République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العمومية

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention des diplômes d'Ingénieur d'État et de Master

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructure de bases

Thème

Conception et étude d'un pont au PK11+600 sur la liaison autoroutière reliant la wilaya de MASCARA à l'autoroute Est-Ouest

Présenté par :

GANA Walid
KACEM Souhila

Encadré par :

ZAOUI Mohamed Reda

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ – Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

Remercîments

Nous remercions, avant tout, Dieu le Tout Puissant de nous avoir donné patience, santé et volonté afin de réaliser ce modeste travail.

Nos plus vifs remerciements pour nos trop chers parents pour leurs soutiens et encouragements ainsi que leurs sacrifices.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre cher co-encadreur Mr. BELAOURA, pour ses orientations, ses conseils, sa responsabilité et sa patience durant la réalisation de ce travail.

Nos remerciements et toutes les Appréciations s'adressent, à tous nos enseignants notamment Mr BENREDOUANE Mustapha, Mr AMIEUR, Mr CHIKH Benazouz, Mr MORSLI, Mr KARA, Mr HAMADI, Mr ABDELI
Qui ont contribué à notre formation avec beaucoup de compétence et de dévouement.

Ainsi à tous le personnel de notre école ENSTP plus précisément à Mme. BOURBIA Mahdia, Mme MAKOUDI Imene, qui ont contribué à notre formation.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier l'ensemble de nos enseignants du Primaire, CEM, Lycée, et tous ceux qui ont contribué à notre éducation.

Nos remerciements s'adressent, également, aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail.
Enfin, Nos plus vifs remerciements s'adressent également à tous ceux qui nous ont aidés, encouragés et soutenus.

Dédicace

A mes très chers parents

GANA MOHAMED ****** ***HAMITI ZOHRA***

Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète,
Et te protège et te garde en bonne santé.

A mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.

A mes frères: ADEL et HAMIDOU

A mes sœurs : FIROUZE, FATIMA et MERIEM

A ma chère binôme : SOUHILA

A mes meilleurs amis : SIDAHMED, MILOUD, RABAH, MOHAMED, AMINE, ABDOU, MEHDI

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

A toute la famille ENSTP : Etudiants – Enseignants

GANA WALID

Dédicace

A mes très chers parents

KACEM NASSAR ****** ***MEDRAOUI SIEDIA***

Je dédie ce modeste travail à ma très chère mère, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, celle qui a fait preuve de ces plus copieux desseins pour me permettre de goûter le fardeau de ce monde et de chercher la voie de ma vie avec ces précieux conseils, donc je devais incessamment être de grande compétence et motivation. Cependant. Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il te portera récompense, car la mienne ne sera guère complète,
Et te protège et te garde en bonne santé.

A mon père qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours resté à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.

A mes frères: MOHAMED ET Walid et ma belle-sœur : SELMA

A mon cher fiancé : CENGIZ

A mon cher binôme : WALID

A mes meilleurs amies : NESRINE, YOUSRA, SALMA, KENZA, FATIMA, MANEL, CHAHINEZ.

A tous ceux qui ont su m'apporter aide et soutien aux moments propices, Je dédie ce travail, reconnaissant et remerciant chaleureusement.

A toute la famille ENSTP : Etudiants – Enseignants

KACEM SOUHILA

ملخص

يهدف هذا المشروع الى القيام بتصميم ودراسة جسر يقع بين النقطة الكيلومترية 600+11 والنقطة الكيلومترية 900+12 بطول 409 متر، من خط الطريق الرابط بين الطريق السيار شرق-غرب وولاية معسكر.

بدأنا بحثنا بتقديم بحث بيبليوغرافي حول استعادة مخلفات البناء في التصنيع الخرساني، وتوجهنا لاحقا الى التصميم العام، حيث قمنا باقتراح خيارين، اخترنا الاحسن من بينها طبقا لتحليل متعدد المعايير، حيث اخترنا جسر متعدد العوارض مسبقة التصنيع، بعد ذلك قمنا بدراسة البنية الفوقية والتحتية مع المرور بحساب سابقيه الاجهاد، الدراسة الزلزالية ووضع قياس مختلف العناصر المكونة للجسر وهذا بالاستناد على المنظومات المعمول بها في الجزائر وبالاعتماد على برامج للحساب

كلمات مفتاحية: الخرسانة مسبقة الاجهاد، العوارض مسبقة التصنيع، البنية التحتية، اجهاد لاحق

Résumé

L'objet de ce travail consiste à faire la conception et l'étude d'un pont situé entre le PK 11+600 et le PK0012+009 d'une longueur de 409 mètres, de la ligne routière reliant l'Autoroute Est-Ouest à la Wilaya de MASCARA.

Nous avons entamé notre travail par une recherche bibliographique sur la valorisation des déchets de construction dans la fabrication du béton, Nous avons dressé, par la suite à la conception générale, dont laquelle on a proposé 2 variantes, puis le choix de la variante la plus avantageuse en se basant sur une analyse multicritère, d'où on a opté pour la solution d'un pont à poutres précontrainte préfabriquées isostatique, après Nous avons fait l'étude de la superstructure et de l'infrastructure en passant par le calcul de la précontrainte, l'étude sismique et le dimensionnement des différents éléments structuraux en se référant à des les règlements utilisés en Algérie et en basant sur de des logiciels de calcul.

Mots clés : Béton précontraint, poutres préfabriquées, infrastructure, post tension.

Abstract

The purpose of this work involves the design and study of a bridge located between PK11+600 and PK12+009 with a length of 409 meters, from the road line connecting the high way East-West and Wilaya of MASCARA

We have started our work with a bibliographic research on the recovery of construction waste in the production of new concrete. Later, we went to the general design of which we proposed two (02) variants, and then the choice of the variant is based on multicriteria analysis, where we have chosen a Prefabricated girder bridge, After, we studied the superstructure and infrastructure by going through pre-stress calculations, earthquake study, and the sizing of the various structural elements by referring to the regulations used in Algeria and using calculation programs.

Keywords: Restressed concrete, prefabricated girders, infrastructure, post tensioning.

LISTE DES ABREVIATIONS

SETRA : Service d'études techniques des routes et autoroutes.
CP : charges permanentes.
CCP : Complément des charges permanentes.
CCTP : le cahier des clauses techniques particulières
BAEL : Béton armé aux Etats limites.
BPEL : Béton précontrainte aux Etats limites.
RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes.
RPOA : règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art
BB : béton bitumineux
$\mathbf{f_{cj}}$: Résistance caractéristique du béton à la compression au j_{eme} jours.
$\mathbf{f_{tj}}$: Résistance caractéristique du béton à la traction au j_{eme} jours.
$\boldsymbol{f_{prg}}$: Contrainte de rupture garantie.
$\boldsymbol{f_{peg}}$: Contrainte de précontrainte élastique garantie.
$\boldsymbol{\gamma_b}$**:** Coefficient de sécurité du béton.
$\mathbf{f_{bu}}$: Résistance du béton comprimé à l'ELU.
$\mathbf{E_{ij}}$: Module d'élasticité longitudinal instantané du béton.
$\mathbf{E_{Vj}}$: Module d'élasticité longitudinal différé du béton.
$\boldsymbol{\sigma_{Sup}}$: Contrainte dans la fibre supérieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_{inf}}$: Contrainte dans la fibre inférieure la plus éloignée du centre de gravité de la section.
$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible.
σ_{bt} : Contrainte de traction admissible.
HA : Haute adhérence.
fe : limite d'élasticité de l'armature passive.
St : Espacement des armatures.
Ka : coefficient de poussée active de sol.
FL : Force séismique longitudinale.
FT : Force séismique transversale.

LISTE DES FIGURE

CHAPITRE I *Valorisation des déchets du béton*

Figure I.1 modèle de cycle de vie d'un bâtiment/ouvrage d'art **1**
Figure I.2 : Déchet inerte sous forme des briques **3**
Figure I.3: Déchet inertes sous forme des bétons **3**
Figure I.4 : Principe du recyclage **5**
Figure I.5: Scalpeur vibrant mobile **7**
Figure I.6 : Scalpeur a disque **7**
Figure I.7 : Schéma d'un concasseur mâchoire **7**
Figure I.8 : Les concasseurs à cône **7**
Figure I.9 : Opération de lavage **8**
Figure I.10 : équipements de lavage de granulats **8**
Figure I.11 : Crible vibrant **8**
Figure I.12 : Crible à étoiles **8**
Figure I.13: Overbands électromagnétiques suspendu. **9**
Figure I.14 : Schéma de tri magnétique (overband) **9**
Figure I.15 : vues du chantier de Chaponost, premier chantier expérimental de RECYBETON en France **10**
Figure I.16 : vues du chantier du contournement de Nîmes-Montpellier **12**
Figure I.17 : vues du chantier de Mitry-Mory **12**

CHAPITRE II *Présentation du projet*

Figure II.1 Implantation du projet **14**
Figure II. 2 Tracé en plan de la voie portée **15**
Figure II. 3 Profil en long de la voie portée **15**
Figure II. 4 Profil en travers de la voie portée **16**
Figure II. 5 : Topographie du site **16**
Figure II. 6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie**.** 17
Figure II.7 : courbe de température de la wilaya de Mascara **18**

CHAPITRE III *Conception générale*

Figure III. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint **19**
Figure III. 2 : Coupe longitudinale côté gauche et droite de la variante VIPP **20**
Figure III. 3 Tracé en plan de la variante 1 ..... **20**
Figure III. 4 : Coupes transversales des sections de la poutre **21**
Figure III. 5 : disposition transversale des poutres. **21**
Figure III. 6 Coupe longitudinale de la Variante 2 ..... **22**
Figure III. 7 Tracé en plan de la variante 3**.** **22**
Figure III.8. Notations des dimensions **23**
Figure III. 9 Coupe transversale du voussoir sur pile et sur culée **23**
Figure III. 10 Coupe transversale sur pile Variante 2 ..... **24**

Figure IV.1. Limitation des contraintes des sections en B.P **30**

Figure V. 1. Sections transversales de la poutre **31**
Figure V. 2. Section d'about sans hourdis **32**
Figure V. 3. Section d'about avec hourdis **32**
Figure V. 4. Section intermédiaire sans hourdis..... **32**
Figure V. 5. Section intermédiaire avec hourdis. **32**
Figure V. 6. Section médiane sans hourdis **32**
Figure V. 7. Section médiane avec hourdis **32**

Figure VI. 1. Coupe longitudinale de la poutre **34**
Figure VI. 2. Largeur roulable et chargeable selon le RCPR **35**
Figure VI 3 Les dimensions du système Bc **37**
Figure VI 4 Les dimensions du système Bt **38**
Figure VI. 5. Système Br..... **39**
Figure VI 6 Les dimensions du système MC120 ..... **40**
Figure VI 7 Les dimensions du système D240 ..... **40**

Figure VII. 1. Modélisation des poutres **43**
Figure VII. 2. Modélisation de l'hourdis 43
Figure VII. 3. Modélisation des appuis **44**
Figure VII. 4. Les charges permanentes appliquées sur le modèle globale. **45**
Figure VII. 5. Affectations des charges type A **45**
Figure VII. 6. Affectations des charges type Bc **45**
Figure VII. 7. Affectations des charges type Mc120 ..... **46**
Figure VII. 8. Affectations des charges type Bt **46**
Figure VII. 9. Affectations des charges type D240..... **46**
Figure VII. 10. Moment max à l'ELU obtenu par ROBOT **47**
Figure VII. 11. Effort tranchant max à l'ELU obtenu par ROBOT **47**
Figure VII. 12. Moment max à l'ELS obtenu par ROBOT **48**
Figure VII. 13. Effort tranchant max à l'ELS obtenu par ROBOT. **48**

Figure VIII.1. Les contraintes limites à respecter **51**
Figure VIII. 2. La plaque d'ancrage **54**
Figure VIII. 3. Disposition des câbles à l'about **54**
Figure VIII. 4. Disposition des câbles à la section médiane.. ..... **54**
Figure VIII. 5. Géométrie des câbles..... **55**
Figure VIII. 6. Disposition réelle des câbles **55**
Figure VIII. 7. Les angles de relevage **56**
Figure VIII.8. Frottements le long du câble lors de la mise en tension **57**
Figure VIII.9. Différentes sections de vérification de la poutre **62**
Figure VIII.10. Les contraintes limites à respecter. **62**
Figure VIII.11.diagramme des contraintes à mi travée **68**
Figure VIII. 12. Ferraillage d'une poutre précontraint **71**

Figure. IX. 1.Le diagramme de MY maximale dans le sens transversal **74**
Figures IX. 2 Section d'étude du ferraillage de la dalle. **75**
Figure IX. 3. Schéma de ferraillage transversal de la dalle **76**
Figure IX. 4. Schéma de ferraillage longitudinale de la dalle.. ..... **77**

Figure XI.1 Joint du type Wd **85**
Figure XI.2. Dimension de la corniche préfabriquée. **85**
Figure XI.3. Glissière de sécurité GS2..... **86**

Figure XII. 1. Moment fléchissant à l'ELS sous combinaison G+D240 ..... **88**
Figure XII. 2. Effort tranchant à l'ELU sous combinaison G+D240 ..... **89**
Figure XII. 3. Ferraillage du chevêtre **91**
Figure XII. 4. Coupe transversale du ferraillage d'un fût.. ..... **92**
Figure XI. 5. Semelle en plan. **93**
Figure XI. 6. Ferraillage de la semelle **95**
Figure XII.7.Ferraillage du pieu **97**

Figure XII. 1. Schéma statique de dalle de transition..... **102**
Figure XII. 2. poussée des terres sur le MGG **103**
Figure XII. 3. Poussée de la charge locale située en arrière du mur transition **104**
Figure XII. 4. Ferraillage de corbeau d'appui **107**

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I *Valorisation des déchets du béton*

Tableau I.1: Classification des déchets inertes issus du BTP (inspiré de : Code de l'environnement ,2014) **4**
Tableau I.2 : Enquête sur les déchets produits par l'activité de construction en France **4**
Tableau I.3 : Usage possible des granulats recyclés (tiré de: Planète TP, s.d. et Hoclim 2010) **10**

CHAPITRE III *Conception générale*

Tableau III. 1 Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 2 ..... **20**
Tableau III. 2 : Avantages et inconvénients de pont à Poutre Précontrainte par post tension **22**
Tableau III. 3 Les dimensions des différentes composantes du voussoir **23**
Tableau III. 4 Avantages et inconvénients Pont Voussoirs en béton Précontraint construit par encorbellement successif coulé en place **24**
Tableau III. 5 Tableaux estimatifs et récapitulatifs de la variante1 ..... **25**
Tableau III. 6 Tableaux estimatifs et récapitulatifs de la variante2 ..... **25**

CHAPITRE IV *Hypothèses de calculs et caractéristiques de matériaux*

Tableau VI. 1 Caractéristiques du béton **27**
Tableau VI. 2 Contrainte admissible de compression à ELU et à ELS **28**
Tableau VI. 3 Contrainte admissible de traction **28**
Tableau VI. 4 Déformation longitudinale et transversale **29**
Tableau IV.5. Contraintes admissibles de traction des armatures passives. **30**

CHAPITRE V *caractéristiques géométriques*

Tableau V. 1. Formules de détermination des caractéristiques géométriques des de la poutre. **31**
Tableau V. 2. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about sans hourdis **32**
Tableau V. 3. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about avec hourdis **32**
Tableau V. 4. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire sans hourdis **32**
Tableau V. 5. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire avec hourdis **33**
Tableau V. 6. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane sans hourdis **33**
Tableau V. 7. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis **33**

Tableau VI. 1. Calcul du poids de la poutre. **34**
Tableau VI. 2 la classe de pont selon le RCPR **36**
Tableau VI. 3 les valeurs du coefficient a1..... **36**
Tableau VI.4 Valeur de la charge A(l) **37**
Tableau VI. 5 Valeur de bc **38**
Tableau VI. 6 Valeur de Bc **38**
Tableau VI. 7 coefficients bt selon la classe du pont **38**
Tableau VI.8.Les valeurs de charge $\mathbf{B_t}$ **39**
Tableau VI.9.Les valeurs de Coefficient de majoration dynamique **39**
Tableau VI.10. Charge Mc 120..... **40**
Tableau VI.11 Valeurs de l'effort de freinage du système de chargement A(l). **41**
Tableau VI. 12 coefficients de pondération des actions permanentes. RCPR p 44 ..... **41**
Tableau VI. 13 Coefficients pondération des actions dues au trafic RCPR p 45. ..... **41**
Tableau VI. 14 les combinaisons de charges **42**

Tableau VII. 1. Définition des charges et surcharges. **44**
Tableau VII. 2. Résultats de calcul numérique fait par ROBOT **46**
Tableau VII. 3. Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique **47**

Tableau VIII. 1. Valeurs des efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte **49**
Tableau VIII. 2. Rappel des caractéristiques géométriques de la poutre **49**
Tableau VIII. 3. Contraintes admissibles **50**
Tableau VIII. 4. Vérification des contraintes normales sur les différentes étapes **53**
Tableau VIII.5. Caractéristiques du tracé des câbles 57
Tableau VIII. 6. Valeurs des pertes dues aux frottements **58**
Tableau VIII. 7. Pertes par recul d'ancrage**.** **58**
Tableau VIII.8.Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=L/4..... **63**
Tableau VIII.9. Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre avec hourdis à X=L/4 ..... **63**
Tableau VIII.10. Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=3L/8..... **64**
Tableau VIII.11.Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre avec hourdis à X=3L/8. ..... **64**
Tableau VIII.12.Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=L/2..... **65**
Tableau VIII.13. Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre avec hourdis à X=L/2. ..... **65**
Tableau VIII.14.Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=0.5m **66**
Tableau VIII.15.Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre avec hourdis à X=0.5m **66**

CHAPITRE IX *Etude de la dalle*

Tableau IX. 1. Combinaisons des moments transversaux obtenus par ROBOT à L'ELS **74**
Tableau IX. 2. Dimensionnement des armatures transversal a L'ELS **75**
Tableau IX. 3. Choix des armatures transversales **76**
Tableau IX. 4. Choix des armatures longitudinales **76**
Tableau IX. 5. Vérification de non poinçonnement **77**

CHAPITRE XI *Etude des déformations et Calcul des équipements*

Tableau XI .1.Bilan de déformation **83**
Tableau XI .2. Dimensions de l'appareil d'appui **83**
Tableau XI. 3 Modèles des joints Wd **85**

CHAPITRE XII *Etude de la pile*

Tableau.XII.1.combinaison des efforts et les moments agissant sur la pile ELA **88**
Tableau XII. 2. Réactions sur le chevêtre **88**
Tableau XII. 3. Résultats de modélisation du chevêtre **89**
Tableau XII. 4. Résultats de combinaisons maximales agissant sur la pile **91**
Tableau XII. 5. Vérification de la stabilité de la pile **93**

CHAPITRE XIII *Etude de la culée*

Tableau XIII.1. Dimensions des éléments de la culée **98**
Tableau XIII. 2. Valeurs des paramètres Kad, KH, Kv et θ **98**
Tableau XIII.3.calcul des poussées dynamiques des terres **100**
Tableau XIII.4. Combinaison des actions inertielles **100**
Tableau XIII.5. Evaluation des charges sismique due au tablier **100**
Tableau XIII.6.combinaison des composantes du séisme avec les charges inertielles **101**
Tableau XIII.7.les combinaisons des charges statique et dynamique sollicitant la culée**.** **101**
Tableau XIII. 8. Effort appliquée sur la dalle de transition **102**
Tableau XIII. 9. Les valeurs de MP/K=f(h) **104**

TABLES DE MATIERES

CHAPITRE I *Valorisation des déchets du béton*

I.1 INTRODUCTION 1
I.1.1 CONTEXTE 1
I.1.2 PROBLEMATIQUE 1
I.1.3 OBJECTIFS 1
I.1.4 DEFINITION 2
I.1.5 ORIGINE DE LA PRODUCTION DES DECHETS : 2
I.1.6 CLASSIFICATION DES DECHETS: 2
I.1.7 LES DECHETS INERTES (DI) 2
I.1.8 LA GESTION DES DECHETS 4
I.2 RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE 5
I.2.1 LA VALORISATION DES GRANULATS RECYCLES 5
I.2.2 L'UTILISATION DES DECHETS INERTES DANS LE DOMAINE DES BTP 9
I.2.3 EXEMPLES D'APPLICATION CONCRETS DE L'UTILISATION DES GRANULATS RECYCLES DANS LE MONDE 10
I.3 CONCLUSION 13

CHAPITRE II *Présentation du projet*

II. PRESENTATION DU PROJET : 14
II.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE 14
II.1.1 Objectif du projet : 14
II.1.2 Situation du projet : 14
II.1.3 Obstacle à franchir : 14
II.1.4 Caractéristiques de l'ouvrage : 14
II.2 DONNEES DU PROJET : 14
II.2.1 Données fonctionnelles : 14
II.2.1.1 Tracé en plan : 14
II.2.1.2 Profil en long : 15
II.2.1.3 Profil en travers : 15
II.2.2 Données naturelles : 16
II.2.2.1 Topographie et géologie : 16
II.2.2.2 Géotechnique : 17
II.2.2.3 Sismicité du site : 17

II.2.2.4 Climat de la région : 18
II.2.3 CONCLUSION : 18

CHAPITRE III *Conception générale*

III.1 INTRODUCTION : 19
III.2 PRESENTATIION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES : 19
III.2.1 Variante1« Pont à Poutre Précontrainte par post tension » : 19
III.2.1.1 Conception longitudinale : 20
III.2.1.2 Conception transversale : 20
III.2.2 Variante2 : «Pont Caissons en béton Précontraint construit par encorbellement successif coulé sur place » : 22
III.2.2.1 Conception longitudinale : 22
III.2.2.2 Conception transversale 23
III.2.2.3 ESTIMATION DES COUTS DES DEUX VARIANTES 24
III.3 CONCLUSION 26

CHAPITRE IV *Hypothèses de calculs et caractéristiques de matériaux*

IV.1 INTRODUCTION : 27
IV.2 Norme et règles de calcul : 27
IV.3 Caractéristiques des matériaux : 27
IV.3.1 Béton : 27
IV.3.1.1 CONTRAINTE ADMISSIBLE : 27
IV.3.1.1.1 Contraintes admissibles à la compression : 28
IV.3.1.1.2 Contrainte admissible de traction : 28
IV.3.1.2 DEFOMATION : 29
IV.3.1.2.1 Déformation longitudinale du béton : 29
IV.3.1.2.2 Déformation transversale du béton : 29
IV.3.2 Les aciers : 29
IV.3.2.1 Aciers passives : 29
IV.3.2.1.1 Contrainte limite de traction σs : 30
IV.3.2.2 Aciers actifs : 30
IV.4 CONCLUSION : 30

V.1 INTRODUCTION : 31
V.2 SECTIONS TRANSVERSALES DE POUTRE : 31
V.3 DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS DE POUTRE : 31
V.4 CONCLUSION : 33

VI.1 INTRODUCTION : 34
VI.2 EVATUATION DES ACTIONS : 34
VI.2.1 Evaluation des actions hors trafic 34
VI.2.1.1 Calcul des charges permanentes : 34
VI.2.1.2 Calcul des charges complementaires permanantes 35
VI.2.1.3 Action thermique : 35
VI.2.2 Evaluation des actions dues au trafic : 35
VI.2.2.1 Caractéristiques du pont : 35
VI.2.2.2 Système de charge A(L) : 36
VI.2.2.3 Système de charge B : 37
VI.2.2.3.1 Système de charges Bc 37
VI.2.2.3.2 Système de charge Bt : 38
VI.2.2.3.3 Système de charge Br : 39
VI.2.2.4 Charge militaire : 40
VI.2.2.4.1 Système Mc120 : 40
VI.2.2.4.2 Convoi type D240 : 40
VI.2.2.5 Autres surcharges : 41
VI.2.3 COMBINAISON DES ACTIONS : 41
VI.2.3.1 Coefficients pour les actions permanentes : 41
VI.2.3.2 Coefficients pour les actions dues au trafic : 41
VI.2.3.3 Formes générales des combinaisons d'actions : 42
VI.3 CONCLUSION : 42

VII.1 MODELISATION DU TABLIER AVEC RSAP: 43
VII.2 MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE : 43
VII.3 MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES 44
VII.3.1 DEFINITION DES CHARGES :..... 44
VII.3.1.1 CHARGES PERMANENTES :..... 45
VII.3.1.2 SURCHARGES A(l) :..... 45
VII.3.1.3 LES CHARGES MOBILES :..... 45
VII.4 RESULTATS :..... 46
VII.5 CONCLUSION..... 48

VIII.1 INTRODUCTION..... 49
VIII.2 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE 49
VIII.2.1 CARACTERISTIQUES ET DONNEES 49
VIII.2.2 FORCE ET EXCENTRICITE DE LA PRECONTRAINTE 50
VIII.2.3 CALCUL DU NOMBRE DE CABLE..... 50
VIII.2.4 VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES :..... 51
VIII.3 DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES 53
VIII.3.1 Section d'about..... 53
VIII.3.2 Section médiane : 54
VIII.3.3 Tracé des cables..... 54
VIII.3.4 Détermination de l'angle de relevage:..... 55
VIII.4 CALCUL DES PERTES 57
VIII.4.1 Les pertes instantanées 57
VIII.4.2 les pertes différées 59
VIII.5 VERIFICATION ET JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS 61
VIII.5.1 Vérification des contraintes normales 61
VIII.5.2 Hypothèses de calculs..... 62
VIII.5.2.1 Les sections de vérification..... 62
VIII.5.2.2 Classe de vérification..... 62
VIII.5.2.3 Limitation des contraintes..... 62
VIII.5.2.4 Caractéristiques nettes des sections :..... 62
VIII.5.3 Vérification des contraintes tangentielles :..... 67
VIII.5.4 Armatures des zones tendues..... 68

VIII.1 ARMATURES DE PEAU: 69
VIII.1.1 Longitudinalement : 69
VIII.1.2 Transversalement : 69
VIII.2 JUSTIFICATION A L'ELU 69
VIII.3 JUSTIFICATION DES BIELLES DE BETON : 70
VIII.4 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE 70
VIII.5 JUSTIFICATIONS DE LA ZONE D'ABOUT : 71
VIII.5.1 Zone de surface: 71
VIII.5.2 Zone d'éclatement : 71
VIII.5.2.1 Ferraillage de la zone d'éclatement : 72
VIII.5.3 ZONE INTERMEDIAIRE COMPRIMEE : 72
VIII.6 ETUDE DE LA DEUXIEME ZONE DE REGULARISATION (EQUILIBRE GLOBALE) : 72
VIII.6.1 Vérification des contraintes de cisaillement : 73
VIII.6.2 Ferraillage complémentaire : 73
VIII.7 CONCLUSION : 73

IX.1 INTRODUCTION 74
IX.2 ETUDE DE LA FLEXION 74
IX.2.1 FLEXION LOCALE 74
IX.2.1.1 Calcul des sollicitations 74
IX.2.1.2 Ferraillage 75
IX.2.1.2.1 Dimensionnement à ELS 75
IX.2.1.2.2 Disposition constructive 75
IX.2.1.2.3 Espacement des armatures 76
IX.2.1.2.4 Choix des armatures 76
IX.2.1.2.5 Schéma du ferraillage transversal 76
IX.2.2 FLEXION GLOBALE 76
IX.2.2.1 Ferraillage 76
IX.2.2.2 Choix des aciers longitudinals 76
IX.2.2.3 Schéma du ferraillage longitudinal : 77
IX.3 VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT 77
IX.4 CONCLUSION 77

X.1 INTRODUCTION 78
X.2 CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA 78
X.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE 78
X.4 SEISME LONGITUDINAL : 79
X.4.1 Détermination de la masse du système : 79
X.4.2 Détermination de la raideur du système : 79
X.4.3 Période longitudinale du système : 80
X.4.4 Détermination des actions sismiques : 80
X.4.4.1 Spectre de réponse élastique : 80
X.4.4.2 Effort longitudinal global : 80
X.4.4.3 Répartition des efforts sismiques sur les appuis : 80
X.4.4.4 Evaluation des déplacements : 81
X.5 SEISME TRANSVERSAL 81
X.6 SEISME VERTICAL : 81
X.7 L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION 82
X.8 CONCLUSION 82

XI.1 INTRODUCTION : 83
XI.2 CALCUL DES DEFORMATIONS : 83
XI.3 LES APPAREILS D'APPUIS 83
XI.3.1 Dimensionnement des appareils d'appuis 83
XI.3.2 Vérification de l'appareil d'appui 83
XI.4 DIMENSIONNEMENT DU DÉ D'APPUIS 84
XI.4.1 Hauteur du dé d'appui : 84
XI.4.2 Dimensionnement en plan du dé d'appui : 84
XI.4.3 Ferraillage du dé d'appui 84
XI.5 PLOT PARASISMIQUE 84
XI.5.1 Effort appliqué sur le plot 84
XI.5.2 Ferraillage de plot 84
XI.6 JOINT DE CHAUSSÉE 84
XI.6.1 Choix de type de joint de chaussée 84
XI.7 L'ASSAINISSEMENT D'UN PONT 85
XI.8 LES CORNICHES 85

XI.9 LES DISPOSITIONS RETENUES 86
XI.10 CONCLUSION 86

CHAPITRE XII *Etude de la pile*

XII.1 INTRODUCTION 87
XII.2 DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA PILE 87
XII.2.1 CHEVETRE 87
XII.2.2 Fûts 87
XII.2.3 SEMELLE 87
XII.3 ETUDE STATIQUE DE LA PILE 87
XII.3.1 EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA PILE: 87
XII.4 ETUDE SISMIQUE 87
XII.5 ETUDE DU CHEVETRE 88
XII.5.1 Etude et ferraillage du chevêtre à la flexion 88
XII.5.1.1 FERAILLAGE LONGITUDINAL 89
XII.5.1.2 FERAILLAGE TRANSVERSAL 89
XII.5.2 ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA TORSION 90
XII.5.2.1 CALCUL DU MOMENT DE TORSION 90
XII.5.2.2 CALCUL DE CONTRAINTE TANGENTIELLE 90
XII.5.2.3 ARMATURES LONGITUDINALES 90
XII.5.2.4 ARMATURES TRANSVERSALES 90
XII.5.2.5 Vérification des contraintes 91
XII.5.2.6 Schéma de ferraillage de chevêtre : 91
XII.6 ETUDE DES FUTS 91
XII.6.1 Vérification de flambement de fut 91
XII.6.2 EVALUATION DES EFFORTS 91
XII.6.3 FERRAILLAGE DU FUT : 92
XII.6.3.1 Longitudinalement : 92
XII.6.3.2 Transversalement 92
XII.7 ETUDE DE FONDATION 93
XII.7.1 LA SEMELLE 93
XII.7.1.1 EVALUATION DES EFFORTS 93
XII.7.1.2 VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE 93
XII.7.1.3 Ferraillage de la semelle 94
XII.7.1.4 Schéma du ferraillage de la semelle 95
XII.7.2 LES PIEUX 95

XII.7.2.1 Action sur les pieux 95
XII.7.2.2 Calcul des pieux par la formule de WARNER 96
XII.7.2.3 Ferraillage des pieux 96
XII.7.2.4 Schéma du ferraillage pieu : 97
XII.8 CONCLUSION 97

XIII. ETUDE DE LA CULEE 98
XIII.1 INTRODUCTION 98
XIII.2 LES DIFFERRENTS CONSTITUANTS DE LA CULEE 98
XIII.3 ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE 98
XIII.3.1 DETERMINATION DES PARAMETRES KAD ET □ 98
XIII.3.2 DETERMINATION DES DIFFERENTS CAS DE CHARGE 99
XIII.4 ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE 99
XIII.4.1 EVALUATIONS DES CHARGES STATIQUES 99
XIII.4.2 EVALUATIONS DES CHARGES SISMIQUE 99
XIII.4.3 EVALUATIONS DES CHARGES SISMIQUE DUE A LA POUSSEE DE LA TERRE **Erreur ! Signet non défini.**
XIII.4.4 COMBINAISON DES ACTIONS SISMIQUES 100
XIII.4.5 EVALUATION DES CHARGES SISMIQUE DUE AU TABLIER 100
XIII.5 VERIFICATION DE LA CULEE 101
XIII.6 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE 101
XIII.6.1 DALLE DE TRANSITION 101
XIII.6.1.1 EVALUATION DES EFFORTS 102
XIII.6.1.2 COMBINAISON DES EFFORTS 102
XIII.6.1.3 FERRAILLAGE 102
XIII.6.2 MUR GARDE GREVE 103
XIII.6.2.1 EVALUATION DES EFFORTS SUR LE MUR GARDE GREVE 103
XIII.6.2.2 FERRAILLAGE 105
XIII.6.3 MUR FRONTAL 105
XIII.6.4 MUR EN RETOUR 105
XIII.6.4.1 Evaluation des efforts 105
XIII.6.4.2 Combinaisons des efforts 105
XIII.6.4.3 Ferraillage du Mur en retour 106
XIII.6.5 CORBEAU 106
XIII.6.5.1 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES 106

XIII.6.5.2 FERRAILLAGE 106
XIII.7 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE 107
XIII.8 CONCLUSION 108

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

ANNEXE A
ANNEXE B
ANNECE C
ANNEXE D
ANNEXE E

INTRODUCTION GENERALE

Le développement de l'infrastructure de transport (réseau routier, réseau ferroviaire) nécessite généralement la construction d'un grand nombre d'ouvrage d'arts tels que : les ponts.

D'une façon générale, Construire un pont a toujours été considéré comme l'un des actes les plus mystérieux de l'art de bâtir : en effet, l'homme avait à affronter, dans cet ouvrage, à la fois l'eau, et un sol qu'il ne connaissait pas bien, caché qu'il était par le fleuve toujours en mouvement. Dans cet acte, la fondation était, évidemment, la partie la plus difficile, et la plus entachée de risques.

De tels ouvrages sont qualifiés d'art par ce que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances où l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie. Cet ensemble de connaissance constitue d'ailleurs ce que l'on appelle l'art de l'ingénieur.

En ALGERIE, les infrastructures routières et autoroutières jouent un rôle important dans le déplacement des biens et des personnes. Ce rôle confère une importance particulière à l'infrastructure routière et autoroutière.

Dans le cadre du développement des réseaux routiers, l'Algérienne des Autoroutes (ADA) a lancé un programme de réalisation d'une ligne (pénétrante autoroutière) qui va relier l'autoroute Est-Ouest avec la Wilaya de MASCARA sur 43 km.

Pour mener à bien ce travail, nous avons structuré le mémoire en treize chapitres : Les deux premiers chapitres sont consacrés à la recherche bibliographique pour notre chapitre Master et la présentation de l'ouvrage faisant l'objet de cette étude, Les chapitres suivants sont réservés à la conception et hypothèses de calcul dimensionnement définitif des éléments conçus sous chargement statique et dynamique. Le reste des chapitres est consacré à l'étude du tablier et l'étude sismique puis on passe à l'étude des équipements et l'étude d'infrastructure. Le mémoire se termine par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.

CHAPITRE I

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE :

Valorisation des déchets de construction dans la fabrication du béton

I.1 INTRODUCTION

I.1.1 CONTEXTE

La protection de l'environnement et l'économie des ressources naturelles sont devenues un enjeu socio-économique majeur. Le béton est le deuxième matériau le plus consommé au monde, après l'eau. Les industries, notamment du bâtiment et travaux publics (BTP), sont aujourd'hui contraintes de modifier leurs techniques de production et de mise en œuvre, afin d'adopter des méthodes s'inscrivant dans un contexte de développement durable.

I.1.2 PROBLEMATIQUE

En Algérie, suite à des sinistres naturels tel que : séismes, crues et par vieillissement et dégradation, des bâtiments publics, des ponts et des installations industrielles sont démolis sans recyclage. Du fait de la limitation des ressources naturelles d'agrégats d'une part et l'accroissement des couts de transport et de la pollution de l'environnement à cause des déchets de démolition d'autre part, il est indispensable d'étudier la possibilité de valorisation de ces déchets (qui comportaient une forte proportion de briques et béton).

La quantité des déchets de construction et de démolition est de plusieurs millions de tonnes par année (terres non comprises).

On peut estimer que la durée de vie moyenne d'une habitation est de cinquante ans, les bâtiments et les ouvrages d'art ont une durée de vie supérieure. La figure I.1 illustre le cycle de vie d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.[1]

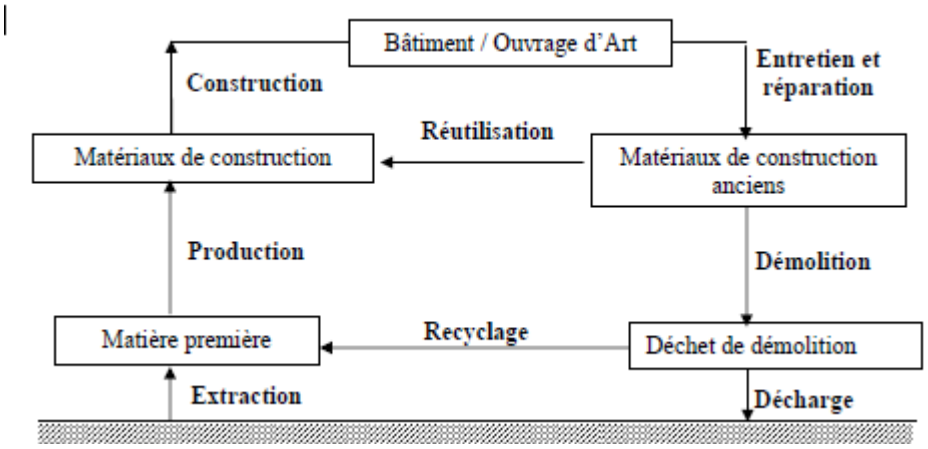


Figure I.1 modèle de cycle de vie d'un bâtiment/ouvrage d'art

Le respect de notre environnement et la sauvegarde des ressources naturelles obligent les autorités, planificateurs et entreprises à encourager sérieusement la valorisation de ces déchets et l'utilisation de matériaux recyclés.

I.1.3 OBJECTIFS

Notre sujet de recherche consiste en l'étude de recyclage des déchets sous forme de nouveaux granulats, améliorer la compréhension du comportement des bétons de granulats recyclés, valoriser les granulats issus des bétons récupérés pour les nouvelles constructions en BTP (bâtiments et travaux publics).

I.1.4 DEFINITION

- **Déchet :** Tout résidu d'une production, de transformation ou d'utilisation, toute substance, matériau produit ou plus généralement tout bien meuble abandonné.
- **La valorisation :** La valorisation matière recouvre la récupération, la réutilisation, la régénération et le recyclage des matériaux extraits des déchets. Cela veut dire tout traitement des déchets qui permet de leur trouver un débouché ayant une valeur économique positive. Le terme général valorisation englobe le réemploi, recyclage et réutilisation.

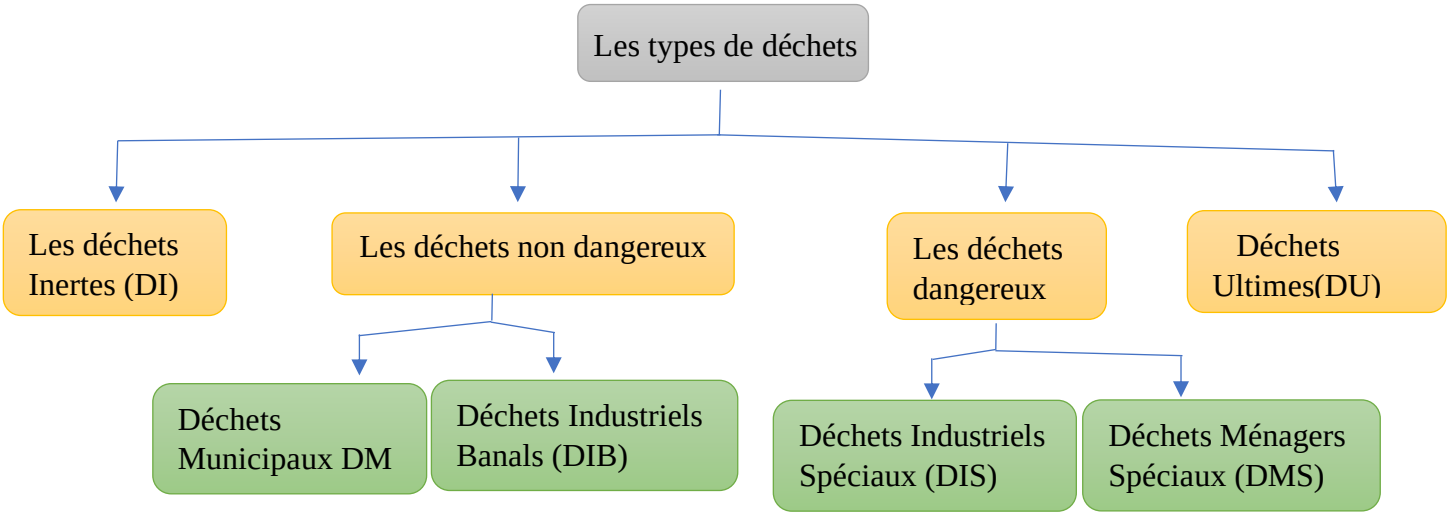
I.1.5 ORIGINE DE LA PRODUCTION DES DECHETS :

La production des déchets est inéluctable pour les raisons suivantes [2] :

- biologiques : tout cycle de vie produit des métabolites ;
- chimiques : toute réaction chimique est régie par le principe de la conservation de la matière et dès que veut obtenir un produit à partir de deux autres on en produira un quatrième ;
- technologiques : tout procédé industriel conduit à la production de déchet ;
- économiques : les produits en une durée de vie limitée ;
- écologiques : les activités de la dépollution (eau, air) génèrent inévitablement d'autres déchets qui nécessiteront une gestion spécifique ;
- accidentelles : les inévitables dysfonctionnements des systèmes de production et de consommation sont eux aussi à l'origine de déchets.

I.1.6 CLASSIFICATION DES DECHETS:

Il existe quatre types de déchets qui répondent à des définitions très précises [3] :



Dans le cadre de notre travail, nous étudierons les déchets inertes issus des Bâtiments et travaux publics (BTP) et leur présence dans l'environnement et la nécessité de les valoriser au moins pour réserver les ressources naturelles.

I.1.7 LES DECHETS INERTES (DI) [4]

Un déchet inerte est défini comme un déchet qui ne subit aucune modification physique, chimique ou biologique. Les déchets inertes ne se décomposent pas, ne brûlent pas et ne produisent aucune réaction physique ou chimique, ne sont pas biodégradables et n'ont aucun

effet dommageable sur d'autres matières avec lesquelles ils entrent en contact. Pour le secteur du bâtiment, il s'agit des bétons, des briques, des tuiles, des céramiques, des carrelages...

I.1.7.1 ORIGINE DES DECHETS INERTES

Les déchets inertes sont produits surtout par les entreprises de construction, de travaux publics et de génie civil, ainsi que par des activités industrielles dédiées à la fabrication de matériaux de construction, et dans une moindre mesure par les particuliers. Ils proviennent essentiellement des chantiers de constructions, de rénovation, ou de démolition, ou résultent de travaux routiers.

I.1.7.2 LES DIFFERENTS TYPES DES DECHETS INERTES

En pratique, il s'agit des catégories de déchets suivantes :

- Déchets de démolition non contaminées.
- Déchets de revêtements routiers.
- Terres et roches déblayées, non contaminées.

- **Exemple sur les déchets inertes issus de BTP :**



Figure I.2 : Déchet inerte sous forme des briques**.**



Figure I.3: Déchet inertes sous forme des bétons.

Afin de préciser le type de déchet issus de ces chantiers, voici ci-dessous (TableauI.1) la liste des déchets inertes BTP, elle réfère les déchets de « béton, briques tuiles, céramiques et ardoises », de verre, d'enrobés, de « terres et cailloux » et enfin de ballast de voie.

Tableau I.1: Classification des déchets inertes issus du BTP (inspiré de : Code de l'environnement ,2014)

Type de déchets	Description
Béton, briques, tuiles, céramiques, ardoises	Béton
	Brique
	Tuiles et céramique
	Mélange de béton, briques, tuiles et céramiques ne contenant pas de substance dangereuses
Verre	Vitre (hors menuiserie)
Enrobé	Mélange bitumineux ne contenant pas de Goudron
Terre et cailloux	Pierres et terres de déblais ne contenant pas de substance dangereuse
Ballast de voie	Ballast ne contenant pas de substance dangereuse

I.1.7.3 QUANTITES DE PRODUCTION DES DECHETS INERTES

En absence de chiffres fiables et enquête précise, d'après une étude récente sur la valorisation des déchets de construction en Algérie, menée par le CNERIB et basée sur le rapport, la situation des déchets solides et les progrès accomplis en Algérie transmis par le gouvernement algérien à la commission du développement durables des Nations Unies en 1997, il est estimé que la quantité annuelle de déchets urbains produite chaque année en Algérie est d'environ 5.5 millions de tonnes pour une population de 30 million d'habitants.

Tableau I.2 : Enquête sur les déchets produits par l'activité de construction en France

Secteur	Quantité totale de déchets (millions de tonnes)	Répartition suivant le type de déchet (en %)	
		Déchets inertes	Autres déchets
Bâtiment	38.2	72.4	27.6
Gros œuvre	28.1	80.8	19.2
Second œuvre	10.1	49.0	51.0
Travaux publics	216.3	97.6	2.4
Ensemble	254.5	93.8	6.2

I.1.8 LA GESTION DES DECHETS

La gestion des déchets est la collecte, transport, valorisation et élimination des déchets et, plus largement, toute activité participant de l'organisation de la prise en charge des déchets depuis leur production jusqu'à leur traitement final, afin de réduire leurs effets sur la santé humaine, l'environnement, l'esthétique ou l'agrément local. L'accent a été mis, ces dernières décennies, sur la réduction de l'effet des déchets sur la nature et l'environnement et sur leur valorisation.[4]

I.1.8.1 PRINCIPE DE GESTION DES DECHETS

Il y a plusieurs principes de gestion des déchets dont l'usage varie selon les pays ou les régions. La hiérarchie des stratégies (règle des trois R) :[4]

- **R**éduire
- **R**éutiliser
- **R**ecycler



Figure I.4 : Principe du recyclage.

I.2 RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.2.1 LA VALORISATION DES GRANULATS RECYCLES

Il existe plusieurs filières de valorisation pour les matériaux inertes issus des BTP : un réemploi direct sur les chantiers, une réutilisation en remblais pour le réaménagement des carrières et un acheminement vers des Plateformes de recyclage.[5]

I.2.1.1 Réemploi et réutilisation

Pour rappel, la directive fixe un taux de réemploi, recyclage et valorisation à 70 % en poids pour les déchets du BTP, ce pourcentage concerne tous les déchets du BTP sauf les « terres et cailloux » ne contenant pas de substances dangereuses.

Ces « terres et cailloux » proviennent généralement des excédents de déblais (sols sableux et graveleux avec fines) de chantier. Leur réemploi en remblais (exemple : remblayage de tranchées, nivellement des supports de voies, etc.) ou en couche de forme sur le chantier de production est la pratique la plus courante. Il s'agit de réutilisation si les matières sont acheminées sur un chantier autre que celui de production ou encore lorsque les déblais sont acheminés dans les carrières pour leur réaménagement.

I.2.1.2 Recyclage et valorisation

Le processus de valorisation débute par le dépôt dans les centres des déchets inertes par les entreprises, dès lors un contrôle visuel est effectué pour vérifier la qualité du produit.

Avant de passer au processus de valorisation, les déchets inertes sont triés si nécessaire afin de mettre de côté ceux ne correspondant pas aux critères de qualité requis par l'installation.
Ce tri préalable permet aussi de séparer les matériaux valorisables sans traitement préalable et les matériaux valorisables avec traitement. À noter qu'une partie des déchets inertes peut passer à l'étape du concassage/criblage sans tri préalable. L'étape de valorisation par traitement fait intervenir des mécanismes de concassage et de criblage permettant de réduire les gravats inertes en granulats et de sélectionner la taille recherchée pour les granulas.
Ensuite, une série d'opération de tri opère pour séparer les matières indésirables afin d'obtenir une nouvelle matière propre .Enfin, les nouveaux produits sont stockés dans les centres avant d'être vendus et réutilisés dans les travaux de construction. Les possibilités de réutilisation sont nombreuse, les déchets peuvent entre recyclés en vue d'un usage en construction routière (Enrobé) et en construction bâtiment (béton).

I.2.1.3 Plateformes de valorisation [5]

Le recyclage et la valorisation des déchets inertes nécessitent des structures adaptées. Communément appelées Plateformes de valorisation, ces structures permettent la production de matières secondaires par l'intermédiaire de traitement faisant intervenir des technologies plus ou moins complexes.

I.2.1.3.1 Plateformes de valorisations : déchets traités

Les centres de valorisation des déchets inertes, mobiles, semi-mobiles et/ou fixes, présentent des caractéristiques très variées. Le type de déchets inertes reçu, les quantités transitées, les équipements installés, les produits finis sont autant d'éléments qui différencient les Plateformes de valorisation.

I.2.1.3.2 Plateformes de valorisations : techniques de tri et de traitement

Les techniques de tri et traitement sont propres à chaque plate-forme, bien que les équipements soit sensiblement identiques chacune apporte sa spécificité pour répondre au contexte auquel elle est confronté.

Après la réception des déchets sur la plate-forme, la première opération prenant place est le tri. L'opération de tri a pour objectif de séparer les déchets en une ou plusieurs fractions qui pourront ensuite subir une ou plusieurs étapes de transformation afin d'obtenir de nouvelles matières premières « secondaires ».

Les technologies utilisées dans le tri et le traitement des déchets inertes reposent sur des propriétés physiques des matériaux comme la taille, le magnétisme, la densité et la couleur. Voici un bref résumé des principales technologies employées :

- **Scalpage**

Intervenant souvent avant le concassage servant à enlever du matériau brut des éléments très fins (impropre aux usages nobles des granulats) et inutiles comme les poussières.

Le scalpage permet d'extraire un matériau de granulométrie demandé, les matériaux restants son concassés. Deux techniques de scalpeur se distinguent, les scalpeurs à disques et les scalpeurs vibrants à barreaux (Figure I.5) pour les plus gros matériaux et les quantités importantes. Pour les matières argileuses, le scalpeur à disques est très efficace. (Granulat.fr, 2010)



Figure I.5: Scalpeur vibrant mobile



.**Figure I.6 :** Scalpeur a disque.

- **Concassage**

Le principe du concassage repose sur la réduction de la taille des blocs de graves traités, des enrobés, des pavés, des pierres, en résumé la réduction de tous les blocs de déchets inertes trop imposants. Les technologies les plus fréquentes de concasseurs sont : les concasseurs à mâchoire, les concasseurs à cône, les concasseurs à percussion et les concasseurs giratoires. Le concasseur à mâchoire reste le concasseur le plus populaire en raison de sa robustesse, sa fiabilité et sa maintenance peu coûteuse.

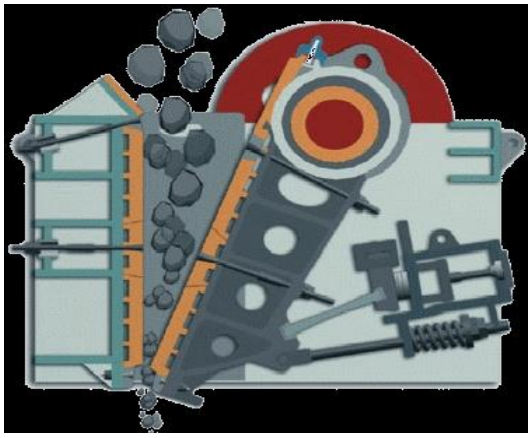


Figure I.7 : Schéma d'un concasseur à mâchoire.



Figure I.8 : Les concasseurs à cône.

- **Découpage par fragmentation électrodynamique (pour le béton)**

Cette méthode innovante, encore en phase d'exploitation, consiste à envoyer des décharges électriques brèves et violentes dans le béton en milieu aqueux afin de le séparer en granulats et ciment. L'avantage de cette technologie est qu'elle n'émet pas de poussières et permet de mieux séparer les éléments du béton. Toutefois, les techniques actuelles permettent de traiter de 1 à 20 tonnes de béton par heure, des quantités bien inférieures au 600 tonnes par heure des concasseurs mécaniques.

- **Lavage**

Cette opération (Figure I.9) consiste à débourber, laver ou dépoussiérer les matériaux afin d'obtenir des granulats propres, une nécessité pour certaines utilisations. La présence de boues ou autres matières enrobant les grains empêche l'adhérence avec les liants (ciment, chaux, bitume, etc.) et interdit alors leur utilisation. Les eaux de lavage sont ensuite décantées dans des bassins spéciaux de manière à être réutilisées ou restituées propres au milieu environnant.
Le lavage est une opération se réalisant conjointement avec le criblage.

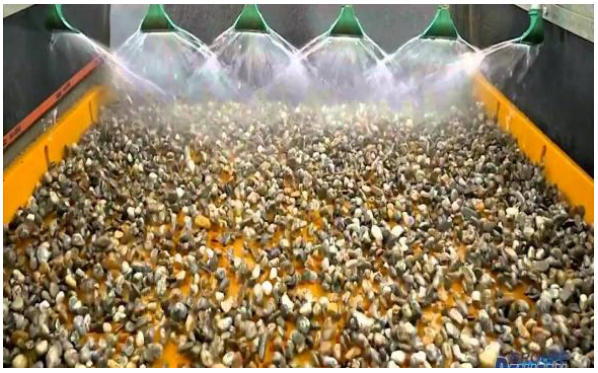


Figure I.9 : Opération de lavage.



Figure I.10 : équipements de lavage de granulats.

- **Criblage (tri selon la taille)**

Il permet de séparer les déchets suivant leur taille. Les cribles vibrants (Figure I.11) ou rotatifs à trommel et les cribles à étoiles (Figure I.12) sont les équipements les plus fréquemment utilisés. Les cribles vibrants ou rotatifs à trommel sont équipés de grilles percées de trous de différentes tailles permettant d'effectuer une coupe 0/diamètre1 (0/d1), éventuellement suivie d'une seconde coupe diamètre 1/diamètre2(d1/d2).Le principe du crible à étoiles diffère quelque peu, ces étoiles tournent dans un sens et les matériaux se dispersent.
Les matériaux fins tombent entre les étoiles alors que les plus gros morceaux (refus) sont acheminés jusqu'à la fin du crible.



