2t_2b_2^2 + b_2^3d/4) - b_1(8c_1^3t_1/12 + 2c_1t_1b_1^2 + b_1^3d/4)]$$

$$z_c = (b_1c_1^3t_1 - b_2c_2^3t_2)/(c_1^3t_1 + c_2^3t_2)$$

$$I_w = (2(b_1 + b_2)^2 c_1^3t_1c_2^3t_2)/3(c_1^3t_1 + c_2^3t_2)$$

I_y (mm ⁴)	I_z (mm ⁴)	I_w (mm ⁶)	z_c (mm)	z_a (mm)	β	K (mm ⁴)	G (N/mm ²)	E (N/mm ²)	L_D (mm)
3.23×10^9	1.88×10^8	2.14×10^{13}	0	358	0	1.5×10^7	81×10^3	2.1×10^5	10^4

Tableau. V.6. caractéristiques géométriques de la section d’entretoise

Ce qui nous donne la valeur suivante de M_{crD} :

$$M_{crB} = 185.26 \times 10^5 \left[\sqrt{146.78^2 + 1.14 \times 10^5 \times 1.7} - 146.78 \right] = 5.87 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

Et une valeur de M_D : $M_R = M_{pl}$

$$M_D = M_R / 2.25 \sqrt{1 + (M_R / M_{crB})^{2.25}} = 3.67 \times 10^9 / 2.25 \sqrt{1 + (3.67 \times 10^9 / 5.87 \times 10^9)^{2.25}} = 3.214 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

La vérification de la condition de stabilité :

$$M_d \leq M_D / \delta_M = 3.214 \times 10^9 / 1.1 = 2.922 \times 10^9 \text{ N.mm} \quad (\text{vérifiée})$$

✓ Calcul de résistance :

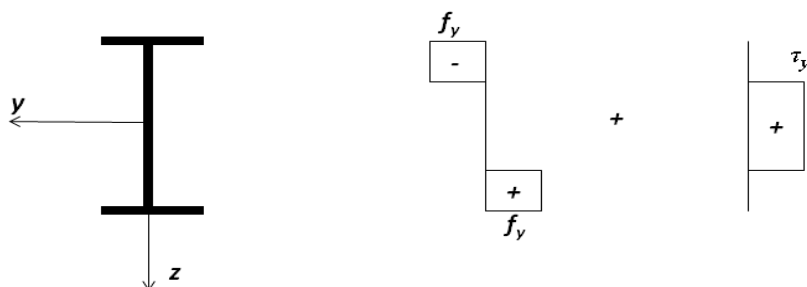


Figure. V.16. : Distributions des contraintes normales et tangentielles pour un calcul plastique de résistance

Pour le calcul plastique d'une section soumise à un effort tranchant et un moment fléchissant, on va utiliser le modèle qui considère que la partie centrale de l'âme reprend uniquement l'effort tranchant : cette partie est donc sollicitée par une contrainte de cisaillement égale à la contrainte limite élastique de cisaillement. Le reste de la section peut alors être soumis à une contrainte normale égale à la limite d'élasticité de l'acier f_y .

Le dimensionnement d'un profilé soumis à ce modèle se fera donc en vérifiant la relation suivante :

$$M_d \leq M_{pl,V} / \delta_M.$$

$M_{pl,V}$: le moment plastique réduit de la section par la présence de l'effort tranchant.

- le calcul de $M_{pl,V}$:

Calcul de l'aire d'âme chargée pour la reprise des contraintes de cisaillement :

$$A' = 2 \times a \times t_w$$

$$tq : \tau_y = V_d / A' = 900.65 \times 10^3 / (2 \times a \times 21) = 355 / \sqrt{3}$$

$$a = 104.6 \text{ mm}$$

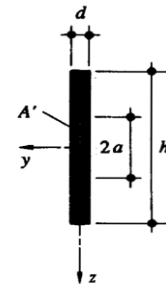


Figure .V.17. L'âme de la section.

$$h_w = 636 \text{ mm} \Rightarrow h_w / 2 - a = 318 - 104.6 = 213.4 \text{ mm}$$

$$M_{pl,V} = [(213.4 \times 21 \times 211.3) + (304 \times 40 \times 338)] \times 2 \times 355 = 3.59 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

La vérification de la relation :

$$M_{pl,V} / \delta_M = 3.59 \times 10^9 / 1.1 = 3.26 \times 10^9 \text{ N.mm} \geq M_d = 2.9 \times 10^9 \text{ N.mm} \quad (\text{vérifiée})$$

V.3.7.2. Vérification à l'ELS :

Les sollicitations de calcul :

- $V_{d,ser} = 374.32 \text{ KN}$
- $M_{d,ser} = 1672.32 \text{ KN.m}$

Contraintes normales maximales dues au moment fléchissant : $\sigma = \pm M_{d,ser} \times Z / I_y$

$$Z = h/2 = 716/2 = 358 \text{ mm}$$

$$\sigma^{\max} = \pm (1672.32 \times 10^6 \times 358) / 3.23 \times 10^9 = \pm 185.35 \leq f_y = 355 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

La contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant : $\tau = (V_d \times S_y) / (t \times I_y)$

$$\tau^{\max} = (374.32 \times 10^3 \times 5.17 \times 10^6) / (21 \times 3.23 \times 10^9) = 28.53 \leq \tau_y = 205 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

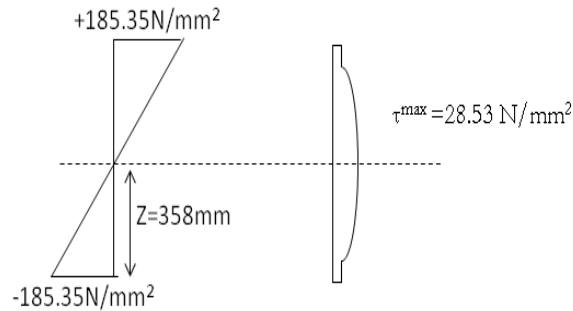


Figure. V.18. Distribution des contraintes normales et tangentielles.

Les deux relations précédentes sont vérifiées mais il faut que la relation de VON MISES suivante soit vérifiée pour toute fibre de notre section :

$$\sigma_{gd} = \sqrt{\sigma_d^2 + 3 \times \tau_d^2} \leq f_y / \delta_{M,ser}$$

La superposition des deux diagrammes des contraintes tangentiels et normales nous donne :

Pour la fibre supérieure et inférieure :

$$\sigma_{gd} = \sqrt{185.35^2 + 3 \times 0^2} = 185.35 \leq 355 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Pour la fibre au niveau de l'axe neutre :

$$\sigma_{gd} = \sqrt{0^2 + 3 \times 28.53^2} = 49.41 \text{ N/mm}^2 \leq 355 / 1.0 = 355 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

Pour la fibre inférieure de la semelle supérieure (ou inférieure) on a un cas de discontinuité à cause de la variation de l'épaisseur de la section t ($t = t_f = 304 \text{ mm}$ et $t = t_w = 21 \text{ mm}$).

$$\text{On voit bien que : } \sigma_{gd} = \sqrt{185.35^2 + 3 \times 28.53^2} = 191.82 \leq 355 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

D'après ce résultat on peut constater que la relation précédente est vérifiée au niveau de chaque fibre de notre section.

