

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : ouvrage d'art et infrastructure

Présenté par :

Benhaouari Djamel abd naceur

Benali A.E.K

Sujet du mémoire

***Etude d'un pont en béton précontrainte
(viaduc ferroviaire V1120)***

Soutenu publiquement le 25 / 05 /2017 .devant le jury composé de :

Mr.A.SAOULA

President

Mr.Dr.K.BOUKKAZ

Rapporteur

Mr .T.BENSATTALAH

Co-Encadreur

Mr .ZIDORE

Examineur

Mr .RABAHI

Examineur

2017/2016

Remerciements

Tout d'abord nous remercions « Allah », qui nous a donné la force et le courage de mener ce travail à son terme.

Nous tenons aussi à exprimer notre gratitude pour notre cher encadreur Mr. BOUAKAZ KHALED et Co-encadreur Mr. BENSATALLAH TAYEB pour sa disponibilité et sa patience durant tout notre travail.

Nos remerciements vont aussi :

A tous les professeurs de génie civil pour leur profonde attention porter à notre égard durant tout les années de formation, et les responsables de l'administration pour l'aide qui nous ont apporté.

A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Merci à tous.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher binôme BENALI A.E.K qui m'a supporté tout au long de notre travail.

Mes parents qui m'ont donné la chance de suivre cette formation et de m'avoir en courage pour mes études.

Mes frères, pas mais amis Ghoul sahraoui et Geulta ahmed ainsi que

Mes frères Khaldoun, Houssin, Abd samad, Badro, Youness .

Mes sœurs, à Neveu Mouhamed et Nièce Mariam

Mes amis: Azzedin, Haji, Menad, A. e. k, Rabah, Brahim, Mahmoud, Sedik, Moustafa, Fouad, houssam, Houari.

A tous les étudiantes de ma promos O.A.I .

Merci à tous

Djamel

Dédicace

Dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents qui m'ont donné la chance de suivre cette formation et de m'avoir encourager pour mes études.

Mon très cher binôme Benhaouari Djamel qui m'a supporté tout au long de notre travail.

Mes sœurs

Mes frères : Belkacem, Mouhamed, Moustapha.

Mes oncles, Mes tantes, Mes cousins et cousines

Et toute ma famille.

Mes amis : Ghoul

sahraoui, Geltaahmed, Rabah, Ibrahim, Mahmoud, Seddik, Mostapha

, Fouad, Houssam, Naceur, Kadiro, Mamouni.

Et tout qui m'ont supporté pour terminer mon projet de fin d'étude.

Tous ceux que j'ai oublié.

SOMMAIRE

1- Introduction Générale.....	1
-------------------------------	---

CHAPITRE I : GENERALITE

I.1- Introduction.....	3
I.2- ASTALDI.....	4
I.3- Présentation de l'ouvrage.....	6
I.4- Données naturelles	7
I.5- Les données géologique et géotechnique.....	7
I.6- Donnée sismologiques	7
I.7- Géographique	8
I.8- Géologique générale	9
I.9- Géologie, géomorphologie et hydrogéologie de détail	10
I.10- Cadre géotechnique.....	10
I.11- Typologie des fondations de l'ouvrage.....	12
I.12- Montage	19
I.13- Données fonctionnelles	19
I.14- Conclusion	22

CHAPITRE II : CONCEPTION DU PROJET

II.1- Introduction	24
II.2-Contraintes spécifiques de dimensionnement des ouvrages ferroviaires	24
II.3-Critères de dimensionnement	25
II.4-Etude des variantes	26
II.5-Les culées	37
II.6-Les piles	40
II.7-Fondation	42
II.8-Conclusion	43

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III.1-Introduction	45
III.2-Béton	45
III.3-L'acier	47
III.4- Conclusion.....	49

CHAPITRE IV : CARACTERISTIQUES DES TABLIERS

IV.1-Introduction.....	51
IV.2-Les poutres	51
IV.3-L'hourdis.....	53
IV.4-Accessoire de tablier	54
IV.5- Conclusion.....	55

CHAPITRE V : ANALYSES DES CHARGES

V.1-Représentation des actions	57
V.2-Coefficient dynamique	60
V.3-La charge ferroviaire agissant sur la dalle supérieure	61
V.4>Action latérale de vent.....	62
V.5>Action de démarrage et de freinage.....	62
V.6-Variations de la température.....	63
V.7-Les forces centrifuges.....	63
V.8-Calcul des moments et les efforts tranchants.....	63
V.9-Méthode de Guyon Massonnet.....	71
V.10- La méthode numérique (ROBOT).....	72
V.11-Conclusion.....	74

CHAPITRE VI : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

VI.1- Origine du béton précontrainte	76
VI.2- Précontrainte par post-tension.....	76
VI.3- Injection des câbles	77
VI.4- Dimensionnement de la précontrainte.....	78
VI.5- vérification des contraintes au l'état limites.....	90
VI.6- Ferrailage de la poutre	92
VI.7- Calcul des déformations.....	94
VI.8-Conclusion	97

CHAPITRE VII : LES EQUIPEMENT

VII.1-Introduction.....	99
VII.2-Appareil d'appui	99
VII.3-Conclusion	105

CHAPITRE VIII : ETUDE LA PILE

VIII.1-Introduction	107
VIII.2-Choix de morphologie	107
VIII.3-Pré dimensionnement des pile (voile)	107
VIII.4- Etude du voile.....	108
VIII.5-Conclusion.....	114

CHAPITRE IX : ETUDE DE LA CULEE

IX.1-Introduction.....	116
IX.2-Pré dimensionnement des culées.....	116
IX.3-Stabilité de la culée	118
IX.4- Etude et ferrailage de la culée	122
IX.5-Conclusion	137
Conclusion générale	138
Bibliographie	

Liste des figures

Figure I.1 : modélisation 3D V1120	3
Figure I.2 : La zone de projet.....	7
Figure I.3 : Les zones sismiques dans l'Algérie	8
Figure I.4 : Carte géographique de la zone de projet.....	8
Figure I.5 : la géologie générale de Saida	9
Figure I.6 : La géomorphologie de la zone du projet.....	10
Figure I.7 : Le modèle géologique – géotechnique de projet	12
Figure I.8 : Demi vue en plan.....	20
Figure I.9 : Profile en long.....	20
Figure I.10 : Profile en travers	21
Figure II.1 : coupe transversal de la pile a mi travée	29
Figure II.2 : Coupe transversal de la poutre sur appuis.....	29
Figure II.3 : Poutre en béton précontrainte	34
Figure IV.1 : Caractéristique de la poutre	53
Figure IV.2 : Dimensionnement de la poutre.....	54
Figure IV.3 : Garde - corps	54
Figure IV.4 : Les différents éléments de rails.....	55
Figure V.1 : Modèle de charge LM71 et valeurs caractéristiques	59
Figure V.2 : Modèle de charge SW.....	59
Figure V.3 : Les étapes d'analyses a l'ELU.....	72
Figure VI.1 : le tracé du câble	81
Figure VI.2 : Disposition du câble a l'about	82
Figure VI.4 : le tracé du câble	83

Figure VI.4 : Le câblage	84
Figure VI.5 : Ferrailage de la poutre	94
Figure VII.1 : Appareil d'appuis en élastomère frété	99
Figure VII.2 : Dimensionnement de l'appareil d'appuis	101
Figure VII.3 : Appareil d'appuis + dé d'appuis	101
Figure VII.4 : Ferrailage de l'appareil d'appuis	105
Figure VIII.1 : Prés dimensionnement des piles	108
Figure VIII.2 : Ferrailage de voile	112
Figure VIII.3 : Façonnage de ferrailage de la semelle	114
Figure IX.1 : La culée	117
Figure IX.2 : Dimensionnement de la culée	117
Figure IX.3 : Poussées des terres	123
Figure IX.4 : Ferrailage du mur garde grève	125
Figure IX.5 : Ferrailage de mur	131
Figure IX.6 : Vérification des contraintes a l'ELS par SOCOTEC	134
Figure IX.7 : Ferrailage du mur en retour	135
Figure IX.8 : Semelle sous le mur front	136
Figure IX.9 : Ferrailage de la semelle	137

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Description des modèles géologique – géotechnique	11
Tableau I.2 : Paramètres géotechniques unité Cf	12
Tableau I.3: Paramètres géotechnique unité C.....	12
Tableau I.4 : les intervalles des valeurs des modules K	13
Tableau I.5: les démentions des piles et des culée.....	14
Tableau I.6: les Paramètres géotechniques unité considérés	14
Tableau I.7 : rapport les différents approche utilisé	15
Tableau I.7 : Coefficients de capacité portante.....	15
Tableau I.9 : Facteurs de forme.....	15
Tableau I.10 : Facteurs de profondeur du plan de pose.....	15
Tableau I.11 : Facteurs d'inclination de la charge.....	16
Tableau I.12 : Facteurs d'inclination de la base de la fondation.....	16
Tableau I.13 : Facteurs d'inclination du niveau du sol.....	16
Tableau I.14 : rapport les différents approches utilisées pour la culée A-B....	17
Tableau I.15 : rapport les différents approches utilisées pour les piles 1et 6...	17
Tableau I.16 : rapport les différents approches utilisées pour les piles 2et 5...	18
Tableau I.17 : rapport les différents approches utilisées pour les piles 3et 4...	18
Tableau I.18. : les résultats de la différente approche utilisée	19
Tableau II.1 : solution régulièrement adapté pour les ouvrages d'arts.....	26
Tableau II.2 : analyse multicritères.....	36
Tableau III.1 : valeurs des résistances	38

Tableau III.2 : différents caractéristique du béton	40
Tableau III.3 : différents caractéristique de l'acier	41
Tableau V.1 : les charges verticales	49
Tableau V.2 : les charges verticales pour le modèle de charge SW	52
Tableau V.3 : les coefficients dynamiques et son intervalle.....	52
Tableau V.4 : récapitulatif des moments et efforts tranchants du à 0.5L	63
Tableau V.5 : récapitulatif des moments et efforts tranchants du à 0.75L	63
Tableau VI.1 : les données d'acier de précontraints	69
Tableau VI.2 : les données concernent les moments	69
Tableau VI.3 : les données concernent de béton de poutre	69
Tableau VI.4 : valeurs de X_d et X_k	75
Tableau VI.5 : les positions les angles des différents câbles	75
Tableau VI.6 : perte par frottement.....	77
Tableau VI.7 : perte par glissement d'encrage	77
Tableau VI.8 : calcule des pertes dues au recules d'ancrage.....	78
Tableau VI.9 : valeurs des pertes dues au recule d'ancrage par câble.....	78
Tableau VI.10 : perte par raccourcissement instantanée de béton.....	79
Tableau VI.11 : les récapitulatif des pertes instantané	79
Tableau VI.12 : pertes par relaxation de l'acier.....	80
Tableau VI.13 : perte par fluage	81
Tableau VI.14 : perte totale.....	81
Tableau VII.1 : déformation lente (retrait – fluage – température)	91
Tableau VIII.1 : pré dimensionnent des piles	97
Tableau VIII.2 : charge horizontale	99
Tableau IX.1 : pré dimensionnent des culées	105
Tableau IX.2 : coefficient des poussé	107

Tableau IX.3 : moment et efforts agissent sur la culée.....	108
Tableau IX.4 : poussé de terre.....	109
Tableau IX.5 : sur charge sur remblai.....	109
Tableau IX.6 : récapitulatif	110
Tableau IX.7 : vérification la stabilité au renversement	110
Tableau IX.8 : valeur de vérification au glissement	111
Tableau IX.9 : les moments et efforts agissent sur le mure frontale	116

ملخص

تصميم ودراسة جسر سكة حديدية ذات روافد مسبقة الاجهاد.

هذا العمل المتواضع مندرج في اطار دراسة و تصميم الجسر لسكة حديدية العابرة لواد سعيدة الرابط بين ولايتي تيارت و سعيدة و الذي يتضمن تحديد الخيار المناسبة الابعاد المبدئية , الحمولة و الحمولة الزائدة , دراسة مسبقة للاجهاد و اخيرا تحديد ابعاد البنية التحتية.

الكلمات المفتاحية:

خرسانة مسبقة الاجهاد ، جسر ، رافدة. نظام الترميز الأوروبي ، نظام الخرسانة المسلحة في الحالات الحدية ، نظام الخرسانة المسبقة الاجهاد في الحالات الحدية .

Résumé

Conception et étude d'un viaduc ferroviaire avec des poutres en béton précontraint

Ce modeste travail consiste à faire la conception et l'étude d'un viaduc ferroviaire afin de franchir l'Oued de SAIDA pour relier TIRET à SAIDA. Cela comprend le choix de la variante, le pré dimensionnement, l'évaluation des charges et surcharges, l'étude de la précontrainte ainsi que le dimensionnement de l'infrastructure.

Les mots clés :

Béton précontraint, pont. Poutre, EUROCODE. B.A.E.L 91 - B.P.E.L 91.

Abstract

Design and study of a prestressed concrete railway viaduct

This modest work is to design and study of a railway viaduct that cross the Oued SAIDA, and a connection between SAIDA and TIARET. This includes the choice of variants, predesign and evaluation of loads and overloads, finally the study of prestressing and the Infrastructure.

Keywords:

Prestressed, concrete, bridge, Beam, Euro code. B.A.E.L 91 – B.P.E.L 91.

I-Introduction Générale :

Un ouvrage d'art est une construction de grandes dimensions dont l'étude et la réalisation nécessitent des moyens exceptionnels faisant largement appel aux connaissances et au savoir-faire du génie civil. A titre d'exemple, on peut citer les types d'ouvrages tels que : les **ponts**.

Le terme **pont** est communément utilisé pour qualifier une structure reliant deux points séparés par une dépression ou par un obstacle – que ceux-ci soient naturels (cours d'eau, vallée, bras de mer) ou créés par l'homme (route, chemin de fer canal, rivière).

Selon sa forme, un pont peut donc porter un nom particulier :

- **ponceau** : petit pont d'une seule travée, de l'ordre de 5-8 m.
- **viaduc** : ouvrage de grande longueur constitué de plusieurs travées et situé à hauteur élevée par rapport à la brèche.
- **passerelle** : pont léger livrant passage à de faibles charges, piétons, cyclistes...etc.

On peut également classer les ponts selon :

- le matériau utilisé (ponts en bois, en maçonnerie, en acier, en béton, en béton précontraint...).
- la nature de la voie portée (ponts-routes, ponts-rails, pont-canal, pont-aqueduc ...).
- la structure (ponts à poutres, ponts-dalles, ponts en arc, ponts-cadres, ponts suspendus, ponts caissons, ponts à haubans, ponts Bowstrings, ...).
- la forme (ponts droits, ponts biais, ponts courbes, ...).
- leur mode d'exécution (ponts réalisés par encorbellement, par poussage, sur cintre, par rotation, par ripage, ...).

Alors, dans le cadre de développement économique, l'Algérie basée sur la construction d'un réseau ferroviaire par conséquent des ouvrages d'arts. Pour cela on a la chance de faire une conception et étude d'un viaduc ferroviaire V1120, Situé sur la ligne ferroviaire entre TIARET et SAIDA.

CHAPITRE I : GENERALITE

I.1-Introduction :

Dans ce mémoire nous essayons d'examiner la conception et l'étude d'un pont rail (viaduc ferroviaire) **V1120**, L'ouvrage d'art en projet se trouve entre le **PK. 143+353** et le **PK. 143+527** dans le tronçon **N. 24** à la ligne ferroviaire à voie unique SAIDA(20) – TIARET(14) 153KM.

Il a une longueur total du tablier de **176.00** mètres, et un largeur de **13,70** mètres, qui sera réalisée l'entreprises **ASTALDI**.

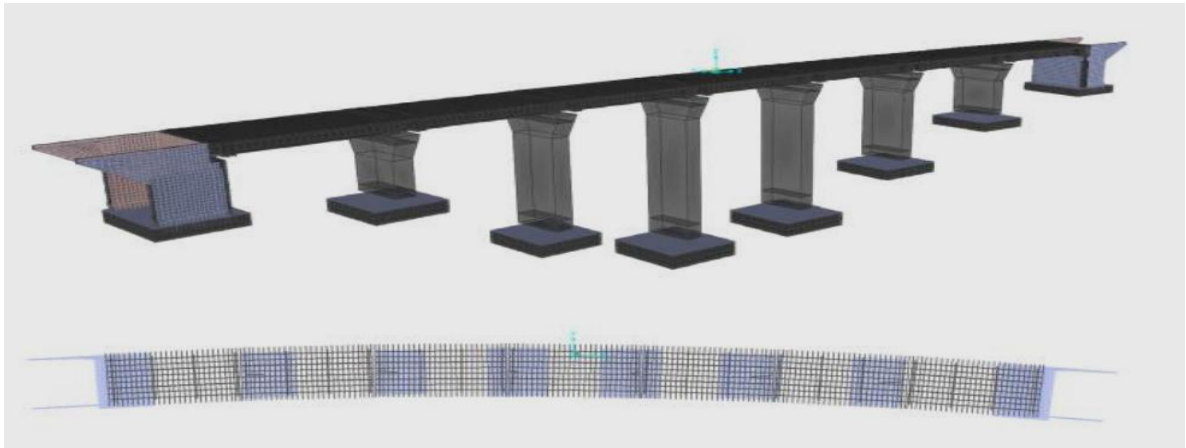


Figure I.1 : modélisation 3D V1120

Initialement, on va illustrer les caractéristiques géologiques, géomorphologiques et Hydrogéologiques de la zone d'étude.

Donc on va analyser les formations lithologiques directement affleurâtes dans la zone où se trouve le viaduc en projet et on a déterminé les leurs propriétés géotechniques.

Ensuite on va décrire le model géologique et géotechniques de référence entre le trait de tracé où le viaduc V1120 est colloqué.

Enfin, on va déterminer les typologies des fondations pour l'ouvrage d'art en projet sur la base de la stratigraphie du terrain et des paramètres géotechniques des formations.

Pour les fondations des piles et des culées on va calculer aussi la charge limite ultime en fonction de leurs dimensions.

I.2- ASTALDI:

I.2.1- ASTALDI S.P.A.: est une entreprise italienne, l'une des plus importantes entreprises mondiales dans le secteur du BTP, la construction et des travaux publics. ASTALDI est le second groupe sur le marché italien de construction « général contractor », comme promoteur et spécialiste de projet finance.

L'entreprise a été fondée dans les années 1920. Depuis le groupe ASTALDI a réalisé d'importants ouvrages dans plus de 70 pays, en gagnant des marchés grâce à son organisation technique (études et travaux) et à sa solidité financière.

Les différents secteurs d'intérêt sont les infrastructures de transport (autoroutes, aéroports, ports, voies ferrées traditionnelles et lignes à grande vitesse, métros), les centrales de production d'énergie (barrages, centrales électriques thermiques, hydrauliques et nucléaires), le bâtiment (logements et bâtiments industriels), la construction et la gestion des parkings publics, les établissements de santé (hôpitaux et cliniques) et, à l'étranger, tous ouvrages dans le domaine de l'eau et de l'énergie.

Actuellement, le groupe est présent en Italie, dans les pays d'Europe de l'Est, en Algérie, en Turquie et au Moyen-Orient (Arabie saoudite, Qatar, Émirats arabes unis), aux États-Unis et en Amérique centrale et du Sud.

I.2.2- Histoire :

Les origines de la société remontent aux années 1920, avec la création par l'Ing. Sante Astaldi de l'entreprise individuelle du même nom. En 1929 la société individuelle devient une société anonyme, et sa raison sociale devient «Impresa Astaldi Costruzione Lavori Pubblici S.P.A. »

Jusqu'à la fin de la seconde guerre mondiale, l'entreprise intervient essentiellement en Italie et dans les colonies italiennes en Afrique. L'entreprise se spécialise dans les travaux publics avec la construction de routes, voies ferrées, ports et grands bâtiments publics.

L'activité à l'étranger se développe fortement au lendemain de la guerre avec la création de « Impresa Astaldi Estero S.P.A. » La société gagne de nombreux marchés en Europe, Asie, Amérique Centrale, Moyen Orient et développe sa présence en Afrique.

La composition actuelle de la société remonte à 1985, quand les sociétés « Impresa Astaldi » et « Astaldi Estero » fusionnent pour devenir, en mars 1986, « Astaldi S.p.A.. »

En 1998, le groupe Astaldi devient le second groupe italien de constructions à la suite du rachat de deux entreprises italiennes importantes du secteur, Italstrade S.P.A. et Dipenta.

I.2.3- Principaux marchés et pays d'implantation :

- Europe : Bulgarie, Pologne, Roumanie ;
- Afrique : Algérie ;
- Asie : Turquie, Qatar, Arabie Saoudite, Émirats Arabes Unis ;
- Amérique : États Unis, Honduras, Costa Rica, El Salvador, Nicaragua,
- Guatemala, Venezuela, Bolivie, Chili, Brésil, Panama et Pérou.

I.2.4- Composition du Conseil d'administration:

Président honoraire : Ayman Nasri

Président : Ayman Nasri

Vice-président : Paolo Astaldi

Administrateur délégué : Giuseppe Cafiero

Administrateur délégué : Stefano Cerri

Conseiller : Caterina Astaldi

Conseiller : Pietro Astaldi

Conseiller : Luigi Guidobono Cavalchini

Conseiller : Franco Alfredo Grassini

Conseiller : Mario Lupo

Conseiller : Nicola Oliva

Conseiller : Maurizio Poloni

Conseiller : Gian Luigi Tosato

Création	1926
Fondateurs	Ing. Sante Astaldi
Personnages clés	Vittorio Di Paola PDG
Forme juridique	Société anonyme
Siège social	Rome (Italie)
Actionnaires	Famille Astaldi
Activité	BTP
Filiales	Italstrade S.P.A. - Dipenta
Effectif	8 800 (2007)
Site web	http://www.astaldi.it

I.2.5- Données économiques et financières :

Le Groupe Astaldi S.P.A dispose d'un patrimoine net de 312 millions d'euros, a déclaré un chiffre d'affaires consolidé de 1,3 milliard d'euros et un bénéfice net de 38,1 millions d'euros. Les effectifs sont de 8 800 salariés.

I.2.6- Ouvrages récents :

Parmi les ouvrages les plus récents et réalisés au cours des toutes dernières années, on compte :

- la ligne TAV Rome-Naples.
- les bâtiments de la nouvelle Foire de Milan.
- l'hôpital de Venise-Mestre.
- le complexe hydroélectrique de Pont Ventoux et l'autoroute d'Anatolie en Turquie.
- les lignes de métro de Rome, Milan, Naples, Gènes, Brescia, Istanbul.
- les centres hospitaliers de Naples et en Toscane.
- deux tronçons de la route (voie autoroutière) SS Jonica.
- le nœud ferroviaire de Turin.
- la gare TAV de Bologne.
- d'importantes liaisons ferroviaires au Venezuela et en Europe de l'Est.
- le pont Halic Bridge, connu aussi comme le pont sur la pointe d'or en Turquie.

I.3- Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un ouvrage d'art (viaduc ferroviaire) V1120. L'ouvrage d'art en projet se trouve dans le tronçon N.24, entre le PK. 143+353 et le Pk 143+527, elle a une longueur total du tablier de 175.00 m et un largeur de 13.7 m.



Figure I. 2: la zone de projet

I.4-Données naturelles :

Qui sont l'ensemble des éléments de son environnement influent sur sa conception et qu'il faut respecter et ne pas modifier, on distingue. Les travaux de reconnaissance géologiques et géotechnique sont fondamentaux, Ils conditionnent l'implantation des fondations et leur fonctionnement mécanique qui ont permis de mettre en évidence les formations.

I.5-Les données géologie géotechniques :

La connaissance des caractéristiques géotechniques du sol, entraîne les meilleures Conditions de stabilité et de rigidité.

Le type d'ouvrage correspondant et la nature de fondation à envisager pour les appuis, en plus il nous permet de choisir le meilleur emplacement pour avoir sans aucun doute le bon comportement mécanique de l'ouvrage.

Elles sont obtenues a partir d'une reconnaissance qui nous donne des informations sur le terrain naturel a savoir les paramètres mécaniques de résistance, les paramètres rhéologiques pour les problèmes de tassement et enfin le fluage et la perméabilité pour les problèmes d'épuisement ou de bétonnage dans les fouilles.

I.6- Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacements rapides imposés aux fondations d'un ouvrage.

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

Sur un ouvrage rigide, les efforts sont identiques à ceux d’une accélération uniforme présentant une composante horizontale de direction quelconque et une composante verticale.

La région SAIDA est classée dans la zone (01) faible sismicité selon le règlement parasismique algérien.

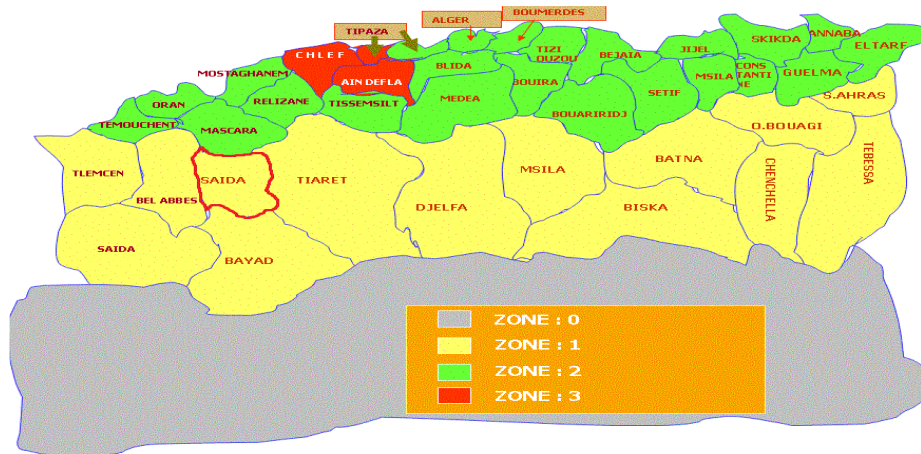


Figure I. 3 : les zones sismiques dans l’Algérie

I.7-Géographie:

La ligne ferroviaire de projet se place au nord de l’Algérie, entre les villes de Tiaret et Saida qui correspondent respectivement au début et à la fin du tracé étudiée. L’ouvrage d’art en projet se trouve dans le tronçon N.24, entre le PK. 143+353et le PK. 143+527, à peu près 10 Km au l’est la ville de Saida. Elle a une longueur de 176.00 mètres et un largueur de 13.70 mètres.



Figure I. 4: Cadre géographique de la zone de projet

I.8- Géologie générale :

L'aire d'étude se place dans la zone structuro-sédimentaire des "hauts plateaux", c'est-à-dire l'avant-pays alpin, à couverture sédimentaire réduite, où les processus locaux de distension ont permis la formation de bassins intra-montagneux comme ceux de Telagh et de Tiaret.

Cette zone est délimitée au sud par l'Atlas Saharien, une chaîne de montagnes d'origine alpine née d'une subsidence entre les hauts plateaux et la Plate-forme Saharienne, et au nord par l'Atlas tellien, une zone complexe de nappes constituées d'une série sédimentaire étendue du Jurassique au Miocène.

La zone structuro-sédimentaire des "hauts plateaux" compte plusieurs ensembles différents de par leurs caractères stratigraphiques. Le Trias n'est connu in situ que dans quelques forages effectués dans le domaine tellien au nord, où il consiste en une série gréseuse à la base suivie d'une puissante série évaporitique (séquences du Keuper) comprenant des passées calcaréo-dolomitiques et des intercalations volcaniques basiques au sommet.

En particulier, on reconnaît les principales formations du Groupe Carbonaté Inférieur (Jurassique inférieur et moyen), du Groupe Détritique des Hauts Plateaux (Callovo-Oxfordien) et du Groupe Carbonaté Supérieur (Jurassique supérieur à Valanginien).

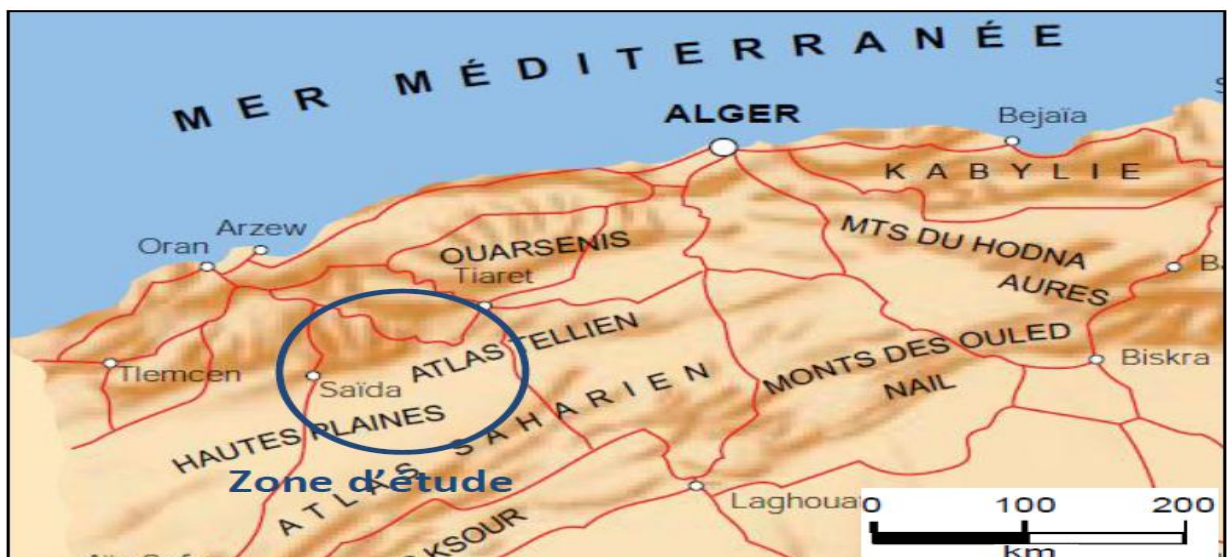


Figure I. 5 : la géologie générale de Saida

I.9- Géologie, géomorphologie et hydrogéologie de détail :

La zone intéressée par le tracé de la future ligne ferroviaire entre les tronçons considérés est caractérisée par un vaste plateau formé de calcaires marneux et dolomies à stratification subhorizontal, de compact à très fracturées et karstifié, appartenant au Groupe Carbonaté Inférieur (Jurassique inférieur et moyen), qui constituent la base aux formations grésos-sableux et marno-argileux appartenant au Groupe Détritique des Hauts Plateaux (Jurassique moyen et supérieur – Callovian / Oxfordian) et les formations calcaires du Groupe Carbonaté Supérieur (Jurassique supérieur et Crétacé inférieur).

Ces dépôts de la sous-couche ont été incisés par un soulèvement tectonique général de la zone qui a formé de vastes vallées remplies des matériaux alluviaux de argileux à sableux d'âge du Miocène au Pliocène.

Au sommet on retrouve des dépôts du Villafranchien formés d'encroûtements grésos-calcaires blanchâtres et dépôts rougeâtre d'altération superficielle.

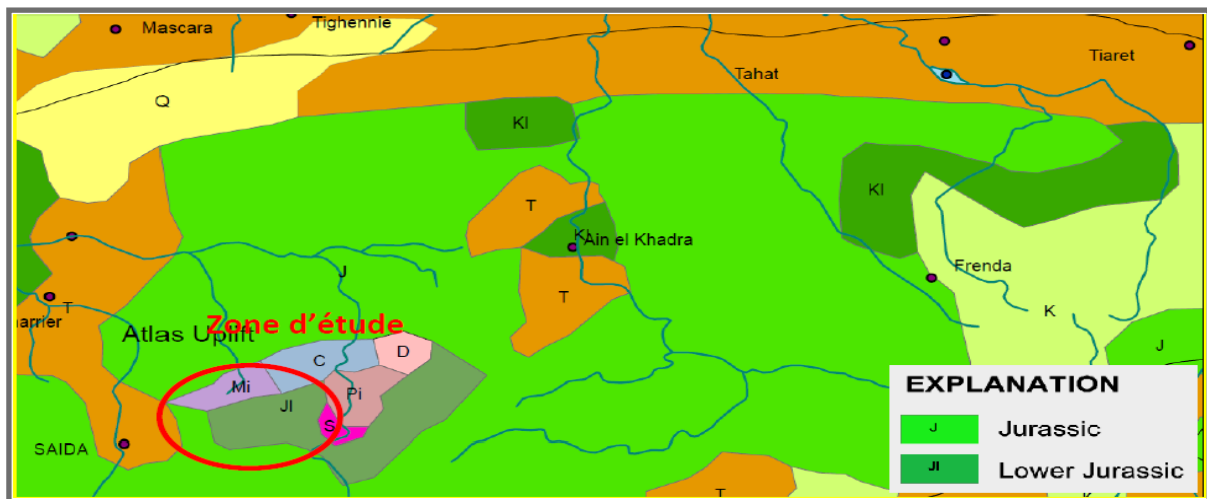


Figure I. 6 : la géomorphologie de la zone du projet

I.10-Cadre géotechnique :

La reconnaissance des sols a été conduite en faisant référence aux données de la campagne d'investigation géologiques-géotechniques de l'APD (Avant-projet Détaillé) et de l'EDE (Etudes D'Exécution) de première phase.

I.10.1- Campagnes d'investigation géotechnique

I.10.1.1- Sondages stratigraphiques – APD :

Dans l'APD a été réalisée une campagne des sondages dont le but était de définir les caractéristiques physico-mécaniques des terrains traversés par le tracé principal.

I.10.1.2 - Essais de laboratoire :

Pour les sondages de la campagne géotechnique complémentaire réalisés au cours des études finalisées à l'EDE on a considéré les essais exécutés sur les échantillons dans la première phase par le Laboratoire Central Des Travaux Publics (Unité de Chef), dont les résultats sont illustrés dans le tableau suivant

I.10.1.2- Résistance à la compression:

R.C = résistance à la compression

R.C.C = résistance à la compression corrigée

Tableau I. 1 : Description du model géologique-géotechnique de terrain

PK et Profondeur	Φ (cm)	H (cm)	Poids (gr)	Densité (t/m ³)	Charge (Kg)	R.C (bars)	R.C.C (bars)
143+353 (4.00 – 4.80)	8.3	14.2	2 140	2.79	22 000	407	391
143+353 (14.00 – 14.30)	8.3	14.2	2 100	2.73	16 000	296	284
143+360 (2.60 – 3.00)	8.3	13.5	1 980	2.71	19 000	351	334
143+360(13.60 – 14.00)	8.5	14.8	2 140	2.55	15 000	264	254
143+348 (6.00 – 6.40)	8.3	15.2	2 160	2.63	10 000	185	181
143+348 (14.00-14.40)	7.7	13.8	1 710	2.66	5 000	107	104

De suite on va illustrer le model géologique - géotechnique reconstruit pour la sous-couche en correspondance du viaduc en projet.

La géologie du substratum en correspondance du viaduc V1120 en projet est constituée de calcaire gréseux dur et compacte (C) ou hautement fracturés, altérés et karstifié (Cf). En particulier les culées du viaduc posent leurs fondations dans l'unité des calcaires hautement fracturés et karstifié (Cf) tandis que la totalité des les piles du viaduc posent leurs fondations dans l'unité des calcaires durs et compacts (C).

L'image suivante illustre le model géologique - géotechnique reconstruit pour la sous-couche en correspondance de l'ouvrage d'art en projet.

