

République algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud MAMMARI DE TIZI-OUZOU

Faculté de génie de la construction département

Génie civil



projet de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie-civil

option: voies et ouvrages d'art.



Proposé par : l'A.N.A.



Etudier par :

- BELLIR Abdenour.
- RAHNI Ali.

Encadré par :

- Mr.: ADJRAD Arezki

«2014-2015 »

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet.

Introduction	03
I-1) Présentation de l'organisme d'accueil.....	03
I-2) Présentation du projet de la pénétrante.....	03
I-3) consistance physique du projet.....	03
I-4) Présentation de l'ouvrage.....	04
I-4-1) caractéristiques du sol.....	04
I-4-2) Données climatique.....	05

Chapitre II : Conception et choix des variantes.

Introduction.....	09
II-1) Critères de choix du type d'ouvrage.....	09
II-2) Choix des variantes.....	09
II-3) Analyse des variantes.....	10
II-3-1) choix des Appuis du tablier.....	14
II-3-2) Choix des types de fondation.....	16

Chapitre III: Caractéristique des matériaux.

Introduction.....	19
III-1) Le béton.....	19
III-2) Aciers.....	19

Chapitre IV : Pré dimensionnement.

Introduction.....	25
IV-1) Pré dimensionnement des éléments des poutres.....	25
IV-1-1) Les poutres.....	25
IV-1-2) L'hourdis.....	28
IV-2) caractéristiques géométriques des poutres.....	28
IV-2-1) caractéristiques géométriques de la section brute.....	29
IV-2-2) caractéristiques géométriques de la section Nette.....	33

Chapitre V : Calcul des charges et surcharges.

Introduction.....	36
V) Classification des charges.....	36
V-1) Les charges permanentes.....	36
V-1-1) Les éléments porteurs.....	36
V-1-2) Les éléments non porteurs.....	38
V-2) Charges routiers.....	40
V-2-1) Système de charges A(L).....	41
V-2-2) Système de charges B.....	42
V-2-3) Surcharge militaire.....	46
V-2-4) Charges exceptionnelles.....	47
V-2-5) Surcharge sur trottoir.....	47

Chapitre VI : Modélisation.

Introduction.....	51
VI-1) Présentation du logiciel.....	51
VI-2) Modèle de calcul.....	51
VI-2-1) Les cas de charges considérées.....	52
VI-2-2) Les combinaisons de charges.....	52
VI-3) Effort interne dans les poutres.....	52
VI-4) Etude du platelage.....	54
VI-4-1) Flexion longitudinale.....	54
VI-4-2) Flexion transversale.....	55
VI-4-3) Ferrailage de la dalle.	
VI-5) Etude a la torsion.....	58
VI-5-1) Effet de la torsion.....	58
VI-5-2) Calcul de la contrainte tangentielle de torsion.....	59

Chapitre VII : Etude de la précontrainte.

Introduction.....	61
-------------------	----

VII) Définition de la précontrainte.....	61
VII-1) Calcul du nombre de câbles.....	64
VII-2) Vérifications des sections.....	64
VII-3) Tracé du câble.	66
VII-4) Calcul des caractéristiques des sections géométrique des sections nettes.....	70
VII-5) Fuseaux limites	73
VII-5-1) Fuseaux limite de traction.....	73
VII-5-2) Fuseaux limite de compression.....	74
VII-6) Les pertes de précontrainte.....	75
VII-6-1) les pertes instantanées.....	75
VII-6-2)-Les pertes différées.....	84

Chapitre VIII : Justification des contraintes normales.

Introduction.....	90
VIII-1) Justification des contraintes normales.....	90
VIII-1-1) Justification à L'ELS.....	90
VIII-1-2) Justification à L'ELU.....	99
VIII-2) principe de la méthode de justification.....	100

Chapitre IX : Justification des contraintes tangentielles.

Introduction.....	107
IX-1) Justification des contraintes à L'ELS.....	107
IX-2) Contraintes de cisaillement dû à l'effort tranchant.....	108
IX-3) Justification à L'ELU.....	110

Chapitre X : Etude de la zone d'about

Introduction.....	115
X) Etude de la zone d'about.....	115
X-1) Justification de la bielle d'about.....	115
X-2) Justification de l'équilibre du coin inférieur.....	119
X-3) Justificatif relative a l'introduction des forces de précontrainte.....	121

Chapitre XI : Calcul des déformations.

Introduction.....	135
XI-1) Calcul des flèches.....	135
XI-2) Calcul des rotations.....	138
XI-3) Calcul des déplacements.....	138

Chapitre XII : Equipement de pont.

Introduction.....	141
XII-1) Appareils d'appui.....	141
XII-2) Joint de chaussé.....	150
XII-3) Etude du sommier d'appui.....	152

Chapitre XIII : Etude de la culée.

Introduction.....	155
XIII-1) Dimensions de la culée.....	155
XIII-2) Evaluation des efforts sollicitant la culée.....	155
XIII-3) Vérification de la culée.....	158
XIII-4) Ferrailage des éléments de la culée.....	159
XIII-5) Etude et ferrailage des pieux.....	173

Chapitre XIV : Etude de la pile.

Introduction.....	177
XIV-1) Etude du chevêtre.....	177
XIV-2) Etude du fut.....	181
XIV-3) Etude de fondation superficielle.....	184
XIV-4) Etude et ferrailage de la fondation profonde.....	187

Conclusion générale.

Annexe.

Bibliographie.

LISTE DES TABLEAUX

tab.III-1 : Le type de béton adopté par chaque élément de structure.....	19
tab.IV-1 : Inertie de la section d'about.....	30
tab.IV- 2: Inertie de la section médiane.....	31
tab.IV- 3: Inertie des poutres intermédiaires.....	32
tab.IV-4 : Inertie des poutres de rivée avec hourdis	32
tab.IV-5 : Récapitulatif des caractéristiques géométriques.....	34
tab.V-1: Coefficient de dégressivité transversale de la charge	42
tab.V-2 : Coefficient b_c	44
tab.V-3 : Récapitulatif de la charge B_c par voie	44
tab.V-4 : Valeurs du coefficient B_t en fonction de la classe du pont	45
tab.V-5: Valeurs de la charge B_t par essieu	45
tab.V-6 : Valeurs du coefficient dynamique δ	49
tab.VI-1: Valeurs des charges considérées.....	52
tab.VI-2: Combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS.....	52
tab.VI-3: Tableau récapitulatif des armatures de la dalle.....	57
tab.VI-4:calcul de l'inertie de torsion.....	58
tab.VI-5: Moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.....	59
tab.VII-1 : Caractéristiques de la section nette (intermédiaire).....	62
tab.VII-2 : Paramètre des calculs des câbles.....	68
tab.VII-3 : Récapitulatif des longueurs des câbles.....	69
tab.VII-4 : Composantes de la précontrainte à l'bout (poutre seule).....	71
tab.VII-5 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.....	72
tab.VII-6 : Caractéristiques de la section d'about +hourdis.....	72
tab.VII-7 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.....	73
tab.VII-8 : Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis).....	74
tab.VII-9 : Caractéristiques du fuseau limite de compression.....	75

tab.VII-10 : Les différentes valeurs de α (rd).....	76
tab.VII-11 : Les valeurs de pertes par frottement dans les différentes sections.....	76
tab.VII-12 : Récapitulatif des pertes par recul d’ancrage.....	82
tab.VII-13 : Pertes par raccourcissement instantané du béton des différentes sections.....	83
tab.VII-14 : Pertes instantanées totales des différentes sections.....	83
tab.VII-15 : La tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections.....	84
tab.VII-16 : Pertes par relaxation dans les câbles.....	85
tab.VII-17 : Pertes par fluage dans les câbles.....	87
tab.VII-18 : Pertes différées totales des différentes sections.....	87
tab.VII-19 : Pourcentage des pertes.....	88
tab.VIII-1 : Valeurs limites des contraintes dans le béton.....	90
tab.VIII-2 : Valeur de f_{cj} et f_{ij}	91
tab.VIII-3 : Les différentes phases de construction.....	92
tab.VIII-4 : Les caractéristiques géométriques de la section nette.....	93
tab.VIII-5 : Contraintes des différentes phases dans la section d’about.....	95
tab.VIII-6 : Contraintes des différentes phases dans la section 0.25L.....	96
tab.VIII-7 : Contraintes des différentes phases dans la section 0.5L.....	96
tab.IX-1 : Les caractéristiques géométriques de la section nette.....	108
tab.IX-2 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	110
tab.X-1 : Valeur de Θ_k angle d’inclinaison.....	118
tab.X-2 : Vérification de la section d’armature de couture.....	121
tab.X-3 : Décomposition de l’effort F_i	131
tab.XI-1 : valeurs du moment due à la précontrainte a différentes sections.....	136
tab.XIII-1 : valeurs des paramètres $\lambda_{\alpha h}$, k et θ	156
tab.XIII-2 : évaluation des efforts sur la culée.....	157
tab.XIII-3 : valeurs des moments due à la poussé des terres.....	157
tab.XIII-4 : valeurs des moments sous la poussé due aux surcharges.....	157

tab.XIII-5 : valeurs des efforts et moment globaux sur la culée.....	158
tab.XIII-6 : résultats des vérifications au glissement.....	158
tab.XIII-7 : résultats des vérifications au renversement.....	158
tab.XIII-8 : résultats des efforts dans la dalle de transition.....	159
tab.XIII-9 : évaluation des efforts sur le mur frontale.....	165
tab.XIII-10 : efforts agissant sur la semelle.....	169
tab.XIV-1 : valeurs des lignes d'influences sous le chargement B_c	177
tab.XIV-2 : efforts interne à l'ELU et l'ELS dans le chevêtre.....	179
tab.XIV-3 : valeurs agissant sur la pile en condition normale et sismique.....	182
tab.XIV-4 : les sollicitations de la pile la plus sollicité	183



Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre cher promoteur M^r ADJRAD Arezki pour les orientations et les précieux conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

Nous remercions le personnel de l'Agence Nationale des Autoroutes qui nous ont prêté main forte durant le stage

Ainsi que les encadreur de L'ENGOA spécialement M^{ME} SEDDIK Razika et M^R HAMENNI Ghiles.

Nous sommes reconnaissants à notre université et à l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation ; avec beaucoup de dévouement et de compétence.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont soutenu et encouragé durant mes études par leurs dévouements et leurs soutiens que se soit sur le plan matériel ou moral, je leur témoigne mon plus grand respect et toute mon affection ainsi ma profonde gratitude a leurs égards.

A mes très chères grands-mères auxquelles je souhaite une longue et heureuse vie.

A mes frères: Said, Lounis ;

A mes sœurs :Fetta et son mari Mourad , Kahina et son mari Kamel, et Ferroudja qui ont toujours répondu présents pour moi ;je les remercient humblement pour leurs compréhension et je leurs souhaitent la réussite dans leurs études et leurs vie.

A la mémoire de mon petit frère Lakhdar paix a son âme.

A tous mes amis qui m'ont épaulé a soutenir mes petits entraves ; spécialement ceux de la chambre A36.

A mon binôme Ali ensemble nous avons enduré beaucoup d'épreuve je lui souhaite une belle et heureuse vie.

A toutes la promotion Voies et ouvrages d'art 2014-2015

Abdenour.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui ont contribué a la réussite de mes études par leurs implications sur le plan matériel ainsi que moral, je leur témoigne mon grand respect et toute mon affection ainsi ; ma profonde gratitude.

A mes frères: Saïd, Farid et Mouloud ; qui m'ont soutenu et encouragé durant toutes mes études ;

A mes sœurs : Djegdjiga et son mari et leurs enfants, Fazia et son mari et leurs petits fils Yani, Ferroudja et Yamina ;

qui ont toujours répondu présentes pour moi je les remerciée pour leurs soutien et je leurs souhaitent une vie plein de bonheur.

A ma grande mère à qui je souhaite une longue vie, et mes tantes ainsi que Khali Amar

A tous mes amis qui m'ont souhaités réussite spécialement ceux de la chambre A21.

A mon binôme Abdenour ensemble nous avons enduré beaucoup d'épreuve et de complication, je lui souhaite une belle et harmonieuse vie.

A toutes la promotion Voies et ouvrages d'art 2014-2015

Ali.



Introduction générale

Le dimensionnement d'un pont constitue un travail de synthèse de différentes disciplines, telles que la statique, la dynamique, la résistance des matériaux et le calcul des fondations. Le caractère spécifique du calcul des ponts réside dans l'interdépendance des éléments de structure soumis simultanément à des sollicitations combinées.

La détermination des variantes proposées pour l'ouvrage, doit être le fruit d'une conception de l'ingénieur, donc de sa réflexion, sur le comportement optimal d'un ouvrage prévu (optimisation entre les longueurs des portées et les moments induits, les sections transversales proposées, le nombre d'appuis, le ferrailage associé, les gabarits du site à franchir et la nature du sol support et hydrologie...). A la base de tous ces paramètres déterminants (l'économie la sécurité des usagers, l'esthétique de l'ouvrage et les délais de réalisation) en tenant toujours compte des contraintes naturelles et fonctionnelles susmentionnées.

Après la proposition des variantes issues de la réflexion de l'ingénieur celle-ci doivent être vérifiées d'une façon sommaire, pour déterminer la variante optimisée la plus performante.