✓ Vérification de la stabilité de l'âme vis-à-vis du voilement :

Pour la vérification de la stabilité de l'âme vis-à-vis du phénomène de voilement, on peut l'assimiler à une plaque simplement articulée sur ces quatre bords avec :

- une épaisseur $t=21 \text{ mm}$.
- une largeur $b=636 \text{ mm}$.
- une longueur $a=4700 \text{ mm}$.

$$\sigma_E = 190000 \times (t/b)^2 = 190000 \times (21/636)^2 = 207.15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,crB} = \sigma_E \times k = 207.15 \times 23.9 = 4950.88 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{cr} = \sigma_E \times k_\tau \quad k_\tau = 5.34 + (4.00/\alpha^2)$$

$$\alpha = a/b = 4700/636 = 7.39$$

$$k_\tau = 5.34 + (4.00/7.39^2) = 5.41$$

$$\tau_{cr} = 207.15 \times 5.41 = 1120.68 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma^{\max} = \pm(1672.32 \times 10^6 \times 318) / 3.23 \times 10^9 = \pm 164.64 \text{ N/mm}^2$$

$$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = -1$$

Et finalement on trouve :

$$\sigma_{gr} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{\frac{1+\psi}{4} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{x,crB}} + \sqrt{\left(\frac{3-\psi}{4} \times \frac{\sigma_1}{\sigma_{x,crB}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}$$

$$\sigma_{gr} = \frac{\sqrt{164.64^2 + 3 \times 28.53^2}}{\sqrt{\left(\frac{3+1}{4} \times \frac{164.64}{4950.88}\right)^2 + \left(\frac{28.53}{1120.68}\right)^2}} 4104.44 = \text{N/mm}^2$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\sigma_{\max} / \sigma_{gr}} = \sqrt{164.64 / 4104.44} = 0.200 \leq 0.9 \Rightarrow b_{\text{eff}} = b$$

✓ **Vérification de la section vis-à-vis du déversement :**

$$M_{crB} = 185.26 \times 10^5 \left[\sqrt{146.78^2 + 1.14 \times 10^5 \times 1.7} - 146.78 \right] = 5.87 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

Et une valeur de M_D : $M_R = M_{el}$

$$M_D = M_R / 2.25 \sqrt{1 + (M_R / M_{crB})^{2.25}} = 3.20 \times 10^9 / 2.25 \sqrt{1 + (3.20 \times 10^9 / 5.87 \times 10^9)^{2.25}} \\ = 2.89 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

La vérification de la condition de stabilité :

$$M_{d,ser} \leq M_D / \delta_M = 2.89 \times 10^9 / 1.0 = 2.89 \times 10^9 \text{ N.mm} \quad (\text{vérifiée})$$

V.3.7.3. Vérification des entretoises au moment du changement d'appareil d'appuis :

Les entretoises de rive, doivent reprendre les charges lors de l'opération du changement d'appareils d'appuis (sans chargement extérieur) ce qui implique les réactions dues au poids propre seulement.

Les vérins de levage vont avoir les mêmes réactions que celles du poids propre comme il est indiqué sur la figure suivante :

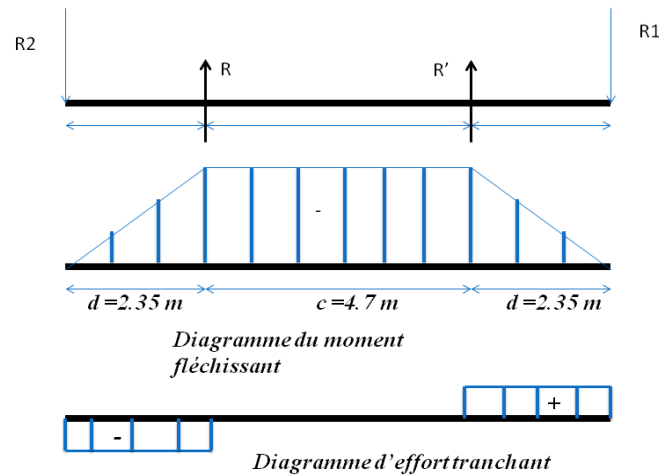


Figure. V.19. : Diagramme des efforts internes dans l'entretoise au moment du changement d'appareil d'appuis.

R et R' sont les réactions des vérins.

R1 et R2 sont les réactions d'appuis dues au poids propre.

$$R = R' = R1 = R2 = 801.44 \text{ KN}$$

- $T_{\max} = \pm 801.44 \text{ KN}$
- $M_{\max} = - 1883.4 \text{ KN.m}$

✓ **Vérification de la stabilité de l'âme vis-à-vis du voilement :**

Pour la vérification de la stabilité de l'âme vis-à-vis le phénomène du voilement on peut l'assimiler à une plaque simplement articulée sur ces quatre bords avec :

- une épaisseur $t=21 \text{ mm}$.
- une largeur $b=636 \text{ mm}$.
- une longueur $a=4700 \text{ mm}$.

$$\sigma_E = 190000 \times (t/b)^2 = 190000 \times (21/636)^2 = 207.15 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,crB} = \sigma_E \times k = 207.15 \times 23.9 = 4950.88 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_B = \sqrt{\sigma_{\max} / \sigma_{crB}} = \sqrt{355 / 4950.885} = 0.267 \leq 0.7 \Rightarrow b_{\text{eff}} = b$$

✓ **Vérification de la sécurité structurale de la section :**

Calcul de $V_{pl,Rd}$:

$$V_{pl,Rd} = A_V \times f_y / \delta_M \sqrt{3}$$

$$A_V : \text{Aire de cisaillement } A_V = d \times t_w = 636 \times 21 = 13356 \text{ mm}^2$$

$$f_y : \text{limite d'élasticité } f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta_M = 1.1 \quad V_{pl,Rd} = 13356 \times 355 / 1.1 \times \sqrt{3} = 2.49 \times 10^6 \text{ N}$$

$$V_d = 801.44 \text{ KN} = 8.0144 \times 10^5 \text{ N} \leq 50\% V_{pl,Rd} \text{ et d'après l'eurocode 3 le } M_{pl,Rd} \cong M_{V,pl,Rd}$$

Ce qui nous donne une seule condition pour la vérification de la section :

$$M_d = 1.8834 \times 10^8 \leq M_{pl,Rd} = M_{pl} / \delta_M = 3.67 \times 10^8 / 1.1 = 3.33 \times 10^8 \text{ N.mm} \quad (\text{ok})$$

$$M_d = 1.8834 \times 10^8 \leq M_{pl,Rd} = M_{pl} / \delta_M = 3.67 \times 10^8 / 1.1 = 3.33 \times 10^8 \text{ N.mm} \quad (\text{ok})$$

V.3.8. Vérification des longerons :

V.3.8.1. Vérification à l'ELU :

On doit vérifier la section du longeron le plus sollicité par :

- Moment fléchissant M^{\max}/y : $M_d = 361.40 \text{ KN.m}$

✓ Vérification de la stabilité vis-à-vis du voilement :

Pour la vérification de la stabilité de l'âme vis-à-vis du phénomène de voilement on peut l'assimiler à une plaque simplement articulée sur ces quatre bords avec :

- une épaisseur $t=8.5 \text{ mm}$.
- une largeur $b=276 \text{ mm}$.
- une longueur $a=3750 \text{ mm}$.

$$\sigma_E = 190000 \times (t/b)^2 = 190000 \times (8.5/276)^2 = 180.21 \text{ N/mm}^2$$

D'après nos hypothèses de calcul : $k=23.9$

$$\sigma_{crB} = \sigma_E \times k = 180.21 \times 23.9 = 4307.02 \text{ N/mm}^2$$

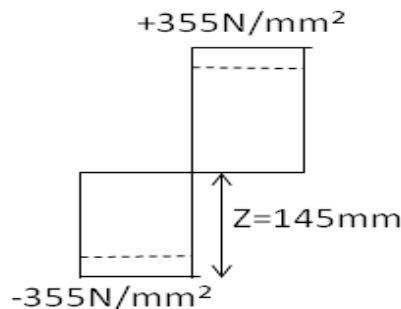


Figure. V.20. : Distribution des contraintes pour un comportement plastique de la section du longeron.