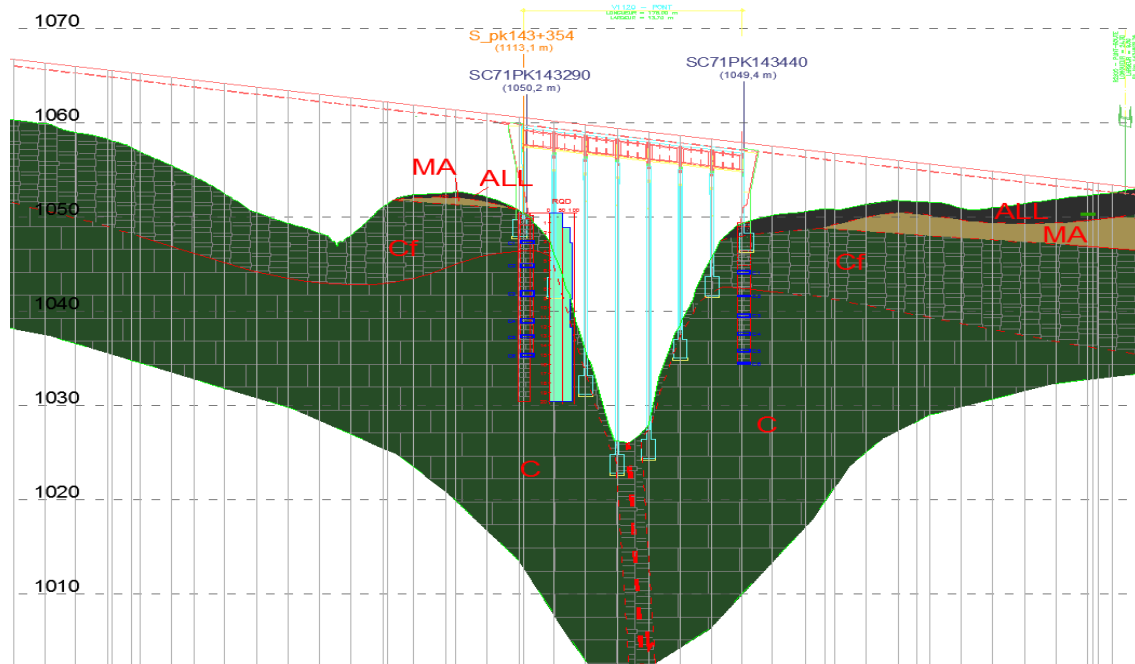


Figure I. 7 : model géologique - géotechnique de projet.

Les paramètres géotechniques de ces unités, obtenues par la méthode de RMR de Bieniawski, sont rapportés dans le tableau suivant.

Tableau I. 2 : Paramètres géotechniques unité Cf

Paramètres géotechniques unité Cf		
-		
Densité (kN/mc)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement
22 - 24	80 - 230	13° - 28°

Tableau I. 3 : Paramètres géotechniques unité C

Paramètres géotechniques unité C		
Densité (kN/mc)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement
23 - 24	190 - 340	23° - 39°

I.11 Typologie des fondations de l'ouvrage d'art :

On a déterminé aussi la typologie des fondations à adopter pour la construction du viaduc V1120. Elle a été déterminée sur la base de le model géologique-géotechnique de la sous-couche reconstruit par les sondages des campagnes d'investigation d'APD et d'EDE effectués en correspondance et près du viaduc en projet.

Vu la nature rocheuse de la sous-couche en correspondance du viaduc en projet, on peut affirmer que les fondations à adopter pour le viaduc V1120 pourront être de type superficiel après nettoyage et régularisation du plan de pose.

Au fine d'évaluer les caractéristiques de sollicitation des fondations directes, on a recouru à l'analyses de l'interaction terrain-structure.

Le modèle proposé è celui du schéma de terrain de Winkler. Pourtant, pour le module de réaction on suggère d'adopter la relation de Vesic où ce paramètre est calculé à partir du module élastique du matériau:

$$k=0.65 \cdot \sqrt[12]{\frac{E \cdot B^4}{E_f \cdot I_f}} \cdot \frac{E}{B \cdot (1-\nu^2)} [F/L^3] \dots\dots\dots (I.1)$$

Où :

- E= module élastique du terrain
- E_f = module élastique de la structure de fondation
- B= largeur de la fondation
- I_f = moment d'inertie de la section en travers de la fondation

De suite on rapporte les intervalles des valeurs du module K calculés grâce à les modules d'élasticité E pour les différentes unités affleurâtes dans le tracé en projet, pour un largeur de la fondation unitaire.

Tableau I. 4 : les intervalles des valeurs du module K

Formation	RMR corr.	Beniawski	Densité (kN/mc)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement	Module E (MPa)	Module K (KN/m ³)
Cf	10-38	IV-V	22 - 24	80 - 230	13° - 28°	1000-4400	1.066.667 – 4.693.333
C	32-62	III-IV	23 - 24	190 - 340	23° - 39°	3600-24000	3.840.000 – 25.6000.000

On a vérifié aussi la charge limite à rupture (Q_{lim}) grâce à la formule de Brinch-Hansen (1970) pour les fondations superficielles des piles et des **culées**. Les dimensions sont rapportées dans le tableau suivant:

Tableau I. 5 : les dimensions des piles et des culées.

	B - Longueur (longitudinale)	L - Largeur (transversale)	Profondeur minimum du plan de pose	Épaisseur fondation	Terrain de fondation
Culée A	11.00 m	13.00 m	2.80 m	2.00 m	Cf
Pile 1	11.00 m	11.00 m	3.80 m	2.00 m	C
Pile 2	11.00 m	11.00 m	5.50 m	2.00 m	C
Pile 3	11.00 m	11.00 m	3.40 m	2.00 m	C
Pile 4	11.00 m	11.00 m	2.70 m	2.00 m	C
Pile 5	11.00 m	11.00 m	3.50 m	2.00 m	Cf
Pile 6	11.00 m	11.00 m	3.00 m	2.00 m	Cf
Culée B	11.00 m	13.00 m	2.90 m	2.00 m	Cf

À l'avantage de la sécurité, pour le calcul de la surcharge de terrain au-dessus du plan de fondation a été assumée une hauteur de 2 mètres, égal à l'épaisseur de la fondation même.

Tableau I.6: Les paramètres géotechniques considérés pour le terrain de fondation représenté par l'unité Cf et C sont de suite rapportés:

Cf			C		
$\gamma =$	23.00	(kN/m ³)	$\gamma =$	23.50	(kN/m ³)
$c =$	155.00	(kN/m ²)	$c =$	265.00	(kN/m ²)
$\phi =$	20.50	°	$\phi =$	31.00	°

I.11.1-La formule utilisée :

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} g' B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q \dots \dots \dots (I.2)$$

De suite on rapport les différents approches utilisées

Tableau I.7: les différentes approches utilisées.

Approche	Matériaux			Résistances
	M			R
	$\tan \phi'$	c'	γ	
APPROCHE 2	1.00	1.00	1.00	2.30
APPROCHE 1	1.25	1.25	1.00	1.80

De suite sont indiquées les formules des coefficients utilisées pour le calcul de la charge limite selon Brich-Hansen.

Tableau I.8: Coefficients de capacité portante

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * tg\phi')}$.
$N_c = (N_q - 1) / \tan\phi'$.
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan\phi'$.

Tableau I.9: Facteurs de forme.

$S_c = 1 + B * N_q / (L * N_c)$.
$S_q = 1 + B^* * \tan\phi' / L^*$.
$S_\gamma = 1 - 0,4 * B^* / L^*$.

Tableau I.10: Facteurs de profondeur du plan de pose.

$per D/B^* \leq 1; D_q = 1 + 2D \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2$
$per D/B^* > 1; D_q = 1 + (2 \tan\phi' (1 - \sin\phi')^2) * \arctan(D/B^*)$
$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan\phi')$
$d_\gamma = 1$

Tableau I.11: Facteurs d'inclination de la charge.

$m_b = (2 + B^*/L^*)/(1 + B^*/L^*).$
$i_q = (1 - H/(N + B^*L^*c'cot\varphi'))^m.$
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1).$
$i_\gamma = (1 - H/(N + B^*L^*c'cot\varphi'))^{(m+1)}.$

Tableau I.12: Facteurs d'inclination de la base de la fondation.

$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2.$
$b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_c \tan\varphi').$
$b_\gamma = 1.00.$

Tableau I.13: Facteurs d'inclination du niveau du sol.

$g_q = (1 - \tan\beta_q)^2.$
$g_c = g_q - (1 - g_q)/(N_c \tan\varphi').$
$g_\gamma = g_q.$

Pour le calcul de la charge limite à rupture (Q_{lim}) à l'avantage de la sécurité on a considéré les coefficients multiplicatifs égales à une dans le cas où sont supérieures à l'unité. Ci-dessous est montré le plein développement du calcul de la charge limite dans le cas plus défavorables

Pour les culées et pour les piles .A suivre un tableau récapitulatif de la charge limite de toutes les autres fondations

Tableau I. 14 : rapport les différents approches utilisées pour la culée A -B

Culée A -B					
APPROCHE 2			APPROCHE 1		
$\phi=$	20.50	°	$\phi=$	20.50	°
$\tan\phi=$	0.37		$\tan\phi=$	0.37	
$\gamma_{M1}=$	1.00		$\gamma_{M2}=$	1.25	
$\tan\phi_2= \tan\phi/\gamma_{M1}=$	0.37		$\tan\phi_1= \tan\phi/\gamma_{M2}=$	0.30	
$\phi_2=$	20.50	°	$\phi_1=$	16.65	°
$c_2=$	155.00	(kN/m ²)	$c_1=$	124.00	(kN/m ²)
$N_{q2}=$	6.73		$N_{q1}=$	4.61	
$s_{q2}=$	1.00		$s_{q1}=$	1.00	
$d_{q2}=$	1.00		$d_{q1}=$	1.00	
$N_{c2}=$	15.31		$N_{c1}=$	12.09	
$s_{c2}=$	1.00		$s_{c1}=$	1.00	
$d_{c2}=$	1.00		$d_{c1}=$	1.00	
$N_{\gamma 2}=$	4.28		$N_{\gamma 1}=$	2.16	
$s_{\gamma 2}=$	0.66		$s_{\gamma 1}=$	0.66	
$d_{\gamma 2}=$	1.00		$d_{\gamma 1}=$	1.00	
$q_{lim,M1}=$	3041.42	(kN/m ²)	$q_{lim,M2}=$	1891.92	(kN/m ²)
$\gamma_{R3}=$	2.30		$\gamma_{R2}=$	1.80	
$q_{lim,R3}= q_{lim_M1}/\gamma_{R3}$	3184.45	(kN/m²)	$q_{lim,R2}= q_{lim_M2}/\gamma_{R2}$	4413.58	(kN/m²)

Tableau I. 15 : rapport les différents approches utilisées pour les piles 1 et 6.

Pile1 - 6					
APPROCHE 2			APPROCHE 1		
$\phi=$	20.50	°	$\phi=$	20.50	°
$\tan\phi=$	0.37		$\tan\phi=$	0.37	
$\gamma_{M1}=$	1.00		$\gamma_{M2}=$	1.25	
$\tan\phi_2= \tan\phi/\gamma_{M1}=$	0.37		$\tan\phi_1= \tan\phi/\gamma_{M2}=$	0.30	
$\phi_2=$	20.50	°	$\phi_1=$	16.65	°
$c_2=$	155.00	(kN/m ²)	$c_1=$	124.00	(kN/m ²)
$N_{q2}=$	6.73		$N_{q1}=$	4.61	
$s_{q2}=$	1.00		$s_{q1}=$	1.00	
$d_{q2}=$	1.00		$d_{q1}=$	1.00	
$N_{c2}=$	15.31		$N_{c1}=$	12.09	
$s_{c2}=$	1.00		$s_{c1}=$	1.00	
$d_{c2}=$	1.00		$d_{c1}=$	1.00	
$N_{\gamma 2}=$	4.28		$N_{\gamma 1}=$	2.16	
$s_{\gamma 2}=$	0.60		$s_{\gamma 1}=$	0.60	
$d_{\gamma 2}=$	1.00		$d_{\gamma 1}=$	1.00	
$q_{lim,M1}=$	3008.09	(kN/m ²)	$q_{lim,M2}=$	1875.08	(kN/m ²)
$\gamma_{R3}=$	2.30		$\gamma_{R2}=$	1.80	
$q_{lim,R3}= q_{lim_M1}/\gamma_{R3}$	5103.76	(kN/m²)	$q_{lim,R2}= q_{lim_M2}/\gamma_{R2}$	3399.05	(kN/m²)

Tableau

I. 16 : rapport les différents approches utilisées pour les piles 2 et 5.

Pile 2 - 5					
APPROCHE 2			APPROCHE 1		
$\phi=$	31.00	°	$\phi=$	31.00	°
$\tan\phi=$	0.60		$\tan\phi=$	0.60	
$\gamma_{M1}=$	1.00		$\gamma_{M2}=$	1.25	
$\tan\phi_2= \tan\phi/\gamma_{M1}=$	0.60		$\tan\phi_1= \tan\phi/\gamma_{M2}=$	0.48	
$\phi_2=$	31.00	°	$\phi_1=$	25.67	°
$c_2=$	265.00	(kN/m ²)	$c_1=$	212.00	(kN/m ²)
$N_{q2}=$	20.63		$N_{q1}=$	11.45	
$s_{q2}=$	1.00		$s_{q1}=$	1.00	
$d_{q2}=$	1.00		$d_{q1}=$	1.00	
$N_{c2}=$	32.67		$N_{c1}=$	21.74	
$s_{c2}=$	1.00		$s_{c1}=$	1.00	
$d_{c2}=$	1.00		$d_{c1}=$	1.00	
$N_{\gamma 2}=$	23.59		$N_{\gamma 1}=$	10.05	
$s_{\gamma 2}=$	0.60		$s_{\gamma 1}=$	0.60	
$d_{\gamma 2}=$	1.00		$d_{\gamma 1}=$	1.00	
$q_{lim,M1}=$	11456.96	(kN/m ²)	$q_{lim,M2}=$	5925.30	(kN/m ²)
$\gamma_{R3}=$	2.30		$\gamma_{R2}=$	1.80	
$q_{lim,R3}= q_{lim_M1}/\gamma_{R3}$	5128.34	(kN/m²)	$q_{lim,R2}= q_{lim_M2}/\gamma_{R2}$	3413.51	(kN/m²)

Tableau I. 17 : rapport les différents approches utilisées pour les piles 3 et 4.

Pile 3 - 4					
APPROCHE 2			APPROCHE 1		
$\phi=$	31.00	°	$\phi=$	31.00	°
$\tan\phi=$	0.60		$\tan\phi=$	0.60	
$\gamma_{M1}=$	1.00		$\gamma_{M2}=$	1.25	
$\tan\phi_2= \tan\phi/\gamma_{M1}=$	0.60		$\tan\phi_1= \tan\phi/\gamma_{M2}=$	0.48	
$\phi_2=$	31.00	°	$\phi_1=$	25.67	°
$c_2=$	265.00	(kN/m ²)	$c_1=$	212.00	(kN/m ²)
$N_{q2}=$	20.63		$N_{q1}=$	11.45	
$s_{q2}=$	1.00		$s_{q1}=$	1.00	
$d_{q2}=$	1.00		$d_{q1}=$	1.00	
$N_{c2}=$	32.67		$N_{c1}=$	21.74	
$s_{c2}=$	1.00		$s_{c1}=$	1.00	
$d_{c2}=$	1.00		$d_{c1}=$	1.00	
$N_{\gamma 2}=$	23.59		$N_{\gamma 1}=$	10.05	
$s_{\gamma 2}=$	0.60		$s_{\gamma 1}=$	0.60	
$d_{\gamma 2}=$	1.00		$d_{\gamma 1}=$	1.00	
$q_{lim,M1}=$	11456.96	(kN/m ²)	$q_{lim,M2}=$	5925.30	(kN/m ²)
$\gamma_{R3}=$	2.30		$\gamma_{R2}=$	1.80	
$q_{lim,R3}= q_{lim_M1}/\gamma_{R3}$	5296.05	(kN/m²)	$q_{lim,R2}= q_{lim_M2}/\gamma_{R2}$	3512.17	(kN/m²)

Nous mettons tous les résultats dans le tableau suivant pour être plus clair :

Tableau I. 18 : les résultats des différents approches utilisées

	APPROCHE 2	APPROCHE 1 - Combinaison 2
	<i>M1</i>	<i>M2</i>
	$q_{lim,R2} = q_{lim,M1}/\gamma_{R2}(kN/m^2)$	$q_{lim,R2} = q_{lim,M1}/\gamma_{R2}(k/m^2)$
<i>n°Culeé</i>		
1 (A)	3184.45 KN/m²	4413.58 (KN/m²)
2 (B)	3184.45 (KN/m²)	4413.58 (KN/m²)
<i>n°pile</i>		
P1	5103.76 (KN/m²)	3399.05 (KN/m²)
P2	5128.34 (KN/m²)	3413.51 (KN/m²)
P3	5296.05 (KN/m²)	3512.17 (KN/m²)
P4	5296.05 (KN/m²)	3512.17 (KN/m²)
P5	5189.81 (KN/m²)	3413.51 (KN/m²)
P6	5150.69 (KN/m²)	3399.05 (KN/m²)

Pou

rtant les valeurs de la charge limite à rupture (Q_{lim}) à prendre en considération sont le minimum entre les deux valeurs (évidences en bleu).

I.12-Montage :

Pendant l'exécution des travaux on devra effectuer des monitorages sur l'état physique et mécanique des matériaux intéressés par les fouilles grâce à investigations visuelle des talus, à vérifications topographiques et à éventuelles mesures instrumentales.

I.13-Données fonctionnelles :

Les données sont fixées par le metre de l'ouvrage, on distingue :

Donnée relative à la voie portée qui sont : Le tracé en plan, le profile en long et le profil en travers.

-Données relatives à l'obstacle franchi qui sont : Les gabarits et les ouvertures.

I.13.1-Données relatives à la voie portée :

I.13.1.1- Tracé en plan :

En plan, l'ouvrage est un pont droit constitué de 12 travées identiques de 25m

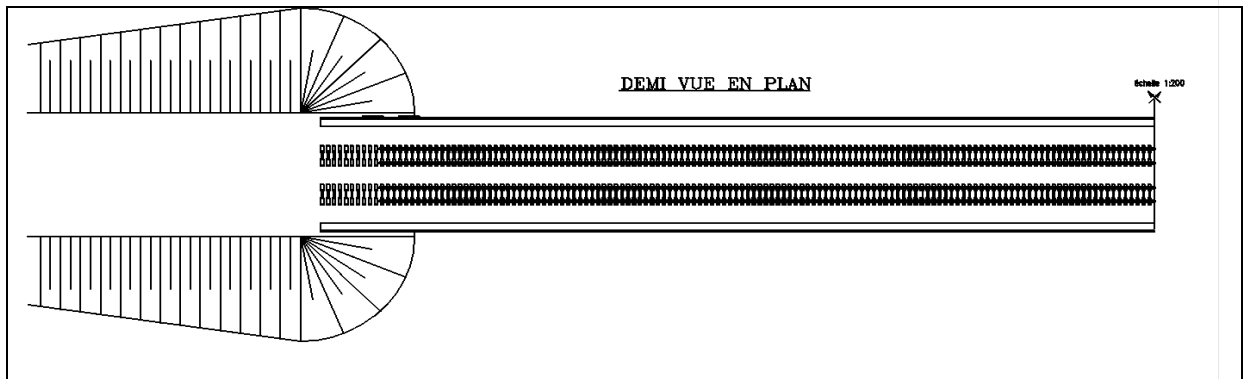
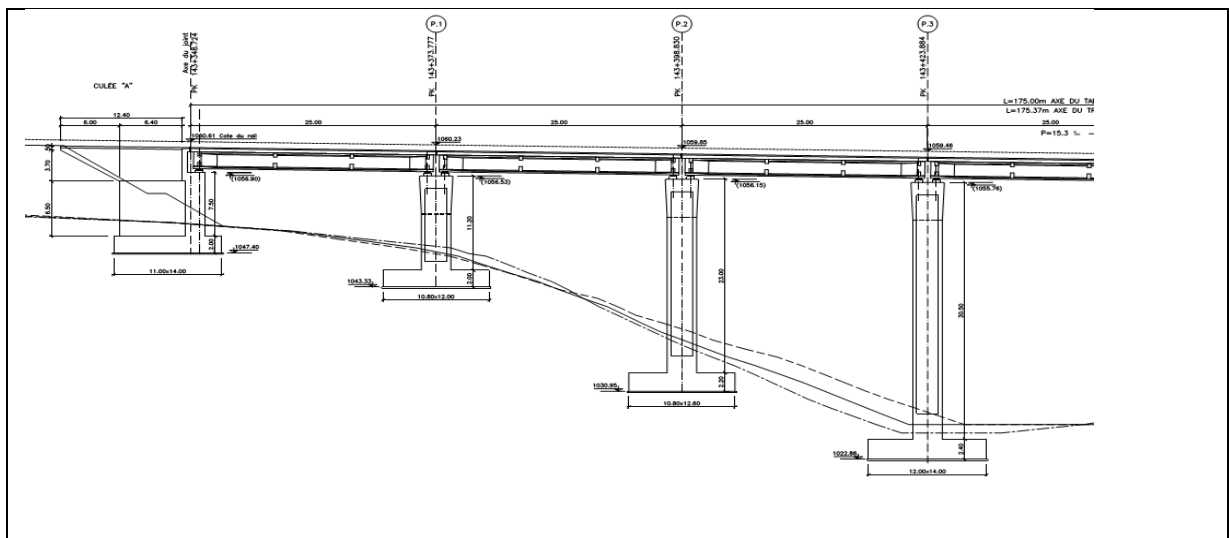


Figure I. 8: demi vue en plan

I.13.1.2-Profil en long :

En fonction des paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle à franchir ou aux contraintes naturelles que l'on définit le profil en long, il présente deux travées identiques de 25m se qui nous donne une longueur totale du tablier 176.00 m muni deux culées remblayée ainsi que une seul pile. Le profil en long de l'axe de roulement définissant en élévation le tracé en plan, c'est



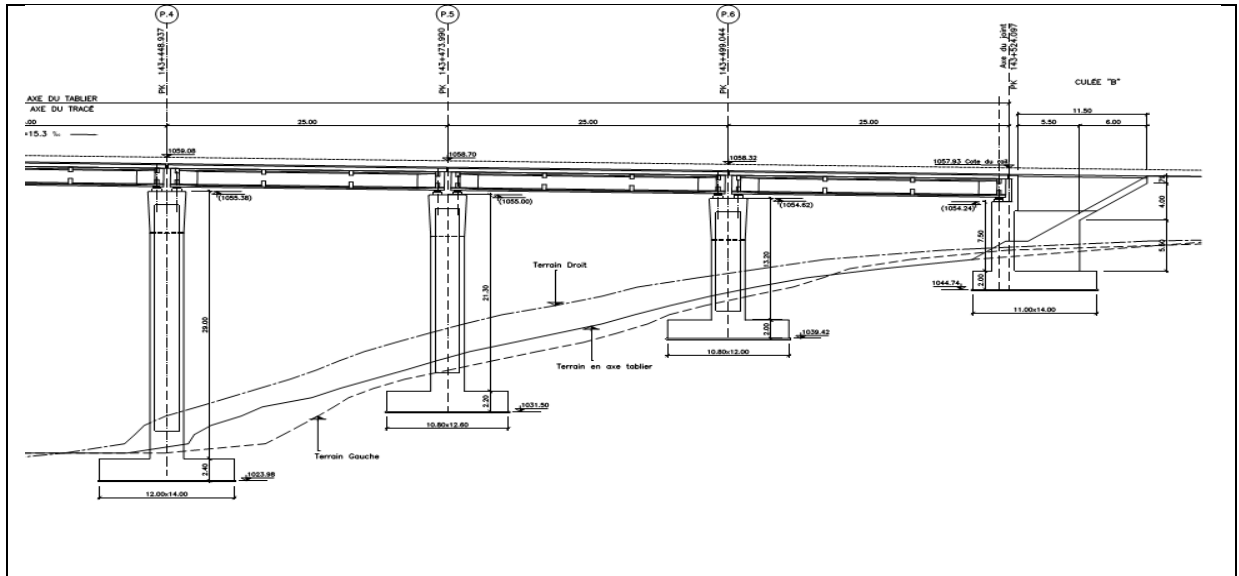


Figure I. 9: profile en long

I.13.1.3-Profil en travers :

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

Le tablier est constitué deux voies de rail de 4.31m chacun, et deux trottoirs de 2.14m avec des garde-corps, avaloire, donc une largeur totale de 13.70m, avec un divers de 1.5%.

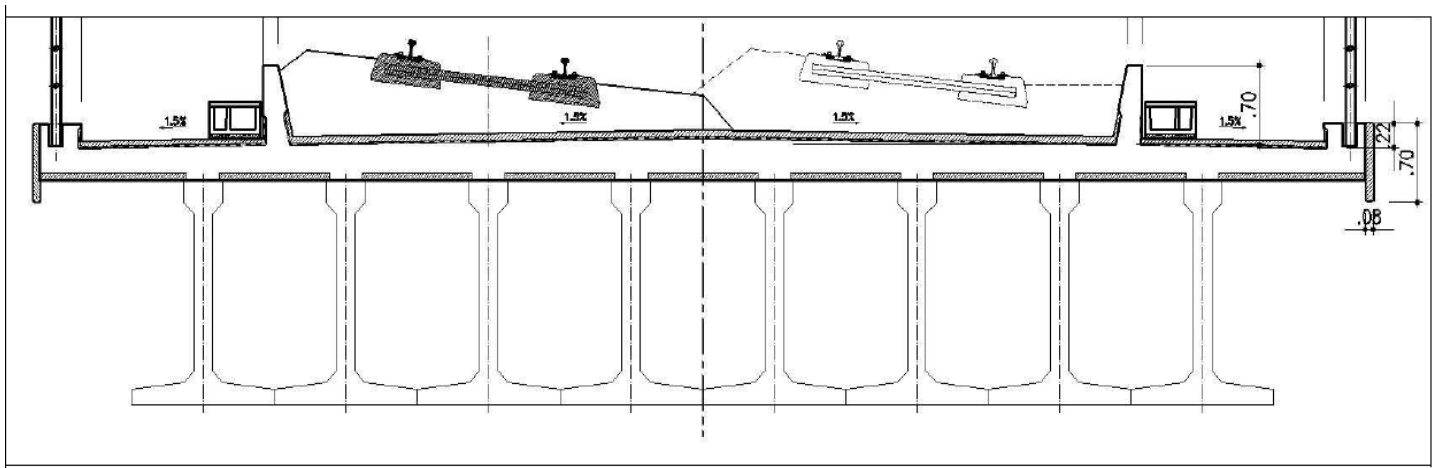


Figure I. 10: profile en travers

I.14- conclusion :

Dans ce rapport on a rapporté l'étude géologique et géotechnique de référence pour la réalisation du viaduc ferroviaire V1120, qui s'étend de la PK. 143+353 au PK. 143+527 avec une longueur de 176.00 mètres et un largeur de 13.70 mètres

Initialement, on a décrit les caractéristiques géologiques, géomorphologiques et hydrogéologiques de la zone d'étude.

Donc on a analysé les formations intéressées par la construction de l'ouvrage d'art dans le point de vue qualitative, en référence aux observations directes en situ, aux résultats des sondages, aux essais in situ et en laboratoire.

De suite, on a décrit le cadre géotechnique en partant par une caractérisation des amas rocheux sur bas demi-empirique (RMR). Ainsi, on a caractérisées terrains et les masses rocheuses avec la méthode demi-empirique de Bieniawski.

Pour la détermination des paramètres géotechniques on a fait référence aux données des campagnes géotechniques, aux résultats des essais en situ et de laboratoire et, en substitution ou intégration de celles-ci, aux paramètres déduit par la classification de Bieniawski.

Après, on a décrire le model géologique et géotechniques de référence en correspondance de la sous-couche ou le viaduc V1120 en projet est colloqué.

Le modèle a mis en évidence la présence de unités différentes en correspondance des culées et des piles, mais toutes avec des paramètres géotechniques très bons.

Donc, on a déterminé les typologies des fondations pour l'ouvrage d'art en projet sur la base du model géologique-géotechnique du terrain reconstruit et des paramètres géotechniques des formations obtenues par la méthode de RMR de Bieniawski.

On a retenu que les fondations pourront être de type superficiel après nettoyage et régularisation du plan de pose.

La charge limite à rupture en fonction de dimensions des fondations des piles et des culées a été aussi calculée.

CHAPITRE II : CONCEPTION DU PROJET

II.1-introduction :

L'objectif est de déterminer, du point de vue technique et économique, le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées et les contraintes existantes. Pour cela, il faut connaître cet ensemble de contraintes et conditions pour pouvoir envisager des solutions qui apparaissent à première vue comme les meilleures et qui feront l'objet d'une étude plus approfondie pour aboutir à la meilleure solution techniquement et économiquement. Cette opération fait appel à l'expérience et les connaissances de l'ingénieur.

II.2-Contraintes spécifiques de dimensionnement des ouvrages ferroviaires :

La conception et le dimensionnement des ouvrages ferroviaires doivent respecter les principaux critères suivants :

- ✚ simplicité tant en conception qu'en réalisation,
- ✚ rigidité importante tant en flexion qu'en torsion,
- ✚ durabilité de la structure et des matériaux,
- ✚ facilité d'inspection et de surveillance,
- ✚ entretien minimum.
- ✚ le freinage et le démarrage pour les appuis fixes : ces efforts sont dus à l'adhérence véhicule rails. L'effort appliqué au rail peut être très élevé et représenter environ 1/4 du poids des trains.
- ✚ l'interaction voie-ouvrage d'art. Elle est due au déplacement différentiel sous l'effet thermique entre les rails et leur assise.

II.3-Critères de dimensionnement :

II.3.1-Critères de dimensionnement en situation transitoire ou durable.

Viennent s'ajouter aux caractères spécifiques des actions citées ci-dessus, le respect des critères liés à la sécurité vis-à-vis de la circulation des trains et ceux liés au confort des voyageurs, ce qui nécessite une structure beaucoup plus robuste et par conséquent beaucoup plus massive que dans le cas des ponts-routes. Ces principaux critères concernent la limitation :

- ✚ Des déplacements du tablier sous freinage et démarrage.
- ✚ De la déformation horizontale.
- ✚ Des rotations aux deux extrémités de l'ouvrage.
- ✚ De l'accélération verticale du tablier ($3,5 \text{ m/s}^2$) au niveau du tablier pour la stabilité de la structure de la voie et (1 m/s^2) au niveau de la voiture pour le confort des voyageurs).

II.3.2-Dilatation des voies :

La longueur des ouvrages doit être limitée afin de réduire les variations dimensionnelles à des valeurs compatibles avec les appareils de dilatation des voies.

II.3.3-Déformations et vibrations :

Les déformations des ouvrages et les vibrations du tablier doivent être limitées afin de maintenir, en particulier lors du franchissement des ouvrages par les trains à grande vitesse, la continuité du confort des usagers.

Pour les ouvrages courants, le tableau ci-dessous synthétise en fonction de la portée les solutions les plus régulièrement adaptées.

II.3.4-Solution régulièrement adaptée pour les ouvrages d'art :

Portée inférieure à 15 m	Portée comprise entre 15 à 25 m	Portée supérieure à 25 m
Cadre Portique Dalle en béton armé Poutrelles enrobées	Poutres en béton armé Poutrelles enrobées	Poutre en béton précontraint (post-tension/pré tension) Ossature mixte acier-béton

Tableau II.1 : solution régulièrement adaptée pour les ouvrages d'art

D'après le tableau On peut envisager deux variantes :

II.4-Etude des variantes :

II.4.1-Variante (1) : Pont mixte à poutre multiples

L'introduction de l'acier a permis de réaliser des types de ponts qui n'étaient pas réalisables.

L'évolution des caractéristiques mécaniques de l'acier, la résistance et la limite élastique ont permis de réaliser des ouvrages légers de grandes portées voir très importantes pouvant dépasser les 1000m (Pont sur la Humber en Angleterre de portée central de 1410m).

II.4.1.1- Forme de la section transversale :

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 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.

II.4.1.2-Pré dimensionnement de la poutre :

✚ Nombre de poutres (N) :

Le nombre de poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement

La : C'est la largeur du tablier

La (m)	d (m)	$N= La/d$
13.7	5	2.74≈3

Et On fixe l'espacement : **d = 5m**

On prendra : **N = 3 poutres**

✚ Elancement de poutres :

L'élancement économique (hauteur de la poutre) est de $L/25$ ce qui nous donne **h =1,2 m.**

✚ Epaisseur de l'âme des poutres :

L'épaisseur de l'âme de la poutre maîtresse doit respecter les quatre conditions suivantes :

1. Résistance à la corrosion.
2. Résistance au cisaillement.
3. Flambage vertical de la semelle dans l'âme.
4. Fatigue.

On 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 8 et 14 mm et ne dépasse pas 20 mm sur appui donc nous prendrons :

- ✓ Une épaisseur de **10mm.**

✚ Semelles :

Les semelles sont déterminées par les efforts au bétonnage et en exploitation par des conditions de :

1. résistance.
2. instabilité.

❖ Semelle supérieure en travée:

La largeur de la semelle varie entre 200mm et 500mm et l'épaisseur entre 12 et 40mm, on prendra donc :

- ✓ Une largeur de **200mm**.
- ✓ Une épaisseur de **15mm**.

❖ Semelle supérieure sur appui :

La largeur de la semelle est fixée entre 400 et 900mm et l'épaisseur entre 20 et 40mm, on prendra donc :

- ✓ Une largeur de **400mm**.
- ✓ Une épaisseur de **20mm**.

❖ Semelle inférieure en travée :

La largeur de la semelle est fixée entre 300 et 600mm et l'épaisseur entre 20 et 40mm, on prendra donc :

- ✓ Une largeur de **300mm**.
- ✓ Une épaisseur de **20mm**.

❖ Semelle supérieure sur appui :

- ✓ Une épaisseur de **30mm**.
- ✓ Une largeur de **600mm**.

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.

La largeur de la semelle est fixée entre 600 et 1000mm et l'épaisseur entre 30 et 60mm, on prendra donc :

Pour un ouvrage, les dimensions des semelles inférieures d'un pont mixte et d'un pont à dalle orthotrope sont très voisines. (fig. 7,8)

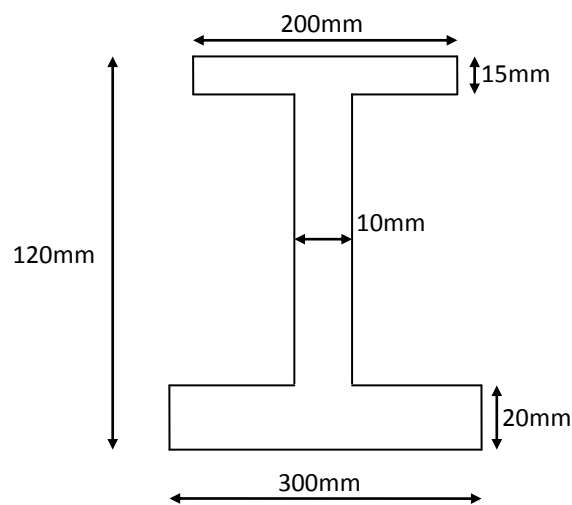


Figure II.1 : Coupe transversale de la poutre à mi travée

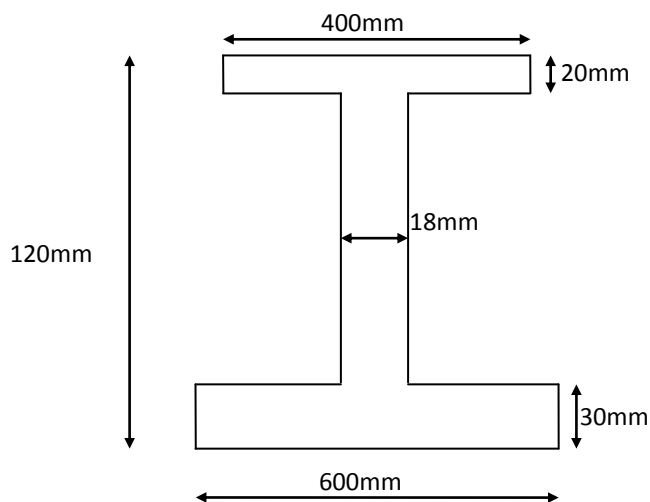


Figure II.2 : Coupe transversale de la poutre sur appui

II.4.1.3-Les avantages :

Parmi les avantages nous pouvons distinguer la rapidité et la simplicité de mise en œuvre, la légèreté par rapport aux tabliers des autres types de ponts qui va rendre le transport aisé, en raison du poids peu élevé qui permet de transporter loin en particulier à l'exécution, mais aussi la simplicité d'usinage des poutres à âmes pleines.