Tous d'abord, toute étude d'un ouvrage exige qu'il doive être pré-dimensionné en affectant des vérifications sommaires et des calculs partiels du comportement de l'ensemble de l'ouvrage pré-dimensionné à l'aide des méthodes approchées.

Cette étape doit être faite pour avoir une connaissance intuitive du comportement de l'ouvrage, donc la plus satisfaisante de nos besoins en fonction des moyens disponibles.

Chapitre I

Présentation du projet

Introduction :

Dans le cadre du stage de fin d'études d'une durée de deux mois environ pour approfondir nos connaissances théoriques, L'agence nationale des autoroutes ANA nous a confié, la tâche de conception et l'étude d'un pont qui est inscrit dans le projet de la pénétrante reliant Tizi-Ouzou a l'autoroute est-ouest.

I-1) Présentation de l'organisme d'accueil :

L'Agence Nationale des Autoroutes est le maître de l'ouvrage du projet de la pénétrante qui est un établissement public à caractère industriel et commercial qui est dotée de la personnalité morale et de l'autonomie financière, est régie par les règles applicables à l'administration dans ses relations avec l'Etat, elle est réputée commerçante dans ses rapports avec les tiers.

La création de l'Agence Nationale des Autoroutes répond à un besoin de prise en charge des projets actuels et futurs en matière d'infrastructures autoroutières.

A ce titre l'Agence est chargée:

- D'assurer la réalisation, l'équipement et l'aménagement du réseau routier;
- De veiller au respect des règles techniques et normes de conception, de construction et d'aménagement des projets;
- De réaliser et d'assurer le suivi des études de conception, de faisabilité d'avant-projet et d'exécution de tous travaux;
- De développer l'ingénierie des ouvrages, ainsi que ses moyens de conception et d'étude;
- De constituer les dossiers de consultation des entreprises d'études de réalisation et d'équipement des infrastructures.

I-2) présentation du projet de la pénétrante :

Le projet de la pénétrante reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest au niveau de l'échangeur de Djebahia (wilaya de Bouira) sur 48 km rentre dans le cadre du schéma directeur routier et autoroutier 2005-2025. Ce projet rentre dans les conditions de l'épanouissement économique et social de la région et de l'ensemble du pays.

Le tracé de la pénétrante de Tizi-Ouzou à l'Autoroute Est-Ouest est scindé en deux sections:

Section 1

Débuté au raccordement avec l'autoroute Est-Ouest dans la commune de Djebahia (Wilaya de Bouira), et se termine à limite de la commune de Draa El Mizane dans la wilaya de Tizi-Ouzou.

Section 2

Elle prend naissance à la limite de la commune de Draa El Mizane jusqu'au raccordement avec l'évitement sud de la ville de Tizi-Ouzou.

I-3) Consistance physique du projet :

Linéaire de l'axe principal de l'autoroute: **48KM**

Profil en Travers: **2x3 voies**

Nombre total d'ouvrages: **41 Unités répartis sur 10 KM.**

Nombre de viaducs: **21 Unités répartis sur 09 KM.**

Nombre d'ouvrages hydrauliques: **51 Unités**

Nombre de tunnels: **03 Unité en Bitube réparti sur 1,352 km**

Nombre d'échangeurs: **08 Unités.**

I-4)Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre du projet de la pénétrante de Tizi-Ouzou, il nous est demandé d'étudier une solution de franchissement d'une brèche dans la localité d'Oued Falli par un viaduc(**Voir fig.I-1**).

L'implantation de l'ouvrage est fixée par le tracé routier qui l'englobe, il est projeté sur un site vallonné ayant une altitude moyenne 124.91 NGA au PK6+728,428 pour aller à une altitude moyenne de 112.80 NGA au droit de PK6+973,339.

Le profil en travers de notre ouvrage est définie par une chaussée en 02 sens de circulation avec 03 voies pour chaque sens

Largeur roulable : $L_R = 10.50m$ pour un sens de circulation

L'ouvrage que sera réalisé est constitué par deux ponts identiques, d'où l'étude est faite pour un seul pont.

I-4-1)Caractéristiques du sol:

a) Géologie générale :

L'axe autoroutier de ce tronçon a lieu sur substrat marneux appartenant à la dépression mio-plioquaternaire de Draa Ben Khedda, localisée au nord du massif montagneux de la « grand Kabylie » sur le substrat miocène signalé des différentes formations superficielles (entre lesquelles les alluviales sont prédominants) sont développées.

En ce qui concerne la géomorphologie, il s'agit d'une zone tendre avec des petites collines.

b) Données géotechnique du projet :

D'après la campagne de sondages carottés notés SC-06 et SC-07, le terrain est caractérisé par la présence d'un substrat marneux à la totalité de la surface et il existe une couche altérée qui varie entre 3 et 5 mètres de profondeur, la fondation sera réalisée sur le substrat marneux sous-jacente. La nappe phréatique varie entre 6.5 et presque 8 mètres de profondeur.

Cette formation présente des problèmes d'instabilité dû à la nature argileuse de la même et à la susceptibilité à l'entrée des eaux laquelle favorise les glissements et des sols rampants même avec très peu pente.

c) Données sismologiques:

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

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

En ce qui concerne à la sismicité cela a été déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA 2008). Selon la norme citée les ponts qui franchissent ou longent d'autoroutes, routes express et voies à grande circulation sont classés comme ponts importants, dans le groupe 2. La carte de zonage sismique, révèle l'appartenance de la région de Tizi-Ouzou à la Zone IIa et, pour ce groupe, le coefficient d'accélération à prendre en compte est $A = 0,20$, avec:

- $k_h = 0.5 A$ (%g) = forces horizontales = 0,10 g
- $k_v = \pm 0,3 k_h$ = forces verticales = 0,03 g

I-4-2) Données climatiques :

a) La température :

Les effets de la température sont bien évidemment pris en compte dans le calcul des constructions, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui ($\pm 30^\circ\text{C}$).

b) la neige :

Les effets de la neige ne sont pas pris en considération dans le calcul des ponts mais ils peuvent intervenir dans certains cas particuliers (ouvrage en phase de construction)

c) Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le fascicule 61, titre II, on prend une surcharge du vent répartie de 125Kg/m^2 soit 0.125t/m^2 .

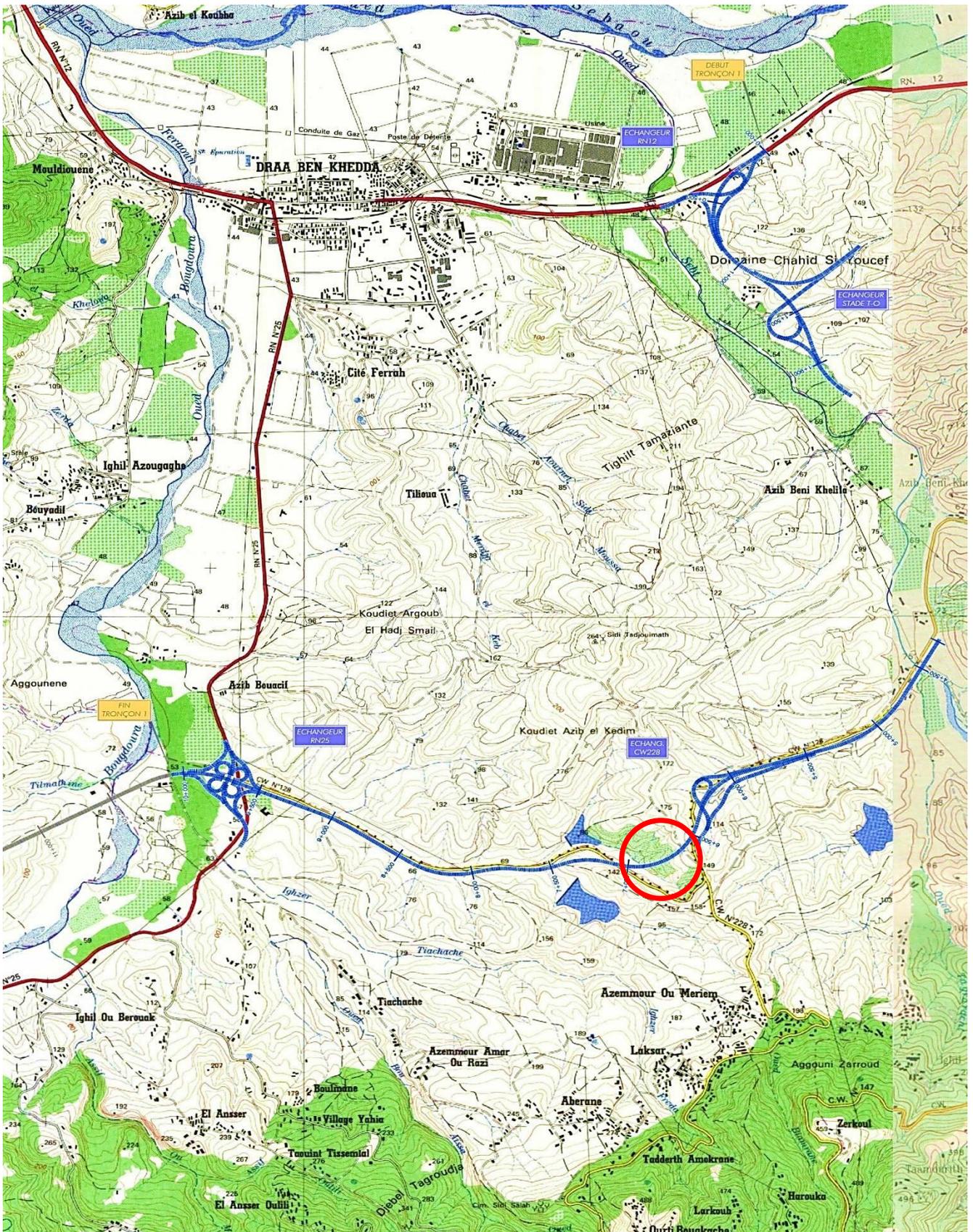


fig.I-1 situation de l'ouvrage

Chapitre II

Conception et choix des variantes

Introduction :

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

Au tout départ-on a jugé opportun d'envisager plusieurs solutions de pont pour notre projet et d'étudier chacune d'elle en considérant les avantages et les inconvénients. Cette analyse est renforcé par un pré dimensionnement bien que sommaire, nous à aider dans notre choix de solution final.

Objectif d'études des variantes :

L'objectif est de déterminer du point de vue technique, économique et esthétique le type d'ouvrage capable de satisfaire le mieux possible toutes les conditions imposées et les contraintes existantes.

II-1) Critères de choix du type d'ouvrage :

Le choix du type de l'ouvrage est une démarche itérative qui consiste à la recherche de la variante qui s'inscrit le mieux dans le contexte fonctionnel et naturel d'un franchissement, plusieurs variantes peuvent être envisagées, mais tout d'abord, nous citons les différents critères de choix qui sont :

- l'obstacle à franchir.
- la voie portée (route, rail ...)
- le matériau principal dont ils sont constitués.
- le fonctionnement mécanique : isostatique ou hyperstatique.
- la disposition en plan : droits, biais ou courbes.
- leur durée de vie prévue : définitive ou provisoire.

II-2) choix des variantes :

Pour la brèche à franchir une gamme de pont sont envisageable on va s'intéressé au départ aux ponts dont la technologie est maitrisé par les entreprises nationale soit :

- Pont bipoutres mixte
- Pont en encorbellement successif
- Pont a poutres multiples

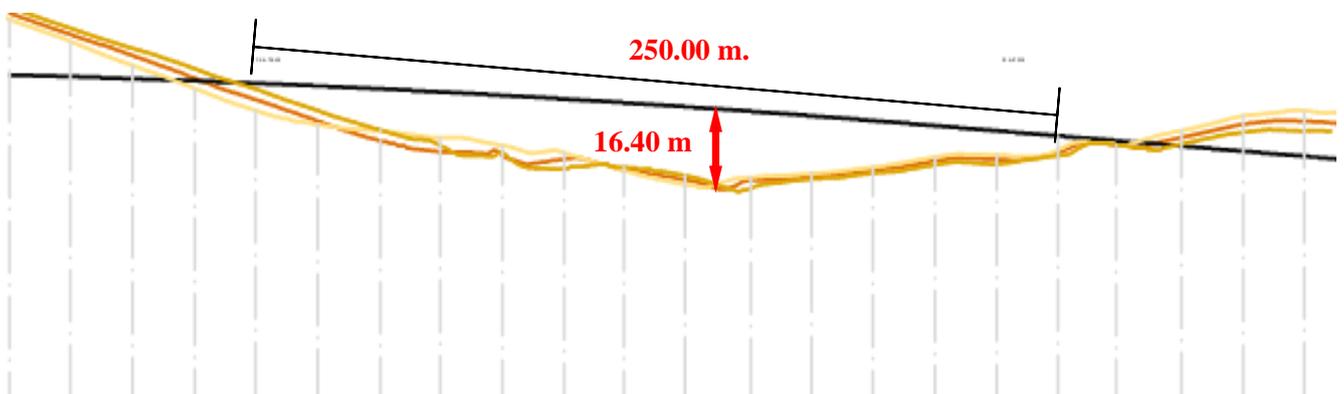


Fig. II.1 : coupe verticale de la brèche à franchir.