$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\sigma_{\max} / \sigma_{crB}} = \sqrt{355 / 4307.02} = 0.29 \leq 0.7 \Rightarrow b_{\text{eff}} = b = 276 \text{ mm}$$

✓ Vérification de la stabilité vis-à-vis déversement :

Pour le longeron : on suppose qu'il est parfaitement encasté (empêchement de la flexion et de la torsion) au niveau des entretoises et que le type de chargement est : une charge uniformément répartie ce qui nous donne les valeurs des coefficients suivants :

$$\begin{aligned} C_1 &= 0.71 & K_\phi &= 0.5 \\ C_2 &= 0.65 & K_v &= 0.5 \\ C_3 &= 1.67 \end{aligned}$$

Les caractéristiques géométriques sont définies dans le tableau suivant :

I_y (mm^4)	I_z (mm^4)	I_w (mm^6)	z_c (mm)	z_a (mm)	β	K (mm^4)	G (N/mm^2)	E (N/mm^2)	L_D (mm)
1.73×10^8	6.30×10^7	1.20×10^{12}	0	-145	0	1.35×10^6	81×10^3	2.1×10^5	3750

Tableau. V.7. caractéristiques géométriques de la section transversale du longeron.

Ce qui nous donne la valeur suivante de M_{crD} :

$$M_{crB} = 2.634 \times 10^7 \left[\sqrt{94.25^2 + 1.905 \times 10^4 \times 1.155} - 94.25 \right] = 2.15 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

Et une valeur de M_D : $M_R = M_{pl}$

$$M_D = M_R / 2.25 \sqrt{1 + (M_R / M_{crB})^{2.25}} = 6.19 \times 10^8 / 2.25 \sqrt{1 + (6.19 \times 10^8 / 2.15 \times 10^9)^{2.25}} \\ = 6.03 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

La vérification de la condition de stabilité :

$$M_d = 3.614 \times 10^8 \leq M_D / \delta_M = 6.03 \times 10^8 / 1.1 = 5.48 \times 10^8 \text{ N.mm} \quad (\text{vérifiée})$$

✓ Vérification de la sécurité structurale :

On doit vérifier la condition :

$$M_d \leq M_{pl} / \delta_M$$

$$M_d = 361.40 \times 10^6 \leq M_{pl} / \delta_M = 6.19 \times 10^8 / 1.1 = 5.63 \times 10^8 \text{ N.mm} \quad (\text{vérifiée})$$

V.3.8.2. Vérification à l'ELS :

Les sollicitations de calcul : $M_{d,ser} = 149.74 \text{ KN.m}$

Contraintes normales maximales dues au moment fléchissant :

$$\sigma^{max} = \pm (M_d \times h / 2) / I_y = \pm (149.74 \times 10^6 \times 145) / 17.285 \times 10^7 = \pm 125.61 \text{ N/mm}^2 \leq f_y$$

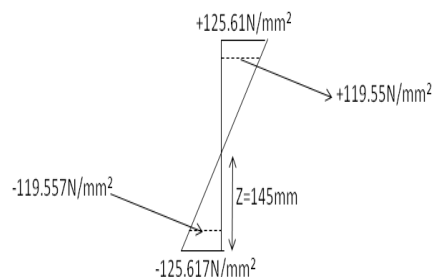


Figure V.21: Distribution des contraintes dans la section transversale du longeron.

✓ Vérification de la stabilité de l'âme vis-à-vis du voilement :

Pour la vérification de la stabilité de l'âme vis-à-vis du phénomène de voilement on peut l'assimiler à une plaque simplement articulée sur ces quatre bords avec :

- une épaisseur $t=8.5 \text{ mm}$.
- une largeur $b=276 \text{ mm}$.
- une longueur $a=3750 \text{ mm}$.

$$\sigma_E = 190000 \times (t/b)^2 = 190000 \times (8.5/276)^2 = 180.21 \text{ N/mm}^2$$

D'après nos hypothèses de calculs : $k=23.9$

$$\sigma_{crB} = \sigma_E \times k = 180.21 \times 23.9 = 4307.02 \text{ N/mm}^2$$

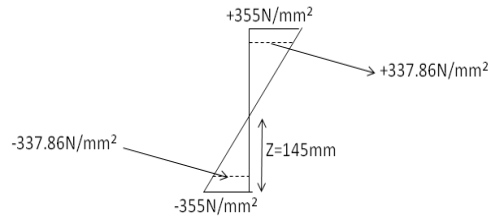


Figure. V.22. Distribution des contraintes pour un comportement élastique de l'âme.

$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\sigma_{\max} / \sigma_{crB}} = \sqrt{337.86 / 4307.02} = 0.28 \leq 0.9 \Rightarrow b_{\text{eff}} = b = 276\text{mm}.$$

✓ **Vérification de la stabilité vis-à-vis du déversement :**

On admet les mêmes hypothèses que la vérification à l'ELU.

$$M_{crB} = 2.634 \times 10^7 \left[\sqrt{94.25^2 + 1.905 \times 10^4 \times 1.155} - 94.25 \right] = 2.15 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

Et une valeur de M_D : $M_R = M_{el}$:

$$M_D = M_R / \sqrt[2.25]{1 + (M_R / M_{crB})^{2.25}} = 4.23 \times 10^8 / \sqrt[2.25]{1 + (4.23 \times 10^8 / 2.15 \times 10^9)^{2.25}} \\ = 4.182 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

La vérification de la condition de stabilité :

$$M_{d,ser} = 1.4974 \times 10^8 \leq M_D / \delta_M = 4.182 \times 10^8 / 1.0 = 4.182 \times 10^8 \text{ N.mm} \quad (\text{vérifiée})$$

V.4.Vérification de la tôle vis-à-vis du voilement :

Dimension de la tôle :

- Epaisseur $t=16\text{mm}$.
- $a=7.5\text{m}$
- $b=30\text{ cm}$

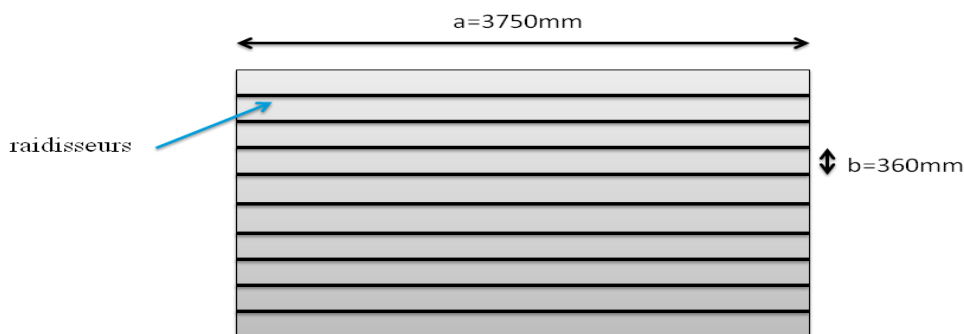


Figure .V.23 .La partie de la tôle comprise entre deux entretoises consécutives.

Pour qu'il n'y ait pas de voilement, il faut vérifier :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{crB}$$

Calcul de la contrainte critique σ_{crB}

$$\sigma_{crB} = K\sigma_E$$

Avec $K = 4$ coefficient de voilement

$$\sigma_E = 190000 \left(\frac{t}{b} \right)^2$$

$$\sigma_E = 190000 \left(\frac{16}{300} \right)^2$$

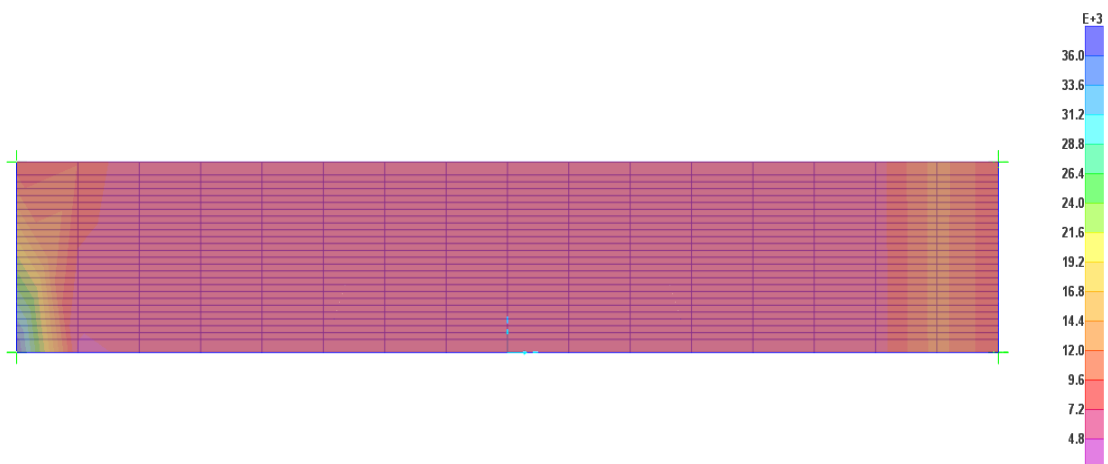
$$\sigma_E = 375.3 \text{ MPa}$$

On a donc :

$$\sigma_{crB} = 4 \times 375.3 = 1501.2 \text{ MPa}$$

Evaluation des contraintes au niveau de la tôle

Les contraintes maximales dans la tôle sont évaluées à l'aide du logiciel SAP2000.