Figure I.11 : Crible vibrant.



Figure I.12 : Crible à étoiles.

- **Tri par magnétisme**

Il permet de retirer les ferrailles des granulats, ce tri a souvent lieu après une première phase de concassage. Le principe consiste à suspendre un aimant au-dessus d'un tapis roulant afin d'extraire les déchets ferromagnétiques, il s'agit souvent d'acier provenant de bétons armés préalablement concassés. Appelé overband, le tri par magnétisme, composé d'un système à aimant permanent (Figure I.13), fonctionne grâce à un circuit magnétique dimensionné en fonction d'un certaine distance d'attraction.



Figure I.13:Overbands électromagnétiques suspendu.

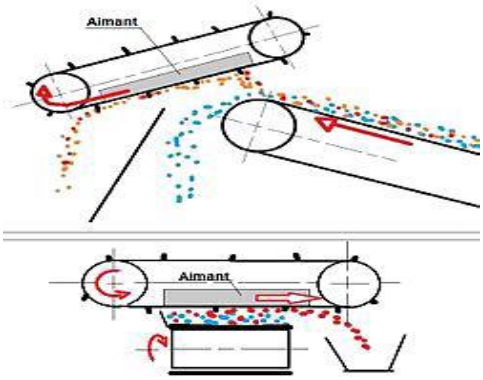


Figure I.14 : Schéma de tri magnétique (overband).

I.2.2 L'utilisation des déchets inertes dans le domaine de BTP

Les granulats recyclés, dans la mesure où ils satisfont les tests de conformité, ont des usages identiques aux granulats traditionnels. Ainsi, les granulats recyclés sont destinés en majeur parti à la voirie routière où ils sont utilisés : en remblai (graves de 0/32 à 0/80 mm); en assise de chaussée (graves de 0/12 à 0/32 mm); en couche de roulement (sables et gravillons en mélange avec des bitumes) dans la composition des enrobés bitumeux. Le grave assure une bonne cohésion d'ensemble de la chaussée indispensable pour répondre correctement et durablement aux sollicitations du trafic routier.

Les granulats recyclés sont aussi utilisés en voirie ferroviaire sous forme de ballasts, c'est à dire des roches dures de taille de l'ordre de 40/70 mm à 60/120 mm. Autre débouché, les revêtements d'étanchéité des ouvrages d'art en asphalte (ponts, toits-terrasses, stationnements) où des sables et des gravillons mélangés avec du bitume sont utilisés. Les produits en béton hydraulique (parpaings, canalisations) ou de béton prêt à l'emploi qui utilisent eux aussi des sables, des gravillons (granulat 6/14) en mélange avec du ciment sont un usage courant des granulats recyclés. Les granulats recyclés peuvent aussi servir à la fabrication de mortier et d'enduits de façade.[5]

Tableau I.3 : Usage possible des granulats recyclés (tiré de: Planète TP, s.d. et Hoclim 2010)

Granulat recyclés (mm)	Utilisation	Domaine d'utilisation
0/4	- Mortier - Enduits	Couche de finition Les chapes
0/12 à 0/32	-Assise en chaussée -Couche de roulement dans la composition des enrobés bitumineux	En assise de chaussée
0/32 à 0/80	-Remblais	La voirie routière
6/14	-Béton hydraulique (parpaings, canalisation) -Béton prêt à l'emploi -Les revêtements d'étanchéité	Canalisation Les ouvrages d'art
40/70 à 60/120	-Ballast de voie	En voirie ferroviaire
0/125	-Aménagements décoratifs	Décoration extérieure

I.2.3 EXEMPLES D'APPLICATION CONCRETS DE L'UTILISATION DES GRANULATS RECYCLES DANS LE MONDE

I.2.3.1 CHAPONOST : REALISATION D'UN DALLAGE DE PARKING INDUSTRIEL 2013

Descriptif du chantier : dallage de parking industriel 2100 m2.



Figure I.15 : vues du chantier de Chaponost, premier chantier expérimental de RECYBETON en France

Date : décembre 2013
Granulats utilisés : granulats recyclés 0/4, 4/20 et granulats alluvionnaires semi concassés 0/4, 4/11 et 11/22

I.2.3.2 CONTOURNEMENT NÎMES MONTPELLIER : PARTIES D'OUVRAGE D'ART

Descriptif du chantier : réalisation de la traverse supérieure et d'un mur en retour sur un pont cadre.



Gravillon Recyclé 6/20 type 1 CRB — *Vue générale à 2 ans et demi* — *Mur et extension en béton recyclé*

Figure I.16 : vues du chantier du contournement de Nîmes-Montpellier

Date : juillet 2014

Granulats utilisés : gravillons 6/20

I.2.3.3 CLASSOTHÈQUE MITRY-MORY : bâtiment d'archives

Descriptif du chantier : réalisation d'un bâtiment de stockage des archives administratives.



Coulage du béton recyclé — *Vue générale intérieur* — *Vue générale extérieur*

Figure I.17 : vues du chantier de Mitry-Mory

Date : octobre à décembre 2015

Granulats utilisés : granulats recyclés produits par CEMEX sur le site de Bouafle (78) à partir d'un concassage secondaire de 200 t de 40/100 soit une production d'environ 50 t de sable recyclé et de150 t de gravillon recyclé.

- **Le Pays-Bas** est le pays au sein duquel la valorisation des déchets de CD atteint les meilleurs résultats sur le plan mondial. Ces résultats et le développement de la « culture » du recyclage des déchets de CD sont étroitement liés à la nature du territoire hollandais, où à l'inverse d'autres pays européens, les disponibilités en ressource de granulats et en terrain d'enfouissement sont très réduites. L'urgence de préserver ses ressources naturelles a conduit les Pays-Bas à adopter des mesures politiques et économiques radicales pour décourager l'enfouissement des déchets

de CD et encourager la valorisation des résidus de CD. (Mukesh et autres, 2004). [5]

- **Pays frontalier des Pays-Bas**, **la Belgique** est souvent citée comme une référence en matière de gestion des déchets inertes avec un taux valorisation supérieure à 90 %. La politique de gestion des déchets de construction et de démolition n'est pas identique sur l'ensemble du territoire belge. Elle diffère de la Région flamande à la Région wallonne, avec respectivement un taux de valorisation de 92 % et de 85 %. [5]

- **Au Japon** : les contraintes de construction et déconstruction sont très élevées en raison de la situation géographique du pays. Situé sur une zone sismique, les constructions au Japon demandent des fondations plus solides et plus techniques que celles des pays européens, cela engendre une utilisation plus soutenue des matériaux de construction tels que le béton. Conscient de disposer de ressources limitées, le gouvernement japonais a très tôt entrepris une politique de réutilisation et de recyclage à l'égard des déchets de construction et de démolition. [5]

- **En Algérie** : L'utilisation des produits issus du béton recyclés (exemple : le laitier) en Algérie est limitée à quelques rares applications malgré sa production progressant (500.000 tonnes/an). En cimenterie, il entre comme un ajout secondaire ne dépassant pas 20 % (cette substitution est faite seulement dans quelques cimenteries). Et en travaux routiers : A titre d'exemple, le laitier granulé a trouvé une utilisation dans la réalisation de la liaison autoroutière Annaba – Berrahal, où la couche de fondation a été réalisée par une grave laitier tout laitier. Des études intéressantes et récentes ont montré la possibilité d'utiliser les laitiers Algériens (d'El-hadjar) pour : [6]
  - La fabrication des briques silico calcaires à base du laitier.
  - La fabrication du béton cellulaire autoclavé.
  - La fabrication d'un ciment de laitier activé sans clinker.

La valorisation est basée uniquement sur la réutilisation de ce type de déchets dans le remblayage ou bien sont destinés à être enfouis dans des centres d'enfouissement.

I.3 CONCLUSION

Le béton est le deuxième matériau le plus consommé dans le monde après l'eau. Afin de préserver l'environnement, de nombreux professionnels se sont intéressées aux déchets provenant de la démolition d'ouvrages ou de bâtiments comme matières premières de ces bétons.

On ne peut continuer à épuiser les ressources naturelles et à polluer le monde avec des déchets. Le respect de notre environnement passe par une meilleure connaissance de ces déchets et le développement des règles et des outils pour mieux les gérer, recycler les déchets de chantier nécessite de mettre en place une véritable politique de gestion de ces déchets.

La valorisation des déchets inertes issus du BTP représente un enjeu de taille dans le monde. Le taux de valorisation actuel proche des 65 % est encore en deçà de l'objectif fixé par la directive-cadre européenne sur les déchets à 70 %. Au-delà de cet objectif symbolique, la valorisation des déchets représente un défi important, notamment pour assurer un approvisionnement durable des territoires. Le monde est donc dans l'obligation de développer des filières de valorisation de déchets inertes issus du BTP et ce de manière structurée pour augmenter leur efficacité.

La voie reste ouverte, à d'autres utilisations et possibilités, permettant ainsi d'élargir la gamme des matériaux de construction, de réduire les déchets à la source et de développer l'utilisation des matériaux recyclés dans les chantiers.

CHAPITRE II

Présentation du projet

ENSTP 2019-2020

II. PRESENTATION DU PROJET :

II.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

II.1.1 Objectif du projet :

Le présent projet se situe à l'ouest de la wilaya de Mascara, une ligne (Pénétrante autoroutière) va relier l'autoroute Est-Ouest et la wilaya de Mascara sur un linéaire de 43 km.

II.1.2 Situation du projet :



Figure II.1 Implantation du projet

II.1.3 Obstacle à franchir :

Le site devant recevoir l'ouvrage (Viaduc commençant du PK 11+611 jusqu'au PK 12+018), fait partie d'une zone montagneuse et un terrain accidenté, dont l'axe du viaduc traverse un oued et une route nationale pour joindre les deux culées.

II.1.4 Caractéristiques de l'ouvrage :

-longueur : 409 m
-largeur de tablier : 10.50 m
-la pente : 0.31%

II.2 DONNEES DU PROJET :

II.2.1 Données fonctionnelles :

II.2.1.1 Tracé en plan :

L'ouvrage en plan est courbé d'une longueur totale de 409m et d'un rayon de longueur 1500m.

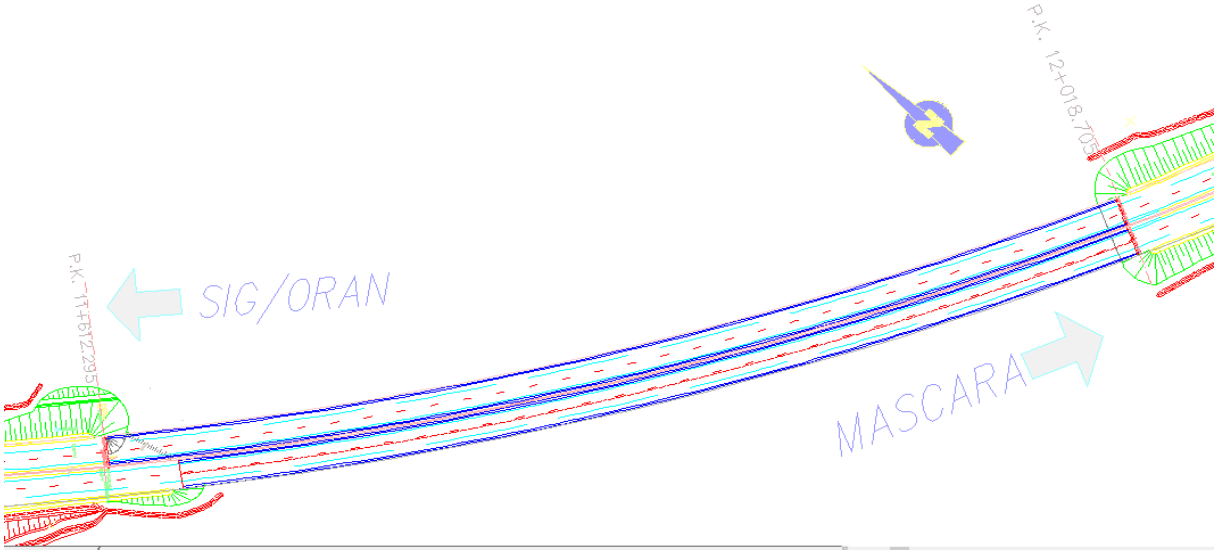


Figure II. 2 Tracé en plan de la voie portée

II.2.1.2 Profil en long :

Au niveau du profil en long le tracé de la voie routière présent une faible pente de 0.31%.

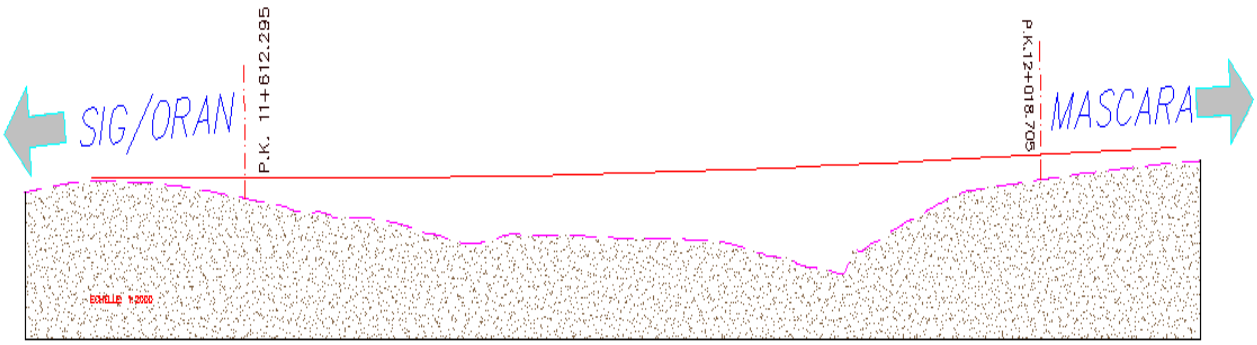


Figure II. 3 Profil en long de la voie portée

II.2.1.3 Profil en travers :

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal.

Le profil en travers de notre chaussée est défini par :

- Barrière type H3 : 0,50 m ;
- Chausse 2 voies + bande d'arrêt d'urgence : 8.50 m ;
- Bonde séparative : 2 × 0,875 m ;
- Chausse 2 voies + bande d'arrêt d'urgence : 8,50 m ;
- Barrière type H3 : 0, 50 m.

Donc la largeur totale de l'ouvrage est de 22.75m, soit 10,50 par sens.

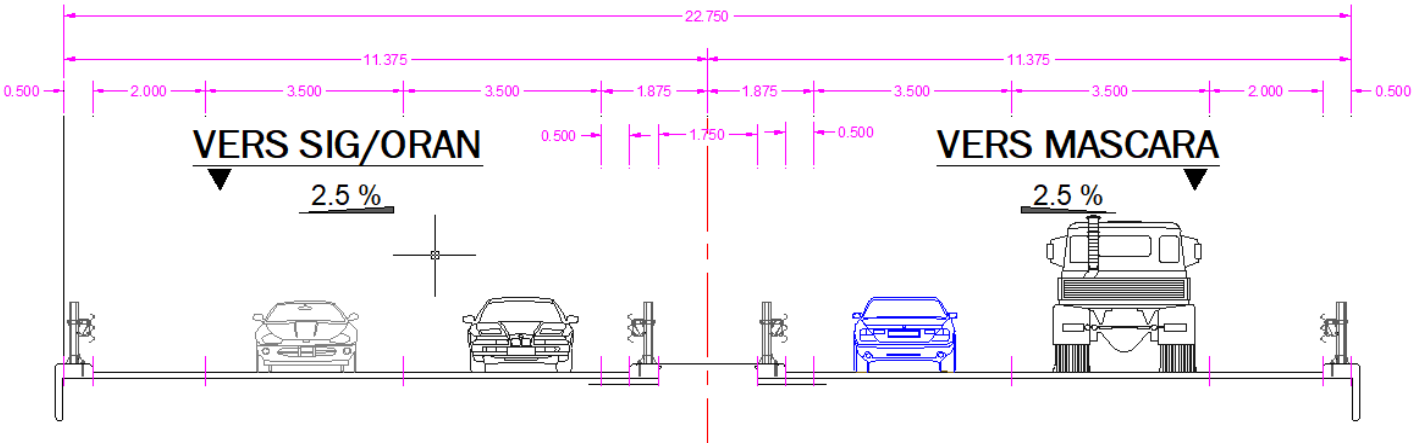


Figure II. 4 Profil en travers de la voie portée

II.2.2 Données naturelles :

II.2.2.1 Topographie et géologie :

Le tronçon étudié se trouve entre deux unités géologiques très bien différenciées : la dépression de Sig (ou Habra) et les reliefs de moyenne montagne de Beni Chougrane, qui séparent cette dépression de la vallée de Oued SIG, ou se trouve le village de Khrouf.

La plaine de Sig présente une topographie uniforme et monotone. Il s'agit d'un basin plio-quaternaire rempli par sédiments alluviaux provenant des reliefs adjacents. Une très légère pente marque le sens topographique des dernières limites de la chaine de Beni Chougrane, au sud, vers la partie centrale du bassin, variant la cote topographique au long de l'axe entre la +60 près de l'échangeur de la RN4 et la RN6, à la zone limite de la plaine, jusqu'à la cote +33 à cote du passage de l'autoroute par l'Oued de Khrouff. Cette différence de cote représente une pente moyenne de l'ordre de 0.31 %, du tout inappréciable.

La visite du site effectuée par l'équipe de projet nous a permet de conclure que la topographie de cette section est principalement composée de :

- Marnes et grès à tonalité grisâtre, qui affleurent aux alentours de Hacine, couvertes par des terrasses de gravier, sables et argiles ;
- Argiles et limons fortement consolidés, et grès ;
- Marnes à tonalité grisâtre qui affleurent à partir du point précédant et jusqu'au P.K. 4+000 de la RN6. Recouvrements de sols quaternaires présents depuis le P.K. 4+000 de la RN6 et jusqu'à l'échangeur de la RN6 ;
- Recouvrements quaternaires alluviaux de la plaine de Sig, présents tout au long du tronçon.



Figure II. 5 : Topographie du site

II.2.2.2 Géotechnique :

L'étude du sol a pour objectif de préciser la nature, la disposition ainsi que l'épaisseur des différentes couches lithologiques du sol ainsi que leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques. Et cela afin d'adapter le projet aux conditions géotechniques du terrain, tel que le type de fondation (type et ancrage), le taux de travail, et l'évaluation des risques éventuels (stabilité, agressivité, gonflement…).

Le programme d'investigation géotechnique, a été établi en deux phases, à savoir

La phase 01 : La réalisation des essais in situ, à savoir :

- Six (06) sondages carottés, avec prélèvement d'échantillons intacts ;
- Deux (02) tubes piézométrique ;
- Six (06) sondages pressiométriques,
- Six (06) pénétromètres dynamiques.

La phase 02 : Essais au laboratoire

Les essais en laboratoire, sont réalisés dans le but d'avoir une meilleure identification des horizons géotechniques. Les essais au laboratoire s'articulent en analyses physiques (granulométrie, sédimentométrie, teneur en eau, densité, limites d'Atterberg).

Les fondations de l'ouvrage VIADUC PK11+600, sont de type profond (Pieux), sur pieu de 1.2m de diamètre, d'une longueur de 20m, avec :

- Charge limite en pointe Qp =8100 KPa

- **Charge limite aux ELU**
  - Combinaisons fondamentales Q=8956 KN
  - Combinaisons accidentelles Q=10449 KN
- **Charge limite aux ELS**
  - Combinaison quasi permanente Q = 6269 KN
  - Combinaison rare Q=7979 KN

II.2.2.3 Sismicité du site :

En se référant au document technique réglementaire DTRBC2-48 des règles parasismiques algériennes RPA99/2003, le secteur d'étude est classé en Zone IIa, selon la carte de zonage sismique.

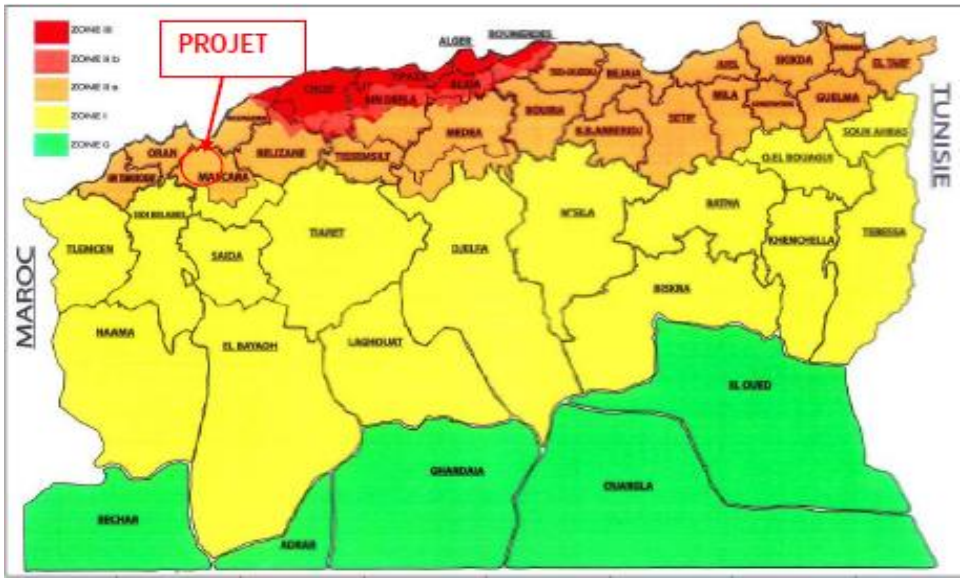


Figure II. 5 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.

Le règlement parasismique applicable au domaine des ouvrages d'art (RPOA), permet d'évaluer l'effet du séisme en calculant un coefficient dit « d'accélération de zone » qui dépend de deux paramètres dont le premier est le groupe de pont, qui est dans notre cas un pont de **groupe 2 (pont important)**, le deuxième paramètre est la zone sismique où l'ouvrage se situe, notre ouvrage est situé dans la willaya de MASCARA appartenant à une **zone IIa** de sismicité moyenne d'un coefficient d'accélération de zone **A=0,20.**

II.2.2.4 Climat de la région :

En ce qui concerne la température, les caractéristiques thermiques de la zone où se place l'ouvrage sont en concordance avec la zone climatique semi-aride méditerranée : le mois le plus chaud est 'Août' (températures maximales à la zone de 35º - 40º), et le plus froid est 'Janvier' (températures minimales de 0º - 5º) ; le registre de la station météorologique de Mascara ressort une température moyenne annuelle de 13 C°, une température moyenne des maxima du mois le plus chaud est de 35.3C° et une température moyenne des minima du mois le plus froid est de 2.6 C°.

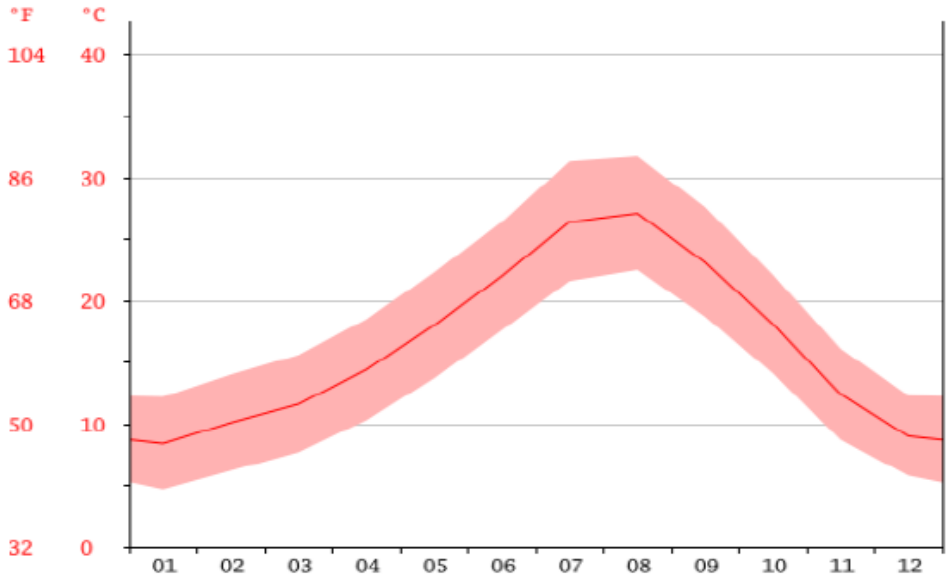


Figure II.8 : courbe de température de la wilaya de Mascara

II.2.3 CONCLUSION :

Nous avons présenté dans ce chapitre les données naturelles et fonctionnelles relatives à notre ouvrage, sa situation géographique ainsi que l'obstacle franchit, afin de pouvoir faire la conception de l'ouvrage la mieux adaptée a ces paramètres.

CHAPITRE III

CONCEPTION GENERALE

ENSTP 2019-2020

III.1 INTRODUCTION :

La conception a l'objectif de déterminer le type d'ouvrage le plus économique et qui est capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées. Il faut pour cela connaitre à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrages qui peuvent être envisagés. La comparaison de ces deux ensembles permet de retenir la solution, ou les solutions, qui apparaissent en première vue comme les meilleures, et qui feront ensuite l'objet d'études plus approfondies. C'est une opération de synthèse dans laquelle interviennent de nombreux paramètres et qui fait essentiellement appel au jugement et à l'expérience de l'ingénieur. Pour le choix du type d'ouvrage, on prend en considération les éléments principaux suivants :

- Le Profil en long de la chaussée.
- La Position possible pour les appuis.
- La nature du sol.
- Le gabarit à respecter.
- Le Débit de crue centennale.
- L'ouverture de l'ouvrage.
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage.

III.2 PRESENTATIION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES :

III.2.1 Variante1« Pont à Poutre Précontrainte par post tension » :

Les ponts à poutres précontraintes du type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par (post-tension) représentent la solution la plus simple et la plus fréquente quand il y a plusieurs ouvrages de même typologie, grâce à leurs grands avantages et leur intérêt économique.

Le tablier est constitué de poutres longitudinales sont le plus souvent parallèles et équidistantes et de hauteur constante, elles sont solidarisées entre elles par des entretoises au niveau des appuis et un hourdi de faible épaisseur supportant la chaussée.

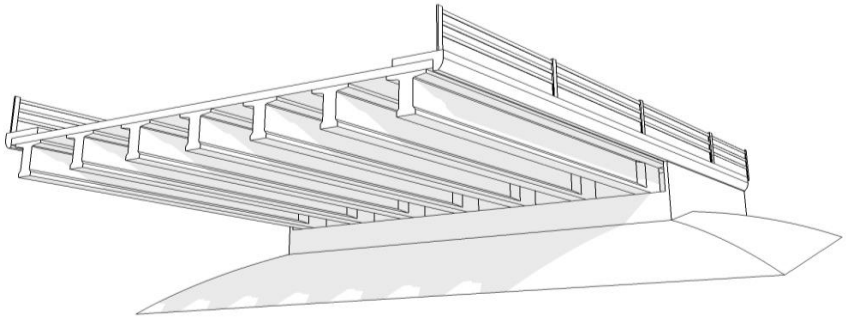


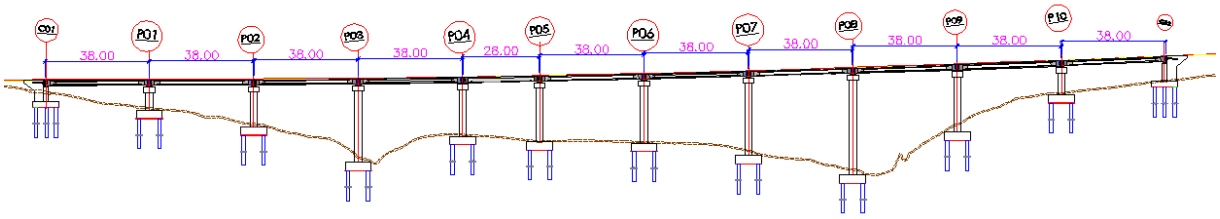
Figure III. 1 : Morphologie générale d'un pont à poutres en béton précontraint.

Ces viaducs comportent alors des appuis d'une certaine hauteur qui découpent la brèche en une succession de travées de longueur égales.

III.2.1.1 Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont à 11travées avec une longueur de poutre de 38m, en introduisant une travée de poutres de longueur de 28m des deux côtés pour éviter l'axe de la route (RN6) qui passe en dessous du Viaduc. La Figure illustre la vue en élévation et le profil en long de la variante.

- Coupe longitudinale gauche :



- Coupe longitudinale droite :

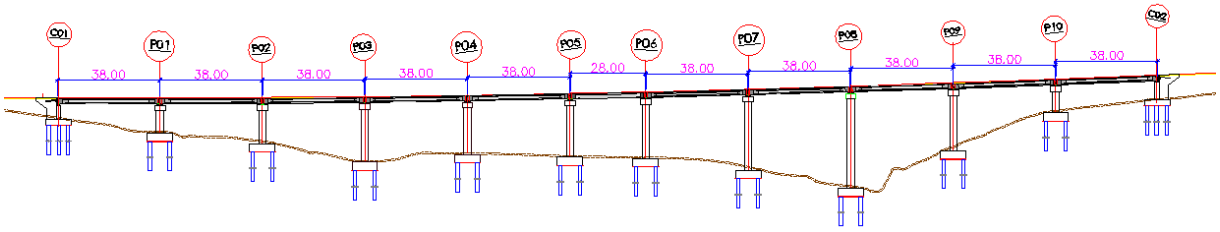


Figure III. 2 : Coupe longitudinale côté gauche et droite de la variante VIPP.

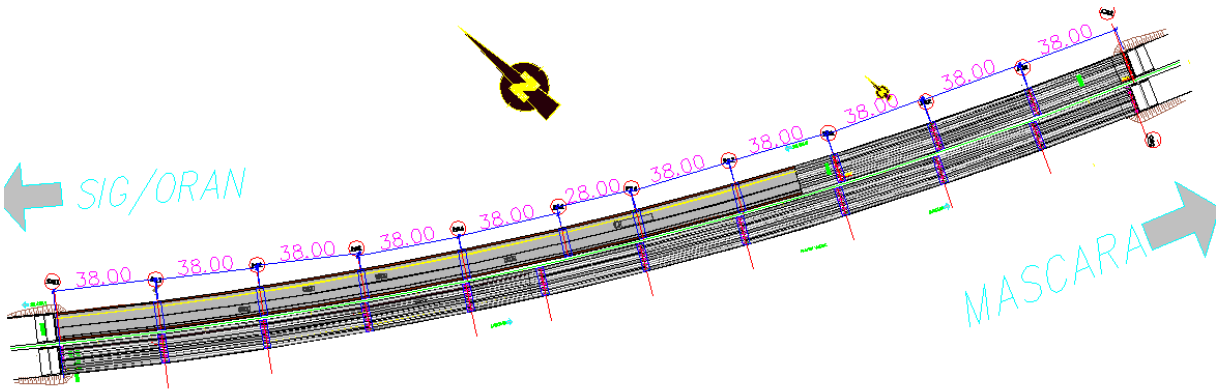


Figure III. 3 Tracé en plan de la variante 1

III.2.1.2 Conception transversale :

Selon le guide de SETRA [VIPP/ 1996], on a opté pour le pré dimensionnement suivant [7]:

Tableau III. 1 Récapitulation du pré-dimensionnement de la variante 2

Elément	Ration usuel	Valeur retenue
Hauteur totale du tablier	L/20< Ht < L/17	2.1 m
L'épaisseur de la dalle	16 cm ≤ e ≤ 25 cm	25 cm
Hauteur de la poutre	Hp= Ht - e	1.85 m
Entraxe des poutres	1.30 m< λ < 2.00 m	1.87 m
Entraxe des poutres de rive	La : dépend de la largeur de l'ouvrage	9.35
La largeur de table de compression	Assurer la stabilité au déversement b ≥ 0.6 Hp	1.15 m

Epaisseur de table de compression	12 cm ≤ e1≤15 cm	15 cm
Inclinaison de la table de compression	1/15 ≤ β ≤ 1/10	1/10
Gousset supérieur/inférieur	30° ≤ α ≤ 45°	45°
La largeur du talon	60 cm ≤ L 90cm	60 cm
L'épaisseur du talon	10 ≤ Et ≤ 20	0.20 m
Epaisseur de l'âme b à mi- travée	18 cm < b0 <25 cm	0.25 m
Epaisseur de l'âme b en zone intermédiaire	b0 ≤ Lt	0.35 m
Entretoise d'about	Eent ≥ 30 cm	0.35 m

- **Nombre de poutres**

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

N = (La / λ) +1

La : est l'entraxe entre les poutres d'extérieure

λ : est l'entraxe des poutres

N = 6 poutre

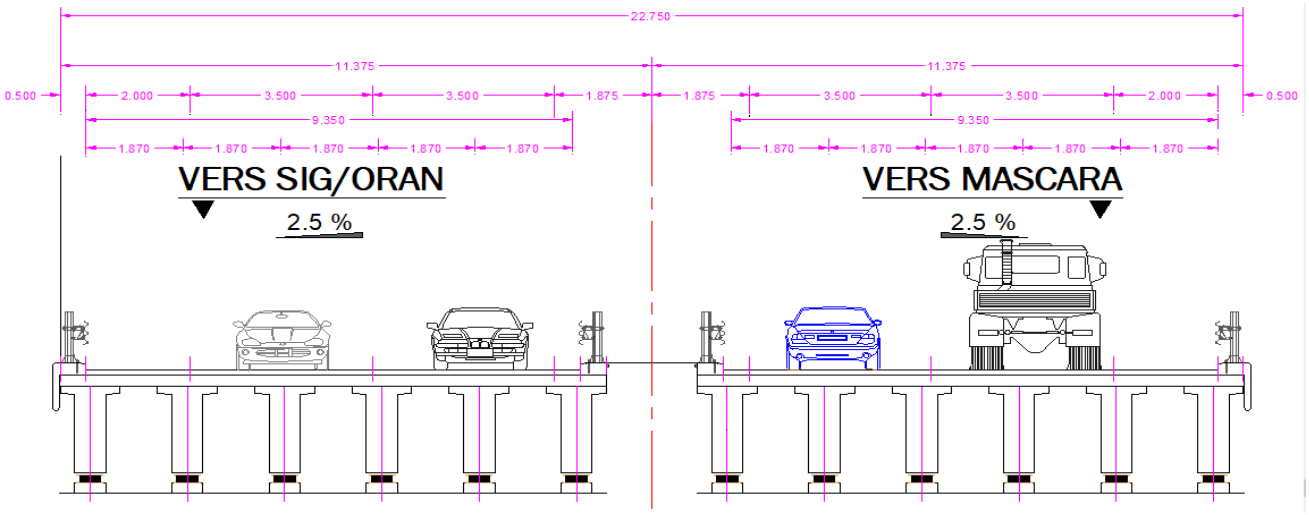


Figure III. 4 : Coupes transversales des sections de la poutre

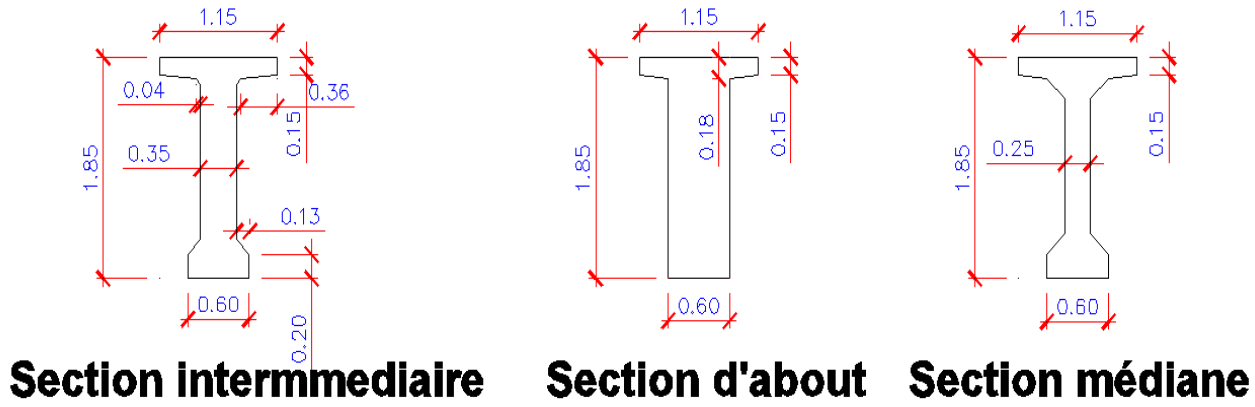


Figure III. 5 : disposition transversale des poutres.

Tableau III. 2 : Avantages et inconvénients de pont à Poutre Précontrainte par post tension

Avantages	Inconvénients
1-Le mode de construction qui permet d'éviter le recours aux cintres s'appuyant sur le sol. 2-Une bonne réutilisation des coffrages. 3-Maîtrise de la préfabrication des poutres. 4-Leur fonctionnement isostatique qui lui permet d'être insensible aux tassements différentiels des appuis et aux effets d'un gradient thermique.	1-Il s'adapte difficilement aux franchissements biais ou courbes. 2-Nombre d'appuis très importants et par conséquent le cout total de l'ouvrage. 3-Déformation des poutres par fluage due à la compression excessive de leur partie inférieure, qui peuvent provoquer des déformations du tablier vers le haut à long terme.

III.2.2 Variante2 : «Pont Caissons en béton Précontraint construit par encorbellement successif coulé sur place » :

La technique de construction par encorbellement successif consiste à construire le pont symétriquement à partir de ses appuis en ajoutant à chaque étape deux éléments de tabliers identiquement qui s'équilibre afin de ne pas soumettre ces derniers à des moments renversants.

III.2.2.1 Conception longitudinale :

On propose dans cette variante à projeter un pont voussoirs à hauteur constante de quatre travées de 75m et deux travées de rive de 54.5m de longueur pour une longueur de pont de 409m.

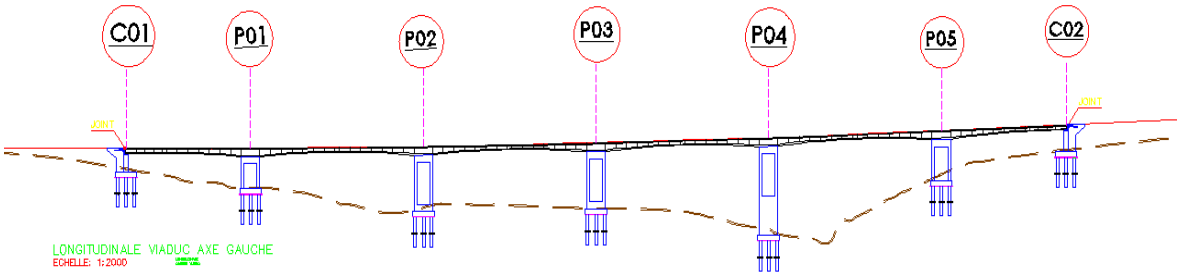


Figure III. 6 Coupe longitudinale de la Variante 2

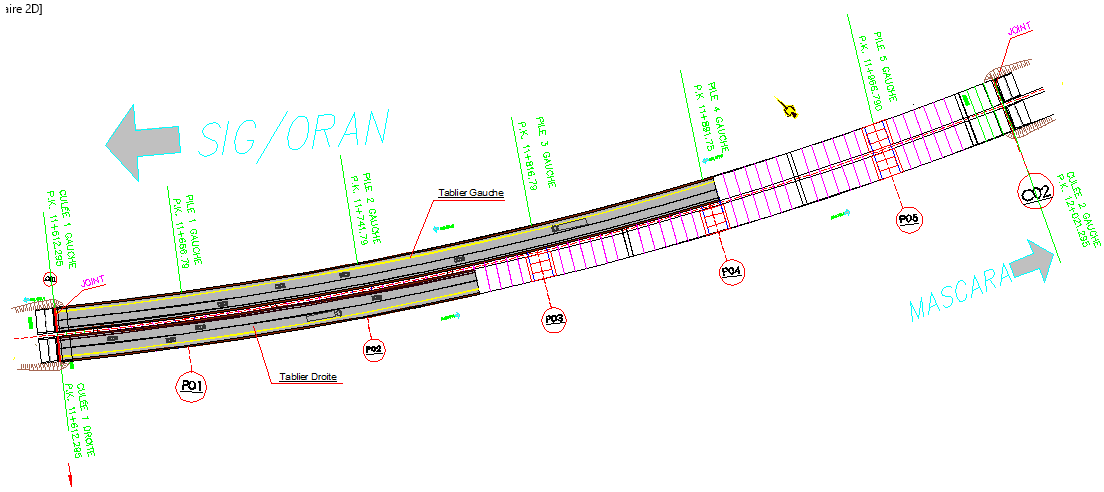


Figure III. 7 Tracé en plan de la variante 2

III.2.2.2 Conception transversale

➢ **Choix du type de caisson**

Nous examinons dans ce paragraphe, en se basant sur le guide SETRA (ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs/2003), le dimensionnement des différents éléments constitutifs du voussoir. La **figure III.8** précise les notations utilisées, alors que les valeurs optées sont montrées dans le tableau ci-dessous :

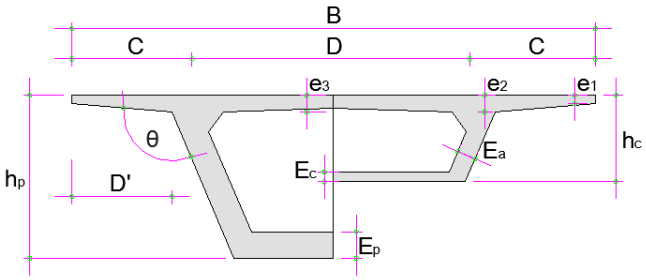


Figure III.8. Notations des dimensions

Tableau III. 3 Les dimensions des différentes composantes du voussoir

Elément	Ration usuel	Valeur retenue (m)
Hauteur de voussoir sur pile	$\frac{L}{25} \leq hp \leq \frac{L}{20}$	3.20
Hauteur de voussoir sur culée	$\frac{L}{50} \leq hp \leq \frac{L}{40}$	1.66
Largeur de voussoir	B	10.52
C	B/4	2.63
D	B-2C	5.26
e1	e1≥ 16 à 18 cm	0.2
e2	C/8≤e2≤C/7	0.33
e3	e3 > e2 -10cm et e3 >1.5 e4	0.35
e4	D/30 ≤ e4 ≤ D/25	0.20
Inclinaison de l'âme	10% ≤$\boldsymbol{\beta}$≤30%	21%
Ea	Ea ≥0.26+ L/500	0.41
Ec	Ec ≥18a 22cm	0.30
Ep	35 ≤ Ep ≤80cm	0.6
Gossier supérieure	30 ≤ ă ≤45	45
Gossier inférieure	40 ≤ ă ≤45	40

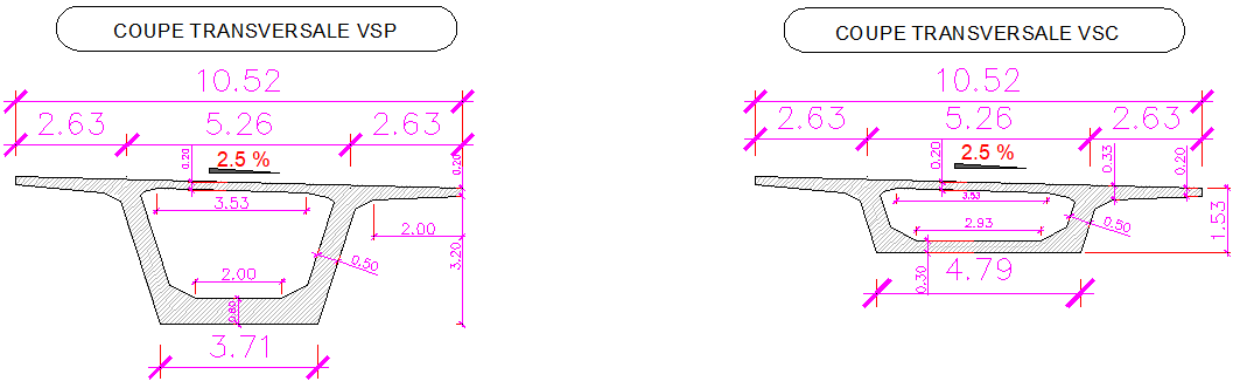


Figure III. 9 Coupe transversale du voussoir sur pile et sur culée

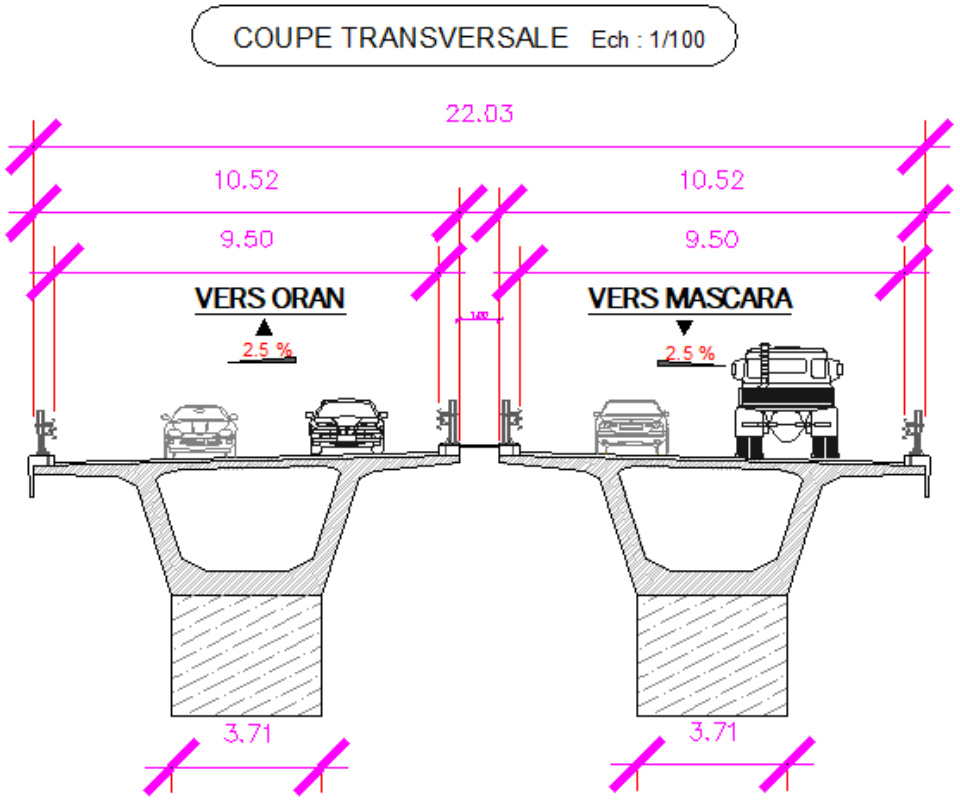


Figure III. 10 Coupe transversale sur pile Variante 2

- Analyse de la variante 2

Tableau III. 4 Avantages et inconvénients Pont Voussoirs en béton Précontraint construit par encorbellement successif coulé en place

Avantages	Inconvénients
1-La construction par encorbellements successifs permet de franchir des rivières larges à forte crue, et des vallées très profondes ou accidentées ; 2-La construction par élément de 3 à 4 m de longueur permet un bon amortissement des outils de coffrage du tablier ; 3-Ouvrage élancé ayant une qualité esthétique incontestable.	1-Le poids est très important (tablier assez épais) ; 2-L'execution nécessite une main d'œuvre qualifiée notamment la mise en tension des câbles de précontraintes ; 3-Entretien est ardu après les grands dégâts (séisme) ; 4- Coffrage spécial.

III.2.2.3 ESTIMATION DES COUTS DES DEUX VARIANTES

On va noter sur 10 chaque variante à la base des avantages et des inconvénients cités intervenant dans le tableau ci-dessous le cout de chaque variante.

Tableau III. 5 Tableaux estimatifs et récapitulatifs de la variante 1

		Désignation	Quantité	Cout unitaire (DA)	Montant (DA)	Cout total partiel (DA)
Tablier	Hourdis	Béton (m³)	2151,34	20 000,00	43 026 800,00	448184562
		Acier (t)	322,7	120 000,00	38 724 000,00	
	Poutres	Béton (m³)	4018,526	35 000,00	148 685 462,00	
		Acier actif (t)	227,9	400 000,00	91 160 000,00	
		Acier passif (t)	803,08	150 000,00	120 462 000,00	
	Entretoises	Béton (m³)	130,44	37 000,00	2 608 800,00	
		Acier (t)	23,45	150 000,00	3 517 500,00	
Pile	H_{moy}=16.42m	Béton (m³)	3562,52	37 000,00	131 813 240,00	211969940
		Acier (t)	534,378	150 000,00	80 156 700,00	
Culée		Béton (m³)	715.43	37 000,00	26 470 910,00	42730910
		Acier (t)	108.40	150 000,00	16 260 000,00	
Fondations	Semelles	Béton (m³)	6783	20 000,00	135 660 000,00	527300400
		Acier (t)	813,67	120 000,00	97 640 400,00	
	Pieux	L=20m, nombre de pieux 196		1 500 000,00	294 000 000,00	
Equipements		264		250 000,00	6 600 000,00	6 600 000,00
Corniches		Béton (m³)	322.78	20 000,00		
TOTAL (DA)		Un milliards, deux cents quatre millions, cent quatre-vingt milles, deux cents dix dinars Algérien.				1 204 180 210,00

Tableau III. 6 Tableaux estimatifs et récapitulatifs de la variante 2

		Désignation	Quantité	Cout unitaire (DA)	Montant (DA)	Cout total partiel (DA)
Tablier		Béton (m³)	6360.59	400 000	2544236000	**396401600**
		Acier passif (t)	381.68	150 000	57252000	
		Acier actif (t)	188,28	450 000	22603500	
Pile	H_{moy}=16.42m	Béton (m³)	2999,68	400 000	1 199 872 000,00	147002200,00
		Acier (t)	180.10	150 000,00	27 015 000,00	
Culée		Béton (m³)	715.43	400 000	28 617 200,00	44 877 200,00
		Acier (t)	108.40	150 000,00	16 260 000,00	
Fondations	Semelles	Béton (m³)	6783	37 000,00	271 320 000,00	613 870 500,00
		Acier (t)	813,67	120 000,00	122 050 500,00	
	Pieux	L=25m, nombre de pieux 126		1 750 000,00	220500000	
Equipements		8 000 000,00				8 000 000,00
TOTAL (DA)		Un milliards, deux cents dix millions, cent cinquante et un milles, cinq cents dinars Algérien.				1 210 151 500,00

Critères de choix	Paramètres	Variantes	
		Pont a Poutre Précontrainte par Post tension	Pont voussoirs
Economie	cout de l'ouvrage		
Exécution	temps		
	Mise en œuvre		
Esthétique	Equipement		
Entretien	Vue globale		

Légende

	Insuffisant
	Passable
	Bien
	Excellent

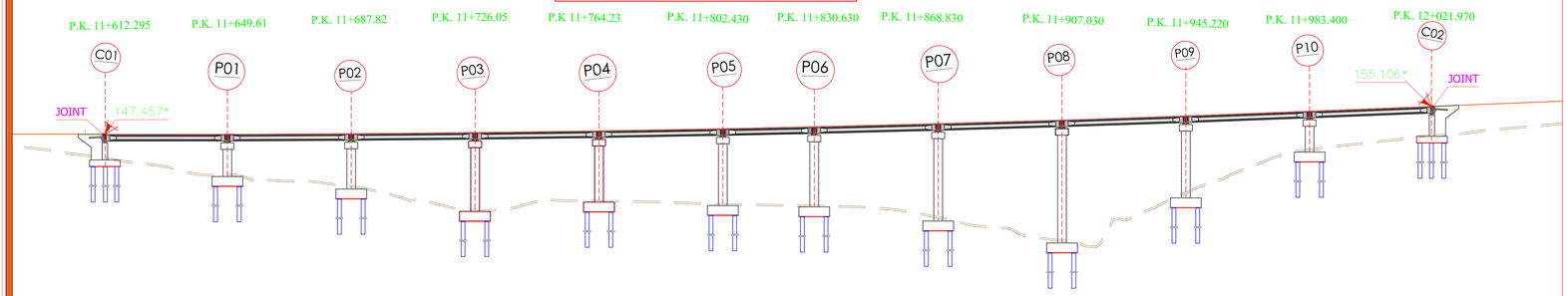
III.3 CONCLUSION

Pour la suite de ce mémoire, on opte pour la variante qui présente le plus d'avantages avec peu d'inconvénients sur tous les plans de comparaison en analyse multicritères

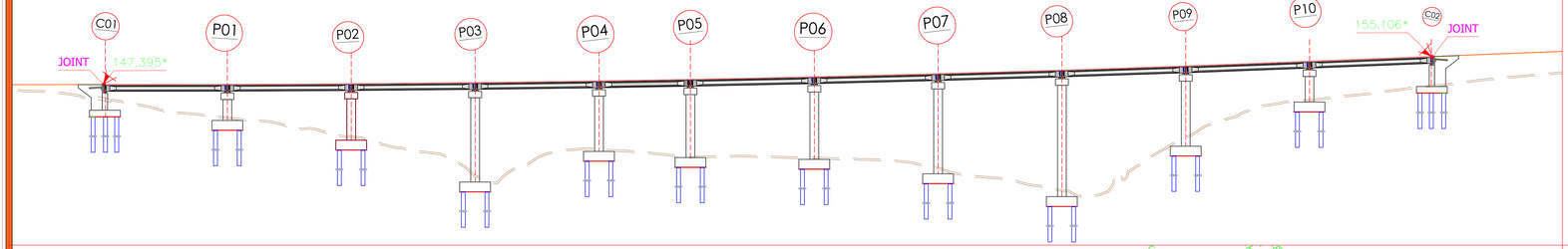
La variante pont à poutres est la solution la plus convenable à ce franchissement et la plus adaptée économiquement, qui fera, désormais, l'Object de notre étude définitive.