II.4.1.4-Les inconvénients:

La résistance et la stabilité de la structure en place doivent être vérifiées à tous les stades importants du montage ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.

En construction mixte les phénomènes de retrait et de fluage influent notablement la répartition des efforts intérieurs.

Les sollicitations climatiques la différence de température entre le béton et l'acier surtout lorsque les poutres ne sont pas encore protégées par le tablier en béton.

Le problème majeur des ponts métallique et mixte est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages.

II.4.2-Variante 2 : poutre en béton précontraint

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est la plus importante innovation du siècle passé.

Il est issu de raisonnement logique suivant : le béton et le matériau le plus économique résistant bien à la compression, mais peu à la traction ; on y ajoute donc une compression permanente dite 'précontrainte'. La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire, dans un matériau, avant sa mise en service, des contraintes à celles produites par les charges qui le solliciteront. Là où le béton armé trouve sa limite, le béton précontraint prend la relève, il permet d'atteindre des portées déterminantes jusqu'à 50m.

Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. On distingue deux types de tabliers, selon la technique de précontrainte utilisée pour les poutres :

❖ **Variante 2-1 : Les ponts à poutres précontraintes par pré tension : (PRAD)**

(Qui occupent une gamme de portées allant de 10m à 35m.)

❖ **Variante 2-2 : Les ponts à poutres précontraintes par post-tension :**

Ce sont des travées indépendantes de poutres précontraintes par post-tension. Ce type de tablier permet d'atteindre des portées importantes. Le domaine d'emploi de la structure correspond en effet à des portées de 30 à 50mètres.

II.4.2.1-Procédé de précontrainte par post tension :

Le principe de la précontrainte par post tension est de tendre les armatures en prenant l'appui sur la pièce à précontrainte. Pendant sa mise en tension, l'armature s'allonge tandis que le béton comprimé, présente un léger raccourcissement ; pour permettre le mouvement relatif qui en résulte, il est nécessaire de ménager évidemment dans le béton tubulaire généralement formé par des gaines métalliques de section circulaire disposées et réglées dans les coffrages avant bétonnage.

Les dispositions des armatures et surtout de leurs ancrages et le mode de mise en tension constituent des procédés brevetés, offerts aux entreprises par des sociétés spécialisées.

L'ensemble d'un procédé de précontrainte comprend en général les éléments suivants :

- **L'ancrage actif** : situe à l'extrémité où s'effectue la mise en tension ;
- **Ancrage passif** : ou ancrage mort, situe à l'extrémité de l'armature opposée à celle par où s'effectue la mise en tension (la mise en tension peut être effectuée soit d'un seul côté, soit simultanément par les deux extrémités, dans les deux cas les deux ancrages sont actifs).

- **Le coupleur**: disposition permettant, après la mise en tension d'une armature, de la prolonger par une deuxième. La disposition de jonction est utilisée comme un ancrage passif de la seconde ; après la mise en tension de celle-ci, tout se passe en apparence comme si l'on avait une seule armature continue.
- **Les accessoires** : gaine, manchons d'extrémité évent, tubes d'injection ...etc.
- **Le matériel de mise en tension** : vérin de traction, pompe d'alimentation des vérines, pompes d'injection,...etc.

II.4.2.2-Pré dimensionnement de la poutre :

- **Elancement de poutres** : $L/14 \leq h_t \leq L/12$
-

On prend : $h_t = 2.00\text{m}$

- **Nombre de poutre (N)**:

Le nombre des poutres est déterminé par le rapport entre la largeur de tablier et l'espacement :

$$N = La / d + 1$$

La ; est entraxe entre les poutres d'extrémité, égale a **13.7 m**

d: entraxe des poutres $1.5 \leq d \leq 2.5$

En fixe l'espacement : **d=2m**

$$N = 13.7/2 + 1 = 7.85 \text{ poutres} \rightarrow N=8 \text{ poutres}$$

- **Largeur de la table de compression (b)** :
- $0,6h_t \leq b \leq 0,7h_t$

En prend : $b=1.4\text{m}$

- **Epaisseur de table de compression (e)** :

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 15 \text{ cm}$$

Donc : **e = 14 cm**

- **Largeur de talon (Lt)** :

Pour la valeur L_t , on prend 38 cm, cette valeur peut être modifiée après l'étude de la précontrainte

$L_t = 38$ cm.

- **Epaisseur de talon :**

On prend : $e_t = 20$ cm

-

- **Epaisseur de l'âme en travée (b_0) :**

b_0 est donné par : $18 \leq b_0 \leq 25$

On fixe : $b_0 = 18$ 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 : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

- **Gousset du talon :**

En travée : $\alpha = 45^\circ \Rightarrow e_t = 20$ cm

- **Gousset de la table de compression :**

$\alpha_1 = 7^\circ \Rightarrow e_1 = 06$ cm

$\alpha_2 = 45^\circ \Rightarrow e_2 = 10$ cm

- **Hourdis (la dalle) h_0 :**

En général $20 \leq h_0 \leq 30$

En fixe $h_0 = 30$ cm

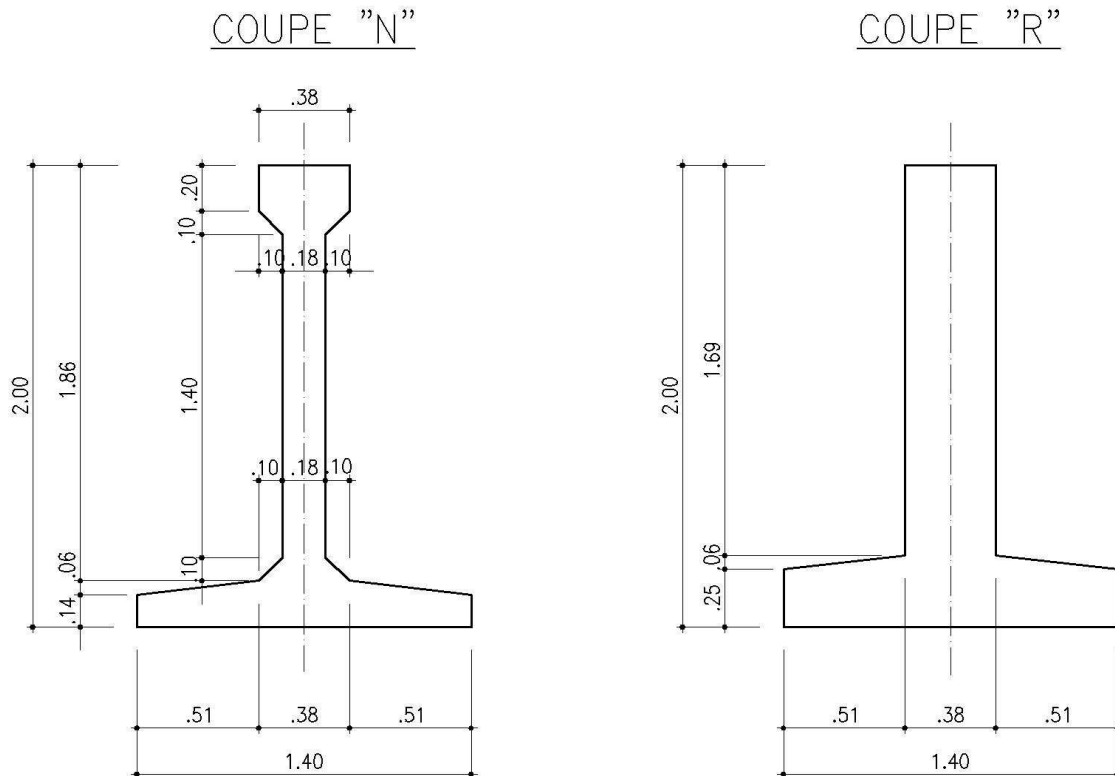


Figure II.3: poutre en béton précontrainte

II.4.2.3-Avantage :

Ils résultent dans le contexte industriel dans lequel sont préfabriquées les poutres. Pour autant le niveau de résistance requis du béton des poutres soit compatible avec la production habituelle de l'usine, on peut s'attendre à une régularité des résistances mesurées tant au juge qu'à 28 jours.

Certains profils de poutres présentent des formes élaborées, visant à tirer le meilleur parti à matière et bien entendu de la préfabrication. Ils nécessitent des coffrages relativement complexes et permettant néanmoins d'obtenir des parements de qualité (forme, texture, respect des tolérances dimensionnelles).

La préfabrication entraîne une réduction des délais d'exécution de l'ouvrage puisque les poutres peuvent être réalisées en temps masqué, indépendamment du reste du chantier.

Ces avantages sont naturellement accrus lorsque l'usine de préfabrication est située à proximité du chantier.

II.4.2.4-Inconvénients :

L'élancement habituel des ouvrages utilisant des poutres précontraintes par pré-tension, principalement dans les cas des travées isostatiques, conduit à des épaisseurs de tablier sensiblement plus fortes. Cela contribue aux reproches fréquemment formulés, concernant l'aspect peu esthétique des tabliers.

Les ponts à poutres précontraintes par post-tension, qui sont employées pour des portées comprises entre 30m et 50m, les avantages de ce type d'ouvrages sont liés à la préfabrication, qui permet notamment :

- De réduire les délais d'exécution.
- De mieux maîtriser la qualité des poutres.

Mais le principal avantage de ce type de structure est lié à son mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. On s'affranchit ainsi de nombreuses contraintes liées à la brèche pour la réalisation du tablier.

Le recours à la préfabrication apporte un intérêt évident, tant sur le plan technique que sur le plan économique, en particulier il permet d'envisager des formes de poutres assez élaborées, plus difficiles à coffrer, mais permettant de faire travailler au mieux la matière. On peut également attendre de la préfabrication une amélioration de la qualité des parements et des tolérances dimensionnelles.

Toutefois, l'amortissement des coffrages correspondants ne pourra pas être réalisé que sur un nombre important de poutres.

Pour ce qui est de l'entretien pour ce type de pont, il est beaucoup plus facile par rapport aux autres types de ponts proposés dans les variantes précédentes, mais aussi il sera plus économique à réaliser.

II.4.3- Analyse multicritère : - : Peu favorable. / + : Favorable

type critère	Pont Métallique	Pont. P.P.pré-tension	Pont. P.P. post-tension
Economie	-	-	+
Entretien	-	+	+
Esthétique	-	+	+
Exécution	+	+	+

Tableau II.2 : analyse multicritère**II.4.3.1-Citriques et conclusion :**

a) Pour le pont mixte : les points sensibles de cette variante sont :

« L'économie, entretien et esthétique».

- Pour l'économie : ce cas demande la préfabrication des poutres (soudure), et le transport.
- Pour l'entretien : sera un problème majeur pour ce type d'ouvrage, nécessite un entretien périodique (peinture).
- Pour esthétique : mauvaise intégration par rapport au site.

b) Pour le pont à poutre en béton précontrainte : les six points de cette variante sont favorables.

Après les mesures des différents points des deux variantes et en tenant compte des données naturelles et économiques de ce projet, le choix s'est porté sur le pont à poutre en béton précontrainte (2 travées) à travées indépendante

Conclusion :

Le type d'ouvrage qui sera retenu est donc le pont à poutres précontraintes par post tension.






II.5-Les culées :

Les culées sont les appuis extrêmes de l'ouvrage destinées à supporter les réactions du tablier, elles constituent l'élément de raccordement de l'ouvrage au terrain, leur implantation est un point important dans un projet, puisqu'elle conditionne la longueur totale de l'ouvrage.

La fonction mécanique de la culée consiste à transmettre les efforts au sol de fondation tout en limitant les déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui et les déplacements verticaux (tassement).

Outre cette fonction mécanique, la culée doit permettre un accès au tablier, et également permettre la visite des appareils d'appuis.

On distingue plusieurs familles de culées :

-  . Les culées enterrées
-  . Les culées remblayées
-  . Les culées creuses
-  . Les culées en terre armée
-  . Les culées contrepoids

II.5.1-Les culées enterrées :

Ce sont des culées dont leur structure porteuse est noyée dans le remblai d'accès à l'ouvrage, elles assurent essentiellement une fonction porteuse puisqu'elles sont relativement peu sollicitées par des efforts horizontaux de poussée des terres.

II.5.2-Les culées remblayées :

Une culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé. Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front; les autres sont les murs latéraux appelés mur en aile ou en retour selon qu'ils ne sont pas ou qu'ils sont parallèles à l'axe longitudinal de l'ouvrage projeté.

Elles jouent le double rôle de soutènement et de structure porteuse. Le tablier s'appuie sur un sommier solidaire de mur de front massif qui soutient les terres du remblai. Compte tenu des efforts horizontaux importants, on pourra l'envisager que si la hauteur du soutènement reste inférieure à une dizaine de mètres.

II.5.3-Choix du type de culée :

Notre pont (viaduc ferroviaire) est un passage supérieur qui se trouve sur un terrain en remblai franchissant l'oued. Il faut prévoir une culée qui maintient les terres de remblai dont on choisit la culée remblayée qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

II.5.3.1-Culée remblayée :

La culée remblayée est constituée par un ensemble de murs ou voiles en béton armé.

Sur l'un d'entre eux, appelé mur de front, s'appuie le tablier de l'ouvrage, les autres sont les murs latéraux, appelés murs en aile ou en retour selon leurs positions par rapport à l'axe longitudinal de l'ouvrage.

II.5.3.2-Pré dimensionnement de la culée remblayée:

a) Le mur de front :

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie de **0,8 à 1,2m** selon la hauteur.

Cette épaisseur est généralement surabondante sur le plan mécanique, mais il convient de

viser une certaine robustesse et une certaine rigidité pour que la culée fonctionne dans de bonnes conditions. D'une manière générale, on cherchera autant que possible à centrer la descente de charge verticale du tablier dans l'axe du mur de front.

Le débord du nu du mur par rapport au nu des appareils d'appui ne doit pas être inférieur à 20cm. L'épaisseur du mur ne doit pas être supérieure à celle de la semelle pour assurer l'encastrement. On fixe l'épaisseur du mur **2m**.

b) Mur en retour :

Les murs en retour sont des voiles d'épaisseur constante sauf, éventuellement, en partie supérieure pour l'accrochage des corniches ou la fixation d'éventuelles barrières, ils sont encastres à la fois sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle dans sa partie arrière.

La longueur de la partie libre ne doit pas dépasser **7 à 8m**.

L'épaisseur des murs en retour est dimensionnée par des considérations de résistance mécanique on prend **1.05m**.

Longueur du mur en retour se mesure d'après la pente du matériau utilise pour le remblai

(Dans notre cas l'angle de frottement 30° d'ou la pente $3/2$),

Donc on trouve une longueur :

$$L = 7m.$$

c) Mur garde grève : (garde ballaste)

Le mur garde grève a pour fonction de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage.

Il s'agit d'un voile en béton armé, construit après achèvement du tablier (pour faciliter le lancement de travées métalliques ou la mise en tension de câbles de précontrainte) par reprise de bétonnage sur le sommier. Il doit résister aux efforts de pousse des terres, aux efforts de freinage dus à la charge d'exploitation et aux efforts transmis par la dalle de transition

II.6-Les piles :

Une pile est un appui intermédiaire, a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations, elle intervient dans la résistance globale du pont, la conception des piles est fonction d'un très grand nombre de paramètres :

- ✚ Aquatique, terrestre.
- ✚ Mode de construction du tablier.
- ✚ Urbain ou rural.
- ✚ Hauteur de la brèche franchir.
- ✚ Mode d'exécution des fondations.
- ✚ Liaison avec le tablier.....

Les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elles, ou partiellement ou totalement encastré. C'est pour cela qu'un bon dimensionnement est plus que nécessaire car un mauvais dimensionnement pourrait engendrer la ruine de ce dernier.

On peut classer à deux familles:

- ✚ Les piles constituées des éléments larges (voiles).
- ✚ Les piles constituées des éléments minces (poteaux ou colonne).

II.6.1-Les piles voiles:

Elles sont généralement préférables pour les ouvrages courants aux appuis à base de colonnes ou de poteaux et elles sont plus favorables mécaniquement.

II.6.2-Piles poteaux ou colonnes:

Elles peuvent être libres en tête si elles sont placées au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appuis, ou liées par un chevêtre dans le cas contraire.

II.6.3-Critères de choix des piles:

Le choix du type des piles fait appel à quatre critères:

- ✚ Critères géométriques.
- ✚ Critères mécaniques.
- ✚ Critères économiques.
- ✚ Critères esthétiques.

Donc on a opté pour une pile portique pour les raisons suivantes :

- Cette solution permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par les fûts puis la semelle.
- choix de voile.

II.6.3.1-Pré dimensionnement des éléments de la pile :

II.6.3.1.1-Dimension du chevêtre :

Les poteaux peuvent être libres en tête s'ils sont placés au droit des descentes de charges par l'intermédiaire des appareils d'appuis, ou liés par un chevêtre dans le cas contraire.

La présence d'un chevêtre devient obligatoire, car il joue un rôle actif de transfert des descentes de charges et éventuellement des efforts horizontaux transmis par le tablier

(Freinage, séisme ...), il permet également de placer des vérins pour soulever le tablier en cas de changement des appareils d'appui, opération qui peut être

rendue difficile si l'on ne dispose que de la surface offerte par les colonnes ou poteaux.

L'épaisseur du chevêtre est déterminée par la condition suivante :

hc = 1,25ht (avec ht = 1,75m hauteur du tablier)

On fixe : **hc=1,7m**

La largeur du chevêtre est donc de l'ordre de 3m.

a) Dimension d'un fut :

Le dimensionnement des voiles des piles fait appel à trois critères:

- ✓ Un critère de résistance mécanique.
- ✓ Un critère de robustesse.
- ✓ Un critère esthétique.

Le nombre des éléments porteurs est lié au nombre des points d'appuis de la structure, et les proportions des éléments porteurs doivent être étudiées à partir de perspectives réalistes.

Longueur de la voile $L=9m$ et largeur $Lr=3m$ et la hauteur $h=27.5m$

II.7-Fondation :

Le sol de fondation est un des facteurs de choix de l'implantation des appuis et de la répartition des travées, en outre c'est le principal facteur de détermination du type de fondation, de ce fait, on devra veiller à intégrer dans son choix non seulement les conclusions de l'étude de sol, mais également toutes les contraintes de réalisation des fondations (blindage de fouille, rabattement de la nappe..), ou celles provenant d'autres parties du projet (assainissement, ...).

Selon la nature de sol de fondation le choix du type de fondation s'effectue entre la fondation sur semelle superficielle ou fondation profonde.

II.7.1-Classification des fondations :

a) **Fondation superficielle :**

Elles sont mises en œuvre lorsqu'il existe dans le sol à faible profondeur une couche suffisamment résistante pour supporter l'ouvrage. Actuellement, on appelle fondation superficielle toute fondation dont l'encastrement dans le sol ne dépasse pas 4 ou 5 fois la largeur B de la semelle.

b) **Fondation profonde :**

Lorsqu'il n'existe pas une profondeur acceptable un terrain de résistance suffisante pour supporter la structure, il faudra ancrer plus profond, dans la fondation profonde,

On à deux types :

✓ **Fondation par puits (semi profonde)**

✓ **Fondation par pieux (profonde) il y a :**

- Les pieux qui travaillent par frottement et des pieux résistent par pointe.
- Les pieux forés et les pieux battus.

II.8-Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons procédé à la conception de notre ouvrage à étudié, une analyse multicritères a été adoptée afin de choisir le type de tablier type d'appuis, et ce type de semelles en tenant compte les caractéristiques du terrain qui servira comme assiette pour ce projet, on peut affirmer que les fondations à adopter pour le viaduc V1120 pourront être de type superficiel.

CHAPITRE III :
CARACTERISTIQUE DES
MATERIAUX

III.1-Introduction :

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

On donne ici les caractéristiques du béton, des aciers actifs et passifs de construction en relation directe avec le calcul.

III.2-Béton :

III.2.1-Définition :

Le béton est un matériau composite constitué de granulats grosset fins (gravier ou pierre concassée, sable), de ciment et d'eau.

Le mélange entre le ciment et l'eau forme une pâte qui durcit.

La pâte de ciment hydraté et le sable constituent le mortier.

Celui-ci à pour rôle de se lier avec les gros granulats pour former un conglomérat solide.

Les adjuvants et les additions servent à améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci.

La qualité du béton dépend de la qualité de ces constituants, des techniques de fabrication et de mise en œuvre.

Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup à celui de béton armé sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées.

III.2.2-Résistance du béton :

La valeur de résistance caractéristique du béton notée f_{c28} est choisie à priori compte tenu des possibilités locales, et des règles de contrôle.

Dans notre cas on a :

Tableau III.1: valeurs des résistances en fonction des éléments structurales

f_{c28} [N/mm ²]	Élément structurale
40	Tablier précontraint
35	Fut de piles
30	Culées
25	Béton de fondations
25	Pieux
15	Béton de propreté

a) La résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est liée à la résistance à la compression.

$$f_{t28}=0,6+0,06f_{cj} \dots\dots\dots(III.1)$$

a) **Contraintes admissibles :**

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

• **Contrainte admissibles à la compression (E.L.U):**

$$f_{bu} = 0,85 f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b \dots\dots\dots (III.2)$$

Le coefficient θ est fixé à **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à **24h**, à **0.9** lorsque cette durée est comprise entre **1h** et **24h**, et à **0.85** lorsqu'elle est inférieure à **1h**.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{en situations accidentelles.} \end{cases}$$

• **Contrainte admissibles à la compression (E.L.S):**

$$\sigma_b = \begin{cases} 0.5 f_{c28} & \text{En service} \\ 0,6 f_{c28} & \text{En construction.} \end{cases}$$

• **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale. Le coefficient ν du béton pour un chargement instantané est de l'ordre de **0,3** mais il diminue avec le temps pour se rapprocher de la valeur **0,2**. Quand au cas d'un béton fissuré, ν devient **nul**. On prend pour les calculs de béton précontraint la valeur. $\nu = 0,2$ pour un béton non fissuré (**ELS**) et $\nu = 0$ pour un béton fissuré (**ELU**).

• **Module de déformation longitudinale du béton E :**

- Module de déformation **instantanée** (courte durée <24 heures) :

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

- Module de déformation **différée** (longue durée) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (III.4)$$

Les caractéristiques de résistance sont reportées en tableau :

Tableau III. 2 : différentes caractéristique du béton.

f_{c28} [N/mm ²]	f_{t28} [N/mm ²]	f_{bu} [N/mm ²]	σ_b [N/mm ²]	E_{ij} [N/mm ²]	E_{vj} [N/mm ²]
40	3	22.66	24	37619.47	12653.82
35	2.7	19.83	21	35981.72	12102.94
30	2.4	17	18	34179.55	11496.76
25	2.1	14.16	15	32164.19	10818.86
25	2.1	14.16	15	32164.19	10818.86
15	1.5	8.5	09	27128.33	9124.98

III.3-L'acier :

- **Définition :**

Alliage de fer et de carbone contenant moins de 1,8 % de carbone, susceptible d'acquérir, par traitement mécanique et thermique, des propriétés très variées.

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

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

- **La limite élastique :**

Les aciers utilisés sont des aciers courants à haute adhérence de classe **F_eE500**, sa limite élastique égale à **500MPa**.

Dans les calculs relatifs à l'**ELU** on introduit un coefficient γ_s tel que :

- ✓ $\gamma_s = 1$ (Situation accidentelle.)
- ✓ $\gamma_s = 1.15$ (Situation durable ou transitoire.)

Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

$$E_s = 2.10^5 \text{MPa.}$$

a) Contrainte limite de traction :

- ✓ En fissuration peu nuisible : $\sigma_s \leq f_e/\gamma$ (III.5)
- ✓ En fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min (2/3 f_e, 110 (n f_{tj})^{1/2})$ (III.6)
- ✓ En fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min (1/2 f_e, 90 (n f_{tj})^{1/2})$ (III.7)

Avec : $n = 1$ (Treillis soudés et ronds lisses.)
 $n = 1,6$ (Aciers à haute adhérence.)

Tableau III. 3: les différents caractéristiques du l'acier.

Barres à haute adhérence	NF A 35-016 NF A 35-019	HA
Nuance Fe E		500
Limite d'élasticité (MPa)		500
Résistance à la traction (MPa)		550
Allongement à la rupture en %		12

- **Aciers actifs :**

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise pour les constructions en béton précontraint. Les armateurs actifs de précontrainte sont sous tension même sans aucune sollicitation extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

La précontrainte initiale à prendre en compte dans les calculs est donnée par la formule suivante :

$$P_0 = \min (0,8 f_{prg}, 0,9 f_{peg}). \quad \text{..... (III.8)}$$

f_{prg} : la limite de rupture garantie de l'acier de précontrainte $f_{prg} = 1860$ (MPa)

f_{peg} : la limite d'élasticité de l'acier de précontrainte $f_{peg} = 1670$ (MPa)

- **La limite élastique :**

Comme ces aciers pas de palier de plasticité, on définira la limite élastique comme étant un allongement résiduel de **0,1%**. La limite élastique conventionnelle des aciers représente 89% de la résistance garantie à la rupture.

- **Module de Yong :**

Le module d'élasticité longitudinal " E_p " des aciers de précontrainte est pris égale à :

$E_p = 200\,000$ MPa pour les barres.

$E_p = 190\,000$ MPa pour les torons.

III.4- Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à la définition caractéristique des matériaux utilisés pour la confection des différents éléments de l'ouvrage à savoir la qualité du béton et des aciers actifs et passifs.

CHAPITRE IV :
CARACTERISTIQUE DES
TABLIERS

IV.1.Introduction :

Les ponts à poutres préfabriqués en béton précontraint sont très économiques. Pour des portées comprises entre 25m et 100m. en précontrainte par post-tension.

(Entre axe des poutres) Pour notre pont nous allons envisager des poutres en section **T** avec un espacement très réduits pour éviter l'emploi de balattes à grande largeur ce qui influe sur l'épaisseur de la table de compression qu'elle doit avoir une grande épaisseur.

Dan ce chapitre on va déterminer aussi les accessoire du tablier (trottoirs, garde-corps. Rails)

IV.2.Les poutres :

a) Définition des poutres :

Une poutre est un milieu continu tridimensionnel dont deux dimensions sont petites par rapport à la troisième; ou d'une autre façon, la poutre est une pièce de forme allongée en bois, en métal, en béton arme, en béton précontraint servant de support un plancher (dalle de pont) avec les charges d'exploitations.

b) Pré dimensionnement de la poutre :

- **L'espacement entre axes des poutres : (λ)**

Poutres plutôt légères et rapprochées; nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées. Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres en section I la largeur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, ce qui nous laisse choisir entre 1,5 et 2,5m d'espacement entre axes des poutres;

Donc nous allons fixer l'espacement $\lambda = 1.5\text{m}$

- **Nombre de poutres : (N)**

Le nombre de poutres est détermine par : $N = (L_a / \lambda) + 1$

L_a : est la distance entre appuis de rive $L_a = 11.20\text{ m}$

L'espacement $\lambda = 1.50\text{ m}$

Donc le nombre de poutres **N = 8 poutres**

- **Hauteur des poutres :**

La hauteur des poutres est un paramètre très important; car si la hauteur des poutres préfabriquées est trop grande, risque de présenter une trop grande prise au vent; dans le cas contraire où la réduction de la hauteur conduit rapidement à une augmentation considérable des quantités d'acier de précontraint, et même des sections de béton.

C'est pourquoi, on prend en considère généralement que l'élancement optimal L/h , égal au rapport de la portée d'une travée à la hauteur des poutres.

$$L/14 \leq ht \leq L/12 \quad (\text{Pour les ponts rails proposée par SETRA})$$

Donc on a: $L = 25\text{m}$; $ht = 2.00\text{m}$

(Pour des raisons de coffrage, on prend des poutres de 1.5m de hauteur)

- **Largeur du talon (L_t):**

Le talon, dont les dimensions sont commandées à la fois par la résistance à la flexion, et par les conditions d'encombrement des câbles de précontraints.

Pour la valeur L_t , on prend **38cm**.

- **Epaisseur du talon e_t :**

On prend : $e_t = 0,20 \text{ m}$

- **Largeur de la table de compression (b) :**

$$0.6 ht \leq b \leq 0.7 ht \quad , \quad 0.6 \times 2 \leq b \leq 0.7 \times 2$$

On prend : $b = 1.4\text{m}$.

- **Epaisseur de la table de compression (e) :**

La table de compression reprend les forces de compressions.

$$12\text{cm} \leq e \leq 15\text{cm}$$

On prend : $e = 14\text{cm}$

- **Epaisseur de l'âme (b_0) :**

A largeur minimale des âmes est à la fois déterminée par les conditions de bétonnage et par les prescriptions réglementaires;

$$L' épaisseur b_0 peut être calculé par : $b_0 > \frac{ht}{40} + 0.09$$$

On fixe $b_0 = 0.18$.

- **Epaisseur de l'âme aux abouts d'appuis (b_0) :**

L'épaisseur de l'âme à l'about de la poutre doit être grande à cause de l'augmentation des efforts tranchants et aussi pour permettre bien l'emplacement des ancrages des câbles de précontraints.

On fixe : $b_0 = 0,40\text{m}$

- **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 : $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$

- **Gousset du talon :**

$$\alpha=45^\circ \Rightarrow e_t=20 \text{ cm}$$

- **Gausset de la table de compression :**

$$\alpha_1=7^\circ \Rightarrow e_1=06 \text{ cm}$$

$$\alpha_2=45^\circ \Rightarrow e_2=10 \text{ cm}$$

- **Caractéristique de la poutre (Poutre)**

$$I = 0.3025 \text{ m}^4$$

$$P_r = 6.88 \text{ m}$$

$$B = 0.6334 \text{ m}^2$$

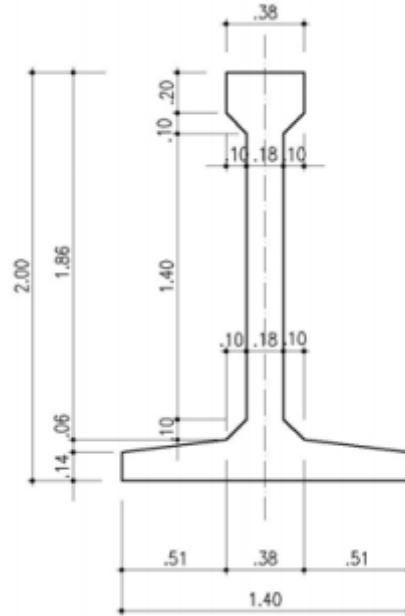


Figure IV. 1 : caractéristique de la poutre

IV.3.L'hourdis:

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres.

Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dallâtes en mortier de fibres ou en béton arme.

a) Pré dimensionnement de la dalle :

- **Longueur de la dalle :**

La longueur de la dalle ou de l'hourdis égal à l'élanement des poutres.

Donc: $L_d = 25\text{m}$.

- **Largeur de la dalle :**

La largeur de la dalle = **13.70m**

- **Epaisseur de la dalle :**

En général L'épaisseur de la dalle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entraxe est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande pour répondre mieux aux efforts de flexions transversale; l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,18 et 0,3m

Pour notre cas on va prévoir une épaisseur de **0,3m**.

Donc: $e_d = 0,3m$.

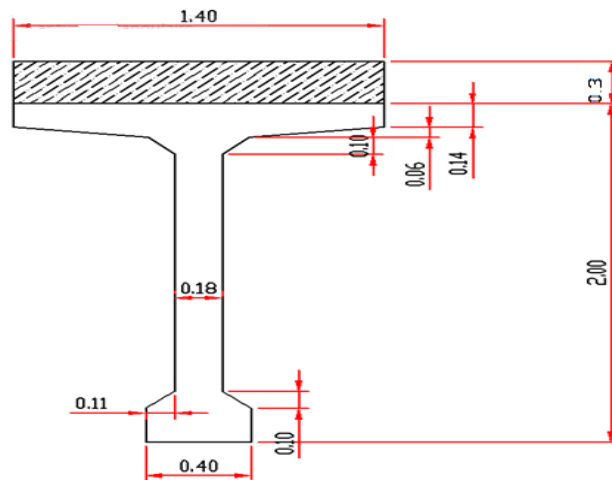


Figure IV. 2 : dimensionnement de la poutre

IV.4. Accessoire de tablier

a) Les garde-corps :

Sont des barrières à hauteur de poitrine, de chaque cote du tablier, formant protection devant un vide. En plus de leur fonction de retenue des piétons les garde-corps ont souvent une fonction esthétique, pour notre pont on va employer des garde-corps standardiser en Algérie, donc :

$h_{GC} = 1.1m$ (fig.10)

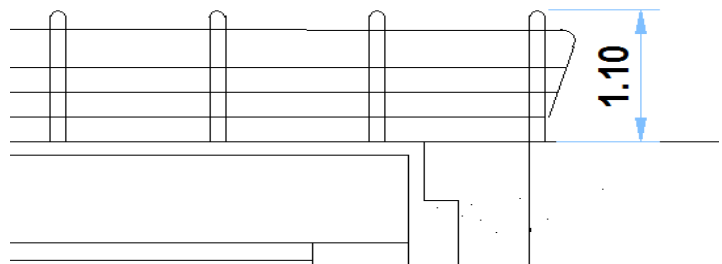


Figure IV. 3 : garde – corps

b) Les rails:

Un rail est une barre d'acier profilée. Deux files parallèles de rails mis bout à bout forment une voie ferrée. Ils reposent alors généralement sur des traverses pour conserver un écartement constant.