$$\sigma_{\max} = 36 \text{ MPa} \leq \sigma_{cr} \quad \text{pas de risque de voilement.}$$

V.5. Calcul des déformations :

Pour les ponts rails, la flèche admissible prend les valeurs définies par :

$$f_{adm} = \left(\frac{L}{400} \text{ et } \frac{L}{500} \right)$$

Les flèches dans le cas des charges permanentes et des surcharges les plus défavorables (UIC+SW/0), ainsi pour la température, sont déterminées par le calcul automatique à l'aide du logiciel SAP2000, et les valeurs obtenues sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau. V.8.valeurs de la flèche

Cas de charge	La flèche [cm] $f_{adm} = \frac{L}{500} = 12cm$
Poids propre	1.65
UIS71+SW/0	4.3
SW/2	2.4
ΔT	-1.8
Σ	6.55
Etat	vérifié

Remarque : les diagrammes de la flèche sont donnés en annexe

V.6.Conclusion :

Dans ce dernier chapitre, sous l'effet des différentes charges et surcharges, en considérant les combinaisons les plus défavorables, nous avons pu faire toutes les vérifications relatives soient aux contraintes normales et tangentielles, soient aux phénomènes d'instabilité (voilement et déversement) et par conséquent confirmer les dimensions des différents éléments constituant notre ouvrage, prises lors du pré dimensionnement.

Conclusion générale :

Une bonne connaissance des principaux types de structures, de l'étendue de leur domaine d'emploi et de leurs méthodes de dimensionnement est indispensable pour entreprendre une étude de définition d'un pont dans un site donné.

Tout en respectant les règles en vigueur relatives au domaine des ouvrages d'art, on a entamé notre étude par une adaptation de la variante du pont métallique à poutres latérales en treillis pour la réalisation de notre projet, après avoir effectué une analyse des variantes proposées en tenant compte des différentes données naturelles et fonctionnelles propres au projet. En parallèle, on a fixé les caractéristiques des deux principaux matériaux présents dans un pont treillis, à savoir l'acier et le béton, ainsi que le pré dimensionnement de ses différents éléments.

Par ailleurs, la détermination des sollicitations a été faite à l'aide du logiciel SAP2000

Une étude en phase d'exécution a été effectuée, ou on a pu vérifier les contraintes, la stabilité vis-à-vis du voilement et du déversement des poutres principales en acier. Puis on a entamé une étude en phase de service, ou on a vérifié les différentes sections du treillis aux états limites (ultime et service). De plus, on a vérifié le choix du profilé pour les entretoises assurant le contreventement horizontal ainsi que les longerons.

J'espère qu'au travers de ce mémoire, on a pu vous faire part de notre passion pour le Génie Civil. Ce travail nous a permis d'enrichir nos connaissances dans le domaine des ouvrages d'art, et de clôturer notre formation à l'ENP pour mieux affronter les enjeux du métier d'ingénieur, appelé à identifier les solutions les plus économiques, tout en ayant une vaste culture technique.

Bibliographie

- [1] : SETRA « pont métallique »
- [2] : Technique de l'ingénieur C2676 « ponts métalliques, applications spécifiques »
- [3] : Technique de l'ingénieur C2675 « ponts métalliques, conception générale »
- [4] : François Ciolina « construction métallique » de l'école national des ponts et chaussées
- [5] : SETRA « Equipements des ponts »
- [6] : SETRA « Documents ouvrages d'art »
- [7] : Eurocode 03
- [8] : Notes du cours Pont (5^{ème} année Génie Civil), Ecole Nationale Polytechnique, dirigé par Mme CHERID.
- [9] : Manfred A. Hirt, Rolf Bez et Alain Nussbaumer (2010), « Construction métallique, Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement » Volume 10.
- [10] : Manfred A. Hirt, Rolf Bez et Alain Nussbaumer (2010), « pont métallique» Volume 12.
- [11] : Jean Morel « Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3 »
- [12] : Fascicule 61, Titre V, Article 19.
- [13] : Notes du cours Charpente métallique (4^{ème} année Génie Civil), Ecole Nationale Polytechnique, dirigé par M.HAMOUTENNE.
- [14] : S.Karim, S.Rabah, 2010, Etude d'un pont rail ligne ferroviaire Bechar- Mechria.
- [15] :Livret 2.01,SNCF.

➤ Logiciels :

- [16] : CSI SAP 2000
- [17] : Auto CAD 2010

Pré dimensionnement des sections :

On va étudier dans cette phase notre pont comme une seule poutre simplement appuyée (un système isostatique).

On peut admettre les hypothèses simplificatrices suivantes :

- La charge permanente de la charpente métallique est estimée par la relation suivante : $g_a = 0.1 + \frac{0.02L}{0.6+0.035(2b)}$ [KN/m²] avec : L est la longueur total du pont et $2b=10$ m

- Le calcul sera basé sur la combinaison suivante : $1.35g + 1.45\varphi_2(Gr1)$
Avec : Gr1 est le groupe de charge UIC71+SW/0
 φ_2 est le coefficient de majoration dynamique

Poids propre :

$$g_a = 0.1 + \frac{0.02 \times 60}{0.6 + 0.035 \times 10} = 1.363 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \Rightarrow G_a = 1.363 \times 10 = 13.63 \text{ KN/m}$$

$$g_{\text{Ballast}} = \rho_{\text{Ballast}} \times e \times 9.2 = 17 \times 0.55 \times 9.2 = 86.02 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Pour les rails et les traverses on peut admettre un poids de 2.067 KN/m

On trouve finalement que : $g_{\text{Total}} = 86.02 + 13.63 + 2.067 = 101.7 \text{ KN/m}$

Section à mi travée : $M_{\text{Max}} = 45765 \text{ KN.m}$

Section d'appui : $T_{\text{max}} = 3051 \text{ KN}$

Le chargement UIC 71 :

Section à mi travée : $M_{\text{Max}} = 86.8 \text{ MN.m}$

Section d'appui : $T_{\text{max}} = 1955.74 \text{ KN}$

Le chargement SW/0 :

Section à mi travée : $M_{\text{Max}} = 91.97 \text{ MN.m}$

Section d'appui : $T_{\text{max}} = 5625.9 \text{ KN}$

Combinaison des charges :

Section à mi travée : $M_{\text{Max}} = 326.2 \text{ MN.m}$

Section d'appui : $T_{\text{Max}} = 15.332 \text{ MN}$

Phase de dimensionnement :

On peut assimiler nos treillis à des poutres composées soudées en I (section monosymétrique) avec les caractéristiques suivantes :

Caractéristiques de la section : (dimensions en mm)

Une âme 3960×22 , semelle inférieure 800×40 , semelle supérieure 700×40 .

$$\text{Position d'axe neutre : } y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

$$Y_G = \frac{800 \times 40 \times 20 + 700 \times 40 \times 3980 + 3920 \times 22 \times 2000}{(700 + 800) \times 40 + 3920 \times 22} = 1945.84 \text{ mm}$$

h_c (la hauteur de compression) = $4000 - 1945.84 = 2054.16 \text{ mm}$

$h_c/t_w \leq 100 = 254.16/22 = 93.37$ (ok) (pour éviter les effets de la fatigue)