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

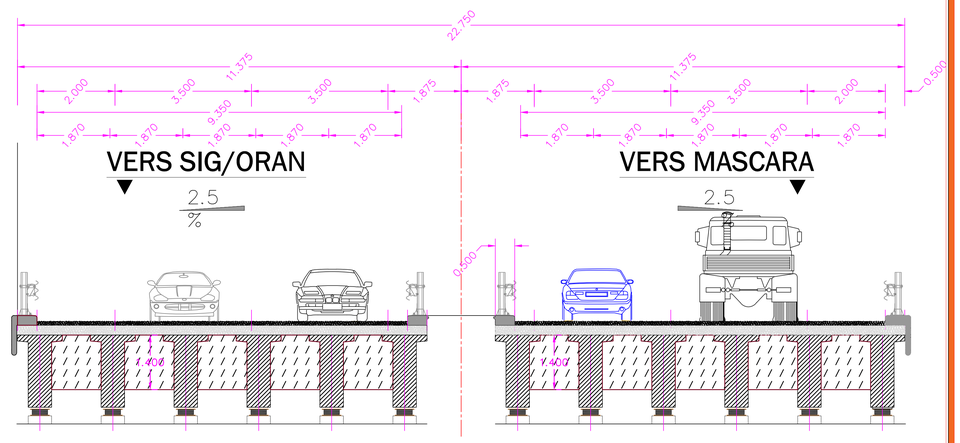
LONGITUDINALE VIADUC AXE GAUCHE
ECHELLE: 1/2000



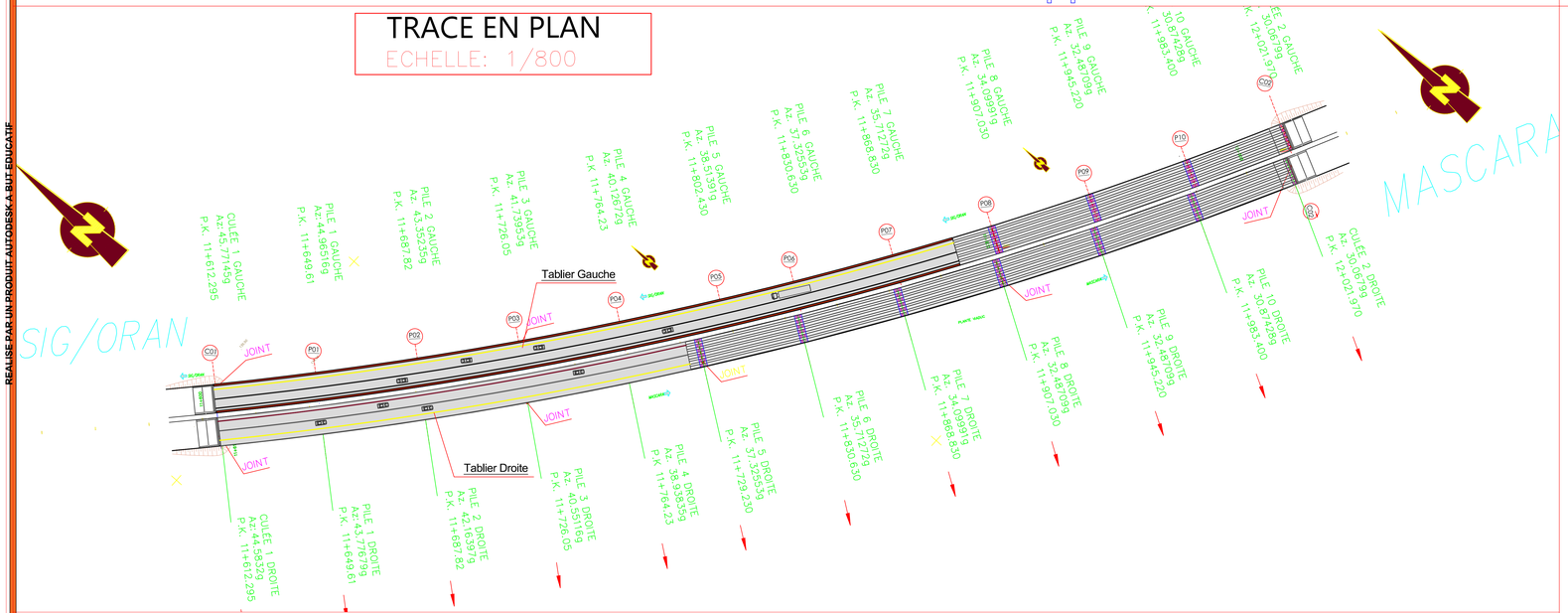
LONGITUDINALE VIADUC AXE DROIT
ECHELLE: 1:2000



COUPE TRANSVERSALE Ech : 1/100

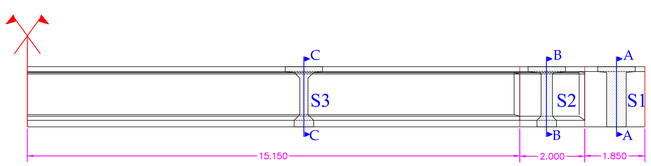


TRACE EN PLAN
ECHELLE: 1/800

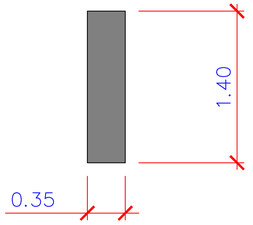


Vue en élèvation de la poutre Ech : 1/200

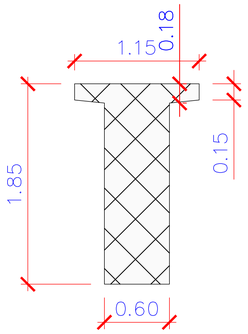




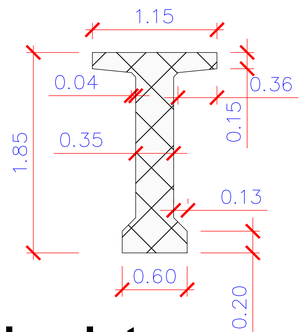
Ech : 1/50



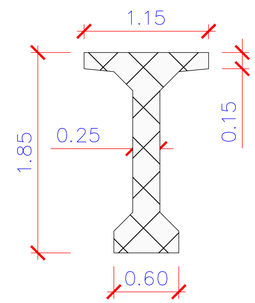
Entretoise



Section d'about



Section intermmediaire



Section médiane

ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

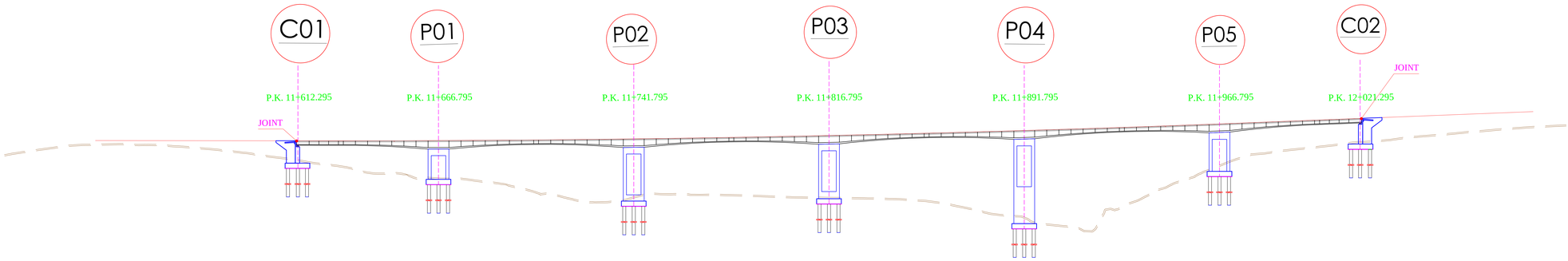
Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web** : www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail** : enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	Variante	Année universitaire
Conception et étude d'un pont au PK11+600 sur la liaison autoroutière reliant la wilaya de MASCARA à l'autoroute Est-Ouest	GANA Walid KACEM Souhila	ZAOUI Mohamed Reda	Variable	**VarianteN-01:**Pont à poutres Préfabriquéees en Béton Précontraint par Post-tension	2019 / 2020

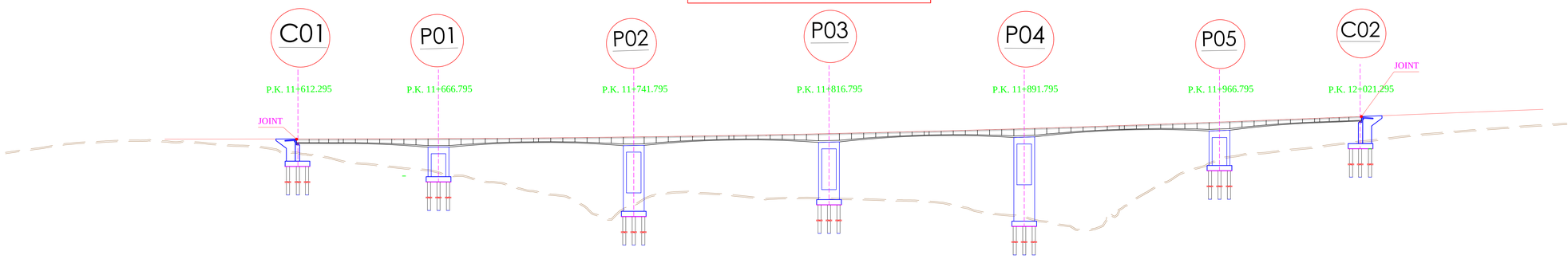
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

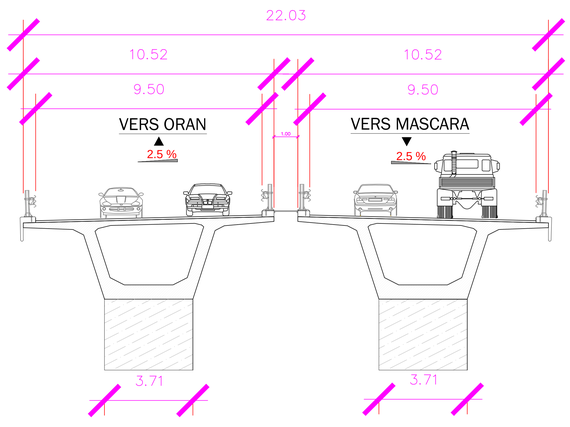
LONGITUDINALE VIADUC AXE GAUCHE
ECHELLE: 1/2000

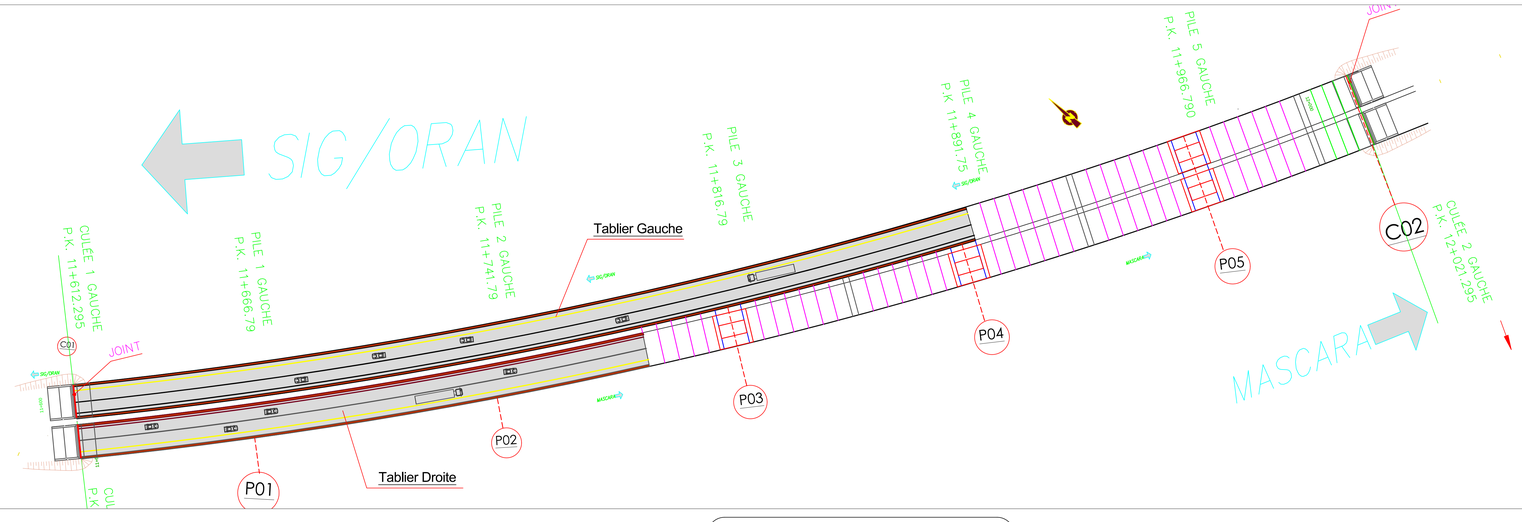


LONGITUDINALE VIADUC AXE DROIT
ECHELLE: 1:2000

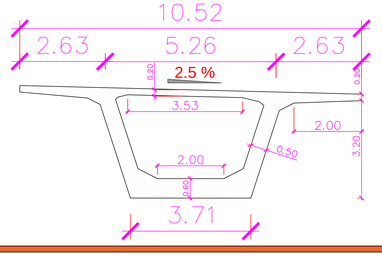


COUPE TRANSVERSALE Ech : 1/100

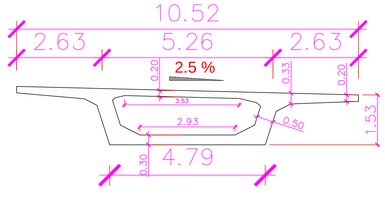




COUPE TRANSVERSALE VSP



COUPE TRANSVERSALE VSC



ENSTP
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
National School of Build and Ground works engineering

Adresse : Rue Sidi Garidi b.p. 32 Vieux Kouba -16051. Alger
Fax : (023) 70 19 38 **Site web :** www.enstp.edu.dz
Tel : (023) 70 19 04 **E-mail :** enstp@enstp.edu.dz

PROJET DE FIN D'ETUDES	Réalisé par	Encadré par	Echelle	Variante	Année universitaire
Conception et étude d'un pont au PK11+600 sur la liaison autoroutière reliant la wilaya de MASCARA à l'autoroute Est-Ouest	GANA Walid KACEM Souhila	ZAOUI Mohamed Reda	Variable	**VarianteN-02 :** Pont Caissons en béton Précontraint construit par encorbellement successif coulé sur place	2019 / 2020

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

CHAPITRE IV

HYPOTHESES DE CALCUL

ENSTP 2019-2020

IV.1 INTRODUCTION :

Afin de pouvoir réaliser cette étude, nous allons prendre en compte toutes les hypothèses de calcul en se basant sur des D.T.R (documents techniques réglementaires) établis par les autorités algériennes, en désignant le Ministère des Travaux Publics ; en matière de calcul, de dimensionnement et de vérification.

IV.2 Norme et règles de calcul :

Le calcul et le dimensionnement de notre ouvrage sera effectué conformément aux règles appliquées en Algérie :

1. Règles B.A.E.L 91 modifiées 99 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites ;
2. Règles B.P.E.L. 91 : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint, suivant la méthode des états limites ;
3. RCPR : Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les éprouves des ponts routes.
4. RPOA 2008 : Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art.
5. Fascicule 62 - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

IV.3 Caractéristiques des matériaux :

IV.3.1 Béton :

Le béton est un mélange, dans des proportions convenables du ciment, du sable, du gravier et de l'eau, le matériau ainsi résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction. Le béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu'on l'utilise sous des contraintes plus élevées, et le dosage du ciment est de l'ordre de 400 à 450 kg/m3.

- **La résistance à la compression et à la traction :** [8]

$$ft28 = \begin{cases} 0{,}6 + 0{,}06\text{fc28} = 0{,}6 + 0{,}06(45) = 3.30 \text{ MPa (pour fc28} = 45\text{MPa)} \\ 0{,}6 + 0{,}06\text{fc28} = 0{,}6 + 0{,}06\ (27) = 2{,}22 \text{ MPa (pour fc28} = 27\text{MPa)} \end{cases}$$

Tableau IV. 1 Caractéristiques du béton

	Superstructure	Infrastructure
fc28 (MPa)	45	27
ft28 (MPa)	3.30	2.22
Type de ciment	CPA 42,5	CPA 42,5
Dosage	450	350
La densité du béton armé	2.5 t/m3	2.5 t/m3

IV.3.1.1 CONTRAINTE ADMISSIBLE :

Contrainte admissible est la valeur de contrainte qui ne peut être dépassée en aucun point de l'ouvrage.

IV.3.1.1.1 Contraintes admissibles à la compression :

➢ A l'ELU

On calcul la contrainte à l'état limite ultime selon les règles en vigueur du BAEL : [8]

$$f_{bu} = \frac{0.85\, f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Où Le coefficient θ est fixé à :

$$\theta = \begin{cases} 1.00 \text{ Lorsque La durée d'application considérée est supérieure à 24h;} \\ 0.90 \text{ Lorsque cette durée est comprise entre1h et 24h;} \\ 0.85 \text{ Lorsqu'elle est inférieure à 1h.} \end{cases}$$

Le coefficient γ_b est un coefficient réducteur de résistance, il prend les valeurs suivantes

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 \text{ En situation durable ou transitoire (fondamentales) ;}_2 \\ 1.15 \text{ En situation accidentelle (en construction).} \end{cases}$$

➢ A l'ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = \begin{cases} 0.5\, f_{c28} \text{ en services} \\ 0.6\, f_{c28} \text{ en construction} \end{cases}$$

Tableau VI. 2 Contrainte admissible de compression à ELU et à ELS

Etat	Contrainte limite		Superstructure	Infrastructure
ELU	f_{bu} (MPa)	$\gamma_b = 1,5$	25.50	15,30
		$\gamma_b = 1,15$	33.26	19,96
ELS	$f_{bc} / \overline{\sigma_{bc}}$		27.00	16,20

IV.3.1.1.2 Contrainte admissible de traction :

Selon le cas, la contrainte maximale de traction du béton risque d'être atteinte lors de la construction, de ce fait cette contrainte est limité lors du calcul de la précontrainte selon la classe de la précontrainte.

- $f_{ts} = 1.0 \times f_{t28}$ Section d'enrobage
- $f_{ts} = 1.5 \times f_{t28}$ Hors section d'enrobage

Tableau VI. 3 Contrainte admissible de traction

	Superstructure	Infrastructure
Section d'enrobage	3.30	2.22
Hors section d'enrobage	4.95	3.33

IV.3.1.2 DEFOMATION :

IV.3.1.2.1 Déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinal pour le béton "$\mathbf{E_{ij}}$" défini par les règles B.A.E.L comme suite : [9]

- Module de déformation instantanée du béton (courte durée < 24h)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} ;$$

- Module de déformation différée (longue durée >24h) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}};$$

IV.3.1.2.2 Déformation transversale du béton :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$G=E / 2(1+\nu)$$

Avec ν : Coefficient de poisson

On rappelle que le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

Pour les calculs du béton précontraint, le coefficient de poisson ν prend les valeurs suivantes :

- ν = 0,20 pour un béton non fissuré. (E.L.S) ;
- ν = 0,00 pour un béton fissuré. (E.L.U).

Tableau VI. 4 Déformation longitudinale et transversale

	Superstructure	**Infrastructure**
$\mathbf{E_{ij}}$	39125.83	33000
$\mathbf{E_{vj}}$	13160.51	11000
G	16302.43	13750

IV.3.2 Les aciers :

On distingue deux types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton précontraint :

- Les aciers actifs : Créent et maintiennent la précontrainte sur le béton.
- Les aciers passifs : Reprennent les efforts tranchants et limitent la fissuration.

IV.3.2.1 Aciers passives :

Ce sont des aciers à haute adhérence de nuance **Fe E500**

- La limite d'élasticité : $\boldsymbol{f}$**e = 500 MPa**
- Modules de la déformation élastique : **Es = 200 GPa**

IV.3.2.1.1 Contrainte limite de traction σs :

Tableau IV.5. Contraintes admissibles de traction des armatures passives.

Fissuration	Contrainte limite (MPa)		Superstructure	Infrastructure
Peu nuisible	$\sigma_s = f_e / \gamma_s$	S-Durable ou transitoire γs = 1,15	434.78	434.78
		S-Accidentelle γs = 1	500	500
Préjudiciable	σst=$Max\ (0.5fe;\ 110\sqrt{nftj})$		252.76	250
Très préjudiciable	$\sigma st = Max\ (0.4fe;\ 88\sqrt{nftj})$		202.20	200

IV.3.2.2 Aciers actifs :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance que l'on utilise pour les constructions en béton précontraint par pré-tension, ou post tension.

La précontrainte considéré pour le projet ainsi que leurs propriétés mécaniques ci-dessous :

- Type de câble : 13T15s (treize torons avec un diamètre de 15 mm) ;
- Aire nominal de l'acier : Ap=1950 mm2 ;
- Diamètre de la gaine : $\emptyset$= 80 mm ;
- Tension minimale de rupture fprg = 1860 MPa ;
- Contrainte élastique de garantie fpeg = 1674 MPa ;
- Relaxation à 1000 heures : ϕ1000 = 2.5 % ;
- Module d'élasticité : Ep = 195000 MPa.

❖ **Classe de justification de la précontrainte :**

Classe II (la plus courante)

Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures.

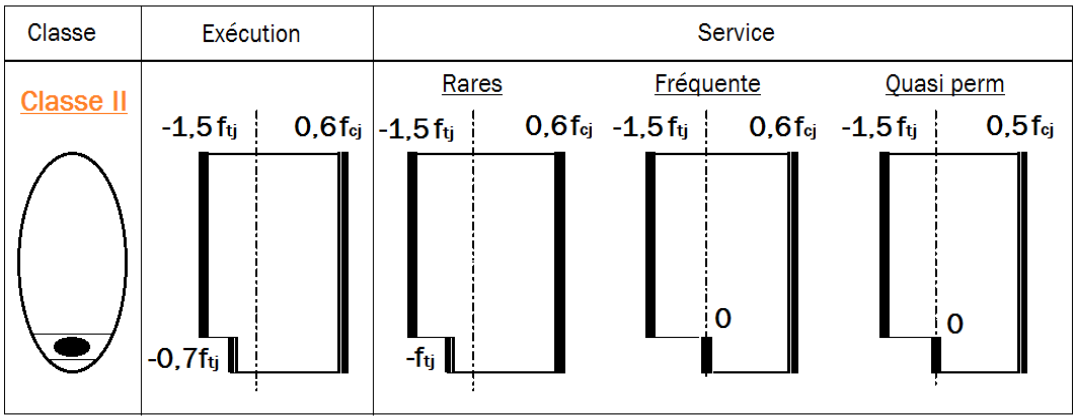


Figure IV.1. Limitation des contraintes des sections en B.P.

IV.4 CONCLUSION :

Dans ce chapitre, on a décrit les éléments de base de construction de notre ouvrage de telle sorte qu'on s'est intéressé aux deux principaux matériaux « BETON ; ACIER » vu l'influence majeure de ces derniers sur la réalisation de l'ouvrage. Et on s'est basé sur les différents livres et thèses qui nous ont servi sur lesquelles on s'est appuyés pour accomplir notre étude.

CHAPITRE V

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

ENSTP 2019-2020

V.1 INTRODUCTION :

Les formes géométriques des éléments porteurs répondant aux besoins structuraux, varient selon l'importance de l'ouvrage ''sa longueur de franchissement et notamment sa largeur''.

Pour ce volet on valorise les caractéristiques du tablier ainsi que les caractéristiques géométriques de chaque section de la poutre avec et sans hourdis.

V.2 SECTIONS TRANSVERSALES DE POUTRE :

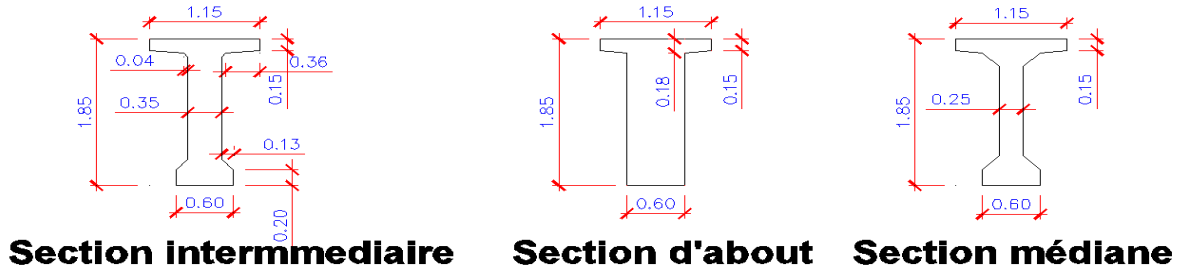
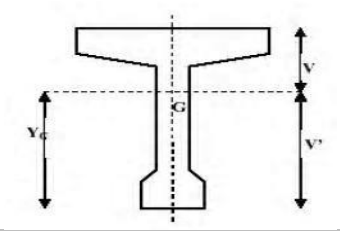


Figure V. 1. Sections transversales de la poutre

V.3 DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES SECTIONS DE POUTRE :

Pour calculer les différentes caractéristiques géométriques des différentes sections de la poutre, on utilise les formules suivantes :

Tableau V. 1. Formules de détermination des caractéristiques géométriques des de la poutre.

Formule	Définition
$B_{brute} = x.\ y$	Section brute de l'élément
$S_{/\Delta\ (brute)} = B_{brute}.\ Z$	Le moment statique brut de la section par rapport à l'axe Δ Tel que: **Z= V'**
$I_G = bh^3/36$ $I_G = bh^3/12$	Le moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité : -Pour une section triangulaire -Pour une section rectangulaire
$V' = \frac{S/\Delta}{B}$ $V = H - V'$	Distance de la fibre supérieure et inferieur par rapport au CG
$I_G = I_{/\Delta} - S_{/\Delta} * V'$	Le moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par le CG
$B_{nette} = 95\% B_{brute}$	Section nette de la poutre
$S_{/\Delta\ net} = 95\%\ S_{/\Delta\ brute}$	Le moment statique net de section
$I_{/\Delta\ net} = 90\%\ I_{/\Delta\ brute}$	Moment d'inertie net de la section par rapport à l'axe Δ
$\rho = \frac{IG}{V'.V.Bbrute}$	Le rendement géométrique de la section
Tel que V et V' sont montrés dans la figure ci-contre :	

L'Autocad nous facilite de calculer le centre de gravité, V et V', le moment d'inertie par rapport au centre de gravité Ig, en utilisant la commande « propriété de masse ou massprop ».

- **SECTION D'ABOUT**

Tableau V. 2. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about sans hourdis

Section sans hourdis	
Périmètre (m)	5.947
Aire Brute B (m²)	1.200
Aire Nette Bn (m²)	1.140
V (m)	0.86
V' (m)	0.988
I/g brute (m4)	0.376
I/g net (m4)	0.338
S/Δ brute (m3)	1.185
S/Δ net (m3)	1.126
ρ (%)	0.370

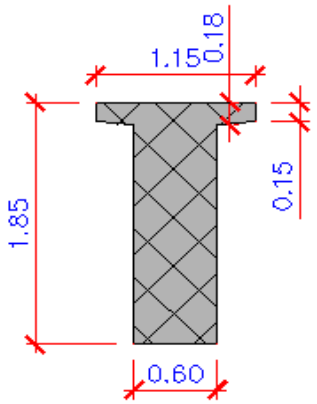


Figure V. 2. Section d'about sans hourdis

Tableau V. 3. Caractéristiques géométriques de la poutre d'about avec hourdis

Section avec hourdis	
Périmètre (m)	7.895
Aire Brute B (m²)	1.668
Aire Nette Bn (m²)	1.584
V (m)	0.835
V' (m)	1.265
I/g brute (m4)	0.706
I/g net (m4)	0.635
S/Δ brute (m3)	2.11
S/Δ net (m3)	2.004
ρ (%)	0.400

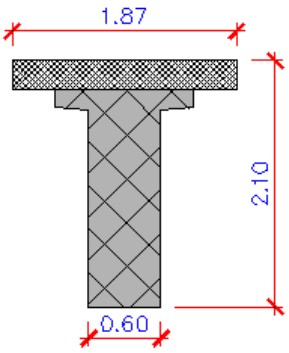


Figure V. 3. Section d'about avec hourdis

- **SECTION INTERMEDIAIRE :**

Tableau V. 4. Caractéristiques géométriques de la poutre intermédiaire sans hourdis

Section sans hourdis	
Périmètre (m)	6.238
Aire Brute B (m²)	0.850
Aire Nette Bn (m²)	0.810
V (m)	0.851
V' (m)	0.999
I/g brute (m4)	0.318
I/g net (m4)	0.286
S/Δ brute (m3)	0.849
S/Δ net (m3)	0.806
ρ (%)	0.44

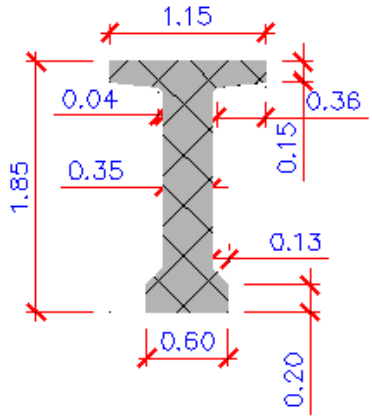


Figure V. 4. Section intermédiaire sans hourdis

Section avec hourdis	
Périmètre (m)	8.19
Aire Brute B (m²)	1.319
Aire Nette Bn (m²)	1.253
V (m)	0.755
V' (m)	1.345
I/g brute (m4)	0.608
I/g net (m4)	0.547
S/Δ brute (m3)	1.774
S/ Δ net (m3)	1.685
ρ (%)	0.4

Tableau V. 5. Caractéristiques géométriques de la poutre inter-médiaire avec hourdis.

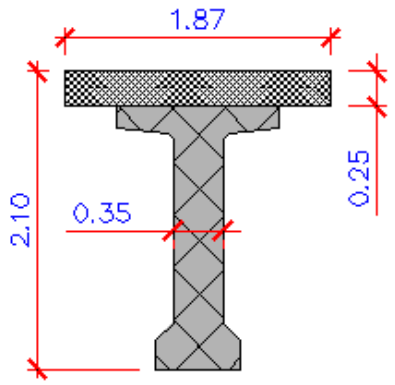


Figure V. 5. Section intermédiaire avec hourdis

SECTION MEDIANE :

Tableau V. 6. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane sans hourdis :

Section sans hourdis	
Périmètre (m)	6.237
Aire Brute B (m²)	0.745
Aire Nette Bn (m²)	0.707
V (m)	0.831
V' (m)	1.019
I/g brute (m4)	0.309
I/g net (m4)	0.278
S/Δ brute (m3)	0.759
S/ Δ net (m3)	0.721
ρ (%)	0.49

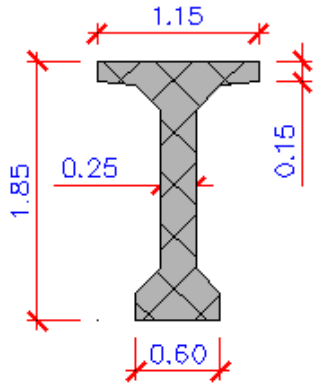


Figure V. 6. Section médiane sans hourdis

Tableau V. 7. Caractéristiques géométriques de la poutre médiane avec hourdis

Section avec hourdis	
Périmètre (m)	8.185
Aire Brute B (m²)	1.214
Aire Nette Bn (m²)	1.153
V (m)	0.712
V' (m)	1.388
I/g brute (m4)	0.574
I/g net (m4)	0.516
S/Δ brute (m3)	1.685
S/ Δ net (m3)	1.600
ρ (%)	0.48

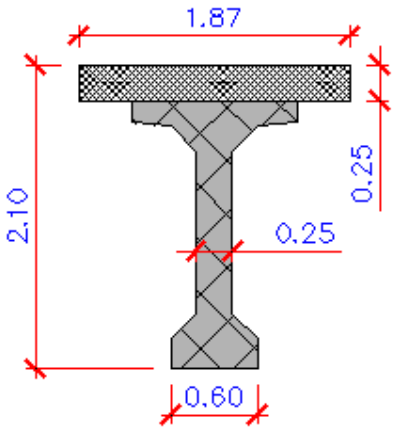


Figure V. 7. Section médiane avec hourdis

V.4 CONCLUSION :

Les données présentées dans ce chapitre nous permettrons de pouvoir étudier la superstructure et l'infrastructure de notre projet.

CHAPITRE VI

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

ENSTP 2019-2020

VI.1 INTRODUCTION :

Les charges appliquées sur les ponts sont devisée en deux types :

- Les actions hors trafic ;
- Les actions dues au trafic.

Les actions hors trafic sont composées d'actions permanentes et actions variables.

Les actions dues au trafic sur les ponts routiers, les passerelles consistent en actions variables et en actions accidentelles, représentées par différents modèles.

VI.2 EVATUATION DES ACTIONS :

VI.2.1 Evaluation des actions hors trafic

VI.2.1.1 Calcul des charges permanentes :

❖ **Poids de la poutre :**

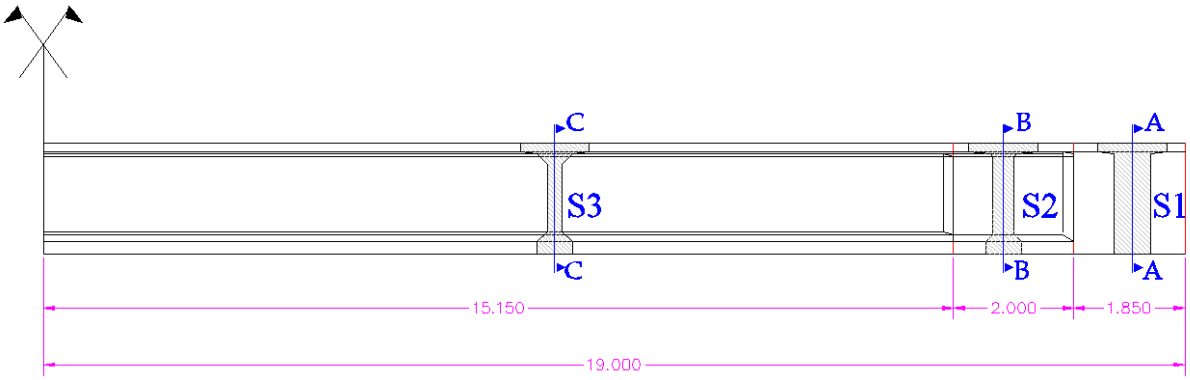


Figure VI. 1. Coupe longitudinale de la poutre.

Tableau VI. 1. Calcul du poids de la poutre.

Section	S1	S2	S3
Longueur (m)	1.85	2	15.15
Surface (m²)	1.2001	0.8505	0.7459
Poids (t/ m3)	5.55	4.2528	28.25

Sachant que : $\rho_b = 2{,}5 t/m^3$ et que $Pi = \rho_b * V$

Et $P_{poutre} = 2 \Sigma Pi$

$P_{poutre} = 761.1$ kN

$P_{poutre} = 761.1 / 38 = 20.02$kN/ml

⟶ $P_{poutres} = 6 * P_{poutre} = 120.2$ kN/ml

❖ **Poids de l'hourdis :**

L'épaisseur d'hourdis est : $h_{hourdis} = 25$ cm

$P_{hourdis} = \rho_b * h_{hourdis} * l_{largeur\ du\ tablier} = 25*0{,}25*10.52 = 65.75$ t/ml

⟶ $P_{hourdis} = 65.75$ kN/ml$= 2498.5$ kN

❖ **Poids de L'entretoise :**

Deux entretoises par travée avec une surface de 8.47 m² chacune et une épaisseur de 35 cm donc :

$P_{entretoise} = \rho_b * e * 8.47 * 2 = 148.225$ kN

➢ Donc le poids des éléments porteur est:

$Pcp = 6 * P_{poutre} + P_{hourdis} + P_{entretoise} = 6*761.06 + 2498.5 + 148.225 = 7213.085$kN

⟶ Pcp= 7213.085kN

VI.2.1.2 CALCUL DES CHARGES COMPLEMENTAIRES PERMANENTES :

Elles représentent les éléments non porteurs :

- Une couche de revêtement en béton bitumineux(BB) d = 8cm d'épaisseur,
- Une membrane d'étanchéité 0.5 cm.

- Poids du revêtement : $P_{revêtement} = 9.5 \times 24 \times 0{,}09 \times 1 = 20.52$ kN/ml
- Poids des corniches : $P_{corniches} = P_{c\text{-}gauche} + P_{c\text{-}droite} = 0.3861 \times 1 \times \gamma_{BA}$
  $P_{corniches} = 9.6525$ kN/ml
- Les glissières de sécurité : Le poids de la glissière de sécurité type H3 est P= 0 ,48 kN/ml
  $P_{GS} = 0.96$ KN/ml

➢ le poids des charges complémentaires permanentes est :
Pccp = 31.1325kN/ml = 1183kN

➢ Donc le poids total du tablier est :
Pcp + Pccp = 221 kN/ml = 8396.085 kN

VI.2.1.3 Action thermique :

Le gradient thermique résulte d'un échauffement ou d'un refroidissement unilatéral de courte durée de la structure porteuse. Selon le **Tableau 3.2 RCPR**
ΔT ($\Delta\theta$) = ± 7°C.

D'après le cahier des clauses techniques particulières **(CCTP),** on adopte les variations de température uniforme suivantes:
- En Algérie du nord (climat tempéré) :+35°C et -15°C ;
- Pour le proche et moyen sud : +45°C et -20°C ;
- Pour l'extrême sud : +50°C et -30°C.

On adopte une variation uniforme de température T de : + 35°C / -15°C.

VI.2.2 Evaluation des actions dues au trafic :

D'après le RCPR, les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :
- Système de charge routière type **A (l) ;**
- Système de charge routière type **B (Bc, Bt, Br) ;**
- Système de charge militaire **Mc120 ;**
- Convoi exceptionnel **D240.**

VI.2.2.1 Caractéristiques du pont :

➢ **Largeur roulable Lr**

La largeur roulable est définie comme la largeur comprise entre les dispositifs de retenue ou bordures.

Dans notre cas la Lr =9.5m.

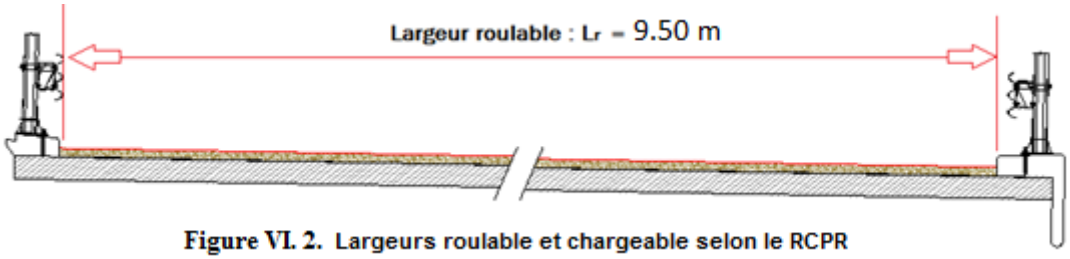


Figure VI. 2. Largeurs roulable et chargeable selon le RCPR

➢ **Largeur chargeable Lc :**

Largeur chargeable est déduite de la largeur roulable, dans notre ouvrage Lc = 8.50m

- **Nombre de voies N :**

Est déterminer comme suit : N=E [Lc/3]=2 voies.

- **Largeur d'une voie**

$V = L_c / 2 = 4.25$

- **La classe de pont :**

Les ponts routes sont rangés en 3 classes, en fonction de la largeur roulable

Tableau VI. 2 la classe de pont selon le RCPR

Classe de pont	Largeur (m)
1ère Classe	$L_r \geq 7$
2ème Classe	$5,50 < L_r < 7$
3ème Classe	$L_r \leq 5,50$

Dans notre cas Lr =9.5m ≥ 7m, donc notre pont est dans la catégorie de première classe.

VI.2.2.2 Système de charge A(L) :

Charge A(l), exprimée en kilo newton par mètre carré **(kN/m2)** est donnée en fonction de la longueur chargée Lc, exprimée en mètres par la formule :

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{L + 12}$$

L : la longueur chargée du tablier en (m).

En fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, la valeur de A(l) est multipliée par les coefficients $\mathbf{a_1}$ et $\mathbf{a_2}$ du tableau suivant

Tableau VI. 3 les valeurs du coefficient a1

	Nombre de voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1	1	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

Lorsque la valeur de la charge répartie, trouvée après application des coefficients ci-dessus, est inférieure à (4 – 0.002xl) N/m^2, expression dans laquelle la longueur chargée / est exprimée en mètres, c'est cette dernière valeur qui doit être prise en compte.

La charge $\mathbf{A_1}$ est obtenue par :

$$A_1 = \max \begin{cases} a_1 A(l) \\ 4 - 0.002l \end{cases}$$

A1 La charge obtenue est multipliée par un coefficient a2 =V0 /V.

- V0 étant la largeur d'une voie v0 = 3.50 m.
- La charge A2=a2.A1 ainsi obtenue est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Tableau VI.4 Valeur de la charge A(l)

N des voies	L (m)	A(l) (kN/m^2)	a_1	a_2	A(l) x a_1x a_2 (kN/m^2)	L_v (m)	A(l) (kN/ml)
1	38	9,50	1	0.82	7.82	4.25	33.25
2	38	9,22	1	0.82	7.82	8.50	66,50

VI.2.2.3 Système de charge B :

Comporte lui-même trois systèmes à appliquer séparément, et indépendants l'un de l'autre.

- Le système **Bc** qui se compose de camions types (300 kN) ;
- Le système **Bt** se compose de groupes de 2 essieux dits «essieux tandems» ;
- Le système **Br** se compose d'une roue isolée (10 kN).

VI.2.2.3.1 Système de charges Bc

Masse totale…...**30t.**
- Masse portée par chacun des essieux arrière …… **12 t.**
- Masse portée par l'essieu avant…… **6 t.**
- Longueur d'encombrement ……**10, 5 m.**
- Largeur d'encombrement…… ...**2, 5m.**
- Distance des essieux arrière…….....**1.5m.**
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière ……....**4,5 m**.
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu ……...**2 m.**
- Surface d'impact d'une roue arrière : carre de 0.25m de côté.

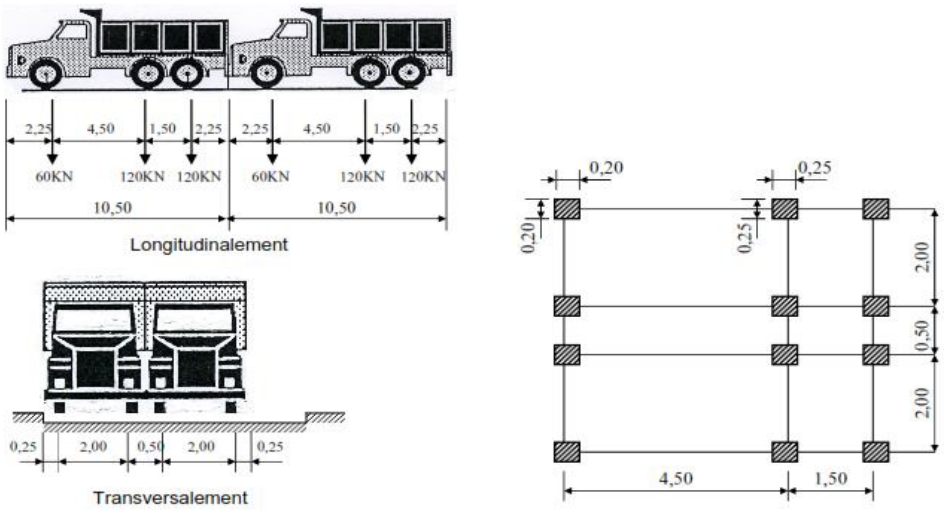


Figure VI 3 Les dimensions du système Bc

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système **Bc** prise en compte est multipliée par le coefficient **bc**, donné par le **Tableau VI.5**

Tableau VI. 5 Valeur de bc

	Nombre des voies chargées				
Classe du pont	1	2	3	4	5
1	1.20	1.10	0.95	0.80	0.7
2	1.00	1.00	/	/	/
3	1.00	0.8	/	/	/

✓ **La Détermination du coefficient bc et de la charge "S" du système Bc**

Les valeurs de charge $\mathbf{B_c}$ sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6 Valeur de Bc

Nombre des voies	B_c (kN)	b_c	B_c x b_c (kN)
1	600	1,20	720
2	1 200	1,10	1 320

VI.2.2.3.2 Système de charge Bt :

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

- Charge portée par chaque essieu. .....16 t
- Distance des deux essieux. .....1,35 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu…..2 m.

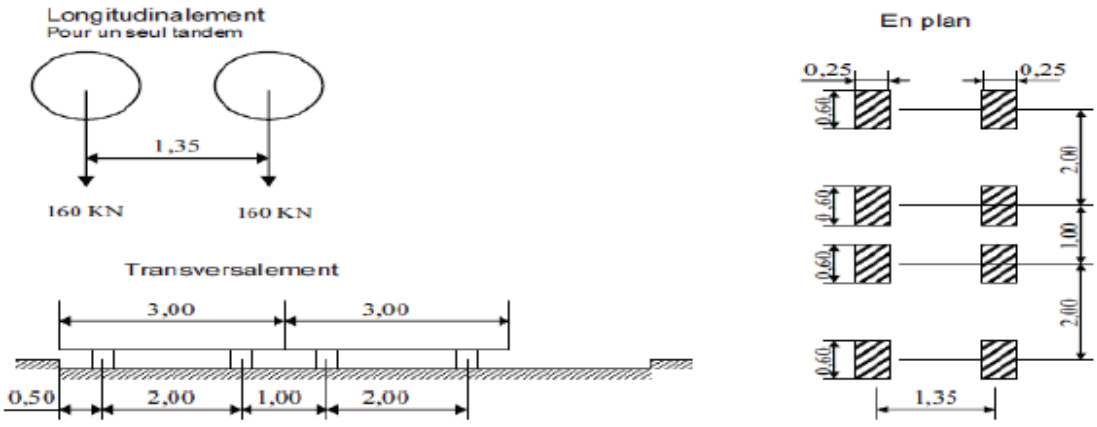


Figure VI 4 Les dimensions du système Bt

- Le système est applicable seulement pour les ponts de 1ère et 2ème classe.
- La valeur des charges du système Bt doit être multiplié par un coefficient bt qui est en fonction de la classe du pont, Les valeurs du coefficient bt sont données par le tableau suivant

Classe de pont	Largeur(m)
1	1,2
2	0,9

Tableau IV. 7 coefficients bt selon la classe du pont

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Nombre des voies	B_t (kN)	b_t	B_t x b_t (kN)
1	320	1,20	384
2	640	1,20	768

Tableau VI.8.Les valeurs de charge $\mathbf{B_t}$

VI.2.2.3.3 Système de charge Br :

Le système $\mathbf{B_r}$ se compose d'une roue isolée transmettant un effort de (100 kN) à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,6 x 0,3 (m x m), qui peut être placée n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

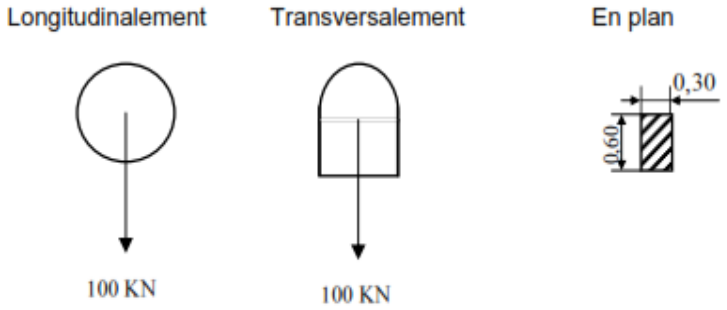


Figure VI. 5. Système Br.

- **Coefficient de majoration dynamique :**

Les charges du système **B** sont multipliées par un coefficient de majoration dynamique. Le coefficient relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

Dans laquelle :

L : représente la longueur de l'élément exprimée en mètres ;
G : sa charge permanente ;
S : sa charge B maximale.

Tableau VI.9.Les valeurs de Coefficient de majoration dynamique

Système de chargement	L (m)	G (kN)	S (kN)	δ
B_c	38	8396.3	1 320	1,069
B_t			768	1,060
B_r			100	1,017

VI.2.2.4 Charge militaire :

VI.2.2.4.1 Système Mc120 :

Un véhicule type du système Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Charge totale .....**110 t**
- Longueur d'une chenille .....**6,10 m**
- Largeur d'une chenille. .....**1,0 m**
- Distance d'axe en axe des deux chenilles. ..... **3,30 m.**

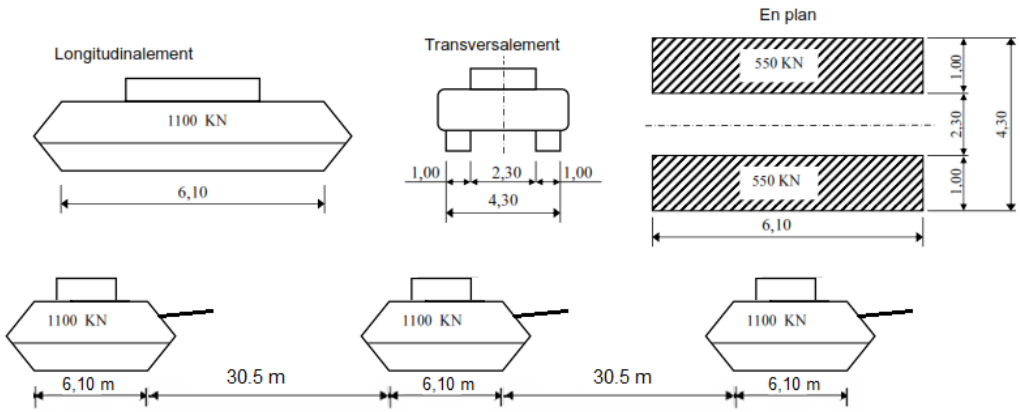


Figure VI .6. Les dimensions du système MC120

Le système Mc 120 est multiplié par le coefficient δ, qui est égale 1,06**.**

Les résultats sont inscrits dans le tableau ci-dessous :

Désignation	S (kN)	δ	la charge totale (kN)	La charge linéaire majorée (kN/ml)
MC120	1100	1.066	1172.6	96.11

Tableau VI.10. Charge Mc 120

VI.2.2.4.2 Convoi type D240 :

Le convoi type D240 comporte une remorque de trois éléments de quatre lignes à deux essieux de 240t de poids total.

Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de large et de 18,60m de long.

Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

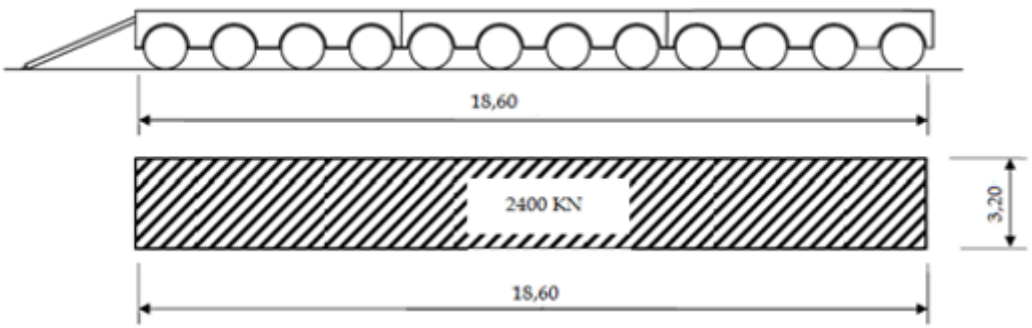


Figure VI.7. Les dimensions du système D240

$\mathrm{D240} = \frac{P}{L} \longrightarrow D240 = \frac{240}{18.60} = 129.0$ KN/ml

VI.2.2.5 Autres surcharges :

- **Effort de freinage correspondant au système de charge A(l) :**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge A est donné par :

$$F = \frac{A.S}{20 + 0{,}0035 \times S} \quad (kN)$$

S : désigne en mètre carré la surface chargée.

Tableau VI.11 Valeurs de l'effort de freinage du système de chargement A(l).

N des voies	S (m^2)	A(l) (kN/m^2)	F (kN)
1	161.50	7.82	61.44
2	323.00	7.82	119.59

- **Effort de freinage correspondant au système de charge Bc :**

Chaque essieu d'un camion du système Bc peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner produisant un effort de **300 kN**. Les efforts de freinage développés par le système Bc ne sont pas à majorer pour effets dynamiques.
Cependant les coefficients **bc** du tableau ne s'appliquent pas aux efforts de freinage développés par le système Bc.

VI.2.3 COMBINAISON DES ACTIONS :

VI.2.3.1 Coefficients pour les actions permanentes :

Tableau IV. 12 coefficients de pondération des actions permanentes. RCPR p 44

Charge	Gmax	Gmin
Poids propre	1.06	0.9
Terres	1.05	0.95
Etanchéité	1.2	0.8
Enrobé et béton bitumineux	1.4	0.8
Autres équipements	1.2	0.8
Autres charges	1	1

Les valeurs caractéristiques ainsi obtenues doivent être utilisées dans les combinaisons d'actions.

VI.2.3.2 Coefficients pour les actions dues au trafic :

Tableau IV. 13 Coefficients pondération des actions dues au trafic RCPR p 45

charge	**Nature de l'état limite**	
	ELU de résistance	ELS
- **Charge de chaussées et effets annexes** - **Charge sur remblais**	1.07	1.2
- **Charges militaires** - **Charges exceptionnels**	1	1
- **Charges sur trottoirs** - **Garde-corps** - **Passerelles piétons**	1.07	1

VI.2.3.3 Formes générales des combinaisons d'actions :

Le tableau ci-après stipule les différentes combinaisons de calcul dans les deux états limite ultime et de service :

Tableau IV. 14 les combinaisons de charges

Etats	Type de Combinaison			
ELU	Fondamentale	$1{,}35G_{max}$	+	$1{,}6\ A(l)_{1Voie}$
		$1{,}35G_{max}$	+	$1{,}6\ A(l)_{2Voies}$
		$1{,}35G_{max}$	+	$1{,}6\ B_{C1Voie}$
		$1{,}35G_{max}$	+	$1{,}6\ B_{C2Voies}$
		$1{,}35G_{max}$	+	$1{,}6\ B_{t\text{-}1Voie}$
		$1{,}35G_{max}$	+	$1{,}6\ B_{t\text{-}2\ Voie}$
		$1{,}35G_{max}$	+	1,35 D 240
		$1{,}35G_{max}$	+	1,35 Mc120
ELS	Rare	G_{max}	+	$1{,}2\ A(l)_{1Voie}$
		G_{max}	+	$1{,}2\ A(l)_{2Voies}$
		G_{max}	+	$1{,}2\ B_{C\text{-}1Voie}$
		G_{max}	+	$1{,}2B_{C\text{-}2Voies}$
		G_{max}	+	$1{,}2\ B_{t\text{-}1Voie}$
		G_{max}	+	$1{,}2B_{t\text{-}2Voies}$
		G_{max}	+	D 240
		G_{max}	+	Mc120

VI.3 CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a pu définir les différents types de charge établie par les règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes on se basant sur le RCPR.