II-3) analyse des variantes :

Proposition 1 : pont bipoutres mixte

Un tablier mixte est constitué par l'association d'une ossature métallique et d'une dalle en béton armé par l'intermédiaire de connecteurs empêchant le glissement et le soulèvement.

La gamme usuelle des portées pour les ponts va de 30 à 110m environ pour les travées continues et de 25 à 90m environ pour les travées indépendantes.

La structure métallique d'un pont bipoutre est composée de deux poutres, actuelle la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, coûteux en temps d'usage.

Ce type de pont peu s'adapter à la brèche à franchir en raison des avantages qu'il présente.

Avantages :

- la rapidité, la simplicité et la précision de mise en œuvre.
- La légèreté par rapport au tablier des autres ponts qui va rendre le transport aisé
- Possibilité de franchir des portées importantes.

Mais tous de même il présente des inconvénients

Inconvénients :

- La stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage ainsi un contrôle strict sur chantier
- Le problème majeur des ponts mixtes est la maintenance contre la corrosion et le phénomène de fatigue des assemblages.
- Le tablier à bipoutre est onéreux vu la grande quantité d'acier utilisée par rapport à d'autres ponts qu'on peut utiliser et satisfaire les exigences existantes (pont à poutre ou béton précontraint)

C'est donc la raison principale qui nous a fait renoncer à ce type de pont.

Proposition 2 : pont en encorbellement successif

Le pont en encorbellement successif consiste à construire un tablier de pont par tronçons à partir des piles, après exécution d'un tronçon appelé « voussoir », on le fixe à la partie d'ouvrage déjà exécutée à l'aide d'une précontrainte, le tronçon devient autoporteur et permet de mettre en œuvre les moyens nécessaires à la confection du tronçon suivant, lorsque tous les tronçons ont été confectionnés, on obtient ce que l'on appelle un fléau.

Pour notre cas, l'ouvrage sera projeté sur la brèche on s'appuyant sur les autres ponts projetés déjà dans le projet de la pénétrante pour homogénéiser les géométries avec ces derniers qui présentent des caractéristiques similaires et dans le but de profiter du même équipement vis-à-vis du processus constructif; donc on aura 03 travées avec les portées 60+100+60.

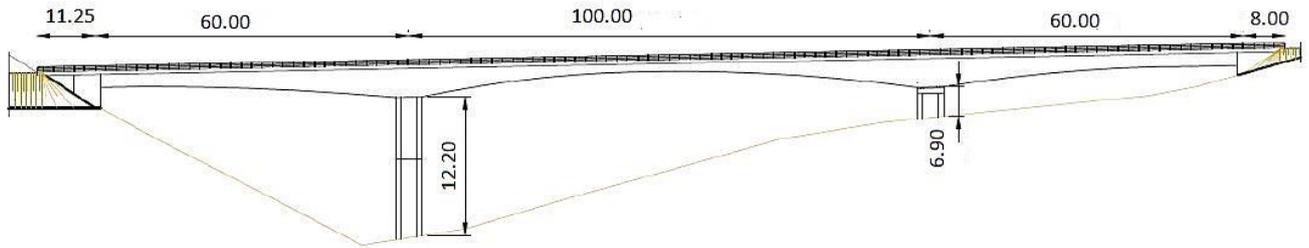


fig.II-2 projection du pont en encorbellement sur la brèche

Prédimensionnement préliminaire :

$$h_p: \frac{L}{20} \leq h_p \leq \frac{L}{16}$$

$$h_c: \frac{L}{60} \leq h_c \leq \frac{L}{30}$$

$$D = \frac{L}{275} + \frac{1.25B}{L - 0.125} \text{ avec } L: \text{ plus grande portée.}$$

B : fonction du profil en travers fonctionnels. B = 13m

C : environ B/4 (maximum 4m sinon prévoir des nervures transversales et une précontrainte transversale)

E_C : dépend de la position des aciers transversaux supérieurs de l'hourdis inférieur $E_C = 2\phi_g + d + e$ soit 18 à 25 cm à la clef

E_p : sur pile E varie de 40 à 80 cm

F > 15cm

$$G: \frac{C}{8} < G < \frac{C}{7}$$

$$A: 0.10 + B/100$$

J : pente du gousset entre 30 a 45°

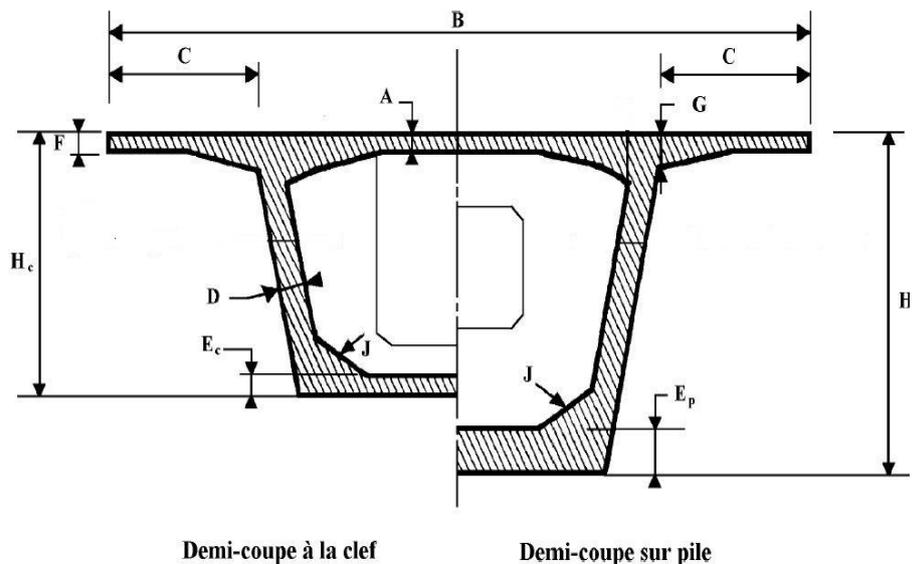


Fig.II-3 dimensions de la coupe transversale du caisson

Avantages :

- La construction des tabliers s'effectue pour l'essentiel du linéaire, sans aucun contact avec le sol ce qui permet de construire des ouvrages au-dessus de vallées très accidentées ou très profondes et au-dessus des rivières.
- La méthode permet d'autre part d'exécuter des ouvrages de géométries très diverses.
- La construction par éléments de 3 à 4m de longueur permet un amortissement des outils de coffrage du tablier.
- Franchissement de grande portée

Critiques :

- La géométrie des ponts courbes difficile à maîtriser dans ce cas de ponts
- Les ouvrages construits par cette méthode sont beaucoup plus lourds, ce qui induit des appuis et fondations plus importantes.
- Pour la brèche à franchir, elle ne présente pas de problème de disposition des appuis (rivières ou vallée très accidentée) d'où on peut opter pour une autre typologie.
- L'importance des tâches à effectuer in situ tant pour le coulage du tablier que pour l'aménagement du chantier engendre bien évidemment des délais importants.
- Sur le plan esthétique le pont pose problème dans notre cas du fait que l'élancement de la pile est faible par rapport au voussoir sur pile.

C'est donc les raisons qui nous ont poussées à exclure ce type de pont.

Proposition 3 (retenue) : pont à poutres multiples

Ce procédé de construction consiste à réaliser le tablier d'un pont au moyen de poutres préfabriquées mises en place sur leurs appuis avec des dispositifs de manutention et de pose appropriés et reliés entre elles dans le sens transversal par un hourdis sous chaussée et d'entretoises

L'ouvrage ainsi réalisé comporte des travées isostatiques indépendantes, séparées par des joints de dilatations

Projection du viaduc sur le site :

Le viaduc sera projeté sur la brèche d'environ 250m de portée ou l'implantation des appuis extrêmes est limitée par deux contraintes à savoir :

- L'appui sud est limité par le **CW128**
- L'appui nord est fixé par l'échangeur **CW228** en aval de l'appui, pour permettre un bon dégagement.

Ce qui nous donne un franchissement de 245 m et pour la travure on opte pour la grande portée de poutre des gammes disponibles 40.40cm d'où il y aura 06 travées

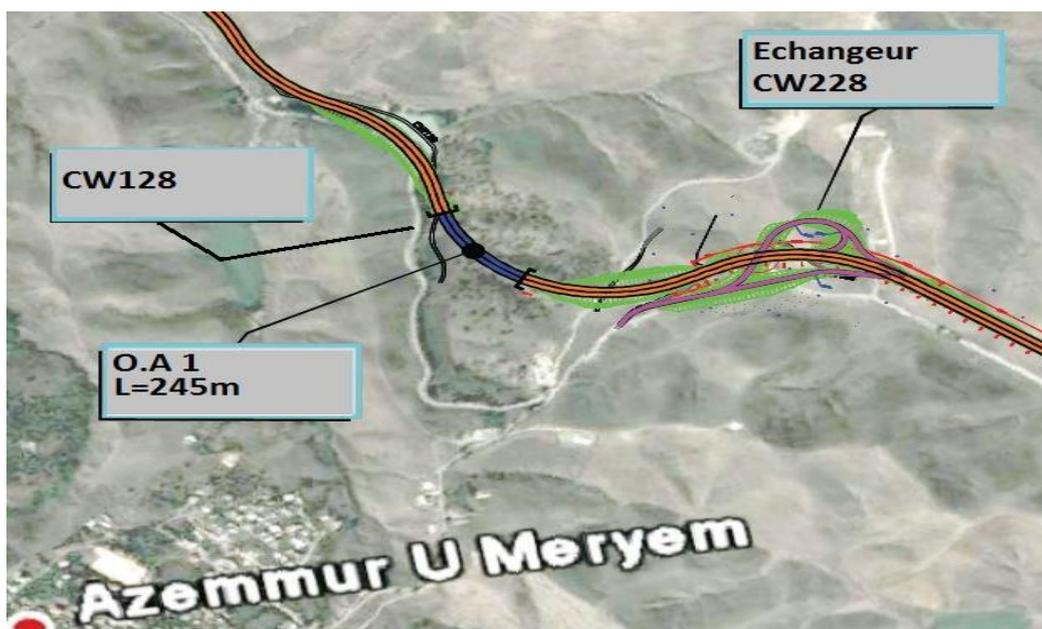


Fig.II-4 contrainte de la variante

Prédimensionnement :

On peut avoir accès au Prédimensionnement détaillés du tablier dans le **chapitre IV**

Conclusion

Enfin de compte la solution retenue à l'unanimité est le pont a poutres multiples, il faut préciser tout de même que cette variante finale est passée par quelques changements et cela afin de parfaire l'insertion de l'ouvrage dans le site tout en prenant en considération les contrainte qui l'accompagne

Parmi les raison qui nous ont poussées à fixer notre choix sur ce type de pont on cite les suivantes :

- Les ponts a poutres multiple en béton précontraint sont souvent très économiques
- Les ponts a poutres fournissent une solution intéressante lorsque la voie portée est courbe, et pour le réaliser toutes les poutres d'une même travée ont une longueur identique, la courbure du tablier est obtenue en faisant varier le débord de la dalle par rapport aux poutres de rives
- La grande simplicité de leur conception
- L'absence d'efforts parasites dus au fluage du béton est découlent des avantages de la préfabrication
- De bonne réutilisation des coffrages.
- Court délais de construction

II-3-1) choix des appuis du tablier

La définition des appuis d'un ouvrages est une opération fondamentale dans un projet, cette définition est indissociable de celle de l'ouvrage dans son ensemble, le choix ne peut se faire que progressivement, il résulte d'une vaste synthèse qui englobe :

- La nature et le mode de construction du tablier
- Les contraintes naturelles du site
- Les contraintes fonctionnelles du site

1) Culée :

La culée sont particulièrement sensibles a une mauvaise conception, on cas de comportement défectueux, les remèdes sont rares et couteux c'est pourquoi on s'oriente toujours vers un dimensionnement raisonnable surabondant et des formes simple que possible

On distingue plusieurs familles de culées :

- Les culées enterrées
- Les culées remblayées
- Les culées creuses
- Les culées en terre armée les culées contre poids

Choix du type de culée :

Pour l'ouvrage considéré la culée sera réaliser sur un terrain en remblai, et pour limiter la longueur du tablier il faut prévoir une culée qui maintien les terres de remblai d'où on choisit la culée remblayées qui joue le double rôle de soutènement des terres et de structure porteuse.

Morphologie générale :

La culée remblayée est constitué par un ensemble de murs ou voiles en béton armé (mur du front et murs latéraux) le mur de front supporte le tablier et les murs latéraux retiennent le remblai. Ces derniers peuvent êtres des murs on ailes ou des murs en retour selon qu'ils soient parallèles ou non a l'axe de l'ouvrage. Le mur de front est un voile épais et présente un redan horizontale pour recevoir le tablier et un mur garde grève a l'arrière qui isole le tablier.

2) Pile

La pile est un appui intermédiaire, a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondation, elle intervient dans la résistance globale du pont

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

On peut les classer on deux famille :

- Les piles voiles
- Les piles colonnes

Choix du type de pile

Le choix du type de pile dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques de la pile elle-même et du site d'implantation de l'ouvrage et des différents types de sollicitation agissant sur la pile

Pour notre cas l'ouvrage franchit une petite vallée a dépression allongée alors nous avons opté a la solution d'une pile colonnes pour les raisons suivantes :

- Elle permet de gagner du poids et de poser les poutres sur le chevêtre qui transmet les efforts au sol par le fut puis la semelle
- Elle est esthétique puisque elle est issu d'un modèle de base simple est les poteaux de section constante circulaire
- Le problème de ce type de pile est un problème de robustesse vis-à-vis des chocs des véhicules ce qui se pose pas poutre notre cas puisque elle est implanté dans un site non accessible aux véhicules.