Annexe I

$h_w/t_w \leq 240 = 3960/22 = 180$ (ok) (pour éviter le flambage vertical de la semelle comprimée dans l'âme)

$b/2t_f \leq 14 = 350/40 = 8.75$ (ok) (pour éviter le voilement local de la semelle comprimée)

$h_w/t_w \leq 102 = 3960/22 = 180$ (pas ok) (pour éviter le voilement d'âme fléchie)

On doit réduire la hauteur de compression de la section par :

$$h_{c,eff} = 0.86 \times \sqrt{K} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \frac{h_c}{h_w} t_w = 102.25 \times 22 \times \frac{2054.16}{3960} = 1166.87 \text{ mm}$$

$$I_y = \frac{1}{12} \times 800 \times 40^3 + 800 \times 40 \times 1925.84^2 + \frac{1}{12} \times 22 \times 3920^3 + 22 \times 3920 \times 54.16^2 + \frac{1}{12} \times 700 \times 40^3 + 700 \times 40 \times 2034.16^2 = 3.452 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$A_a = (800 + 700) \times 40 + 22 \times 3920 = 146240 \text{ mm}^2$$

$$e = \frac{h_c}{2} \times \left[\frac{t_w \times (h_c - h_{c,eff})}{A_a - t_w \times (h_c - h_{c,eff})} \right] = 158.21 \text{ mm (L'excentricité du centre de gravité)}$$

$$I_{y,eff} = I_a - \frac{h_c^2}{4} \times \left[\frac{A_a \times t_w \times (h_c - h_{c,eff})}{A_a - t_w \times (h_c - h_{c,eff})} \right] - \frac{t_w}{12} \times (h_c - h_{c,eff})^3 = 3.3625 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$W_{c,eff} = \frac{I_{c,eff}}{h_c + e} = 1.519 \times 10^8 \text{ mm}^3$$

$$M_R = f_y \times W_{c,eff} = 5.392 \times 10^{10} \text{ N.mm}$$

Vérification vis-à-vis le déversement :

$$\text{Rayon de giration } : i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_a}} = 1536.40 \text{ mm}$$

$$\text{L'élancement } : \lambda = \frac{l_D}{i} = \frac{60000}{1536.40} = 39.052 \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} = \frac{39.052}{76} = 0.51$$

D'après le tableau 5.5.2 (de l'eurocode 3) on trouve le coefficient de réduction $\chi = 0.84$

$$M_d = W_{c,eff} \times f_y \times \chi = 45.29 \text{ MN.m}$$

On peut admettre comme coefficient de répartition des efforts pour les poutres principales :

$$c = \frac{M_D}{M_T} = 0.14 \Rightarrow V_{\text{poutre principale}} = 0.14 \times V_{\text{Totale}} = 0.14 \times 15.332 = 2.1456 \text{ MN}$$

On fait les hypothèses suivantes :

- L'effort tranchant est repris par une partie de l'âme qui représente la section de la diagonale (car son rôle est de reprendre l'effort tranchant par des efforts de compression ou de traction)

- La partie tendue représente la section du caisson inférieure (car son rôle est de reprendre l'effort de traction dans la poutre en treillis)

- La partie comprimée efficace représente la section du caisson supérieur (car son rôle est de reprendre l'effort de traction dans la poutre en treillis)

On tenant compte de ces hypothèses on trouve :

$$1. \text{ Pour la diagonale } : \begin{cases} N = V \times \sin(65.25^\circ) = 1.948 \text{ MN} \\ V_0 = V \times \cos(65.25^\circ) = 0.898 \text{ MN} \end{cases}$$

On pose que l'effort tranchant est repris par une section d'âme c'est-à-dire :

$$A \times \bar{\tau} = 1.1 \times 1.948$$

$$\bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 204.95 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \Rightarrow A = 1.1 \times 0.898 \times \frac{10^6}{204.95} \cong 4820 \text{ mm}^2$$

On pose que l'effort normal est repris par le reste de la section c'est-à-dire :

$$A_{\text{reste}} = 1.1 \times 1.948 \times 10^6 / (355 \times k) ; \text{ tel que } k \text{ est un coefficient de réduction par effet de flambage. ; on fixe } k = 0.7 \text{ ce qui nous donne : } A_{\text{reste}} = 1.1 \times 1.948 \times \frac{10^6}{355 \times 0.7} = 9138 \text{ mm}^2$$

$A(\text{totale}) = A + A_{\text{reste}} = 9138 + 4820 = 13958 \text{ mm}^2 \leq A_{\text{pré dimensionnement}}$; car les efforts vont être plus importants.

2. Les caissons supérieur et inférieur :

D'après les dimensions de la section efficace et suivant les hypothèses posées:

$$\text{On retranche de la part et d'autre la hauteur de l'âme } h_0 = 2.1456 \times \frac{10^6}{22 \times \bar{\tau}} \cong 476 \text{ mm}$$

$$\text{On trouve : } A_{\text{caisson sup}} \geq 1067 \times 22 + 700 \times 40 = 51474 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{caisson inf}} \geq 1550 \times 22 + 800 \times 40 = 66100 \text{ mm}^2$$

D'après la condition sur la flèche sous poids propre $f \leq 71.88 \text{ mm}$ on trouve:

$$I_T \geq 5 \times q \times \frac{l^4}{384 \times 71.88 \times E} = 5 \times 101.7 \times \frac{60000^4}{384 \times 71.88 \times 210000} = 1.37 \times 10^{12} \text{ mm}^2$$

Mais si on admet le coefficient de répartition $c = I_a / I_T$ on trouve que :

$$I_T = 3.452 \times \frac{10^{11}}{0.14} = 2.46 \times 10^{12} \text{ mm}^2 \quad (\text{Ok})$$

Pré dimensionnement des longerons et des entretoises :

On utilise la théorie du voilement (les longerons vis-à-vis compression pure et les entretoises vis-à-vis le cisaillement pur)

La distance entre axe des longerons est 360 mm on doit dimensionner le longeron de la façon suivante : La plaque de largeur $b = 720 \text{ mm}$ et de longueur $a = 3750 \text{ mm}$ soit raidi par le longeron : $\alpha = \frac{a}{b} = 5.208$, pour placer un raidisseur à une distance de $b/2$ il faut que :

$$\alpha \leq \sqrt{8(1 + 2\delta_s) - 1}$$

$$\alpha = 5.208 \leq \sqrt{8(1 + 2\delta_s) - 1} \Rightarrow \delta_s \geq 1.258 ; \text{ ce qui nous donne une}$$

$$\chi_{s,nec} = -\frac{1}{2}\alpha^4 + [8(1 + \delta_s) - 1]\alpha^2 + \delta_s + \frac{1}{2} = 369.72 ; \text{ Pour une valeur minimale de } \delta_s$$

L'inertie du longeron minimale va être égale à :

$$I_s = \chi_{s,nec} \times b \times \frac{t^3}{10.92} = 369.72 \times 720 \times \frac{16^3}{10.92} = 9.98 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La distance entre axe des entretoises est 3750 mm on doit dimensionner l'entretoise de la façon suivante : La plaque de largeur $a = 9200 \text{ mm}$ et de longueur $b = 7500 \text{ mm}$ soit raidi par l'entretoise :

$$\alpha = \frac{a}{b} = 1.226, \text{ pour placer un raidisseur à une distance de } b/2 \text{ sachant que } 1.1 \leq \alpha \leq 3.5$$

Ce qui nous donne une :

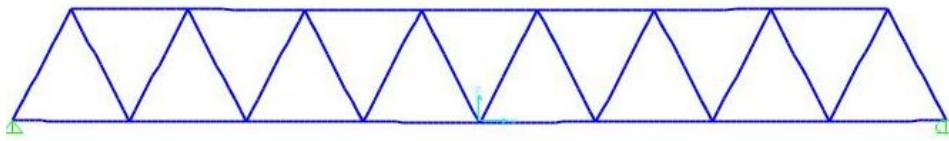
$$\chi_{s,nec} = 18(4.1 - \alpha)(\alpha - 2.1)^3 + 108(\alpha - 2.1) + 220 = 91.07$$