L'ouvrage doit tenir tant qu'en phase de service, qu'en phase de construction sous l'effet des différentes actions (surcharges routières, superstructure, surcharges de trottoirs) y compris son poids propre. Grâce à une meilleure connaissance des charges réellement appliquées et de la résistance effective de la structure porteuse, il est souvent possible d'évaluer la sécurité structurale d'ouvrages.

CHAPITRE VII

MODELISATION DU TABLIER

ENSTP 2019-2020

VII.1 MODELISATION DU TABLIER AVEC RSAP:

Un modèle de calcul est établi avec l'aide du logiciel professionnel ROBOT 2017 pour analyser l'ensemble de l'ouvrage ou les éléments composants, de manière à réaliser l'automatisation de la conception, du calcul et de la vérification de la sécurité de l'ouvrage.

Pour l'analyse du tablier dans la direction longitudinale, on a utilisé un modèle de grille constitué par 6 poutres de 38 m de longueur également distribuée, formant une seule travée courante. Les poutres du modèle sont solidarisées transversalement par une dalle de 25 cm d'épaisseur.

Rappelons que l'ouvrage est composé de 11(onze) travées, dont 10(dix) sont identiques de 38 m et indépendantes, et une travée de 28 m, que nous a conduit à modéliser une travée de 38m (la plus défavorable) pour évaluer les efforts.

VII.2 MODELISATION DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE :

Pour l'analyse globale de la structure on a réalisé un modèle FEM qui représente une seule travée, c'est à dire qu'on a modélisé les éléments du pont (Poutres, dalles). Le modèle FEM représente les éléments structurels ci-après

❖ LES POUTRES

La structure géométrique de l'ouvrage est constituée par 6 poutres, celui-ci est décomposé en trois sections, qui sont : la section d'about, la section intermédiaire et la section médiane.

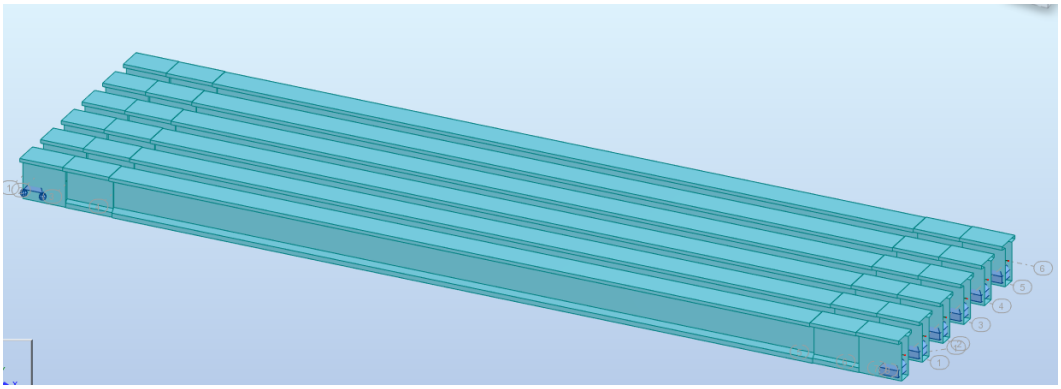


Figure VII. 1. Modélisation des poutres.

❖ L'HOURDIS

La dalle a été modélisée en utilisant l'élément « **Panneau** » avec un maillage fin transversalement et longitudinalement.

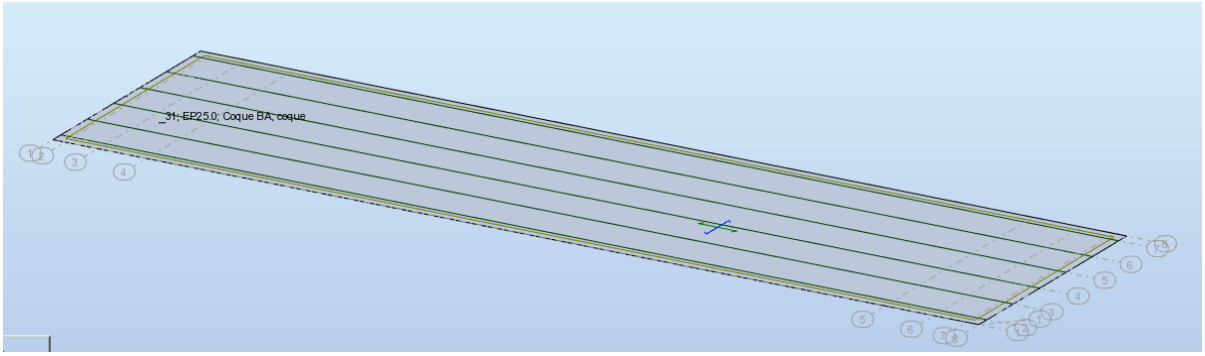


Figure VII. 2. Modélisation de l'hourdis.

❖ LES APPUIS

Le système des supports du modèle est modélisé selon la disposition suivante :

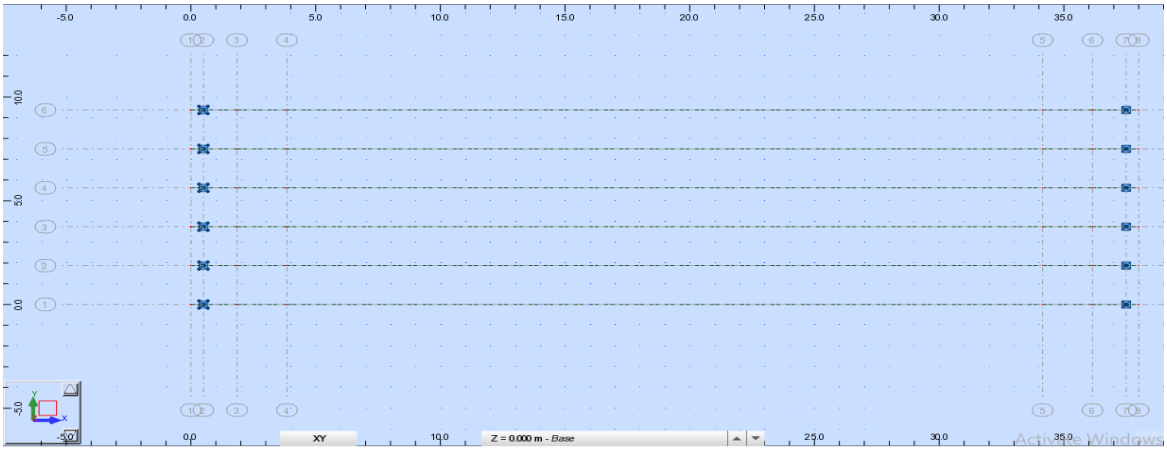


Figure VII. 3. Modélisation des appuis.

On a utilisé deux types d'appuis :

- Appuis simples ;
- Appuis double.

VII.3 MODELISATION DES CHARGES ET SURCHARGES

VII.3.1 DEFINITION DES CHARGES :

Les charges appliquées sur le modèle global de la structure sont :

- Les charges permanentes.
- Les surcharges dictées par RCPR, appliquées soit comme des charges statiques (A(l)) soit comme des charges roulantes.

Ces charges sont définies dans le tableau suivant :

Tableau VII. 1. Définition des charges et surcharges.

Nom		Type	Description
G	Poids propre	Charge Permanente	Poids propre des poutres et des entretoises.
	Hourdis		Poids propre du béton de la dalle.
	Corniche + Bordures		Poids des cornique et bordures
	revêtement		Poids propre de couche de roulement.
	Glissière de sécurité		Poids des barrières de sécurité.
A(l)		Charge d'exploitation statique	Charge statique du trafic A(l)
B_c		Charge d'exploitation mobile	Charge mobile - Camion
B_t			Charge mobile - Tandem
Mc120			Charge mobile - militaire
D240			Charge mobile - Exceptionnelle

VII.3.1.1 CHARGES PERMANENTES :

La charge constituée par le poids propre des éléments en béton armé (poutres, dalles) sont calculées automatiquement par le logiciel.

Les autres charges permanentes « compléments de charges » sont appliquées comme suit :

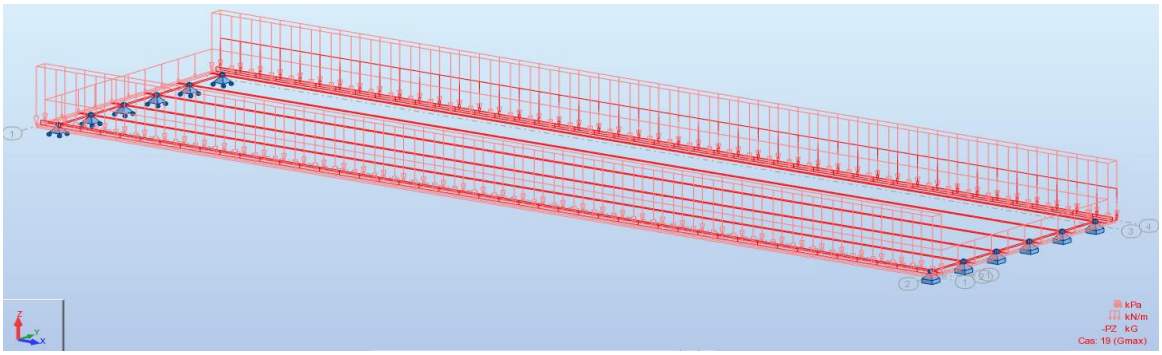


Figure VII. 4. Les charges permanentes appliquées sur le modèle global.

VII.3.1.2 SURCHARGES A(l) :

Les surcharges A(l) sont modélisées comme des charges réparties sur toute la largeur chargeable.

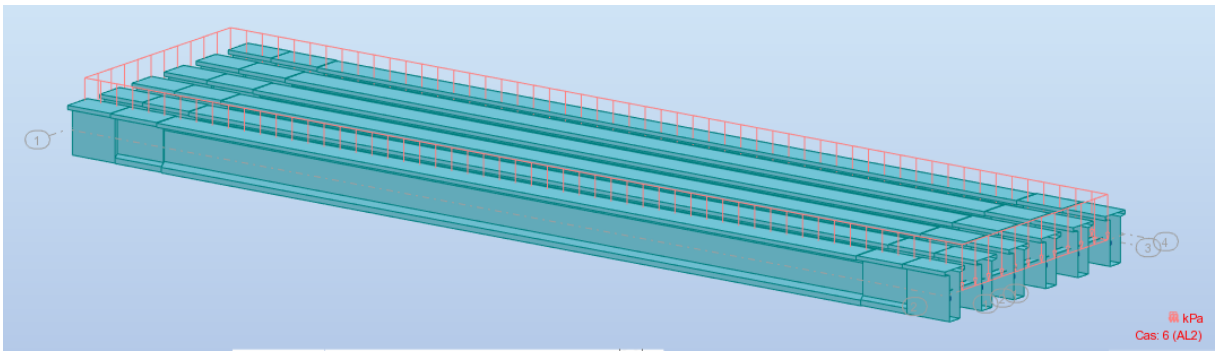


Figure VII. 5. Affectations des charges type A.

VII.3.1.3 LES CHARGES MOBILES :

Les charges (Bc, MC120, D240) sont appliquées suivant des lignes de circulation qui ont été définies en relation avec l'axe de la voie, les charges mobiles ont été appliquées pour chaque ligne avec l'excentricité nécessaire à positionner le véhicule dans la position désirée.

Les différentes positions possibles des charges mobiles sont représentées dans les figures ci-dessous :

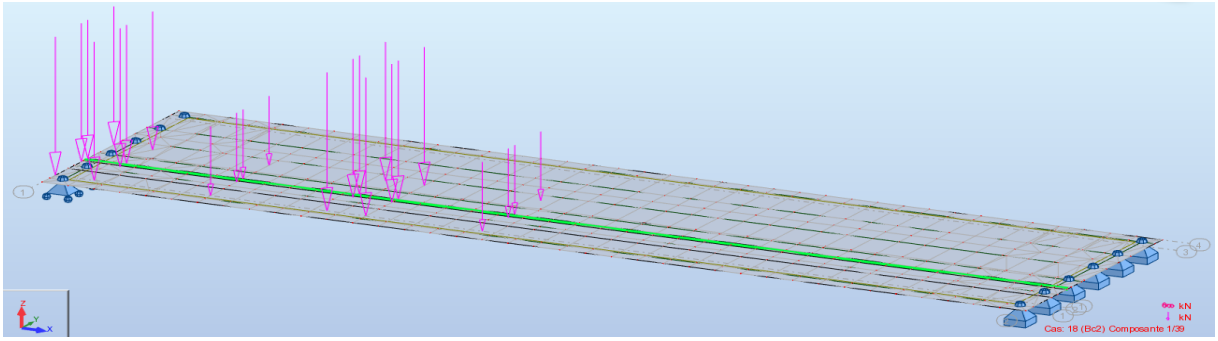


Figure VII. 6. Affectations des charges type Bc.

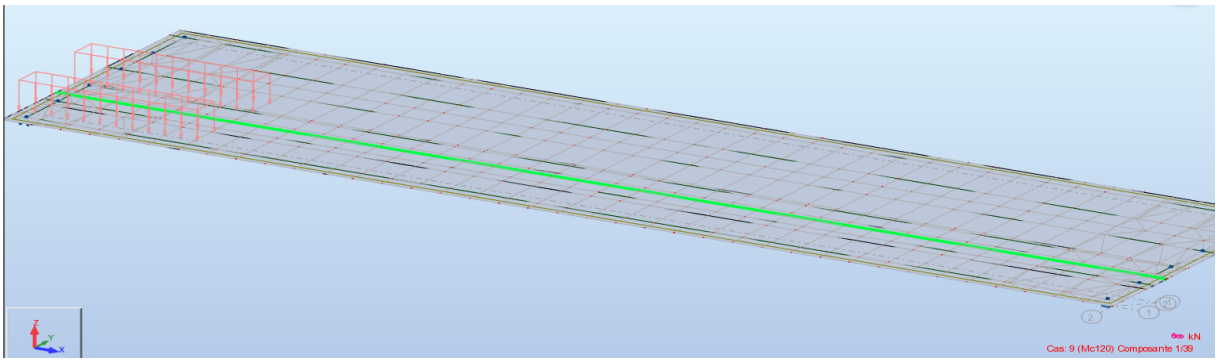


Figure VII. 7. Affectations des charges type Mc120

NB :

Charge militaire MC120 – au minimum 30.5 m entre deux convois.

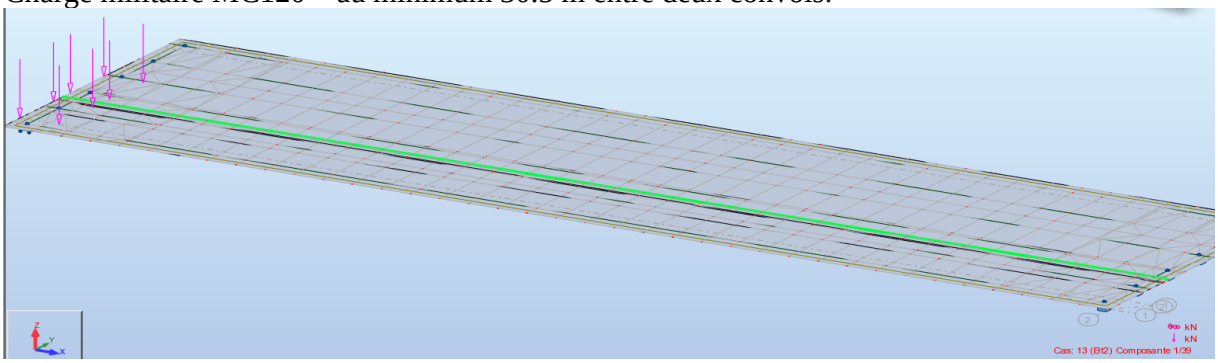


Figure VII. 8. Affectations des charges type Bt

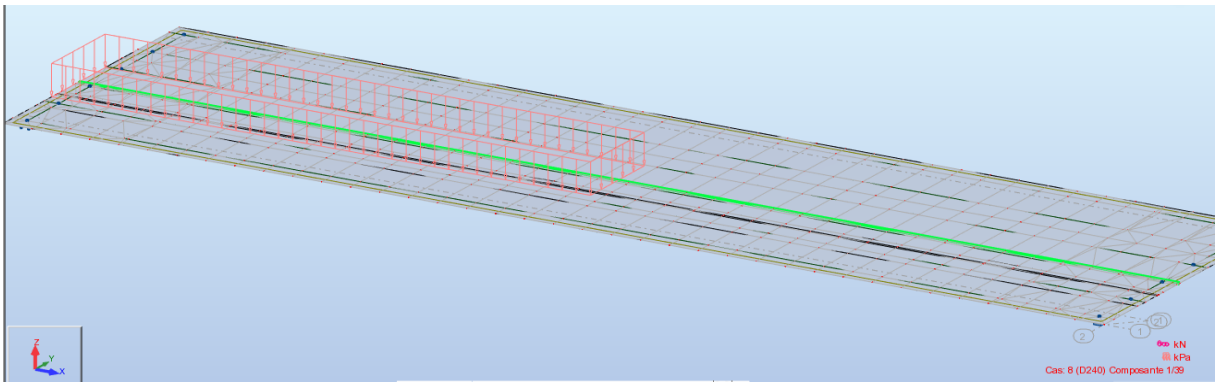


Figure VII. 9. Affectations des charges type D240.

VII.4 RESULTATS :

Tableau VII. 2. Résultats de calcul numérique fait par ROBOT

Chargement	Moment (t.m) (par poutre)	Effort tranchant (t) (par poutre)	Réactions (t)
Poids propre	505.35	56.58	59.27
Ccp	114.2	13.73	15.67
Charge permanente	619.55	70.31	74.94
Al (2 voies chargées)	197.76	22.24	24.06
Bc (2voies chargées)	241.17	28.78	33.43
Bt (2 voies chargées)	152.71	18.95	21.89
Mc120	285.35	30.10	33.34
D240	344.91	51.60	61.59

Tableau VII. 3. Combinaison de calcul obtenu par le modèle numérique

Combinaison	Moment (t.m) (par poutre)	Effort tranchant (t) (par poutre)	Réactions (t)
ELS : G + 1.2 Al	894.64	98.78	104.01
ELS : G + 1.2 Bc	926.90	105.31	114.07
ELS : G + 1.2 Bt	820.01	93.78	100.42
ELS : G + Mc120	922.11	101.17	107.91
ELS : G + D240	987.01	122.66	135.74
ELU : 1.35G + 1.6 Al	1204.26	132.91	139.933
ELU : 1.35G+1.6 Bc	1246.48	141.59	148.68
ELU : 1.35G + 1.6 Bt	1103.97	126.22	133.73
ELU : 1.35 (G+Mc120)	1244.85	136.57	145.68
ELU : 1.35 (G+D240)	1332.47	165.59	183.25

Les résultats nécessaires pour la suite de calcul sont présentés dans les figures suivantes :

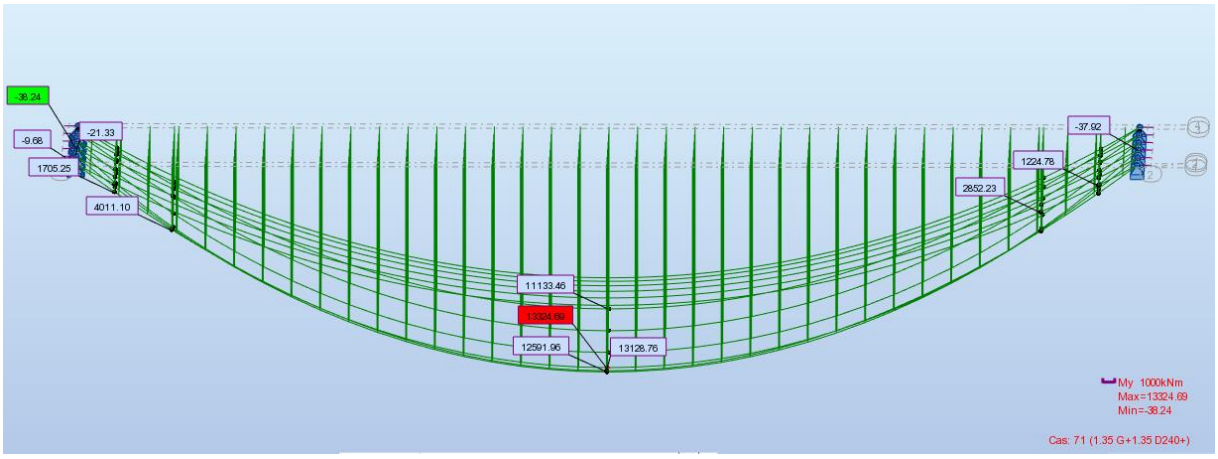


Figure VII. 10. Moment max à l'ELU obtenu par ROBOT

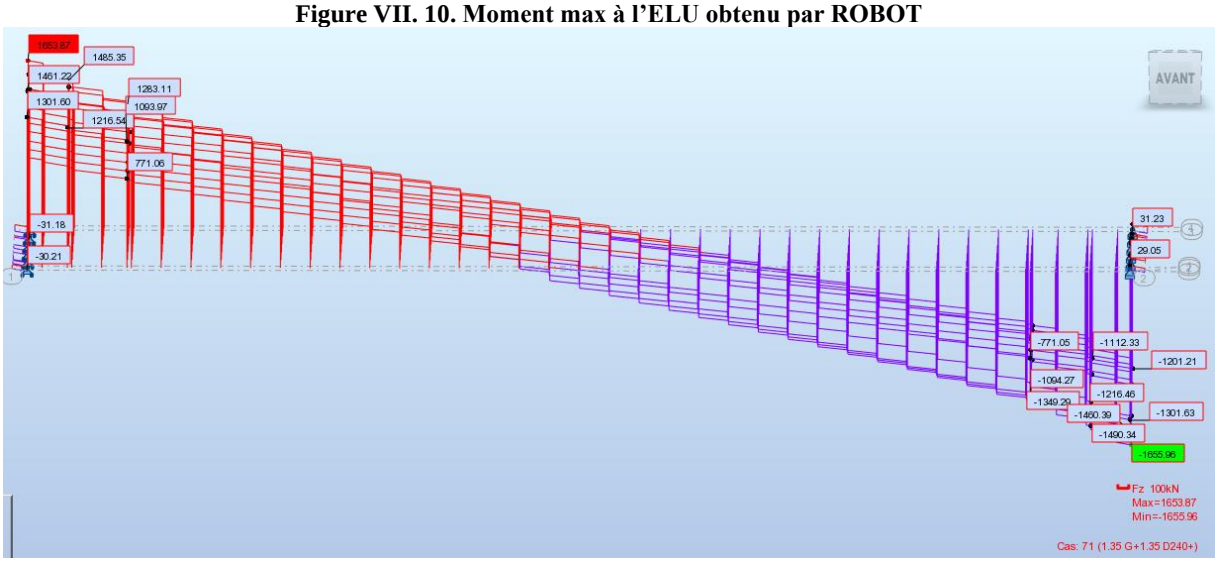


Figure VII. 11. Effort tranchant max à l'ELU obtenu par ROBOT

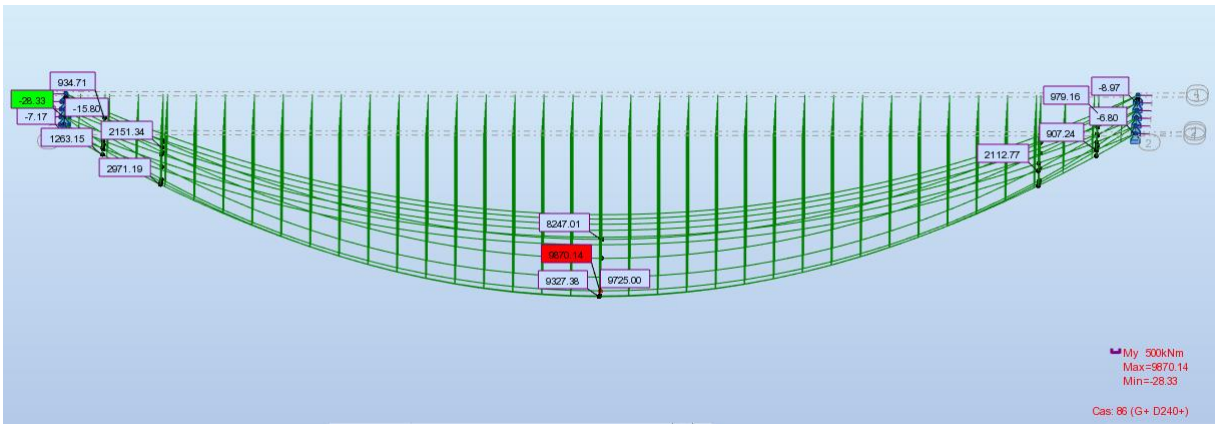


Figure VII. 12. Moment max à l'ELS obtenu par ROBOT

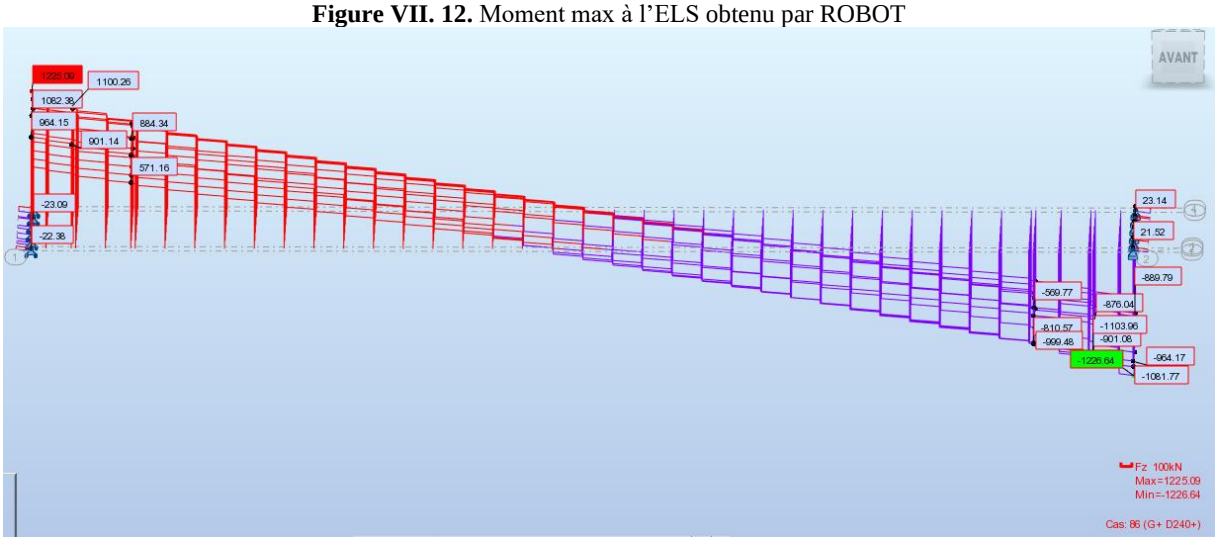


Figure VII. 13. Effort tranchant max à l'ELS obtenu par ROBOT

VII.5 CONCLUSION

Après avoir fait l'étude longitudinale, le moment de la poutre la plus défavorable nous permettra de ferrailler nos poutres convenablement.

CHAPITRE VIII

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

ENSTP 2019-2020

VIII.1 INTRODUCTION

Le principe du béton précontraint est d'exercer un traitement mécanique qui consiste à appliquer de façon artificielle et volontaire un système d'efforts permanents de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage. Ces efforts de traction n'engendrent qu'une décompression du béton, à condition que la contrainte de compression préalablement appliquée ne soit pas inférieure à la contrainte de traction ultérieure.

VIII.2 DIMENSIONNEMENT DE LA PRECONTRAINTE

VIII.2.1 CARACTERISTIQUES ET DONNEES

Les caractéristiques pris en considération sont notés comme suit :

- **POUR LES CABLES**
  - Type de câble : 13T15s (Treize torons avec un diamètre de 15 mm) ;
  - Aire nominal de l'acier : Ap=1950 mm2 ;
  - Diamètre de la gaine : $\emptyset$= 80 mm ;
  - Tension minimale de rupture fprg = 1860 MPa ;
  - Contrainte élastique de garantie fpeg = 1674 MPa ;
  - Relaxation à 1000 heures : ϕ1000 = 2.5 % ;
  - Module d'élasticité : Ep = 195000 MPa.
  - Force maximale indicative à la mise en tension sous l'ancrage F_0 = 221.4 kN
- **POUR LES MOMENTS**
  - Moment dû à la surcharge G+D240 à l'ELS = Mmax
  - Moment dû aux charges permanentes = Mmin
  - ΔM = Mmax – Mmin

Tableau VIII. 1. Valeurs des efforts internes nécessaires pour le calcul de la précontrainte

Moments fléchissants			
Mmax (t.m)	Mmin (t.m)	ΔM	Mp: Moment de la poutre seule (t.m)
987.01	619.5	367.51	321
Valeurs a considéré en MN.m			
9.87	6.20	3.67	3.21
Efforts tranchants MN			
Vmax (G + D240)		V min (G)	
1.226		0.698	

- **POUR LA POUTRE**

Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre à mi travée :

Tableau VIII. 2. Rappel des caractéristiques géométriques de la poutre

	Section médiane	
	Section sans hourdis	Section avec hourdis
Aire Brute B (m²)	0.745	1.214
Aire Nette Bn (m²)	0.707	1.153
V (m)	0.831	0.712

V' (m)	1.019	1.388
I/g brute (m^4)	0.309	0.574
I/g net (m^4)	0.278	0.516
ρ (%)	0.49	0.48
H (m)	1.85	2.1
di= 10%H (m)	0.185	0.210
e_o = -(V'-d') (m)	-0.834	-1.178

Tableau VIII. 3. Contraintes admissibles

	Contraintes admissibles du béton.	
	A vide	En service
En compression	σ_{cs}= 0,6 fc_{28} = 24	σ_{ci}= 0,5 fc_{28} =20
En traction	σ_{ts}= - 1,5 ft_{28} = -4.5	σ_{ti}= - ft_{28} = -3

VIII.2.2 FORCE ET EXCENTRICITE DE LA PRECONTRAINTE

La valeur de la précontrainte minimale est obtenue par l'expression suivante :

P min = max [PI, PII]

PI: c'est la force minimale en section sous critique;
PII: c'est la force minimale en section sur critique.

- Section sous critique : $PI = \frac{\Delta M}{\rho.h} + \frac{B}{h}(\sigma ti.v + \sigma ts.v')$
- Section sur critique : $P_{II} = \frac{Mmax+\rho.B.v.\sigma ti}{\rho.v+v'-di}$

➢ On aura : $\begin{cases} PI = -1.03\ MN \\ PII = 5.60\ MN \end{cases}$

PII > PI : notre section est sur critique, le fuseau de passage du câble à une de ses frontière qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte économique PI n'est plus suffisant.

➢ P**min**=max (PI, PII) = 5.60 MN

Calcul de l'excentricité moyenne : e0= -(v' - di) ⟶ e0= -1.168m

VIII.2.3 CALCUL DU NOMBRE DE CABLE

- **A MI TRAVEE**

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre à mi- travée avec hourdis.

Dans le cas de la post-tension, la valeur de la précontrainte maximale à l´origine exercée par un câble ne doit pas dépasser la plus faible des deux valeurs :

P0= min {0.8 * f prg * A p; 0.9 * f peg * A p}

P0= min {2.90; 2.93} ⟶ P0= 2,90 MN

Nous estimons les pertes de précontrainte total à 30% de P0 donc :

Pmin ≤ n* 0.70 *P0 ⟶ $n \geq \frac{Pmin}{0.70x\ P0}$ = 2.76 Prenons n = 3

Nous aurons **3 câbles** de **13T15s** à mi travée.

- **A L'ABOUT**

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi travée.
Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de P0 avant le coulage de la dalle. Les pertes instantanées sont estimées à 10% de P0

Pour avoir le nombre de câble à l'about, il faut vérifier les deux inégalités données par l'expression suivantes :

- Fibre supérieure : $\sigma sup \geq \sigma bt$
- Fibre inférieure : $\sigma inf \leq \sigma bc$

$$\boldsymbol{\sigma_{sup} = \frac{Mmin.\,V}{In} + P\left(\frac{1}{Bn} + \frac{e0\,V}{In}\right) \geq -1.5 * ft28 = -4,95\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{inf} = -\frac{Mmin.\,V'}{In} + P\left(\frac{1}{Bn} - \frac{e0\,V}{In}\right) \leq 0.6 * fc28 = 27\ MPa}$$

$$\begin{cases} P \leq 9.37\ MN \\ p \leq 16.25 MN \end{cases}$$

Sachant que : P = n*0.9* P0 ; on aura :

$$\begin{cases} n \leq 3.23 \\ n \leq 5.60 \end{cases} \longrightarrow$$ On prend **3 câbles** de **13T15s** à l'about.

VIII.2.4 VERIFICATIONS DES CONTRAINTES NORMALES :

NB : Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi travée.

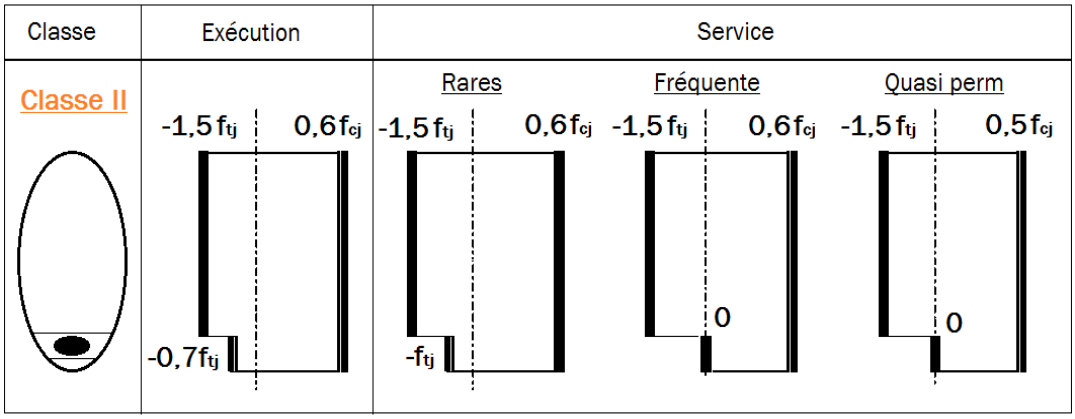


Figure VII.1. Les contraintes limites à respecter.

On vérifie les contraintes normales par les relations suivantes :

$$\boldsymbol{\sigma bt \leq \sigma_{sup} = \frac{Mmin.\,V}{In} + P\left(\frac{1}{Bn} + \frac{e0\,V}{In}\right) \leq \sigma bc}$$

$$\boldsymbol{\sigma bt \leq \sigma_{inf} = -\frac{Mmin.\,V'}{In} + P\left(\frac{1}{Bn} - \frac{e0\,V}{In}\right) \leq \sigma bc}$$

P : Effort de précontrainte (P = nb câble * (P_0 - % Pertes de P_0) * % Mise en tension)

❖ VERIFICATION DES CONTRAINTES A COURT TERMES

• PREMIERE PHASE (Après 7 jours)

- Après le septième (7) jour, la mise en tension est 50 % ;
- Les pertes considérées sont de 10 % ;
- Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi travée ;
- Moment pris en compte est celui d'une poutre seule.

P = 3 * 2,9 * (1 – 0.1) * 50% = 3.92 MN

Avec : $fc7 = \frac{j * fc28}{4,76+0,83*j} = 29.80$

• DEUXIEME PHASE (Après 28 jours)

- La mise en tension des câbles est de 100 % à 28 jours ;
- Les pertes considérées sont de 10 % ;
- Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre seule à mi travée ;
- Moment pris en compte est celui d'une poutre seule.

P = 3 * 2,9 * (1 – 0.1) * 100% = 7.83 MN

❖ VERIFICATION DES CONTRAINTES A LONG TERMES

• TROISIEME PHASE (Apres coulage de la dalle)

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place. Les efforts considérés dans cette phase :

- Efforts dus à la deuxième phase ;
- Poids propre de l'hourdis coulé sur place ;
- Les caractéristiques géométriques prises en compte sont celles de la poutre avec hourdis à mi travée ;
- Moment pris en compte est celui du poids propre.

On estime les pertes à 20%

P = 3 * 2,9 * (1 – 0.20) * 100% = 6.96 MN

• QUATRIEME PHASE (En service)

La dernière étape de vérification des contraintes est conditionnée par :

- Mise en tension est déjà faite à 100 % ;
- Les pertes considérées sont de 30 % ;
- Moment pris en compte est le max à l'ELS

P = 3 * 2,9 * (1 – 0.30) * 100% = 6.09 MN

Le tableau suivant récapitule les vérifications faites pour chaque étape :

Tableau VIII. 4. Vérification des contraintes normales sur les différentes étapes.

Désignation	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
			A Vide	En charge
% des pertes	10	10	20	30
Mise en tension %	50	100	100	100
M (MN)	3.21	3.21	5.053	9.87
P0 (MN)	2.90	2.90	2.90	2.90
P (MN)	3.92	7.83	6.96	6.09
V (m)	0.83	0.83	0.712	0.712
V' (m)	1.02	1.02	1.388	1.388
di (m)	0.185	0.185	0.21	0.21
e0 (m)	0.83	0.83	1.18	1.18
Bn (m²)	0.746	0.746	1.214	1.214
In (m⁴)	0.309	0.309	0.574	0.574
$\sigma bt1$ (MPa)	-3.58	-4.95	-4.95	-4.95
σ Sup (MPa)	5.35	2.08	1.83	8.36
σbc (MPa)	17.88	27	27	27
$\sigma bt2$ (MPa)	-1.67	-2.31	-2.31	-3.30
σ inf (MPa)	5.13	20.85	13.35	-1.49
σbc (MPa)	17.88	27	27	27
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Les hypothèses considérées (tension de câbles, pertes) vérifient les contraintes normales en chaque phase donc on peut les adopter.

VIII.3 DISPOSITION CONSTRUCTIVE DES CABLES

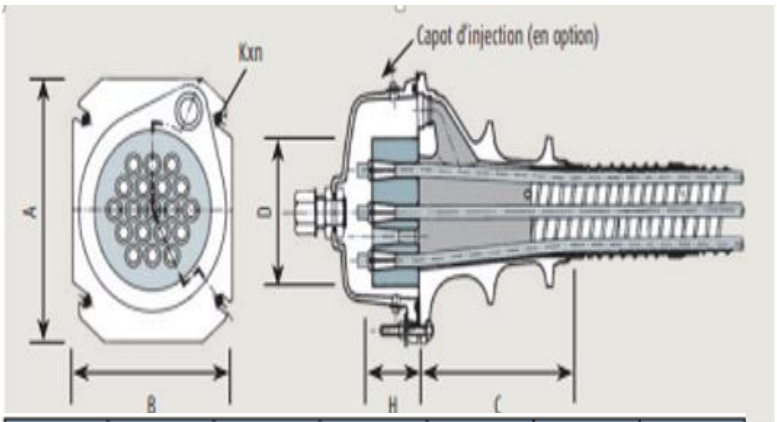
VIII.3.1 SECTION D'ABOUT

Les câbles seront disposés de façon à faire coïncider la résultante des forces de la précontrainte avec le centre de gravité de la section d'about.

On calcule la moyenne de la position de centre de gravité d'une section nette d'about de la poutre seule et le centre de gravité de même section avec hourdis pour positionner le premier câble et on fixe un espacement entre les deux plaques d'encrage de E=0.35 m qui est la position de deuxième câbles.

La plaque d'encrage choisi en fonction de nombre des torons :

De dimension (A×B) = (0.21×0.25) m, on respectant la distance entre les deux plaque d'encrage.



Unités	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
13C15	250	210	246	160	70	M12x4

Figure VIII. 3. Disposition des câbles à l'about

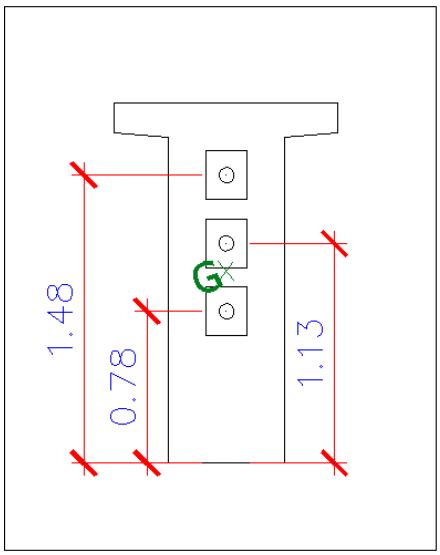


Figure VII. 2. La plaque d'ancrage

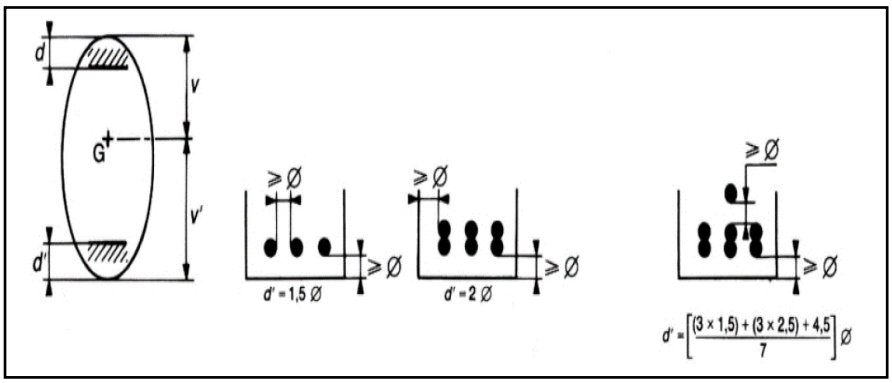
VIII.3.2 SECTION MEDIANE :

En respectant la distance de Ø autour de chaque paquet de précontrainte et les parois de la poutre on choisit la disposition suivante :

- Diamètre de la gaine Ø =8cm
- Distance des câbles aux parements de la poutre c :

c > Ø =8 cm, on prend c= 12 cm

Espacement vertical ev : ev > Ø. On prend ev = 16 cm



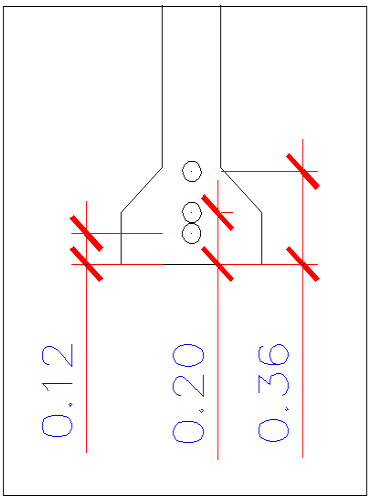


Figure VIII. 4. Disposition des câbles à la section médiane

VIII.3.3 TRACE DES CABLES

Les câbles de précontrainte doivent être conçus de manière à pouvoir remplir leur fonction pendant toute la durée d'utilisation de l'ouvrage. Leur tracé comporte des déviations dans le plan vertical et dans le plan horizontal.

Pour le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2ème degré :

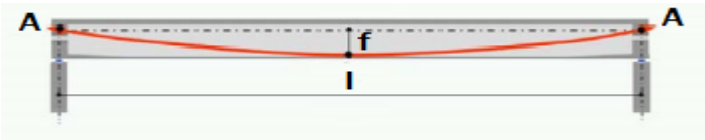


Figure VIII. 5. Géométrie des câbles

$$\frac{1}{R} \cong 8 \times \frac{f}{\ell^2}$$

ℓ **:** est la distance mesurée horizontalement entre les extrémités de la parabole ;

f : la flèche maximale (mesurée à mi longueur) entre la parabole et la corde qui relie les deux points à l'extrémité de la parabole.

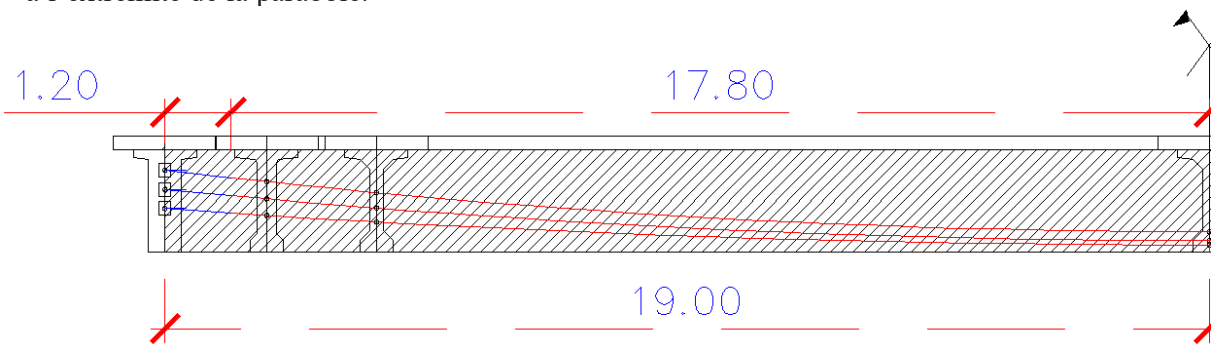


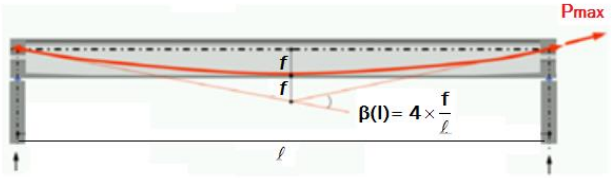
Figure VIII. 6. Disposition réelle des câbles

Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au a x = 0 et a x = l/2, puis on va faire les vérifications correspondantes.

Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1,20 à partir d'ancrage.

L'angle de déviation β sur une longueur ℓ peut être calculé par l'équation :

$$\beta(l) = 4 \times \frac{f}{\ell}$$



VIII.3.4 Détermination de l'angle de relevage:

Sur les sections d'appuis les contraintes de cisaillement sont importantes, on choisit en fonction de l'angle de relevage un trace qui minimise l'intensité de ces contraintes, cet angle de relevage est donne par l'expression suivante :

$$\text{Arcsin}\left(\frac{V_M - \bar{V}}{P}\right) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}\left(\frac{V_m + \bar{V}}{P}\right)$$

Telle que :
P : Effort de précontrainte = 0,75**n***P*0 = 0,75*3*2.9 = 6.53 MN
VM : L'effort tranchant le plus défavorable : VM = Tmax (G+D240) = 1.226MN

Vm : L'effort tranchant sous poids propre : Vm = Tmin (G) = 0.698 MN

$\bar{V}$: Effort tranchant limite supportée par la section d'about ;

$$\bar{V} = \bar{\tau} * bn * 0{,}8 * h$$

Avec :
h : hauteur de la poutre et l'hourdis = 2.1 m
bn : largeur nette = b0 - m $K\phi$ = 0,56 m

- m = 1 : nombre de gaines par lit ;
- K=0,5 pour des gaines injectées au coulis de ciment ;
- b0 = 0,6m ;
- ϕ=0,08 m.

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limité en état limite de service ; $\bar{\tau} = \left[0{,}4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)\right]^{\frac{1}{2}}$

σ_x : Contrainte normale au niveau de la fibre neutre ; $\sigma_x = \frac{P}{B_n}$

Avec : B_n : surface nette de la section d'about + hourdis ; $B_n = B_{Brute} - n.B_{Gaine}$

$B_n = B(p+d) - n\frac{\pi\phi^2}{4}$ et f_{t28}= 2,7 MPa

$B_{(p+d)}$ = 1.67m2 ⟶ et B_n = 1.65 m2 (n=3) ⟶ σ_x = 3.95 MPa

Donc on aura $\bar{\tau}$ = 2,89MPa. Ce qui nous donne : $\bar{V}$ =2.72*MN*

$$\text{Arcsin}(-0.228) \leq \alpha \leq \text{Arcsin}(0.523)$$

$$-13.20 \leq \alpha \leq 31.54$$

Apres le tracer on obtient :

- $\alpha_{c1} = 4°$
- $\alpha_{c2} = 5°$
- $\alpha_{c3} = 7°$

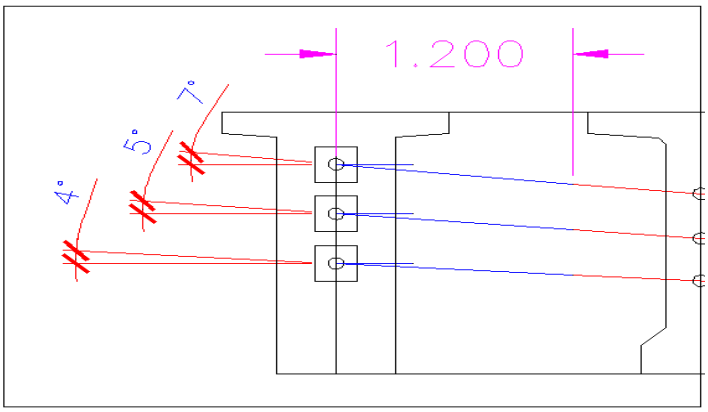


Figure VIII. 7. Les angles de relevage

Les résultats du tracé de câble sont résumés dans le **Tableau VIII. 5** ci-après :

Tableau VIII.5. Caractéristiques du tracé des câbles

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	β(l) rad
			x=0	x=1.2	x=19			
C1	35.6	4	0.78	0.70	0.12	0.58	274.99	0.065
C2	35.6	5	1.13	1.03	0.2	0.83	192.02	0.093
C3	35.6	7	1.48	1.33	0.36	0.97	162.87	0.109

VIII.4 CALCUL DES PERTES

De façon générale, on désigne sous le nom de perte de précontrainte toute différence entre la force exercée par le vérin lors de sa mise en tension, et la force (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une date donnée. Le calcul des valeurs initiales et finales de la force précontrainte exige donc une évolution précise des pertes de précontrainte, pour cette évaluation, les pertes doivent être classées en deux catégories : [11]

- Les pertes instantanées : Se produisent dans un temps relativement court, Elles sont dues
  - Au frottement ;
  - Au recul à l'ancrage ;
  - Au raccourcissement instantané du béton.
- Les pertes différées : Elles proviennent de l'évolution dans le temps des caractères des matériaux lorsqu'ils sont soumis à des actions permanentes. Elles sont dues :
  - Au retrait du béton ;
  - Au fluage ;
  - A la relaxation des aciers.

VIII.4.1 Les pertes instantanées

- **Pertes par frottement**

Ce type de perte se produit par fortement des câbles sur la gaine lors de la mise en tension.
L'expression de la tension le long du câble et les pertes sont données par la relation suivante

$$\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p0} \times (1 - e^{[-(f \times \beta + \varphi \times x)]})$$

Tels que

σ : Tension à l'origine. σp0 =P0/Ap= 1488 MPa

f : Coefficient de frottement en courbe et vaut 0,18 rad-1

β : somme des déviations angulaires arithmétiques du câble sur la distance x (**rd**) ;

φ : Coefficient de perte de tension par unité de longueur. φ= 0,002 m-1

x : la distance de la section considérée (m).

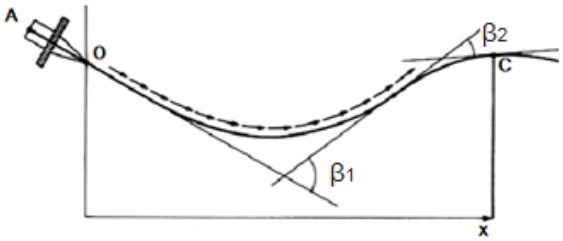


Figure VIII.8. Frottements le long du câble lors de la mise en tension.

Les pertes par frottement pour chaque câble sont données dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 6. Valeurs des pertes dues aux frottements.

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\ Moy}$ (%)
C1	19	0.065	0.050	72.08	78.22	5.26
C2	19	0.093	0.055	79.19		
C3	19	0.109	0.058	83.39		

- **Pertes dues au recul d'ancrage**

Lorsqu' après mise en tension, on relâche le vérin pour laisser les mors (clavettes) se bloquer, ceux-ci reculent de quelques millimètres. Ce mouvement en arrière provoque une diminution de la tension du câble, notée perte par recul d'ancrage. Elles sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{rec}=2.\ \sigma_{p0}.K.\lambda$$

$$\Delta\sigma_{rec}=2.\ \sigma_{p0}.K.\ (d-x)$$

Tels que :
$\Delta\sigma$rec : Les pertes max
$\Delta\sigma'$rec : Les pertes en différentes sections
σ_p0 : tension sous vérin ; σ_p0=1488 MPa
K : La courbe totale ; $K(x) = f.\frac{\beta}{L} + \Phi$
L : Longueur de câble.
d : la longueur d'influence ; $d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} K}}$
Ep : module d'élasticité d'acier. Ep=1,95 .10^5 MPa
g : Le glissement d'ancrage g = 6 mm

Tableau VIII. 7. Pertes par recul d'ancrage**.**

N° câble	l (m)	k (m^{-1})	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$	$\Delta\sigma_{p(0)}$	
C1	38	0.0023	18.46	0	126.74	(MPa)
C2	38	0.0024	17.95	0	130.33	(MPa)
C3	38	0.0025	17.67	0	132.41	(MPa)

Nota : Au niveau de la section médiane les pertes dues au recul à l'ancrage est égale zéro, par ce que : $d < \ell/2$

- **Pertes dues au raccourcissement instantané du béton :**

Le fait de tirer les câbles un par un entraine une perte de tension dite par raccourcissement élastique du béton, le câble n+1 fera perdre de la tension au câble n, ceci étant dû à la non simultanéité des mises en tension.
Les pertes dues au raccourcissement du béton sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_e = \frac{1}{2}\frac{E_P}{E_{ij}}\sigma_{bi}$$

Tels que :

σ_{bi} : contrainte parabole du béton, $\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$

P : effort de précontrainte, $\mathbf{P = n \times A_P (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\varphi\ Moy})}$

$\mathbf{A_p}$ **:** section du câble de précontrainte ;

$\mathbf{E_P}$: module d'élasticité de l'acier Ep= 195000 MPa ;

$\mathbf{E_{ij}}$: Module de Young longitudinale instantanée du béton au jour j ;

e : excentricité moyenne des câbles ;

$\mathbf{M_p}$: moment du au poids propre de la poutre ;

$\mathbf{I_G}$: moment d'inertie de section médiane seule.