Morphologie générale

Les piles colonnes sont constituées de poteaux (colonnes) souvent disposés de façon uniforme libre en tête si elles sont placées au droit des décentes de charges ou liées par un chevêtre dans le cas contraire.

3) Prédimensionnement :

Le Prédimensionnement des appuis du tablier est fait selon le document de **la setra PP73**

II-3-2) choix du type de fondation

D'après le rapport géotechnique la fondation sera profonde, les pieux atteindront a 20 mètres de profondeurs à partir de la surface du terrain naturel pour les culées et de 16.5 mètres pour les piles c'est-à-dire la longueur des pieux sera de 18 et 14.5m respectivement en dessous de la semelle des pieux.

Ces profondeurs sont les zones où la capacité portante du terrain permette de satisfaire toutes les exigences de la structure.

Chapitre III

Caractéristique des matériaux

Introduction :

L’objet fondamentale d’un règlement est d’étudier des prescriptions qui permettant de réaliser des constructions stables et durables. Ces prescriptions ont pour rôle de fixer une limite à l’audace des constructeurs afin d’aboutir à la réalisation de construction devant être d’une part surs et d’autres part économique.

La structure doit être conçue de telle manière à travailler sans perte de stabilité ou rupture jusqu’à un certain état appelé «état limite », état au-delà duquel la structure cesse de remplir ces fonction.

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul de l’ouvrage.

Dans ce chapitre on donne les caractéristiques des deux matériaux principales utilise dans la réalisation de l’ouvrage à savoir le béton et l’acier.

III-1) Le béton :

Le béton est un matériau constitue a partir d’un mélange de proportions bien déterminer de ciment, de granulat, d’eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton destiné au béton précontraint ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé, sauf qu’on l’utilise sous des contraintes plus élevées.

Pour le béton précontraint, la section est soumise a une contrainte de compression qu’équilibre les contraintes de traction amenée par les charges.

Le type de béton adopté pour chaque élément structural est le suivant :

Eléments	Rapport eau / ciment	Contenu ciment Kg / m ³	Résistance caractéristique f _{c28} (Mpa)
Pieux	0.50	350	40
Piles et chevêtre	0.50	330	35
Murs des culées	0.50	330	35
Dalle du tablier	0.50	320	35
Poutres	0.45	340	45

Tableau III.1 : Le type de béton adopté pour chaque élément structural.

Elle est caractérisé par :

III-1-1) Résistance à la compression :

La résistance du béton à la compression simple est mesurée par des éprouvettes cylindriques âgées de 28 jours.

La résistance caractéristique du béton se déduit des valeurs mesurées et de leur dispersion, suivant une loi statistique variables suivants le pays.

Les règles B.A.E.L et B.P.E.L donnant pour f_{cj} :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83 \cdot j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.83 \cdot j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

III-1-2) Résistance caractéristique à la traction :

Les bétons en général caractérisé par leur résistance à la compression mais leur résistance à la traction f_{tj} joue aussi un rôle très important dans leur comportement mécanique ; c'est le cas en particulier pour tout ce que concerne l'adhérence.

Les règles B.A.E.L et B.P.E.L donnant les relations suivantes :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

La résistance a la traction à 28 jours est :

$$f_{tj} = \begin{array}{l} 0.6 + 0.06 f_{cj} = 0.6 + 0.06 \cdot 35 = 2.7 \text{ Mpa} \\ 0.6 + 0.06 f_{cj} = 0.6 + 0.06 \cdot 27 = 2.22 \text{ Mpa} \end{array}$$

III-1-3) contrainte admissible :

On se fixe à la valeur de contrainte qui ne peut pas être dépassée en aucun point de l'ouvrage cette contrainte est appelée contrainte admissible.

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

Les règles B.A.E.L donnent la valeur de la contrainte admissible à l'E.L.U est égale :

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

Coefficients partiels adoptées en E.L.U :

- $\gamma_b = 1.5$ en situation durable ou transitoires.
- $\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelles.

Le coefficient θ est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est supérieur à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est supérieur à 24 h.
- 0.85 lorsque elle est inférieur à 1h.

a-1) Pour le béton $f_{c28} = 45 \text{ Mpa}$.

- En situation durable ou transitoire :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 45}{1 \cdot 1.5} = 25.50 \text{ Mpa.}$$

- Situation accidentelle :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 45}{1 \cdot 1.15} = 33.26 \text{ Mpa.}$$

a-2) Pour le béton de $f_{c28} = 40 \text{ Mpa}$.

- En situation durable ou transitoire :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 40}{1 \cdot 1.5} = 22.66 \text{ Mpa.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * 40}{1 * 1.5} = 22.66 \text{ Mpa.}$$

- Situation accidentelle :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * 40}{1 * 1.15} = 28.52 \text{ Mpa.}$$

a-3) Pour le béton de $f_{c28} = 35 \text{ Mpa}$.

- En situation durable ou transitoire :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * 35}{1 * 1.5} = 19.83 \text{ Mpa.}$$

- Situation accidentelle :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * 35}{1 * 1.15} = 25.86 \text{ Mpa.}$$

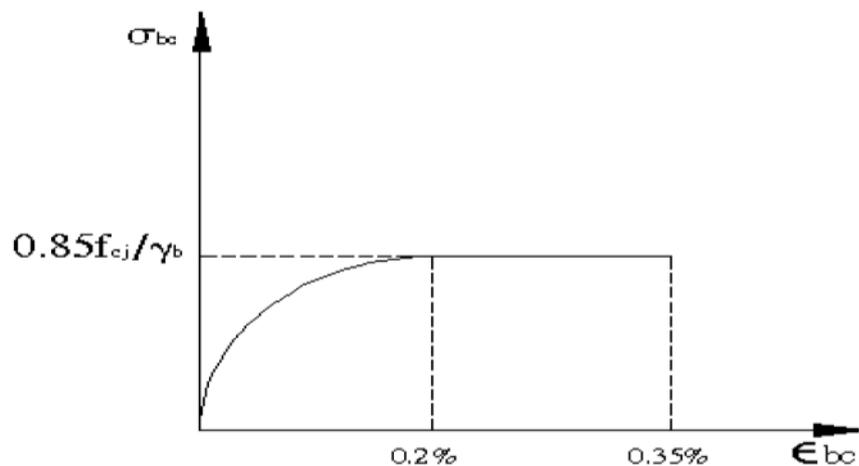


Fig. III.1 : Diagramme contrainte - déformation du béton à l'E.L.U

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

$$\begin{cases} \bar{\sigma} = 0.6 * f_{c28} & \text{en service.} \\ \bar{\sigma} = 0.5 * f_{c28} & \text{en construction.} \end{cases}$$

III-1-4) Module de déformation longitudinale du béton :

On considère un module de déformation longitudinale pour le béton E_{ij} défini par les règles de B.P.E.L comme suit :

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

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

- Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{ij} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}$$

III-1-5) Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson ν représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = 0.2 \quad (\text{E. L. S})$$

$$\nu = 0.3 \quad (\text{E. L. U})$$

III-2) L'Aciers :

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

- Les aciers passifs.
- Les aciers actifs.

III-2-1) Aciers de béton armé (Aciers passifs) :

Les armatures passives elles sont identiques à celle utilisées dans le béton armé.

L'acier utilisé pour le ferrailage des éléments structuraux à la caractéristique suivante :

- Type $F_e E 500 \Leftrightarrow F_e = 500 \text{ N/mm}^2$
- limite d'élasticité $f_y = 500 \text{ N/mm}^2$
- densité $\gamma = 7.85 \text{ ton/m}^3$
- module d'élasticité $E_s = 210\,000 \text{ Mpa}$
- coefficient de poisson $\nu = 0.3$

Contraintes limite de traction :

Les coefficients partiels utilisés en E.L.U sont les suivant :

- $\gamma_s = 1.5$ en situation durable ou transitoires.
- $\gamma_s = 1.00$ en situation accidentelles

La limite élastique a l'E.L.U est donnée par :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

A l'E.L.S Elle dépend de type de fissuration : selon le **B.P.E.L 91**

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\}$

Avec :

$$\begin{aligned} \eta &= 1 \quad \text{pour les Treillis soudés et ronds lisses.} \\ \eta &= 1.6 \quad \text{pour les Aciers à haute adhérence.} \end{aligned}$$

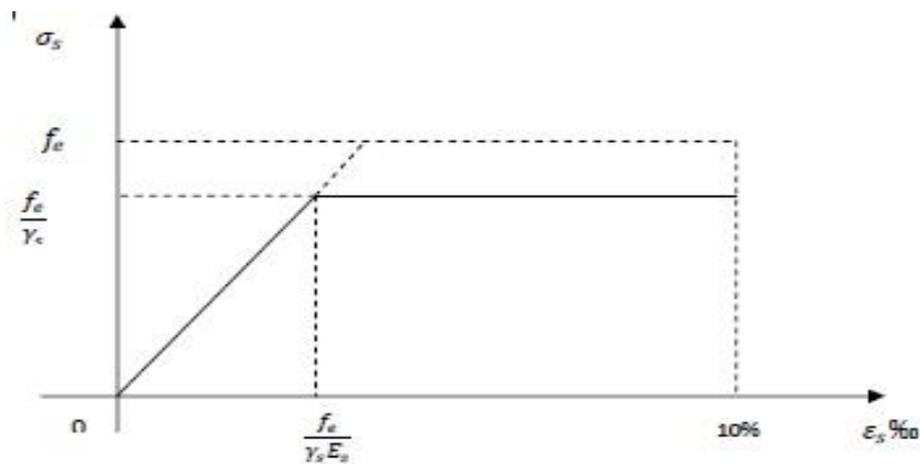


Fig. III.2: diagramme contrainte-déformation pour des aciers passifs à l'ELU

III-2-2) Armatures de précontraintes (aciers actifs) :

Les armatures actives sont des armatures en acier à haute résistance qu'on utilise dans les constructions en béton précontraint. Ces armatures créent et maintiennent la précontrainte.

Les câbles de précontrainte considérés pour le projet ayant les caractéristiques suivantes :

a) Caractéristiques géométriques :

- Type de câble: 12T15mm (douze torons avec un diamètre de 15 mm).
- Aire nominale de chaque toron 140 mm²
- Le diamètre de la gaine considérée est de 85 mm

b) Caractéristiques mécaniques :

- Contrainte de rupture garantie : **f_{peg} = 1660 mpa**
- Contrainte limite élastique garantie : **f_{prg} = 1860 mpa**
- Coefficient de frottement angulaire : **f = 0.18 rd⁻¹**
- Coefficient de frottement linéaire **φ = 2 * 10⁻³ m⁻¹ :**
- Recul d'ancrage : **g = 5 mm**
- Relaxation à 1000 heures **ρ₁₀₀₀ = 2.5 %:**
- Module d'élasticité de l'acier : **190 000 Mpa**

Chapitre IV

Pré dimensionnement

Introduction :

Les ponts à poutres préfabriquées en béton précontraint sont généralement employés pour les portées comprises entre 25 et 50 m en précontraint par post tension. Ce type de tablier fait l'objet d'un document technique du SETRA. (Réf 1)

Dans ce chapitre nous établirons un pré-dimensionnement de la superstructure (poutres, hourdis), ainsi tout ce qui concerne les caractéristiques géométriques du tablier.

IV-1) Pré-dimensionnement des éléments du tablier :

IV-1-1) Les poutres :

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

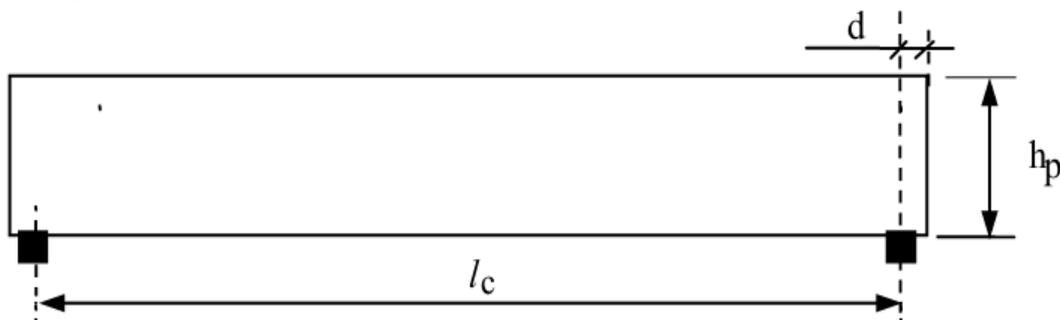


Fig. IV.1 : Schéma longitudinal d'une poutre précontrainte

Avec

l_c : distance entre axe des appuis de la travée.

h_p : hauteur de la poutre.