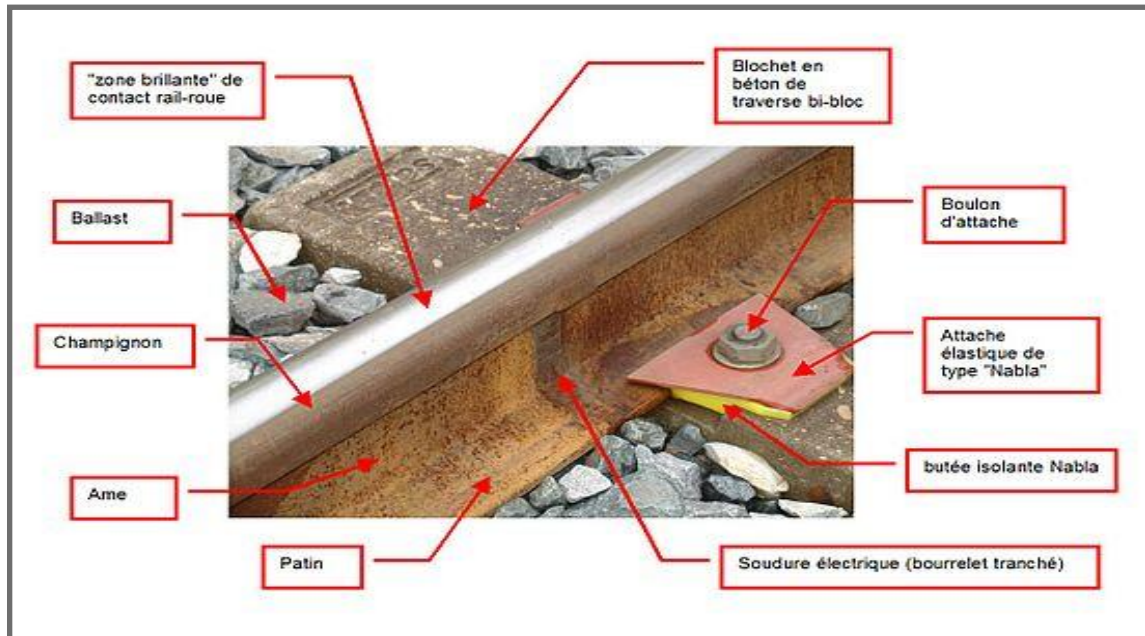


Figure IV. 4: les different elements de rail

IV-5 Conclusion:

A la fin de ce chapitre, nous avons déterminé les dimensions et les caractéristiques géométriques du tablier et ses éléments constituants.

CHAPITRE V :
ANALYSES DES
CHARGES

V.1- Représentation des actions :

V.1.1- Nature des charges de trafic ferroviaire :

Des règles générales sont données pour le calcul des effets dynamiques associés, des forces trafic ferroviaire.

• **Les actions dues aux circulations ferroviaires sont données pour :**

- ✚ les charges verticales : modèle de charge M71, modèles de charge SW, train à vide
- ✚ les effets dynamiques
- ✚ les forces centrifuges
- ✚ les forces d'accélération et de freinage
- ✚ les effets aérodynamiques dus au passage des trains (effets de souffle).

En outre, il convient de prendre aussi en compte les charges de superstructures. En effet, celles-ci répondent aux spécificités liées à la circulation du trafic tram-train.

V.1.2- Les charges verticales :

Tableau V. 1 : les charges verticales



Phase 1 : poids propre	Poutres	08 poutres	L=25m A=0.6334m ²	$\gamma_b = 25\text{KN/m}^3$	$P_{\text{plin}} = (0.6334 \times 25) = 15.835\text{KN/ml}$ $P_p = P_{\text{plin}} \times 25 \times 8 = 3167\text{KN}$	3167KN
	La dalle	Poids propre de la dalle	e =0.30m B=13.7m	$\gamma_b = 25\text{KN/m}^3$	$P_{\text{plin}} = (0.30 \times 13.7 \times 25) = 102.75\text{KN/ml}$ $P_p = P_{\text{plin}} \times 25 = 2568.75\text{KN}$	=2568.75KN
		Imperméabilisation	Aire= 0.129m ²	$\gamma = 20\text{KN/m}^3$	$P_{\text{plin}} = (0.129 \times 20) = 2.58\text{KN/ml}$ $P_p = P_{\text{plin}} \times 25 = 64.5\text{KN}$	=64.5KN
		Béton de protection	Aire= 0,645m ²	$\gamma = 25\text{KN/m}^3$	$P_{\text{plin}} = (0.645 \times 25) = 16.125\text{KN/ml}$ $P_p = P_{\text{plin}} \times 25 = 403.125\text{KN}$	=403.12 KN
		Conduits de câblage et Câbles	Aire= 0.2m ²	$\gamma = 20\text{KN/m}^3$	$P_{\text{plin}} = (0.2 \times 20 \times 2) = 8\text{KN/ml}$ $P_p = P_{\text{plin}} \times 25 = 200\text{KN}$	=200 =50KN
		Barrières de Sécurité	/	/	$P_{\text{plin}} = 2\text{KN/ml}$ $P_p = P_{\text{plin}} \times 25 = 50\text{KN/ml}$	=50KN

Phase 2 : les surcharges	Trottoir	(5KN x2) deux coté		$P_{plin}=10 \text{ KN/ml}$ $P_p= P_{plin}25=250 \text{ KN}$	=250KN	
	Poids de la structure ferroviaire		Aire	γ	P_p	
		Rails	0.0077m ²	78KN/m ³	$P_{plin}= (0.0077 \times 2 \times 78 \times 2)=2.4024 \text{ KN/ml}$ $P_p= P_{plin}25=60.06 \text{ KN}$	=60.06KN
		Corniches	0.0821m ²	25KN/m ³	$P_{plin}= (0.0821 \times 2 \times 25)=4.105 \text{ KN/ml}$ $P_p= P_{plin}25=102.625 \text{ KN}$	=102.625KN
		Ballast	0.1417m ²	20KN/m ³	$P_{plin}= (0.1417 \times 2 \times 20)=5.668 \text{ KN/ml}$ $P_p= P_{plin}25=141.7 \text{ KN}$	=141.7KN
		Traverse	/	/	$P_{plin}=9.60 \text{ KN/ml}$ $P_p= P_{plin}25=240 \text{ KN}$	=240KN
Le poids total de tablier c'est la charge permanente G					$\Sigma=7247.755 \text{ KN}$	

- **charge de Trains:**

La section 6 de l'EN 1991-2 (action du trafic ferroviaire et autre action spécifiques sur les ponts ferroviaire) détaille les chargements types à appliquer pour le calcul des ouvrages ferroviaire. Les convois utilisés pour le calcul statique des ouvrages ne correspondant pas à des trains réel, ces modèles de chargement sont censés représenter l'effet du passage d'un train sur le pont. On se limite volontairement aux charges verticales appliquées sur l'ouvrage.

On utilise les trains de charge représentatifs du:

-  **trafic normal (LM71) ;**
-  **trafic de marchandise (SW) ;**

V.1.3-Modèle de charge 71 (appelé LM 71 ou ULC71) :

Le modèle représente l'effet statique du chargement vertical du à un trafic ferroviaire standard.

Le chargement LM71 est composé de 4 charge concentré $Q_{vk}=250 \text{ KN}$ espacée de 1.6m, et d'une charge uniformément répartie $q_{vk}=80 \text{ KN}$, a appliquer sue le reste de l'ouvrage, en

Fonction des lignes d'influence. La figure ci-dessous (extraite de L'EN 1991-2, section 6) illustre le modèle de chargement LM71.

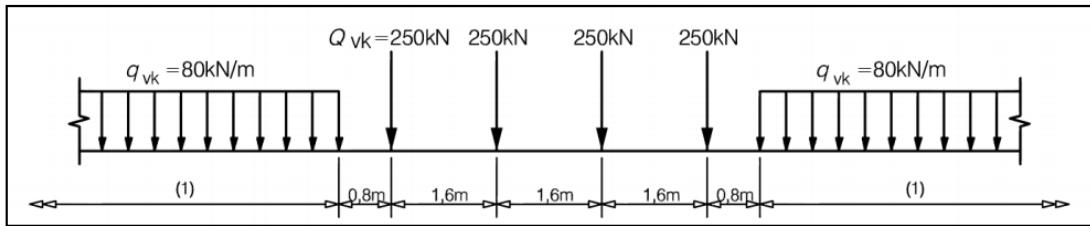


Figure V.1: Modèle de charge 71 et valeurs caractéristiques des charges verticales.

Les valeurs caractéristiques de la figure 7.2 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

Distribution longitudinale des charges axiales Q_{vk}

$$Q_{vk} = 250 \text{ KN /m}$$

$$q_{vk} = 80 \text{ KN /m}$$

$$\alpha = 1$$

V.1.4-Modèles de charge SW0/SW2 :

Ces deux modèles sont similaires, ils sont tous les deux constitués de deux charges linéaires espacées d'une distance constante. Il est affecté du même coefficient α que le modèle 71. Le modèle SW2 représente lui l'effet statique d'un trafic ferroviaire lourd il n'est pas affecté du coefficient α .

La figure ci-dessous (extrait de L'EN 1991-2, section 6) illustre les modèles de

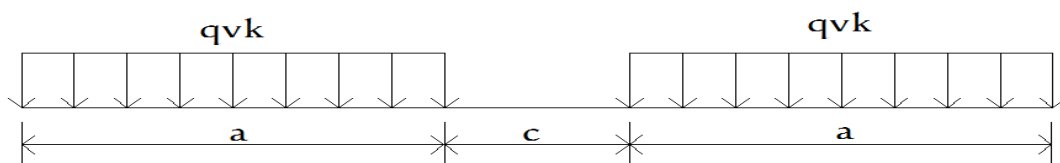


Figure V. 2: Modèles de charge SW.

Tableau V. 2: Valeurs caractéristiques des charges verticales pour le modèle de charge SW

TYPE DECHARGE	Qvk (KN/m)	A(m)	c(m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25	7.0

V.2-Coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique F, qui majore les effets statiques dus aux modèles de charge doit être pris égal à F2 ou F3 en fonction de la qualité de l’entretien de la voie. On considère quelles voies des ouvrages du secteur du montage seront soigneusement entretenues et l’on retiendra donc dans nos calculs la valeur :

Tableau V. 3 : les coefficients dynamiques et ses intervalles

Les coefficients dynamiques		$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L\phi} - 0.2} + 0.73$
Intervalle	$1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67$	$1.00 \leq \phi_3 \leq 2$

On adopte la valeur correspondante du tableau 6.2 de la norme NF EN 1991-2 donné par le cas 4. L est prendre selon le cas 5 si on analyse le comportement longitudinal du pont.

Le viaduc peut être considéré comme une poutre continue sur n travées, on a alors :

$$L_Q = \min[(1+0,1n)L_m ; L_1 \max] \dots \dots \dots (V.1)$$

$$L_\phi = k * L_m \dots \dots \dots (V.2)$$

On a : $K=1+0.1n=1+0.1 \times 7$

$K=1.7$ pour : $n = 7$ (travées)

Et: $L_m = (L_1 + L_2 + \dots + L_n) / n$, $L_m =$ portées moyen des travées

Donc on va calculé L_ϕ :

$$L_\phi = 3,1 * (1/n) * (L \times 7)$$

$$L_\phi = 3,1 * (1/7) * (25 \times 7)$$

$$L_\phi = 77.50m$$

Alors : $L_Q = L_{I\max} = 25\text{m}$

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{25-0.2}} + 0.82 = 1.12 \quad \text{vérifier } \checkmark$$

$$\phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{25-0.2}} + 0.73 = 1.18 \quad \text{vérifier } \checkmark$$

V.3-La charge ferroviaire agissant sur la dalle supérieure :

La charge ferroviaire agissant sur la dalle supérieure en règle générale, les charges d'essieu du modèle de charge 71 et modèle SW2 peuvent être uniformément répartie dans le sens longitudinale. (EC1.-6.3.5.2.P1)

V.3.1 modèle de charge LM71 :

Charge concentrée :

$$Q_{v1} = Q_{vk} * \alpha * \phi_2 \dots\dots\dots (V.3)$$

$$Q_{v1} = 250 * 1 * 1.12 = 280 \text{ KN}$$

$$Q_{v1} = 280 \text{ KN}$$

Avec:

$\alpha = 1$ coefficient d'adaptation

$\phi_2 = 1.12$ coefficient dynamique

$Q_{vk} = 250 \text{ KN/m}$ charge d'exploitation

Charge distribuée :

$$q_{v1} = \alpha * \phi_2 * q_{vk}$$

$$q_{v1} = 1 * 1.12 * [80]$$

$$q_{v1} = 89.6 \text{ KN/m}$$

V.3.2 modèle de charge SW2:

Distribution longitudinale des charges

$$q_{vk} = 150 \text{ KN/m}$$

$\alpha = 1$

Charge distribuée :

$$q_{v2} = \alpha * \phi_2 * [q_{vk}]$$

$$q_{v2} = 1 * 1.12 * [150]$$

$$q_{v2} = 168 \text{ KN/m}$$

V.4.Action latérale de vent:

La force latérale induite par le serpentement est considérée comme une force centrée agencée horizontalement et perpendiculairement à la axes de la vois, la valeur caractéristique de cette force sera absent même à $Q_{sk} = 100 \text{ KN}$

V.5.Action de démarrage et de freinage:

Les forces d'accélération et de freinage agissent au niveau supérieur des rails, dans le sens longitudinal de la voie, elles doivent être considérées comme des charges linéaires uniformes sur la longueur d'influence $L_{a,b}$ de leur effet pour l'élément structurel considéré. La direction des forces d'accélération et de freinage doit tenir compte des sens des déplacements autorisé sur chaque voie. Ces forces doivent être combinées avec les charges verticales correspondantes.

D'après L'EUROCODE1991-6.5.3 (train à vitesse $<200\text{MK/h}$), les valeurs caractéristique des forces d'accélération et de freinage pour les modèles des charges LM71/SW/0 SW/2

- Démarrage – trains LM 71- SW– SW/2 :

❖ Force d'accélération :

$$Q_{lak} = 33[\text{KN/m}] * L[\text{m}] \leq 1000\text{KN}$$

$$Q_{lak} = 825 < 1000 \text{ KN}$$

- Freinage-train LM71 :

❖ Force de freinage :

$$Q_{lbk} = 20[\text{KN/m}] * L[\text{m}]$$

$$Q_{lbk} = 500 < 6000[\text{KN}]$$

- Freinage –train pour modèle SW/2 :

$$Q_{lbk} = 35 [\text{KN/m}] * L[\text{m}]$$

$$Q_{lbk} = 35 * 25$$

$$Q_{lbk} = 875 < 6000\text{KN}$$

V.6-Variations de la température :

La composante de la température uniforme dépend, selon L'EC, la partie 2-5 au paragraphe 6.31 de la température réelle à laquelle le pont est soumis à un intervalle de temps prescrit.

Les températures maximales et minimales dépendent de la localisation de site.

Dans notre cas, la composante uniforme de la température est estimée à :

$$\Delta T = \pm 15 \text{ C}^\circ$$

- Composantes linéaire :

Selon L'EC.1, la partie 2-5 paragraphes 6.2.4 pendant une période de temps prescrite, le chauffage et le refroidissement de la surface supérieure d'une poutre implique un changement de température avec une négative maximale et positive maximale.

Dans notre cas, les valeurs caractéristique des différences de température linéaire positive et négative, en ce qui concerne les ponts apparentant au groupe 3 sont égaux à :

- Positive-différence de température $\Delta T_m, \text{ pos (C}^\circ) = +15 \text{ C}^\circ$
- Négatif – différence de température $\Delta T_m, \text{ nég (C}^\circ) = -15 \text{ C}^\circ$

V.7-Les forces centrifuges :

Etant donné que le viaduc ne présente pas de courbures remarquables, cette action est négligeable.

V.8-Calcule des moments et les efforts tranchants par la méthode de lignes d'influences :

à 0.5L:

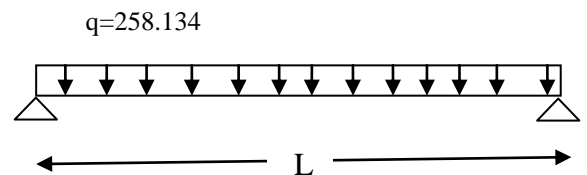
- Moment due aux poids propre

$$M_{\max} = ql^2/8 ; q=258.134\text{KN/m et } L = 25\text{m}$$

$$M_{\max} = 20166.718\text{KN.m}$$

$$M_0 = M_{\max}/N ; \quad \text{Avec: } N \text{ nombre des poutres}$$

$$M_0 = 2520.839\text{kN.m}$$



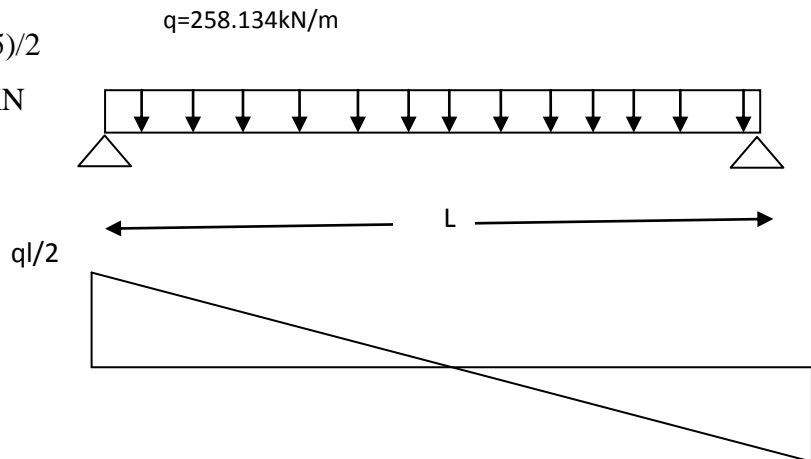
- Les efforts tranchants dus aux poids propre la poutre:

$$T_{max} = ql/2$$

$$T_{max} = 258.134(25)/2$$

$$T_{max} = 3226.675KN$$

$$T_0 = 403.334 KN$$

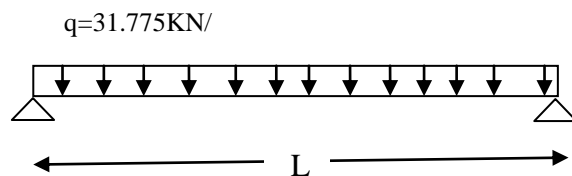


- Moment due aux structures ferroviaires :

$$M_{max} = ql^2/8 ; q= 31.775KN/m \text{ et } L = 25m$$

$$M_{max} = 2482.421KN.m$$

$$M_0 = 310.306KN.m$$



-ql/2

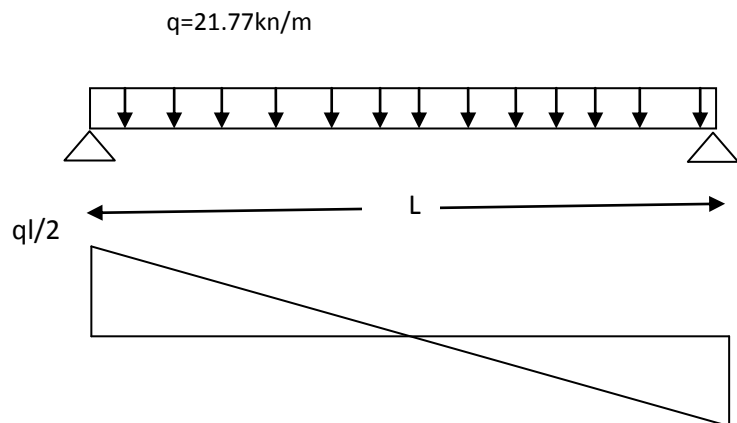
Les efforts tranchants dus aux Surcharge ferroviaires :

$$T_{max} = ql/2$$

$$T_{max} = 31.775x(25)/2$$

$$T_{max} = 397.187KN$$

$$T_0 = 49.648KN$$



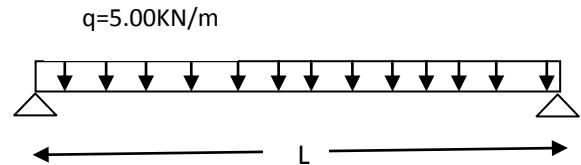
-ql/2

- **Moment due au trottoir :**

$$M_{\max} = ql^2/8 ; q=5.00\text{KN/m et } L = 25\text{m}$$

$$M_{\max} = 390.625\text{Kn.m}$$

$$M_0 = 48.828\text{KN.m}$$



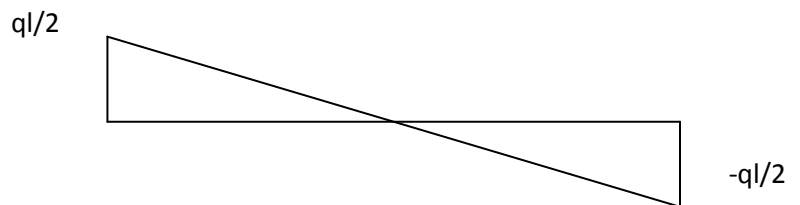
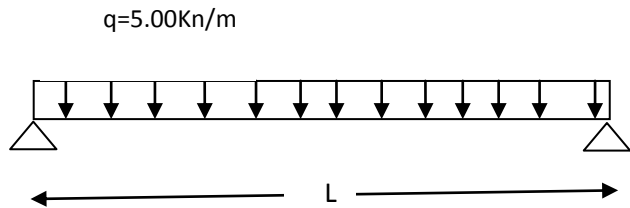
• **Les efforts tranchants dus aux Surcharge de trottoir :**

$$T_{\max} = ql/2$$

$$T_{\max} = 5.00 \times (25)/2$$

$$T_{\max} = 62.5\text{KN.}$$

$$T_0 = 7.812\text{KN}$$

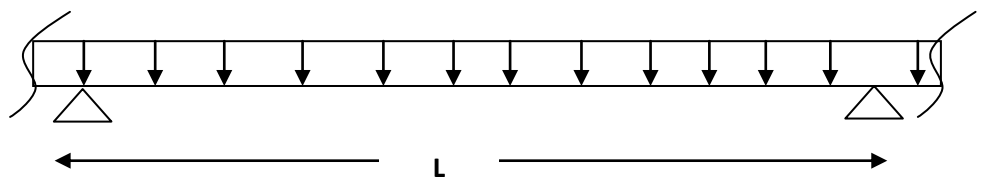


- **Moment due au LM71 : trafic normale :**

On prend un schéma équivalent et on utilise le principe de la superposition.

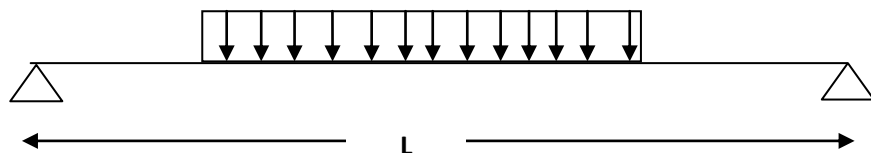
Schémas réel

Phase 01 :

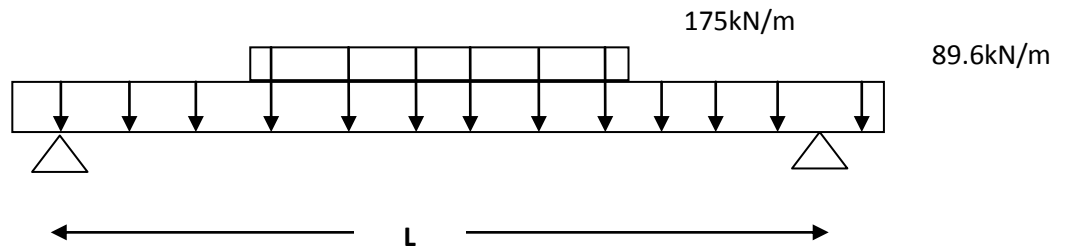


+

Phase 02 :



Équivalent: =



a) **Phase 01** : la charge répartie est infinie de valeur $q=89.6\text{kN/m}$

NB : pour une charge uniformément répartie sur une longueur plus grande que la portée de la poutre, le moment fléchissant maximal dans une section quelconque de la poutre se produit lorsque la charge est répartie sur toute la longueur de la poutre.

Donc le moment maximal est donné comme suite :

$$M_1 = ql^2/8$$

$$q = 89.6\text{kN/m}$$

$$M_1 = 89.6 \times (25)^2 / 8 = 7000\text{kN.m}$$

b) **Phase 02** : la charge mobile répartie partiellement sur $d = 6.40\text{m}$.

$$Y_0 = x(1 - (x/L)) \text{ avec } x = L/2 = 12.5\text{m}$$

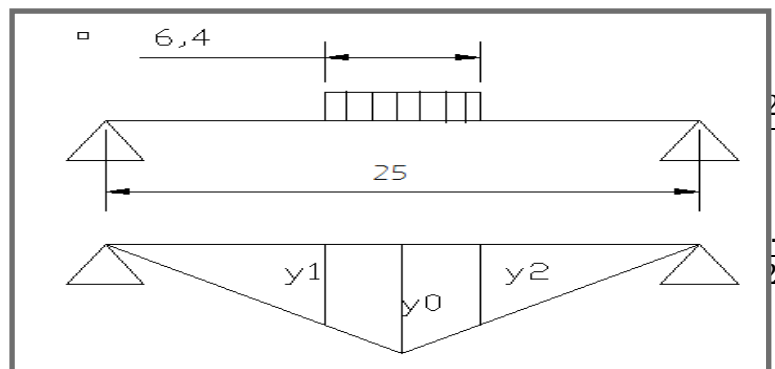
$$Y_0 = 6.25\text{m}$$

$$M_2 = S.Q$$

$$Q = 85.4\text{KN}$$

$$M_2 = 2978.752\text{KN.m}$$

$$M_{\text{max}} = 7000 + 2978.752 = 9978.752\text{KN.m} \text{ , alors } M_0 = 1247.344\text{KN.m}$$



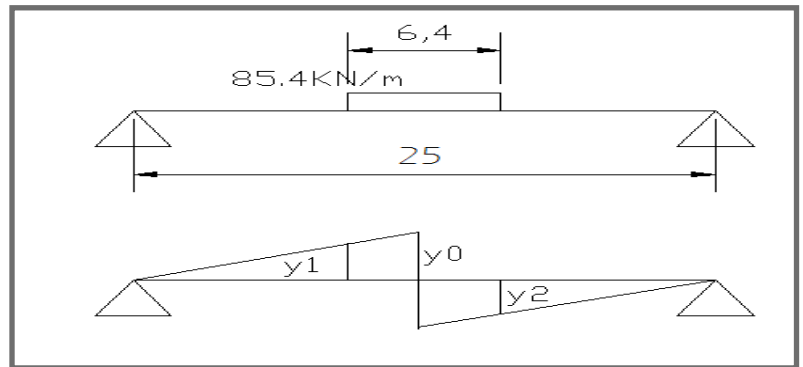
L'effort tranchant due aux LM71

a) Phase:

La phase (I) L'effort tranchant T1 calculé comme un charge répartie sur la poutre :

$$T_1 = q \cdot (L/2) = 89.6 \times 25/2$$

$$T_1 = 1120 \text{KN}$$



b) Phase:

$$Y_0 = (1 - (x/L)) \text{ avec } x = L/2 = 12.5 \text{m}$$

$$Y_0 = 0.5 \text{m}$$

$$Y_1 = Y_2 = \frac{0}{2}$$

$$S = 2.79 \text{m}^2$$

$$T_2 = Q \cdot S = 85.4 \times 2.79 = 238.30 \text{KN}$$

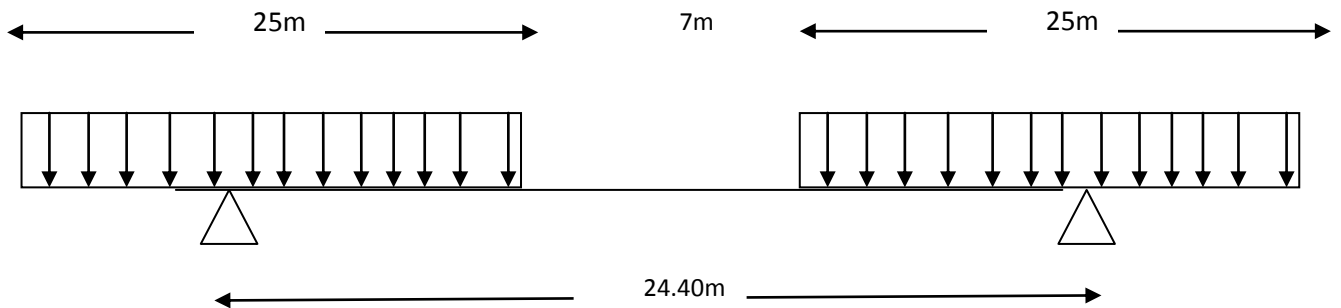
L'effort tranchant max est :

$$T_{\text{max}} = 1120 + 238.30$$

$$T_{\text{max}} = 1358.30 \text{KN}$$

$$T_0 = 169.87 \text{KN}$$

▪ **Moment due au SW2 : trafic lourd :**



On remarque que Le système de charge indiqué sur la figure, plus grande que la portée étudiée (L=25m).

Donc le cas le plus défavorable pour produit un moment fléchissant max c'est le cas indiqué sur le cas (3):

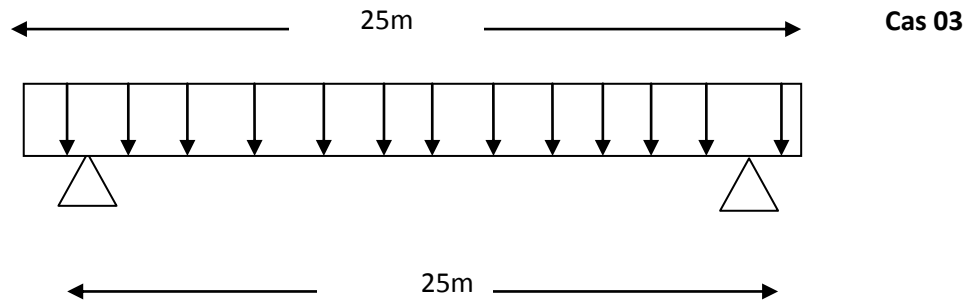
Et on remarque aussi que la charge étudié est plus grande que la portée, donc l'équation de moment fléchissant max est donnée comme suite:

$$M_{\max} = ql^2/8$$

$$q = 168 \text{ kN/m.}$$

$$M_{\max} = 13125 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 1640.625 \text{ KN.m}$$



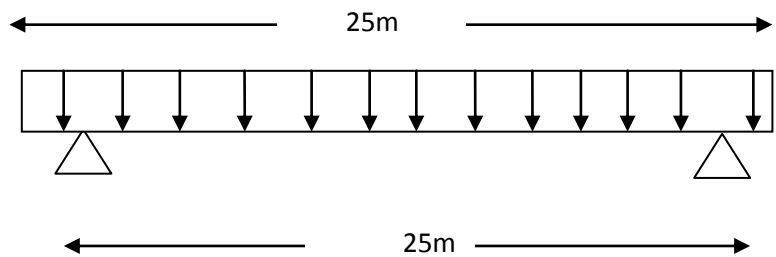
L'effort tranchant due aux SW2 : trafic lourd :

$$T_{\max} = q \cdot L/2$$

$$q = 168 \text{ KN/m}$$

$$T_{\max} = 2100 \text{ KN}$$

$$T_0 = 262.5 \text{ KN}$$



à 0.25L :

- Moment due aux Surcharge ferroviaires :**

$$Y_0 = x(1 - (x/L)) \text{ avec } x = 0.25L = 6.25 \text{ m}$$

$$Y_0 = 4.687 \text{ m. Alors } S = 58.58 \text{ m}^2 \text{ et } Q = 23.2 \text{ KN/m}$$

$$M_d = Q \cdot S = 1359.05 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 169.88 \text{ KN.m}$$

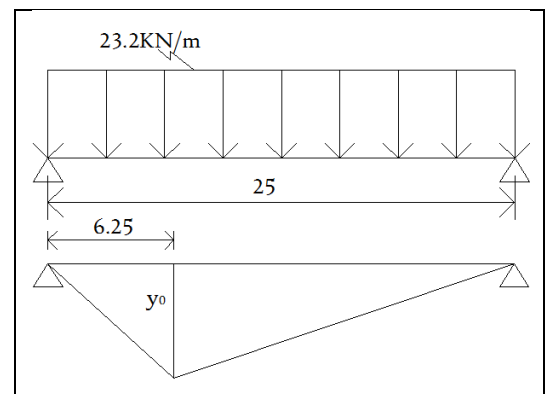
L'effort tranchant due aux Surcharge ferroviaires:

$$T_{\max} = q \cdot L/4$$

$$T_{\max} = 23.2 \times 25/4$$

$$T_{\max} = 145 \text{ KN}$$

$$T_0 = 18.125 \text{ KN}$$

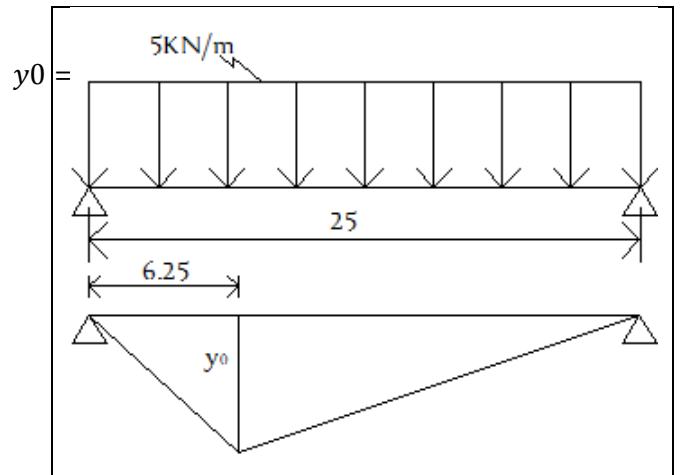


• **Moment due aux Surcharge de trottoir :**

$$M_d = 5.00 \times [(4.687 \times 6.25)/2 + (4.687 \times 18.75)/2]$$

$$M_d = 292.93 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 36.61 \text{ kN.m}$$



▪ **L'effort tranchant due aux Surcharge de trottoir :**

$$T_{\max} = q \cdot L/4$$

$$T_{\max} = 5 \times 25/4$$

$$T_{\max} = 31.25$$

$$T_0 = 3.906 \text{ KN}$$

- **Moment due aux LM71: trafic normal**

a) **Phase01:**

$$y_0 = 4.687$$

$$M_1 = 89.6 [(6.25 \times 4.687)/2 + (4.687 \times 18.75)/2]$$

$$M_1 = 5249.44 \text{ kN.m}$$

b) **Phase 02 :** la charge mobile répartie partiellement sur d = 6.40m.

$$Y_0 = x (1 - (x/L)) \text{ avec } x = 0.75L = 18.75 \text{ m.}$$

$$Y_0 = 4.687 \text{ m.}$$

$$M_2 = S \cdot Q$$

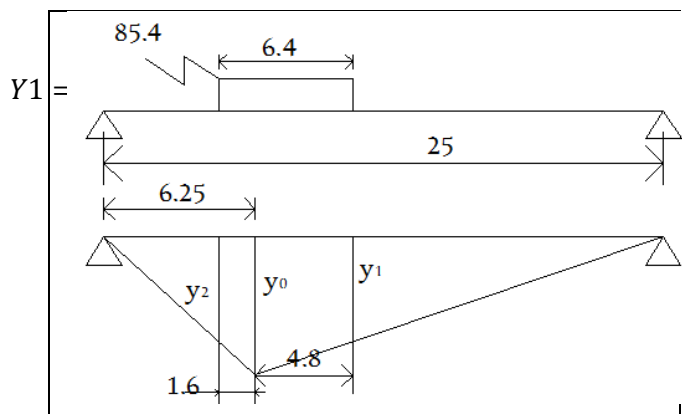
$$S = 26.156 \text{ m}^2$$

$$Q = 85.4 \text{ KN}$$

$$M_2 = 2233.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = 5249.44 + 2233.79 = 7483.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors } M_0 = 935.40 \text{ KN.m}$$



- L'effort tranchant due aux LM71 : trafic normal.