Mg(x) =

J = 28ème jour $\rightarrow$ $E_{bi28} =$ 37619.47MPa

e = 0.79 m

B = 0.75 m²

I_G = 0.31 m⁴

On aura : σ_{bi} = 19.61 MPa ⟶ $\Delta\sigma_e$ = 50.83 MPa ⟶ $\Delta\sigma_e$ = 3.42 %

- **Pertes instantanées totales :**

$\Delta\sigma inst = \Delta\sigma_{rec} + \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_e$

$\Delta\sigma inst = 8.54\ \%$

VIII.4.2 PERTES DIFFEREES

- **Pertes dues au retrait du béton :**

Les câbles, liés au béton à leurs extrémités par les ancrages, et tout au long de leur tracé par le coulis d'injection, sont astreints à subir les mêmes variations de déformations que le béton adjacent.

La perte finale de tension par retrait est donc, pour le câble considéré :

$$\Delta\sigma_r = E_p \times \xi_r \left[1 - r(t_0)\right]$$

ξ_r : retrait final ;

t_0 : est l'âge du béton au moment de la mise en tension d'un câble

Très souvent, on peut négliger $\mathbf{r(t_0)}$ devant **1**, ce qui conduit à la formule simplifiée :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \times \xi_r$$

Avec :

$\varepsilon_r = 3.10^{-4}$ (climat tempéré sec).

Ep= 195000 MPa

$\Delta\sigma_r$ = 39 MPa ⟶ $\Delta\sigma_r$ = 2.62 %

- **Pertes dues au fluage du béton**

Lorsqu'une pièce est soumise, à partir de sa mise en précontrainte, à des actions permanentes subissant des variations dans le temps, la perte finale de tension due au fluage du béton est prise égale à :

$$\Delta\sigma fl = 2.5\ \frac{Ep}{Eij}\ \sigma max$$

σmax : Contrainte finale dans le béton au niveau du câble moyen, elle est fonction des charges permanentes et de la précontrainte.
j : Age du béton à la date de la mise en tension (28ème jour)

$$\sigma\,\max = \frac{P}{Bnette} + \frac{P.e^2}{Ignet} - \frac{Mp.e}{Ig\ net}$$

Avec : P = n*P0*(1-Δσinst)

$$\Delta\sigma inst = \Delta\sigma_{rec} + \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_{e}$$

Tels que :

- Bnette = 1.199 m²
- Inet = 0.553 m
- Mpoids propre = 6.20 MN.m
- e= 1.18 m
- Δσinst = 0.0854

Application numérique :

P = 7.96 MN ⟶ $\sigma\,\max = 13.36$ MPa

Donc les pertes dues au fluage seront égales à Δσfl = 166.47 Mpa ⟶ Δσfl = 11.19 %

- **Perte par relaxation**

La relaxation est un phénomène de diminution progressive de la tension des câbles dans le temps, la perte par relaxation est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{\rho} = \frac{6}{100} \times \rho_{1000} \left(\frac{\sigma_i}{f_{prg}} - \mu_0 \right) \times \sigma_i$$

Avec : **ρ1 000** (%) : relaxation garantie à 1 000 h = 2.5%
μ0 : coefficient valant 0.43 pour les armatures à très basse relaxation.
fprg = 1860 MPa

σi **(x)** : Contrainte initiale de l'armature dans la section d'abscisse x.

σ_i **(x)** = 1358.95 MPa ⟶ $\begin{cases} \Delta\sigma p = 61.28\ \text{MPa} \\ \Delta\sigma r = 4.12\ \% \end{cases}$

- **Pertes différées totales :**

Pour tenir compte de l'interaction du retrait et du fluage avec la relaxation des armatures, les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6}\Delta\sigma_{\rho}$$

$\Delta\sigma d$ = 17.26 %

$\Delta\sigma\infty = \Delta\sigma d + \Delta\sigma inst$

$\Delta\sigma\infty$ = 25.80 % ⟶ $\Delta\sigma\infty$ = 383.88 MPa

Donc: $\sigma\infty = \sigma p0 - \Delta\sigma\infty$

$\sigma\infty$ = 1104.12 MPa

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des pertes estimées à (30%).

VIII.5 VERIFICATION ET JUSTIFICATION DES CONTRAINTES A L'ELS

Nous allons vérifier si la structure est conforme aux prescriptions réglementaires, c'est-à-dire vérifier le non dépassement des contraintes normales et tangentielles aux contraintes limites dans toutes les phases de construction et de service, en choisissant la section la plus sollicité (à mi-travée).

Selon le **BPEL** :

$$P1(x,t) = 1.02\,P0 - 0.80\,\Delta P(x,t)$$
$$P2(x,t) = 0.98\,P0 - 1.20\,\Delta P(x,t)$$

VIII.5.1 Vérification des contraintes normales

Durant la réalisation de l'ouvrage, certaines phases provoquent des contraintes beaucoup plus importantes que celles subits par l'ouvrage en service donc on doit vérifier les contrainte en 5° phase durant lequel se fait la réalisation de l'ouvrage .On vérifie que la contrainte normale $\sigma(y)$ est comprise entre les contraintes limites σ_{bc} et σ_{bt} :

Avec : $\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe0+M}{I}y$

- **Phase 1 :** Au 7ème jour

La poutre est sur le banc de préfabrication, les câbles de la première famille sont tirés à 50% de P0 et consomment 50% des pertes instantanées.

$\Delta\sigma inst = \Delta\sigma rec + \Delta\sigma_{\varphi} + \Delta\sigma_{e}$

$\Delta\sigma inst$ = 4.27 %

Section résistante : Poutre seule et caractéristiques nettes.

- **Phase 2 :** Au 28ème jour

Les câbles sont tirés à 100% de P0, ils consomment 100% des pertes instantanées.

Section résistante : Poutre seule et caractéristiques nettes

$\Delta\sigma inst$ = 8.54 %

- **Phase 3 :** Au 35ème jour

On pose les poutres sur leurs appuis définitifs et on coule l'hourdis sur place (le nombre de jours est en fonction de l'avancement des travaux des appuis). On suppose que les câbles consomment la totalité des pertes instantanées et 50% des pertes différées.

$\Delta\sigma$ = 17.17 %

- **Phase 4 :** Au 63ème jour

La mise en service de l'ouvrage, les câbles ont consommé la totalité des pertes.

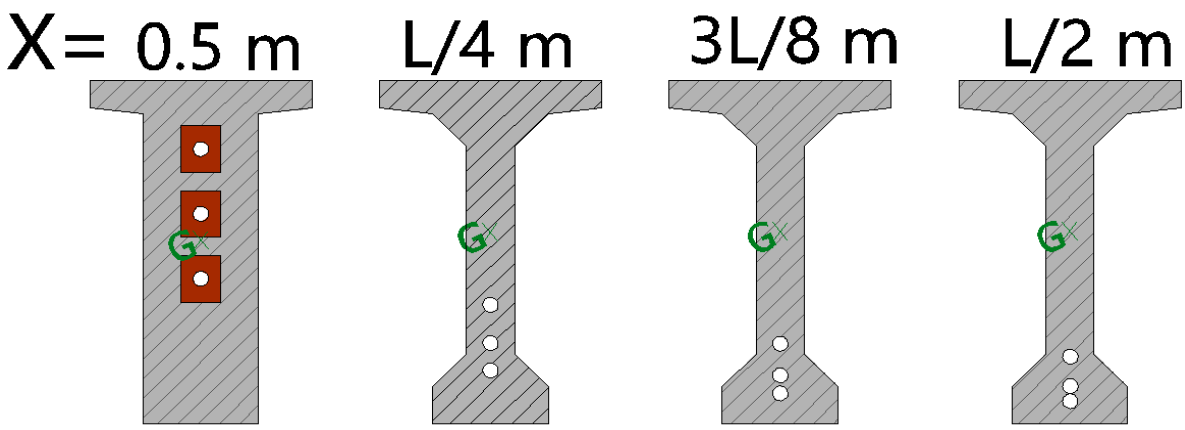
$\Delta\sigma$ = 25.80 %

VIII.5.2 Hypothèses de calculs

VIII.5.2.1 Les sections de vérification

En considérant 3 sections L/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui (x=0,50 m) pour la vérification des contraintes tangentielles.

Figure VIII.9. Différentes sections de vérification de la poutre.



VIII.5.2.2 Classe de vérification

Classe II (la plus courante) : Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures. Elle concerne le cas des éléments exposés à des ambiances agressives.

VIII.5.2.3 Limitation des contraintes

Les contraintes limites de calcul sont regroupées sur la figure suivante :

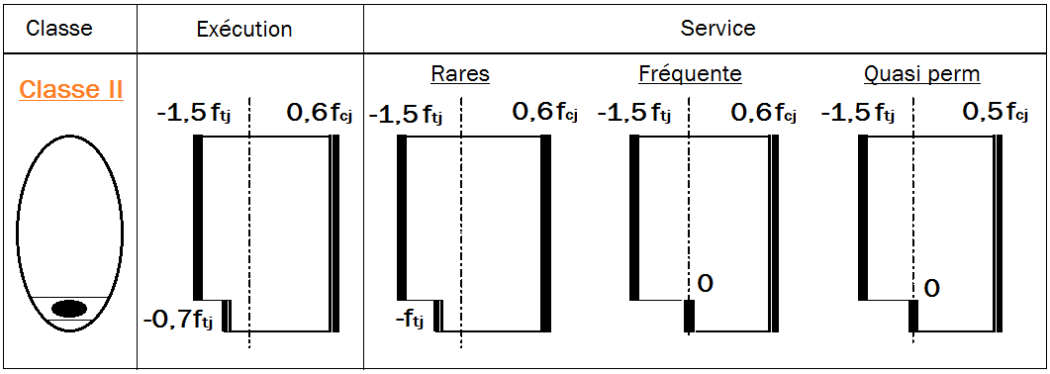


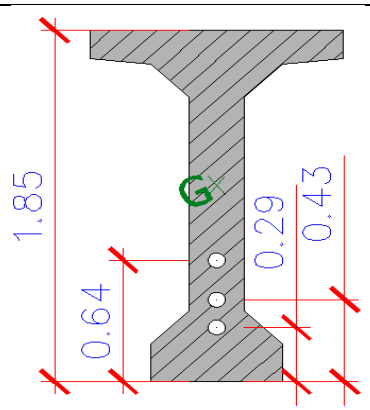
Figure VII.10. Les contraintes limites à respecter.

VIII.5.2.4 Caractéristiques nettes des sections :

Pour l'estimation des caractéristiques géométriques nettes des sections on utilise le logiciel **AutoCad 2015.**

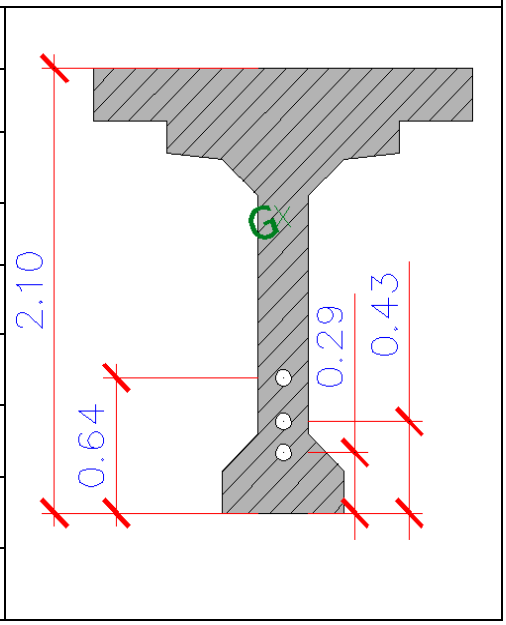
- **Section Poutre Seule a X = L/4 :**

Tableau VIII.8.Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=L/4.

X = L/4		
Désignation	**Valeurs**	
H (m)	1.85	
B_{nette} (m^2)	0.731	
v_n (m)	0.819	
v'_n (m)	1.031	
I_{nG} (m^4)	0.303	
ρ (%)	49.10	
d'_m (m) (Câble moy)	0.45	

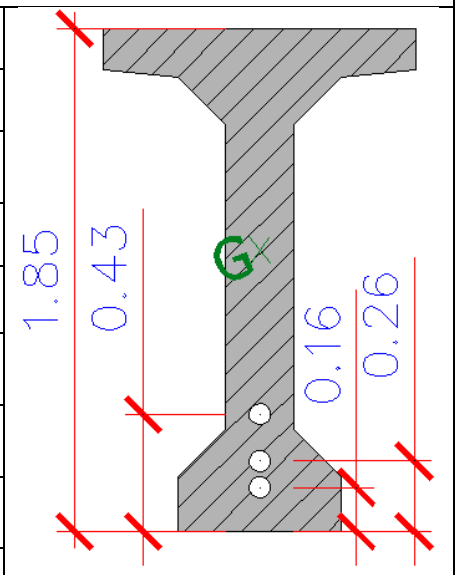
- **Section Poutre avec hourdis à X = L/4 :**

Tableau VIII.9. Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre avec hourdis à X=L/4.

X = L/4		
Désignation	**Valeurs**	
H (m)	2.10	
B_{nette} (m^2)	1.199	
v_n (m)	0.700	
v'_n (m)	1.400	
I_{nG} (m^4)	0.560	
S_n (m^3)		
ρ (%)	47.66	
d'_m (m) (Câble moy)	0.45	

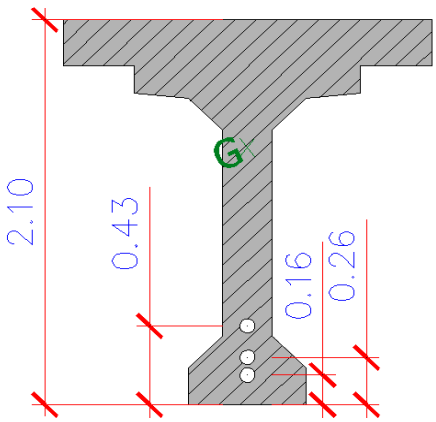
- **Section Poutre Seule à X = 3L/8 :**

Tableau VIII.10. Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=3L/8.

X = 3L/8		
Désignation	Valeurs	
H (m)	1.85	
B_{nette} (m^2)	0.731	
v_n (m)	0.815	
v'_n (m)	1.035	
I_{nG} (m^4)	0.300	
S_n (m^3)		
ρ (%)	48.67	
d'_m (m) (Câble moy)	0.28	

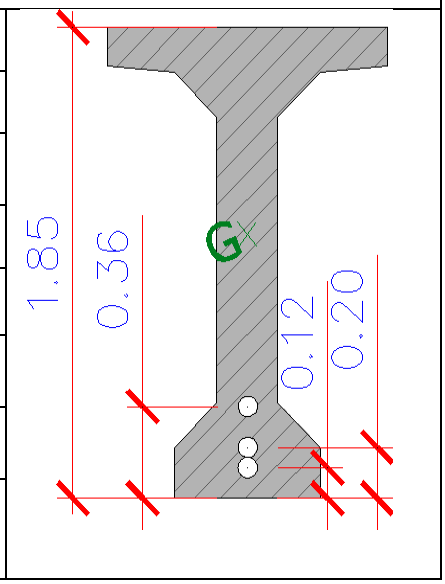
- **Section Poutre avec hourdis à X = 3L/8**

Tableau VIII.11.Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre avec hourdis à X=3L/8.

X = 3L/8		
Désignation	Valeurs	
H (m)	2.10	
B_{nette} (m^2)	1.199	
v_n (m)	0.698	
v'_n (m)	1.402	
I_{nG} (m^4)	0.555	
ρ (%)	47.30	
d'_m (m) (Câble moy)	0.28	

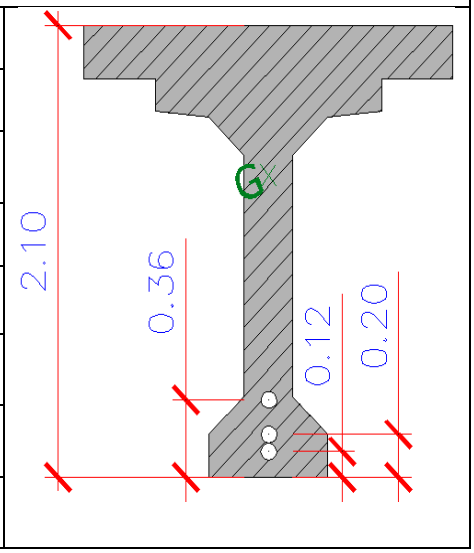
- **Section Poutre Seule à X = L/2**

Tableau VIII.12.Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=L/2.

X = L/2		
Désignation	**Valeurs**	
H (m)	1.85	
B_{nette} (m^2)	0.731	
v_n (m)	0.814	
v'_n (m)	1.036	
I_{nG} (m^4)	0.299	
ρ (%)	48.52	
d'_m (m) (Câble moy)	0.23	

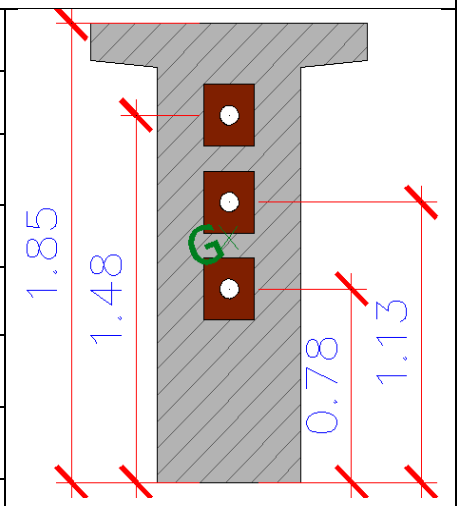
- **Section Poutre avec hourdis à X = L/2**

Tableau VIII.13. Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre avec hourdis à X=L/2.

X = L/2		
Désignation	**Valeurs**	
H (m)	2.10	
B_{nette} (m^2)	1.199	
v_n (m)	0.698	
v'_n (m)	1.402	
I_{nG} (m^4)	0.553	
ρ (%)	47.13	
d'_m (m) (Câble moy)	0.23	

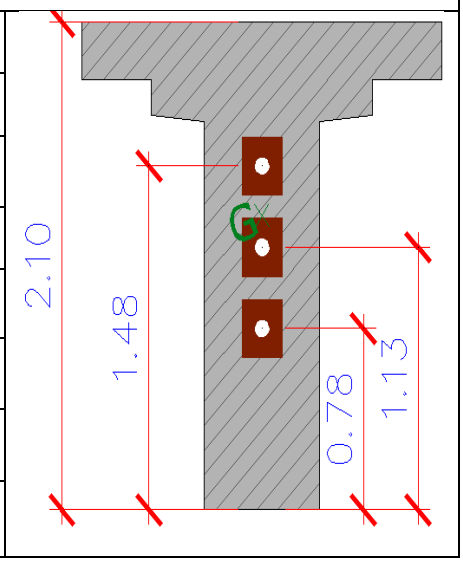
- **Section Poutre Seule à X = 0.5 m**

Tableau VIII.14.Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre seule à X=0.5m.

X = 0.5		
Désignation	Valeurs	
H (m)	1.85	
B_{nette} (m^2)	1.1849	
v_n (m)	0.864	
v'_n (m)	0.986	
I_{nG} (m^4)	0.374	
ρ (%)	37.05	
d'_m (m) (Câble moy)	1.13	

- **Section Poutre avec hourdis à X = 0.5 m**

Tableau VIII.15.Caractéristiques géométriques nettes de la section poutre avec hourdis à X=0.5m.

X = 0.5		
Désignation	Valeurs	
H (m)	2.10	
B_{nette} (m^2)	1.1849	
v_n (m)	0.834	
v'_n (m)	1.266	
I_{nG} (m^4)	0.704	
ρ (%)	40.34	
d'_m (m) (Câble moy)	1.13	

Les résultats sont résumes dans le tableau de l'**Annexe A partie 01.**

➔**Les contraintes normales sont vérifiées**

VIII.5.3 Vérification des contraintes tangentielles :

Notre objectif dans cette étape, est de vérifier que les effets d'un effort tranchant cumulé aux effets du moment fléchissant et de l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage, de ce fait on doit vérifier les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0,4.f_{tj}\left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \bar{\tau}_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2.\frac{f_{tj}}{f_{cj}}\left[0,6.f_{cj} - \sigma_x\right] \times \left[f_{tj} + \sigma_x\right] = \bar{\tau}_2^2$$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle ;

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité.

Remarque :

$Si\ \sigma_x < 0,4.f_{cj}$ on a $\bar{\tau}_1 < \bar{\tau}_2$, donc on vérifier juste que $\tau < \bar{\tau}_1$

- **La contrainte normale « σx »**

La valeur de la contrainte normale longitudinale est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}, avec : P = \sum_{i=1}^{4} P_i \cos\alpha_i$$

Et $P_i = p_0 \times (1 - \Delta\sigma)$

Avec :

P : effort de précontrainte ;

B_n : surface nette de la section considérée.

On va faire la vérification des contraintes tangentielle juste pour la phase 4, qui présente un effort tranchant maximale.

Application Numérique :

$\alpha_{C1} = 4°$ ---$\alpha_{C2} = 5°$ --- $\alpha_{C3} = 7°$

$B_n = 1,65\ m^2$

$P = 6.43\ MN$

$\sigma x = 3.89\ MPa \quad < 0.4\ f_{c28}$ (18 MPa)

$\tau_1^2 = 3.08\ MPa \longrightarrow \tau_1 = 0.79\ MPa$

Détermination de la contrainte tangentielle « τ » :

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

$$\tau = \frac{V_{red}.S_n(y)}{I_n.b_n}$$

Avec :

V_{red} : Effort tranchant réduit; $V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin\alpha_i$

S(y) : Moment statique par rapport au centre de gravité de la poutre ;

bn : largeur nette de la section.

Application Numérique :

Vser = 1.23 MN

$\sum_1^3 P \sin \alpha i$= 6.43 MN

V red = 0.63 MN

S_n = 0.56 m^3

b_n = 0.56 m

In = 0.70 m^4

τ = 0,89 MPa

On constate que : $\tau < \bar{\tau}$

Donc les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

VIII.5.4 Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale $\mathbf{A_s}$

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \left(\frac{N_{Bt}}{f_e} \times \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}\right)$$

$\mathbf{B_t}$: aire de la section du béton en traction ;
$\boldsymbol{\sigma_{Bt}}$: valeur absolue de la contrainte maximale de traction ;
$\mathbf{N_{Bt}}$: la résultante des contraintes de traction correspondantes.

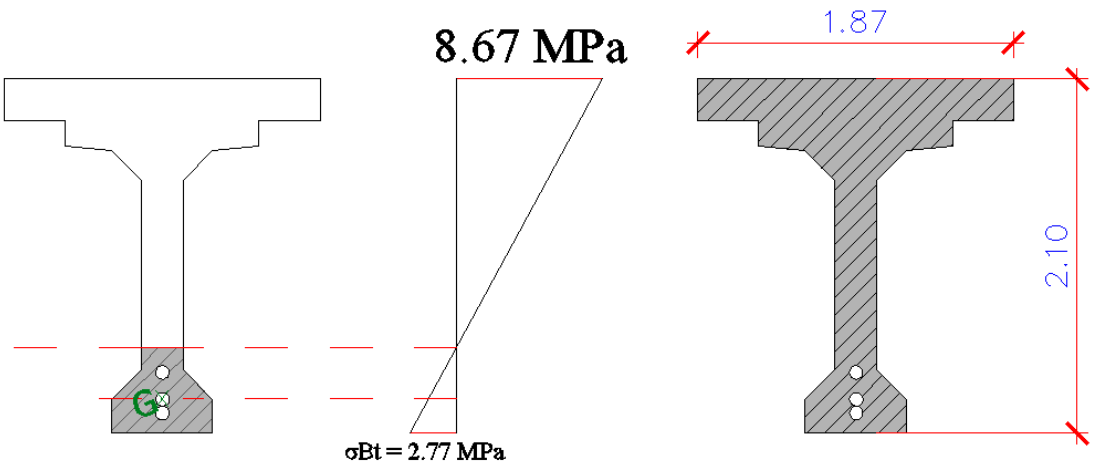


Figure VIII.11.diagramme des contraintes à mi travée.

D'après la figure VIII.8 on na :

B_t = 0.213 m^2

σ_{Bt} = 2.77 MPa

N_{Bt} = 0.34 MN

Donc As = 10.23 cm²

On prend : 4HA20 soit As= 12.57 cm²

VIII.1 ARMATURES DE PEAU:

Les armatures de peau sont réparties et disposées suivant deux directions sensiblement Orthogonales sur toute la périphérie de la section considérer.

VIII.1.1 Longitudinalement :

$$AS \geq \max \begin{cases} 3\frac{cm^2}{ml} * périmétre\ de\ la\ poutre \\ 0.1\ \%\ de\ la\ section\ de\ la\ poutre \end{cases}$$

As ≥ 18.717 cm² ⟶ On disposera alors 32 HA12 sur le périmètre latéral de la poutre

VIII.1.2 Transversalement :

La section de ces armatures doit être telle qu'il ait au moins 2 cm2 d'acier (soit 1 cadre HA10) par mètre de parement. Ces armatures sont disposées parallèlement aux sections droites.

VIII.2 JUSTIFICATION A L'ELU

Les justifications des éléments d'une poutre vis-à-vis de l'état-limite ultime comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées.

La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que froment les billes de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cette angle est donnée par :

$$tg\,2\beta_u = \frac{2\tau_u}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \text{avec} \quad \beta_u \geq 30°$$

Dans lesquelles :

σ_x , σ_y : représentent les contraintes normales au niveau de G ; $\sigma_x = P/B_n$

τ_u : Contrainte tangentielle ultime, $\tau_u = \frac{V_{u\text{-}red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}$

Application numérique :

$V_{max\ comb\text{-}Elu}$ = 1,66 MN

$V_{u\ red} = V_{ult} - \sum Pi \sin\alpha i$ = 1.06 MN

B_n = 1,65 m^2

I_n = 0,70 m^4

b_n = 0,56 m

S_n =0.56 m^3

σ_x = 6.43 / 1,65 = 3.89 MPa

$$\tau_u = \frac{1.06 * 0.56}{0.70 * 0.56} = 1.50 \text{ MPa}$$

$\beta u = 18.82^{\circ}$

On prend : $\beta_u = 30°$

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale $\mathbf{A_t}$, donnée par :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_n \times S_t \times \gamma} \geq \left[\tau_u - \frac{f_{tj}}{3} \right] \times \operatorname{tg} \beta_u$$

Avec :

$\mathbf{A_t}$: section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;

$\mathbf{s_t}$: espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre ;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier ;

$\gamma_s = 1,15$: pour les justifications vis-à-vis des combinaisons fondamentales ;

$\mathbf{b_n}$: largeur nette de la section d'appui.

Application numérique :

$f_{t28} = 2,30$ MPa

$f_e = 500$ MPa

$\gamma_s = 1,15$

$\tau_u = 1,50$ MPa

$\beta_u = 30°$

$b_n = 0,56$ m

$\frac{At}{St} \geq 0.03$ cm

Nous retiendrons donc un cadre HA 10 avec un espacement de 15 cm à l'appui et 25 cm à mi-travée.

VIII.3 JUSTIFICATION DES BIELLES DE BETON :

Cette condition est traduite pour éviter tout calcul complémentaire en une vérification de la Contrainte de cisaillement agissant sur les sections droites de l'ouvrage. Il suffit de vérifier

$$\tau u \leq \frac{fc28}{6}$$

$$1.50 \text{ MPa} \leq 7.50 \text{ MPa}$$

⟶ Ce qui est vérifié.

VIII.4 SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE

La poutre est équipée des armatures longitudinale et transversale déjà calculé précédemment et d'autre armatures de construction pour permettre la mise en oeuvre des câbles.

D'autres armatures d'attentes sont aussi présentes pour permettre la mise en place de la poutre et assuré la jonction avec la dalle.

La figure suivante illustre un plan de ferraillage type pour une poutre :

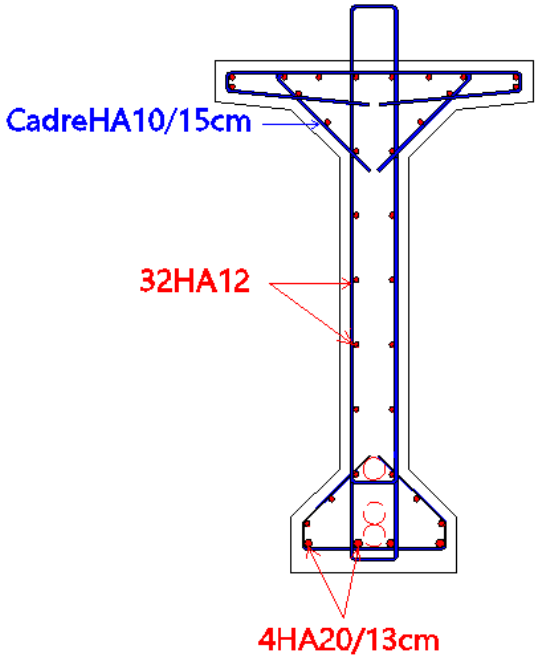


Figure VIII. 12. Ferraillage d'une poutre précontrainte

VIII.5 JUSTIFICATIONS DE LA ZONE D'ABOUT :

La zone d'about est une pièce très sollicitée où est concentré un grand nombre d'armatures passives.

A l'arrière de l'about sont placées les armatures participant à la reprise des efforts de diffusion des forces de précontrainte. [11]

VIII.5.1 Zone de surface:

Dans cette zone, il faut disposer un ferraillage de surface As à l'arrière des ancrages, à distance d'enrobage des parements donnée par la formule :

$$As = 0{,}04 * \max \frac{Pj0}{\sigma' s}$$

Tels que :

Pj0: représente la force à l' origine de l'ancrage par câble.

$$P_{j0} = P0 * (1- \frac{\Delta\sigma inst}{100})$$

$$P_{j0} = 2.65 \text{ MN}$$

$$\sigma's = 2/3 \text{ fe} = 333.33 \text{ MPa}$$

- **Plan vertical:**

$$As = 0{,}04 * \frac{2.65}{333.33} = 3.18 \text{ cm}^2$$ soit : 01 cadres HA16 (AS= 6.16cm2)

- **Plan horizontal :**

$$As = 0{,}04 * \frac{3* 2.65}{333.33} = 9.54 \text{ cm}^2$$ soit : 02 cadres HA20 (AS= 6.16cm2)

VIII.5.2 Zone d'éclatement :

La contrainte de traction du béton σ_{tej} doit vérifier :

$$\sigma_{tej} = 0{,}5 \left(1 - \frac{ai}{dj}\right) * \frac{Pj0}{b*dj} \leq 1.25 \text{ ftj}$$

Avec :

ai = 0.25

dj= H_{poutre} - $H_{cable\ (j)}$ ⟶ $\begin{cases} d1 = 0.37\ m \\ d2 = 0.35\ m \\ d3 = 0.35\ m \end{cases}$

Au 7 éme jour : les câbles sont tirés à 50%, avec ft7= 2.39 MPa

$$\sigma tej = 0{,}5\ (1 - \frac{0.25}{dj}) * \frac{0.5*2.65}{0.6*dj} \leq 1.25\ ft7$$

$\sigma_{tej\ moy}$ = 0.93 MPa ≤ 2.99 MPa condition vérifiée.

Au 28 éme jour : les câbles sont tirés à 100%, avec ft28= 3.30 MPa

$$\sigma tej = 0{,}5\ (1 - \frac{0.25}{dj}) * \frac{2.65}{0.6*dj} \leq 1.25\ ft28$$

$\sigma_{tej\ moy}$ = 1.85 MPa ≤ 4.13 MPa condition vérifiée.

VIII.5.2.1 Ferraillage de la zone d'éclatement :

Les aciers d'éclatement sont situés à l'arrière des plaques d'encrage, sur la profondeur du prisme de première régularisation associé à chaque encrage.

$$A_e = \max = \begin{cases} 0.25\ (\left(1 - \frac{aj}{dj}\right) * \frac{Pj0}{\frac{2}{3}fe} \\ 0.15\ \frac{Pj0}{\frac{2}{3}fe} \end{cases}$$

A_e = 11.94 cm² **soit 3 cadre HA16 (A_s = 12.06 cm²)** disposer sur la largeur de l'âme permettent de reprendre les efforts horizontaux d'éclatement.

VIII.5.3 ZONE INTERMEDIAIRE COMPRIMEE :

On doit s'assurer que la contrainte moyenne de compression longitudinale ne dépasse pas la limite de résistance du béton à la compression.

$$\sigma_{mj} = \frac{Pj0}{b*dj} \leq 2/3\ fcj$$

Au 7 éme jour : les câbles sont tirés à 50%, avec fc7= 29/80 MPa

σ_{mj} = 6.20 MPa ≤ 19.86 MPa condition vérifiée.

Au 28éme jour : les câbles sont tirés à 100%, avec fc28= 45MPA

σ_{mj} = 12.41 MPa ≤ 30 MPa condition vérifiée.

VIII.6 ETUDE DE LA DEUXIEME ZONE DE REGULARISATION (EQUILIBRE GLOBALE) :

L'about de la poutre est considéré comme une poutre de répartition soumise d'un côté aux forces de précontrainte Pj et de l'autre aux contraintes σ(Pj) et τ(Pj).

Les forces de frottement entre les câbles et le béton sont négligées. [10]

VIII.6.1 Vérification des contraintes de cisaillement :

La contrainte de cisaillement maximale est limitée dans le béton par la formule :

$\tau_{max} = \max |\tau_x + \tau| \leq \tau 1, 5\, f_{tj}$

Résultats détaillés en annexes A partie 2.

VIII.6.2 Ferraillage complémentaire :

$$Ac = \frac{Vxe\max - Ntc}{\frac{2}{3}fe}$$

Avec : $\begin{cases} Vxe\max = Vx\max(1 - (\frac{ftj}{\tau_{d\max^3}})^2 \\ Ntc = Ph - T \end{cases}$

$\longrightarrow$ $\begin{cases} Vxe\max = 0.54\ MN \\ Ntc = 0.022\ MN \end{cases}$

$\longrightarrow$ Ac = 15.58 cm²

Résumé :

$$\begin{cases} As = 3.18\ cm^2 & Prés\ de\ la\ surface\ d'about \\ Ae = 11.94\ cm^2 & Sur\ 40\ cm\ d'about \\ Ac = 15.58 - (As + Ae) = 0.45\ cm^2 & Sur\ \frac{2}{3}\ à\ partir\ de\ l'about \end{cases}$$

VIII.7 CONCLUSION :

De manière générale La maitrise de la précontrainte est l'élément décisif dans l'étude des ponts a poutres precontraintes.cette maitrise englobe le dimensionnement, le tracé des câbles et les justifications dans toutes les phases de l'exécution et de service.

CHAPITRE IX

ETUDE DE L'HOURDIS

ENSTP 2019-2020

IX.1 INTRODUCTION

L'hourdis pour notre ouvrage est constitué d'une dalle en béton armé, destiné à recevoir les surcharges et les transmettre aux poutres principales. Ce dernier est un élément qui travaille en flexion simple sous un chargement perpendiculaire à son plan, les moments correspondants sont donnés par l'effort local (**flexion locale**) en chaque point de la dalle, on aura donc a étudié deux sorte de flexions pour déterminer le ferraillage nécessaire.

- Flexion globale ;
- Flexion locale.

IX.2 ETUDE DE LA FLEXION

IX.2.1 FLEXION LOCALE

Ce type de flexion est dû au moment de flexion transversale quand une charge répartie, partiellement répartie ou ponctuelle est appliqué, la présence des poutres sous l'hourdis mène à découper cette dernière en plusieurs panneaux de largeur unitaire de 1m ; ce type de flexion se manifeste dans un seul sens (moment suivant xx). De ce fait, nous allons calculer le ferraillage transversal de la dalle du pont, en utilisant les valeurs de moments Mxx obtenu par RSAP sous les différents cas de chargement.

IX.2.1.1 CALCUL DES SOLLICITATIONS

Pour avoir les sollicitations, nous utilisons la fonction '' cartographies- panneaux'' puis nous allons prendre les résultats du modèle robot (Moment suivant xx)
Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IX. 1. Combinaisons des moments transversaux obtenus par ROBOT à L'ELS

ELS	Moment (Mxx) (KN.m)	
	sur appuis	A mi- travée
G+ 1,2Al	5.47	-2.99
G+ 1,2Bc	30.56	-33.15
G + D240	16.51	-9.78
G + Mc120	20.04	-21.29
G+ 1,2Bt	31.46	-33.15
Max	31.46	-33.15

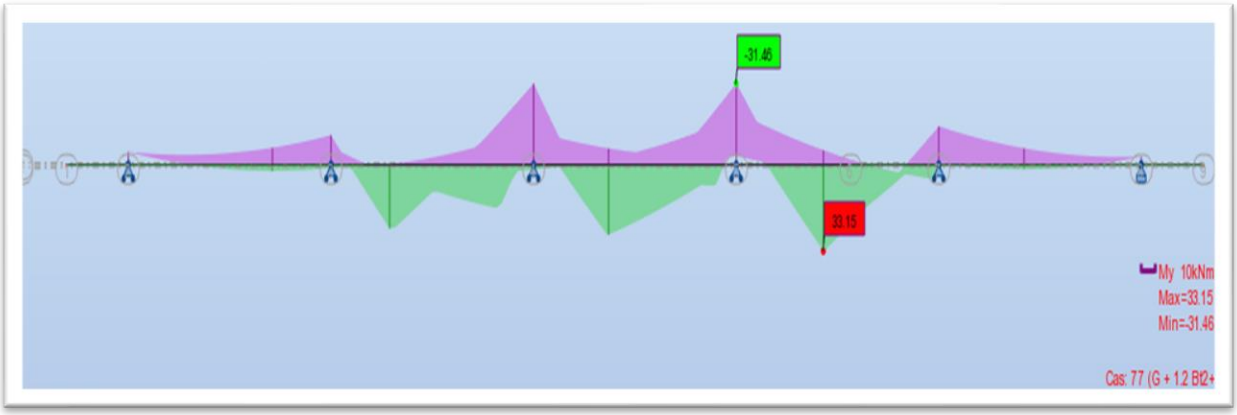


Figure.IX. 1.Le diagramme de MY maximale dans le sens transversal.

D'après les résultats obtenus le moment utilisé pour calculer de ferraillage dans le sens transversal de la dalle égale à 31.46 KN.m pour la nappe supérieure et 33.15 KN.m pour la nappe inferieure.

IX.2.1.2 FERRAILLAGE

Vu que l'ouvrage se situe dans un milieu agressif le dimensionnement des armatures s'effectue à L'ELS, en considérant la dalle comme une section rectangulaire d'un mètre de largeur et 0.25m de hauteur.



Figures IX. 2 Section d'étude du ferraillage de la dalle.

IX.2.1.2.1 DIMENSIONNEMENT À L'ELS

Le dimensionnement des armatures se fait par les étapes suivantes [8] :

Si Mser ≤ M1 $\rightarrow$ Aser ≤ $\frac{Mser}{Z* \sigma st}$

Avec M1 = $\frac{1}{2}$ * b * σbc * Z* X

Z = d - $\frac{x}{3}$ $\rightarrow$ (x = $\frac{3\ \sigma bc}{15\ \sigma bc+\sigma st}$* d) et d= $\frac{9\ h}{10}$ = 0.225 m

fc28 = 45 MPa $\rightarrow$ ft28 = 3.3 MPa

Tels que: $\begin{cases} \sigma bc = 0.6\ fc28 = 27\ MPa \\ \sigma st = \text{Max}\left(0.5fe;\ 110\sqrt{\text{nftj}}\right) = 252.76\ \text{MPa} \end{cases}$

Une fois la section As est calculée, on vérifie la condition de non fragilité, pour vérifier que la section d'acier est plus grande que la section minimale

$A_{ser} > A_{min} = 0.23 \frac{ftj}{fe}$ * b * d

Tableau IX. 2. Dimensionnement des armatures transversal a L'ELS

ELS	**ELS**	
	sur appuis	A mi- travée
Mser (MN.m)	0.03146	0.03315
X	0.027	0.027
Z	0.216	0.216
M1 (MN.m)	0.078	0.078
Aser (cm2)	5.76	6.07
Amin (cm2)	3.42	3.42

IX.2.1.2.2 DISPOSITION CONSTRUCTIVE :

Pour que la liaison des armatures et le béton de la dalle soit correct, les armatures doivent avoir un diamètre :

$\Phi < \frac{h}{10}$ = 25mm. [12]

IX.2.1.2.3 ESPACEMENT DES ARMATURES :

Les espacements maximaux à ne pas dépasser sont :
Dans le sens xx' : St≤ min (3h; 33cm)= 33 cm
Dans le sens yy': St≤ min (2h; 25cm)= 25 cm.

IX.2.1.2.4 CHOIX DES ARMATURES

Tableau IX. 3. Choix des armatures transversales

	Sections d'acier	Barres
Nappe inférieure	6.07 (cm²)	**6HA14** /ml (As=9.24 cm²) Une barre **HA16** tous les 18 cm
Nappe supérieure	5.76 (cm²)	**6HA12** /ml (As=6.79 cm²) Une barre **HA12** tous les 18 cm

IX.2.1.2.5 SCHÉMA DE FERRAILLAGE TRANSVERSAL

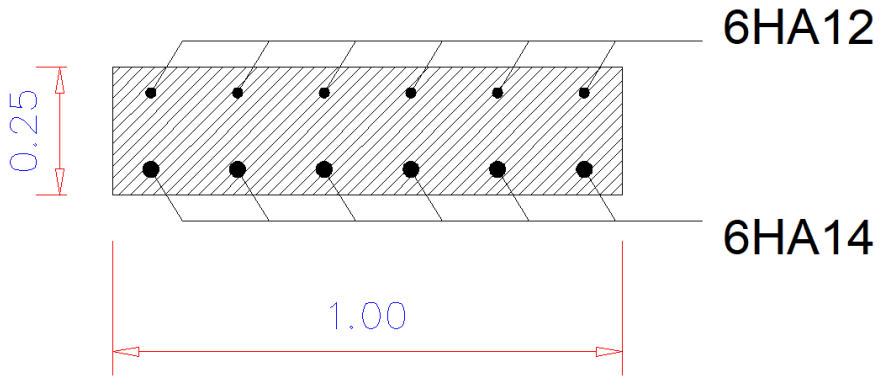


Figure IX. 3. Schéma de ferraillage transversal de la dalle

IX.2.2 FLEXION GLOBALE

IX.2.2.1 FERRAILLAGE

Vue que la dalle s'appuie sur des poutres en béton précontraint, qui vas prendre la totalité de la charge alors la section d'acier longitudinale égale le tiers des sections d'aciers dans le sens transversal.

As long = $\frac{As\ tr}{3}$

Le ferraillage sur appui : A_{Str} = 3.63 cm2
Le ferraillage à mi travée : A_{Str} = 3.29 cm2

IX.2.2.2 CHOIX LES ACIERS LONGITUDINALE :

Tableau IX. 4. Choix des armatures longitudinales

	Sections d'acier	Barres
Nappe inférieure	2.03 (cm²)	**4HA10** /ml (As=3.14 cm²) Une barre **HA16** tous les 18 cm
Nappe supérieure	1.92 (cm²)	**4HA8** /ml (As=2.01 cm²) Une barre **HA12** tous les 17 cm

IX.2.2.3 SCHEMA DE FERRAILLAGE LONGITUDINAL :

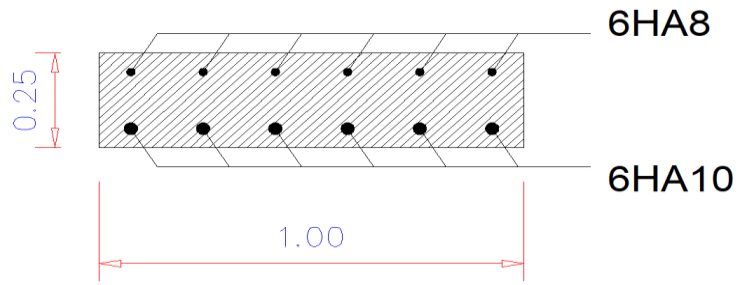


Figure IX. 4. Schéma de ferraillage longitudinale de la dalle

IX.3 VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT

La vérification de non poinçonnement se vérifie par la formule suivante [8]

$$Q_u \leq 0.045\ Uc * h * fc28/\gamma b$$

Avec :
Q_u =1,6 P
P : charge de la roue (Bc, Bt, Br)
h = 0.25 m (Hauteur de la dalle);
h0 (Epaisseur du revêtement) = 0.09 m.
Uc =2(u+ v) : Périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen.

Tels que : $\begin{cases} u = u0 + hd + 2\xi hrev \\ v = v0 + hd + 2\xi hrev \end{cases}$

Tableau IX. 5. Vérification de non poinçonnement

Charges	Pt(KN)	u_0	v_0	u	v	Uc	0.045 Uc * h * fc28/γb	Q_u	Condition
B_c	60	0.25	0.25	0.635	0.635	2.54	0.857	0.096	Vérifiée
	30	0.20	0.20	0.585	0.585	2.34	0.789	0.048	Vérifiée
B_t	80	0.25	0.60	0.635	0.985	3.24	1.093	0,128	Vérifiée
B_r	100	0.60	0.30	0.985	0.685	3.34	1.127	0.160	Vérifiée

IX.4 CONCLUSION

Le dimensionnement de la dalle du pont est une étape primordiale, car elle joue un rôle très important se présente à la répartition des charges sur les poutres et la réception des équipements de pont (corniches, glissières, garde-corps … etc.) qu'on dimensionnera dans un chapitre ultérieur, néanmoins c'est un élément support.

CHAPITRE X

ETUDE SISMIQUE

ENSTP 2019-2020

X.1 INTRODUCTION

Le calcul sismique a pour objectif la détermination de la réponse d'un ouvrage à un mouvement tellurique (relatif à la terre) sollicitant ses fondations. On entend par réponse le calcul des sollicitations, des déplacements, des vitesses et des accélérations subis par l'ouvrage.

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent et atteignent la surface du sol.

X.2 CLASSIFICATION ET DONNEES DU RPOA

Pour la prise en compte du risque sismique, les ponts sont classés par le **RPOA** suivant plusieurs critères. Dans notre cas nous aurons les caractéristiques suivantes :

Classe de pont : Groupe 2 (Pont important)
Zone sismique : Wilaya de MASCARA zone **II.a (Sismicité moyenne)**
Classification du site : S2 (site ferme), les résultats donnés par le laboratoire géotechnique
Coefficient d'accélération de zone : A = 0.20

X.3 ANALYSE MONOMODALE SPECTRALE

L'application de **la méthode monomodale** est gouvernée par la vérification des critères Suivants [13] :

- **Critère n°1 : Masses modales :**

« La masse totale mise en mouvement doit être supérieure à 70% de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation. Cette condition est vérifiée si

$$M_{pile} < 0,43\ M$$

M totale = M tablier * Nombre de travée
= (M poutres+ M dalle+ M entretoises + M équipements) * Nombre de travée
M totale =839.6085 * 11 = 9235.7t

On a : M pile = M chevêtre + (M fût × 2)
M pile = 1201.01t

⟶ La condition est **vérifiée**.

- **Critère n°2 : Angle de biais :**

L'angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis est de 90 gr > 70 gr, l'ouvrage étudié présente un faible angle biais, il n'y a pas une vérification vis-à-vis de cette condition.

- **Critère n°3 : Angle de courbure :**

" L'angle balayé en plan par la tangente à l'axe doit être inférieur à 30 gr et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans courbure ". [13]

On a un angle de courbure α_c =16 < 30 ⟶ La condition est **vérifiée**.

Critère n° 4 : Symétrie transversale :

" La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal ". (La condition est **vérifiée**.))

X.4 SEISME LONGITUDINAL :

X.4.1 Détermination de la masse du système :

La masse du système est égale à la masse du tablier seul car il repose sur des appareils d'appuis en élastomères frettés.

X.4.2 Détermination de la raideur du système :

Note :

Les appareils d'appuis ont été dimensionnes au préalable, mais on présentera leur dimensionnement dans un chapitre ultérieur une fois l'étude sismique sera établie pour pouvoir vérifier leur comportement vis à vis l'effort sismique.

- **Raideur de la culée (K culée) :**

Puisque la culée est infiniment rigide, la raideur à prendre en compte de la culée est celle des appareils d'appui elle se calcul comme suit :

$$Kc = \frac{1}{\frac{1}{Kculée\ 1} + \frac{1}{\text{Kappareils d'appuis}}}$$

$K_{culée1} = \infty \Rightarrow \frac{1}{Kculée1} = 0$

Donc Kc = K appareil d'appuis

$$K\ app.ap = n\frac{G\ a.b}{e}$$

Avec :

- n : nombre des appareils d'appuis de l'élément porteur **(n = 6 appareils sur culée) ;**
- G : module de cisaillement de l'appareil **(G= 1.2 MPa en condition sismique) ;**
- (a, b) : les dimensions en plan de l'appareil **(0,35*0,40 m²) ;**
- e : l'épaisseur totale de l'élastomère de l'appareil **(e= 0,077 m).**

On aura donc : K appareils d'appuis = 2.58 MN/m d'où KC = 2.58 MN/m

- **Raideur de la pile (k pile)**

La raideur de la pile comprend la raideur des fûts est celle des appareils d'appui Le chevêtre est supposé infiniment rigide.

$$Kpile = \frac{1}{\frac{1}{Kfuts} + \frac{1}{\text{Kappareils d'appuis}}}$$

K appareils d'appuis = 5.16 MN/m avec n= 12

- **Raideur des fûts (K fût)**

La raideur d'un fût encastré dans la semelle et articulé en tête est calculée selon la RDM par la formule suivante :

$K\ fûts = n * \frac{3.E.I}{l^3}$

- n : Nombre de fût composant la pile **(n = 2) ;**
- E : module de déformation instantanée de béton (Eij =33000 MPa) ;
- I : moment d'inertie longitudinal d'un fût ($I = \frac{\pi d4}{64}$ = 2.61m4);
- l: hauteur du fût.

Les résultats sont résumés dans l'annexe B partie 01.

Rigidité du système (Ksys) :

$Ksys = 2\ Kc + \sum_1^{10} Kpile$

Ksys= 252.09 MN/m

X.4.3 Période longitudinale du système :

La période longitudinale du système vaut :

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{Msys}{Ksys}} = 2\pi\sqrt{\frac{9235.89}{175.56*10^3}} = 1.20 \text{ s}$$

X.4.4 Détermination des actions sismiques :

L'effort longitudinal global vaut : F = M. Sa (T)
Sa(T) : étant l'accélération spectrale du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T et Sa (T) = Sae (T) pour le calcul élastique. (**RPOA 2008).**

X.4.4.1 Spectre de réponse élastique :

Le spectre de réponse élastique (Sae) pour les deux composantes horizontales est donné en fonction de la période élastique (T) et du taux d'amortissement (ξ) de l'ouvrage Par :

$$\text{Sae}(T,\xi) = \begin{cases} Ags\left(1+\frac{T}{T1}(2.5\eta-1)\right) & 0 \le T \le T1 \\ 2.5\eta Ags & T1 \le T \le T2 \\ 2.5\eta Ags\left(\frac{T2}{T}\right) & T2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta Ags\left(3\frac{T2}{T^2}\right) & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :
g : Accélération de la pesanteur (g=9,81m/s2).
T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site S2. (T1= 0,15s, T2=0,40s)
S : Coefficient de site. (S=1,1).
η: Facteur de correction de l'amortissement. **(**η= √ (**7**/(**2**+ $\boldsymbol{\xi}$))=1 **)**
(ξ):Taux d'amortissement ξ =5%.

On a $T2 \le T \le 3.0s$ ⇒ Sae (T, ξ)= $2.5\eta Ags\left(\frac{T2}{T}\right)$

⇒ Sae(T, ξ) = 1.79 m/s2

X.4.4.2 Effort longitudinal global :

$F_{\text{longétudinal}} = \text{M. Sae(T)}$ ⇒ $F_{\text{longétudinal}} = 16574.19$ Kn

X.4.4.3 Répartition des efforts sismiques sur les appuis :

$$F_{long}^{i} = \frac{Ki}{Ksys} * F_{long}^{total}$$

- Effort longitudinal sur culée :

$$F_{long}^{culée1} = \frac{Kculée1}{Ksys} * F_{long}^{total}$$

- Effort longitudinal sur pile :

$$F_{long}^{i} = \frac{Ki}{Ksys} * F_{long}^{total}$$

Les résultats sont résumés dans l'annexe B partie 01.