$d = 0.5 \text{ à } 0.6 \text{ m}$

a) L'espace entre axes des poutres : (λ)

L'espace des poutres en section transversale résulte d'une optimisation entre les poutres plutôt légères et rapprochées; nécessitant de nombreuses manutentions, et des poutres plus lourdes mais plus espacées. Comme nous avons envisagé l'emploi de poutres en section I la largeur de la table de compression est légèrement inférieure à celle du talon, ce qui nous laisse choisir entre 1,5 et 2,5m d'espace entre axes des poutres ; donc nous allons fixer l'espace $\lambda = 1.6 \text{ m}$.

b) Nombre de poutres : (N)

Le nombre de poutres est déterminé par : $N = \frac{L_a}{\lambda} + 1$

L_a : est la distance entre appuis de rive $\Rightarrow L_a = 12.8\text{m}$

L'espace $\lambda = 1.6 \text{ m}$

Donc le nombre de poutres $\Rightarrow N = 9 \text{ poutres}$

c) Hauteur des poutres :

La hauteur d'une poutre de pont dont la portée dépasse ou égale à 20 m ($L \geq 20\text{m}$) est donnée par l'inégalité suivante :

$$\begin{cases} \frac{L}{20} - 0.2 \leq h_p \leq \frac{L}{20} + 0.5 \\ \frac{L}{18} \leq h_p \leq \frac{L}{15} \end{cases}$$

L : distance entre axe des appuis de la travée.

$$\begin{cases} \frac{40.60}{20} - 0.2 \leq h_p \leq \frac{40.60}{20} + 0.5 \\ \frac{40.60}{18} \leq h_p \leq \frac{40.60}{15} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 1.83 \leq h_p \leq 2.53 \\ 2.255 \leq h_p \leq 2.706 \end{cases}$$

$$\mathbf{h_p = 2.00\ m}$$

Donc on a : **L = 40.60m** \Rightarrow **ht = 2.00m**

d) Epaisseur de l'âme « b₀ » :**- section médiane :**

L'âme doit assurer la résistance à l'effort tranchant et doit permettre la bonne mise en place du béton.

L'épaisseur de l'âme « b₀ » est donnée par la formule suivante :

$$b_0 = \frac{h_p}{36} + 6 + \phi_{g\ ext}$$

$\phi_{g\ ext}$: Diamètre de la gaine avec $\phi_{g\ ext} = 8.5\ \text{cm}$.

$$b_0 = \frac{200}{36} + 6 + 8.5 = 20\ \text{cm}$$

On prend : **b₀ = 20 cm.**

- section d'about :

L'épaisseur de l'âme est imposée par les plaques d'ancrages sur lesquelles s'appuie le socle de vérins lors de la mise en tension.

$$b_0 \geq a + 2n$$

a : largeur de la plaque d'ancrage ; 24 cm

n : nombre de poutre ; 09 poutres.

$$b_0 \geq 24 + 2 * 9 \Leftrightarrow b_0 \geq 42\ \text{cm}$$

On prend : **b₀ = 45 cm.**

e) largeur de la table de compression :

$$0.6 h_p \leq b \leq 0.7 h_p$$

Avec : $h_p = 200 \text{ cm}$.

$$\Leftrightarrow 1.20 \text{ m} \leq b \leq 1.40 \text{ m}$$

On prend : $b = 125 \text{ cm}$.

Remarque :

Des prés dalles sont nécessaires pour le coffrage du hourdis.

On prévoit des goussets de (10 cm x 10 cm) qui jouent un rôle important :

- Faciliter la mise en œuvre du béton.
- Assurer l'encastrement physique de la table à l'âme.
- Permettre de loger les ancrages des câbles.

f) **Le talon :**

Il constitue la partie inférieure de la poutre, il permet de loger les câbles de précontrainte, ces dimension dépendent du nombre que l'on doit disposer.

- Sa largeur « b_t » est comprise entre 40 et 70 cm. On prend $b_t = 60 \text{ cm}$.
- Sa hauteur « h_t » est comprise entre 10 et 20 cm, afin de permettre un bon bétonnage et contenir les armatures passives, On prend $h_t = 15 \text{ cm}$.

g) **Le gousset de jonction entre le talon et l'âme :**

Doit avoir une pente suffisante pour assure un bon bétonnage du talon cette pente doit satisfaire l'expression :

$$1 \leq \tan \varphi = \frac{2h_g}{b_t - b_0} \leq \frac{3}{2}$$

Avec :

h_g : Hauteur du gousset.

- pour la poutre médiane :

On aura alors :

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} * \left(\frac{b_t - b_0}{2} \right)$$

$b_t = 60 \text{ cm}$ et $b_0 = 20 \text{ cm}$

$$\frac{60 - 20}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} * \left(\frac{60 - 20}{2} \right) \Leftrightarrow 15 \leq h_g \leq 22.5$$

On prend : $h_g = 20 \text{ cm}$

- pour la poutre d'about :

On aura alors :

$$\frac{b_t - b_0}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} * \left(\frac{b_t - b_0}{2} \right)$$

$b_t = 60 \text{ cm}$ et $b_0 = 45 \text{ cm}$

$$\frac{60 - 45}{2} \leq h_g \leq \frac{3}{2} * \left(\frac{60 - 45}{2} \right) \Leftrightarrow 2.5 \leq h_g \leq 7.5$$

On prend : $h_g = 7 \text{ cm}$

IV-1-2) L' hourdis:

L'hourdis est une dalle en béton armé ou en béton précontraint, qui sert de couverture pour le pont, en effet, elle est destinée à recevoir la couche de roulement (revêtement, chape d'étanchéité) et les surcharges (civil et militaires, exceptionnelles) d'un pont, et à transmettre ces derniers aux poutres. Pour un tablier à hourdis général, la dalle est habituellement coulée sur des coffrages perdus, ces coffrages se présentent sous la forme de dallâtes en mortier de fibres ou en béton arme.

a) Epaisseur du hourdis :

Dans notre cas, le hourdis est en béton armé, sans entretoises intermédiaires, il jouera donc un rôle d'entretoisement transversal et va servir comme une dalle de couverture dont l'épaisseur est :

$$h \geq \frac{\lambda}{15}$$

λ : Distance entre axe des poutres et égale à 1.6 m.

$$h \geq \frac{160}{15} \Leftrightarrow h \geq 10.67 \text{ cm}$$

On prend : $h = 20 \text{ cm}$.

IV-2) Caractéristiques géométriques des poutres :

Notation :

(Δ) : axe coïncide avec la fibre inférieure extrême.

Z : bras de levier : ordonnée du centre de gravité de la section Considérée par rapport à l'axe (Δ).

I_Δ : Moment d'inertie de la section considéré e par rapport à (Δ).

$$I_\Delta = I_0 + B * Z^2$$

I_G : Moment d'inertie de la section par rapport à son centre de Gravité.

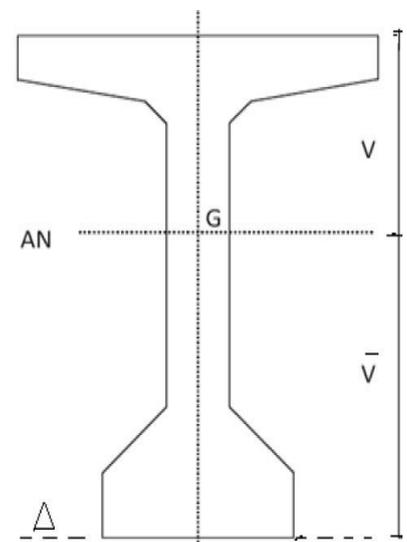


Fig.IV.2 : Notation utilisées

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B}$$

S_{Δ} : Moment statique de la section considérée par rapport à l'axe (Δ).

$$S_{\Delta} = B * Z$$

I_0 : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

Pour une section triangulaire : $I_0 = \frac{b \cdot h^3}{36}$

Pour une section rectangulaire : $I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12}$

h : hauteur du rectangle ou du triangle considérée

V, V' : Distance de l'axe neutre aux deux extrémités de la poutre.

$$V = h_t - V'$$

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B}$$

R : Rayon de giration, avec : $r^2 = \frac{I_G}{B}$

ρ : Rendement géométrique de la section, avec : $\rho = \frac{I_G}{B \cdot V \cdot V'}$

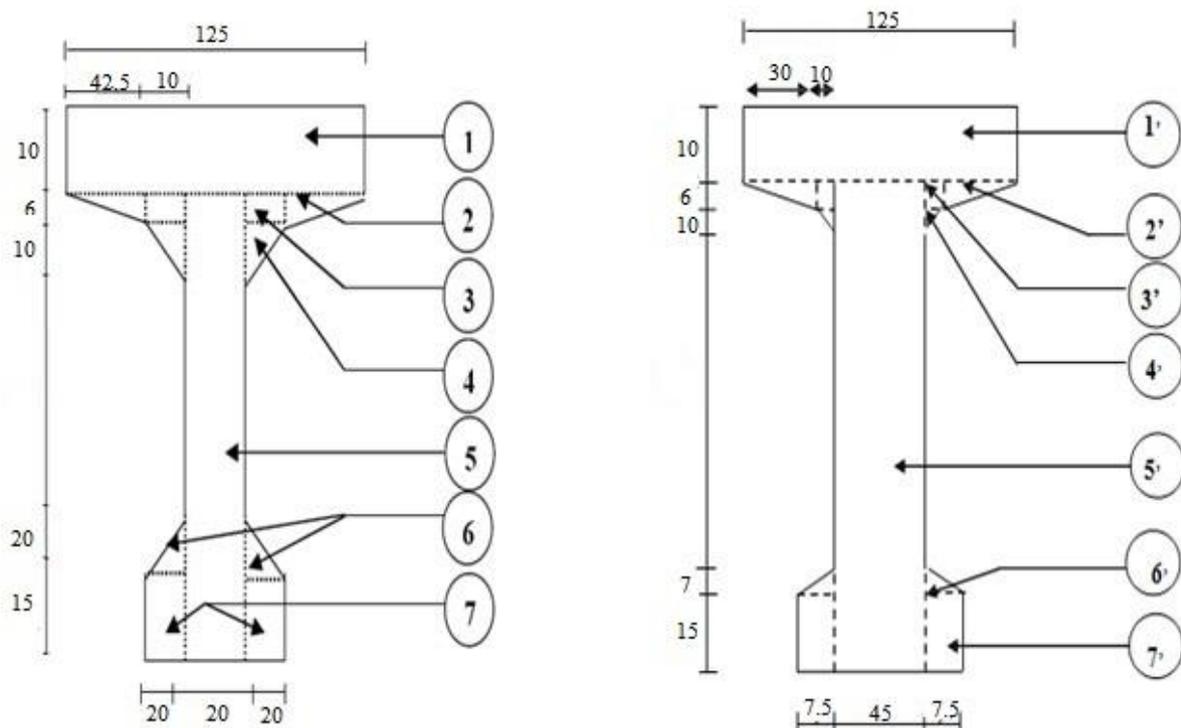


Fig. IV. 3 : Caractéristiques géométriques de la poutre

IV-2-1) Caractéristiques géométriques de la section brute :

1) Poutre de rives et poutre intermédiaire sans hourdis :

a) Section d'about :

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ	I ₀	I _Δ = I ₀ + B * Z ²
1'	10 * 125	1250	195	243750	10416.66	47541666.66
2'	$\frac{(30 * 6)}{2} * 2$	180	188	33840	360	6362280
3'	(10 * 6) * 2	120	187	22440	360	4196640
4'	$\frac{(10 * 10)}{2} * 2$	100	180.66	18066	555.55	3264359.17
5'	190 * 45	8550	95	812250	25721250	102885000
6'	$\frac{(7.5 * 7)}{2} * 2$	52.5	17.33	909.825	142.91	15910.177
7'	(15 * 7.5) * 2	225	7.5	1687.5	3937.5	15750
Total		10477.5		1132770.17	25772413.09	164280545.3

I _G	V'	V	r ²	ρ
41594986.64	108.3	91.7	3976.95	40%

Tab.IV-1 : inertie de la section d'about.

b) Section médiane :

Désignation	Dimension	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ	I ₀	I _Δ = I ₀ + B * Z ²
1	10 * 125	1250	195	243750	10416.66	47541666.66
2	$\frac{(42.5 * 6)}{2} * 2$	255	188	47940	510	9013230
3	(10 * 6) * 2	120	187	22440	360	4196640
4	$\frac{(10 * 10)}{2} * 2$	100	180.66	18066	555.55	3264359.17
5	190 * 20	3800	95	361000	11431666.67	45726666.67
6	$\frac{(20 * 20)}{2} * 2$	400	21.66	8664	8888.89	196551.12
7	(20 * 15) * 2	600	7.5	4500	11250	45000
Total		6525		706360	11463647.77	109984113.6

I _G	V'	V	r ²	ρ
33517531.25	108.25	91.75	5136.78	52%

Tab.IV-2 : inertie de la section médiane.