L'inertie minimale de l'entretoise va être égale à :

$$I_s = \chi_{s,nec} \times b \times \frac{t^3}{10.92} = 91.07 \times 7500 \times \frac{16^3}{10.92} = 2.56 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

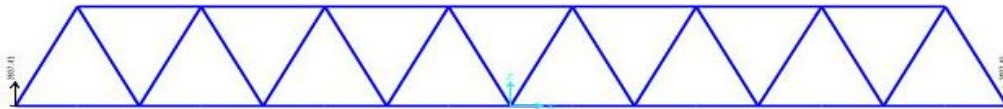
✓ **SW/2 :**

1. Allure de la déformée :



2. Réactions :

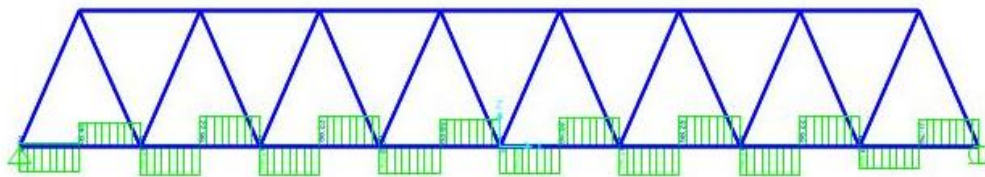
$$R_{\max} = 3937.40\text{KN}$$



3. Effort tranchant :

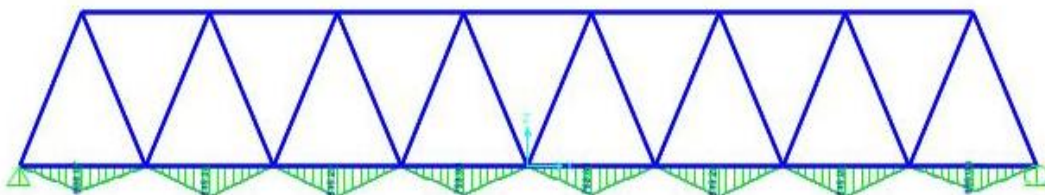
$$T_{\max} = 218.48\text{KN}$$

$$T_{\min} = -218.45\text{KN}$$



4. Moment fléchissant :

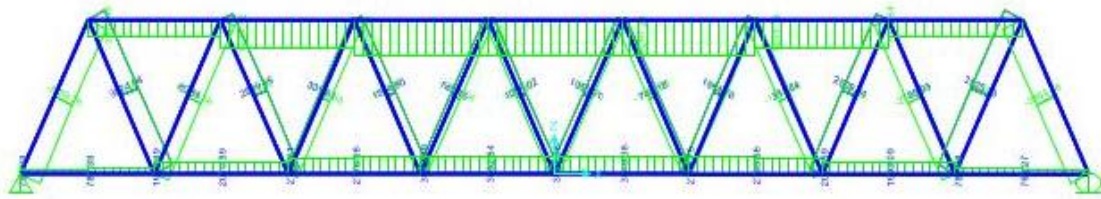
$$M_{\max} = 819.25\text{KN.m}$$



5. Effort normal :

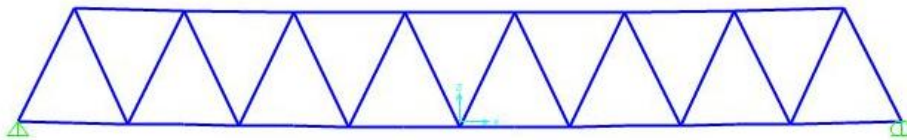
$$N_{\max} = 3052.69\text{KN.}$$

$$N_{\min} = 6486.25\text{KN.}$$



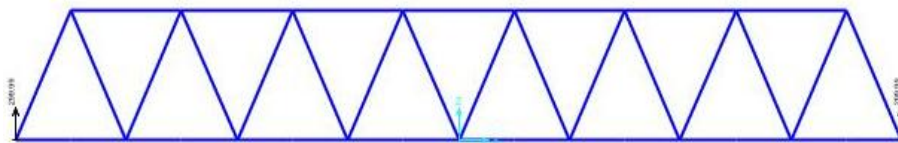
✓ **Train à vide :**

1. Allure de la déformée :



2. Réactions :

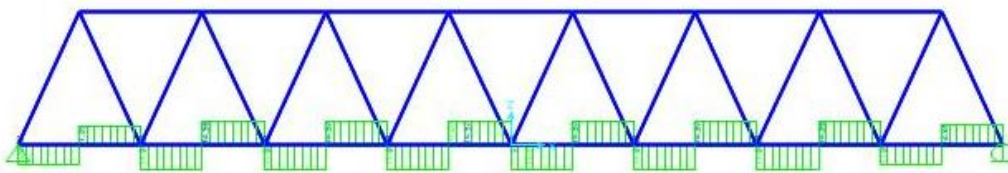
$$R_{\max} = 299.988\text{KN.}$$



3. Effort tranchant :

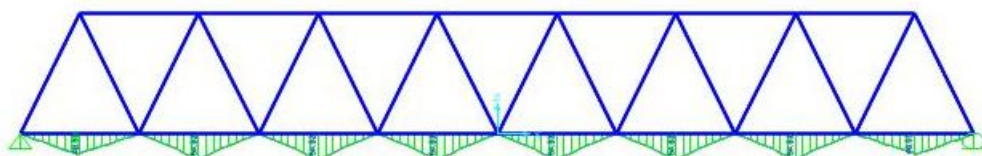
$$T_{\max} = 14.57\text{KN}$$

$$T_{\min} = -14.57\text{KN}$$



4. Moment fléchissant :

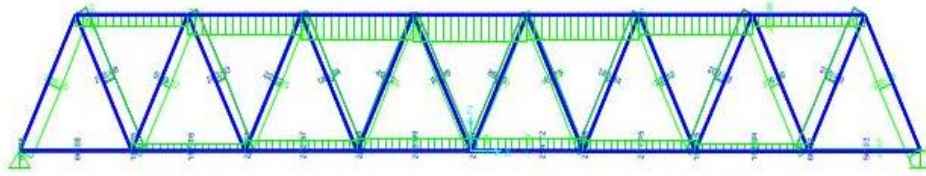
$$M_{\max} = 54.63\text{KN.M}$$



5. Effort normal :

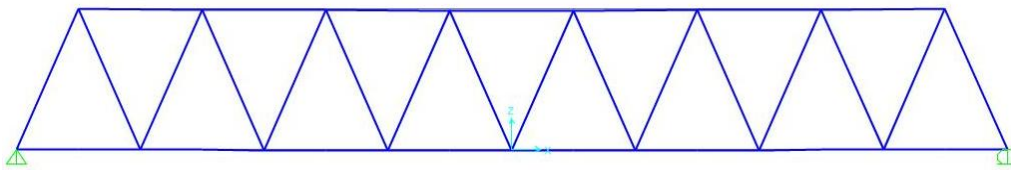
$$N_{\max} = 255.073\text{KN.}$$

$$N_{\min} = -553.544\text{KN.}$$



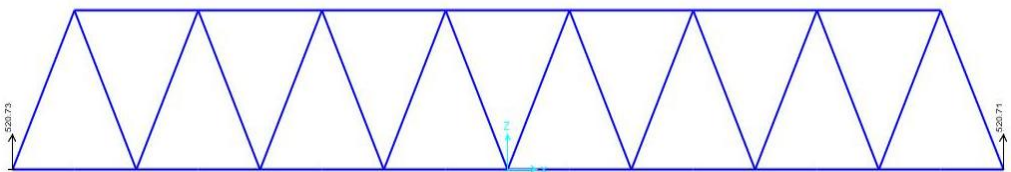
✓ **Déraillement du train :**

1. Allure de la déformée :



2. Réactions :

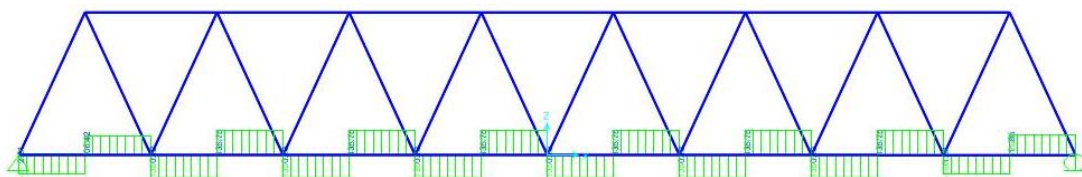
$$R_{\max} = 520.71.\text{KN.}$$