X.4.4.4 Evaluation des déplacements :

Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{long}^{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2} * \text{Sae(T)} \quad \Rightarrow \quad d_{long}^{tablier} = 0.066\ m$$

X.5 SEISME TRANSVERSAL

« L'action sismique dans le sens transversal des ponts est supportée principalement par les piles, et il n'y a pas d'interaction importante entre les piles adjacentes »

La faisabilité de cette méthode est conditionnée par le critère suivant :

$$0{,}90 < Ti/Ti+1 < 1{,}10$$

Où : Ti : est la période de la ieme pile

Les effets des séismes agissant sur la ieme pile peuvent être évalués de manière approximative en considérant l'action d'une force statique : Fi=Mj Sa(T)

$I_{eq} = 2(I + A(d^2)) + I = 80.26\ m^4$

$$K_{fûts} = \frac{3*E*Ieq}{l^3} = = \frac{3*33000*80.26}{l^3}$$

$$Kpile = \frac{1}{\frac{1}{Kfuts} + \frac{1}{\text{Kappareils d'appuis}}}$$

Les résultats sont résumés dans l'annexe B partie 02

X.6 SEISME VERTICAL :

L'action sismique verticale est calculée par travée par la formule suivante :

$$Ri = a * b * \mu * L$$

Tels que :

- a : paramètre caractérise l'accélération du sol en fonction la classe de l'ouvrage la zone a= 5.25m²/s;
- sismique et la géologie de site du projet;
- b : quantifie la réaction d'appui pour un ouvrage (Note : les valeurs a et b sont tirées à partir des tableaux normalisés) ;

$$Rpile\ 1{,}10 \rightarrow b = 0{,}64$$
$$Rpile\ 2:9 \rightarrow b = 0{,}90$$
$$Rculée \rightarrow b = 0{,}24$$

- μ : masse linéique du tablier (μ =22095.4 Kg/ml)
- L : longueur travée (L=38m)

D'où

$$\begin{cases} R_{pile1,10} = 5.25 * 0.64 * 22.095 * 38 \\ R_{pile2:9} = 5.25 * 0.90 * 22.095 * 38 \\ R_{culée} = 5.25 * 0.24 * 22.095 * 38 \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{pile1,10} = 2821.146 \\ R_{pile2:9} = 3967.24 \\ R_{culée} = 1057.93 \end{cases} \quad \text{(KN)}$$

X.7 L'EFFORT SISMIQUE DANS CHAQUE DIRECTION

Pour déterminer les sollicitations de calcul E, dues au mouvement sismique d'ensemble, les effets des différentes composantes de ce mouvement de l'action sismique sont combinés suivant les relations définies ci-après :

$$E1 = E_x \pm 0{,}3\, E_Y \pm 0{,}3\, E_z$$
$$E2 = E_y \pm 0{,}3\, E_x \pm 0{,}3\, E_z$$
$$E3 = E_z \pm 0{,}3\, E_x \pm 0{,}3\, E_y$$

Avec : EX, EY, EZ Sont les effets de l'action sismique dans la direction X, Y, Z respectivement

Le résultat des efforts sismiques dans toutes les directions et sous combinaison sont résumés en Annexes B Partie 03

X.8 CONCLUSION

L'étude sismique est très importante pour la réalisation d'un pont, car elle permet d'estimer les efforts que subissent les appuis, et notamment les piles, durant un mouvement sismique. Ces efforts vont être utilisés pour le dimensionnement du ferraillage des appuis et afin qu'ils puissent répondre mieux aux actions sismiques.

CHAPITRE XI

ETUDE DES DEFORMATIONS ET CALCUL DES EQUIPEMENTS

ENSTP 2019-2020

XI.1 INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est le dimensionnement des équipements nécessaires de l'ouvrage tel que les appareils d'appuis, les dés d'appuis, les joints de chaussées et le système d'évacuation, corniche et plot parasismique. Le dimensionnement de ces derniers nécessite un calcul de déformation qu'on présentera premièrement dans ce chapitre.

XI.2 CALCUL DES DEFORMATIONS :

Le tablier du pont subissant plusieurs phénomènes de déformation (flèches, rotations, déplacements horizontaux et verticaux) qui sont dus principalement au poids propres, effet de la précontrainte, charges de construction et d'exploitation.

Le tableau ci-après récapitule les résultats de calcul des déformations obtenu par logiciel robot et la méthode de MOHR Le détail du calcul est présenté en annexe **C** partie 01.

Tableau XII .1.Bilan de déformation

Fleche	
A vide	En charge
- 0.575 cm	3.025 cm
Rotation	
A vide	En charge
0.0037 rad	0.0078 rad
Déplacement	
Courte durée	Longue durée
1.10 cm	1.59 cm

XI.3 LES APPAREILS D'APPUIS

Les tabliers de pont reposent sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre les efforts essentiellement verticaux ou accompagnes d'efforts horizontaux. Ils sont intercalés entre la poutre et le chevêtre.

Parmi plusieurs types existants on choisit des appareils d'appui en élastomère frette. Ces appareils sont constitués de feuilles d'élastomère (marque Néoprène) et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes, la liaison entre les tôles et l'élastomère étant obtenu par vulcanisation.

XI.3.1 DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

Les dimensions de l'appareil d'appuis retenus sont résumées dans le tableau et le schéma ci-après, le dimensionnement est bien détaillé dans l'annexe C partie 02.

L'appareil d'appui choisit est de dimensions (**350 x 400 x 86**) mm3 [14]

Tableau X .2. Dimensions de l'appareil d'appui

Dimension	Valeur (mm)
a	350
b	400
e	2.5
ti	10
ts	3
Td	65
T	86

XI.3.2 VERIFICATIONS DE L'APPAREIL D'APPUI

Conformément au RPOA, Ces types de vérification aux Etats Limites Ultimes doivent être faits pour les appareils d'appui en élastomère fretté quel que soit leur type le détail et dans l'annexe C partie 03.

- Résistance à la compression.

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.

XI.4 DIMENSIONNEMENT DU DÉ D'APPUIS

XI.4.1 Hauteur du dé d'appui :

$H \geq (2\ a.\ b\ /P0) = (2\ a.b) / 2\ (a + b) \rightarrow H \geq 18{,}67$ cm.

On prend : H = 35 cm

XI.4.2 Dimensionnement en plan du dé d'appui :

D'après le guide SETRA, le dimensionnement (A x B) des dès d'appuis présente par rapport à l'appareil d'appui un débordement minimum de 5cm, on prend d=10 cm. H = 35cm

XI.4.3 Ferraillage du dé d'appui

Le dé d'appui comporte 04 types d'armatures qui sont présentées dans la figure ci-dessous.
Note : Le calcul de ferraillage est fait en annexe C partie 04.

XI.5 PLOT PARASISMIQUE

Nous avons choisi deux plots parasismiques de blocage sur culée qui vont jouer le rôle de butée et qui ont les caractéristiques sont les suivantes :

- Une hauteur de 72 cm pour les deux plots parasismiques.
- Une section de 60×70 cm.
- Un espacement de 03 cm par apport à la poutre.

XI.5.1 Effort appliqué sur le plot

La charge appliquée sur le plot sismique est la composante horizontale transversale du séisme
M1= Hs e = 594.52 ×0.43= 255.64 KN.m
e: distance entre le point d'impact de la poutre sur le plot et la fibre inferieur de plot

XI.5.2 Ferraillage de plot

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'aide du logiciel ROBOT Expert, la section d'acier calculé est de 26.7 cm² ; Soit : 5HA32 (40,21 cm²).

XI.6 JOINT DE CHAUSSÉE

Le règlement parasismique algérien des ouvrages d'art fixe un souffle total selon la formule suivante :

- W : Souffle total du joint
- WD : Souffle des déformations différées (retrait et fluage) (WD = 10.20 mm)
- WT : Souffle thermique (WT= 5.6 mm)
- WS : Souffle sismique. (WS= 66 mm)

W=WD+ 0.4WT + 1/3 WS
W= 34.44 mm

XI.6.1 Choix de type de joint de chaussée

On choisit le type de joint de chaussée selon le souffle calculé, et en regardant le catalogue de joints de chaussée CIPEC, on constate que pour un souffle de 34.44 mm il faut considérer la famille de joints appelée Wd (souffles moyens), ces joints sont de la famille à dents en console conçue pour une circulation lourde et intense, ce type de joints possède une robustesse exceptionnelle.



Figure XI. 1 Joint du type Wd

Tableau XI. 3 Modèles des joints Wd

Type	Droite (100gr)	80 gr	60 gr	40 gr	30 gr
Wd60	60	61	71	66	67
Wd80	80	84	92	85	86
Wd110	110	116	104	92	90
Wd60	160	196	158	141	139
Wd230	230	185	127	102	97

Suivant le souffle total, on a choisi le joint **Wd80**. Les souffles admissibles pour ce genre de joint, permettent des déplacements transversaux admissibles en service, et des déplacements longitudinaux de **30** à **110 mm**.

XI.7 L'ASSAINISSEMENT D'UN PONT

Sur un tablier de pont l'évacuation des eaux nécessaire non seulement pour la durabilité de la structure, mais aussi pour la sécurité des usagers. Le recueil des eaux est assuré par la pente transversale et longitudinale elles sont ensuite évacuées l'intermédiaire des gargouilles de diamètre de 30 cm Implantées au niveau des appuis.

XI.8 LES CORNICHES

Les corniches ont essentiellement un rôle esthétique situé à la partie haute des tabliers, dans notre projet on a recours à des corniches préfabriquées dont les dimensions sont présentées dans la figure ci-dessous.

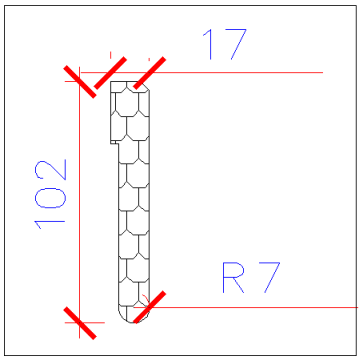


Figure XI.2. Dimension de la corniche préfabriquée

XI.9 LES DISPOSITIONS RETENUES

Les glissières de sécurité : Le rôle de ces glissières est de diminuer les conséquences des accidents de la route, elles agissent essentiellement au niveau des roues des véhicules, elles sont relativement esthétiques et résistantes.

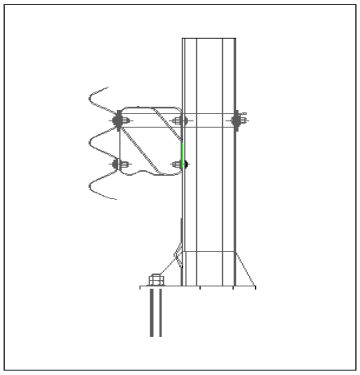


Figure XI.3. Glissière de sécurité GS2

XI.10 CONCLUSION

En conclusion de ce chapitre on attire l'attention sur l'importance de bien soigner l'exécution des équipements et son environnement ce qui assure leurs fonctionnements correcte et prolonger leurs duré de vie.

CHAPITRE XII

ETUDE DE LA PILE

ENSTP 2019-2020

XII.1 INTRODUCTION

Une pile est un appui intermédiaire qui 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 en fonction d'un très grand nombre de paramètres :

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

XII.2 DIMENSIONS DES ELEMENTS DE LA PILE

XII.2.1 CHEVETRE

C'est l'élément sur lequel repose les poutres, il assure la transmission des charges aux fûts.

- Longueur : L = 4.00 m ;
- Largeur : b = 2,00 m ;
- Hauteur : H = 2.00 m.

XII.2.2 Fûts

Leur rôle est de transmettre les efforts à la semelle, ils sont de forme cylindrique, de diamètre généralement constant.

Nous avons trois (02) fûts à un diamètre constant Φ=2.7 m et un entraxe de 5.52 m.

XII.2.3 SEMELLE

- Epaisseur : 2.40 m ;
- Largeur : 9.50 m ;
- Longueur : 10.50 m ;
- Béton de propreté : 0,10 m.

XII.3 ETUDE STATIQUE DE LA PILE

XII.3.1 EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA PILE:

Le calcul des sollicitations englobe les charges statiques et les surcharges et leur moments (soit des moments verticaux ou horizontaux) et les efforts dus à la variation linéaire (température, retrait et fluage) et leurs combinaisons a ELU, ELS le détail des combinaisons des actions de calcul sont présentés en annexe D partie 01.

XII.4 ETUDE SISMIQUE

Dans cette partie on va évaluer les efforts sismiques horizontaux et verticaux (Pour ce calcul on décompose la pile en volume élémentaire sur lequel on applique l'accélération horizontale, verticale pour les efforts de poids propre).

Ensuite on combine les efforts dans chaque sens (longitudinal, transversal, vertical) avec les surcharges et les efforts sismiques provenant du tablier. Le détail de calcul en annexe D partie02.

Tableau.XII.1.combinaison des efforts et les moments agissant sur la pile ELA.

	1	2	3	4	5	6
H_L(MN)	4,06	1,43	1,43	3,44	0,82	0,82
H_T(MN)	2,16	7,21	2,16	2,16	7,21	2,16
M_L	57,56	167,83	57,56	37,16	147,43	37,16
M_T	47,26	157,53	47,26	47,26	157,53	47,26
N (MN)	22,33	22,33	26,71	18,58	18,58	14,21

XII.5 ETUDE DU CHEVETRE

Le chevêtre étudié est appuyé sur deux fûts, il est présenté par le schéma statique ci-dessous, son étude est faite en deux étapes, Une étude à la flexion et une étude à la torsion

Le tableau suivant récapitule les réactions trouvées par poutre :

Charges et Surcharges	R(t) (KN/ml) (Deux travées chargées)
G	8396,27
A(l)	1699,98
Bc	1233,97
Mc120	1142,79
D240	2137,30

Tableau XII. 2. Réactions sur le chevêtre

XII.5.1 Etude et ferraillage du chevêtre à la flexion

L'étude du chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide du logiciel Robot 2014, le chevêtre est modélisé telle une poutre appuyé sur les fûts, et on applique les réactions pour simuler la répartition exacte des efforts sur le chevêtre.

Les cas de charges nous donneront les moments et efforts tranchants Max avec la combinaison G+D240 et les résultats sont les suivants :

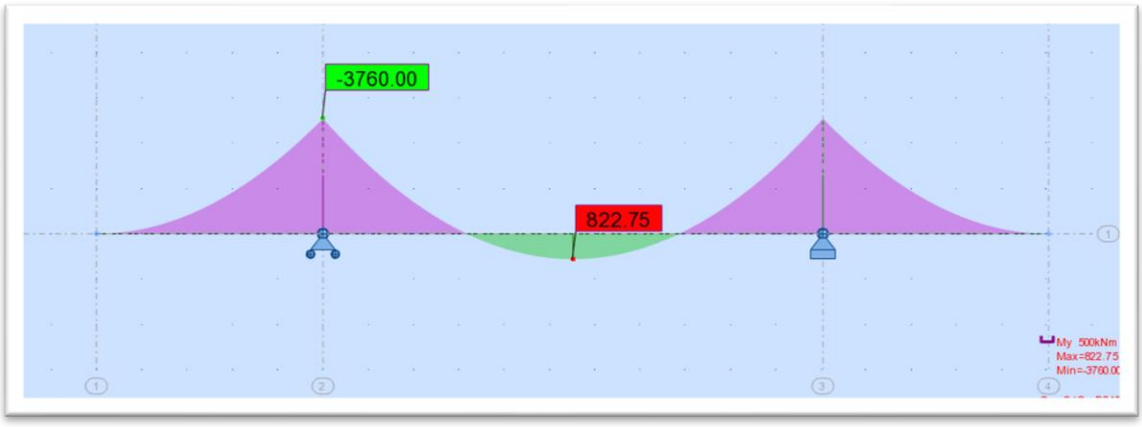


Figure XII. 1. Moment fléchissant à l'ELS sous combinaison G+D240

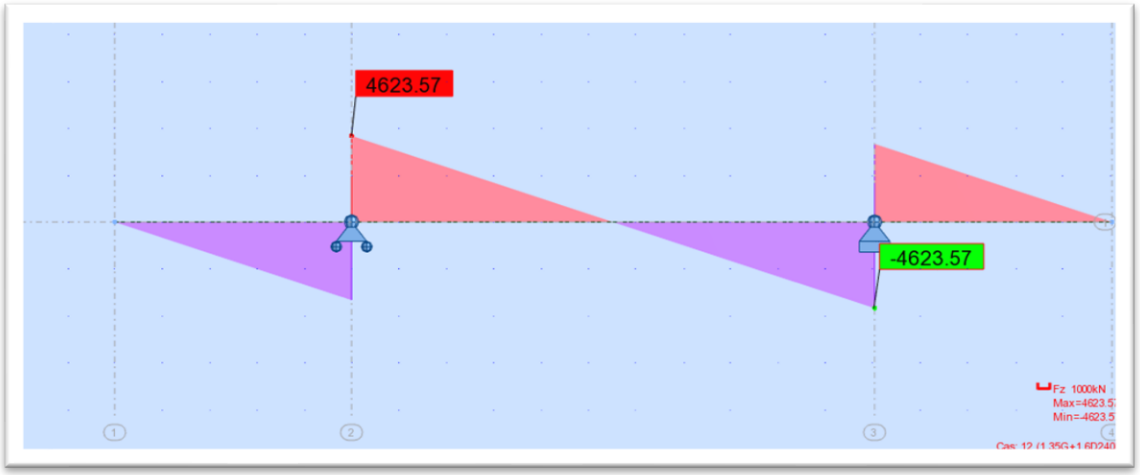


Figure XII. 2. Effort tranchant à l'ELU sous combinaison G+D240

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

	M+ max (TRAVEE) (KN.m)	M- max (APPUI) (KN.m)	Tmax (MN)
ELU	1245.51	5235.02	4623.57
ELS	822.75	3760	3320.83

Tableau XII. 3. Résultats de modélisation du chevêtre

XII.5.1.1 FERAILLAGE LONGITUDINAL

On utilisera le logiciel **ROBOT EXPERT** pour le calcul de la section d'acier pour une section de béton (4.00 x 2.00 m) et on aura comme résultat :

- **Armature supérieure : Sur appuis**

As = 82.40 cm² on prend : 27 HA 20 avec As = 84.82 cm² avec St= 12 cm

- **Armature inférieure : Sur travée**

As = 77.20cm² on prend : 27 HA 20 avec As = 84.82 cm² avec St= 12 cm

XII.5.1.2 FERAILLAGE TRANSVERSAL

$\tau u = \frac{Vu}{b0d} \leq \bar{\tau}$= min (0,1fc$_{28}$. 4 MPa) = 2,7

Tels que :

τu : Contrainte tangentielle dans le béton.

Vu : effort tranchant sur appui à l'ELU.

τ = 0.64 MPa < 2,7 MPa $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Les armatures droites sont suffisantes, on disposera donc les cadres droits espacés de St inférieur à 20 cm d'après « S.E.T.R.A » et on prend St =10cm.

Avec :

$$\frac{At}{St} \geq \frac{\tau u - 0.3 f t_{28} K}{0.9\, fe} \gamma s.\, b0$$

K = 0 reprise de bétonnage.

γs=1, 15

Nous trouvons alors : At1 = 6.54 cm²

Calcul de section d'armature minimale

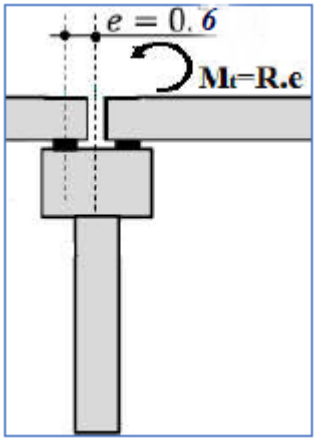
$$Amin \geq \frac{0{,}4 b0 St}{fe} = 3.2\ cm^2$$

At1=max (At; Amin) = At = 6.54 cm²

XII.5.2 ETUDE ET FERRAILLAGE DU CHEVETRE A LA TORSION

La torsion dans le chevêtre est due à l'excentricité des appareils d'appui par rapport à son plan de symétrie, cette torsion ne peut avoir lieu que lorsqu'une seule travée est chargée. Les essais ont montré que les poutres à section pleine se comportent comme des poutres tubulaires, c'est à dire que la partie centrale ne participe pas à la résistance à la torsion.

XII.5.2.1 CALCUL DU MOMENT DE TORSION



Rappelons que le moment de torsion égale à la réaction d'appuis multiplié par l'excentricité.
L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est e=0.6m.

- **Phase de construction**

$C_1 = P_G \times e$

Avec Pg : poids de (poutres + entretoise)

C1= 365.26*0.6

C1= 0.22 MN.m/ml

- **Phase service**

$C_2 = P_{A(l)\text{-}2V} \times e$

C2=0.072 MN.m/ml

C = max (C_1; C_2) = 0.22 MN.m/ml

XII.5.2.2 CALCUL DE CONTRAINTE TANGENTIELLE

$$\tau_b = \frac{C}{2\,\Omega\,b_n}$$

Avec :
bn : épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente : bn= h/6 = 0.33 m
Ω = (b-bn).(h-bn) = 6.11 m²
On trouve alors *MPa τ=0,*032 MPa

XII.5.2.3 ARMATURES LONGITUDINALES

$$Al = \frac{1}{\sigma st}\frac{C.U}{2\Omega}$$

Avec : U : périmètre extérieur du chevêtre U = 11.33 m
On trouve Al= 6.11 cm² donc on opte pour un ferraillage de 6HA12 avec Al= 6.79 cm²

XII.5.2.4 ARMATURES TRANSVERSALES

$$At = \frac{1}{\sigma st}\frac{C.St}{2\Omega}$$

Donc: At2 = 0,11 cm2 avec: St = 20 cm

‘‘La section des armatures transversales par un plan horizontal doit correspondre au cumul de la section nécessaire pour reprendre les cisaillements d'effort tranchant avec celle nécessaire pour reprendre les cisaillements de torsion sur les faces verticales (SETRA)

At = At1 + At2
D'où: At = 6.65 cm2 Soit 2 cadres HA16 (At =8,04 cm²).

XII.5.2.5 Vérification des contraintes

Il faut que. $\tau_{bt}{}^2 + \tau_u{}^2 \leq \tau_{lim}{}^2$
τ_u = 0,64 MPa
τ_{bt} = 0.11 MPa
⇒ 0,42 MPa < 7,29 MPa (condition vérifiée)

XII.5.2.6 Schéma de ferraillage de chevêtre :

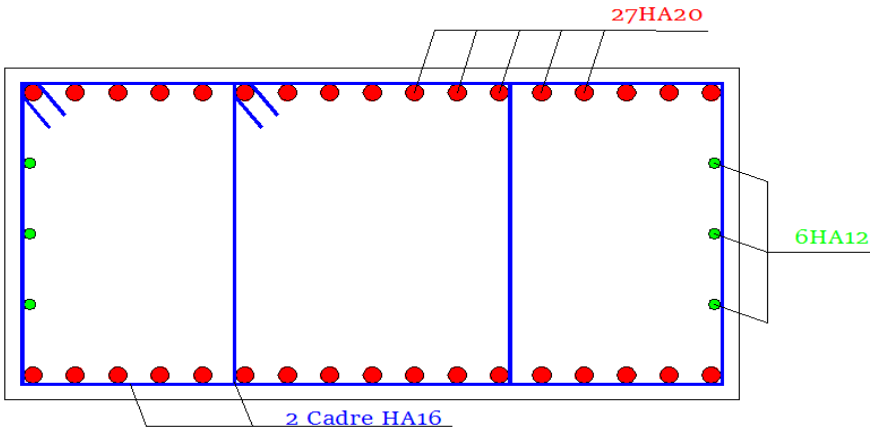


Figure XII. 3. Ferraillage du chevêtre.

XII.6 ETUDE DES FUTS

XII.6.1 Vérification de flambement de fut

On vérifie que $\lambda < \bar{\lambda}$

Tels que : $\lambda = Lc / i$ et $\bar{\lambda} = 50$
Lc =0.7 x 33.3= 23.31 m (fut encastré en semelle) ; i = D /4 = 0.675m
Donc : 34.53≤ 50 ⇒ La vérification de flambement n'est pas nécessaire.

XII.6.2 EVALUATION DES EFFORTS

La pile étant soumise à une flexion composée, elle est sollicitée que par un effort vertical appliqué au centre de gravité de la section et un effort horizontal.

Etant donnée de la symétrie, on fait l'étude d'un seul fut en considérant les différents cas de charge et en utilisant les combinaisons ELS et ELA, le détail des combinaisons des actions de calcul sont présentés en annexe D partie 03.

Condition	Effort	N(MN)	M(MN.m)	
			ML	MT
normale	ELS	21.51	16.96	/
	ELU	29.01	23.13	/
Sismique	ELA	22.33	137.83	127.53

Tableau XII. 4. Résultats de combinaisons maximales agissant sur la pile

XII.6.3 FERRAILLAGE DU FUT :

XII.6.3.1 Longitudinalement :

On utilise pour le ferraillage le module expert du logiciel ROBOT pour une section circulaire de diamètre 2.7 m.

On trouve donc As=1266.7 cm², on adopte deux nappes de HA32/ml 2*79HA32/ml (As = 1270.71 cm²).

As ≥ Amin = 0.23 ftj/fe* πD^2= 233.76 cm² ⇒ Condition de non fragilité vérifiée.

XII.6.3.2 Transversalement

❖ Vérification des contraintes tangentielles

$\tau u = \frac{Vu}{b0d} \leq \bar{\tau}$= min (0,15$fc_{28}/\gamma b$. 4 MPa) = 2,7

On assimile la section circulaire à une section carré (2b0) (méthode simplifiée)

⇒ D = √2 b0 donc b0 = 1,909 m

Avec d=2.43 m

Pour le calcul du ferraillage transversal, on majore les efforts tranchants par le coefficient γr = 1,4 comme le préconise le RPOA, l'effort tranchant maximal du au séisme vaut alors [14].

Vu=1,4 *0,33 = 0,462 MN

τu= 0.099 MPa ≤ 2,7 MPa ⇒ Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

❖ **Section d'armature**

Avec Robot expert : 1 cerce de HA16 et 1 cerce de HA14

L'espacement St doit satisfaire la condition suivante (RPOA) :

- En zone courante : St max = min [12Φl, b, 200 mm]
- Et en zone critique : St max = min [8Φl, b/2, 200 mm]

Soit : St=20 cm en zone courante et St= 15 cm en zone critique.

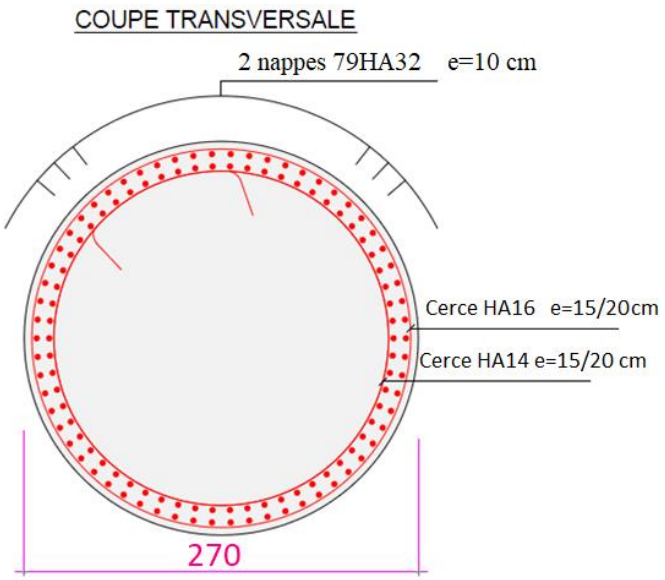


Figure XII. 4. Coupe transversale du ferraillage d'un fût

XII.7 ETUDE DE FONDATION

XII.7.1 LA SEMELLE

XII.7.1.1 EVALUATION DES EFFORTS

Le détail de calcul des efforts sollicitant la semelle est en annexe D partie 04

XII.7.1.2 VERIFICATION DE LA STABILITE DE LA PILE

La stabilité d'une fondation profonde se vérifie par deux critères qui sont :

- Stabilité vis-à-vis au Poinçonnement : R_{max} < Capacité portante du pieu
- Stabilité vis-à-vis de l'Arrachement (soulèvement)

- **Type de fondation**

D'après le rapport géotechnique, le mode de fondation à préconiser pour les appuis de l'ouvrage est de type profond : semelle radier avec 8 pieux de diamètre Φ = 1.2 m et de 20m de longueur correspondante à une contrainte admissible du sol de 10,45 MN.

- **Calcul des efforts revenant à chaque pieu**

La réaction du pieu est calculée par la formule suivante:

$$\boldsymbol{Ni} = \frac{\boldsymbol{N}}{\boldsymbol{n}} \pm \frac{My}{\sum y^2}$$

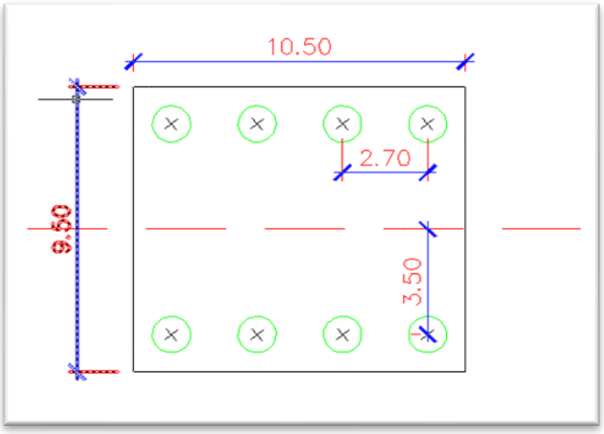


Figure XI. 5. Semelle en plan

	Sollicitations		Nbr des pieux	y	Nmax/Nmin	Qmax	Vérification
ELS	M (MN.m)	17.01	8	3.5	4.301	6.27	Pas de poinçonnement
	N (MN)	29.55	8	3.5	3.086	6.27	Pas de soulèvement
ELA	M (MN.m)	189.35	8	3.5	9.610	10.45	Pas de poinçonnement
	N (MN)	22.79	8	3.5	-1.91	-2.60	Pas de soulèvement

Tableau XI. 5. Vérification de la stabilité de la pile

XII.7.1.3 Ferraillage de la semelle

Pour le ferraillage de la semelle on appliquera la méthode des bielles, il faut pour cela que l'angle d'inclinaison de la bielle avec l'horizontale soit supérieur ou égal à 45°.

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

Avec :

h : **H – d'**, d' = 10 cm ;
L : entraxe entre les pieux ;
b : épaisseur de fut.

AN :

$\begin{cases} L = 7m \\ b = 2.70\ m \end{cases}$ ⟶ $2.90 \geq 2{,}825$

$\tan\alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$ → α=45.77°

Les deux conditions sont vérifiées donc la méthode est applicable.

a. **Armatures transversales inférieures :**

- **Condition normale**

$\overline{\sigma a} = \frac{2}{3}\sigma e$=233.33 MPa

Rmax = 4.30 MN

$$At = \frac{Rmax}{\overline{\sigma a}} * \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{B}{4}\right)}{h} = \frac{4.3}{333.33} * \frac{(\frac{7}{2} - \frac{2.7}{4})}{2.9}$$

*A*t = 125.70 cm²

- **Condition sismique**

$\overline{\sigma a} = \sigma e$= 500 MPa

Rmax = 9.61 MN

$$At = \frac{Rmax}{\overline{\sigma a}} * \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{B}{4}\right)}{h} = \frac{9.61}{500} * \frac{(\frac{7}{2} - \frac{2.7}{4})}{2.9}$$

*A*t = 187.24 cm²

On constate que la condition la plus défavorable est la condition sismique, alors la section adoptée est At = 187.24 cm2, on prend 24HA32 (As= 193.02 cm2).
L'espacement étant :

$$St = \frac{\Phi + H - d}{n - 1}$$

D'où : n : Nombre de barre = 24 barres.
d : Enrobage = 5 cm.
Φ: Diamètre de pieu = 1,2 m.

$$St = \frac{1.2 + 3 - 0.05}{24 - 1}$$

St = 0.18m

Soit St = 20 cm

On a donc 6 HA32 avec As = 48.25 cm²/ml

b. **Armatures longitudinales inférieures dans la semelle**

Elles ont pour rôle de transmettre les efforts entre la semelle et les pieux. Leurs section est donnée par :

$A_2 = \frac{A}{2}$

A₂ = 24.10 cm²/ml

Soit : 8HA20 (A2= 25.13 cm2/ml St = 14 cm)

c. **Armatures de construction**

- Armatures transversales supérieures

$Ats = \frac{A}{3}$ = 16.08 cm²/ml

Soit : 8HA16 (Ats= 16.08 cm2/ml St = 14 cm)

- Armatures longitudinales supérieures

$Als = \frac{A}{4}$ = 12.06 cm²/ml

Soit : 4HA20 (Als= 12.57 cm2 /ml St = 33 cm)

- Armatures latérales

$A_2 = \frac{A}{10}$= 4.825

Soit : 3HA10 (Als= 12.57 cm2 /ml St = 50 cm)

XII.7.1.4 Schéma du ferraillage de la semelle

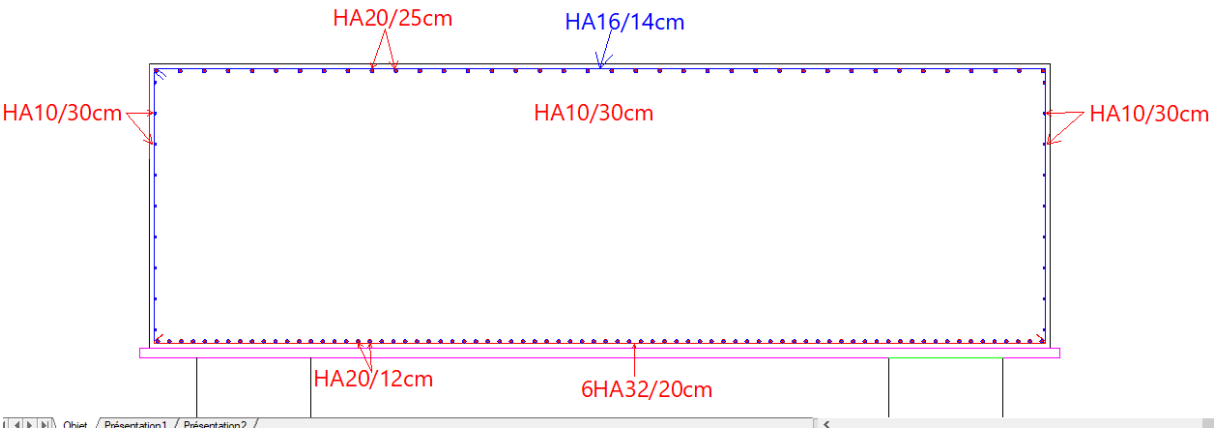


Figure XI. 6. Ferraillage de la semelle

XII.7.2 LES PIEUX

Les fondations sur pieux sont utilisées quand le sol de surface n'a pas une bonne portance, ce que nous oblige à descendre à une grande profondeur jusqu'au bon sol (substratum).

XII.7.2.1 Action sur les pieux

Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle suivante :

$$EI\frac{d^4y}{dx} + Cu.by = 0$$

Une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Cu.b}}$$

Avec :
b : diamètre des pieux (Φpieu = 1,2 m)
Cu : Module de réaction du sol =20 MPa (en fonction de la nature de terrain)
y : déplacement en tête des pieux.
E : module d'élasticité du béton =33000 MPa ;
I : moment d'inertie du pieu =0,1017 m4
α: longueur élastique du pieu.

- **Calcul de λ**

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Cu.b}{4EI}}$$

Donc : λ L = 0,228 × 20 = 4,559 m.
Avec :
λ: Coefficient d'amortissement du module de WARNER ;
L : longueur du pieux (L=20 m)
Effort tranchant en tête de pieu :

$$\begin{cases} \text{ELS} & \text{Pmax} = 60.07\ \text{kN/pieu} \\ \text{ELU} & \text{Pmax} = 81.92\ \text{kN/pieu} \\ \text{ELA} & \text{Pmax} = 919.95\ \text{kN/pieu} \end{cases}$$

XII.7.2.2 Calcul des pieux par la formule de WARNER

La méthode de WARNER permet de donner les moments fléchissant auquel le pieu est soumis, en différents points par la formule suivante :

$$EI\Theta_0 = (\chi\theta M \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi\theta P)$$

$\bar{M}$: Moment en tête du pieu.
$\bar{P}$: Effort tranchant en tête de pieu.
λ: Coefficient d'amortissement, λ =1/α
$\chi\theta M, \chi\theta P$: Tirés des abaques de WARNER en fonction de λL.

M(z) = $EI\Theta_0 = (\chi\theta M \times \bar{M}) + (\frac{\bar{P}}{\lambda} \times \chi\theta P) = 0 \Rightarrow \bar{M} = -\frac{\chi\theta P}{\chi\theta M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$

$$\begin{cases} \lambda = 4 \rightarrow \chi\theta P = 1,26, \chi\theta M = 1,54 \\ \lambda = 6 \rightarrow \chi\theta P = 1,45, \chi\theta M = 1,65 \end{cases}$$

Donc : λL = 4,20 → $\chi\theta P$ = 1,31 ; $\chi\theta M$ = 1,57

$$\begin{cases} ELS & \bar{M} = -220.31\ kN.m \\ ELU & \bar{M} = -300.43\ kN.m \\ ELA & \bar{M} = -3366.67\ kN.m \end{cases}$$

D'après les résultats précédents, On constate que les sollicitations des conditions sismiques sont les plus défavorables : M max = - 3906.65 kN.m. $N_{correspondant}$ =8540 kN

XII.7.2.3 Ferraillage des pieux

Le ferraillage est fait à l'aide du logiciel ROBOT (Expert). Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

- **Section d'acier :**

Avec Robot expert A_s = 113,10 cm²
Donc : on prend 15 HA32 (As = 120.64 cm²).

- **Cerces transversales :**

$$\phi t \geq \frac{\phi l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33mm$$

Donc, on prendra des cerces de HA16 avec un espacement de 25 cm dans les zones courantes et 10 cm dans les zones de jonction.

XII.7.2.4 Schéma du ferraillage pieu :

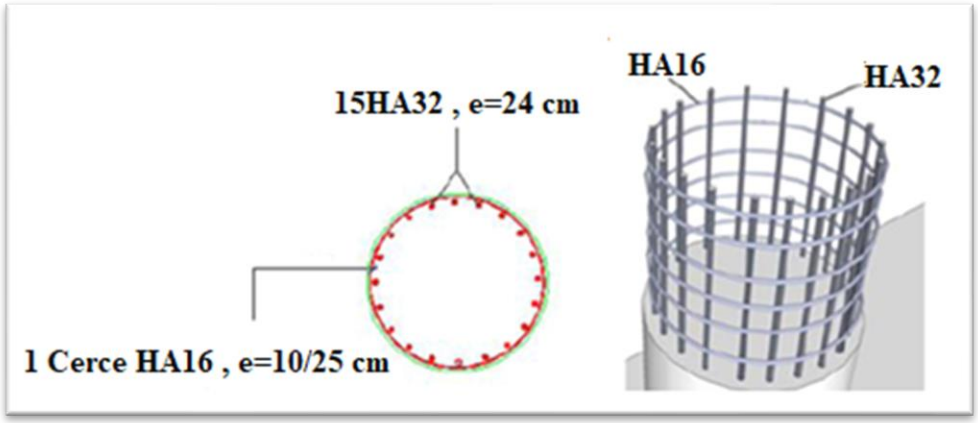


Figure XII.7.Ferraillage du pieu

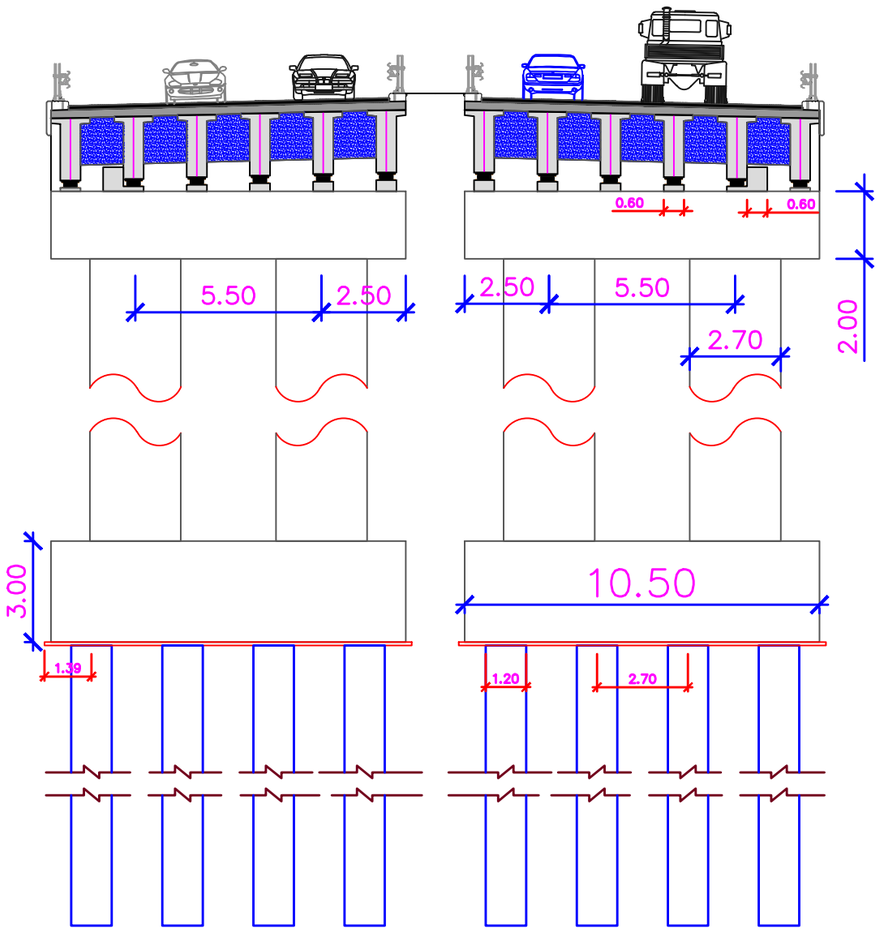
XII.8 CONCLUSION

Le ferraillage de chaque élément de la pile est dimensionné avec les combinassions des charges les plus défavorables en utilisant le logiciel de calcul '' ROBOT EXPERT''.

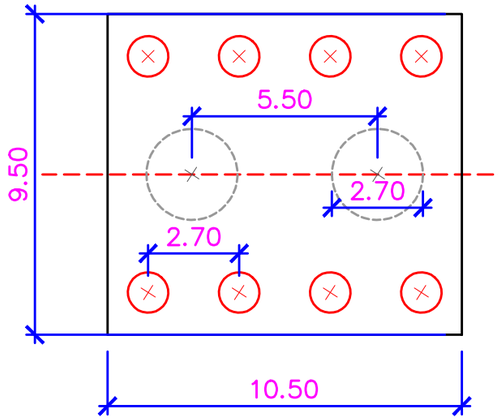
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Schéma et ferraillage de la pile echl 1/200

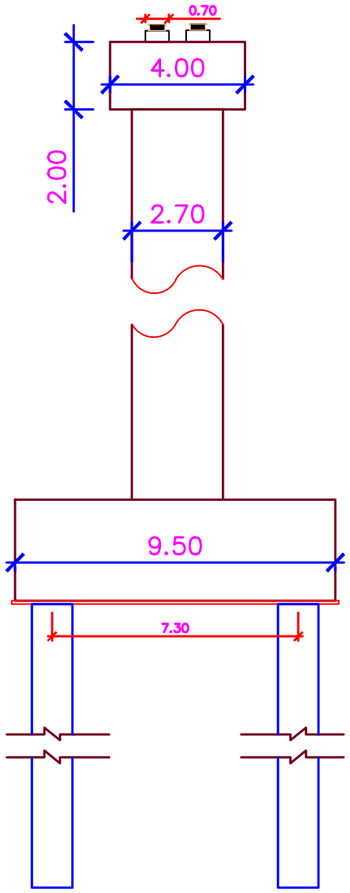
Vue de face



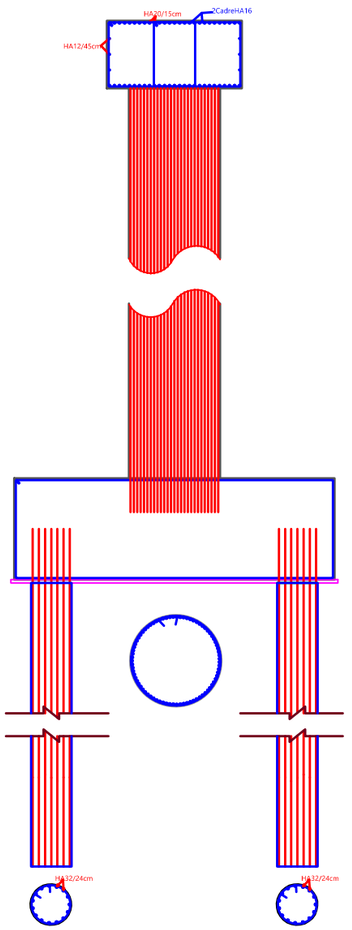
Vue en plan



Vue latérale



Ferraillage



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

CHAPITRE XIII

ETUDE DE LA CULEE

ENSTP 2019-2020

XIII. ETUDE DE LA CULEE

XIII.1 INTRODUCTION

La culée est l'un des éléments fondamentaux dans l'ensemble de la structure d'un pont car elle sert comme appui extrême du tablier du pont. Elle a pour rôle principal d'assurer le raccordement de l'ouvrage au sol et assurer la continuité entre la chaussée de la route et celle portée par le pont.

Elle assure à la fois les fonctions d'appui de tablier et du mur de soutènement.

XIII.2 LES DIFFERRENTS CONSTITUANTS DE LA CULEE

Mur frontal	Mur garde grève	Dalle de transition	Mur En Retour	Semelle	Corbeau
Longueur : 10.50 m Epaisseur : 1.65 m Hauteur : 6.57 m	Longueur : 10.20 m Epaisseur : 0.35 m Hauteur : 2.68 m	Longueur : 9.5 m Epaisseur : 0.3 m. Largeur : 4.00 m	Surface : 45.46 m² Epaisseur : 0.5 m	Épaisseur : 2 m Largeur : 9 m Longueur : 10.50 m	Surface : 0.24 m² Longueur : 9.50 m

Tableau XIII.1. Dimensions des éléments de la culée

XIII.3 ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE

XIII.3.1 DETERMINATION DES PARAMETRES KAD ET θ

$$\text{Kad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\theta)\cos(\beta)}}\right.}$$

Avec :

- Kad : coefficient de poussée
- φ= 30° : angle de frottement interne du remblai.
- β = 0 : angle de talus avec l'horizontale.
- δ = 0 : angle de frottement remblai-culée.
- θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale

$$\theta = artg\frac{K_h}{(1 \pm K_v)}$$

KH = A = 0.2 → zone IIa
A : coefficient d'accélération de zone
Kv = 0.3 * KH = 0.06
Kv: Accélération sismique dans le sens verticale.

L'ensemble des paramètres K ad, KH et KV pour les quatre cas existants sont résumés dans le tableau suivant :

Action du séisme	Notation	KH	KV	θ°	K ad
Condition normale	Cas N°1	0,00	0,00	0,00	0,33
Séisme « Vertical vers le bas + horizontal »	Cas N°2	0,20	0,06	10,68	0,46
Vertical	Cas N°3	0,00	0,06	0,00	0,50
Séisme « Vertical vers le haut + horizontal »	Cas N°4	0,20	-0,06	12,01	0,48

Tableau XII. 2. Valeurs des paramètres Kad, KH, Kv et θ

XIII.3.2 DETERMINATION DES DIFFERENTS CAS DE CHARGE

- **Sollicitation due aux poids propres de la culée**

Le poids propre de chaque élément est donné par la formule suivante :

$$P = \gamma b * v$$

NB : le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au centre bas de la semelle.

- **Poussée due aux terres**

La poussée des terres agissant sur une hauteur H et une largeur Lest :

$$Pt = \frac{1}{2} Ka * \gamma * H^2 * L$$

Avec :

- Ka : coefficient de poussée active de sol.
- γ : le poids volumique de sol support.
- H : hauteur (semelle + mur en retour).
- L : longueur de la semelle.

- **Poussée due aux surcharges**

La poussée des surcharges agissant sur une hauteur H et une largeur L est :

$$P=Ka.\ q.\ H.\ L \text{ Avec } Ka = tg^2(\pi/4-\varphi/2) \rightarrow Ka=0.33$$

Elle s'exerce à mi-hauteur de la paroi

Note : Le calcul des efforts sur la culée se fait par rapport au point A (Bas et au centre de la semelle).

Le tableau qui donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les quatre cas se trouve dans l'annexe E partie 1.

XIII.4 ETUDE SISMIQUE DE LA CULEE

XIII.4.1 EVALUATIONS DES CHARGES STATIQUES

Apres l'évaluation de combinaisons des charges à ELA sollicitant la culée (G+0.2Q+0.4T), on extrait les résultats suivant pour les utiliser par la suite.

	N (kN)	H (kN)	M (Kn.m)
Total max	20838,22	169,64	21640,03
Total min	20690,64	163,56	21562,82

XIII.4.2 EVALUATIONS DES CHARGES SISMIQUE

Les efforts d'inertie du mur où des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques K_V/ K_H, telles que : KV= 0.3KH Sous séisme (Pour ce calcul on décompose la culée en volume élémentaire sur lequel on applique l'accélération horizontale, verticale pour les efforts horizontaux, verticaux) le détail de calcul et en annexe E partie 02.

- Les résultats de calcul pour un séisme verticale : cas N°02 KH =0.2 KV=0.06

	N1 (kN)	H1 (kN)	M_v (kN.m)	M_h (kN.m)
Cas 02	976,45	3254,85	1427,55	15649,88

XIII.4.3 EVALUATIONS DES CHARGES SISMIQUE DUE A LA POUSSEE DE LA TERRE

On va évaluer l'effet de l'effort sismique de rupture du sol derrière la culée (poussée active dynamique), on utilisant la méthode de MONONOBE –OKABE. [8]

$Pad = \frac{1}{2} Kad * \gamma * H^2 * (1 \pm \text{Kv})$

	N (kN)	H (kN)	Mh (kN.m)
Poussées des terres (1+kv)	0,00	5920,94	22223,27
Poussées des terres (1-kv)	0,00	5483,13	20580,03

Tableau XIII.3.calcul des poussées dynamiques des terres

XIII.4.4 COMBINAISON DES ACTIONS SISMIQUES

Les actions inertielles étant toutes dans la même direction, il est intéressant de les considérer en même temps.

Tableau XIII.4. Combinaison des actions inertielles.

	N (kN)	H (kN)	M (Kn.m)
cas 2	0,00	9175,79	37873,15
cas 3	976,45	0,00	1427,55
cas 4	0,00	8737,98	36229,91

XIII.4.5 EVALUATION DES CHARGES SISMIQUE DUE AU TABLIER

On va évaluer l'effet de l'effort sismique provenant du tablier :

Désignation	N (kN)	H (kN)	I_{FV}(x/o)	I_{FH} (y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Séisme tablier	1626,73	1599,88	0,17	8,57	276,54	13710,94

Tableau XIII.5.Evaluation des charges sismique due au tablier.

Pour cas N°02 : la composante horizontale de séisme concomitant avec la composante descendante de séisme :

H=$\sqrt{((E_1)^2 + (H_c)^2)}$

V=0

M=$\sqrt{((M_{E1})^2 + (M_c)^2)}$

Pour cas N°02 : la composante verticale de séisme (MONONOBE- OKABE s'exerce uniquement horizontale)

V=0

N=$\sqrt{((E_3)^2 + (N_c)^2)}$

M=$\sqrt{((M_c)^2 + (M_v)^2)}$

Pour cas N°03 : la composante horizontale de séisme concomitant avec la composante ascendante de séisme.

H=$\sqrt{((E_1)^2 + (H_c)^2)}$

V=0

M=$\sqrt{((M_{E1})^2 + (M_c)^2)}$

	N (kN)	H (kN)	M (kN.m)
cas de séisme «horizontal ; 1+kv»	0,00	9314,22	40278,60
cas de séisme «vertical»	1897,29	0,00	1454,09
cas de séisme «horizontal ; 1-kv »	0,00	8883,24	38737,53

Tableau XIII.6.combinaison des composantes du séisme avec les charges inertielles

On s'intéresse aux combinaisons suivantes pour la vérification de la stabilité de la fondation :

	N	V	M
P max - H + 0,3V	21407,40	9483,87	62354,86
P min - H - 0,3V	20121,46	9046,80	59864,12
P max + V - 0,3H	22735,51	2963,91	35177,71
P min - V - 0,3H	18793,35	2828,53	31729,99

Tableau XIII.7.les combinaisons des charges statique et dynamique sollicitant la culée

P_{max} , p_{min} : représente les combinaison d'efforts et moments max et min dans chaque direction des charge statique.

XIII.5 VERIFICATION DE LA CULEE

- **Vérification du tiers central**

On doit vérifier que :

$$E_{max} = \frac{B}{6} = \frac{9.5}{6} = 1.58 > e = \frac{Ms - Mr}{\sum Fv} = 0.443m$$ Vérifiée

Avec B: la largeur de la semelle.

- **La stabilité contre le glissement**

$\frac{\sum Fv}{\sum Fh} \tan \varphi \geq 1.2$ Avec $\boldsymbol{\varphi}$=30°

$\frac{\sum Fv}{\sum Fh} \tan \varphi$=3.93 >1.2 Vérifiée

- **La stabilité contre le renversement.**

$$FSR = \frac{\sum Ms}{\sum Mr} > 1.2$$

FSR=1.87 > 1.2 Vérifiée

XIII.6 FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA CULEE

Cas de fissuration : préjudiciable. (Dimensionnement à l'ELS)

$fc28 = 27\ MPA$; fe=400 MPa

$\sigma st = Max\ (0.5fe; 110\sqrt{nftj}) = 250$ MPa

$\overline{\sigma bc}$=0.6fc28=16.20 MPa.

Ferraillage par bandes de 1 ml (linéaire).

XIII.6.1 DALLE DE TRANSITION

Pour le calcul de ferraillage de la dalle de transition, on étudie son comportement mécanique, sachant que les dimensions de la dalle sont (4x9.5x0.3) m3

XIII.6.1.1 EVALUATION DES EFFORTS

Le ferraillage de la dalle de transition se fait en flexion simple sous l'effet de :

- Poids de la dalle de transition : G1 = 2.5 x 0.3 x 1 = 0.75 t /m2.
- Poids du remblai : G2 = 2.0 x 0.70 x 1 = 1.4 t / m2.
- Poids propre du revêtement : G3 = 2.4 x 0.08 x 1= 0.192 t /m2.
- Poids total: G t = G1 + G2 + G3 = 2.342 t / m2.
- Surcharges : Q = 1 t / m2.

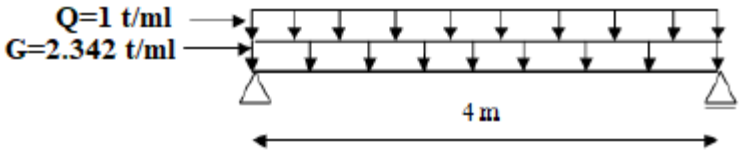


Figure XII. 1. Schéma statique de dalle de transition.

Type de charge	Q (kN/ml)	M (KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	0.75	1.5	1.5
Revêtement	0.192	0.384	0.384
Remblai	1.4	2.8	2.8
Surcharges	1.0	2.0	2.0

Tableau XIII. 8. Effort appliquée sur la dalle de transition.

XIII.6.1.2 COMBINAISON DES EFFORTS

ELU : $M_{ELU} = 1.35\ M_G + 1.6\ M_Q = 9.323$ t.m /ml.

$T_{ELU} = 1.35\ T_G + 1.6\ T_Q = 9.323$ t /ml.

⇒ $M_{ELU} = 9.323$ t.m /ml ; et $T_{ELU} = 9.323$ t /ml.