2) Poutre de rives et poutre intermédiaire avec hourdis :

a) poutre intermédiaire:

Désignation		Dimensions	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section Médiane	poutres		6525		706360	11463667.77	109984113.6
	Hourdis	20 * 160	3200	210	672000	106666.67	141226666.7
	Poutres + hourdis		9725		1378360	11570334.44	251210780.3
Section d'about	poutres		10477.5		1132770.17	25772413.09	164280545.3
	Hourdis	20 * 160	3200	210	672000	106666.67	141226666.7
	Poutres + hourdis		13677.5		1804770.17	25879079.76	305507212

	I _G	V'	V	r ²	ρ
Section médiane	55850750.52	141.73	78.27	5743	51.77%
Section d'about	67364615.20	131.95	88.05	4925.21	42.40%

Tab.IV.3 : Inertie des poutres intermédiaires.

b) poutre de rives :

Désignation		Dimensions	B (cm ²)	Z (cm)	S _Δ (cm ³)	I ₀ (cm ⁴)	I _Δ (cm ⁴)
Section Médiane	poutres		6525		706360	11463667.77	109984113.6
	Hourdis	20 * 155	3100	210	651000	103333.33	136813333.3
	Poutres + hourdis		9625		1357360	11566981.1	246797447
Section d'about	poutres		10477.5		1132770.17	25772413.09	164280545.3
	Hourdis	20 * 155	3100	210	651000	103333.33	136813333.3
	Poutres + hourdis		13577.5		1783770.17	25875746.42	301093878.6

	I _G	V'	V	r ²	ρ
Section médiane	55376546.42	141	79	5753.40	51.65%
Section d'about	66747642.6	131.37	88.63	4916.04	42.22%

Tab.IV.4 : Inertie des poutres de rives avec hourdis.

IV-2-2) Caractéristiques géométriques de la section nette :

La section nette s'obtient en déduisant la section des câbles de la section brute, elle est calculée forfaitairement en déduisant les valeurs suivantes :

$$\mathbf{B(nette) = B(brute) - 5\% B(brute) = 95\% B (brute)}$$

$$\mathbf{S_{\Delta}(nette) = S_{\Delta}(brute) - 8\% S_{\Delta}(brute) = 92\% S_{\Delta}(brute)}$$

$$\mathbf{(I_{\Delta}(nette) = I_{\Delta}(brute) - 10\% I_{\Delta}(brute) = 92\% I_{\Delta}(brute)}$$

	Poutre seule				Poutre + hourdis			
	Poutre de rive		Poutre intermédiaire		Poutre de rive		Poutre intermédiaire	
	Section Médiane	Section D'about	Section Médiane	Section D'about	Section Médiane	Section D'about	Section Médiane	Section D'about
B(m²)	6385.75	9936.05	6385.75	9936.05	9238.75	12786.05	9428.75	12976.05
S_Δ	683461.1	1042148.55	683461.1	1042148.55	1263061.1	1621748.5564	1301701.1	1660388.5564
I_Δ(m⁴)	104993471.3	147852490.8	104993471.3	147852490.8	224153471.3	267012490.77	232097477.28	274956490.8
I_G(m⁴)	31877591.74	38546116.51	31877591.74	38546116.51	51476069.83	61314219.6	52389052.5	62496600.6
V'(cm)	107	104.9	107	104.9	136.7	126.8	138	128
V (cm)	93	95.1	93	95.1	83.3	93.2	82	92
r²	4989.64	3879.42	4989.64	3879.42	5571.75	4795.4	5556.31	4816.3
ρ (%)	50%	38.9%	50%	38.9%	48.9%	40.5%	49%	40%

Tableau IV.5 : récapitulatif des caractéristiques géométriques.

Chapitre V

Calcul des charges et surcharges

Introduction :

Dans ce chapitre on procédera au calcul des charges et surcharges que le tablier doit supporter car il a une fonction porteuse. Les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou variables.

V) Classification des charges :

Les charges appliquées à un pont sont deux types :

- Les charges hors trafic.
- Les charges dues au trafic.

V-1) Les charges permanentes :

Elles concernent toutes les charges qui restent invariables durant toute la vie de l'ouvrage, elles sont constituées de :

- Des éléments porteurs ; poids propre du tablier (poutres, entretoises d'abouts et hourdis)
- Des éléments non porteurs ; la superstructure qui est constituée à son tour de (trottoirs, corniches, garde-corps, glissière et de revêtement).

V-1-1) Les éléments porteurs :

a. La dalle (hourdis)

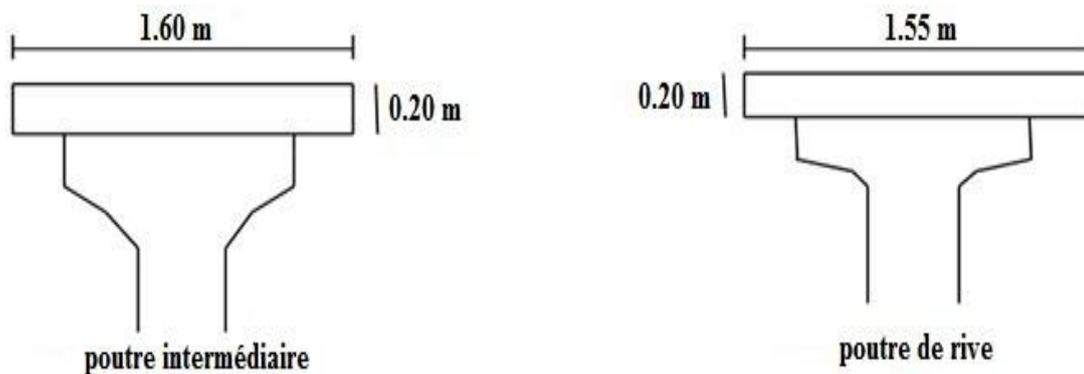


Fig.V-1: dimension du hourdis revenant aux poutres

Épaisseur de la dalle est de 20 cm

Le poids de la dalle qui revient à la poutre de rive :

$$P = 0.2 * 1.55 * 2.5 * 1 = 0.775 \text{ t/ml}$$

Le poids de la dalle qui revient à la poutre intermédiaire :

$$P = 0.2 * 1.60 * 2.5 * 1 = 0.800 \text{ t/ml}$$

Le poids propre de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = (2 * 0.775) + (7 * 0.800) = 7.15 \text{ t/ml}$$

$$P_{\text{dalle}} = 7.15 \text{ t/ml}$$

b. Les poutres

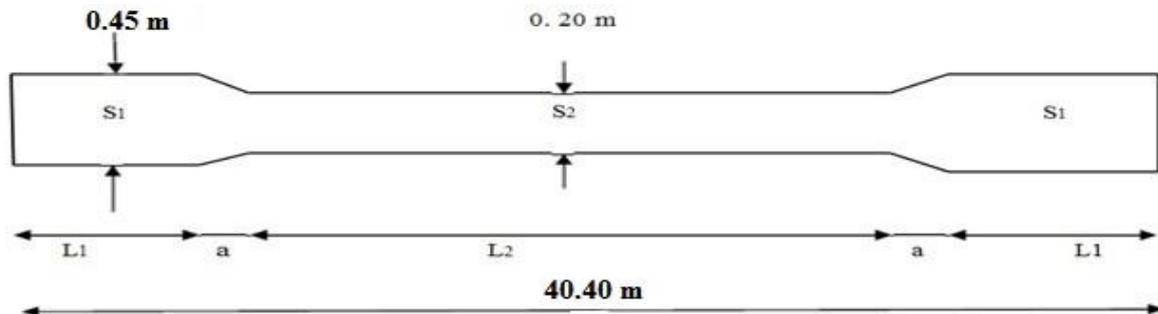


Fig.V-2: Coupe longitudinale d'une poutre

L'inclinaison du gousset 45° .

S_1 = section d'about au niveau de l'âme.

S_2 = section médiane au niveau de l'âme.

L_1 = longueur de la section d'about.

L_2 = longueur de la section médiane.

a = longueur du gousset qui à une inclinaison de 45°

$$a = 0.25 \text{ m}$$

$$S_1 = 10477.5 \text{ cm}^2 \text{ tab IV-1}$$

$$S_1 = 6525 \text{ cm}^2 \text{ tab IV-2}$$

$$L_1 = \frac{L}{4} = \frac{40.40}{4} = 10.1 \text{ m}$$

$$L_2 = L - (2 * L_1 + 2 * a) \Leftrightarrow 40.40 - (2 * 10.1 + 2 * 0.25) = 19.7 \text{ m}$$

- Section équivalente de la poutre :

$$S_{\text{eq}} = \frac{1}{L} \left(2 * \left(L_1 * S_1 + \frac{S_1 + S_2}{2} * a \right) + L_2 * S_2 \right)$$

$$\frac{1}{40.40} \left(2 * \left(10.1 * 1.0477 + \frac{1.0477 + 0.6525}{2} * 0.25 \right) + 1.0477 * 0.6525 \right) = 0.861 \text{ m}^2$$

$$S_{eq} = 0.861 \text{ m}^2$$

- **Poids propre de la poutre :**

$$\text{Poids}_{\text{propre}} = \rho_{\text{béton}} * S_{eq} = 2.5 * 0.861 = 2.152 \text{ t/ml}$$

- **Poids propre des poutres :**

$$\text{Poids}_{\text{poutres}} = 9 * 2.152 = 19.368 \text{ t/ml}$$

- **Poids propre de l'entretoise :**

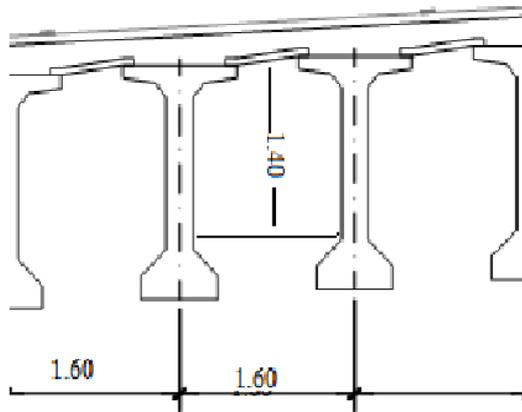


Fig. V.3: Coupe transversal du tablier.

$$\text{Poids}_{\text{d'entretoise}} = \rho_{\text{béton}} * S * e = 2.5 * 0.3 * 11.2 = 20.64 \text{ t}$$

$$\text{Poids}_{\text{d'entretoise}} = \frac{20.64}{40.40} = 0.51 \text{ t/ml}$$

V-1-2) Les éléments non porteurs :

a. Poids de la chaussée :

Elle est constituée d'une couche de revêtement bitumineux de 07 cm d'épaisseur de densité 2.2 t/m^3 .

Et d'une couche d'étanchéité d'épaisseur de 03 cm et de densité 2.2 t/m^3 .

$$\text{Poids}_{\text{chaussée}} = ((0.07 + 0.03) * 2.2 * 10.5) = 2.31 \text{ t/ml}$$

b. Poids trottoir :

$$\text{Poids}_{\text{trottoire}} = 1.25 * 0.20 * 2.5 = 0.625 \text{ t/ml}$$

$$\text{Poids}_{\text{trottoires}} = 1.25 \text{ t/ml}$$

c. Poids de la corniche :

$$\text{Poids}_{\text{corniche}} = 0.125 \text{ t/ml (Réf 3)}$$

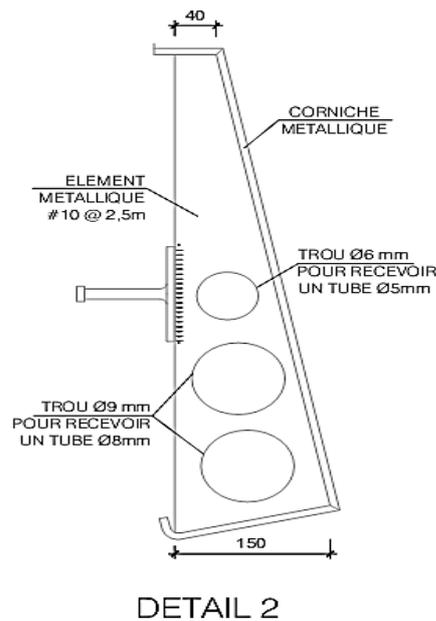


Fig. V.4: détails de la corniche.

d. Poids du garde-corps :

$$\text{Poids}_{\text{garde corps}} = 0.1 \text{ t/ml . (Réf 3)}$$

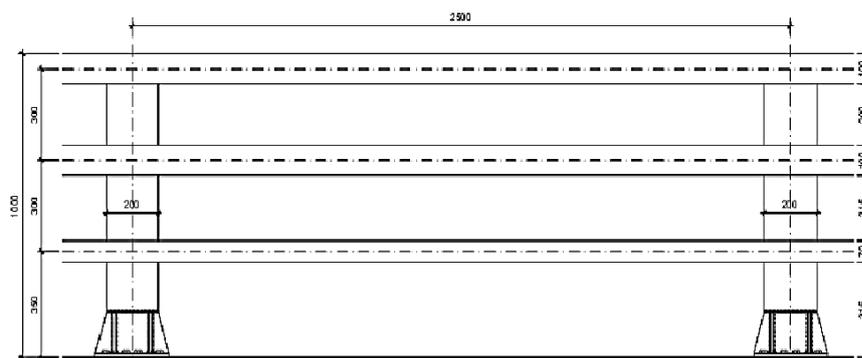


Fig. V.5: détails du garde-corps.

e. Poids de glissière :

$$\text{Poids garde corps} = 0.06 \text{ t/ml} \quad . \text{ (Réf 3)}$$

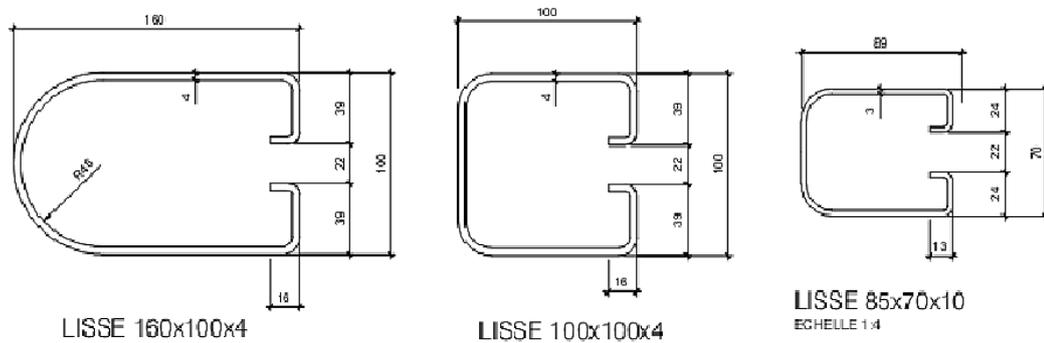


Fig. V.6: détails de glissière.