Phase(a):

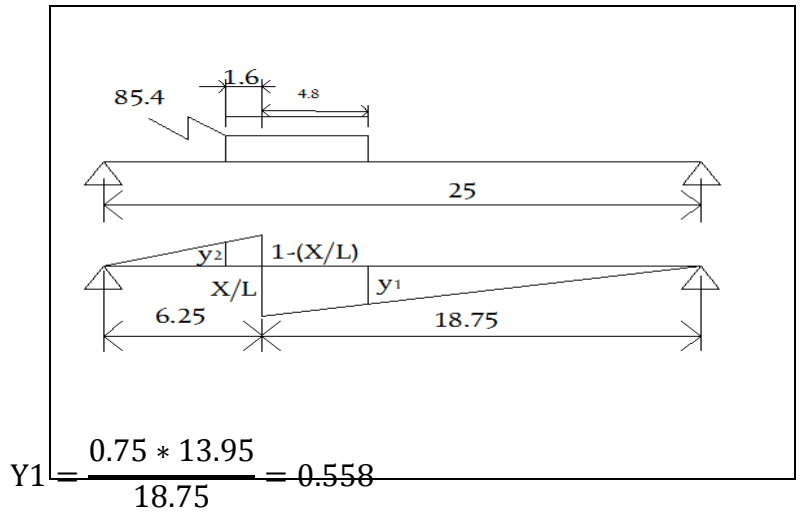
$$T_1 = q \times L/4 \text{ alors } T_1 = 89.6 \times 25/4$$

$$T_1 = 560 \text{KN}$$

Phase(b) :

$$x/L = 18.75/25 = 0.75$$

$$1 - (x/L) = 0.25$$



$$Y_2 = \frac{0.25 * 4.65}{6.25}$$

$$T_2 = 85.4 [-((0.25+0.186)/2) \times 1.6 + ((0.75+0.558)/2) \times 4.8]$$

$$T_2 = 238.30 \text{KN}$$

$$T_{\max} = 560 + 238.3 = 798.3 \text{KN} \quad \text{et } T_0 = 99.78 \text{KN}$$

Moment due aux SW2:

$$M_{\max} = [(4.687 \times 6.25)/2 + (4.687 \times 18.75)/2] \times 168$$

$$M_{\max} = 9842.70 \text{kN.m}$$

$$M_0 = 1230.337 \text{kN.m}$$

L'effort tranchant due aux SW2 :

$$T_{\max} = 168((0.5 \times 12.5)/2) \times 2 = 1050 \text{KN}$$

$$T_0 = 131.25 \text{KN}$$

Tableau V. 4: Récapitulatif des moments et efforts tranchant du à 0.5 L

Désignation		Moments M		Efforts tranchants T	
		M (KN.m)	M ₀ (KN.m)	T (KN)	T ₀ (KN)
Surcharge	1V	2482.421	310.306	397.187	49.648
	2V	4964.842	620.612	794.374	99.296
Trottoir	1T	390.625	48.828	62.50	7.812
	2T	781.25	97.656	125	15.624
LM71	1V	9978.752	1247.344	1358.30	169.87
	2V	19957.50	2494.68	2716.6	339.74
SW2	1V	13125	1640.625	2100	262.50
	2V	26250	3281.25	4200	525

Tableau V. 5: Récapitulatif des moments et efforts tranchant du à 0.25L

Désignation		Moments M		Efforts tranchants T	
		M (KN.m)	M ₀ (KN.m)	T (KN)	T ₀ (KN)
Surcharge	1V	1359.05	169.88	145	18.125
	2V	2718.10	339.76	290	36.25
Trottoir	1T	292.93	36.61	31.25	3.0906
	2T	585.86	73.22	62.50	6.1812
LM71	1V	7483.23	935.40	798.30	99.78
	2V	14966.46	1870.80	1596.60	199.56
SW2	1V	9842.70	1230.337	1050	131.25
	2V	19685.40	2460.674	2100	262.50

V.9 LA METHODE DE GUYON-MASSONNET

L'ouvrage étant chargé conformément au règlement, il reste à déterminer les sections dangereuses (les plus sollicités) transversalement et longitudinalement.

La méthode de Guyon-Massonnet reste l'une des plus simples et les plus utilisées, elle donne des résultats satisfaisants par rapport aux autres méthodes, car la rigidité transversale du tablier n'est pas négligeable.

Elle consiste pour chaque effort à tracer la ligne d'influence de son coefficient de répartition transversale et cela pour les différentes excentricités de charges

($e=b$; $e = \frac{3b}{4}$; $e = \frac{b}{2}$; $e = \frac{b}{4}$; $e = 0$) et pour les sept sections de la largeur de dalle ($y= \pm b$; $y = \pm \frac{3b}{4}$; $y = \pm \frac{b}{2}$; $y = \pm \frac{b}{4}$; $y=0$). On déplacera les charges de façon à obtenir les plus grandes ordonnées et on retiendra pour le calcul des efforts ; l'excentricité qui donne les plus grandes valeurs des coefficients

Ainsi on pourra déterminer les facteurs de répartition transversales (k_a , e_a , m_a) et les sollicitations (moments fléchissant, efforts tranchants) avec exactitude dans n'importe quelle partie du tablier.

Dans le cas des ponts à poutres multiples la section d'étude sera imposée par la position de la poutre, ce qui nous amène à tracer les lignes d'influences pour les différentes excentricités de charge et on retiendra la section qui donne les plus grandes valeurs des coefficients.

V.10 -La méthode numérique (Robot Millennium):

On utilise le logiciel robot Autodesk pour déterminer les contraintes et les moments max et l'effort tranchant max.

V.10.1 -Présentation de logiciel

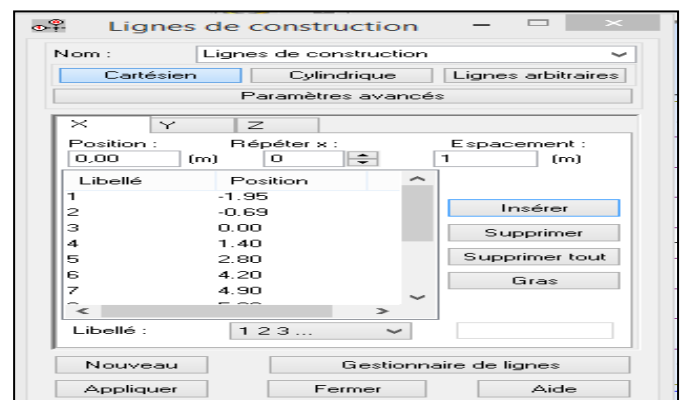
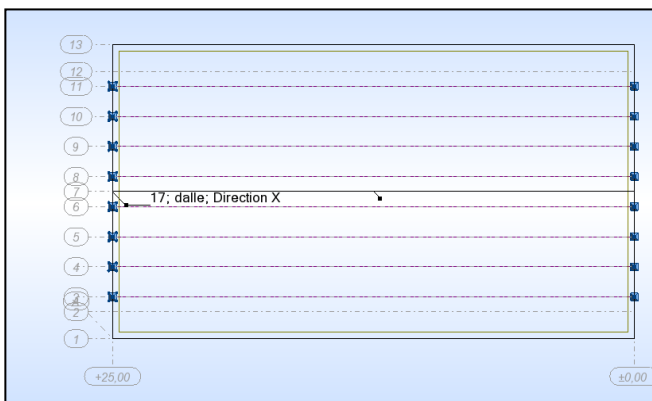
ROBOT Millennium est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type :

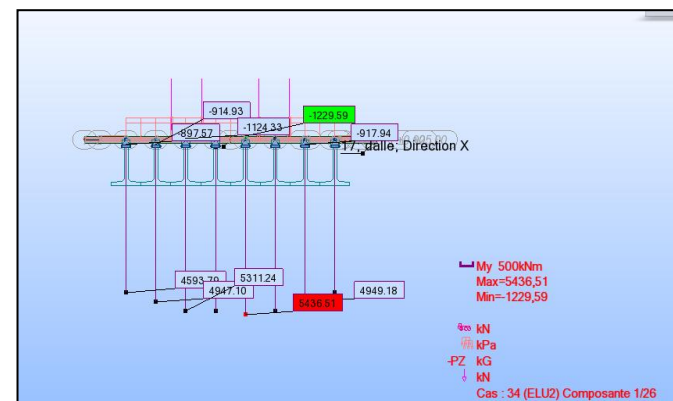
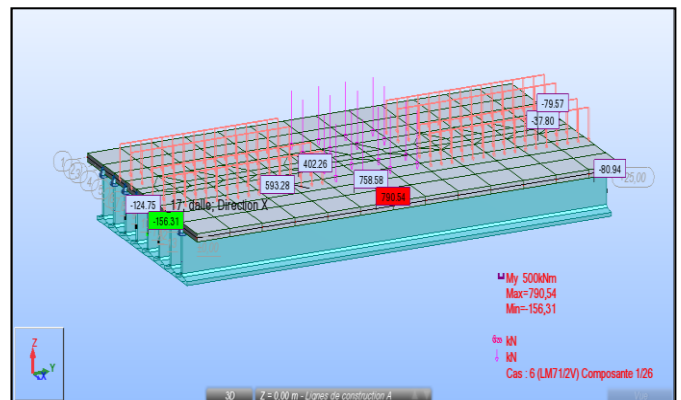
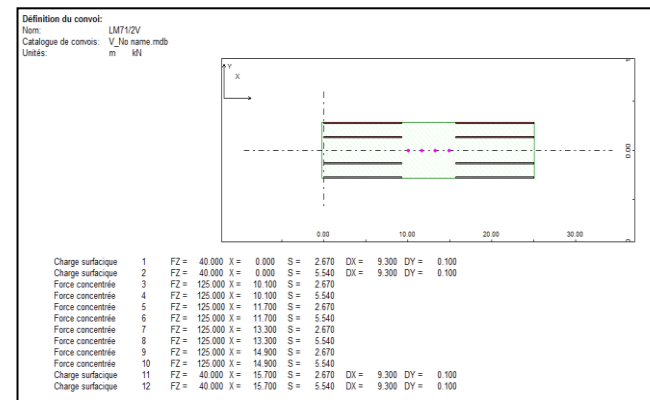
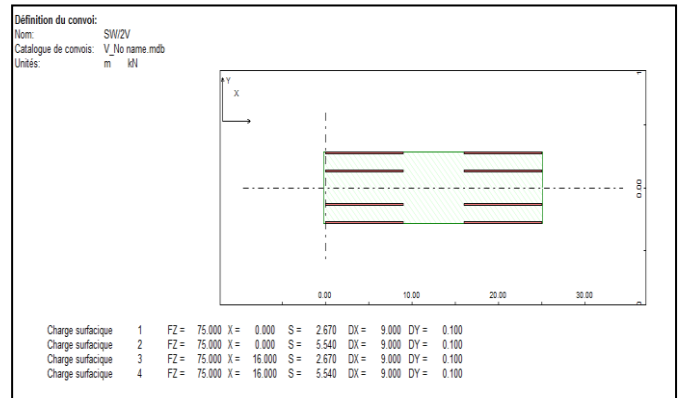
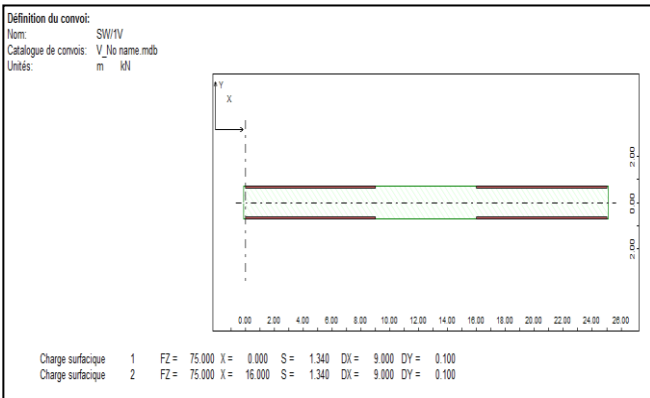
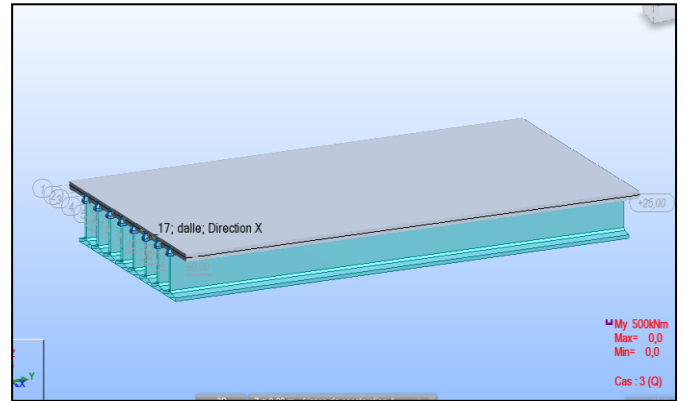
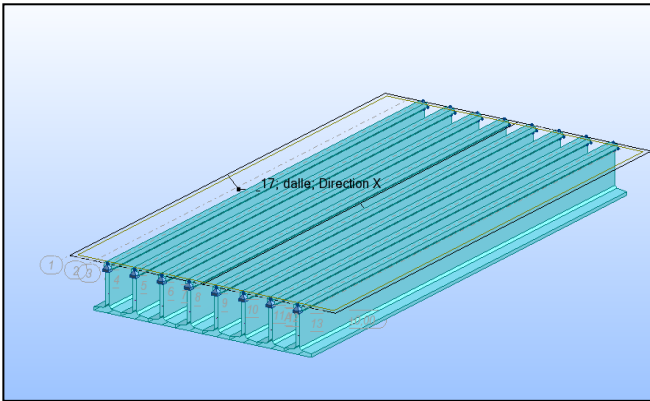
Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

Les utilisateurs de ROBOT Millennium pour les études d'Ouvrages d'Art ou de Génie Civil bénéficient de toute la puissance de modélisation de ROBOT afin de réaliser des modèles mixtes, composés de barres et/ou coques. Ils peuvent également disposer des éléments volumiques. Des modèles spécifiques comme les charges roulantes, les phases, le calcul des sections d'acier théoriques permettent l'étude de nombreux ouvrages.

V10.2 -Modélisation

Lorsque notre projet est un ouvrage isostatique avec 7 travées indépendantes, on étudiera une seule travée (une dalle de 30 cm d'épaisseur avec 08 poutres). Les poutres sont considérées comme un élément plaque, elles sont appuyées sur un appui simple d'un côté et sur l'autre côté un appui double, la dalle comme un élément panneaux (plaque).





Propriétés de la barre : 9 - 3 (Q)

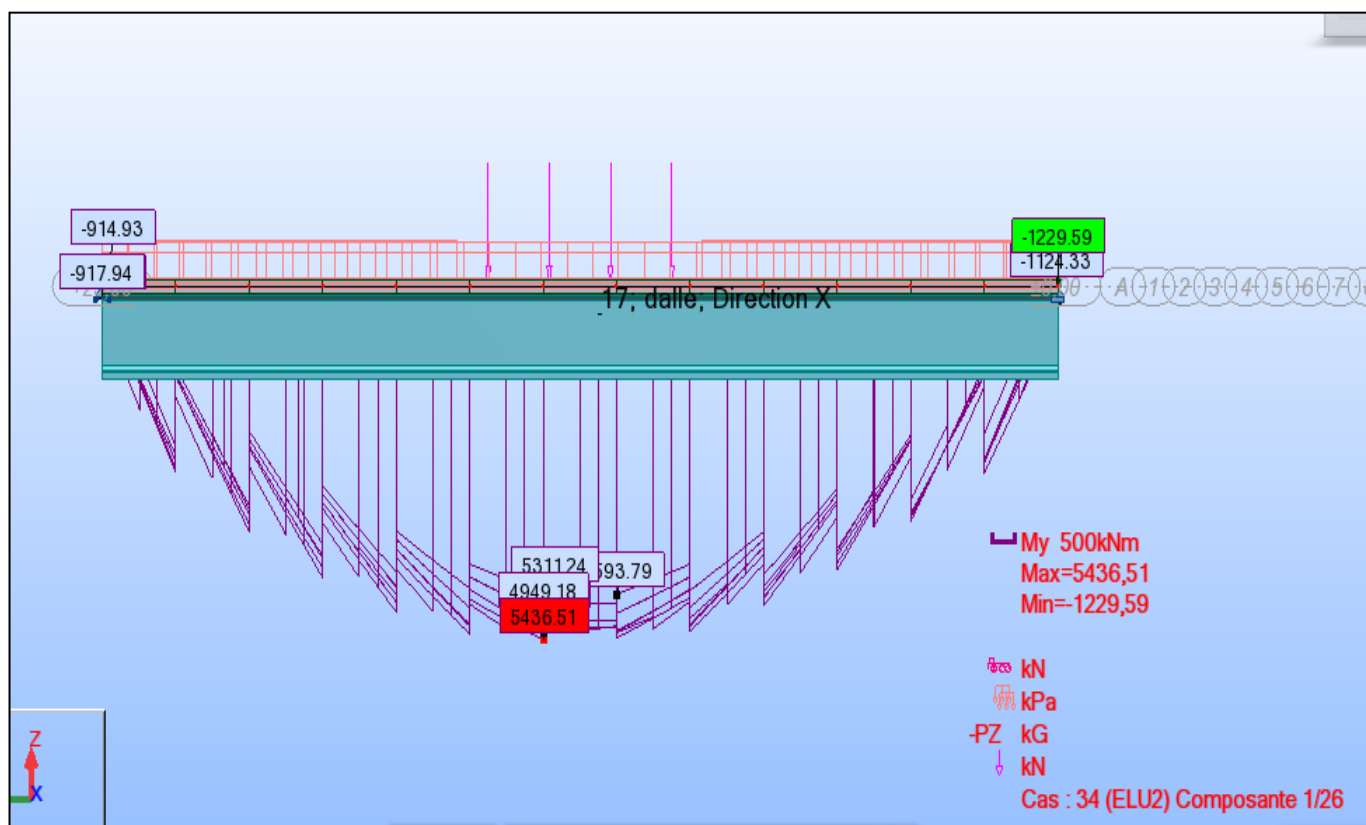
Géométrie | Caractéristiques | NTM | Déplacements | Vérification

Section : Pp 1.2x2x25 Type : Poutre
 Matériau : BETON35 Re = 35,00 MPa

CM66 Profil correct

Symbol	Ax, Wx,	Unité	Description
Taux de travail :			
RAT	0.00		taux de travail (coefficient)
1 G			Cas de charge décisif - ELU
x = 0.08 L = 1.92 m			Point
Autres			
Lambda	36.18		élançement de la barre
Lambda	101.14		élançement de la barre
Flèches (REPERE LOCAL) :			
			flèche de la barre au y

Appliquer Fermer Imprimer Aide



V.11-Conclusion :

On remarque que la poutre la plus sollicitées c'est la poutre (4) a position 0.5L.

Les combinaisons les plus défavorables :

	E.L.U	E.L.S
	$1.35G + 1.60 Q_{LM71}$	$G + 1.2 Q_{LM71}$
M_{max}	5436.51KN.m	4364.14 KN.m

CHAPITRE VI :
ETUDE DE LA
PRECONTRAINTE

VI.1 -Origine du béton précontraint

L'idée du béton précontraint est presque aussi vieille que celle du béton armé. Son invention proprement dite remonte à 1928. C'est en effet à cette date qu'un ingénieur français, Eugène Freyssinet, dépose les brevets qui définissent à la fois le fonctionnement théorique du matériau (béton précontraint) et surtout les dispositifs technologiques à mettre en œuvre.

Depuis, le béton précontraint a pris sa place dans la plupart des constructions de génie civil.

Dans les ponts routiers par exemple, si les petits ouvrages restent souvent l'apanage du béton armé, le béton précontraint est utilisé dès que les longueurs des travées dépassent une quinzaine de mètres. Du côté des grandes longueurs, grâce à des technologies et des structures mécaniques spécifiques telles que les ponts à haubans, des ouvrages dont les parties ont plusieurs centaines de mètres sont réalisés.

Le béton précontraint se répand aussi dans le domaine du bâtiment (tours de grande hauteur, ou encore poutrelles de plancher) et dans les grands ouvrages de génie civil tel que les plates-formes offshore ou les centrales nucléaires.

La précontrainte peut être appliquée au béton:

- soit par **pré-tension**
- soit par **post-tension**

Dans notre étude on va appliquer précontrainte par poste – tension :

VI.2. Précontrainte par post-tension :

Ce mode de précontrainte consiste à la mise en tension des câbles déjà enfilés dans des gaines après coulage et durcissement du béton à l'aide d'un vérin appuyé sur le béton.

Une fois que la tension voulue est atteinte, le câble ainsi tendu est bloqué avec un système d'ancrage à travers lequel on injecte un coulis de mortier pour protéger les câbles contre la corrosion.

La précontrainte par post-tension se présente sous deux formes :

- ✚ Une précontrainte par post-tension interne.
- ✚ Une précontrainte par post-tension externe.

Étapes générales de réalisation :

- ✚ Placement des gaines dans le coffrage.
- ✚ Coulage du béton.
- ✚ Après le durcissement du béton, la mise en tension des câbles
- ✚ Le blocage se fait par différents systèmes de cales sur une zone de béton fretté.
- ✚ L'injection d'un coulis de ciment.

Phase de montage :

En général, les câbles sont mis en place par tirage. Les différentes phases d'exécution sont les suivantes :

- ✚ Pose de gaines.
- ✚ Montage des ancrages.
- ✚ Mise en place des torons. (par tirage, par enfilage).
- ✚ Pré blocage des ancrages fixés.
- ✚ Bétonnage.
- ✚ Mise en tension des câbles.
- ✚ Coupe des sur longueurs.
- ✚ Injection.
- ✚ Cachetage des ancrages.

Les torons sont tendus à l'aide d'un vérin hydraulique actionné par une pompe, le vérin Prend appui sur ' plaque d'about. Les torons seront tendus jusqu'à ce que la pression manométrique requise soit atteinte, pour contrôler la force de tension produite, on mesure l'allongement du câble.

Après l'opération de précontrainte, l'intérieur de la gaine doit être injecté au coulis de ciment dans le but de réaliser une étanchéité parfaite du câble pour la protection de l'acier contre la corrosion, l'injection est effectuée au moyen des coiffes d'injection fixées aux ancrages ou de raccords d'injection fixés aux gaines de raccordement (trompette) après réalisation du cachetage définitif.

VI.3 - Injection des câbles :

Pour assurer une meilleure adhérence (acier - béton) et par conséquent une bonne transmission de contraintes ; Ainsi qu'une protection du câble de précontrainte, ce dernier est injecté par un coulis de ciment. Cette injection se fait à partir de tubes ou événements dont la position est choisie en fonction de la géométrie et de la longueur du câble. Dans le cas courant, il y a un événement à chaque ancrage et à chaque point haut du câble, ces derniers ayant aussi pour fonction de permettre l'évacuation de l'air repoussée par le coulis d'injection.

- Composition d'un coulis de ciment :

- 25kg de ciment
 - 6kg de sable 0/2 mm (tamisé)
 - 12litre d'eau
 - plastifiant (par exemple : 750g intra plat de Sika)
 - Les câbles sont lavés et soufflés à l'air comprimé pour :
- éventuellement débarrasser les torons de l'huile souvent employée pour diminuer les frottements.

- Mouiller la gaine et les fils pour éviter le bourrage du mortier d'injection et faciliter son écoulement à l'avancement.
- Vérifier qu'aucun obstacle ne rend difficile l'injection du coulis

VI.4 -DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE:

Le calcul se fera pour la poutre la plus sollicitée (4^{ème} poutre)

VI.4.1 Caractéristique géométrique de la section a mi travée :

Les caractéristiques géométriques à prendre en compte sont celles de la poutre seule à mi-travée :

$$B = 0.6334 \text{ m}^2, V_s = 0.76\text{m} , V_i = 1.24\text{m} , I = 0.3025 \text{ m}^4 , \rho = 0.681$$

$$d = Ht - 0.9 Ht$$

$$d = 2 - (0.9 \times 2) = 0.2\text{m}$$

VI.4.2. les données concernant l'acier de précontrainte

✚ Les données de : (acier de précontrainte).

Tableau VI. 1 : Les données d'acier de précontrainte.

$A_p = 1824\text{mm}^2$	section utile d'un câble
$D = 15.70\text{mm}$	câbles de type FREYSSINET 12T15
$F_{peg} = 1670 \text{ MPa}$	(limite d'élasticité garantie)
$F_{prg} = 1860 \text{ MP}$	(limite de rupture garantie)
$P_{1000} = 2.5\%$	Relaxation a 1000 heures
$\varnothing = 0.067\text{mm}$	Diamètre de gaine
$\varphi = 2 \times 10^5$	Coefficient de frottement (gain- câble)
$g = 0.001\text{m}$	Recul d'ancrage au relâchement du vérin

VI.4.3. Les données concernant les moments

Tableau VI.2 : les moments :

	La charge permanente		Etat limite ultime (ELU)		Etat limite service(ELS)	
	M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}	M_{max}	M_{min}
M(KN.m)	3090.10	725.55	5436.51	1229.59	4038.76	913.13

VI.4.4 - les données concernant le béton des poutres

Tableau VI. 3 : données concernant le béton des poutres

F_{c28}	40 MPa
F_{t28}	3 MPa

VI.4.5. Calcul de la force précontrainte (P_0) et la tension σ_{pi} à l'origine:

✚ Force précontrainte :

$$p_i = \min(0.8 f_{prg}; 0.9 f_{peg}) \quad (\text{En post-tension}) \dots\dots\dots (VI.1)$$

$$f_{peg} = 1670 \times 1824 \times 10^{-6} = 3.046 \text{ MN.}$$

$$f_{prg} = 1860 \times 1824 \times 10^{-6} = 3.392 \text{ MN.}$$

$$p_i = \min(0.8 f_{prg}; 0.9 f_{peg}) = \text{Min}(2.71; 2.74)$$

$$p_i = 2.71 \text{ MN.}$$

✚ Tension à l'origine :

$$\sigma_{pi} = \min(0.8 F_{prg}; 0.9 F_{peg})$$

$$\sigma_{pi} = \min(0.8 * 1860; 0.9 * 1670)$$

$$\sigma_{pi} = 1488 \text{ MPa}$$

VI.4.6. Calcul de nombre des câbles :

P1 : précontrainte minimale en section sous critique.

P2: précontrainte minimale en section sur critique

$$\Delta M = M_{max} - M_{min}$$

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \cdot h} \Rightarrow P_1 = \frac{4.2}{0.681 * 2} \Rightarrow P_1 = 3.08 \text{ MN}$$

$$P_2 = M_{max} / (V_i + \rho V_s - d_i)$$

$$P_2 = 5.874 / (1.24 + (0.681 * 0.76) - 0.20)$$

$$P_2 = 3.49 \text{ MN}$$

$P_2 > P_1$: alors notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique P_1 n'est plus suffisant et la valeur de l'excentricité (e_0)

est donnée par :

$$e_0 = - (V_i - d)$$

$$e_0 = - (0.76 - 0.20) \Rightarrow e_0 = - 0.56 \text{ m}$$

$$ET : P_{min} = \sup(P_1; P_2)$$

$$P_{min} = 3.49 \text{ MN}$$

On à : $P_d = 0.75 \cdot P_i \Rightarrow P_d = 2.032 \text{ MN}$

NB : estimation des pertes à 25%

✚ **Le nombre des câbles et donnée par le rapport suivant :**

$$N = P_{min} / P_d = 3,49 / 2.032$$

$N = 1,717$ Alors, on prend **2 câbles de 12T15**.

✚ **Donc on prend** : $P_o = N \cdot P_i$

$$P_o = 2 \cdot 2.71 = 5.42 \text{ MN}$$

VI.4.6.1 -Détermination du nombre des câbles à l'about :

NB : les caractéristiques géométriques à prendre en compte sont celles de la poutre seule.

Les câbles en zone d'about doivent être tirés à 100% avant la mise en place de la dalle.

On considère les caractéristiques nettes de la section médiane (poutre seule).

- Fibre supérieur $\sigma_{sup} = \frac{M_g \cdot v}{I_n} + \left(1 + \frac{e_0 \cdot v \cdot B_N}{I_n} \right) \frac{P}{B_N} \geq -1.5 f_{tj}$; Avec : $v = v_i = 1.24 \dots \dots (VI.2)$

- Fibre inférieur $\sigma_{inf} = \frac{M_g \cdot v'}{I_n} + \left(1 + \frac{e_0 \cdot v' \cdot B_N}{I_n} \right) \frac{P}{B_N} \leq 0.6 f_{cj}$; Avec : $v' = v_s = 0.76 \dots \dots (VI.3)$

Avec : $M_g = 1.237 \text{ MN.m}$ (Moment fléchissant sous le poids propre de la poutre seule)

$$B_{net} = 0.95B = 0.60173 \text{ m}^2$$

$$I = 0,3025 \text{ m}^4$$

$$e_0 = -0,56 \text{ m}$$

Avec une estimation des pertes de 25% on aura :

$$P = 0.75 \cdot N \cdot P_i$$

$$P = 0.75 \cdot 2 \cdot 2.71 = 4,065 \text{ MN}$$

$$\sigma_s = 2.49 > -4.5 \text{ MPa} \quad \text{verifié}$$

$$\sigma_i = 4.14 < 24 \text{ MPa} \quad \text{verifié}$$

Alors Les deux câbles seront donc placés à l'about

VI.4 .6.2- Tracé des câbles :

✚ Disposition constructive des câbles :

On opte pour la théorie simplifiée qui exige deux conditions :

- La précontrainte $P(x)$ est admise constante sur le tronçon considéré $P(x)=P_0=\text{constante}$.
- L'inclinaison $\alpha(x)$ des câbles de précontrainte par rapport à l'axe x (parallèle à l'axe longitudinal) est faible.

Le tracé d'un câble de précontraint non rectiligne peut être assimilé à une parabole du deuxième degré dont l'équation et ses dérivées sont :

$$\begin{aligned} Y &= AX^2 \\ Y' &= 2AX \\ Y'' &= 2A \\ A &= 4f/l^2 \end{aligned}$$

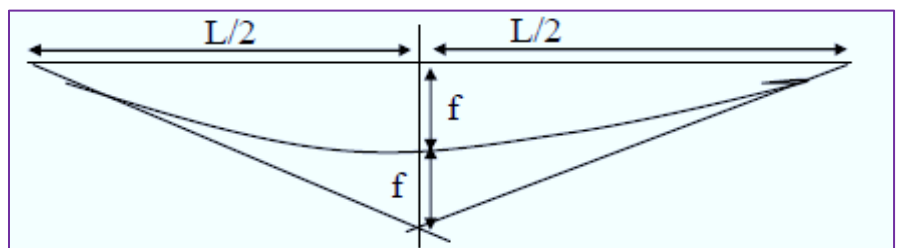


Figure VI. 1 : tracé câble

VI.4 .6.2.1-Section d'about:

Nous disposons les câbles de telle sorte que la résultante des forces de précontrainte coïncide avec le centre de gravité de la section d'about ($M/\text{fibrein}f=0$), en prenant un espacement de 0.45 m entre 2 câbles successifs.

$$\begin{aligned} 2PV' &= P(d_1) + P(d_2) = P(d_1) + P(d_1 + 0.45) \\ d_1 &= (2Vi' - 0,45)/2 = 1.015m \quad \text{Avec} \quad Vi = 1.24 \\ d_2 &= d_1 + 0.45 = 1.465m \end{aligned}$$

VI.4 .6.2.2-Section médiane :

En respectant la distance de fautour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre.

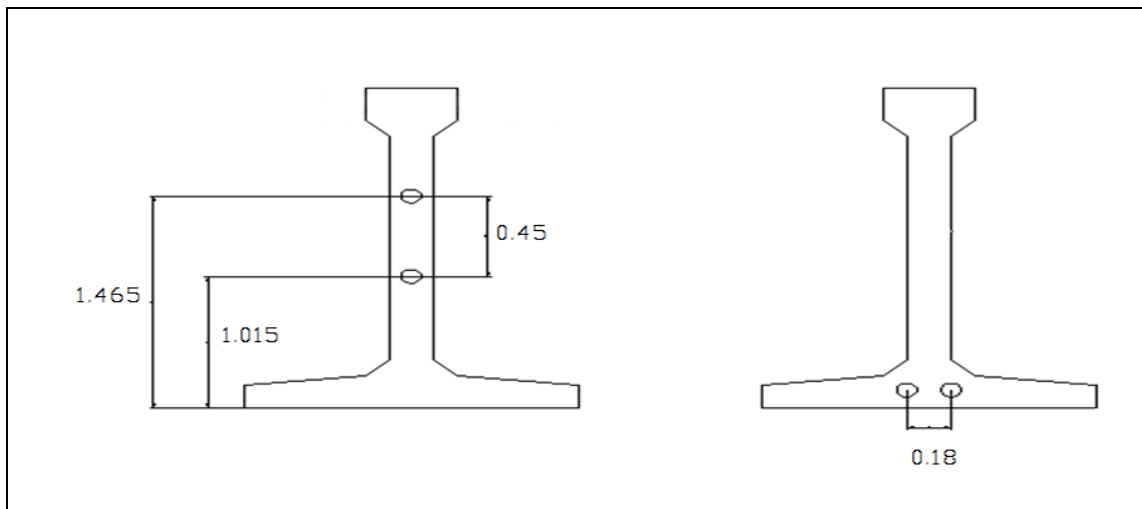


Figure VI. 2: Disposition des câbles à l'about

VI.4 .6.3-Tracé du câble :

Angle de relevage des câbles :

Cette angle est choisi de telle façon à avoir la condition suivante:

$$-V \leq V_{red} \leq V$$

Avec :

V : effort tranchant limite à l'ELS que peut supporter la section d'about

$$V = \tau \times b_n \times 0,8 \times h$$

$$\tau = (0,4f_{tj}(f_{tj} + 2\sigma_x/3))^{1/2}$$

τ = contrainte tangentielle limite à l'E.L.S.

$$f_{tj} = f_{t28} = 3MPa$$

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n} \Rightarrow \sigma_x = \frac{4,065}{0,60173} = 6,755MPa \quad ; \text{ Avec: } P = 4,065MN$$

$$B_n = 0,60173m^2$$

σ_x : Contrainte normale au niveau de fibre neutre.

$$\tau = (0,4 \times 3(3 + 2 \times 6,755/3))^{1/2} = 3MPa$$

$$\tau = 3MPa$$

$$b_n = b_0 - mK\Phi \quad ; \quad \text{ Avec:}$$

b_0 : espacement de 0,45 m

$m = 1$: Nombre de gaine par lit

$k = 0.5$: Câble injecté de coulis de ciment

$\Phi = 0.067$ m: Diamètre de la gaine

$$b_n = 0,45 - (1 \times 0,5 \times 0,067) = 0,416m$$

$$h = h_p + h_d = 2,0 + 0,25 = 2,25m$$

$$V = \tau \times b_n \times 0,8h = 2.246MN$$

D'après les conditions imposées sur appui on aura :

$$\text{Arcsin}((V_M - V)/P) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}((V_m + V)/P)$$

$$\text{Arcsin}((1.821 - 2.246)/4,065) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}((1.108 + 2.246)/4,065)$$

$$-25.15^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$$

La valeur optimale de α est donnée par:

$$\alpha_{opt} = \text{Arcsin}\left(\frac{(V_M + V_m)}{2P}\right) = \text{Arcsin}\left(\frac{(1.821 + 1.108)}{8.13}\right) = 21.11^\circ$$

$\alpha_{opt} = 21.11^\circ$; Cet angle donne la valeur minimale de V_{red}

On fixe: $\alpha_1 = 19^\circ$ avec:

$$V_M = V_G + V_{LM71} = 1821.31KN \quad ; \quad V_m = V_G = 1108KN$$

On a: $\frac{(\alpha_1 + \alpha_2)}{2} = \alpha_{opt} \Rightarrow \alpha_2 = 23.22^\circ$

Pour chaque câble on prend un tracé parabolique avec une partie rectiligne.