ELS : $M_{ELS} = M_G + 1.2\ M_Q = 7.084$ t.m /ml.

$T_{ELS} = T_G + 1.2\ T_Q = 7.084$ t /ml.

⇒ $M_{ELS} = 7.084$ t.m /ml ; et $T_{ELS} = 7.084$ t /ml.

XIII.6.1.3 FERRAILLAGE

- Armature Longitudinale

$M_{ELS} = 7.084$t.m /ml ; b = 1m; h=30 cm

Si Mser ≤ M_1 → Aser ≤ $\frac{Mser}{Z * \sigma st}$

Avec $M_1 = \frac{1}{2} * b * \overline{\sigma bc} * Z * X$

$Z = d - \frac{x}{3} = 0.225$ → $(x = \frac{15\ \sigma_{bc}}{15\ \sigma_{bc} + \sigma_{st}} * d) = 0.133$ et $d = \frac{9h}{10} = 0.27$ m

X= 0.133 m, Z= 0.225 m

On trouve donc $M_1 = 24.24$ t.m > $M_{ser} = 7.084$ t.m

⇒ $A_s = 12.59\ cm^2$

On prend 7HA16 (As =14.07 cm2/ml.) avec un espacement de 14 cm

- Pour l'armature de construction :

On prend:

As' =As/3= 4.20 cm2/ml

Soit : 7HA12 pour (A's = 7,92 cm2/ml.) avec espacement de 14cm.

- Armature de répartition :

$As/4 < Ar < As/2$ D'où $3.15 < Ar < 6.30$

On choisit deux cadres HA12 (At=4.52 cm²) tous les 15 cm

- Condition de non fragilité

$A_{ser} > A_{min} = 0.23 \frac{ftj}{fe} * b * d = 2.76$ cm² $\Rightarrow$ condition vérifiée

XIII.6.2 MUR GARDE GREVE

XIII.6.2.1 EVALUATION DES EFFORTS SUR LE MUR GARDE GREVE

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.
  - De la réaction de la dalle de transition.
- Forces horizontales :
  - Poussée des terres.
  - Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde-grève.
  - Forces de freinage d'un essieu lourd du camion Bc.

- **POUSSEE DES TERRES**

Elle est donnée par la formule suivant :

$$Pt = \frac{1}{2} Ka * \gamma * H^2 * L$$

Le moment dû à l'effort de poussée est donné par la formule :

$$Mt = \frac{1}{3} Pt * H = \frac{1}{6} Ka * \gamma * H^3$$

Avec :

γ = 2.0 t/m3: Poids volumique des terres.

h = 2.68 m : Hauteur du mur garde grève

D'où : Pt= 2.370 t.m/ml et Mt = 2.117 t.m/ml.

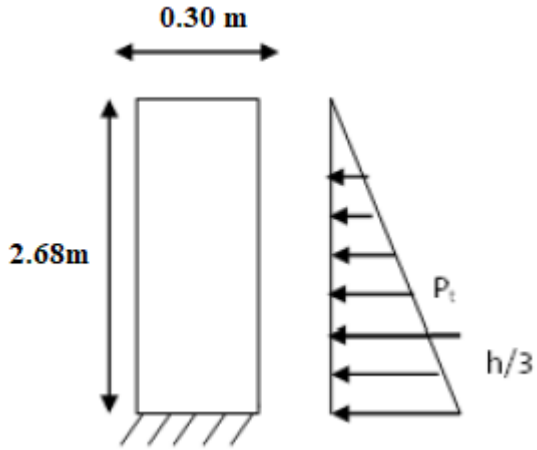


Figure XII. 2. poussée des terres sur le MGG

- **POUSSEE D'UNE CHARGE LOCALE SITUEE EN ARRIERE DU MUR GARDE GREVE**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6T chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0,25m x 0,75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

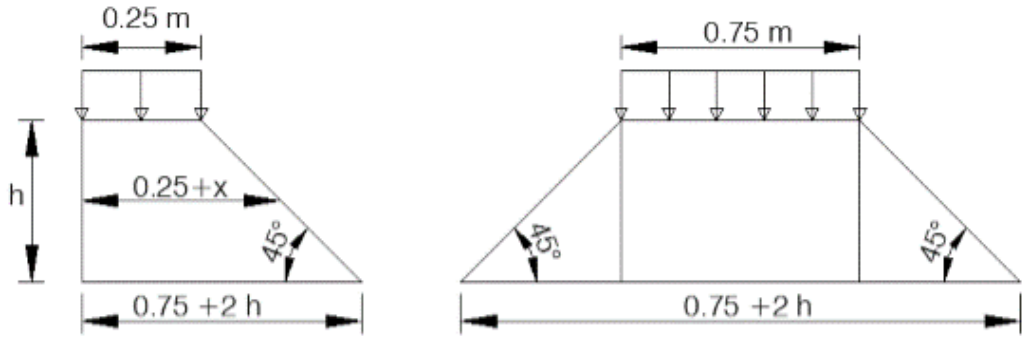


Figure XII. 3. Poussée de la charge locale située en arrière du mur transition.

Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0{,}75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0{,}25 + x)} dx \quad [t.m/ml]$$

Avec : K= $K_a * b_c * \delta . \gamma$

γ: Coefficient de pondération = $\begin{cases} 1.6 & ELU \\ 1.2 & ELS \end{cases}$

δ =1.059 : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai.

b_c =1.2 Coefficient de pondération du système b_c

k_a = 0.333

D'où : K = 0,3996γ = $\begin{cases} 0.67 & ELU \\ 0.50 & ELS \end{cases}$

Le tableau suivant donne les différentes valeurs de $\frac{Mp}{K} = f(h)$ (d'après S.E.T.R.A) :

h(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
$\frac{Mp}{K}$t.m/ml	2,23	3,4	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

Tableau XIII. 9. Les valeurs de MP/K=f(h)

Pour h = 2.68 m ⇒ M_p= 8.895K (t.m/ml)

On trouve donc : $\begin{cases} M_{pu} = 7.63\ t.m/ml \\ M_{ps} = 5.372\ t.m/ml \end{cases}$

- **MOMENT DU A LA FORCE DE FREINAGE**

Seul l'effet d'une roue de 6 t est considéré, et le moment du au freinage est donné par l'expression (d'après SETRA)

Soit : $M_f = \frac{2\mu * P * h}{0.25 + 2h}$

Avec : $\mu = \begin{cases} 1.6 & ELU \\ 1.2 & ELS \end{cases}$

$Mf = \begin{cases} Mfu = 9.172 \\ Mfs = 6.879 \end{cases}$

Finalement le moment total de l'encastrement :

$M_{tot} = M_t + M_P + M_F = \begin{cases} Mu = 18.92\ t.m/ml \\ Mser = 14.37\ t.m/ml \end{cases}$

XIII.6.2.2FERRAILLAGE

- Verticalement :

MELU = 18.92 t.m /ml; MELS = 14.37 t.m /ml

b = 1m; h=35cm

x = $\frac{15\ \sigma_{bc}}{15\ \sigma_{bc}+\sigma_{st}}$* d= 0.155m Z = d - $\frac{x}{3}$ =0.263m

M_1 = 33.02 t.m /ml > M_{ser} Donc Aser = $\frac{Mser}{Z * \sigma st}$ = 21.90 cm²/ml

Soit : 7HA20 (A_s = cm2/ml) avec un espacement de 14 cm.

- Pour l'armature de construction on prend :

As' =As/3=7.30 cm2/ml Soit : 7HA12 pour As =7,92 cm2/ml. Avec un espacement 14 cm.

- Horizontalement

On disposera HA10 tous les 15 cm sur les deux faces.

- Condition de non fragilité :

$A_{ser} > A_{min} = 0.23 \frac{ftj}{fe} * b * d = 3.22\ cm^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

XIII.6.3 MUR FRONTAL

Le mur frontal est encastré sur la semelle, il travaille à la flexion composée. Des tableaux donnant l'ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal ainsi les combinaisons de charge sont présentées en annexe E partie 03.

On extrait à partir de tableau ci-dessus les sollicitations les plus défavorables pour le calcul du ferraillage :

M_{max}= 2542,83 KN.m/ml → $N_{correspondant}$= 1241.55 KN/ml

T_{max}= 545.58 KN/ml → $N_{correspondant}$= 1241.55 KN/ml

- **Ferraillage vertical :** Avec logiciel de calcul on trouve As = 44.80 cm² On prend **6HA32/ml (**avec St=16 n cm (sur le côté intérieur (remblais))
- **Ferraillage horizontal :** Ast = As/4 ; Soit : **6HA16/ml** avec St=15 cm
- **Armature de construction :** A's = As/3 ; Soit : **8HA16/ml (**avec St=17cm (sur le côté extérieur (tablier))

XIII.6.4 MUR EN RETOUR

XIII.6.4.1 Evaluation des efforts

Pour calculer les sollicitations on utilise un modelé 3D par logicielle de calcul d'élément fini. Le mur en retour est supposé encastré sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres : P_{terres} = 0.5× (0.333×20×9.27²×1) = 283.58 KN/ml ;
- Poussée des surcharges de remblais : P_{sr} = 3,33 KN/m2 ;
- Poids de CCP : P_{eq} = 5.31 KN/ml ;
- Poids propre du mur (calcul automatiquement).

XIII.6.4.2 Combinaisons des efforts

E.L.S : Mu = (Mt + Mpp+ MCCP) + 1,2 (Msr).

E.L.U : Mu =1,35(Mt + Mpp+ MCCP) + 1,6 (Msr).

Les résultats du logiciel ROBOT donnants les efforts verticaux Mxx et horizontaux Myy se trouvent en annexe E partie 04.

XIII.6.4.3 Ferraillage du Mur en retour

- **Ferraillage vertical :**

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELS pour une fissuration préjudiciable à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT pour une section de béton (bxh)= (1x0.5) et on aura comme résultat : As=86.2 cm² → Soit 11HA32 avec As=56.32 cm² avec un espacement de 10 cm

On ajoute une section d'armatures de constructions As'=As/3= cm² soit 6HA25

- **Ferraillage horizontal :**

Le ferraillage se fait en flexion simple à l'ELS pour une fissuration préjudiciable à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT pour une section de béton (bxh)= (1x0.5) et on aura comme résultat : As=55.50 cm² → Soit 7HA32 avec As=56.32 cm² avec un espacement de 15 cm

On ajoute une section d'armatures de constructions As'=As/3= cm² soit 6HA20

$A_{ser} \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{ftj}{fe} b \times d$

As=29.45 cm² ≥ A_{min}=4.59 cm² **Condition de non fragilité vérifiée**

- Plan de ferraillage se trouve en Annexe E partie 04

XIII.6.5 CORBEAU

XIII.6.5.1 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Le corbeau c'est un appui pour la dalle de transition, il est soumis à la réaction de cette dernière, et la réaction due aux surcharges sur remblai.

$$R = \frac{q * L}{2}$$

- Réaction due aux charges permanentes : R1 = 4,684 t/ml.
- Réaction due aux surcharges sur remblai : R2 =2,00 t/ml.
  - Réactions : R_{ELU} = 1,35 R_1+ 1,6 R_2 = 9,523 t/ml.
    R_{ELS} = R_1 + 1,2 R_2 = 7.084 t/ml.
  - Moments : M_{ELU} = (1,35R_1 + 1,6 R_2) x 0,20 = 0.94 t/ml.
    M_{ELS} = (R_1 + 1,2 R_2) x 0,20 = 1,90 t/ml.

XIII.6.5.2 FERRAILLAGE

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérer préjudiciable.

Avec Robot expert A_s =11.20 cm²

Soit : 10HA10 (A_s = cm_2/ml) avec un espacement de 10 cm.

Le ferraillage du corbeau d'appui sera donc réalisé par des armatures de HA12 espacées de 8cm et des goujons de HA25 tous les deux mètres. Il est défini en coupe transversale au schéma ci-contre et règne sous toute la largeur de la dalle de transition.

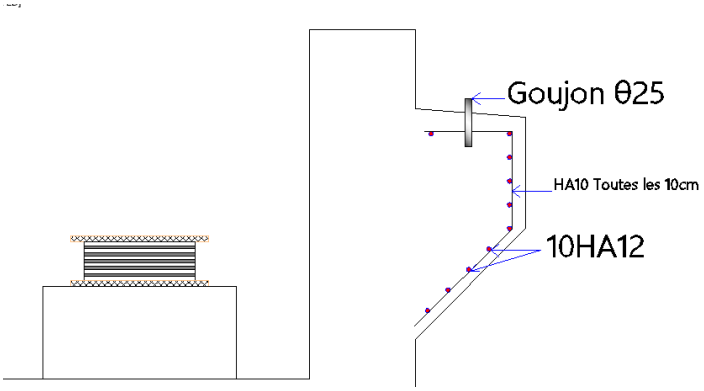


Figure XII. 4. Ferraillage de corbeau d'appui

XIII.7 FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

Pour le ferraillage de la semelle on utilise la méthode des bielles, conditionnée par :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45° \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

AN :

$\begin{cases} L = 3\ m \\ b = 1.65\ m \end{cases}$ → 1.90 ≥ 1.0875

$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}$ → α=61.46°

Les deux conditions sont vérifiées donc la méthode est applicable.

a. **Armatures transversales inférieures :**

➢ **Condition normale**

$\overline{\sigma a} = \frac{2}{3}\sigma e$=333.33 MPa

Rmax = 7.39 MN

$$At = \frac{Rmax}{\overline{\sigma a}} * \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{B}{4}\right)}{h} = \frac{7.39}{333.33} * \frac{(\frac{3}{2} - \frac{1.65}{4})}{1.9}$$

*A*t = 126.90 cm²

Condition sismique

$\overline{\sigma a} = \sigma e$= 500 MPa

Rmax = 3.60 MN

$$At = \frac{Rmax}{\overline{\sigma a}} * \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{B}{4}\right)}{h} = \frac{5.35}{500} * \frac{(\frac{3}{2} - \frac{1.65}{4})}{1.9}$$

*A*t = 61.24 cm²

On constate que la condition la plus défavorable est la condition normale, alors la section adoptée est At = 126.90 cm2, on prend 16HA32 (As= 128.68 cm2).

$$St = \frac{1.2 + 2 - 0.05}{16 - 1}$$

St = 0.21m

Soit St = 25 cm

On a donc 5 HA32 avec As = 40.21 cm²/ml

Armatures longitudinales inférieure :

- As_1 = As/2 ; Soit : 7HA20, avec un espacement de 13 cm.

Armatures transversales supérieure :

- As_2 = As/3 ; Soit : 9HA14, avec un espacement de 12 cm.

Armatures longitudinales supérieure :

- As_3 = As/4 ; Soit : 7HA14, avec un espacement de 13 cm.

Armatures latérales :

- As_4 = As/10 ; Soit : 4HA12, avec un espacement de 27 cm.

XIII.8 CONCLUSION

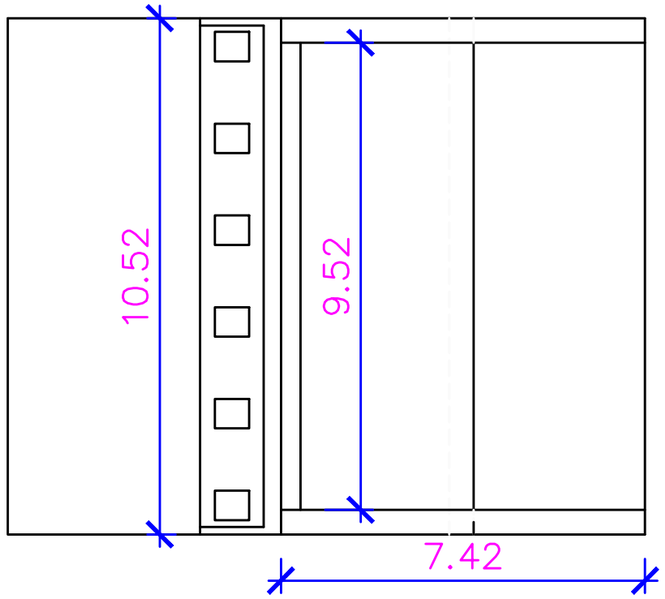
Comme on a vu dans le chapitre précèdent la stabilité de la culée était bien vérifiée et le ferraillage de ses éléments lui permettra d'avoir un fonctionnement adéquat, de même pour la pile, la stabilité et le dimensionnement son bien vérifies, d'où notre ouvrage peut être exploité en toute sécurité.

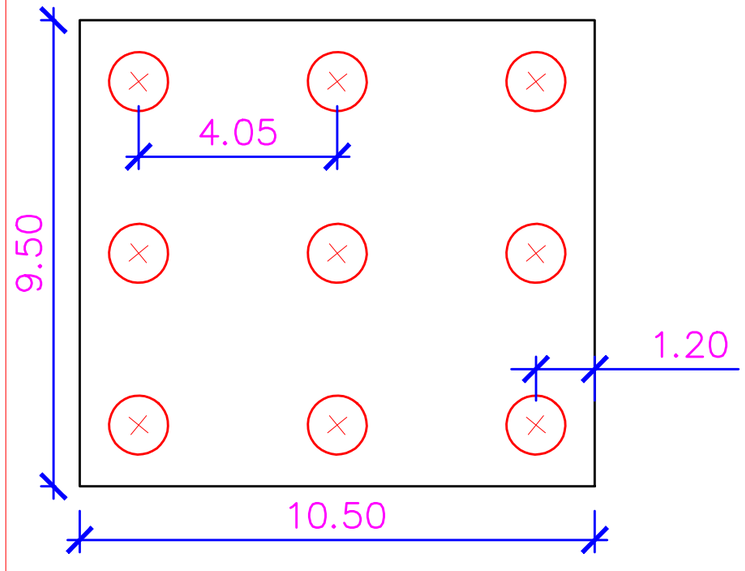
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Schéma et ferraillage de la culée

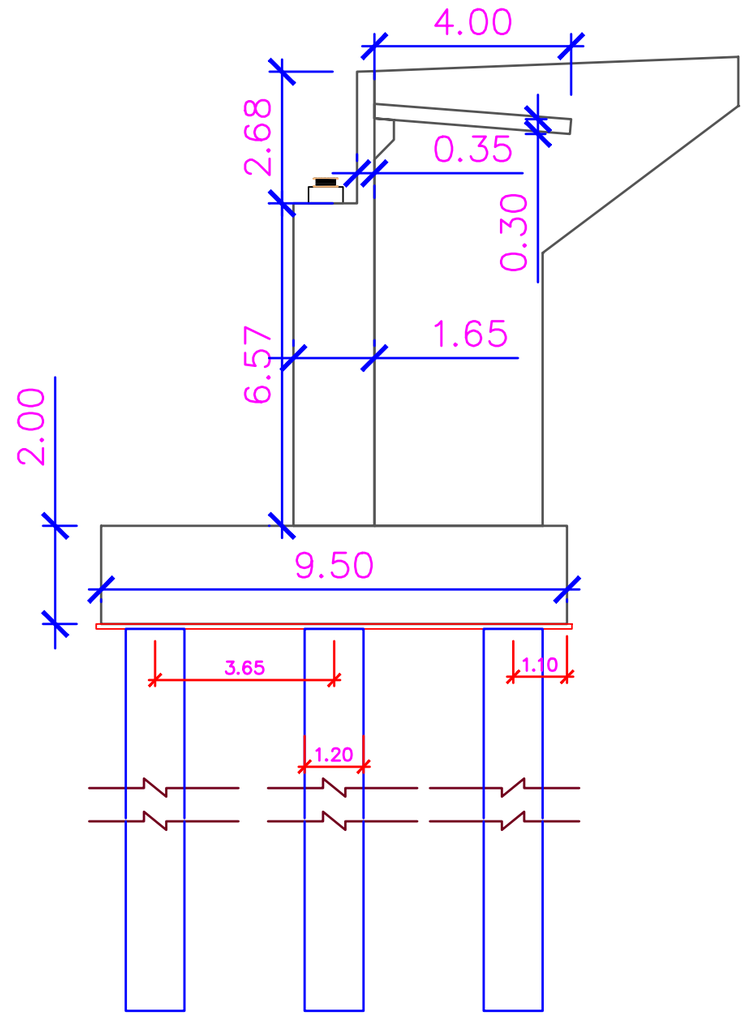
echl 1/125

Vue en plan

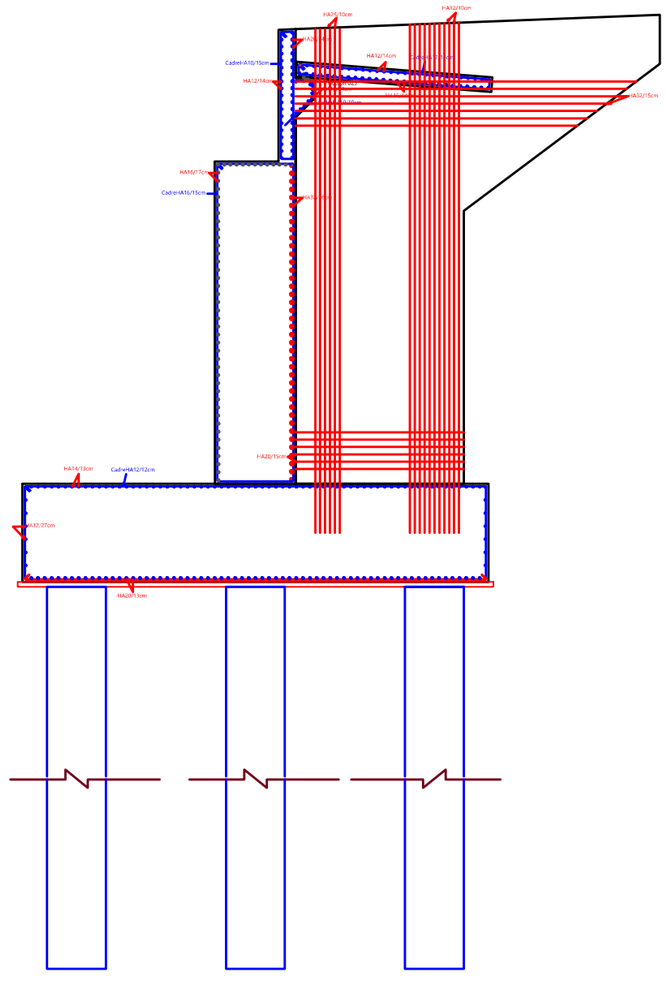




Vue latérale



Ferraillage



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

CONCLUSION GENERALE

ENSTP 2019-2020

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude que nous avons établis est une phase importante dans le cycle de notre formation. Il nous a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises pendant les cinq années du cursus universitaire passées à l'Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics (ENSTP).

Nous avons touché dans ce mémoire aux principales phases de l'étude d'un pont, et on a constaté que celle-ci est une synthèse de différentes disciplines des sciences de l'ingénieur à savoir la résistance des matériaux, la mécanique des milieux continus, la mécanique des sols, le béton précontraint, le béton armé, …etc. la réalisation de ce modeste travail, nous a permis de nous perfectionner dans l'utilisation des logiciels de calculs et de conception, notamment ROBOT et AUTOCAD.

Nous avons aussi compris que le rôle d'un ingénieur est de s'adapter aux difficultés et de chercher la solution optimale en respectant les contraintes imposées par le site, il doit d'une part bien connaitre l'éventail des solutions possibles avec leurs sujétions, leurs limites et leur coût, et d'autre part être en mesure de recenser et d'évaluer les contraintes avec la plus grande précision possible afin de limiter au maximum les aléas pendant l'exécution.

Enfin pour que le comportement réel de l'ouvrage construit soit conforme à ce qui est prédit par l'analyse, une surveillance serrée et rigoureuse est requise lors de sa réalisation.

BIBLIOGRAPHIE

ENSTP 2019-2020

BIBLIOGRAPHIE

[1] Queband M., Courtial M. et Buyle-Bodin D., *'le recyclage des matériaux de démolition', Matériaux et structure, travaux n° 721, France, juin 1996.*

[2] Mlle Saadani Sabrina : *« comportement des bétons à base de granulats recycles » Mémoire de Magister .université mentouri constantine.*

[3] AIDJOULI Zine Labiddine: «LES DÉCHETS INERTES» *Mémoire de Master.* Ecole Nationale Supérieure Des Travaux Publics, encadreur Mme BENOUMECHIARA Nawel.

[4] DIA Mouhamadou Bassirou: «*Etat de l'art sur les bétons à base de recyclât: Perspectives pour l'Algérie» Mémoire de Master .université* Guelma, *Juin 2019.*

[5] MAEL JAMBOU : « Valorisation des déchets du BTP, suivant le principe d'écologie industrielle et territoriale » *université technologique de* TROYES, Janvier 2015.

[6] L ZEGHICHI: « *Valorisation des déchets industriels* » *université de BISKRA*, Juin 2006.

[7] *J. A. CALGARO, (Avril 1987) Projet de construction des ponts, Avril 1987 Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, France. Documents SETRA (VIPP) Pont à poutres préfabriqués par post-tension 1996.*

[8] *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99 (Fascicule n° 62 – Titre II - Section I)*

[9] Jean ROUX, Jean PERCHAT. *PRATIQUE BAEL 91. EYROLLES.*

[10] *ROBERT CHAISSIN (professeur à l'école nationale des ponts et chaussée et au centre des hautes études de la construction .....)***,** *béton précontraint.*
[11] Guide *Béton précontraint à l'état limite* (BPEL 91).

[12] BENTIR AMINE*, année 2017, Mémoire de projet fin d'étude, à l'Ecole nationale supérieure des travaux publics, encadreur* BIREM KAMEL

[13] *Ministère des travaux publics, Règlement Parasismique Applicable Au Domaine Des Ouvrages D'art* RPOA 2008.

[14*] Service d'étude technique des route et autoroute, appareil d'appui en élastomère frette*, 2007

[15] *Service d'études techniques des routes et autoroutes centre des techniques d'ouvrage d'art. Ponts Courants En Zone Sismique Guide De Conception.* PARIS : *SETRA,* 2000.

ANNEXES

ENSTP 2019/2020

ANNEXES : OGANISATION DE LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

ENSTP 2019-2020

PHASE 01 : sondage carottés

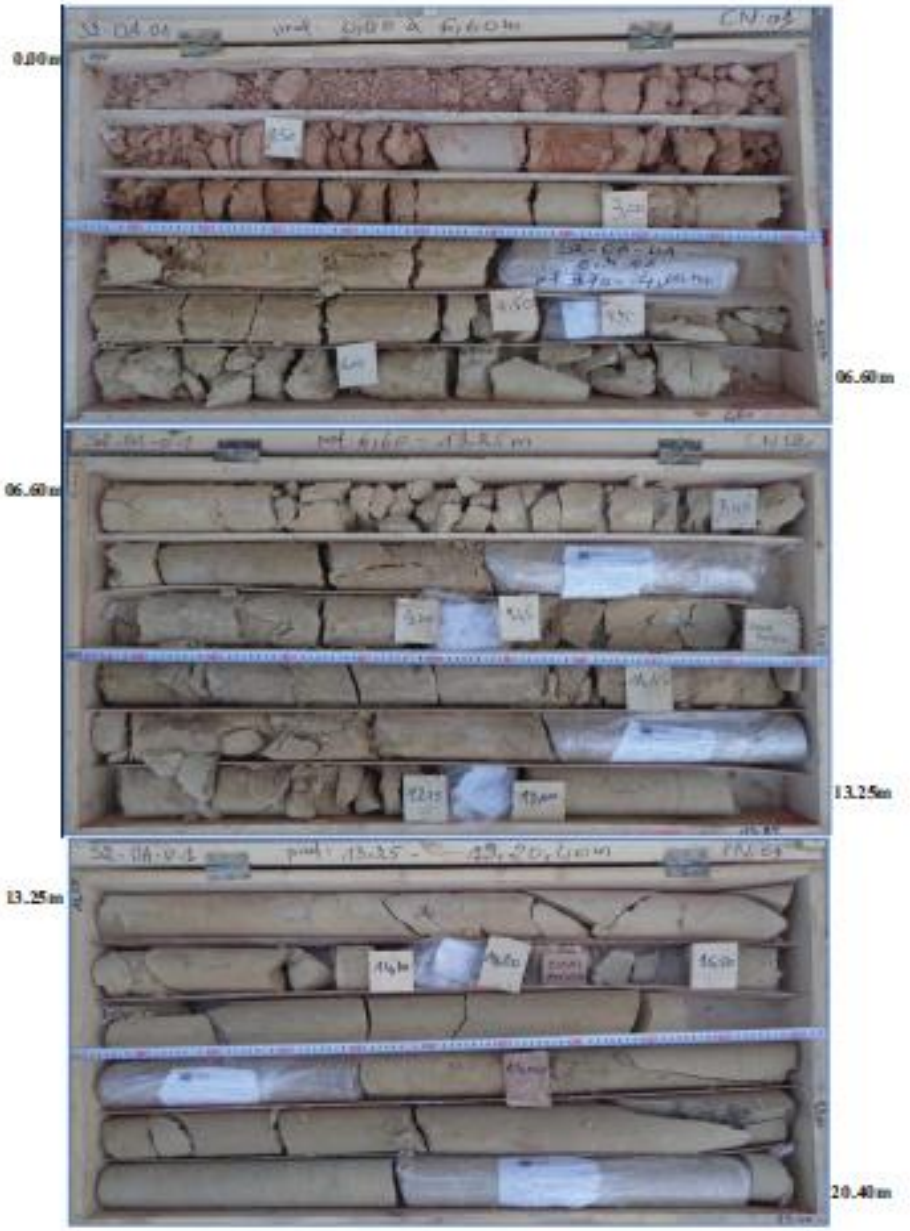


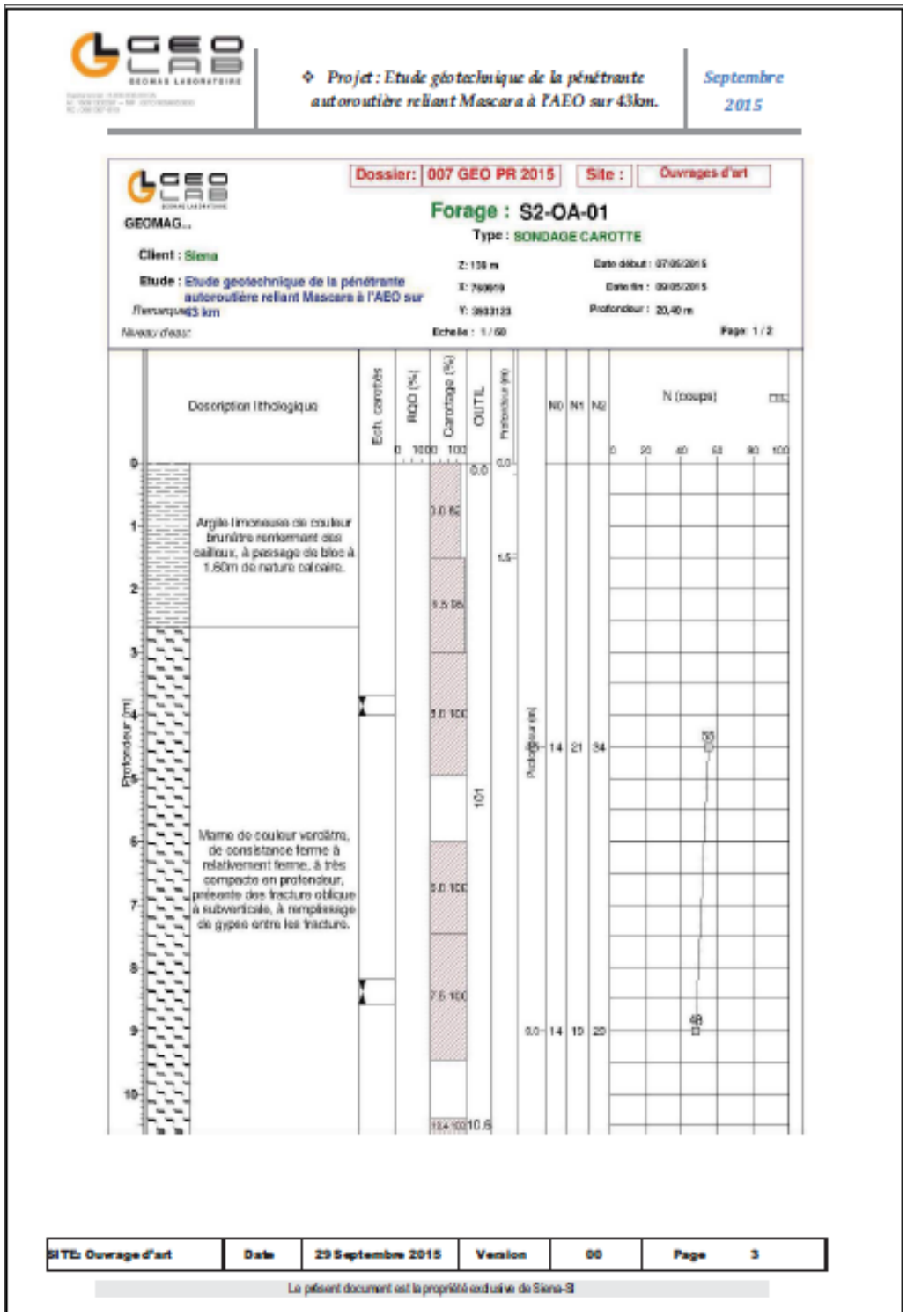
Figure 1-1: Photos des caisses à carotte du sondage S2-OA-01

De (0.00 à 20.40m)

Activer Winc

SITE: Ouvrage d'art	Date	29 Septembre 2015	Version	00	Page 6

Annexes 1.1 : caisses à carottes du Sondage S2-OA-01 de 0.00m à 20.40 m



Annexes I.2 : Résultats du Sondage carotté dans le point S2-OA-01

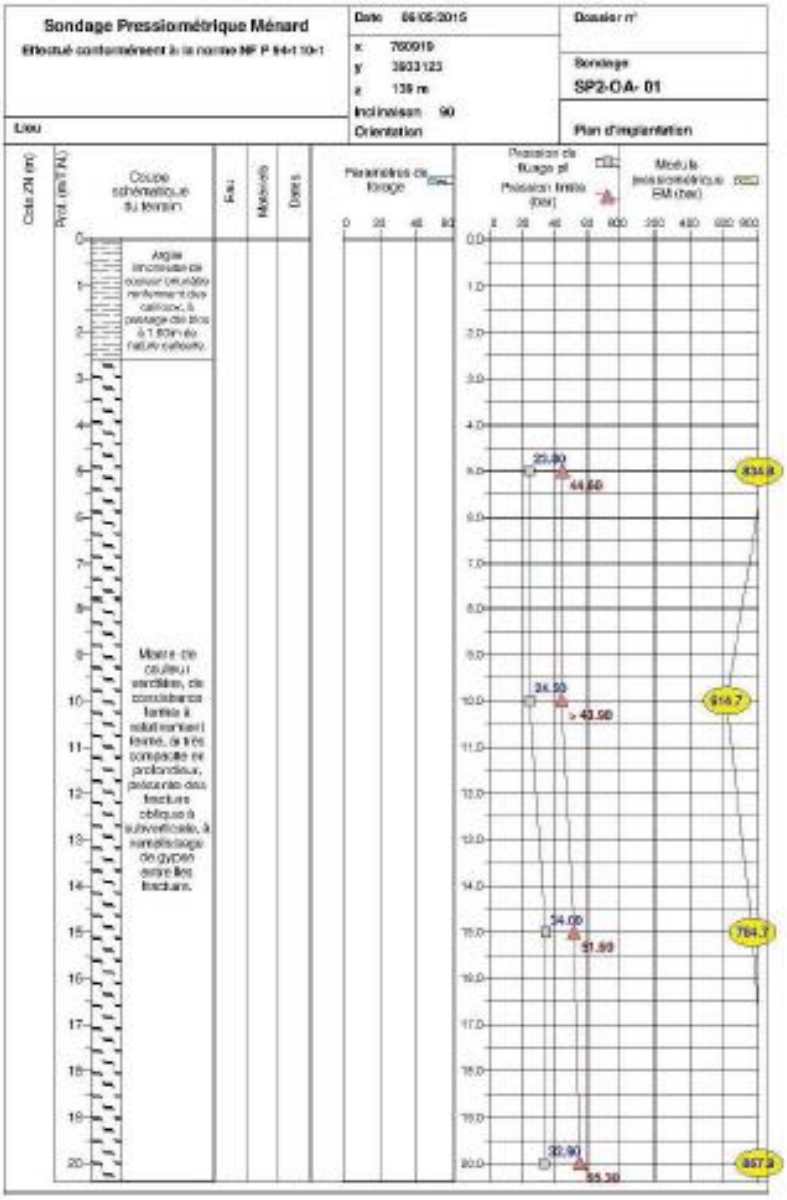
PHASE 02 : ESSAI AU LABORATOIRE

échantillon					granulométrie					plasticité	
P.K.	groupe géol.	reconnaissance	prof ini	prof fin	< 5 mm %	< 2 mm	< 0.08 mm %	< 20 µm %	< 2 µm %	wl	Ip
11+600	MM-my	S2-OA-01	3,70	4,00	100	100	98,3		61	57,6	32,2
11+750	MM-my	S2-OA-03	2,00	2,35	100	99	82,6		46	31,6	15,0
12+000	MM-my	S2-OA-06	12,00	13,00	100	100	94	84	36	62,1	31,6
Maximal					100	100	98,3	84	61	62,1	32,2
Moyenne					100	99,8	91,6	84	48	50,4	26,3
Minimal					100	99,4	82,6	84	36	31,6	15
Numéro d'essais					3	3	3	1	3	3	3
Écart type					0,00	0,35	8,11		13	16,5	9,8
Intervalle de confiance 95 % +/-						0,39	9,18		14	18,6	11,0
Maximal dans l'intervalle de confiance						100,19	100,81		62	69,1	37,3
Minimal dans l'intervalle de confiance						99,41	82,45		33	31,8	15,2

Annexe II.1 Résultats d'essai granulométrie et plasticité le long du Viaduc

échantillon					chimique	
P.K.	groupe géol.	reconnaissance	prof ini	prof fin	$SO_4^=$ %	Gypse %
11+600	MM-my	S2-OA-01	3,70	4,00	2,15	3,35
11+600	MM-my	S2-OA-01	12,00	12,35	0,91	1,42
11+600	MM-my	S2-OA-01	18,98	19,45	1,24	1,93
11+680	MM-my	S2-OA-02	4,20	4,65	1,49	2,32
11+680	MM-my	S2-OA-02	16,25	16,85	1,03	1,61
11+830	MM-my	S2-OA-04	15,26	15,80	0,78	1,22
11+910	MM-my	S2-OA-05	3,70	4,25	1,16	1,81
11+910	MM-my	S2-OA-05	15,40	15,95	1,20	1,87
12+000	MM-my	S2-OA-06	12,00	13,00	0,27	
12+000	MM-my	S2-OA-06	22,00	23,00	0,44	
Maximal					2,15	3,35
Moyenne					1,1	1,9
Minimal					0,27	1,22
Numéro d'essais					10	8
Écart type					0,53	0,66
Intervalle de confiance 95 % +/-					0,33	0,46
Maximal dans l'intervalle de confiance					1,40	2,40
Minimal dans l'intervalle de confiance					0,74	1,48

Annexe II.2 Résultats d'analyses chimiques le long du Viaduc



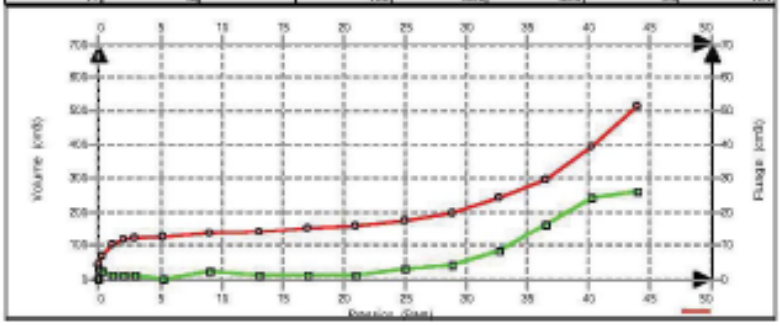
SITE: Ouvrage d'art	Date	07 Octobre 2015	Version	00	Page 3

Annexe II.3 Sondage pressiométrique SP2-OA-01

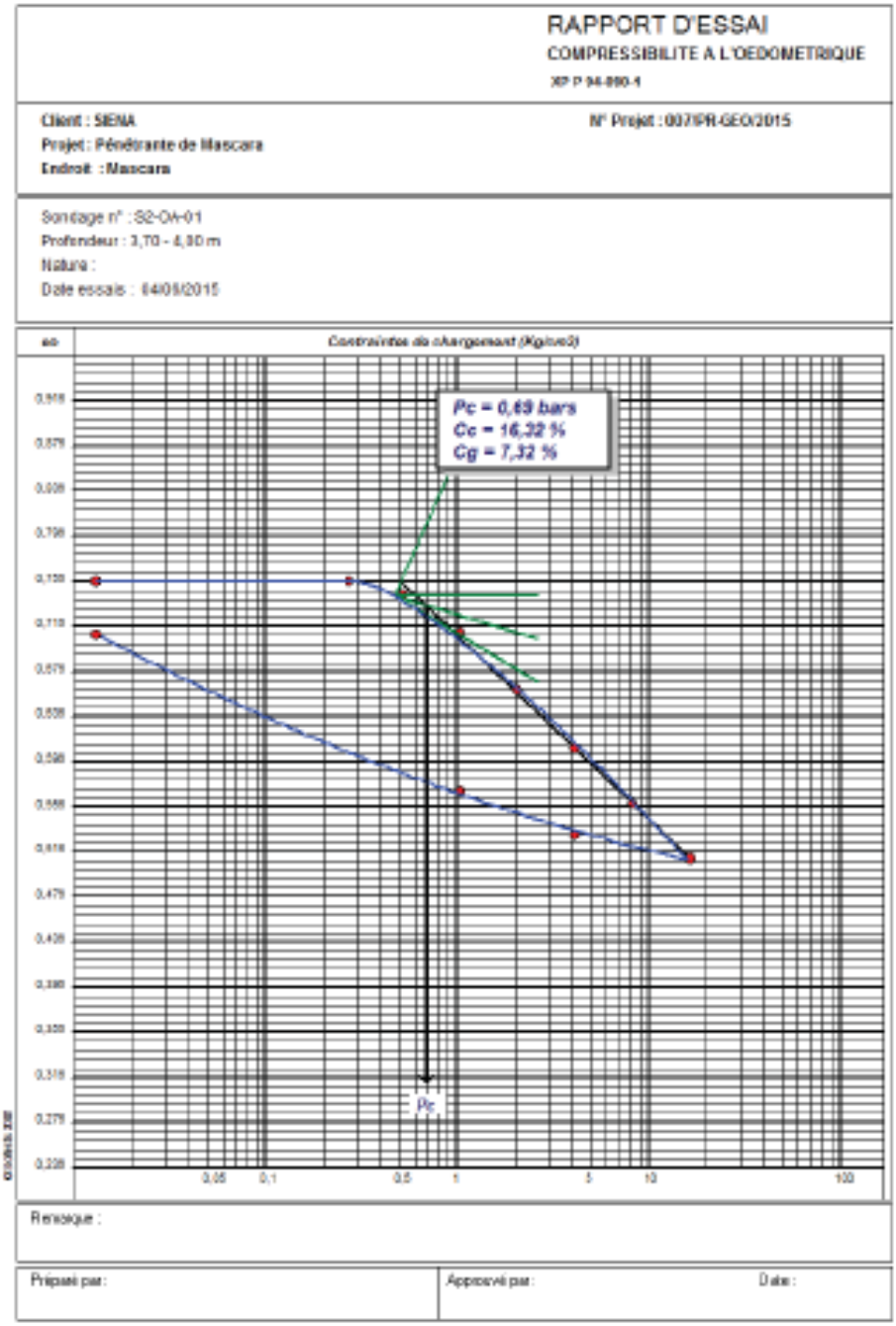
Unités	Cote : en m Volume : en cm3 Pression : en Bars	**PROCES VERBAL - ESSAI PRESSIOMETRIQUE MENARD** Effectué conformément à la norme NF P 94-110-1		
Site : Lot n 1 (Sig-Hacaiba) Lieu :			Dossier : 007 GEO PR 2015	Sondage : SP3-DA- 01
Matériel de forage : STRAUCK		Outil : TRC		Forage fait avant essai à m
Date d'essai : Heure Min :	CPV / Enregistreur :	Sonde à cellules ☑ juxtaposées (E) ☐ emboitées (G) Tube fendu : ☐ Avec sonde : ☑ gaine longue ☐	Cote altimétrique du mouillimètre Zr= 140 Niveau d'eau Zw =	Cote altimétrique de l'essai Ze= 139

Expansion propre à l'appareil				Résistance propre de la sonde												Mesurage Pm:
	α=	3,3 cm3/MPa		P	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	
	d=	5,3 cm		V60	0	18	40	62	102	141	182	240	319	400	498	
	lo=	21 cm														
	Vo=	455 cm3														

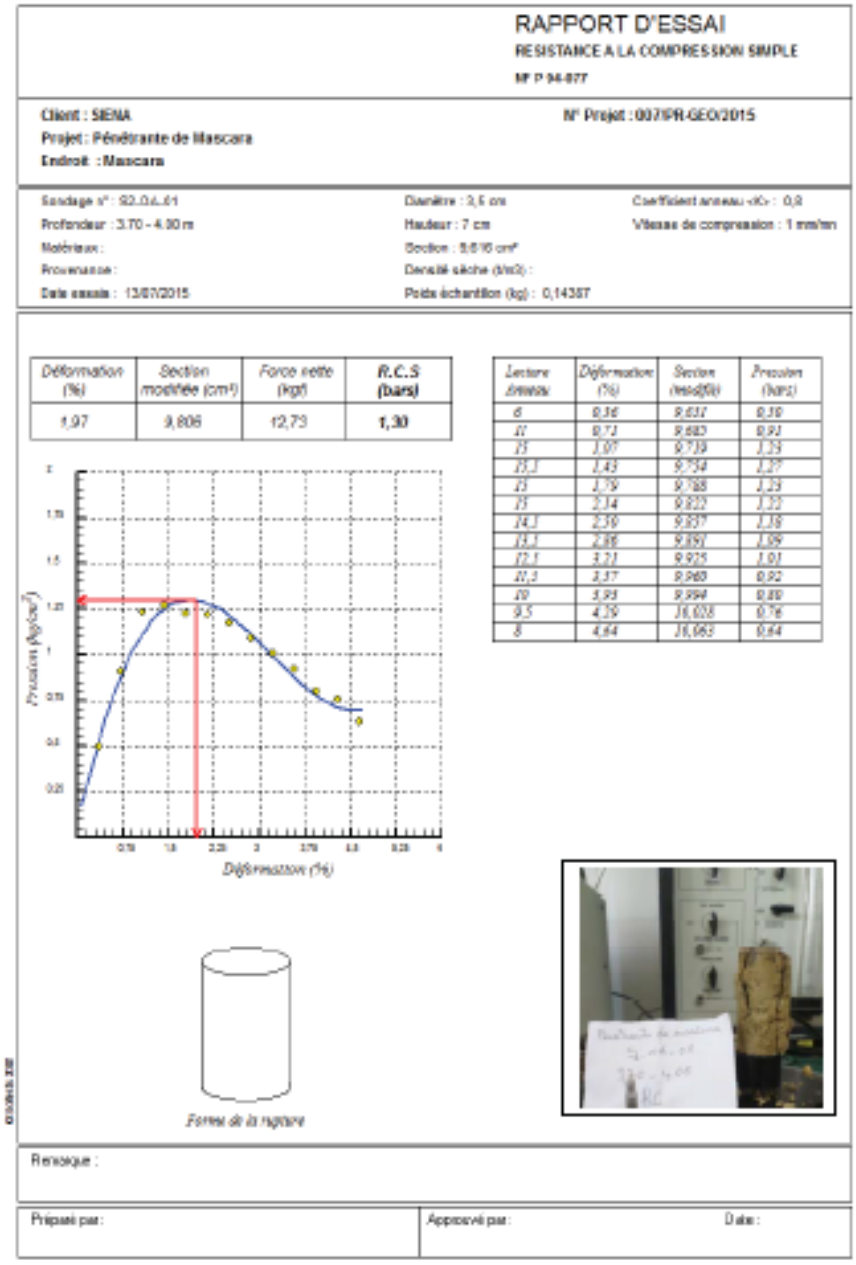
Palier	P	Vr1	Vr15	Vr 30	Vr60	DV 60/30	DV 60/60
1	0				0	0	
2	0,5		25	35	41	3	41
3	1		55	64	68	3	26
4	2		101	102	103	1	37
5	3		113	114	115	1	12
6	4		118	119	120	1	5
7	5		124	125	125	0	5
8	10		133	134	136	2	11
9	14		142	143	144	1	8
10	18		151	153	154	1	10
11	22		162	164	165	1	11
12	26		174	178	181	3	16
13	30		190	198	203	4	22
14	34		231	242	250	5	47
15	38		278	292	308	16	58
16	42		350	381	405	24	97
17	46		456	500	526	26	121



Annexe II.4 résultats du sondage préssiometrique.



Annexe II.5 : Résultats d'essai œdométrique.



RAPPORT D'ESSAI

RESISTANCE A LA COMPRESSION SIMPLE

NF P 94-077

Client : SIENA — N° Projet : 007/SPI-GEO/2015

Projet : Pénétrante de Mascara

Endroit : Mascara

Sondage n° : S2..0.4..01 — Diamètre : 3,5 cm — Coefficient anneau «K» : 0,9

Profondeur : 3.70 - 4.30 m — Hauteur : 7 cm — Vitesse de compression : 1 mm/mn

Matériaux : — Section : 9,616 cm²

Provenance : — Densité sèche (t/m3) :

Date essais : 13/07/2015 — Poids échantillon (kg) : 0,14357

Déformation (%)	Section modifiée (cm²)	Force nette (kgf)	R.C.S (bars)
1,97	9,806	12,73	1,30

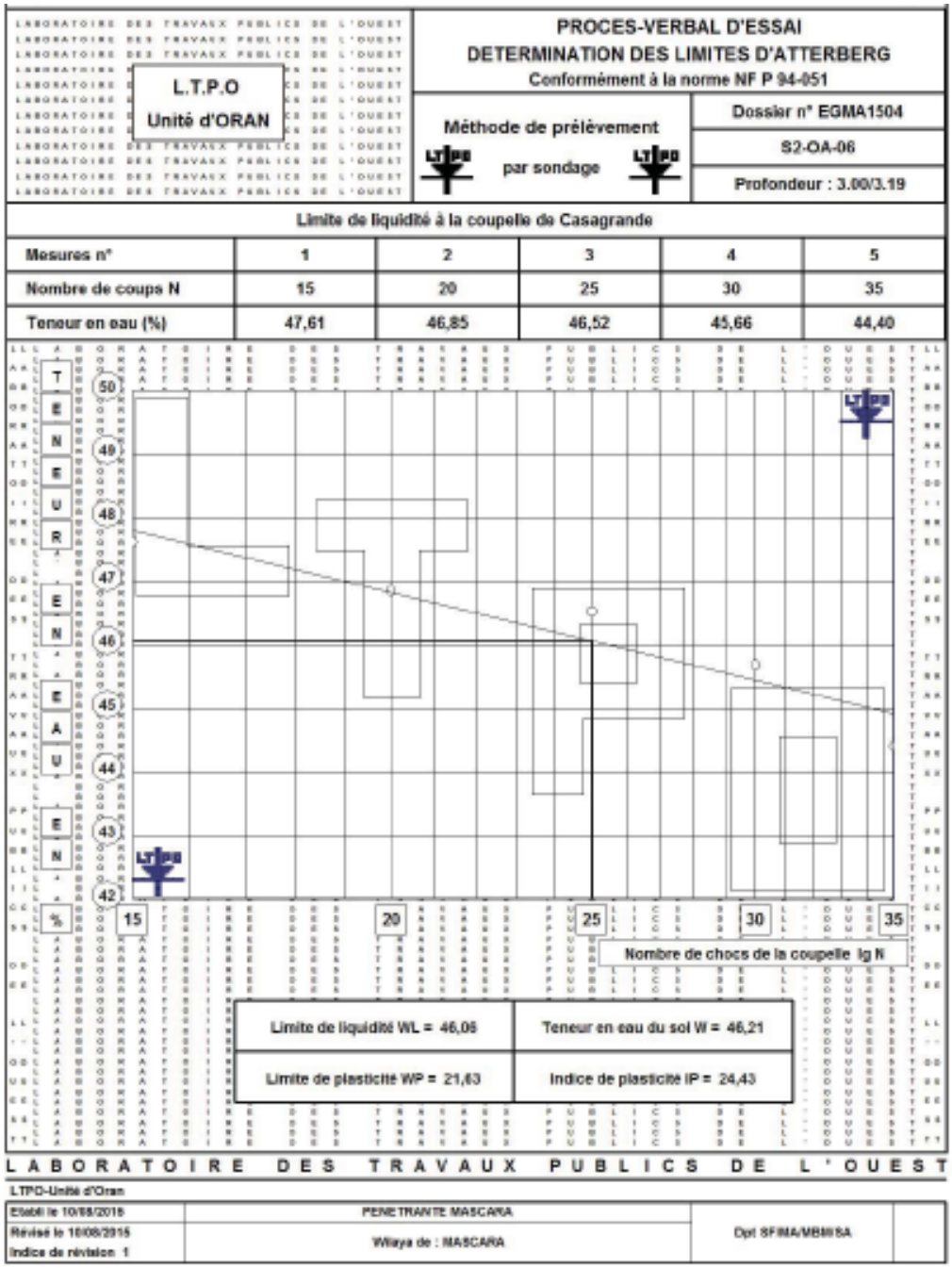
Lecture Anneau	Déformation (%)	Section (modifiée)	Pression (bars)
6	0,36	9,631	0,39
11	0,71	9,683	0,91
13	1,07	9,719	1,23
13,1	1,43	9,734	1,27
13	1,79	9,788	1,23
13	2,14	9,822	1,22
14,1	2,50	9,837	1,36
13,1	2,86	9,850	1,09
12,1	3,21	9,975	1,01
11,3	3,57	9,960	0,92
10	3,93	9,994	0,80
9,5	4,29	10,028	0,76
8	4,64	10,063	0,64

Forme de la rupture

Remarque :

Préparé par : — Approuvé par : — Date :

Annexe II.6 bulletin d'essai de compression au laboratoire.