Poids total du tablier :

$$\text{Poids}_{\text{total}} =$$

charges permanentes + charges permanentes complémentaire

$$\text{Poids}_{\text{total}} =$$

$$(7.15 + 19.368 + 0.51) + (2.31 + 1.25 + 2 * (0.125 + 0.1 + 0.06))$$

$$= \mathbf{31.16 \text{ t/ml.}}$$

$$\text{Poids}_{\text{total}} = 31.16 * 40.40 = \mathbf{1260 \text{ t.}}$$

V-2) Les charges routières : (selon le document R.C.P.R) **Réf 2**

Une bonne conception d'un pont se base essentiellement sur une bonne estimation des surcharges.

- la surcharge de type A(l).
- système B.
- la surcharge militaire Mc 120.
- La surcharge exceptionnelle D 240.
- Les surcharges sur les trottoirs

Caractéristiques du pont :

a. La largeur rouable :

Est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les sur largeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence. (§ 4.2.1)

b. la largeur chargeable :

La largeur chargeable se déduit de la largeur rouable : en enlevant une bande de 0.50 m le long de chaque dispositif de retenue (glissières ou barrières). (§ 4.2.2)

c. la largeur chargeable :

Par convention les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière quotient par 03 de leur chargeable, exprimée en mètres (§ 4.2.3)

$$N = \frac{10.5}{3} = 3.5 \text{ m}$$

Le nombre de voies est égal à 03 voies.

Les ponts routes sont rangés en 03 classes en fonction de la largeur rouable et de leur désignation. (§ 4.3)

- Les ponts de première classe :

- Tous les ponts supportant des chaussées de largeur rouable supérieure ou égale à 07 mètres ($L_r \geq 07 \text{ m}$).
- Tous les ponts supportant des bretelles d'accès de telle chaussée.
- Les ponts de largeur rouable inférieure à 07 mètres ($L_r \leq 07 \text{ m}$) qui sont désignés par le C.P.S.

- Les ponts de deuxième classe :

- Les ponts supportant des chaussées à deux voies, de largeur rouable comprise entre 5.50 m et 07 m.

- Les ponts de troisième classe :

- Les ponts supportant des chaussées à une ou deux voies, de largeur rouable inférieure égale à 3.50 mètres ($L_r \leq 3.50 \text{ m}$).

Pour notre projet c'est un pont de classe I $\Leftrightarrow L_r \geq 07 \text{ m}$

V-2-1) système de charges A(l) : (§ 4.4)

Pour les ponts comportent des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supportant une charge uniforme dont l'intensité est égale au produit de la valeur A(l) donnée ci-après par les coefficients résultants de l'application du tableau V-1

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{L + 12} \text{ (t/m}^2\text{)}$$

L : longueur chargée.

$$A(l) = 0.23 + \frac{36}{40.4 + 12} = 0.917 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

Cette valeur de $A(l)$ est à multiplier par des coefficients de correction a_1 et a_2 les valeurs du coefficient a_1 sont données dans le tableau ci-dessous :

Nombre de voies		1	2	3	4	≥ 5
Classe Du Pont	1 ère	1	1	0.9	0.75	0.7
	2 ème	1	0.9	-	-	-
	3 ème	0.9	0.8	-	-	-

Tab.V.1 : Coefficient de dégressivité transversale de la charge

$$\begin{cases} \text{nombre de voies} = 3 \\ \text{classe de pont} = 1 \end{cases} \Leftrightarrow a_1 = 0.9$$

En suite la charge $A(l)$ est multiplié par le coefficient a_2 qui est donnée par :

$$a_2 = \frac{V_0}{V}$$

V : étant la largeur d'une voie.

$$V = \frac{L_c}{N_v} = \frac{10.5}{3} = 3.5 \text{ m}$$

V_0 : ayant pour valeurs :

$$\begin{cases} 3.50 \text{ m pour les ponts de la 1ère classe.} \\ 3.00 \text{ m pour les ponts de la 2ème classe.} \\ 2.75 \text{ m pour les ponts de la 3ème classe.} \end{cases}$$

$$a_2 = \frac{3.5}{3.5} = 1$$

$$A(l) = a_1 * a_2 * A(l) = 0.9 * 1 * 0.917 = 0.8253 \text{ t/m}^2$$

V-2-2) système de charges B : (§ 4.5)

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

- le système B_c se compose de camion type.
- Le système B_r se compose d'une roue isolée.
- Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandems.

a. Surcharge B_c :

Un camion de type B_c comporte trois essieux, tous à roue simple munies de pneumatique et qui répond aux caractéristiques suivante :

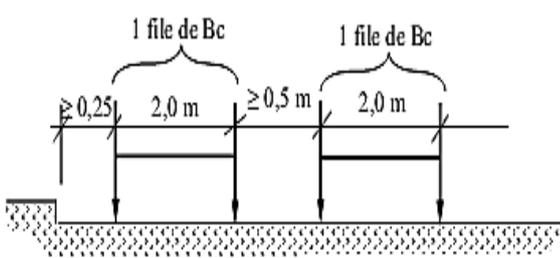
- Charge total 300 kN
- Charge portée par chacun des essieux arrière 120kN
- Charge portée par l'essieu avant 60 kN
- Longueur d'encombrement 10.50 m
- Largeur d'encombrement 02.50 m
- Distance des essieux arrière 01.50 m
- Distance de l'essieu avant au premier essieu arrière 04.50 m
- Distance d'axe en axe des deux roues d'un essieu 02.00 m

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

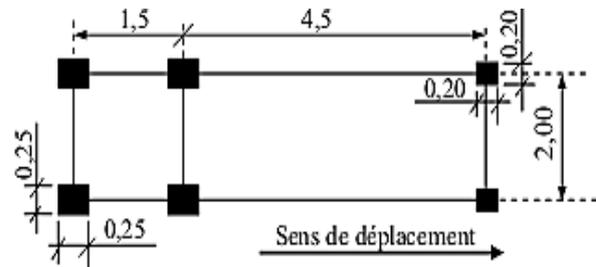
- Disposition dans le sens transversal :

Dans le sens transversal, chaque file est supposée circulante dans l'axe d'une bande longitudinale de 2.50 m de largeur.

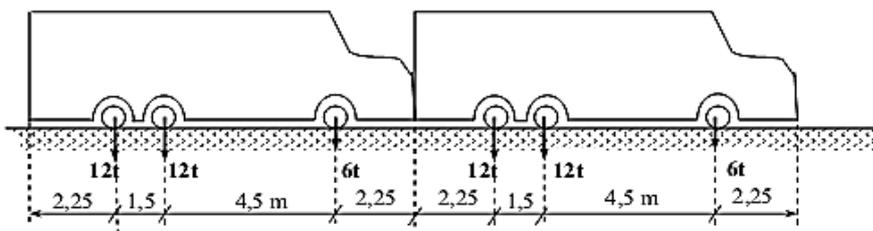
Nombre maximale de files que l'on disposer égale au nombre de voies de circulation, il ne faut pas en mettre plus, même si cela est géométriquement possible



Disposition transversale



En plan



Disposition Longitudinale

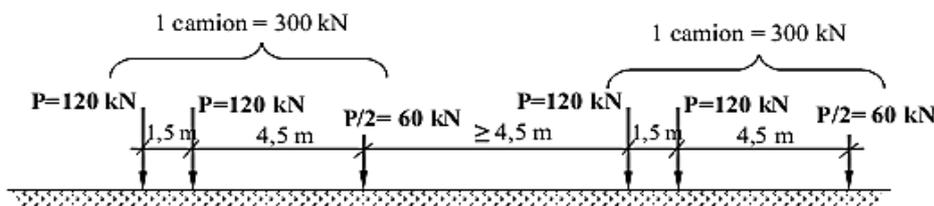


Fig.V.7 : disposition transversale, en plan et Longitudinale du convoi B_C

Le sens de circulation peut être dans un sens ou dans l'autre à condition que les deux camions circulent dans le même sens. En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système B_c prise en compte est multipliée par le coefficient b_c , donné dans le tableau suivant :

Nombre de voies		1	2	3	4	≥ 5
Classe Du Pont	1 ère	1.20	1.10	0.95	0.80	0.70
	2 ème	1.00	1.00	-	-	-
	3 ème	1.00	0.80	-	-	-

Tab.V.2: Coefficient b_c

$$\begin{cases} \text{nombre de voies} = 3 \\ \text{classe de pont} = 1 \end{cases} \Leftrightarrow b_c = 0.95$$

- Calcul de S : surcharge B_c maximale :

$$S = 30 * 3 * 2 * 0.95 = 171 \text{ t}$$

- Calcul des coefficients dynamiques :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * L}$$

G : la charge permanente. $G = 1260 \text{ t}$

L : portée de la travée. $L = 40.4 \text{ m}$

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{1260}{171}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 40.40} = 1.063$$

$$\delta = 1.063$$

Nombre de voies	b_c	Charges par essieux (t)	
01 voie	1.20	Essieu avant	$1 * 6 * 1.20 * 1.063 = 7.653$
		Essieu arrière	$2 * 6 * 1.20 * 1.063 = 15.307$
02 voies	1.10	Essieu avant	$12 * 1.10 * 1.063 = 14.031$
		Essieu arrière	$24 * 1.10 * 1.063 = 28.063$
03 voies	0.95	Essieu avant	$18 * 0.95 * 1.063 = 18.177$
		Essieu arrière	$36 * 0.95 * 1.063 = 36.354$

Tab.V.3 : Récapitulatif de la charge B_c par voie

b. Surcharge B_t :

Ce système est appliqué seulement pour des ponts du 1ere et 2eme classe, constitué d'un tandem qui comporte deux essieux ($2 * 16\text{t}$), tous deux à roues simples munies de pneumatiques, répondant aux caractéristiques suivantes :

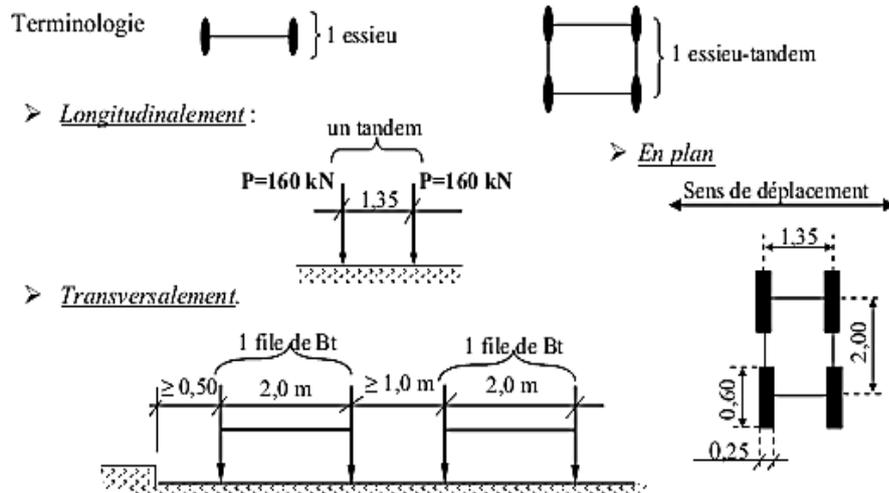


Fig.V.8 : caractéristiques du système B_t .

Pour les ponts à une voie un seul tandem est supposé disposer sur la chaussée ; pour les ponts supportant au moins deux voies, deux tandems pas plus sont disposés de front sur la chaussée, les deux bandes longitudinales qu'ils occupent pouvant être séparées de façon à obtenir la situation la plus défavorable pour l'élément considéré.

En fonction de la classe du pont, la valeur de la charge du système B_t est multipliée par un coefficient b_t déduit du tableau suivant :

Classe de pont	1 ^{er}	2 ^{ème}	3 ^{ème}
Coefficient B_t	1.00	0.9	-

Tab.V.4 : valeurs du coefficient B_t en fonction de la classe de pont.

Pont de classe I \Leftrightarrow Coefficient $B_t = 1.00$

$$S_{B_t} = 32 * 2 * 1.00 = 64 \text{ t}$$

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * L} \Leftrightarrow$$

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{1260}{64}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 40.40} = 1.051$$

$$\delta = 1.051$$

Désignation	b_t	S	δ	Charges par essieux (t)
Une file	1.00	32	1.051	$16 * 1 * 1.051 = 16.816t$
Deux files	1.00	64	1.051	$16 * 2 * 1 * 1.051 = 33.632t$

Tab.V.5 : valeur charge B_t par essieu.

c. Surcharge B_r :

Le système B_r se compose d'une roue isolée transmettant un effort de 10t à travers une surface d'impact rectangulaire de (0,6 x 0,3m), qui peut être placé n'importe où sur la largeur roulable pour avoir le cas le plus défavorable.