Avec:

X_K : Longueur de la partie courbe du câble.

X_d : Longueur de la partie rectiligne du câble.

Équation de la parabole:

$$Y = aX^2$$

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{dX}{dY} = 2aX$$

$$\text{Donc: } X = X_K = \frac{2Y_K}{\text{tg}\alpha}$$

$$Y_K = aX_K^2$$

$$\text{Alors: } a = \frac{Y_K}{X_K^2}$$

$$X_d = L/2 - X_K$$

Avec ; $L = 25m$

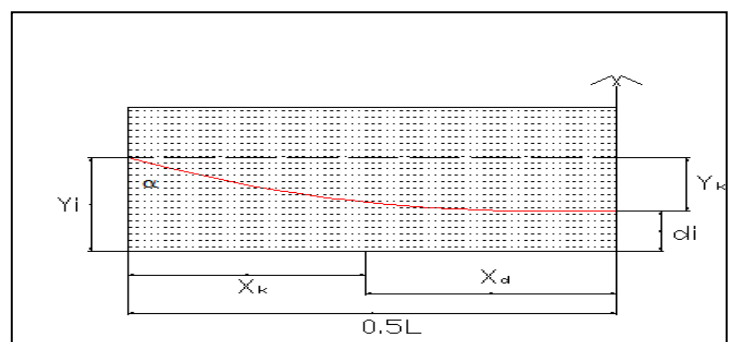


Figure VI. 3: le tracé du câble

- Après les calculs on à Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 4: Valeur de xd et xk

N° câble	$\alpha_i(^{\circ})$	$Y_i(m)$	$Y_k(m)$	$x_k(m)$	$x_d(m)$	$a_i(m)$	$Y_i = a_i X^2$
1	19	0.985	0.885	5.14	7.36	0,0335	$0.0335 X^2$
2	23.22	1.435	1.335	6.22	6.28	0,0345	$0.0345 X^2$

- Positions et angles de chaque câble à différentes sections :

$$Y_i = a(X_K - X_i)^2 + d_i$$

$$tg(\alpha_i) = 2a (X_K - X_i)$$

Position longitudinale des câbles :

$$Y_{CM} = \sum Y_i / 2$$

$$tg_{CM} = \sum tg \alpha_i / 2$$

Tableau VI. 5: les positions et angles des différents câbles

	X_i	0	3.125	5.14	6.22	6.25	9.375	12.5
Cable N°01	Y_i	0.985	0.236	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
	α_i	19.00°	7.68°	0°	0°	0°	0°	0°
Cable N°02	Y_i	1.435	0.420	0.140	0.100	0.100	0.100	0.100
	α_i	22.62°	11.71°	4.14°	0°	0°	0°	0°
Câble moyen	Y_i	1.21	0.328	0.12	0.100	0.100	0.100	0.100
	α_i	20.81°	9.695°	2.07°	0°	0°	0°	0°

Vue en plan du câblage :

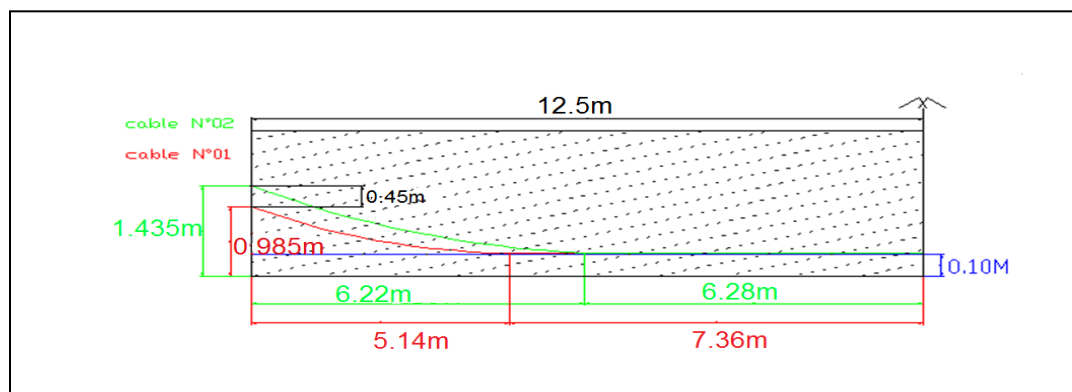


Figure VI. 4 : le câblage

VI.4.7 -Calcul des pertes de précontrainte :

Les conditions de sécurité de l'ouvrage en période dite « en service » ayant permis de définir la tension nécessaire permanente dite « tension en service », alors on doit tenir compte des pertes, et chutes de tension, et la période de service afin d'en déduire la tension initiale à la mise en tension ces pertes et chutes sont deviser en deux type :

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

VI.4.7.1 -Pertes de tension instantanée :

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

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

VI.4.7.1.1 -Pertes par frottement :

$\Delta\sigma_f(x) = \sigma_{p0} (1 - e^{-(f\alpha + \varphi x)}) \quad ; \text{ Avec : } e^{-(f\alpha + \varphi x)} = 1 - [-(f\alpha + \varphi x)] \text{ (B.P.E.L)}$ $\Delta\sigma_f(x) \approx \sigma_{p0} (f\alpha + \varphi x)$(VI.4)
--	-------------

α : l'angle de relevage du câble en (rad).

x : longueur en courbe des câbles.

f : coefficient de frottement du câble dans les courbes. 0,19 rad-1

φ : perte relative de tension par mètre. 0,003 /m

σ_{p0} : contrainte de tension à l'origine $\sigma_{p0} = 1488$ Mpa.

Tableau VI. 6: Pertes par frottement

Section	N° câble	x (m)	α (rad)	$f\alpha + \varphi x$	$\Delta\sigma f$ (Mpa)	$\Delta\sigma f_{moy}$ (Mpa)
0L	1	0	0	/	0	0
	2	0	0	/	0	
0,25L	1	6.25	0,331	0.0816	121.42	131.91
	2	6.25	0,405	0.0957	142.40	
0,5L	1	12.5	0,331	0.1004	149.40	159.96
	2	12.5	0,405	0.1146	170.52	

VI.4.7.1.2- Perte par glissement d'ancrage:

$$X = \sqrt{\frac{g \cdot E_p}{\sigma_{p0} (f \cdot \frac{\alpha}{L} + \varphi)}} \quad (\text{BPEL 91}) \dots\dots\dots (\text{VI.5})$$

g: l'intensité du recul d'ancrage 0,001m

E_p : module d'élasticité de l'acier $2 \cdot 10^6$ Mpa.

σ_{p0} : contrainte de tension à l'ancrage 1488 Mpa.

L : longueur totale du câble. (AUTOCAD 2004)

Tableau VI.7 : Perte par glissement d'ancrage

N° Câble	L (m)	α (rad)	$f \frac{\alpha}{L} + \varphi$	X (m)
1	25.21	0.331	$5.49 \cdot 10^{-3}$	15.646
2	25.36	0.405	$6.03 \cdot 10^{-3}$	14.929

NB : $X_1 > L/2$ et $X_2 > L/2$ donc : il faut tendre les câbles 1 et 2 par un seul côté car cela donne des tensions plus élevées.

VI.4.7.1. 3- Calcul des pertes dues au recul d'ancrage:

$$\sigma(X) = \sigma_{p0} (1 - f \cdot \alpha - \varphi) \dots\dots\dots (\text{VI.6})$$

Tableau VI.8: Calcul des pertes dues au recul d'ancrage

N° de câble	α (rad)	X(m)	σ_{p0}	(1- f. $\alpha - \varphi$)	$\sigma(X)$ (Mpa)
1	0,331	15.646	1488	0,93411	1389.95
2	0,405	14.929	1488	0,92005	1369.03

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = 2\sigma_{p0} \left(f \frac{\alpha}{L} + \varphi \right) \cdot X \dots\dots\dots(VI.7)$$

Pour le calcul des pertes aux différentes sections, on utilise le théorème de **THALES** appliqué aux diagrammes des tensions :

$$\Delta\sigma_{\text{recul}} = \Delta\sigma_{\text{recul}} \left(1 - \frac{X_i}{X} \right) \dots\dots\dots(VI.8)$$

Tableau VI. 9: Valeurs des pertes dues au recul d'ancrage par câble

N de câble	(f α /L+ φ)	X (m)	$\Delta\sigma$ recul à 0L	$\Delta\sigma$ recul à 0,25L	$\Delta\sigma$ recul à 0,5L
1	$5.4946 \cdot 10^{-3}$	15.646	238.98	143.51	0
2	$6.0334 \cdot 10^{-3}$	14.929	246.71	143.42	0
Câble à l'about moyen			242.845	143.465	0

VI.4.7.1.4 Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :

$$\Delta\sigma_a = \frac{Ea}{2Ei} \sigma'_{bj}$$

Ea : module d'élasticité longitudinale des câbles. Ea=2 10⁵MPa

Ei : module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_{bi28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

σ'_{bj} : contrainte probable du béton.

*** Pertes dues à la mise en tension des deux câbles d'about :**

NB : La section considérée est la section de la poutre seule.

A 07 jours : $f_{c7}=26.49$ Mpa.

Ei= 3.280.10⁴Mpa. $\Rightarrow \Delta\sigma = 3.049\sigma'_{bj}$.

Ea = 2. 10⁵Mpa.

A 28 jours : $f_{c28}=40$ Mpa.

$$E_i = 3.76 \cdot 10^4 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma = 2,66\sigma'_{bj}.$$

$$E_a = 2 \cdot 10^5 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma'_{bj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I} - \frac{M_p \cdot e}{I}. \text{ Avec } P = N A_p (\Delta\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{frott} - \Delta\sigma_{recul}).$$

$$M_p\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{QL^2}{8} \quad ; \quad M_p(x) = Q * \frac{x}{2} (L - x)$$

Tableau VI.10: Pertes par raccourcissement instantané du béton

Désignation	0.L	L/4	L/2
P (MN)	4.542	4.422	4.844
e (cm)	+46.02	-64.98	-65
Mp(MN.m)	0.0	0.928	1.179
σ'_{bj}	12.68	15.14	16.94
$\Delta\sigma_{7j}$ MPA	38.66	46.16	51.65
$\Delta\sigma_{28j}$ MPA	33.72	40.27	45.06

Les pertes instantanées :

Tableau VI. 11: Récapitulatif des pertes instantanées (MPa)

Section	Frottement	Recul	Raccourcissement	Totale
0L	0	242.845	33.72	276.565
L/4	131.91	143.465	40.27	315.645
L/2	159.96	0	45.06	205.02

VI.4 .7.2-Les pertes différées :

- Pertes dues au retrait du béton.
- Pertes dues au fluage.
- Pertes dues à la relaxation des aciers.

VI.4 .7.2.1-Pertes par retrait du béton :

Les retrait du béton est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, provoqué par le départ de l'eau lors de son durcissement.

L'expression des pertes par retrait est donnée par le BPEL :

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

$$\varepsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$$

$$r(j) = \frac{j}{j + 9r_m}$$

j : jour de mise en tension

r_m =aire de section nette/périmètre de cette section

$E_p = 190000$ MPa

r : rayon moyen exprimée en (cm)

$$r_m = \frac{6334}{685.2720} = 9.243 \text{ cm} \Rightarrow r(7) = \frac{7}{7+9r_m} = 0.0776$$

$$\Delta\sigma_r = 2 \cdot 10^{-4} (1 - 0.0776) 190000 = 35.0512 \text{ Mpa}$$

$$r(28) = \frac{28}{28+9r_m} = 0.251$$

$$\Delta\sigma_r = 2 \cdot 10^{-4} (1 - 0.251) 190000 = 28.462 \text{ Mpa}$$

VI.4.7.2.2-Pertes par relaxation des câbles :

La relaxation est un phénomène qui tend à faire diminuer progressivement la tension des câble dans le temps.

$$\Delta\sigma = (0,06) \rho 1000 [(\sigma_i(x) / f_{prg}) - \mu_0] \sigma_{pi}(x)$$

μ_0 coefficient égale à : 0.43 pour les armatures à très basse relaxation

$\mu_0 = 0,43$ pour les armatures à très basse relaxation (TBR). (dépend du type de relaxation)

$$\rho 1000 = 2,5\% \quad ; \quad \sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{prg} = 1860 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_i$$

$\Delta\sigma_i$; la contrainte totale instantanée.

Tableau VI. 12: Pertes par relaxation de l'acier

Section(m)	0	L/4	L/2
$\Delta\sigma_{p0}$ (MPa)	1488	1488	1488
$\Delta\sigma_i$ (MPa)	276.565	315.645	205.02
σ_i (MPa)	1211.43	1172.15	1282.98
$\Delta\sigma_{reel}$ (MPa)	49.39	44.68	57.98

VI.4.7.2.3-Pertes par fluage :

Pertes dues au fluage du béton :

Le béton est maintenu sous une charge fixe indéfiniment appliquée, sa déformabilité N'est pas constante mais augmente lentement et de façon continue avec le temps, c'est Le phénomène du fluage.

NB : pour le calcul, on utilise la méthode itérative

$$\Delta\sigma_{fl} = \frac{\sigma' b}{E_i} K f l E a$$

$$P = n \times A_p (\Delta\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\text{instant}}) \quad \text{et} \quad \sigma'_{btj} = \frac{P}{B} + \frac{Pe^2}{I}$$

$$\text{Kfl: coefficient de fluage} = \frac{E_i - E_v}{E_v} = \frac{3E_v - E_v}{E_v} = 2$$

$$\text{Kfl}=1.7 \text{ Après le 7jour. } \Delta\sigma_{\text{fl}}=1.7 \times 2 \times 10^5 \sigma'_{bj} / 3,279 \cdot 10^4$$

Tableau VI. 13:Pertes par fluage

Section(m)	0.0L	L/4	L/2
Pi	4.41	4.27	4.68
σ'_{bj}	11.54	12.70	13.92
$\Delta\sigma_{\text{fl}}$	119.65	131.68	144.33

✚ Les pertes de tension totale :

Tableau VI. 14:La perte totale (Mpa)

les câbles	0.L	L/4	L/2
Pe.Instantané totales (MPa)	276.565	315.645	205.02
Pe. Différé totales (MPa)	197.50	204.82	230.77
Pertes Totales(MPa)	474.06	520.66	435.79
Des Pertes	15.93%	17.49%	14.64%

$$P (\%) = [\Delta\sigma_{\text{tot}} / (\Delta\sigma_{p0} \times 2)] \times 100.$$

On remarque que le pourcentage des pertes est inférieur à 25% → Donc la condition est vérifiée.

VI.5.Vérification des contraintes à l'état limite de service:

VI.5.1.Justification des contraintes normales à l'état limite de service :

Il s'agit de vérifier que dans tous l'état de charge les contraintes normales en tout point de la section restant comprises entre les limites admissibles.

$$\sigma_{\min} \leq \sigma \leq \sigma_{\max}$$

Les justifications se feront à l'ELS, ou on se limitera au domaine de fonctionnement élastique des matériaux, ceci donc permet d'utiliser les règles de RDM.

L'expression de la contrainte normale qui s'exerce dans une section droite sur une fibre de matière est donnée par :

- Fibre supérieur $\sigma_{\text{sup}} = \frac{M_g \cdot v}{I_n} + \left(1 + \frac{e_0 \cdot v \cdot B_N}{I_n}\right) \frac{P}{B_N} \geq -1.5 f_{tj}$; Avec : $v=v_i=1.24$
- Fibre inférieur $\sigma_{\text{inf}} = \frac{M_g \cdot v'}{I_n} + \left(1 + \frac{e_0 \cdot v' \cdot B_N}{I_n}\right) \frac{P}{B_N} \leq 0.6 f_{cj}$; Avec : $v'=v_s=-0.76$

Avec : $M_g = 1.237 \text{ MN.m}$ (Moment fléchissant sous le poids propre de la poutre seule)

$$B_{\text{net}} = 0.95B = 0.60173 \text{ m}^2$$

$$I = 0,3025 \text{ m}^4$$

$$e_0 = -0,56 \text{ m}$$

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j+1) ; f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

L'expression de la force précontrainte est donnée par :

$$\text{Précontrainte maximale: } P = (1.02 \Delta \sigma_{po} - 0.8 \Delta \sigma) A p$$

$$\text{Précontrainte minimale: } P = (0.98 \Delta \sigma_{po} - 1.2 \Delta \sigma) A p$$

les différentes phases d'exécutions:

1^{er} phase (Au 7^{ème} jour): la poutre étant sur le banc de préfabrication, on tire les 2 câbles le 7^{ème} jour à 50% chacun.

- **Section résistante** : section nette des poutres seules
- Moment due au poids propre de la poutre $M_{\text{poutre}} = 1.237 \text{ MN.m}$

$$P = 0.5 (1.02 \times 1488 - 0.8 \times 205.02) \times 2 \times 1824 \times 10^{-6} = 2.45 \text{ MN}$$

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(7+1) = 24.75 \text{ Mpa} ; f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.085 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} \geq -1.5 f_{tj} \Rightarrow 3.52 \geq -3.12 \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} \leq 0.6 f_{cj} \Rightarrow 4.41 \leq 14.85 \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

2^{ème} phase (Au 28^{ème} jour): Les deux câbles d'about sont tiré à 100% et on estime que les câbles ont consommés 20% des pertes différées.

- **Section résistante** : section nette des poutres seules
- Moment due au poids propre de la poutre $M_{\text{poutre}} = 1.237 \text{ MN.m}$

$$P = (1.02 \times 1488 - 0.8 (205.02 + 0.2 \times (230.77))) \times 2 \times 1824 \times 10^{-6} = 4.81 \text{ MN}$$

$$f_{c28} = 40 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 3 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{\text{sup}} \geq -1.5 f_{tj} \Rightarrow 2.03 \geq -4.5 \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} \leq 0.6 f_{cj} \Rightarrow 11.65 \leq 24 \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

3^{eme} phase : on pose la poutre sur les appuis et on coule la dalle et on estime que les 02 câbles ont consommées 60% des pertes différées.

- **Section résistante** : section nette des poutres seules
- Moment due au poids propre de la poutre + la dalle $M = 1.03 \text{ MN.m}$

$$P = (1.02 \times 1488 - 0.8 (205.02 + 0.6 \times (230.77))) \times 2 \times 1824 \times 10^{-6} = 4.54 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{sup}} \geq -1.5 f_{tj} \Rightarrow 1.39 \geq -4.5 \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} \leq 0.6 f_{cj} \Rightarrow 11.37 \leq 24 \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

4^{eme} phase : la mise en place des trottoirs et des glissières et structure ferroviaire

- **La section résistante** : poutres + dalle
 - moment due au poids propre du tablier $M_{\text{tablier}} = 4.204 \text{ MN.m}$

$$P = (1.02 \times 1488 - 0.8 (205.02 + 0.8 \times (230.77))) \times 2 \times 1824 \times 10^{-6} = 4.40 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{sup}} \geq -1.5 f_{tj} \Rightarrow 10.90 \geq -4.5 \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} \leq 0.6 f_{cj} \Rightarrow 5.11 \leq 24 \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

5^{eme} phase : la justification à long terme (en service) et on suppose que les câbles ont consommés toutes les pertes .

$$\text{-Le moment est calculé comme suite : } M_{(G+Q_{LM71})} = 5.84 \text{ MN.m}$$

$$P_1 = (0.985 \times 1488 - 1.2 \times (435.79)) \times 2 \times 1824 \times 10^{-6} = 3.40 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{sup}} \geq -1.5 f_{tj} \Rightarrow 21.90 \geq -4.5 \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

$$\sigma_{\text{inf}} \leq 0.6 f_{cj} \Rightarrow -4.31 \leq 24 \quad \textbf{Condition vérifié.}$$

VI.6 - Ferrailage de la poutre :

✚ Armatures longitudinales :

Les armatures transversales et longitudinales seront utilisées en quantités

suffisantes pour tenir compte des sollicitations secondaires.

Avec :

B_t : surface du béton tendu (cm^2).

N_{bt} : Effort normal dans la partie du béton tendu = surface de la partie du diagramme des contraintes dans la zone du béton tendu.

f_{ij} : contraintes de traction du béton calculée à partir de f_{cj} .

σ_{bt} : contrainte de traction réelle dans le béton

h_{bt} : correspond au lieu où la contrainte est nulle.

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{bt} \times f_{tj}}{f_e \times \sigma_{Bt}}$$

- Par ma méthode des triangles semblables en tire h_t :

$$\frac{2.49}{h_t} = \frac{4.13}{2-h_t}$$

$$h_t = 0.75\text{m}$$

$$B_t = (h_t * \sigma_i) * 0.5 = (0.75 \times 4.13) / 2 = 1.55\text{m}^2$$

$$N_{bt} = \sigma_i \times B_t / 2$$

$$N_{bt} = 3.20\text{Mn}$$

$$A_s = \frac{1.55 * 10^4}{1000} + 3.20 * \frac{3.00}{500 * 434.78}$$

$$A_s = 15.50\text{cm}^2$$

- D'après le tableau de ferrailage on prend la section suivante 12HA14

🚧 Armateurs longitudinales de peau :

Leur but est de répartir les effets de retraites et des variations de températures, elles sont disposées dans les zones périphériques de la pièce parallèlement à la fibre moyenne.

$$A_{\min} \geq \max(A ; B)$$

Avec :

- $A = 3 \text{ cm}^2/\text{m}$ longueurs mesuré sur la section droite de l'ouvrage.
- $B = 0.1\%$ de la section du béton de la poutre.

$$\text{On a : } B = 6334\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.1 \times 6334 / 100 = 6.334$$

- D'après le tableau de ferrailage on prend la section suivante : 6HA12

✚ Transversales :

$2\text{cm}^2/\text{ml}$ de parement mesuré parallèle à l'axe du CDG et placé sur le pourtour.

Le choix se portera ici sur des cadres, façonnés avec 4 cadres de HA8 /ml.

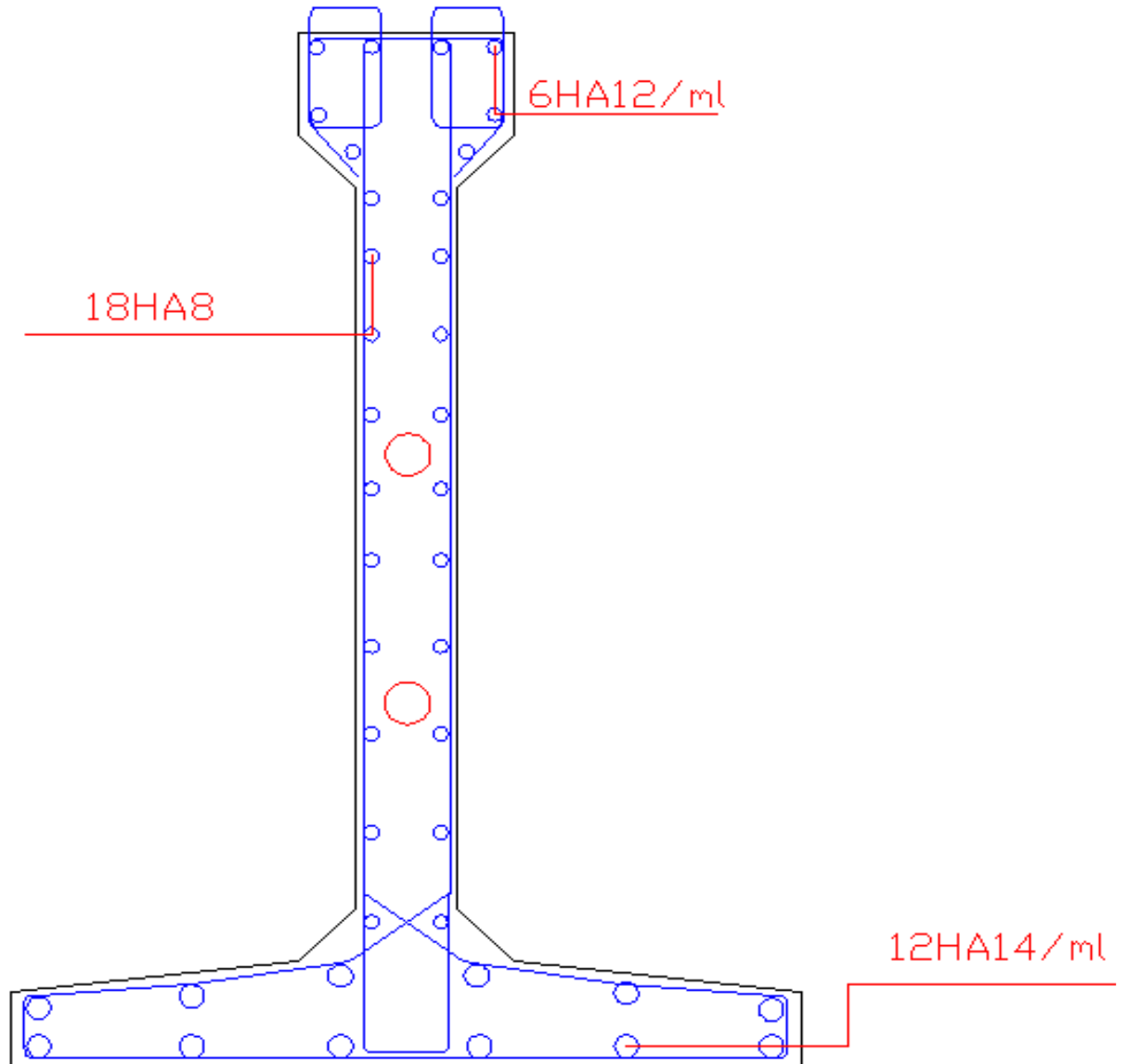


Figure VI.5 : ferrailage de la poutre

VI.7-Calcul des déformations :

VI.7.1-Calculs des flèches :

▪ Flèche due au poids propre :

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_g = \frac{5ML^2}{48Evl} \dots\dots\dots(VI.9)$$

$L= 25\text{m}$.

$M = 1.03Mn$ (moment du au poids propre da la dalle + poutre

$I = 0.3025$

$Ei28 = 11000^3 \sqrt{fc28} = 11000^3 \sqrt{40} = 37619.47MPa$

$E_v = Ei28/3 = 12539.82Mpa$

$$fg = \frac{5 * 1.03 * 25^2}{48 * 12539.82 * 0.3025} = 0.01767m$$

$$fg = 1.767cm$$

- **Fleche de la précontrainte :**

$$fp = \int \frac{MM}{E_v I} * dx \dots\dots\dots(VI.10)$$

Calcul des moments du à la précontraintes :

$$M_p = \sum P_i \cdot e$$

P_i : effort de précontrainte ;

e : excentricité ;

- **Section d'about :**

$$P1 = 1824 \times 10^{-6} (1488 - 474.06) \cos 36^\circ = 1.49Mn$$

$$P2 = 1824 \times 10^{-6} (1488 - 474.06) \cos 30^\circ = 1.60Mn$$

$$M_p(0) = 1.49(-0.23) + 1.60(0.74) = 0.84MN.$$

- **Section medians:**

$$P1 = 1824 \times 10^{-6} (1488 - 435.79) = 1.92Mn$$

$$P2 = 1.92Mn$$

$$M_p(1/2) = 1.92(-0.65) = -1.25Mn$$

$$\int MMkdx = \frac{1}{6} (6.25)(12.5)(0.82 + 2 * (-1.25)) = -21.88$$

$$fp = \frac{2(-21.88)}{12539.82 * 0.3025}$$

$$fp = -1.15cm$$

(-) **c.à.d. La flèche dirigée vers le haut.**

- **Fleche du à la construction :**

$$fc = 3/4(fp - fg)$$

$$fc = 3/4((-1.15) - 1.767)$$

$$fc = -2.18cm$$

- **Fleche du à la surcharge :**

$$f_s = \frac{5ML^2}{48EI} \dots\dots\dots(VI.11)$$

- **Le cas la plus défavorable est obtenu par le train de charge LM71.**

Le moment du au LM71 pour 0.5L est : $M_{LM71} = 4.36MN.m$

$I = 0.3025m^4$

$E_{ins} = 37159.72 MPa$

$$f_s = 2.52cm$$

- **La flèche à vide :**

$$f = f_G + f_p + f_c = 1.767 + (-1.15) + (-2.18) = -1.563cm$$

- **La flèche en service:**

$$f_s = 2.52cm < L/500 = 5cm \rightarrow \text{(condition vérifié)}$$

VI.7.2-Calcul des rotations :

- **Rotation sous aux poids propre :**

$$\vartheta_g = \frac{q \cdot L^3}{24 \cdot E_v \cdot I} \dots\dots\dots(VI.12)$$

$q = 4 t$

$I = 0.4534m^4$ (moment d'inertie p+d à l'about)

$E_v = 12539.82Mpa$

$$\vartheta_g = \frac{4 \cdot 10^{-2} \cdot 25^3}{24 \cdot 12539.82 \cdot 0.4534} = 4.39 \cdot 10^{-3} rd$$

- **Rotation due aux surcharges LM71 :**

$$M = -82.2x^2 + 2005.68x$$

$$\bar{M} = 1 - (x/25)$$

$$\vartheta_{LM71} = \frac{1}{EI} * \int [(-82.2x^2 + 2005.68x) \cdot (1 - \left(\frac{x}{25}\right))] dx$$

$$\vartheta_{LM71} = 4.16 \cdot 10^{-3} rd$$

- **Rotation due au précontrainte :**

$$\vartheta_p = \frac{M \cdot \bar{M} \cdot dx}{E_v \cdot I} \dots\dots\dots(VI.13)$$

$E_v = 12539.82MPa$

$$M = I \cdot I = \frac{1}{6} [2(-0.82 \cdot 1) + \left(-0.82 \cdot \frac{01}{2}\right)' + (-2.44 \cdot 1) + 2 \left(-0.82 \cdot \frac{1}{2}\right)] 12.5$$

$$M = -11.06$$

$$\bar{M} = II * \dot{I} = \frac{1}{6} [2(-0.82) + (-2.44)] * \frac{1}{2} * 12.5$$

$$\bar{M} = -4.25$$

$$\vartheta p = -0.012 * 10^{-3} m$$

VI.7.3-Calcul des déplacements:

- **Déplacement due à une rotation d'appuis :**

$$\Delta h_{rotation} = 2.99 * 10^{-3}.$$

$$\Delta h_{rotation} = -2.99 * 10^{-3}$$

- **Déplacement due au retrait :**

$$\Delta r = 3.10^{-4} \cdot L/2 = 37.5.10^{-4} m$$

- **Déplacement due au fluage :**

$$\Delta H_{fl} = \xi * \frac{L}{2} \dots \dots \dots (VI.14)$$

$$\xi_{fl} = 2 * \sigma b / E_{ins}$$

$$\xi_{fl} = 1.59 * 10^{-4}$$

$$\Delta H_{fl} = 0.1945 cm$$

- **Déplacement due à la température :**

$$\Delta T = 2.10^{-4} - 4. \frac{L}{2} = 2.10^{-4} - 4. \frac{25}{2} = 49.3.10^{-4} m$$

VI.8- Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé au calcul de la précontrainte des éléments poutres du tablier, ou nous avons calculé le nombre des câbles, le tracé aussi que les différents poutres. Une vérification des contraintes et le calcul de ferrailage passif des poutres ont été faits.

CHAPITRE VII :

LES EQUIPEMENTS

VII.1-Introduction :

Les tabliers de ponts reposent sur les piles et culées par l'intermédiaire des appareils d'appuis destinés à jouer le rôle de transmetteurs d'efforts essentiellement verticaux, ou horizontaux.

Il existe essentiellement quatre types d'appareils d'appuis :

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

Ce dernier type est compatible avec notre ouvrage pour les raisons qu'on va donner :

Les appareils d'appuis en élastomère fretté :

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

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

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

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

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

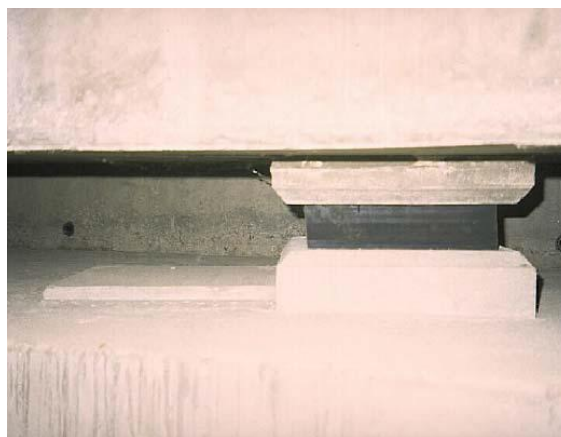


Figure VII. 1: Appareil d'appui en élastomère fretté.

VII.2.1-Dimensionnement des appareils d'appuis :

D'après le document SETRA BT N°4/1974 :

Hauteur nette de l'élastomère :

La condition à vérifier est : $T \geq \frac{U_1}{0,5}$ (VII.1)

U_1 : déformation lente (retrait, fluage, température)

Dus au fluage	Dus au retrait	Dus à la température	$U_1 = \Delta r + \Delta T + \Delta f$
$\Delta f = 0.1945$ cm	$\Delta r = 0.375$ cm	$\Delta T = 0,493$ cm	1.0625 cm

Donc : $T \geq \frac{1.0625}{0,5} = 2.125$ cm on prend $T = 3$ cm.

On prendra : $T = 3$ cm. ; Soit : **3 feuilles de 10mm**

VII.2.1.1-Hauteur totale de l'appareil d'appui :

t : épaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomère

t_s : épaisseur d'une frette

SETRA BT N°4/1974 $\Rightarrow t = 10$ mm, $t_s = 3$ mm $\Rightarrow H_{Totale} = 52$ mm

-Détermination des dimensions de l'appareil d'appui :

Selon le bulletin technique N°04 de SETRA.

Aire de l'appareil d'appui :

L'appareil d'appui doit vérifier l'inégalité suivante :

$$2MPa \leq \sigma_m = \frac{N_{max}}{a.b} \leq 15MPa \quad \text{avec :}$$

- σ_m : la contrainte moyenne de compression due à l'effort N_{max}
- N_{max} : réaction d'appui.
- 2 MPa : condition de non cheminement.
- 15 MPa : condition de non écrasement.

D'où : $0.066m^2 \leq a \times b \leq 0,5m^2$

VII.2.1.3. Dimensionnement en plan de l'appareil d'appui :

Condition de non - flambement : $\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$

$5T \leq a \leq 10T$ $15cm \leq a \leq 30cm$

On prend : $a = 30$ cm et $b = 35$ cm

Donc on optera pour un appareil type : « CIPEC 350x300x4(10+3) »

Nous avons donc :

3 feuillets d'élastomères intermédiaire d'épaisseur $t = 10 \text{ mm}$

2 feuillets d'élastomères extérieurs d'épaisseur $t/2 = 5 \text{ mm}$

4 frettes intermédiaires d'épaisseur $t_s = 3 \text{ mm}$.