Annexe II.7 Rapport d'essai limites d'Atterberg.

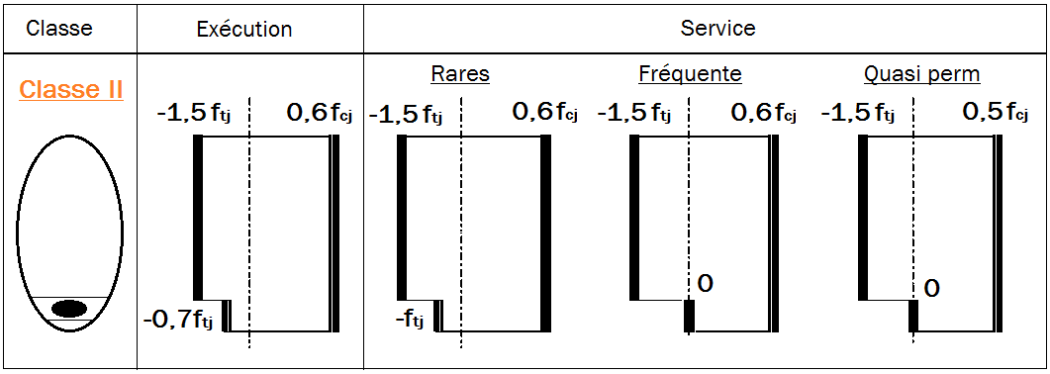
ANNEXE A

ENSTP 2019-2020

PARTIE 01. LA VERFIFICATION DES CONTRAINTES NORMAL A ELS :

- **Pour la phase 01** : on prend 50% des pertes instantanée égale à 4.27% ;
- **Pour la phase 02** : on prend 100% des pertes instantanée vaut 8.54% ;
- **Pour la phase 03** : on prend 100% des pertes instantané et 50% des pertes différé égale à 17.17% ;
- **Pour la phase 04** : c'est la phase de mise en service on prend les pertes totale (instantanées et diffères) vaut 25.80%.

Vu que la classe de calcul de précontrainte est en classe deux selon le BPEL, la vérification se fait à la combinaison rares comme ci-après :



On utilise la formule suivante pour le prochain calcul :$\sigma(y) = \frac{P}{B} + \frac{Pe0+M}{I}y$

		Phase 1				Phase 2			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0.14	0.58	0.75	0.81	-0.14	0.58	0.75	0.81
MEls		0.00	2.37	3.00	3.21	0	2.368	2.999	3.21
P1 (MN)		4.29	4.29	4.29	4.29	8.28	8.28	8.28	8.28
P2 (MN)		4.04	4.04	4.04	4.04	7.64	7.64	7.64	7.64
σp (MPa)	σsup	0.00	6.40	8.15	8.74	0.00	6.40	8.15	8.74
	σinf	0.00	-8.06	-7.50	-11.12	0.00	-8.06	-10.35	-8.14
σP1 (MPa)	σsup	5.05	-0.83	-2.89	-3.58	9.75	-1.60	-5.58	-6.92
	σinf	1.99	14.31	17.00	17.90	3.85	27.62	32.82	34.57
σP2 (MPa)	σsup	4.76	-0.78	-2.72	-3.38	8.99	-1.47	-5.15	-6.38
	σinf	1.88	13.48	16.01	16.87	3.55	25.47	30.26	31.87
σMax (MPa)	σsup	5.05	5.57	5.26	5.16	9.75	4.80	2.57	1.82
	σinf	1.99	6.25	9.50	6.78	3.85	19.56	22.47	26.43
σMin (MPa)	σsup	4.76	5.62	5.42	5.36	8.99	4.93	3.00	2.36
	σinf	1.88	5.42	8.52	5.74	3.55	17.41	19.91	23.73

		Phase 3				Phase 4			
		x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0.5	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0.14	0.95	1.12	1.18	0.14	0.95	1.12	1.18
MEls		0.00	3.72	4.72	5.053	0	8.274	9.462	9.87
P1 (MN)		7.68	7.68	7.68	7.68	7.08	7.08	7.08	7.08
P2 (MN)		6.74	6.74	6.74	6.74	5.84	5.84	5.84	5.84
σp (MPa)	σsup	0.00	4.64	5.93	6.38	0.00	10.34	11.90	12.46
	σinf	0.00	-9.29	-11.91	-12.81	0.00	-20.69	-23.90	-25.02
σP1 (MPa)	σsup	3.41	-2.68	-4.40	-4.99	3.14	-2.47	-4.06	-4.60
	σinf	6.53	24.59	28.12	29.30	6.02	22.67	25.92	27.01
σP2 (MPa)	σsup	2.99	0.45	-0.45	-4.38	5.92	0.86	-0.85	-3.79
	σinf	5.72	21.56	24.66	25.69	4.96	18.68	21.36	22.26
σMax (MPa)	σsup	3.41	1.96	1.53	1.39	3.14	7.87	7.84	7.86
	σinf	6.53	15.30	16.21	16.49	6.02	1.98	2.02	1.99
σMin (MPa)	σsup	2.99	5.10	5.48	2.00	5.92	11.20	11.05	8.67
	σinf	5.72	12.28	12.74	12.88	4.96	-2.01	-2.54	-2.77

PARTIE02 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT.

$\tau_{max} = \max |\tau_x + \tau| \leq \tau 1, 5\, f_{tj}$

Tels que :

- Lr = h =1.30 m : longueur de régularisation
- b : largeur de la section.
- τ_x : contrainte de cisaillement due à Vx

B =	1.18	m²
B_{equi} =	1.18	m4
b =	0.60	m
h_{equi} =	1.97	m²
v =	0.99	m
v' =	0.99	m
I =	0.385	MPa
e0 =	-0.143	%
n_{cable} =	3	

$$\sigma = \frac{P}{S} + P.e_0.\frac{v(v')}{I} \qquad \tau_{max} = \frac{P.\sin\alpha}{b_n . z}$$

σsup =	9.59	MPa
σinf =	3.79	MPa
τmax =	1.00	MN

Tableau : Calcul forces de précontrainte

Câble	Pi (MN)	αi (°)	Pi sinαi	Pi cosαi
1	2.65	4	0,184	2.643
2	2.65	5	0,230	2.639
3	2.65	7	0,322	2.630
Somme	-	-	0,74	7,91

On obtient :

σ (t) = 9.59-2.93 t ⟶ $X=\int \sigma(P_j).b\ dt$ ⟶ Vx = ∫ σ (t) b dt = 5.75 t – 0.88 ²

τ (p) = 1.03 t (1.97 – t)

∫ τ (p)b dt = 0.61 t² - 0.21 t³

On peut alors calculer l'effort tranchant :

t(m)	Vx (MN)
0	0.00
0.25	-1.49
0.49	0.03
1.01	-2.28
1.25	-0.54
1.36	-0.92
1.6	0.98
1.97	0.00

$\tau x = \frac{2\ vx}{b\ Lr}$ ⟶ τx = 1.65 MPa

τ (p) = 1.03 t (1.97 – t) ⟶ τ = 0.62 MPa

(τd+τ)max = 2.26 MPa < **1.5 ft28** = 4.95 MPa ⟶ Vérifiée

ANNEXE B

ENSTP 2019/2020

I. PARTIE 01 : Séisme longitudinal

I.1 Valeurs des raideurs des piles

Piles	H_{moy} colonne (m)	D (m)	I (m^4)	n colonne/Fût	$Kf_{ût}$ (MN/m)	K_{pile} (MN/m)
P1	8.39	2,70	2.61	2	874.15	29.95
P2	12.44	2,70	2.61	2	268.17	27.80
P3	19.70	2,70	2.61	2	67.53	21.25
P4	17.34	2,70	2.61	2	99.02	23.62
P5	19.06	2,70	2.61	2	74.56	21.90
P6	20.07	2,70	2.61	2	63.86	20.88
P7	25.42	2,70	2.61	2	31.43	15.61
P8	33.30	2,70	2.61	2	13.98	9.63
P9	20.66	2,70	2.61	2	58.54	20.27
P10	7.81	2,70	2.61	2	1083.72	30.15

I.2 L'effort sismique revenu à chaque appui

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_{sys} (MN/m)	FT (kN)	F_{appui} (kN)
C1	15.51	252.09	16574.20	1019.60
P1	29.95	252.09	16574.20	1969.30
P2	27.80	252.09	16574.20	1827.80
P3	21.25	252.09	16574.20	1397.30
P4	23.62	252.09	16574.20	1552.80
P5	21.90	252.09	16574.20	1440.10
P6	20.88	252.09	16574.20	1372.50
P7	12.36	252.09	16574.20	1026.34
P8	8.38	252.09	16574.20	633.59
P9	14.97	252.09	16574.20	1332.96
P10	19.35	252.09	16574.20	1982.41
C2	15.51	252.09	16574.20	1019.60

II. PARTIE 02 : Séisme transversal

II.1 Valeurs des raideurs des piles

Piles	H_{moy} colonne (m)	Ieq (m^4)	$Kf_{ût}$ (MN/m)	K_{pile} (MN/m)
P1	8.39	80.26	13454.48	30.94
P2	12.44	80.26	4127.54	30.78
P3	19.70	80.26	1039.33	30.12
P4	17.34	80.26	1524.07	30.40
P5	19.06	80.26	1147.58	30.20
P6	20.07	80.26	982.90	30.07
P7	25.42	80.26	483.75	29.15
P8	33.30	80.26	215.19	27.11
P9	20.66	80.26	901.08	29.98
P10	7.81	80.26	16680.14	30.96

II.1 L'effort sismique revenu à chaque appui.

Appui	**K (MN/m)**	**M (Kg)**	**T(s)**	**s_a(m/s²)**	**Fi(KN)**
P1	30.94	1 152 535.29	1,21	1.78	2051.29
P2	30.78	1 202 211.08	1,24	1.74	2089.61
P3	30.12	1 291 259.51	1,30	1.66	2142.01
P4	30.40	1 262 312.64	1.28	1.68	2127.69
P5	30.20	1 283 409.51	1.29	1.67	2138.41
P6	30.07	1 295 797.79	1.30	1.65	2143.99
P7	29.15	1 361 418.89	1.36	1.59	2163.72
P8	27.11	1 458 072.01	1.46	1.48	2159.49
P9	29.98	1 303 034.51	1.31	1.65	2146.99
P10	30.96	1 145 421.23	1.21	1.78	2045.41
C1/C2	9.82	419 813,35	1,03	2.09	876.42

III. PARTIE 03 : Effort sismiques dans toutes les directions et sous combinaisons

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	1019.57	876.42	1057.93	1,599.88	1,499.67	1,626.73
P1	1969.27	2,051.29	2821.146	3,431.00	3,488.42	4,027.31
P2	1827.75	2,089.61	3,967.24	3,644.81	3,828.11	5,142.44
P3	1397.33	2,142.01	3967.236	3,230.11	3,751.38	5,029.04
P4	1552.8	2127.69422	3967.23616	3381.25491	3783.69781	5071.37716
P5	1440.1	2138.41585	3967.23616	3271.7845	3760.61336	5040.78758
P6	1372.5	2143.99049	3967.23616	3205.89989	3745.92091	5022.19287
P7	1026.33925	2163.72602	3967.23616	2865.6279	3661.79864	4924.25574
P8	633.588609	2159.49416	3967.23616	2471.6077	3539.74159	4805.16099
P9	1332.96133	2146.98908	3967.23616	3167.2289	3737.04833	5011.22128
P10	1982.40662	2045.40648	2821.14571	3442.37228	3486.47218	4029.48964
C2	1019.57	876.42	1057.93	1,599.88	1,499.67	1,626.73

ANNEXE C

ENSTP 2019-2020

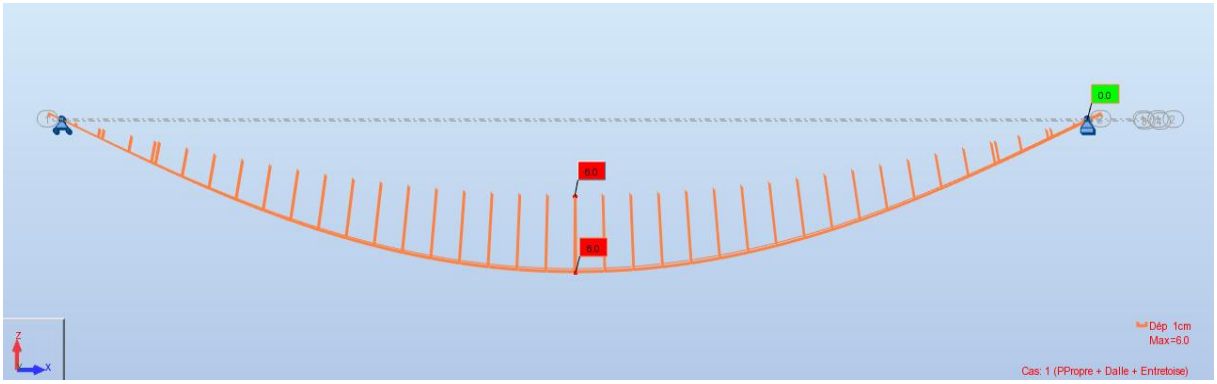
I. PARTIE 01 : CALCULE DES DEFORMATIONS :

I.1 Calcul des flèches

I.1.1 Flèche due au poids propre

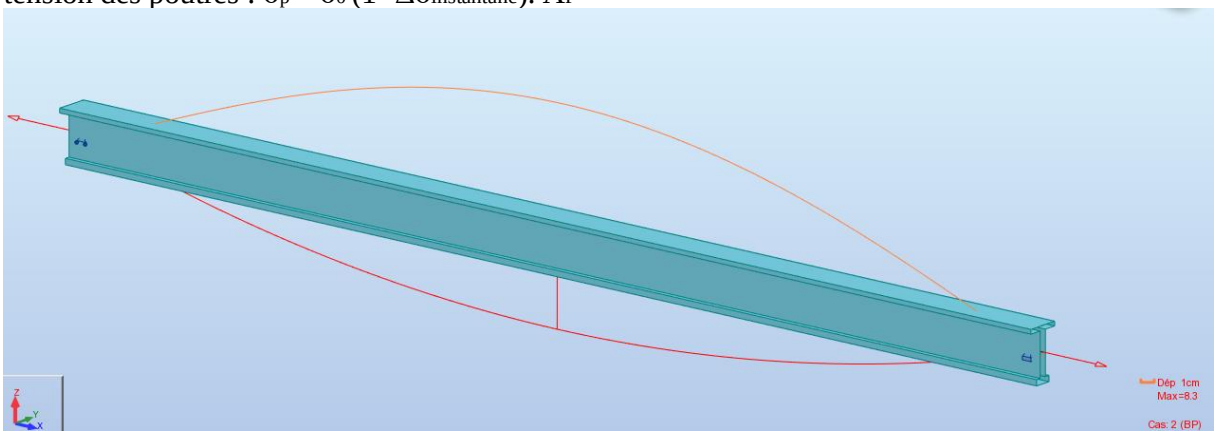
D'après notre modélisation de tablier on isole la poutre la plus sollicite et on calcule la déformé : La déformée sous poids propre :

$$f_G = 6 \text{ cm}$$



I.1.2 Flèche due à la précontrainte

La flèche due à la mise en tension des poutres est calculée à partir logiciel robot, on modélisant une poutre introduisant le câble moyenne avec un effort appliquer l'ors de la mise en tension des poutres : $\sigma_p = \sigma_0 (1- \Delta\sigma_{instantané}). A_P$



$$\boldsymbol{f_p = -8.3 \text{ cm}}$$

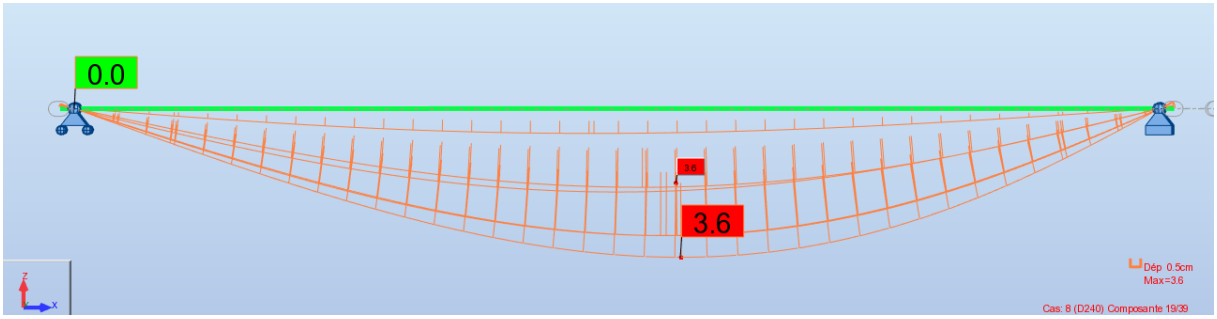
I.1.3 Flèche de construction

On adopte pour le fond du coffrage, une flèche dite flèche de construction qui est vers le bas pour résoudre le problème de divergence entre la flèche due au poids propre et la contre flèche due à la précontrainte. La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{f_c} = 3/4(|\boldsymbol{fp}| - \boldsymbol{f_G}) = 3/4\ (8.3 - 6) = 1{,}725 \text{ cm}$$

I.1.4 Flèche due à la surcharge

La flèche due au convoi D240 qui crée la sollicitation maximale à mi- travée est déterminée avec logiciel robot :
La valeur de la déforme maximale de la poutre la plus sollicité :
fD240 = 3.6 cm.



I.1.5 Flèche totale

I.1.5.1 La flèche en service à vide

f totale à vide = fg + fp + fc = 6 – 8.3 + 1,725 = - 0.575

I.1.5.2 La flèche en service en charge

f totale en charge= f totale à vide + f D240 = - 0.575 + 3 .6 = 3.025 cm < $\frac{3800}{700}$ = 5.43 cm (la limite admissible).

I.2 Calcul des rotations

I.2.1 Rotation sous le poids propre

$$\Theta = \frac{Gl^3}{24\ E\ I} = 0.005\ rad$$

I.2.1 Rotation sous la précontrainte

$$\Theta p = \int_0^{l/2} \frac{Mp}{EI} mpdx$$

Sachant que M(x) est le moment résultant de la disposition d'un couple unitaire positif au niveau de l'appui.
Tel que : ∫M (x) mp (x) dx est égale à l'air de diagramme de moment due au précontrainte multiplié par la valeur du moment mp au niveau du centre de gravité de la surface Mp.

$$\Theta p = -0.0013\ rad$$

La rotation totale du tablier à vide est :
Θ à vide = Θp + Θ g= 0.0037rad

I.2.2 Surcharge D240

$$\Theta D240 = \int_0^{l/2} \frac{Mp}{EI} mpdx = 0.0041\ rad$$

La rotation en charge :

Θ en charge= Θ à vide + Θ D240= 0.0078 rad

I.3 Calcul des déplacements horizontaux

I.3.1 Le déplacement dû à la rotation des appuis :

$$\Delta h\, rot = \Theta rot \frac{ht}{2} = 0.0082m = 0.82\ cm$$

H : Hauteur poutre +hourdis
Θ : Rotation en charge

I.3.2 Déplacement du au retrait et fluage du béton :

Il est donné par la relation suivante :

$\Delta h = (\varepsilon_{\text{retrait}} + \varepsilon_{\text{fluage}}) * L/2$

Avec :

- $\varepsilon r = 2*10^{-4}$
- $\varepsilon f = 3.5*10^{-4}$

Δh= 1.02 cm

I.3.3 Le déplacement dû à la variation de température :

$$\Delta h\, T = \varepsilon T \frac{L}{2}$$

Avec :
A long terme : $\varepsilon_T = 2.10^{-4}$ Δh_T= 0.37 cm
A cours terme : $\varepsilon_T = 3.10^{-4}$ Δh_T = 0.56 cm

I.4 Bilan des déplacements

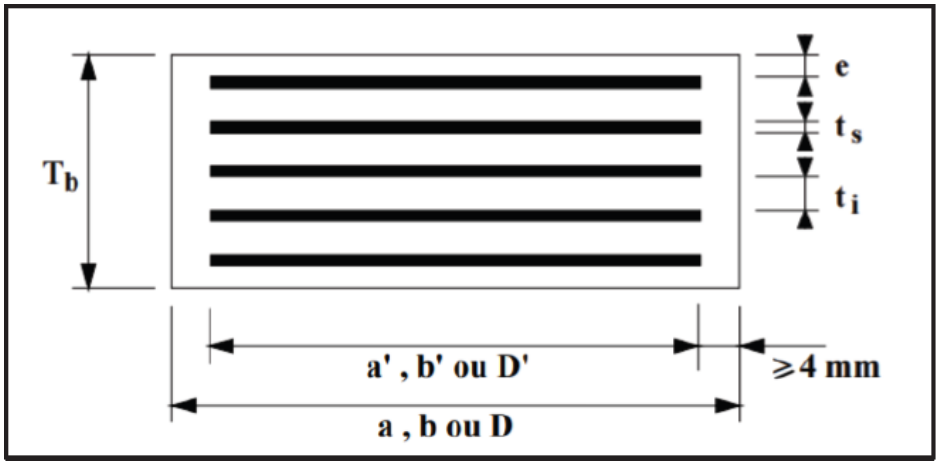
ΔHmax = 2/3 (Δh rot + Δh flu + Δh ret) + Δh T

A long terme : Δh = 1.59cm
A cours terme : Δh = 1.1cm

II. PARTIE 02 : DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

II.1 Aire des appareils d'appuis

Les dimensions en plan de l'appareil d'appuis sont déterminées en vérifiant la condition de non cheminement et non écrasement sur la contrainte normale sous la réaction maximale à L'ELU.



3 MPa ≤ $\sigma m = \frac{Rmax}{a*b}$ ≤ 20 MPa

Avec :
a : Cote parallèle à l'axe longitudinal de l'ouvrage ;
b : Cote perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage ;
Rmax : Réaction d'appuis maximale à L'ELS (Rmax) ;
σm : Contrainte de compression sous la réaction Rmax = 1.93 MN.

965≤ a*b ≤ 6433 (cm²)

II.2 Hauteur de l'élastomère

Condition de non dépassement des contraintes tangentes :

$$T > \frac{U}{0.5}$$

T : Epaisseur totale des élastomères.

U : Déplacement lent du au retrait, fluage, température... (U= 14.80 mm)

T > 29.60 mm

Ti : feuillets d'élastomère égal à 10 mm (avec n=6)

II.3 Dimension des frettes

On vérifie la contrainte de traction des frettes :

$\begin{cases} ts \geq 2mm \\ ts \geq \frac{a.\sigma m}{\beta.\sigma e} \end{cases}$ Avec : $\beta = \frac{a*b}{2ti*(a+b)}$= 9.33mm

Avec :
σe : contrainte limite de traction des frettes (σe =235 MPA)

ts ≥ 2.21 mm on prend ts = 3mm

L'épaisseur d'enrobage : e = 2.5 mm
L'épaisseur totale de l'appareil d'appuis : Td= n (ti + ts) + ts + 2e = 86mm
L'épaisseur totale d'élastomère : T = n*ti + 2e = 65 mm
Donc : 350×400 ; 6(10+3) ; 2×2.5

III. Partie 3 : Vérification de l'appareil d'appui

III.1 Résistance à la compression

On doit vérifier que : σm ≤ 20 MPA avec $\sigma m = \frac{N}{a*b}$
N : la réaction d'appui a ELU
N = 1.93 MN ⟶ σm = 13.78 MPA≤ 20 MPA (condition vérifiée)

III.2 Sécurité au flambement

On doit vérifier que : γs* Pu ≤ Pc

γs = 3 : coefficient partiel de sécurit

Pu = valeur maximale des charges verticales sous les combinaisons d'état limite ultime.

La charge critique de l'appareil d'appui s'obtient par la formule :

Pc= 4GBS²d/h

Avec :

- B : aire nominale en plan de l'appui (B= a×b)
- d : somme d'une apaise de fret et d'une épaisseur d'élastomère.
- h : hauteur totale de l'appareil d'appui.
- G : module de cisaillement (G = 0.9 MPA).
- S : facteur de forme (rapport de l'aire nominale en plan a la surface extérieure d'un feuillet)

$$S = \frac{a * b}{2t(a + b)}$$

Application numérique :
S = 9.33/ d= 0.013 m / h = 0.086m / B = 0.14 m2 / Pc= 6.64 MN / Pu = 1.93 MN
5.79 MN ≤ 6.64 MN (Condition vérifiée)

III.3 Limitation de la distorsion:

La distorsion δ des appareils d'appuis doit être limitée à une valeur critique δc :

δc = 0.7 + 4(δ0 − 0.7) (0.25 − p) Si p ≤ 0.25

δc = 1.4 (1 – 2p) Si p > 0.25

Avec : $p = \frac{Pu}{Pc}$ et $\delta 0 = \frac{C}{Tq}$

C : Le plus petit côté pour un appui rectangulaire (C= 350mm)

D'ou :
P = 0.291 > 0.25 ; δC = 0.59

III.4 Vérification de non glissement

On vérifie l'inégalité suivante :

H < f × N

Nmin = Ei + Rg+ 0.2RD240

N : La reaction minimale au niveau de chaque appareil d'appui
Rg: Réaction due aux charges permanentes sur les appuis
(pour la culée Rg =1.39 MN, pour la pile Rg =2.76 MN)

Ei: la combinaison des effets d'action de séisme dans le sens horizontale et vertical (pour la culée E1= 0.271 MN, pour la pile E2=0.429 MN)

f : coefficient de frottement

$$f = 0.1 + \frac{0.6}{\sigma m}$$

$$\sigma m = \frac{N}{a * b}$$

- **pour la pile (n=12)**

$$H = \frac{E1 + 0.2\ Fbc + 0.4T + D}{nombres\ d'appareils\ d'appuis}$$

$$D = \frac{nGa * b\Delta r,f}{Tq}$$

$$T = \frac{nGa * b\Delta hT}{Tq}$$

Avec :

- Fbc l'effort de freinage dû au camion bc (Fbc = 0.3 MN)
- T : effort statique à la température (T=0.11 MN)
- D : effort statique au retrait et fluage (D=0.24 MN)

H = 0.33 MN

$$N = \frac{E3 + Ng + 0.2\ RD240}{nombres\ d'appareils\ d'appuis}$$

N=1.16 MN

σmin = 8.31 MPa

f= 0.17

H < f × N ⟶ 0.33 < 0.197 (MN) ⟶ Condition Non vérifiée.

- **pour la culée (n=6)**

H= 0.29 MN

N= 1.03 MN

σmin = 7.37 MPa

f= 0.18

H < f × N ⟶ 0.29 < 0.185 (MN) ⟶ Condition Non vérifiée.

Le néoprène doit être équipé par un système anti acheminement car la condition de glissement n'est pas vérifiée.

PARTIE 04 : FERRAILLAGE DU DÉ D'APPUI

Sachant que :

σst = max {0.5fe ; $110\sqrt{\eta ftj}$ } = 252.76 MPa

σs10 = $\frac{fe}{\gamma s}$ = 434.78 MPa

R_{maxELU} =1.93 MN

R_{maxELS} =1.18 MN

R_{maxELS}: La réaction maximale au niveau d'un appareil d'appui à L'ELS.

R_{maxELU}: La réaction maximale au niveau d'un appareil d'appui à L'ELU.

- **ARMATURE DE CHAINAGE**

Dans un but de simplification et de normalisation, il suffit en pratique de déterminer le chainage de telle sorte qu'il équilibre un effort égal à 0.25 fois la descente de charge localisée la plus forte Donc, la section d'armature correspondante aura pour valeur :

$As=\max\left\{0.25\ \frac{RmaxELU}{\sigma s10}, 0.25\ \frac{RmaxELS}{\sigma st}\right\}$

As= 11.67 cm²

Soit : 8HA14 (As =12.32 cm²)

- **ARMATURE DE PROFONDEUR**

Pour limiter la propagation d'éventuelle fissure, on place les armatures de profondeur sous le chainage pouvant répondre à un effort égal à 0.125 fois la descente de charge localisée la plus forte.

$As=\max\left\{0.125\ \frac{RmaxELU}{\sigma s10}, 0.125\ \frac{RmaxELS}{\sigma st}\right\}$

As= 5.84cm²

Soit 6HA12 (As= 6.79 cm²)

- **ARMATURE DE DIFFUSION SUPERIEURE. (FERRAILLAGE DE SURFACE)**

Ces armatures sont placées le plus près possible de la face supérieure du dé d'appui, et sont capable de reprendre un effort égal à 0.04 fois la charge localisée.

$As=\max\left\{0.04\ \frac{RmaxELU}{\sigma s10}, 0.04\ \frac{RmaxELS}{\sigma st}\right\}$

As= 1.87 cm²

Soit 4HA8 (As=2.01 cm²)

- **ARMATURE DE DIFFUSION INFERIEURE (FERRAILLAGE D'ECLATEMENT)**

Ces armatures sont disposées sur une profondeur comprise entre b/3 et b à partir de la face supérieure, et sont capable de reprendre un effort égal à 0.1 fois la charge localisée dans le cas des appareils d'appuis en élastomère frette.

$As=\max\left\{0.1\ \frac{RmaxELU}{\sigma s10}, 0.1\ \frac{RmaxELS}{\sigma st}\right\}$

As= 4.67 cm²

Soit 5HA12 (As=5.65 cm²)

ANNEXE D

ENSTP 2019-2020

I. PARTIE 01 : ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA PILE

I.1 ETUDE STATIQUE DE LA PILE :

Désignation	N (KN)	H (KN)	$_{FV}$/o (x/o)	FH/O/a (y/o)	$M_{FV/o}$	$M_{FH/o}$
Semelle	7481.25	/	0,00	1,20	0,00	/
Fûts	9533,05	/	0,00	19,05	0,00	/
Chevêtre	2100,00	/	0,00	36,70	0,00	/
G Tablier	8396,27	/	0,00	37,70	0,00	/
Hf+r	/	236,69	/	37,70	/	8923,07
HT°	/	106,51	/	37,70	/	4015,38
Al	1699,98	/	0,00	/	0,00	/
Bc	1233,97	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1142,79	/	0,00	/	0,00	/
D240	2137,30	/	0,00	/	0,00	/
Freinage Al	/	119,59	/	37,70	/	4508,55
freinage Bc	/	150,00	/	37,70	/	5655,00

I.2 COMBINAISON DES CHARGE SOULLICITANTS LA PILE :

I.2.1 Combinaison a ELS :

	N	**H**	**MH**	**MV**	**ΔM**	**R_1**	**R_2**
G	27510.56	300,59	11332,30	0,00	11332,30	3027.65	3849.99
G+1.2Al	29550.54	444,10	16742,56	0,00	16742,56	3086.35	4301.28
G+1.2Bc	28991.33	480,59	18118,30	0,00	18118,30	2966.54	4281.30
G+Mc120	28653.35	300,59	11332,30	0,00	11332,30	3170.50	3992.84
G+D240	29647.86	300,59	11332,30	0,00	11332,30	3294.82	4117.15

Combinaison a ELU :

	N	**H**	**MH**	**MV**	**ΔM**	**R_1**	**R_2**
1,35G	37129.26	415,38	15659,98	0,00	15659,98	4074.22	5210.59
1.35G+1.6Al	39859.23	606,73	22873,66	0,00	22873,66	4152.49	5812.32
1.35G+1.26B	39113.62	655,38	24707,98	0,00	24707,98	3982.73	5785.67
1.36G+1.35Mc 120	40024.61	415,38	15659,98	0,00	15659,98	4434.89	5571.26
1.35G+1.35D2 40	37139.26	415,38	15659,98	0,00	15659,98	4074.22	5210.59

II. PARTIE 02 : ETUDE SISMIQUE DE LA PILE

- EVALUATION DES EFFORTS SISMIQUE SOLLICITANT LA PILE :

Dés	N (MN)	H_L (MN)	H_T(MN)	l_{FV}/o (x/o)	$l_{FH}/O/a$ (y/a,o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FHL}/_o$	$M_{FHT}/_o$
Pile	3,99	2,82	6,28	0,00	16,65	0,00	46,9	104,51
Séisme Tablier	4,81	2,47	3,54	0,00	33,30	0,00	82,30	117,87
Hf+r	/	236,686		/	33,30	/	7881,65	
HT°	/	106,509		/	33,30	/	3546,74	
0.4×HT°+Hf+retr	/	279,2897		/	33.30	/	9300,346	

- LA RESULANTE DES FORCES SISMIQUES ET FORCES INERTIELS :

Vu que la pile n'a pas de rôle de soutènement des terres. Les poussées des terres dynamiques sont nulles, et donc on va combiner les efforts si dessus avec les forces sismiques provenant de tablier et pile sous forme quadratique dans les trois sens.
Ensuite on combine EL (HL) et ET(HT) et Ev(N) sous les combinaisons suivantes :
E1= EL +0.3 (ET+EV)
E2 = ET + 0.3 (EL+Ev)
E3 = EV+0.3 (EL+ET)

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
H_L(MN)	3,75	0,00	0,00	3,75	1,12	1,12
H_T(MN)	0,00	7,21	0,00	2,16	7,21	2,16
M_L	94,73	0,00	0,00	94,73	28,42	28,42
M_T	0,00	127,53	0,00	47,26	127,53	47,26
N (MN)	0,00	0,00	6,25	1,87	1,87	6,25

- Calcul de la réaction d'appui max et min sous les différentes cas de charge :

Avec :

R_{max} = G+0.2 max (Al, Mc120, D240)

R_{min} = G+0.2 min (Al, Mc120, D240)

	R_{max}	R_{min}
N (MN)=	8,82	8,62
H(MN)=	0,31	0,30
M_L(MN)=	10,30	10,10

On se base sur ces combinaisons au-dessous pour vérifier la stabilité de la semelle en cas sismique :
1. E1+Pperm+Rmax
2. E2+Pperm+Rmax
3. E3+Pperm+Rmax

4. -E1+Pperm+Rmin
5. -E2+Pperm+Rmin
6. -E3+Pperm+Rmin

Avec : $P_{perm}=P_{fut}+P_{chevêtre}$

	1	2	3	4	5	6
H_L(MN)	4,06	1,43	1,43	3,44	0,82	0,82
H_T(MN)	2,16	7,21	2,16	2,16	7,21	2,16
M_L	57,56	137,83	57,56	37,16	117,43	37,16
M_T	47,26	127,53	47,26	47,26	127,53	47,26
N (MN)	22,33	22,33	26,71	18,58	18,58	14,21

III. PARTIE 03 : Evaluation des efforts et combinaison ELS, ELU et ELA sollicitant les futs

Désignation	N (KN)	H (KN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	MFV/o	MFH/o
Fûts	9533,05	/	0,00	16,65	0,00	
Chevêtre	2100,00	/	0,00	34,30	0,00	
G Tablier	8396,27	/	0,00	35,30	0,00	
Hf+r	/	236,69	/	35,30		8355,02
HT°	/	106,51	/	35,30		3759,76
Al	1699,98	/	0,00	/	0,00	/
Bc	1233,97	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1142,79	/	0,00	/	0,00	/
D240	2137,30	/	0,00	/	0,00	/
Freinage Al	/	119,59	/	35,30	/	4221,53
Freinage Bc	/	150,00	/	35,30	/	5295,00

Les combinaisons sont résumées dans le tableau suivant :

- **Combinaison ELS**

	N	H	MH	MV	ΔM
G	20029,31	300,59	10610,88	0,00	10610,88
G+1.2Al	22069,29	444,10	15676,72	0,00	15676,72
G+1.2Bc	21510,08	480,59	16964,88	0,00	16964,88
G+Mc120	21172,10	300,59	10610,88	0,00	10610,88
G+D240	22166,61	300,59	10610,88	0,00	10610,88

Sollicitations les plus défavorables :

ELS: M_{max} = 8482.44 KN.m/ml $N_{corespondant}$ = 10755.04 KN/ml

T_{max} = 240.30 KN/ml $N_{corespondant}$ = 10755.04 KN/ml

❖ **Combinaison ELU**

	N	H	MH	MV	ΔM
1,35G	27039,57	415,38	14663,06	0,00	14663,06
1.35G+1.6Al	29759,54	606,73	21417,51	0,00	21417,51
1.35G+1.26B	29013,93	655,38	23135,06	0,00	23135,06
1.36G+1.35Mc120	29924,92	415,38	14663,06	0,00	14663,06
1.35G+1.35D240	27039,57	415,38	14663,06	0,00	14663,06

Sollicitations les plus défavorables :

ELU:

M_{max} = 11567.53 KN.m/ml $N_{corespondant}$ = 14506.97 KN/ml

T_{max} = 327.69 KN/ml $N_{corespondant}$ = 14506.97 KN/ml

PARTIE 04 : EVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA SEMELLE

- **Effort du au poids de la semelle** est N=2.5*B*L*H
  N=7.48 MN

H_L(MN)	1,50
H_T(MN)	1,50
M_L	2.24
M_T	2.24
N (MN)	0,45

Avec le coefficient horizontal et vertical successivement sont : Ch=0.20, Cv=0.3 Ch

- **Effort à la base de fondation :**

Dés	N (MN)	V_L (MN)	V_T(MN)	/FV/o (x/o)	/FH/O/a (y/a,o)	M_{FV}/o	M_{FHL}/o	M_{FHT}/o
Pile	3,99	2,82	6,28	0,00	19,65	0,00	55,3	123,34
Séisme Tablier	4,81	2,47	3,54	0,00	36,30	0,00	89,72	128,49

On va combiner les efforts si dessus avec les forces sismiques provenant de tablier et pile et la semelle sous forme quadratique dans les trois sens.

Ensuite on combine EL (HL) et ET(HT) et Ev(N) sous les combinaisons suivantes :

E1= EL +0.3 (ET+EV)
E2 = ET + 0.3 (EL+Ev)
E3 = EV+0.3 (EL+ET)

	E_L	E_T	E_V	E_1	E_2	E_3
H_L (MN)	4,04	0,00	0,00	4,04	1,21	1,21
H_T(MN)	0,00	7,36	0,00	2,21	7,36	2,21
M_L	105,44	0,00	0,00	105,44	31,63	31,63
M_T	0,00	148,12	0,00	53,44	148,12	53,44
N (MN)	0,00	0,00	6,26	1,88	1,88	6,26

- **Effort provenant du tablier**

	R_{max}	R_{min}
N (MN)=	8,82	8,62
H(MN)=	0,31	0,30
M_L(MN)=	11,23	11.01

On se base sur ces combinaisons au-dessous pour vérifier la stabilité de la semelle en cas sismique :

1. E1+Pperm+Rmax
2. E2+Pperm+Rmax
3. E3+Pperm+Rmax
4. -E1+Pperm+Rmin
5. -E2+Pperm+Rmin
6. -E3+Pperm+Rmin

Avec : $P_{perm}=P_{fut}+ P_{chevêtre}+P_{semelle}$

	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6
H_L (MN)	4,34	1,52	1,52	3,73	0,91	0,91
H_T(MN)	2,21	7,36	2,21	2,21	7,36	2,21
M_L	64,66	159,35	64,66	42,21	136,89	42,21
M_T	53,44	148,12	53,44	53,44	148,12	53,44
N (MN)	22,79	22,79	27,17	19,03	19,03	14,64

ANNEXE E

ENSTP 2019/2020

I.1 PARTIE 01 : ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LA CULEE :

Sollicitation Désignation	Cas°	Calcul de P (t)	Efforts horizontaux Fh= Kh*P	Efforts verticaux Fv=(1±Kv)*P (t)	Bras de levier <H> (m)	Bras de levier <V> (m)	Moment renversant Fh*V (t.m)	Moment stabilisant Fv*H(t.m)
Mur garde grève	cas n°1	23.919	0.00	23.919	0.65	9.92	0 .00	15.55
	cas n°2		4.78	25.35			47.42	16.48
	cas n°3		4.78	23.919			47.42	15.55
	cas n°4		4.78	22.48			47.42	14.61
Corbeau	cas n°1	5.937	0.00	5.937	1	10.17	0	5.937
	cas n°2		1.187	6.29			12.07	6.29
	cas n°3		1.187	5.937			12.07	5.937
	cas n°4		1.187	6.29			12.07	6.29
Mur frontal	cas n°1	284.563	0.00	284.563	0.00	5.29	0.00	0.00
	cas n°2		56.913	301.73			301.07	0.00
	cas n°3		56.913	284.563			301.07	0.00
	cas n°4		56.913	267.49			301.07	0.00
Mur en retour	cas n°1	104 .225	0.00	104 .225	3.31	7.47	0.00	432.40
	cas n°2		20.84	110.48			181.93	458.34
	cas n°3		20.84	104 .225			181.93	432.40
	cas n°4		20.84	97.97			181.93	406.46
Semelle	cas n°1	498.77	0.00	498.77	0.00	1.00	0.00	0.00
	cas n°2		99.75	528.70			99.75	0.00
	cas n°3		99.75	498.77			99.75	0.00
	cas n°4		99.75	468.84			99.75	0.00
Dalle de transition	cas n°1	28.5	0.00	28.5	2.83	10.50	0.00	80.66
	cas n°2		5.7	30.21			59.85	85.49
	cas n°3		5.7	28.5			59.85	80.66
	cas n°4		5.7	26.79			59.85	75.82
Poids des terres sur la semelle	cas n°1	627.76	0.00	627.76	2.82	6.14	0.00	1770.28
	cas n°2		125.552	655.46			770.89	1848.40
	cas n°3		125.552	627.76			770.89	1770.28
	cas n°4		125.552	590.09			770.89	1664.05

Poids des terres sur dalle de transition	cas n°1	53.77	0.00	53.77	3.01	10.99	0.00	161.85
	cas n°2		10.75	56.99			118.14	171.54
	cas n°3		10.75	53.77			118.14	161.85
	cas n°4		10.75	50.54			118.14	152.13
Poids des surcharges	cas n°1	39.705	0.00	39.705	2.59	/	/	102.84
	cas n°2		7.941	42.09				109.01
	cas n°3		7.941	39.705				102.84
	cas n°4		7.941	37.32				96.66
Poussée des terres sur mur frontal+mur garde-gréve	cas n°1	278.819	0.00	278.819	/	3.09	0.00	/
	cas n°2		55.76	295.55			172.30	
	cas n°3		55.76	278.819			172.30	
	cas n°4		55.76	262.09			172.30	
Poussée des surcharges	cas n°1	35.30	0.00	35.30	/	5.63	0.00	/
	cas n°2		7.06	37.418			39.75	
	cas n°3		7.06	35.30			39.75	
	cas n°4		7.06	33.18			39.75	
Poussée des Terres sur la semelle	cas n°1	142.204	0.00	142.204	/	0.99	0.00	/
	cas n°2		28.44	150.74			28.16	
	cas n° 3		28.44	142.204			28.16	
	cas n°4		28.44	133.67			28.16	
Réaction du tablier (G)	cas n°1	419.813	0.00	419.813	-0.17	/	/	-71.37
	cas n°2		83.96	445.00				-75.65
	cas n°3		83.96	419.813				-71.37
	cas n°4		83.96	394.62				-67.09
RA(l)	126.35		/	126.35	-0.17	/	/	-21.48
RBc	114.243			114.243	-0.17	/	/	-19.42
RMc120	109.131			109.131	-0.17	/	/	-18.55
RD240	182.919			182.919	-0.17	/	/	-31.10
H_{f+r}	11.834		11.834	/	/	8.57		101.38
$H_{T°}$	5.325		5.325		/	8.57		45.63
Freinage Al	11.959		11.959		/	8.57		102.48
Freinage Bc	15.00		15.00		/	8.57		128.55
Somme			1576.496	10739.691	/	/	5493.99	10252.614

I.1.1 COMBINAISON DES CHARGE SOULLICITANTS LA CULEE :

- **COMBINAISON A ELS :**

	N (KN)	H(KN)	M_H (kN.m)	M_V (kN.m)	ΔM (kN.m)
G+0.6T	20472,38	4263,34	12981,21	23078,87	36060,08
G++0.6T+1.2Q	20927,24	4686,94	15366,08	24256,96	39623,04
G+0.6T+1.2A(l)	21988,58	4406,85	14211,07	22821,12	37032,19
G+0.6T+1.2Bc	21843,29	4443,340	14523,81	22845,82	37369,62
G+0.6T+Mc120	21563,69	4263,34	12981,21	22893,35	35874,56
G+0.6T+D240	22301,57	4263,34	12981,21	22767,91	35749,12

NB :

Pour le calcul de l'effort horizontal dû à la charge permanente on a utilisé la combinaison rare (selon RCPR) :

A ELS : G = poussée des terres + H (fl +retrt) +0.6 H_T

- **COMBINAISON A ELU**

	N (KN)	H(KN)	M_H (kN.m)	M_V (kN.m)	ΔM (kN.m)
1.35G+0.9T	27637,71	5760,30	14882,72	31156,48	46039,20
1.35G++0.9T+1.6Q	28244,19	8341,21	23271,51	43632,03	66903,53
1.35G+0.9T+1.6A(l)	39332,51	7967,75	21731,49	41717,57	63449,07
1.35G+0.9T+1.6Bc	39138,80	8016,41	22148,47	41750,50	63898,98
1.35G+0.9T+1.35Mc120	38784,19	5760,30	14882,72	41810,79	56693,51
1.35G+0.9T+1.35D240	39780,32	5760,30	14882,72	41641,45	56524,17

I.2 PARTIE 02 : EVALUATIONS DES CHARGES SISMIQUE

Désignation	N (KN)	H (KN)	I_{FV}(x/o)	I_{FH} (y/o)	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Semelle	299,25	997,50	0,00	1,00	0,00	997,50
Mur F	170,74	569,13	0,00	5,29	0,00	3010,68
DDT	17,10	57,00	2,83	10,50	48,39	598,50
Mur en R	62,54	208,45	3,31	7,47	206,99	1557,12
Corbeau	3,56	11,88	1,00	10,17	3,56	120,77
MGG	14,35	47,84	0,65	9,92	9,33	474,55
Poids des Terres	376,66	1255,52	2,82	6,14	1062,17	7708,89
Poids des T sur DDT	32,26	107,54	3,01	10,99	97,11	1181,86
Somme	976,45	3254,85	/	/	1427,55	15649,88

I.3 PARTIE 03 : ÉVALUATION DES EFFORTS SOLLICITANT LE MUR FRONTAL

I.3.1 Evaluation des efforts dus au poids propre et au tablier

Désignation	N (KN)	H (KN)	$I_{FV}(x/o)$	$I_{FH}(y/o)$	$M_{FV}/_o$	$M_{FH}/_o$
Mur F	2845,6313	/	0	3,29	0	/
DDT	285	/	2,83	8,50	806,55	/
Mur en R	1042,25	/	3,31	5,47	3449,8475	/
Corbeau	59,375	/	1	10,17	59,375	/
MGG	239,19	/	0,65	7,92	155,4735	/
Poids des T sur DDT	537,7	/	3,01	8,99	1618,477	/
Poussée Mur Frontal	/	2688,187	/	3,09	/	8297,538
Poussée DDT	/	2,8215	/	0,15	/	0,423225
Poids Sur 10kN/m²	379,05	/	2,59	/	981,7395	/
Poussée Sur 10kN/m²	/	353,001	/	3,63	/	1281,394
Rg	4198,13	/	-0,17	/	-713,68	/
R(Al)	1263,50	/	-0,17	/	-214,80	/
Rbc	1142,43	/	-0,17	/	-194,21	/
RMc120	1091,31	/	-0,17	/	-185,52	/
RD240	1829,19	/	-0,17	/	-310,96	/
Hf+r	/	118,34	/	-6,57	/	-777,51
HT°	/	53,25	/	-6,57	/	-349,88
Freinage Al	/	119,59	/	-6,57	/	-785,71
Freinage Bc	/	150,00	/	-6,57	/	-985,50

I.3.2 COMBINAISON DES CHARGE SOULLICITANTS LA CULEE

- **COMBINAISON A ELS**

	N (KN)	H(KN)	M_H (kN.m)	M_V (kN.m)	ΔM (kN.m)
G+0.6T	9586,33	2841,30	7310,52	5376,04	12686,56
G++0.6T+1.2Q	10041,19	3264,91	8848,19	6554,13	15402,32
G+0.6T+1.2A(l)	11102,53	2984,81	6367,67	5118,29	11485,96
G+0.6T+1.2Bc	10957,24	3021,304	6127,92	5142,99	11270,90

G+0.6T+Mc120	10677,64	2841,30	7310,52	5190,52	12501,04
G+0.6T+D240	11415,52	2841,30	7310,52	5065,08	12375,60

- Sollicitations les plus défavorables

M_{max}= 1466.89 KN.m/ml → $N_{correspondant}$= 956.30 Kn/ml

T_{max}= 310,94 KN/ml → $N_{correspondant}$= 956.30 Kn/ml

➢ **COMBINAISON A ELU**

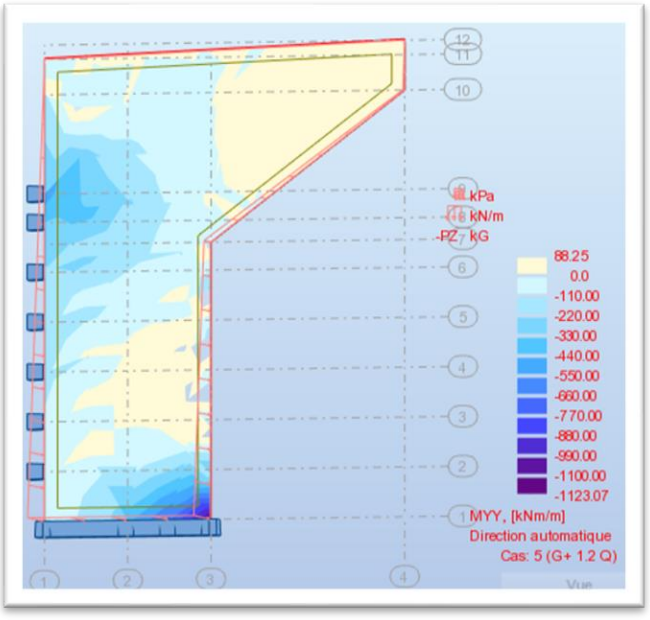
	N (KN)	H(KN)	MH (kN.m)	MV (kN.m)	ΔM (kN.m)
1.35G+0.9T	12429,83	3840,55	9837,71	7257,65	17095,36
1.35G++0.9T+1.6Q	13036,31	5749,55	15331,14	11368,62	26699,76
1.35G+0.9T+1.6A(l)	18801,87	5376,09	12023,78	9454,16	21477,94
1.35G+0.9T+1.6Bc	18608,15	5424,75	11704,11	9487,09	21191,20
1.35G+0.9T+1.35Mc120	18253,54	3840,55	9837,71	9547,38	19385,09
1.35G+0.9T+1.35D240	19249,67	3840,55	9837,71	9378,03	19215,75

- Sollicitations les plus défavorables

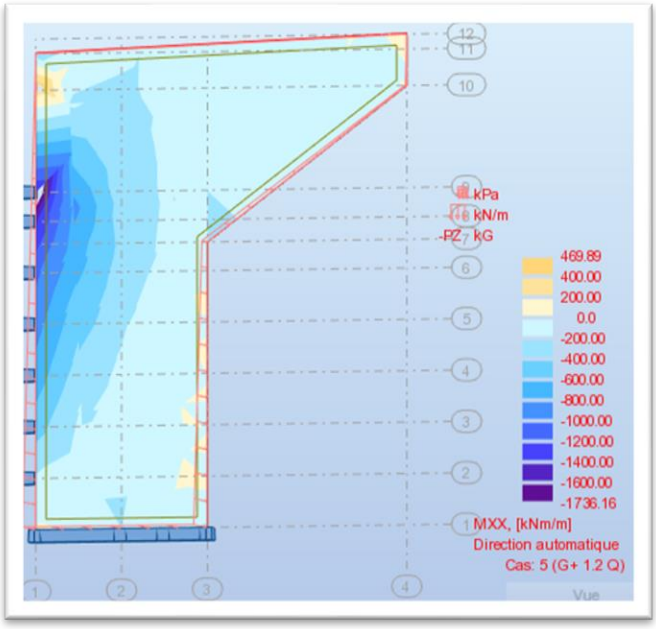
M_{max}= 2542,83 KN.m/ml → $N_{correspondant}$= 1241.55 KN/ml

T_{max}= 545.58 KN/ml → $N_{correspondant}$= 1241.55 KN/ml

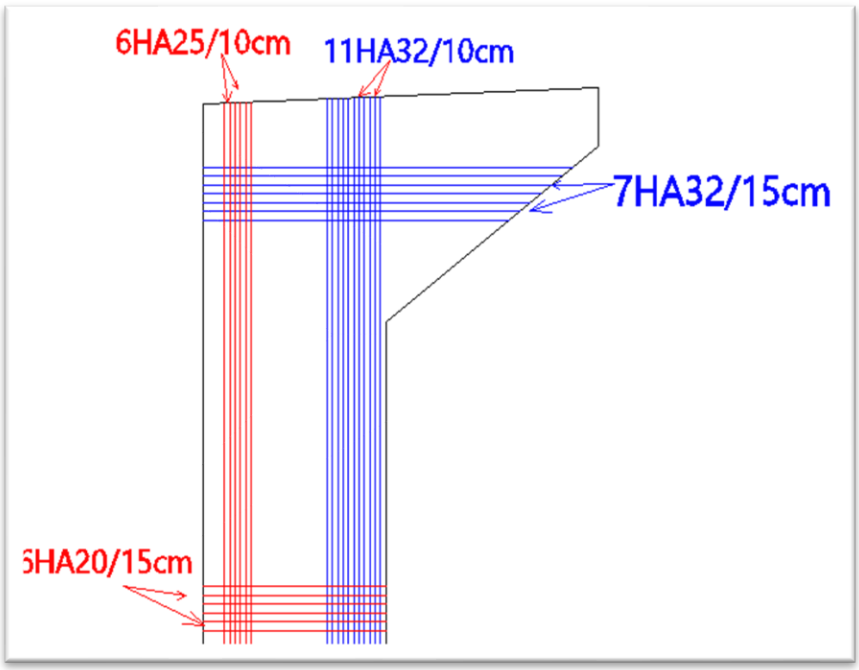
I.4 PARTIE 04 : RESULTATS DE MODELISATION DU MUR EN RETOUR



Efforts horizontaux Myy sur mur en retour à l'ELS



Efforts horizontaux Mxx sur mur en retour à l'ELS



Plan de ferraillage du mur en retour