3. Effort tranchant :

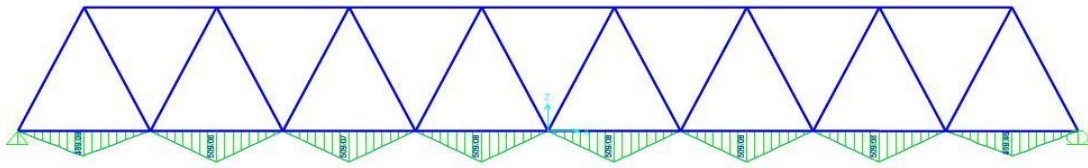
$$T_{\max} = 135.75\text{KN}$$

$$T_{\min} = -135.70\text{KN}$$



4. Moment fléchissant :

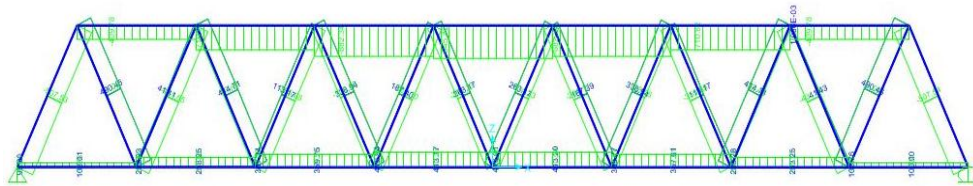
$$M_{\max} = 509.08\text{KN.m}$$



5. Effort normal :

$$N_{\max} = 490.460\text{KN.}$$

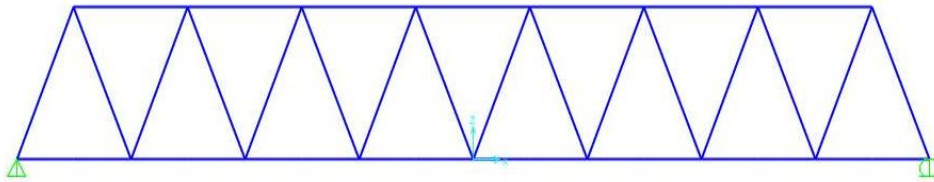
$$N_{\min} = -945.42\text{KN.}$$



✓ **Charge sur accotement :**

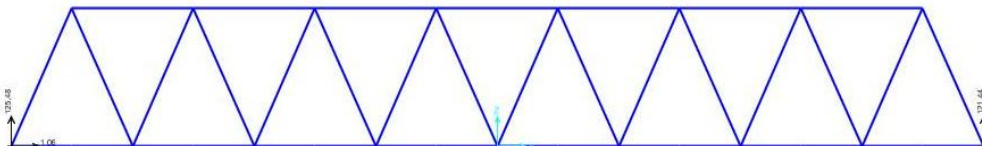
On applique une charge uniformément repartie de **5KN/m²**.

1. Allure de la déformée :



2. Réactions :

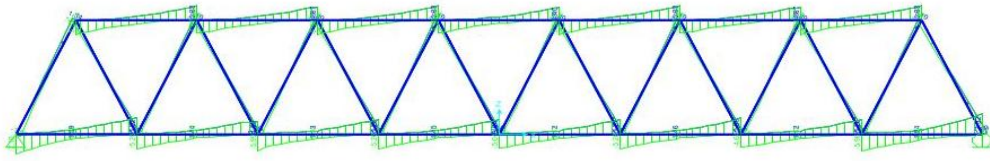
$$R_{\max} = 125.48\text{KN.}$$



3. Effort tranchant :

$$T_{\max} = 7.32\text{KN}$$

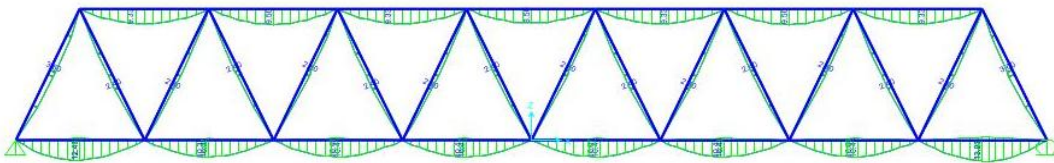
$$T_{\min} = -7.2\text{KN}$$



4. Moment fléchissant :

$$M_{\max} = 10.49\text{KN.M}$$

$$M_{\min} = 9.50\text{KN.M}$$



5. Effort normal :

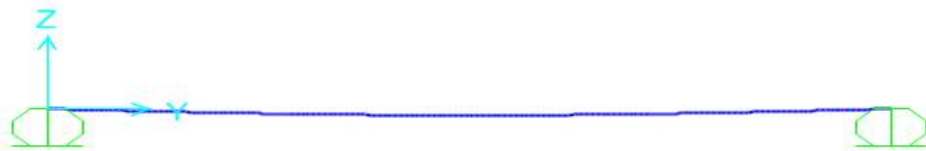
$$N_{\max} = 129.56\text{KN.}$$

$$N_{\min} = -228.859\text{KN.}$$

✓ **Poids propre :**

Pour le poids propre l'excentricité de la charge unitaire est nulle.

1. Allure de la déformée :



2. Réactions :

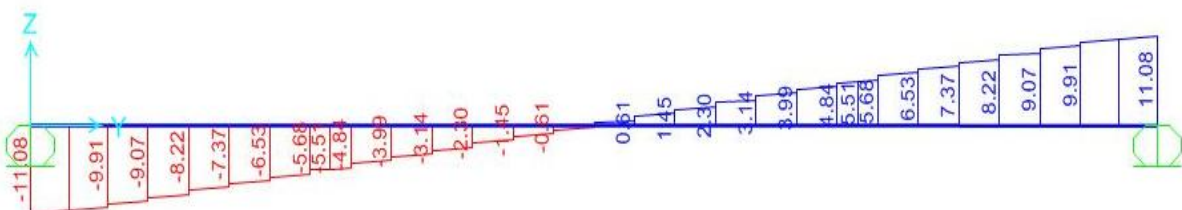
$$R_{\max} = 801.44 \text{KN.}$$



3. Effort tranchant :

$$T_{\max} = 11.08 \text{KN}$$

$$T_{\min} = -11.08 \text{KN.}$$



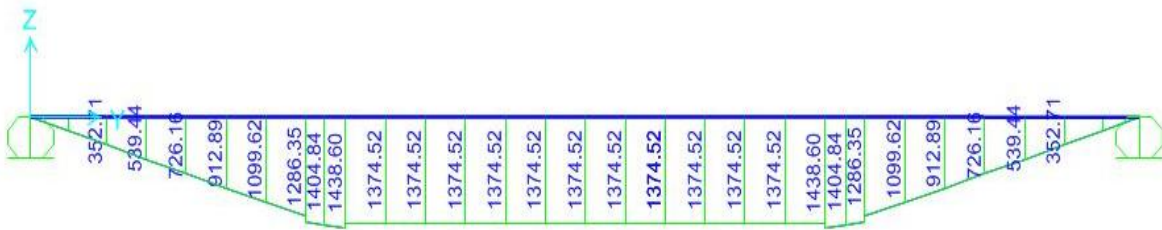
4. Moment fléchissant :

$$M_{\max} = 29.23 \text{KN.M}$$

Annexe III

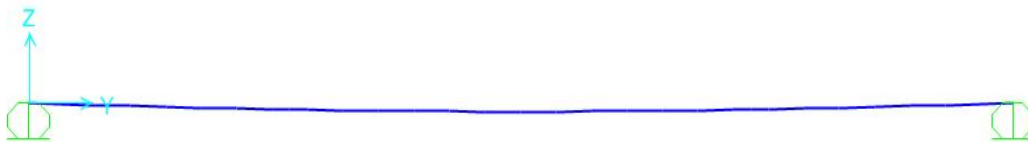
4. Moment fléchissant :

$$M_{\max} = 1438.60 \text{ KN.m}$$



✓ Chargement SW/2 :