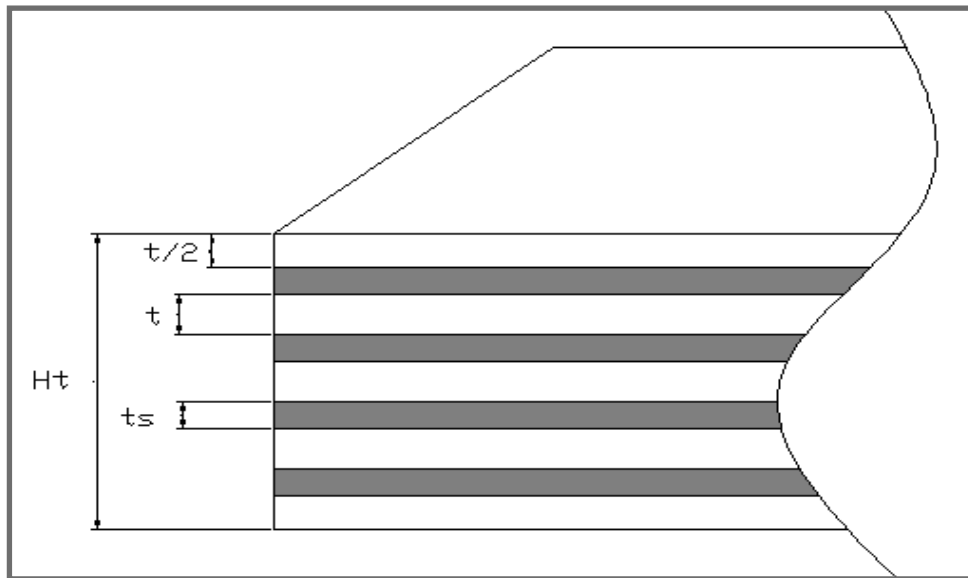


Figure VII. 2 : Dimensionnement de l'appareil d'appui

VII.2.2-Dimensionnement du dé d'appui :

A1

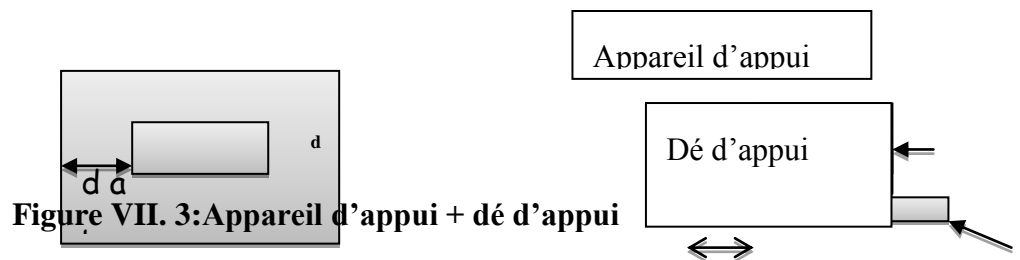


Figure VII. 3: Appareil d'appui + dé d'appui

$$H \geq (2a b / P_0) = (2a b) / 2 (a + b) \rightarrow H \geq 16.15 \text{ cm. On prend:}$$

$$H = 20 \text{ cm avec : } a_1 = 500 \text{ mm et } b_1 = 550 \text{ mm.}$$

VII.2.3-Evaluation des efforts horizontaux et leurs répartitions

VII.2.3.1-Efforts horizontaux :

a) Système LM71 : $F = 48.4 \text{ t}$

$$F = (48.4 / 2 \times 8) \times 1.5 = 4.54 \text{ t}$$

b) Système sw2 :

L'effort de freinage correspond à la charge sw2 est égale à :

$$F_t = 85.4t$$

La force qui revient à chaque appareil d'appui :

$$F = (F_t / 2 \times 8) \times 1.5 = 8.00 t$$

c) Effort due au séisme :

$$\varepsilon_h = 0.1 G \quad \text{horizontalement}$$

$$\varepsilon_v = \pm 0.07 G \quad \text{verticalement}$$

Avec le poids propre du tablier : $G = 724.775t$

$$\varepsilon_h = 0.1 \times 724.775 = 72.4775t \quad \varepsilon_v = \pm 0.07 \times 724.775 = 50.735t$$

Donc :

$$\varepsilon_{h/\text{appui}} = 72.4775 / 2 \times 8 = 4.286 t$$

$$\varepsilon_{v/\text{appui}} = \pm 50.735 / 2 \times 8 = \pm 3.00 t$$

d) Effort due à la déformation (déplacements) :

$$\varepsilon = 0.18\text{cm} ; \text{ Avec } \varepsilon = \Delta_{\max}$$

$$\checkmark \text{ On a le moment d'élasticité transversale } G = 80 \text{ t/m}^2$$

$$\checkmark \text{ Et la hauteur nette de l'élastomère } T = 3\text{cm}$$

Effort de longue durée :

$$\varepsilon = (H \times T) / (G \times a \times b) \quad \text{donc } H = G \times a \times b \times \varepsilon / T$$

$$H = 80 \times 0.35 \times 0.30 \times 0.0018 / 0.03 \quad H = 0.504t$$

VII.2.4-Vérification :

Sollicitation sous charges verticales :

Contraintes de compression : il faut $\sigma_m < 150 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_m = R_{\max} / a \times b = 1145.95 \times 10^2 / (35 \times 30) = 109.138 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2$$

VII.2.4.1. Contrainte de cisaillement au niveau du frettage crée par cet effort :

$$\tau_N = 1.5 \times \sigma_m / \beta$$

Avec :

β : coefficient de forme et c'est égale à :

$$\beta = \frac{a \times b}{2 \times t \times (a + b)} = \frac{30 \times 35}{2 \times 1 \times (30 + 35)} = 8.076$$

$$\tau_N = 1.5 \times 109.138 / 8.076 = 20.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_N < \bar{\tau} = 24 \text{ kg/cm}^2$$

condition est vérifié

$$\bar{\tau} = 3 \times G = 3 \times 8 = 24 \text{ kg/cm}^2$$

VII.2.4.2. Sollicitation due à un déplacement horizontal ou à un effort horizontal

a) Sous déplacement lent :

$$\tau_{H1} = G \times U_1 / T = G \text{ tg } \gamma_1$$

Avec :

G : module d'élasticité transversale

T : hauteur nette de l'élastomère T = 4cm

$$\tau_{H1} = G \times U_1 / T = 8 \times 10625 / 3 = 2.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 0.5 \times G = 4 \text{ kg/cm}^2, \tau_{H1} < \bar{\tau} \quad \text{c'est vérifiée}$$

b) Sous un effort dynamique (freinage):

1) Force de freinage dû au sw/2 :

$$\text{Force de freinage due à sw/2 : } F = \frac{48.4 \cdot 10^3}{16} \times = 3.025 \text{ t}$$

$$\tau_{H2} = F / a \times b = 3025 / (30 \times 35) = 2.88 \text{ kg/cm}^2$$

2) Déformation lente + Déformation rapide dues au freinage :

Il faut que : $\tau_H \leq 0,7 G$.

$$\tau_H = \tau_{H1} + 0,5 \tau_{H2} = 2.83 + (0.5 \times 2.88) = 4.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_H = 0.7 \times G = 5.6 \text{ kg/m}^2, \tau_H < \bar{\tau}_H \quad \text{c'est vérifiée}$$

VII.2.5-Sollicitation due à une rotation α_T :

$$\tau_a = \frac{G a^2 (\alpha_T + \alpha_0)}{2 t^2 n}$$

α_0 = rotation supplémentaire pour tenir compte des imperfections de pose.

Pour les bétons préfabriqués $\alpha_0 = 1 \times 10^{-2}$ rad.

α_T = rotation maximale de l'appareil d'appui (en service à vide).

$$\alpha_T = -0.0166 \text{ rad.}$$

$$\tau_a = 8 \times 25^2 (0.00286) = 7.15 \text{ Kg/cm}^2.$$

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

a) $\tau = \tau_N + \tau_H + \tau_a \leq 5 G$

$$\tau = 20.27 + 4.28 + 7.15 = 31.70 \text{ Kg/cm}^2 \leq 40 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{Vérifié.}$$

b) Condition de non cheminement et non glissement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{m \min} \geq 20 \text{ Kg/cm}^2 \text{ telle que : } \sigma_{m \min} \text{ est due au poids propre de poutre} \\ H \leq f \cdot N_{\min}, \text{ telle que } f: \text{ Coefficient de frottement} = 0.10 + (0.60 / \sigma_{m \min}) \end{array} \right.$$

$$N_{\min} = 54.9 \text{ t}$$

$$\sigma_{\min} = 54.9 \times 10^3 / 30 \times 35 = 52.28 \geq 20 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{Vérifié.}$$

f: Coefficient de frottement.

$$f = 0.1 + (0.6 / 54.9) = 0.110 \text{ t.}$$

$$f \times N_{\min} = 0.11 \times 54.9 = 5.49 \text{ t.}$$

- **H due à la déformation lente :**

H : force horizontale correspondante à N_{\min} .

$$H = G \times a \times b \times \varepsilon / T.$$

$$H = 8 \times 30 \times 35 \times 0.18 / 3 = 5.04 \text{ t}$$

VII.2.8-Dimensionnement des frettes :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_s \geq \frac{ax\sigma_m}{\beta x \sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

σ_e : limite d'élasticité en traction de l'acier constructif des frettes.

$$\sigma_e = 2200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Acier E24-1: } e < 3 \text{ mm \{SETRA Bulletin technique\})}$$

$$t_s \geq 30 \times 79.9 \times 10^3 / 6.81 \times 2200 = 0.159 \text{ mm et } t_s \geq 2 \text{ mm.}$$

On a : $t_s = 3 \text{ mm.}$ C'est vérifié

VII.2.9-Ferraillage de dé d'appui:

La section de frettage doit reprendre un effort égal à $0.04 R_{\max}$

$$R_{\max} = 114.595 \text{ t}$$

$$A = 0.04 \times R_{\max} / \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_s = 2 \times f_e / 3 = 333.333 \quad f_e = 500$$

$$A = 0.04 \times 114.595 / 333.333 = 1.375 \text{ cm}^2$$

A partir le tableau de ferraillage On prend : $4\varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

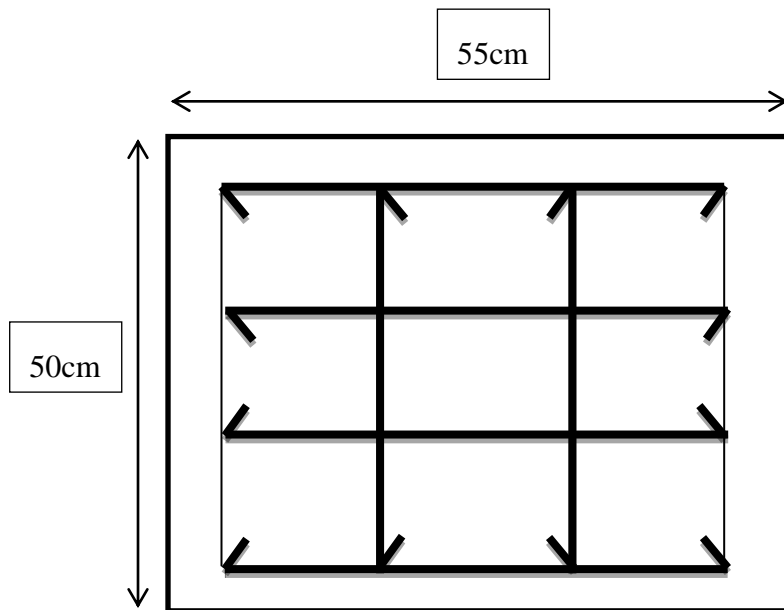


Figure VII.4 : ferrailage de l'appareil d'appui

VII.3 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons choisis et dimensionné les appareils d'appuis, et nous avons calculé le ferrailage des dés d'appuis afin de supporter les différentes sollicitations verticale et horizontales.

CHAPITRE VIII :

ETUDE DE LA PILE

VIII.1-Introduction :

La pile est un appui intermédiaire d'un pont à travée multiples .son rôle est transmettre des charges verticales et horizontales du tablier vers les fondations. La pile est constituée de 3 parties:

- ✚ Le sommier: c'est la partie supérieure de la pile qui reçoit les charges du tablier, elle est en béton armé.
- ✚ Le fût: c'est la partie verticale qui fait descendre les charges vers la fondation. le fût est construit soit en B.A soit en B.P en maçonnerie ou en métal. en élévation, le fût représente un fruit (obliquité β)
- ✚ Mode de liaison entre la pile et le tablier.

Par ailleurs, les piles peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans le fonctionnement mécanique du tablier selon que ce dernier est simplement appuyé sur elle, ou partiellement ou totalement encastré.

VIII.2- Choix de la morphologie :

Il existe plusieurs types de piles, pile à fût, pile voilée...etc

Le choix du type des piles voilées dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques de la pile elle-même du site d'implantation de l'ouvrage. Et différentes types de sollicitation agissant sur la pile. Notre ouvrage franchissant un Oued, pour cela nous avons le choix de plusieurs types de piles, on va proposer une pile composée de pile voilée.

2-Pré dimensionnement des piles (voilée) :

Tableau VIII. 1 : Pré dimensionnement des piles

	chevêtre	Voile	La semelle
La hauteur (H) m	1.70	20.5	2.00
La largeur (B) m	3.40	3.00	11.00
La longueur (L) m	11.90	9.00	11.00
Béton de propriété	/	/	0.15

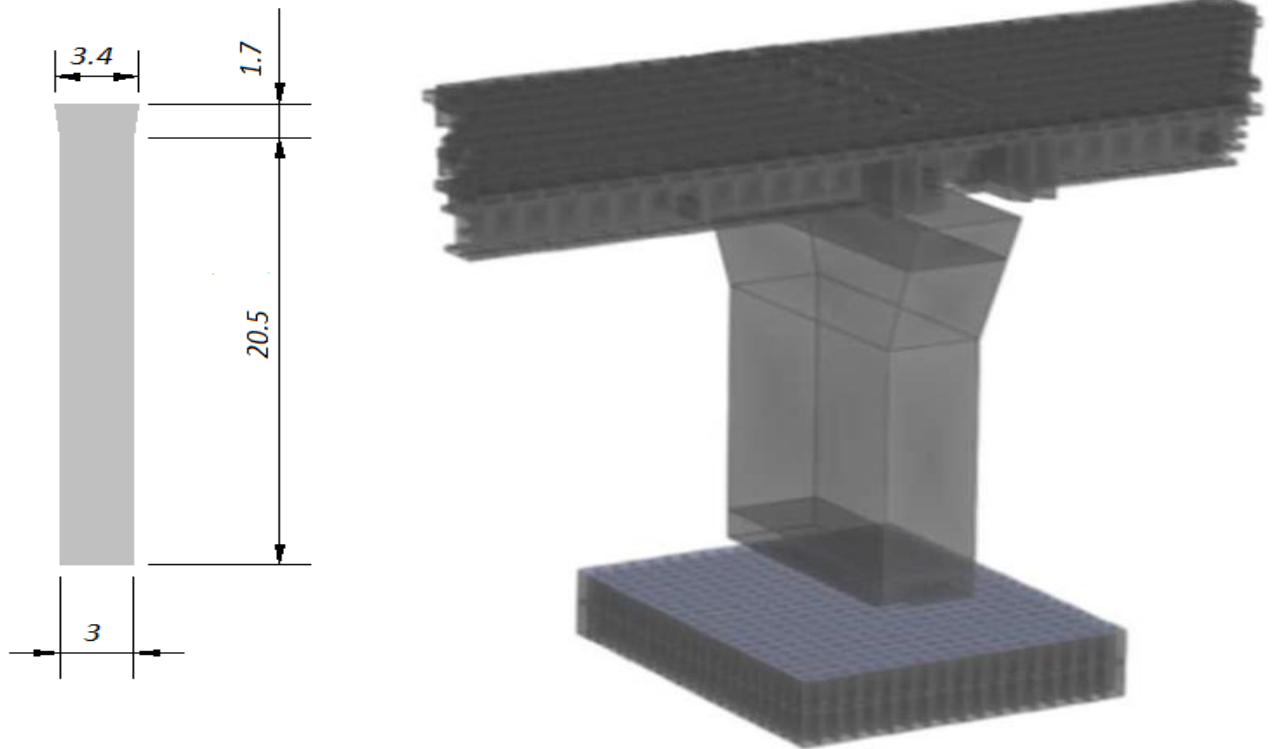


Figure VIII. 1 : Pré dimensionnement des piles

VIII. 4-Etude du voile :

Le voile a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts dus aux charges et surcharges. Il est sollicité en flexion composée.

VIII 4.1-Evaluation des charges et surcharges en conditions normales :

a) Charges verticales :

- Charge permanente :

- Poids propre du tablier : $V_t = \frac{724.755}{9} = 80.53t/ml$

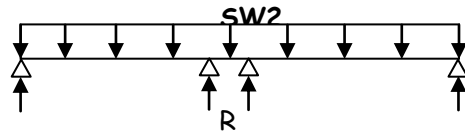
-Poids propre du voile : $V_f = \frac{(1383.75 - 924.55) + 46.41}{9} = 56.18t/ml$

• **Surcharges**

Poids de surcharges de $sw/2$: Pour deux travée (cas plus défavorable)

$$V_{sw/2} = 15 * \frac{50}{2} = 375 \text{ t}$$

$$V_{sw/2} = 375/9 = 41.66 \text{ t/ml}$$



La Charge verticale totale : $Q_v = 203.258 \text{ t/ml}$

b) charges horizontales :

• **Les efforts horizontaux :**

Freinage dû au système SW2 : $H_{sw2} = 85.4/9 = 9.48 \text{ t/ml}$

• **Variation linéaire :**

Les efforts considérés sont dus aux : Seul l'effort dû à la température agit dans un seul sens. Pour le retrait et le fluage, ils s'agissent dans deux sens, donnant un effort nul. Donc : $\epsilon = \Delta t = 0.493 \text{ cm}$ due à la température

$H = 7.808 \text{ t}$; Soit $H/9 = 0.86 \text{ t/ml}$

Tableau VIII. 2 : les charges horizontales

	H (t/ml)	V(t/ml)	Bras de levier (m)	M (t.m)
Poids du tablier	/	80.53	/	/
Poids du voile	/	56.18	/	/
SW/2	/	41.66	/	/
Freinage	9.48	/	27	255.96
Variation linéaire	0.86	/	27	23.22

VIII. 4.2-Calcul des sollicitations :

- **1^{er} combinaison : condition normale (sans séisme).**

a) **charge verticale : $N = Q_v = 203.258 \text{ /ml}$**

b) **charge horizontale: Freinage + variation linéaire 279.18t.m**

- **2eme combinaison : Condition extrême (avec séisme) :**

Séisme vertical = $\pm 0.07G = \pm 14.228 \text{ t/m}$

a) charge verticale :

$$N_{\max}=203.258(1+0.07)=217.486 \text{ t}$$

$$N_{\min}=203.258 (1-0.07) =189.029 \text{ t}$$

b) charge horizontale :

$$\text{séisme horizontal} = 0.1 \times G = 20.325 \text{ t}$$

$$\text{Séisme + variation linéaire} = 20.325 + 0.86 = 21.185 \text{ t}$$

$$M_s = 0.1 ((80.53 \times 27) + (56.18 \times 22.2)) = 342.15 \text{ t.m}$$

$$\text{➤ } M_{\text{Séisme}} = M_s = 342.15 \text{ t.m}$$

$$\text{➤ } M_{\text{Variation linéaire}} = M_{v,1} = 21.185 \text{ t.m,} \quad \text{Donc } M_t = M_s + M_{v,1} = 363.335 \text{ t.m}$$

VIII.4. 3-Ferraillage de voile :• **Condition normale :**

$$N_{\text{ser}} = 203.258 \text{ t}$$

$$N_{\text{ul}} = 1.35 \times 203.258 = 274.398 \text{ t}$$

$$M_{\text{ul}} = 1.6 \times 255.96 + 1.35 \times 21.185 = 409.53 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{ser}} = 1.2 \times 255.96 + 21.185 = 307.15 \text{ t.m}$$

- **Ferraillage de voile a L'ELU en conditions normale : SOCOTEC**

$$N_u = 274.398 \text{ t}$$

$$M_u = 409.53 \text{ t.m}$$

$$\text{Enrobage} = 10 \text{ cm}$$

$$A = 105.01 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0$$

} après le tableau de ferraillage en prend **14HA32/ml (112.59 cm²)**

$$\text{Béton} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\text{Acier : } f_e = 500 \text{ Mpa}$$

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\xi_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2.17\text{‰} < \varepsilon_{es} = 10\text{‰}; \quad \bar{\sigma}_{st} = \varepsilon_s \times E_s = 434 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21 \text{ MPa.}$$

$$F(x) = (b_0 \cdot x^2) / 2 + n A' (x - d') - n A (d - x)$$

$$F(x) = 0.5x^2 + 0.1688x - 0.1519 = 0$$

$$\Delta = 0.33 \quad \Leftrightarrow x = 0.40 \text{ m}$$

$$I = \left(\frac{bx^3}{3}\right) + n \cdot A_s (d-x)^2$$

$$I = 0.063m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 19.50MPa \leq 21 MPa \text{ . c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-x) = 365.65MPa < 434MPa \text{ c'est Vérifié}$$

• **Condition extrême (avec séisme)**

$$N_{max} = 217.486t$$

$$N_{min} = 189.029t$$

$$M_{max} = 363.335t.m.$$

- **Ferrailage de voile en condition sismique : SOCOTEC**

$$N_{max} = 217.486 t$$

$$M_{max} = 363.335 t.m$$

$$\text{Enrobage} = 10cm$$

$$A = 89.42 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0$$

} après le tableau de ferrailage en prend : **12HA32/ml (96.51 cm²)**

$$\text{Béton} = 35Mpa$$

$$\text{Acier : } f_e = 500Mpa$$

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\xi_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 2.17\text{‰} < \epsilon_{es} = 10\text{‰}; \quad \bar{\sigma}_{st} = \epsilon_s \times E_s = 434 MPa$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21MPa.$$

$$F(x) = (b_0 \cdot x^2) / 2 + n A' (x-d) - n A (d-x) \dots\dots\dots(VIII.1)$$

$$F(x) = 0.5x^2 + 0.1447x - 0.1302 = 0$$

$$\Delta = 0.28 \Rightarrow x = 0.38m$$

$$I = \left(\frac{bx^3}{3}\right) + n \cdot A_s (d-x) \dots\dots\dots(VIII.2)$$

$$I = 0.057 m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 20.47MPa \leq 21 MPa \text{ . c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-x) = 420.31 \text{MPa} < 434 \text{MPa} \quad \text{c'est Vérifié}$$

a) Armature Transversales :

$$\phi_t \geq \phi_l / 3 = 32 / 3 = 10.67 \text{mm}$$

On a espacement minimal $\leq 15\phi_l = 15 \times 3.2 = 48 \text{cm}$

On prend $\phi_t = 12 \text{mm}$ avec un espacement de : 15cm pour la (zone de fonctionnement)

25cm pour la (zone centrale).

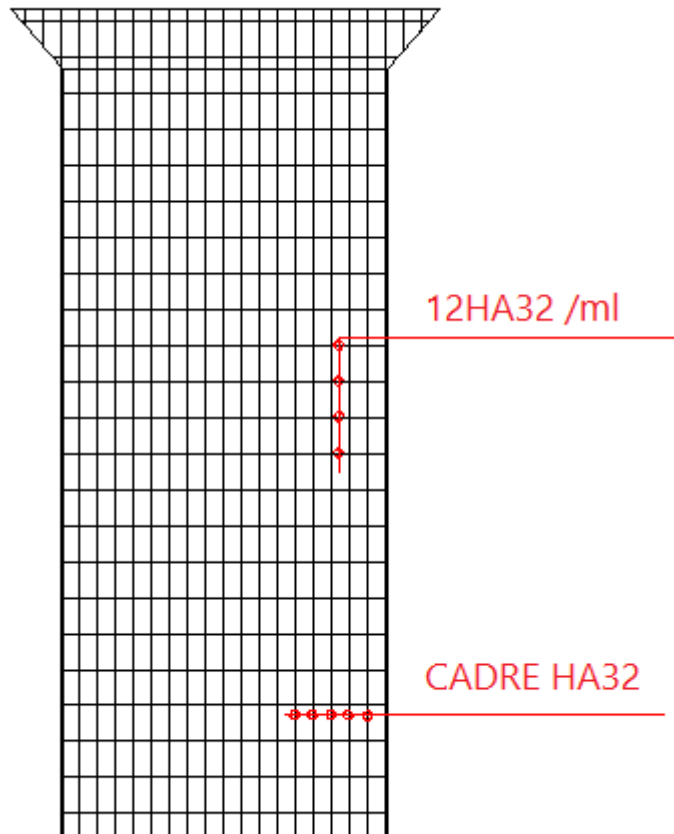


Figure VIII. 2 : ferrailage de voile

VIII.4.4-ferrailage de la semelle :

semelle de la pile(voile) :

a) En premier lieu, on calcule la longueur élastique (L_e) de la semelle :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_b \cdot I}{(k \cdot B)}} \dots \dots \dots (VIII.3)$$

Avec :

I : inertie de la section transversale de la semelle

$$I = B \cdot \frac{h^3}{12}$$

E_b : module d'élasticité du béton

B : largeur de la semelle

K : coefficient de raideur de sole en pratique K varie entre 0.5 à 12 kg/cm²

Pour notre cas $K = 12 \text{ kg/cm}^2$ (très bon sol)

Donc : $l_e = 2.93 \text{ m}$

b) Vérification de la rigidité de la semelle :

$$l \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e$$

l : Entraxe des poteaux

$$3.75 \text{ m} \leq 4.60 \text{ m} \text{ Ok}$$

Le calcul se fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol (trapézoïdale ou triangulaire)

c) Ferrailage :

La semelle carrée → on calcule le ferrailage dans un seul sens

Transversalement :

On applique la méthode de bielles :

$$A_s = \frac{N_i(B-D)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} \dots \dots \dots (VIII.4)$$

$$A_s = \frac{2210.37 \cdot 10^3 (1100 - 900)}{8 \cdot 190 \cdot 434.78}$$

$$A_s = 668.93 \text{ cm}^2 \rightarrow 57 \text{ HA}40 (716.01) \text{ St} = 15 \text{ cm}$$

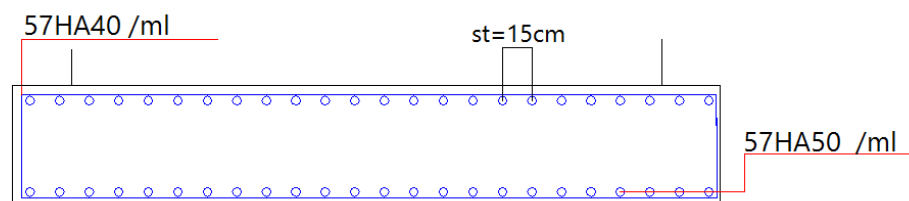


Figure VIII.3 : façonnage de ferrailage de la semelle

VIII.5- Conclusion:

La détermination des dimensions des piles, des différentes sollicitations appliquées sur les piles, calcul et disposition du ferrailage des piles font l'objet de ce chapitre.

CHAPITRE IX :
ETUDE DE LA CULEE

XII.1. Introduction :

La culée est un appui de rive (d'extrémité) du pont, elle assure la continuité entre la chaussée de la route à celle portée par le pont.

Elle doit reprendre les efforts horizontaux et le soutènement des terres de remblai.

Le choix de la culée peut se faire progressivement, il résulte d'une analyse englobant :

- ✓ La nature et le mode de construction du tablier.
- ✓ Les contraintes naturelles du site.
- ✓ Les contraintes fonctionnelles de l'ouvrage

Il existe deux types de culées :

- Culée à mur de front (Remblai).
- Culée enterrée.

Pré dimensionnement des culées :

	Mur grade grève	Mur de front	Mur en retour
Hauteur (m)	2.7	7.5	10.5
Epaisseur (m)	$H_{culée} = 10.20 \text{ m} > 6 \text{ m}$ $E = 0.74$	2.00	1.05
Longueur (m)	Et celle de tablier 13.7	Et celle de tablier 13.7	7.3

a) La semelle :

- Epaisseur : 2.00m.
- Largeur : 11m.
- Longueur 14m.
- Béton de propreté : 0,15 m.

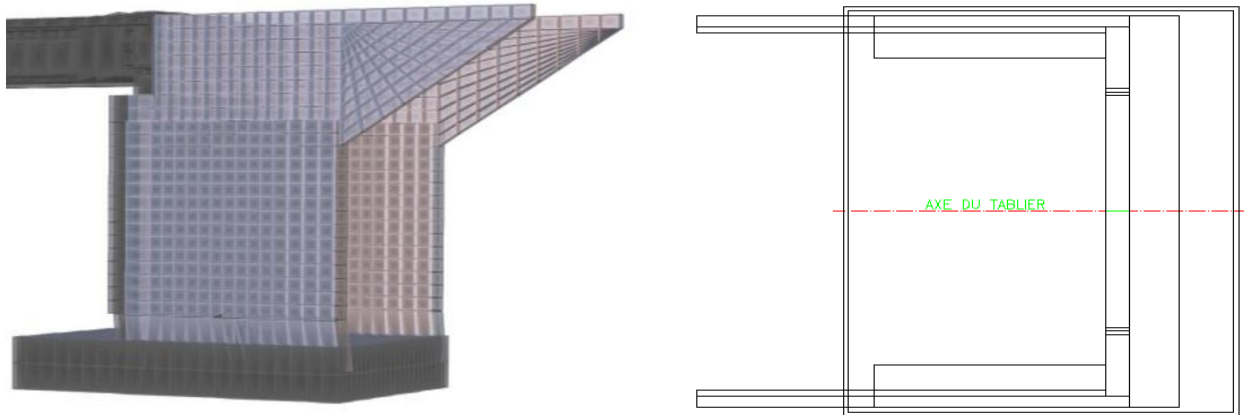


Figure IX. 1 : la culé de l'ouvrage.

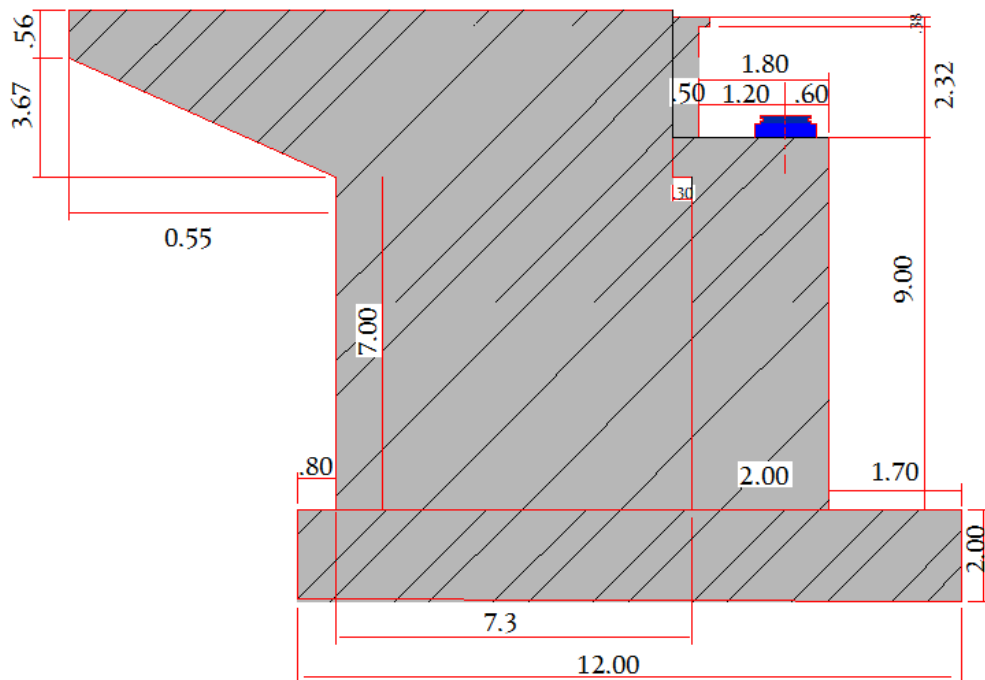


Figure IX. 2 : dimensionnement de la culé de l'ouvrage.

IX.3-Stabilité de la culée :

La vérification de la stabilité de la culée se fera en condition normale et en condition sismique.

Le coefficient de poussée est donné, pour les conditions sismiques par la formule MONOBE-OKABE

a) Détermination du coefficient de poussée k_{ah} :

$$k_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha - \beta) \cos(\alpha + \beta)}} \right)} \times k \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\varphi = 30^\circ$: angle de frottement interne du remblai.

$\alpha = 0$: fruit de mur de soutènement.

$\beta = 0$: angle de talus avec l'horizontale.

$\delta = 0$: angle de frottement remblai-culée.

$\varepsilon_H = 0,1$ Coefficient sismique horizontale

$\varepsilon_V = 0,07$ Coefficient sismique verticale

$$k = \sqrt{\varepsilon H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2}$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \quad \theta = \operatorname{arctg} \left(\frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V} \right)$$

Le coefficient de poussée pour les différents est présenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX. 2: Coefficient de poussées

Désignation	ε_H	ε_V	κ	k_{ah}
Condition sismique	0,1	-0,07	0,935	0,3740
	0,1	+0,07	1,075	0,4197
Condition normale	0	0	1	0,3333

a) Calcul des sollicitations

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

Tableau IX.3: moments et efforts agissants sur la culée

Désignation	P (KN)	$P\epsilon_H$	$(1+\epsilon_v)P$	V	H	M_R	M_S
Mur garde grève	C.N : $0.74 \times 2.7 \times 13.7 \times 25 = 674.7$	0	674.7	10.54	2.028	0	1368.29
	$H + V^+$	67.47	721.93	10.54	2.028	711.13	1464.07
	$H + V^-$	67.47	627.47	10.54	2.028	711.13	1272.50
Mur en retour	C.N : $2(1.05 \times 7.3 \times 10.5 \times 25) = 4024.13$	0	4024.13	6.44	6.41	0	25794.67
	$H + V^+$	402.413	4305.82	6.44	6.41	2591.53	27600.31
	$H + V^-$	402.413	3742.44	6.44	6.41	2591.53	23989.05
Mur de front	C.N : $2 \times 7.3 \times 13.7 \times 25 = 5000.5$	0	5000.5	3.89	1.02	0	5100.51
	$H + V^+$	500.05	5350.54	3.89	1.02	1945.19	5457.54
	$H + V^-$	500.05	4650.46	3.89	1.02	1945.19	4743.47
Semelle	C.N : $11 \times 14 \times 2 \times 25 = 7700$	0	7700	1	5.8	0	44660
	$H + V^+$	770	8239	1	5.8	770	47786.2
	$H + V^-$	770	7161	1	5.8	770	41533.8
Remblai sur semelle	C.N : $1 \times 11 \times 14 \times 18 = 3024$	0	2772	2.5	7	0	19404
	$H + V^+$	277.2	2966.04	2.5	7	693	20762.28
	$H + V^-$	277.2	2577.96	2.5	7	693	18045.75

- Poussée des surcharges de remblai

Poussée des terres agissant sur une hauteur H et sur une largeur L :

$$P = \frac{1}{2} \times K_{ah} \times \gamma \times H^2 \times L \text{ avec } \gamma = 1,8 \text{ t/m}^3, \text{ poids volumique des terres.}$$

Tableau IX. 4: poussée de terre

Désignation		P (KN)	$k_{ah} \times P$	$(1+\varepsilon_v)P$	V	M_R
Mur GG + Mur Front	C.N	$0.5 \times (10.2)^2 \times 13.7 \times 18 \times 0.333$	4271.76		3.96	16916.17
	C.S+	$0.5 \times (10.2)^2 \times 0.4197 \times 13.7 \times 18$	5383.97		3.96	21320.52
	C.S-	$0.5 \times (10.2)^2 \times 0.3740 \times 13.7 \times 18$	4797.72		3.96	18998.97
Semelle	C.N	$0.5 \times (2)^2 \times 0.333 \times 14 \times 18$	167.8		0.66	110.74
	C.S+	$0.5 \times (2)^2 \times 0.4197 \times 14 \times 18$	211.68		0.66	139.71
	C.S-	$0.5 \times (2)^2 \times 0.374 \times 14 \times 18$	188.50		0.66	124.41

b) Calculs des poussées dues aux Surcharges :

- $P = K_a \gamma H l$

Tableau IX. 5: surcharge sur remblai.