1. Allure de la déformée :



2. Réactions :

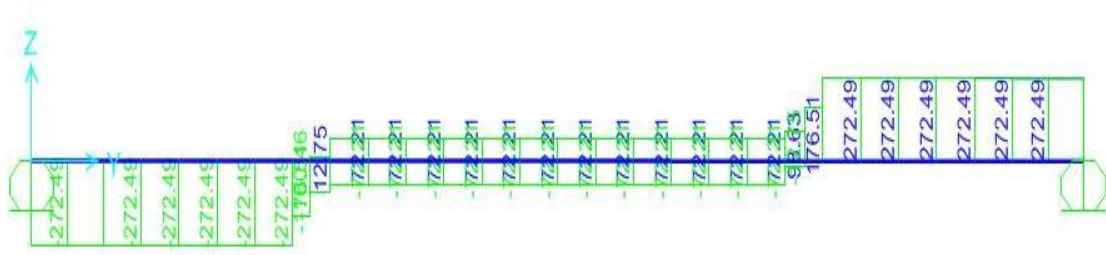
$$R_{\max} = 3937.40 \text{ KN.}$$



3. Effort tranchant :

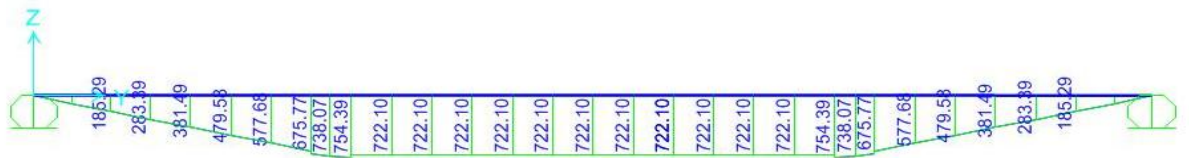
$$T_{\max} = 272.49 \text{ KN}$$

$$T_{\min} = -272.49 \text{ KN}$$



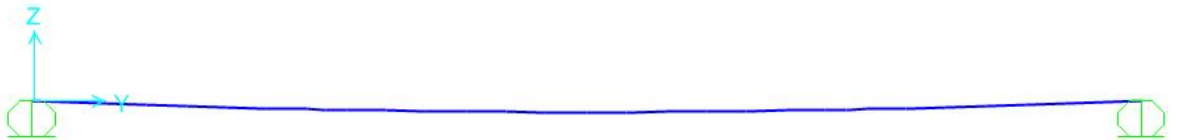
4. Moments fléchissant :

$$M_{\max} = 754.39 \text{ KN.m}$$



✓ Chargement train à vide :

1. Allure de la déformée :



2. Réactions :

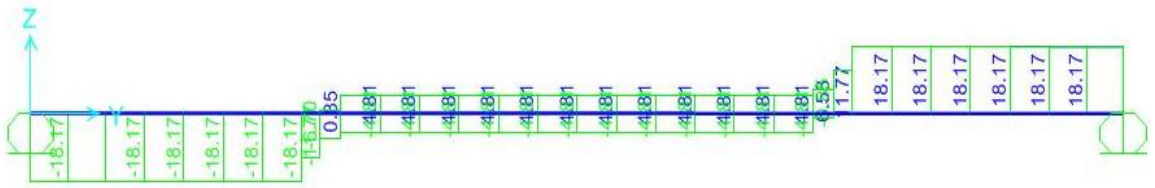
$$R_{\max} = 299.99 \text{ KN.}$$



3. Effort tranchant :

$$T_{\max} = 18.17 \text{ KN}$$

$$T_{\min} = -18.17\text{KN}.$$

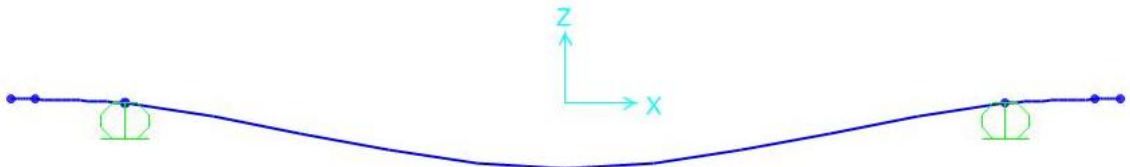


1. Moment fléchissant :

$$M_{\max} = 50.29\text{KN.M}$$

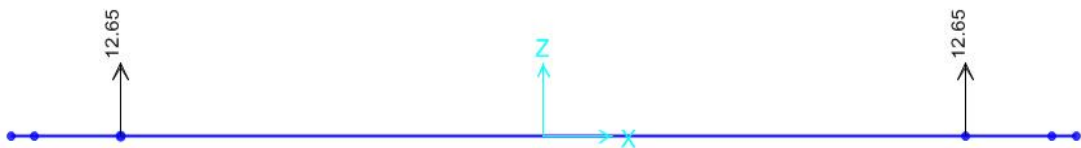


1. Allure de la déformée :



2. Réactions :

$$R_{\max} = -12.65\text{KN}.$$

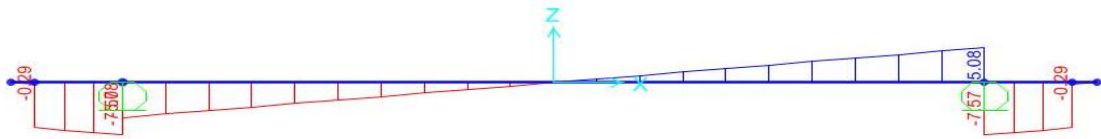


3. Effort tranchant :

Annexe III

$$T_{\max} = 5.08\text{KN}$$

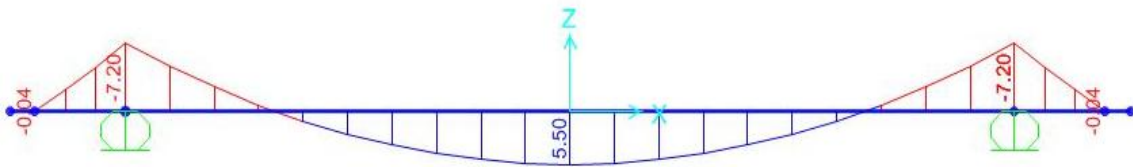
$$T_{\min} = -7.57\text{KN.}$$



4. Moment fléchissant :

$$M_{\max} = 5.50\text{KN.M}$$

$$M_{\min} = -7.20\text{KN.M}$$



✓ Déraillement du train :

1. Allure de la déformée :



2. Réactions :

$$R_{\max} = 690.64\text{KN.}$$

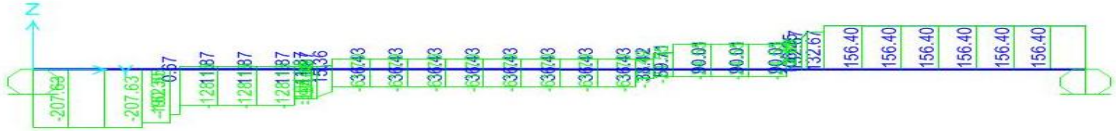


3. Effort tranchant :

Annexe III

$$T_{\max} = 156.40 \text{ KN}$$

$$T_{\min} = -207.63 \text{ KN.}$$



4. Moment fléchissant :

$$M_{\max} = 519.26 \text{ KN.M}$$