Désignation	P	$k_{ah} \times P$	$(1+\varepsilon_v)P$	V	M_R
Mur GG + Mur Front	$0.333 \times 18.896 \times 10.20 \times 13.7$	879.29		5.1	4484.38
	$0.4197 \times 18.896 \times 10.20 \times 13.7$	1108.23		5.1	5651.97
	$0.374 \times 18.896 \times 10.20 \times 13.7$	987.56		5.1	5036.56
Semelle	$0.333 \times 18.896 \times 2 \times 13.7$	172.41		1	172.41
	$0.4197 \times 18.896 \times 2 \times 13.7$	217.29		1	217.29
	$0.374 \times 18.896 \times 2 \times 13.7$	193.63		1	193.63

a) Tableau récapitulatif donnant les moments et efforts globaux :

Tableau IX. 6 : Récapitulatif de différentes sollicitations.

Désignation	Condition	$\varepsilon_H \times P$	$(1+\varepsilon_v)P$	M_R	M_S
TOTAL	C.N	5491.26	20171.33	21683.7	96327.47
	H + V ⁺	9033.99	21583.33	34040.34	103070.4
	H + V ⁻	8280.23	18759.33	31064.42	89584.57

a) Vérification de la stabilité de la culée :

Stabilité au renversement :

$M_s / M_r \geq 1.5 \Rightarrow$ dans les conditions normale

$M_s / M_r \geq 1.0 \Rightarrow$ dans les conditions sismique

Les résultantes sont regroupées sur le tableau ci-dessous :

Tableau IX. 7: vérification la stabilité au renversement

Cas	$\sum M_s$	$\sum M_r$	$\sum M_s/M_r$	Condition	Vérification
1	96327.47	21683.7	4.44	≥ 1.5	OK
2	103070.4	34040.34	3.02	≥ 1	OK
3	89584.57	31064.42	2.82	≥ 1	OK

b) Vérification au glissement :

- C.N : en condition normal le coefficient de sécurité au glissement

(C.S.G) égale à 1,5 donc on doit vérifier que : $\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v) P}{\sum \varepsilon_h P} > 1,5$

- C.S : en condition sismique le C.S.G égale à 1.

Donc on vérifie que: $\mu \frac{\sum (1 + \varepsilon_v)P}{\sum \varepsilon_h P} > 1$

Les résultats sont regroupés sur le tableau ci-dessous :

Tableau IX. 8: Valeurs de vérification au glissement

Cas	$\sum \varepsilon_h P$	$\sum (1 + \varepsilon_v)P$	μ	Résultat	C.S.G	Vérification
1	5491.26	20171.33	0.58	2.13	1,5	Ok
2	9033.99	21583.33	0.58	1.38	1	Ok
3	8280.23	18759.33	0.58	1.31	1	Ok

IX.4- Etude et ferrailage de la culée :

a) Mur garde grève :

- **Evaluation des efforts sur le mur garde grève :**

Le mur garde grève est soumis essentiellement à l'action de :

- ✚ **Forces verticales :**

- Du poids propre.
- De la réaction d'une charge directement appliquée sur le mur.

- ✚ **Forces horizontales :**

- Poussée des terres.
- Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
- Forces de freinage d'un train SW/2

- ✚ **Poussée des terres :**

Elle est donnée par la formule suivante: $P_t = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$M_t = \frac{1}{3} P_t \cdot h = \frac{1}{6} K_a \cdot \gamma \cdot h^3$$

Avec K_a : Coefficient de poussée des terres.

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = 0.333$$

$\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$: Poids volumique des terres.

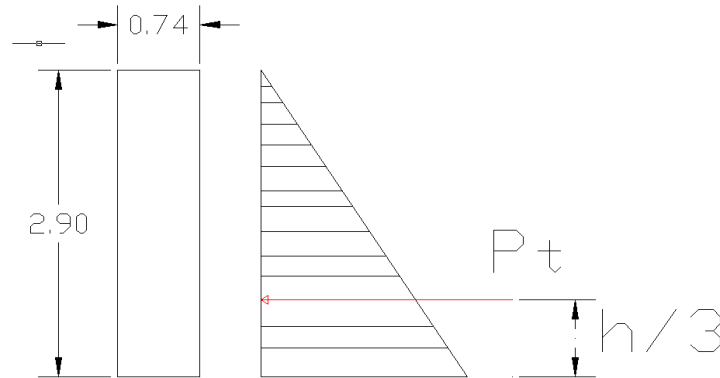


Figure IX. 3: Poussées des terres sur la culée.

$h = 2.70 \text{ m}$: Hauteur du mur garde grève sur lemur

$\phi = 30^\circ$: Angle de frottement interne du sol.

Alors : $M_t = 1.96 \text{ t.m/ml}$

- Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule

$$\text{suivante : } M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx \quad \text{Avec : } K = K_a \cdot \text{sw}_2 \cdot \delta \cdot \gamma$$

Coefficient de pondération $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS.

$\text{SW}/2 = 1.5$: coefficient de pondération du système train SW/2

$\delta = 1$: coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

$K_a = 0.333$.

$h = 2.70$

$K_{\text{ELU}} = 0,33 \times 1.5 \times 1 \times 1,6 = 0.80$

$K_{\text{ELS}} = 0,33 \times 1.5 \times 1 \times 1,2 = 0.60$

$$M_p = \frac{12K}{0.75+2h} \left[-X + h \operatorname{Ln}(1+4X) + 0.25 \operatorname{Ln}(1+4X) \right]_0^{2.7}$$

ELU: $M_p = 7.16 \text{ t.m/ml}$.

ELS: $M_p = 5.37 \text{ t.m/ml}$.

✚ Moment du à la force de freinage :

On considère que l'effet d'un train type SW/2(lourd) admet une répartition des efforts suivant des directions inclinées à 45° à partir du bord du rectangle d'impact d'où

$$M_f = \frac{6.h}{0.25+2h} \gamma = 2.86 \times \gamma$$

ELU: $M_f = 4.587 \text{ t.m/ml}$.

ELS: $M_f = 3.440 \text{ t.m/ml}$.

Le moment total à l'encastrement: $M_{ELU} = 1,35 M_t + (M_p + M_f) = 14.39 \text{ t.m/ml}$.

$$M_{ELS} = M_t + (M_p + M_f) = 10.77 \text{ t.m/ml}$$

▪ Ferrailage :

a) Verticalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple par une bande de 1m linéaire:

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.74 \times 0.9 = 0.66 \text{ m}.$$

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma_{bc}} = 0.0194 < 0.186 ; \Rightarrow \text{pivot A} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25.(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.990$$

$$A' = 0$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = 5.06 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : } \mathbf{5HA 12} \text{ pour } A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

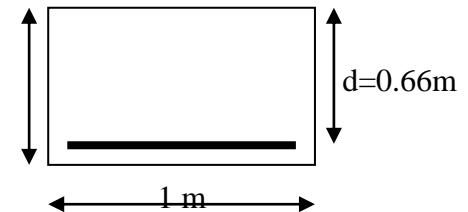
$$\text{C.N.F } \Rightarrow A_{s \min} = 0.23 b.d. \frac{f_{tj}}{f_e} = 7.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{s \min} > A_{st}$$

$$\text{Alors : } A_{st} = 7.29 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } \mathbf{6HA 14}, \text{ pour } A_{st} = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour l'armature de construction on prend (Pas d'acier comprimé).

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 3.08 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : } \mathbf{4HA10}, \text{ pour } A'_s = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$



▪ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\text{En fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right) = 215.55 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}.$$

$$F(x) = (b_0 \cdot x^2) / 2 + n A' (x-d) - n A (d-x)$$

$$F(x) = 0.5x^2 + 0.01386x - 9.147 \cdot 10^{-3} = 0$$

$$\Delta = 0.0189 \Rightarrow x = 0.122 \text{ m}$$

$$I = \left(\frac{bx^3}{3} \right) + n \cdot A_s (d-x)^2$$

$$I = 4.61 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 3.027 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-x) = 200.26 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié}$$

-Horizontalement :

D'après les documents (SETRA), on disposera HA10 tous les 15 cm, les deux forces pour le croquis de ferrailage. .

▪ C.N.F

$$A_{s \min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 7.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{s \min} > A_{st}$$

Alors : $A_{st} = 7.29 \text{ cm}^2$, Soit : **8HA 12**, pour $A_{st} = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour l'armature de construction on prend (Pas d'acier comprimé).

$$A'_s = \frac{A_s}{3} = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Soit : } \mathbf{4HA10}, \text{ pour } A'_s = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

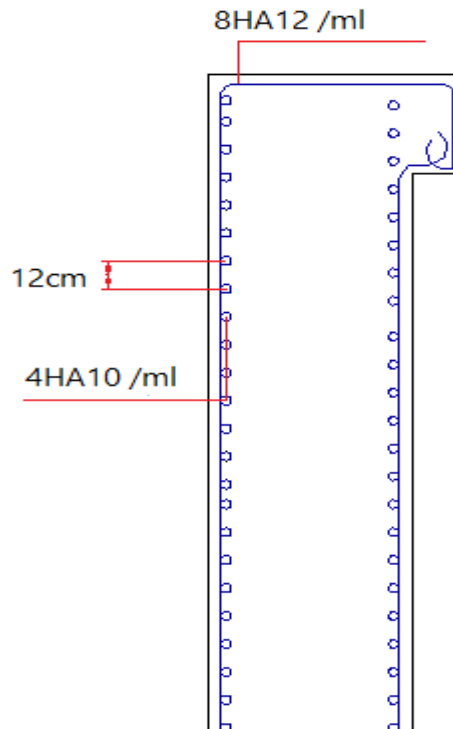


Figure IX. 1: Ferrailage du mur garde grève

a) Mur frontal :

▪ Evaluation des charges et surcharges :

Le mur frontal est encasté sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

✚ Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge SW/2
- Poids propre de mur garde grève.
- Leur poids propre.

✚ Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d'un train SW/2

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Tableau IX. 9: Ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal

Désignation	P	$P\varepsilon_h$	$(1+\varepsilon_v)P$	V	H	M_R	M_S
Mur garde grève	C.N : $0.74 \times 2.7 \times 13.7 \times 25 = 674.7$	0	674.7	10.54	2.028	0	1368.29
	H + V+	67.47	721.93	10.54	2.028	711.13	1464.07
Mur en retour	C.N : $2(1.05 \times 7.3 \times 10.5 \times 25) = 4215.75$	0	4215.75	6.44	6.41	0	31050.62
	H + V ⁺	421.57 5	4510.85	6.44	6.41	2714.94	28914.56
Mur de front	C.N : $2 \times 7.3 \times 13.7 \times 25 = 5000.5$	0	5000.5	3.89	1.02	0	5100.51
	H + V ⁺	500.05	5350.53	3.89	1.02	1945.19	5457.54
Poussée sur MGG+MDF	$0.5 \times (10.2)^2 \times 13.7 \times 18 \times 0.333$	4271.7 6	0.00	3.88	/	16574.43	/
	$0.5 \times (10.2)^2 \times 13.7 \times 18 \times 0.4197$	5383.9 6	0.00	3.88	/	20889.76	/
Freinage	C.N : 854	85.4	0	6.85	/	584.99	0
	0	0	0	/	/	0	0
Tablier	C.N : 7247.755	0	7247.755	10.26	1	0	7247.755
	H + V ⁺	724.77 55	7755.09	10.26	1	7436.19	7755.09
TOTAL	C.N :		17904.05			38049.19	44767.18
	H + V ⁺		19157.31			12807.45	43591.26

➤ **Condition normale :**

Effort normal : $\sum (1+\epsilon_v) P = 1790.405t.$

ELS : $N = 130.69 t /ml.$

ELU: $N = 176.43 t /ml.$

Moment : $M = \sum M_s - \sum M_r = 671.79t.m.$

ELS : $M = 49.03t.m /ml.$

ELU: $M = 66.19t.m /ml.$

➤ **Condition sismique :**

Effort normal : $\sum (1+\epsilon_v)P = 1915.731t.$

ELS : $N = 139.83 t /ml.$

ELU: $N = 188.77 t /ml.$

Moment: $M = \sum M_s - \sum M_r = 3078.381t.m.$

ELS : $M = 224.70 t.m /ml.$

ELU: $M = 303.35 t.m /ml.$

▪ **Ferraillage :**

a) **Verticalement :**

Le ferraillage se fait en flexion composée à l'ELU avec : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $b_0 = 1m$; $h = 2 m.$

❖ **Condition sismique.**

A l'ELU:

$M_u = 303.35 t.m/ml$

$N_u = 188.77 t/ml$

$e_0 = M_u / N_u \Rightarrow e_0 = 1.60$

$M_{au} = N_u \cdot e_A$

$M_{au} = N_u (e_0 + d - h/2) \Rightarrow M_{au} = 453.048t.m$

Puis on a :

$$\psi = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}} = 0.0556$$

$0.0556 < 0.81$ il faut calculer l'excentricité critique : $\frac{e_{NC}}{h} = f(\psi)$

$$\frac{e_{NC}}{h} = 0.164$$

$e_{NC} = 32.8 \text{ cm}$

$e = 197 \text{ cm} > 32.8 \text{ cm} \Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0.082 < 0.186 ; \Rightarrow \text{pivot A : } \sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25.(1-\sqrt{1-2.\mu})=0.107$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$A' = 0$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = 60.30 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 9HA 32 pour : } A_{st} = 72.38 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$C.N.F \Rightarrow A_{s \min} = 0.23 \text{ b.d. } \frac{f_{tj}}{f_e} = 19.87 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \min} < A_{st}$ **c'est vérifié**

- Armature de construction :

$$A'_s = A_s / 3 = 24.12 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 6HA25/ml pour : } A'_s = 29.45 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\text{En fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{nf_{tj}}\right) = 215.55 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$F(x) = (b_0 x^2) / 2 + n A' (x-d) - n A (d-x)$$

$$F(x) = 0.5x^2 + 0.1085x - 0.1954 = 0$$

$$\Delta = 0.40 \Rightarrow x = 0.52 \text{ m}$$

$$I = \left(\frac{bx^3}{3}\right) + n \cdot A_s (d-x)^2$$

$$I = 0.22 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 5.31 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-x) = 196.10 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié}$$

❖ **Condition normale :**

$$M_u = 66.19 \text{ t.m/ml}$$

$$N_u = 176.43 \text{ t/ml}$$

$$e_0 = M_u / N_u \Rightarrow e_0 = 0.37$$

$$M_{au} = N_u \cdot e_A$$

$$M_{au} = N_u (e_0 + d - h_t/2) \Rightarrow M_{au} = 206.42 \text{ t.m}$$

Puis on a :

$$\psi = \frac{N_u}{b.h.f_{bc}} = 0.0518$$

$0.0518 < 0.81$ il faut calculer l'excentricité critique : $\frac{e_{NC}}{h} = f(\Psi)$

$$\frac{e_{NC}}{h} = 0.165$$

$$e_{NC} = 33 \text{ cm}$$

$e = 34 \text{ cm} > 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0.0374 < 0.186 ; \Rightarrow \text{pivot A} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.0476$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.980$$

$$A' = 0$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 26.91 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 6HA 25 pour : } A_{st} = 29.45 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{C.N.F} \Rightarrow A_{s \min} = 0.23 \text{ b.d. } \frac{f_{tj}}{f_e} = 19.87 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \min} < A_{st}$ c'est vérifié

- Armature de construction :

$$A'_s = A_s / 3 = 9.81 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 6HA16/ml pour : } A'_s = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

En fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{tj}}\right) = 215.55 \text{ MPa.}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$F(x) = (b_0 \cdot x^2) / 2 + n A' (x - d) - n A (d - x)$$

$$F(x) = 0.5x^2 + 0.0441x - 0.0795 = 0$$

$$\Delta = 0.160 \Rightarrow x = 0.35 \text{ m}$$

$$I = \left(\frac{bx^3}{3}\right) + n \cdot A_s (d - x)^2$$

$$I = 0.107 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 1.6 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} . \quad \text{c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - x) = 99.66 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \quad \text{c'est Vérifié}$$

b) Horizontalement :

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'ELU avec : $f_{c28} = 30\text{MPa}$; $b_0 = 1\text{m}$; $h = 2\text{ m}$.

On remarque que la condition la plus défavorable est la condition sismique.

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 60.30 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 8\text{HA } 32 \text{ pour : } A_{st} = 64.34 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Armature de construction :

$$A'_s = A_s / 3 = 21.44 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 8\text{HA}20/\text{ml pour : } A'_s = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

a) Disposition constructive :

$$\frac{A_s}{4} < A < \frac{A_s}{3} \Rightarrow 7\text{HA } 25 \text{ } A_s = 34.36 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm}$$

▪ Armature de construction :

$$A'_s = A_s / 3 = 24.16 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : } 5\text{HA}25/\text{ml , pour } A'_s = 24.54 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

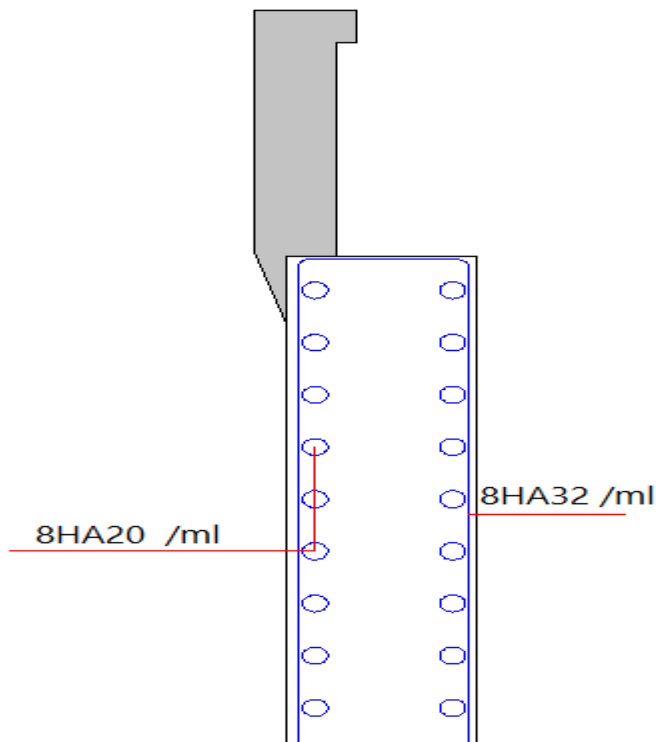


Figure IX. 2: Ferrailage du mur

b) Mur en retour :**▪ Evaluation des efforts :**

Le mur en retour a pour rôle d'assurer le soutènement des terres du remblai d'accès au pont, il est soumis aux charges suivantes:

- Poids propre du mur compris la superstructure.
- Les poussées horizontales réparties.
- Les charges concentrées qui sont appliquées à 0.7 m de l'extrémité théorique du mur.

✚ Efforts horizontaux :

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} [0,333 \times 1,8 \times (10.5)^2 \times 1] = 33.04t /ml.$
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1,2 \times 10.5 \times 0,333 \times 1 = 4.20 t /ml.$
- Poussée de la surcharge concentrée (7.5t) : $P_{sc} = 7.5 \times 1.2 = 9 t.$

▪ Les moments :

- Poussée des terres : $M_t = 33.04 \times \frac{10.5}{3} = 115.64t.m /ml.$
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 4.20 \times 5.25 = 22.05t.m /ml.$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 9 \times 10.5 = 94.5t.m.$

▪ Les combinaisons :

$$ELU : M_{ELU} = 1.35 M_t + 1.6 (M_{sr} + M_{sc}) = 339.39t.m /ml.$$

$$ELS : M_{ELS} = M_t + 1.2 (M_{sr} + M_{sc}) = 253.1t.m /ml.$$

✚ Efforts verticaux :

- Poids propre du mur : $P_G = 1 \times 1.05 \times 10.5 \times 2,5 = 27.56t /ml.$
- Poussée de la surcharge concentrée (15t) : $P_{sc} = 15 \times 1.2 = 18 t.$
- Poids propre de la superstructure: $P_{su} = 0.3 t/ml.$

▪ Les moments :

- Poids propre du mur : $M_G = 27.56 \times \left(\frac{10.5}{2}\right) = 144.70t.m /ml.$
- Poids propre de la superstructure: $M_{su} = 0.3 \times 0.5 = 0.15t.m/ml.$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 18 \times 10.5 = 189t.m.$

▪ Les combinaisons :

$$ELU : M_{ELU} = 1.35 (M_G + M_{su}) + 1.6 M_{sc} = 497.94t.m /ml.$$

$$ELS : M_{ELS} = (M_G + M_{su}) + 1.2 M_{sc} = 371.65t.m /ml.$$

❖ Le ferrailage:

a) Ferrailage horizontal:

Le ferrailage se fait en flexion simple:

$$M_{ELU} = 339.39 \text{ m/ml.}$$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \quad d = 1.05 \times 0.9 = 0.945$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0.223 > 0.186 ; \mu_{AB} = 0.186 < \mu < \mu_{bc} = 0.480 \Rightarrow \text{pivot B:}$$

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

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma \cdot E_s} \quad \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{sl}}$$

$$\varepsilon_{sl} = 2.17 \cdot 10^{-3} \quad \alpha_1 = 0.617$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0.371$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.319$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.872$$

$$A' = 0$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 94.72 \text{ cm}^2/\text{ml.} \text{ Soit : } 13\text{HA}40 \text{ pour : } A_{st} = 163.36 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\text{En fissuration préjudiciable : } \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n f_{tj}}\right) = 215.55 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa.}$$

$$F(x) = (b_0 \cdot x^2)/2 + n A' (x-d) - n A (d-x)$$

$$F(x) = 0.5x^2 + 0.2450x - 0.2315 = 0$$

$$\Delta = 0.52 \Rightarrow x = 0.47 \text{ m}$$

$$I = \left(\frac{bx^3}{3}\right) + n \cdot A_s (d-x)^2$$

$$I = 0.089 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot x = 13.36 \text{ MPa} \leq 18 \text{ MPa} . \quad \text{c'est Vérifié.}$$

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d-x) = 202.62 \text{ MPa} < 215.55 \text{ MPa} \text{ c'est Vérifié}$$

a. Ferrailage vertical:

$A_s = 163.36 / 4 = 40.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **10 HA25/ml**

a) Ferrailage de suspension :

$M_{ELU} = 497.94 \text{ t.m/ml}$. $M_{ELS} = 371.65 \text{ t.m/ml}$.

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $b_0 = 1 \text{ m}$; $d = 0.99 \text{ m}$.

✚ Ferrailage: SOCOTEC

$A' = 0$

$A = 152.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit : **14 HA40/ml** pour $A_s = 175.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$A'_s = A_s / 3 = 58.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Soit **8HA32** pour $A'_s = 64.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Condition de non fragilité :**

$A_s \geq 0,23 b d f_{tj} / f_e = 10.4 \text{ cm}^2$ la condition vérifiée, donc en prend :

$A_s = 175.93 \rightarrow$ **14AH 40/ml**

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

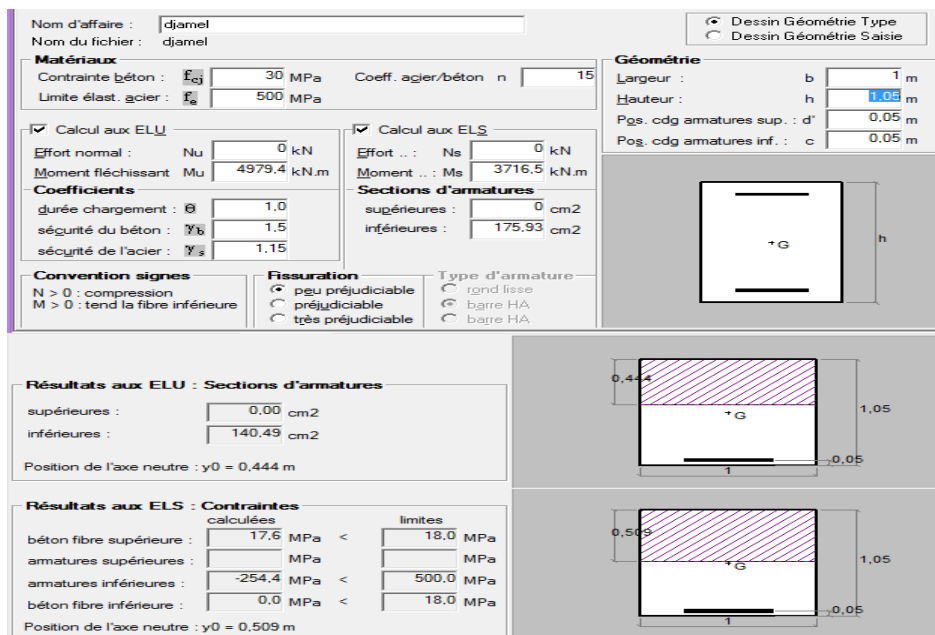


Figure IX. 6 : vérification des contraintes a l'ELS par SOCOTEC

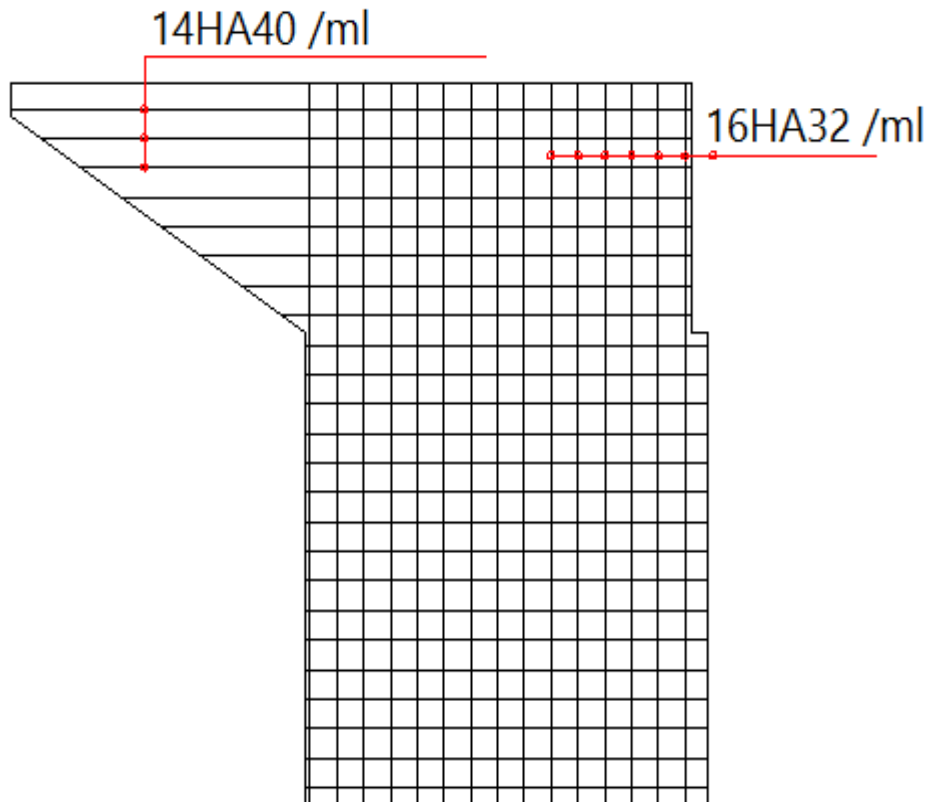


Figure IX. 7: Ferrailage du mur en retour.

- **Calculs des fondations**

a) Les dimensions de la semelle :

Longueur $A = 12\text{m}$

Largeur $B = 14\text{m}$

Hauteur $D = 2\text{m}$

$q = 2042.33\text{ KN}$

b) Semelle continue sous mur

Type de répartition :

$$e_0 \geq B/6$$

$3.30 > 12/6 = 2\text{m}$ donc la répartition est triangulaire

Le point d'application de la résultante R_T de triangle coïncide avec celui de la charge excentré q .

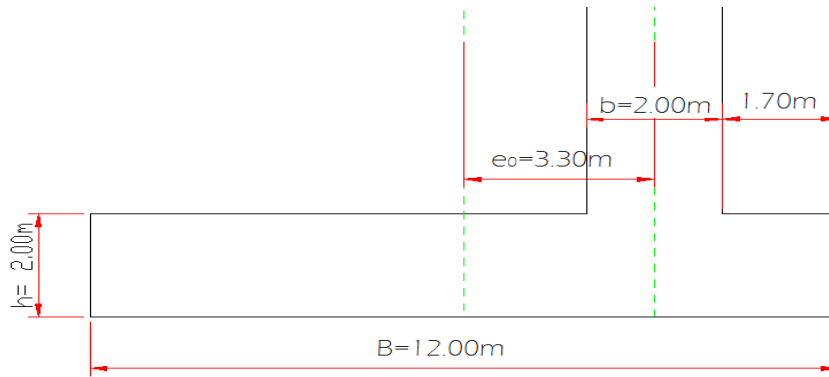


Figure IX. 8: semelle sous le mur de front

✚ a-Vérification des contraintes :

Il faut que : $\sigma_1 \leq 1.33\sigma_{sol}$ (dans le cas général)

$$\sigma_1 = \frac{2.q}{3.A.\left(\frac{B}{2} - e_0\right)} \leq 1.33\sigma_{sol} \text{ avec } A = 1 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = \frac{2 \times 2042.33}{3 \times 1 \cdot \left(\frac{12}{2} - 3.3\right)} = 504.279 \text{ KN/m}^2 = 5.042 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 5.042 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.33 (4.413)$$

$$\sigma_1 = 5.042 \text{ kg/cm}^2 \leq 5.86 \text{ kg/m}^2$$

✚ b-Calcul des armatures :

On applique la méthode des consoles, la semelle est sollicité a la flexion simple sous le moment M_1 (avec $A = 1.00 \text{ m}$)

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0.35b\right)^2 \left(\sigma_d + \frac{2\sigma_1}{6}\right) * 1 \quad ; \quad \sigma_d = \frac{\sigma_1 (B + 0.35b - 3.e_0)}{3(B/2 - e_0)}$$

$$\sigma_1 = \frac{2.q}{3.(B/2 - e_0).1\text{m}}; \sigma_1 = 504.279 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_d = \frac{504.279 (12 + 0.35 \times 2 - 3 \times 3.3)}{3(12/2 - 3.3)} = 174.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_d = 174 \text{ KN/m}^2$$

$$M_1 = \left(\frac{12}{2} - 0.35 \times 2\right)^2 \left(174 + \frac{2 \times 504.279}{6}\right) \times 1$$

$$M_1 = 9609.40 \text{ KN.m} = 9.609 \text{ MN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\alpha \cdot \gamma_b} = 14.16 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0.209 > 0.186 ;$$

$$0.186 < \mu < 0.480 \Rightarrow \text{pivot B} : \varepsilon_{sl} = \frac{fe}{\gamma_s \cdot E_s} ; \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_{sl}}$$

$$\varepsilon_{sl} = 2.173 \cdot 10^{-3} \quad ; \quad \alpha_1 = 0.617$$

$$\mu_1 = 0.8 \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.371$$

$$\mu = 0.209 < \mu_1 = 0.371$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.296$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.881$$

$$A' = 0$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 139.37 \text{ cm}^2/\text{ml. Soit : 12HA 40 pour : } A_{st} = 150.8 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_s // \text{mur} \Rightarrow A_{s(\text{mur})} = (A_s / 4) \times B$$

$$A_s(\text{mur}) = (150.8 / 4) \times 12.00$$

$$A_s(\text{mur}) = 452.4 \text{ cm}^2$$

On prend 57HA32 St = 17 cm

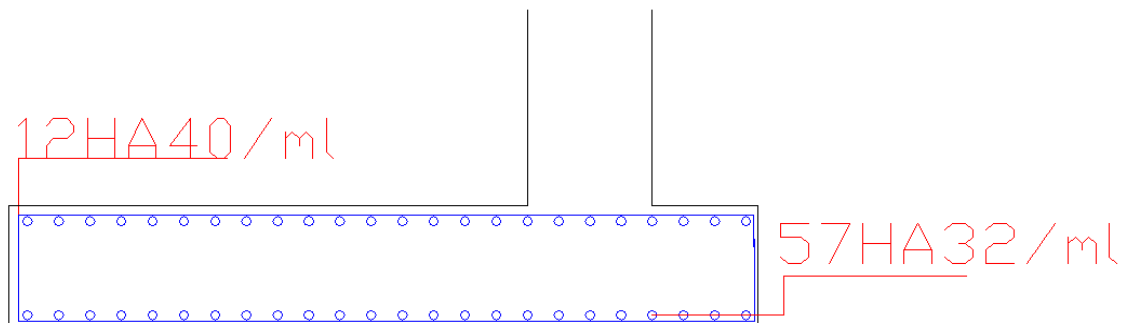


Figure IX. 9: ferrailage de la semelle

IX.5- Conclusion:









Dans ce chapitre nous avons procédé au dimensionnement de la culée et ses éléments (mur garde grève, mur en retour et le mur de front). Le calcul de différentes sollicitations ainsi que la vérification de la stabilité de la culée ont été fait. A la fin nous avons calculé le ferrailage de ces éléments ainsi que de la semelle de la culée.

CONCLUSION GENERALE :

Dans notre projet de fin d'étude, nous avons eu des connaissances sur les différentes étapes de calcul d'un pont ferroviaire en béton précontraint. L'étude nous a permis aussi de connaître les diverses méthodes de réalisation et de construction ce type des ponts, de même on a entamé la précontrainte de ce dernier ; qui est une nouvelle technique pour nous. La modélisation du pont a été faite avec un moyen automatique robuste dans les calculs, c'est un outil qui nous aide à raccourcir le temps et à apprécier les résultats. Enfin, ce travail que nous avons présenté est le couronnement de deux années d'études bien spécialisées sur les voies et les ouvrages d'art, il nous permettra de tester, compléter les connaissances déjà acquit et les confronter avec la pratique. En plus , cette étude nous a permis d'apprendre énormément de choses très pratiques, c'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance. Cet apprentissage et cette confiance ne sont que le fruit des connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre cursus à l'Université Ibn Khaldoun à TIARET.

Bibliographie

Les ouvrages :

- ❖  Conception des ponts.....**ANNE BERNARD-GELY.**
- ❖  béton précontraint aux états limites**HENRY THONIER**
- ❖  Pratique du béton précontraint.....**G. Dreux (1975).**
- ❖  Cours pratique du béton.....**G. Dreux (1984).**
- ❖  BAEL.91 « Cours de béton armé ».
- ❖  **MONGI BEN OUÉZDOU**, « cours d'ouvrages d'art »Tome 2.
- ❖  Catalogue **FREYSSINET.**
- ❖  Thèses .

Les cours

- ❖ **Mr. MIMOUNI Mohamed**, « béton précontraint, calcul des fondations »
(cours master 1).
- ❖ **Mr. BENSTALA** , « cours ouvrage d'art » (cours master 1et 3eme année).
- ❖ **Mr. Thliji Youcef**, , « cours géotechnique »
- ❖ **Mr. Haji.L** , « cours de béton armé »

Logiciel :

- ❖ AUTO CAD 2004.
- ❖ ROBOT 2009.
- ❖ SOCOTEC.
- ❖ Microsoft Word.
- ❖ Microsoft PowerPoint.