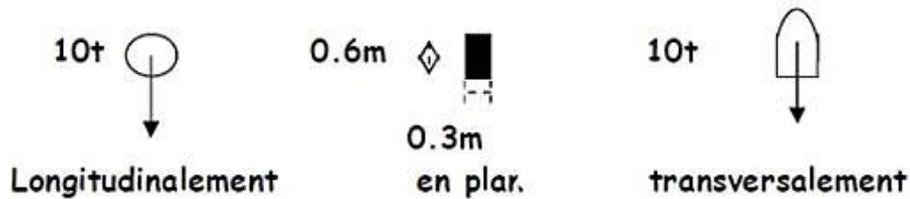


Fig.V.9: caractéristiques de système B_r

La charge de système B_r est multiplié par un coefficient de majoration dynamique δ

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

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * L} \Leftrightarrow$$

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{1260}{10}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 40.40} = 1.045$$

$$\delta = 1.045$$

V-2-3) surcharge militaire : (§ 4.10)

Les ponts doivent être calculés pour supporter les véhicules de type Mc120 les véhicules Mc 120 peuvent circuler en convois :

- Dans le sens transversal : un seul convoi.
- Dans le sens longitudinal : la distance entre deux convois est environ de **36,6m**.
- Poids total **110 t**

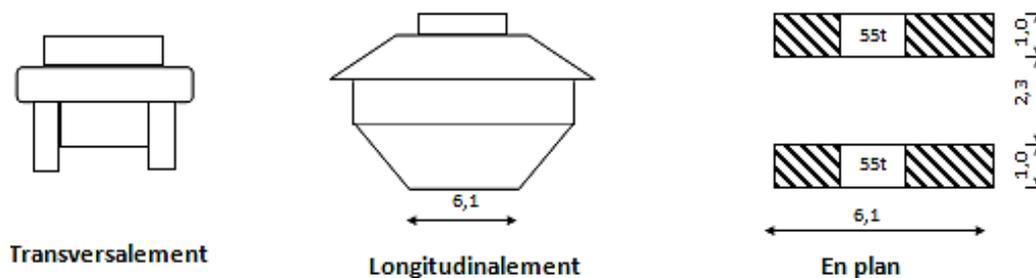


Fig.V.10: caractéristiques du système Mc120.

- Calcul des coefficients dynamiques :

$$\delta = 1 + \beta + \alpha = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * L} \Leftrightarrow$$

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{1260}{110}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * 40.40} = 1.056$$

$$\delta = 1.056$$

$$P = 110 * 1.056 = 116.25 \text{ t}$$

$$P/ml = \frac{116.25}{6.1} = 19.05 \text{ t/ml}$$

V-2-4) charges exceptionnelles : (§ 4.11)- Convoi D₂₄₀ : (§ 4.11.2)

C'est une charge de 240 t répartie uniformément sur un rectangle (18,60 x 3,20) m² cette surcharge n'est pas multipliée par un coefficient de majoration dynamique.

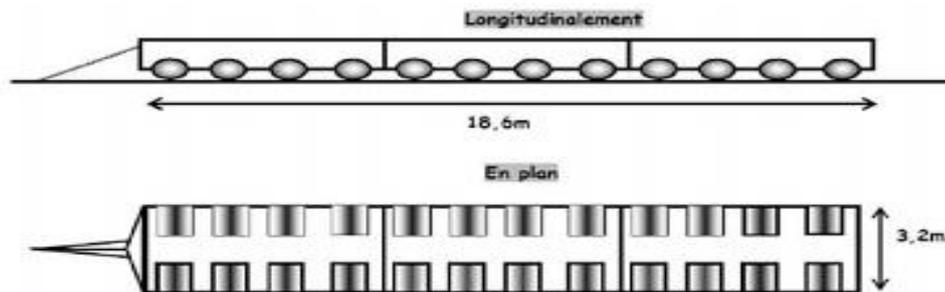


Fig.V.11: caractéristiques du système D₂₄₀

$$P = 240 \text{ t}$$

$$P/ml = \frac{240}{18.60} = 12.90 \text{ t/ml}$$

Largeur : 18.6 m.

V-2-5) Surcharge sur trottoir : (§ 4.12)

Elles s'appellent aussi charge générale, nous appliquons sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kg / m²

- 150 kg/m² pour la flexion longitudinale.
- 450 kg/m² pour la flexion locale.
- Largeur du trottoir est 1.25 m.

Un trottoir chargé :

$$P_1 = 0.150 * 1.25 = 0.187 \text{ t/ml.}$$

Deux trottoirs chargés :

$$P_2 = 2 * 0.187 = 0.375 \text{ t/ml.}$$

- Coefficient de majoration dynamique :

Les charges du système B sont des surcharges roulantes et par conséquent doivent être multipliées par un coefficient de majoration pour effets dynamiques, δ . Ce coefficient, applicable aux trois systèmes B_c, B_t, B_r chaque élément du pont. Il est déterminé à partir de la formule.

$$\delta = 1 + \frac{0.6}{1 + 4 * \frac{G}{S}} + \frac{0.4}{1 + 0.2 * L}$$

1^{er} cas : Quand il s'agit d'un hourdis de pont à poutre sous-chaussées.

L : La longueur, L, sera prise égale à la plus petite valeur entre la largeur roulable, L_r et la portée des poutres $L_{portée}$. Mais si la distance entre les poutres de rive, L supérieure à la largeur roulable, L_r on prendra pour la longueur L, la plus petite valeur entre L_{rive} et $L_{portée}$. C'est-à-dire :

$$L = \inf [\sup (L_r, L_{rive}); L_{portée}]$$

$$\begin{cases} L_r = 10.5 \text{ m.} \\ L_{rive} = 12.8 \text{ m.} \end{cases} \Leftrightarrow L_1 = \max (10.5, 12.8) \Leftrightarrow L_1 = 12.8 \text{ m.}$$

$$L = \min (L_1, L_{travée}) \Leftrightarrow L = \min (12.8, 40.4) = 12.8 \text{ m}$$

G : est le poids propre d'une section du hourdis, et des éléments reposant sur lui, de longueur L et de même largeur que le tablier.

S : est le poids total le plus élevé des essieux du système B qu'il est possible de placer sur la longueur L du tablier en respectant les règlements indiqués ci-dessus pour chaque système.

$$S = \text{Sup} (B_c, B_t, B_r).$$

2^{ème} cas : Quand il s'agit des poutres principales.

Ce coefficient se calcule de la même manière que précédemment sauf que L change en $L_{travée}$ et le poids considéré est celle de tout le tablier de la travée.

Le coefficient δ ainsi calculé s'applique aux poutres principales et aux entretoises.

Le poids du tablier :

$$P = (\text{poids}_{\text{chaussée}} + \text{poids}_{\text{dalle}} + \text{poids}_{\text{trottoir}})$$

$$P = (2.31 + 7.15 + 1.25) * 12.8 = 137.088 \text{ t}$$

$$P = 137.088 \text{ t}$$

		P (t)	S (t)	L (m)	δ
Système B	Poutres	1260	$B_{\max} = B_c = 171$	40.4	1.063
	Dalle	137.088	$B_{\max} = B_c = 153.9$	12.8	1.243
Système M	Poutres	1260	Mc 120 = 110	40.4	1.056
	Dalle	137.088	Mc 120 = 110	12.8	1.212

Tab.V.6 : Valeurs du coefficient dynamiques δ

Chapitre VI

Modélisation

Introduction :

Pour modéliser le tablier du pont on a opté pour le calcul numérique on utilisant le programme aux éléments finis ROBOT Millenium 2010.

VI-1) Présentation du logiciel robot :

Le logiciel Autodesk **Robot Structural Analysis** est un programme destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les Structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Robot utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type : Treillis, Portiques, Structures mixtes, Grillages de poutres, Plaques, Coques, Contraintes planes, Déformations planes, Eléments axisymétriques, Eléments Volumiques.

VI-2) Modèle de calcul :

Pour calculer les efforts dans la structure (M, N, T), Le modèle numérique a été généré en utilisant un ensemble d'éléments finis. Des éléments finis bidimensionnels ont été utilisé pour la dalle (élément plaque) et éléments barres pour les poutres.

Chaque élément fini est décrit par nœuds et des caractéristiques mécaniques données calculées à partir des matériaux et des sections adéquatement introduites dans le modèle de calcul.

En ce qui concerne les conditions aux limites, le tablier est reposé sur des appuis simples.

Vu que le pont est constitué de 06 travées isostatiques chaque travée travaille toute seule d'où on a modélisé qu'une seule, la travée la plus grande pour ensuite englobé les résultats sur toute la structure.

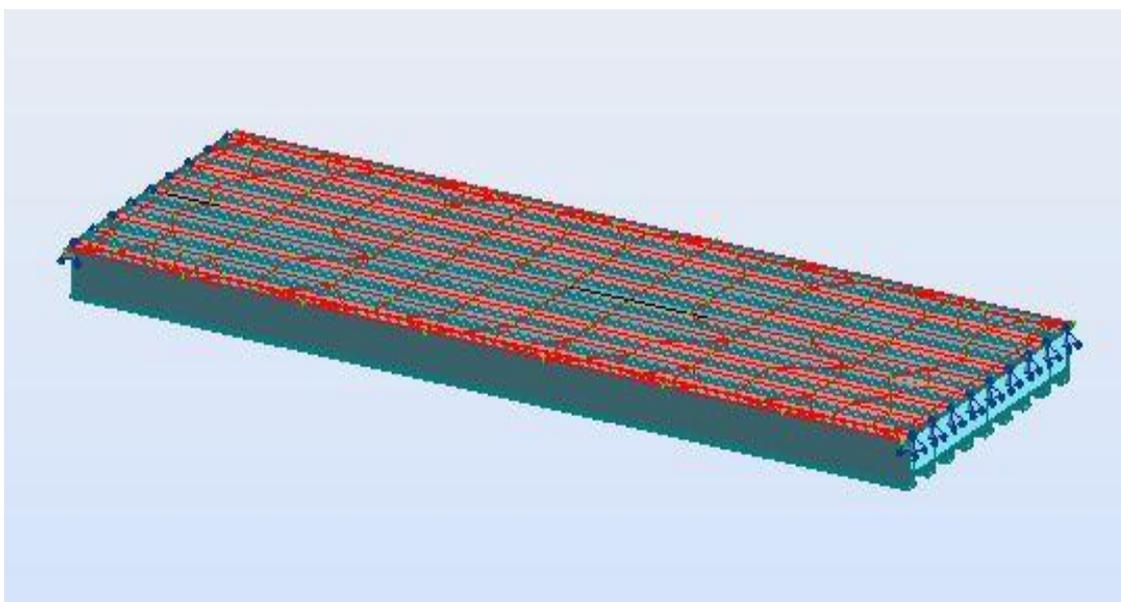


Fig.VI-1 : vue du modèle du tablier en 3D

VI-2-1) Les cas de charge considérés :

Désignation	Valeur
Poids propre du tablier G	311.6 KN/m
Surcharge sur trottoirs Q_{Trot}	Charge uniforme de 1.5 KN/m ²
Surcharge A(l)	Charge uniforme de 8.25 KN/m ²
Système BC	Charge concentré 30 KN pour les essieux avant et 60 KN pour les essieux arrière
MC120	Charge uniforme de 90.16 KN/m ² par chenille
D240	Charge uniforme de 40.3 KN/m ²
Température	$\Delta T = 30^{\circ}c$
Le vent	$F_T = 5.67$ KN/m, $F_L = 0.71$ KN/m, $F_V = 9.72$ KN/m

Tableau VI-1 : valeurs des charges considérées

VI-2-2) Les combinaisons de charges :

Pour le calcul des efforts dans la structure on prend en considération les combinaisons de charges selon le B.P.A.E.L (le béton précontraint aux états-limites).

Action prépondérante	combinaison
A L'E.L.U	$1.35G + 1.6 (A(l) + Q_{Trot})$
	$1.35G + 1.6 (B_C + Q_{Trot})$
	$1.35G + 1.35M_{C120}$
	$1.35G + 1.35D_{240}$
	$1.35G + 1.5V$
A L'E.L.S	$G + 1.2 (A(l) + Q_{Trot}) + 0.5\Delta T$
	$G + 1.2 (B_C + Q_{Trot}) + 0.5\Delta T$
	$G + M_{C120} + 0.5\Delta T$
	$G + D_{240} + 0.5\Delta T$
	$G + V$

Tableau VI-2: combinaisons de charges à l'ELU et à l'ELS

VI-3) Effort interne dans les poutres

a) Moment fléchissant :

D'après le résultat de calcul automatique, le moment maximum est donné par la combinaison la plus défavorable $1.35G + 1.6 (A(I) + Q_{Trot})$ à l'E.L.U et $G + 1.2 (A(I) + Q_{Trot}) + 0.5\Delta T$ à l'E.L.S

$M_{max} = 9863.63 \text{ KN.m}$ à l'ELU

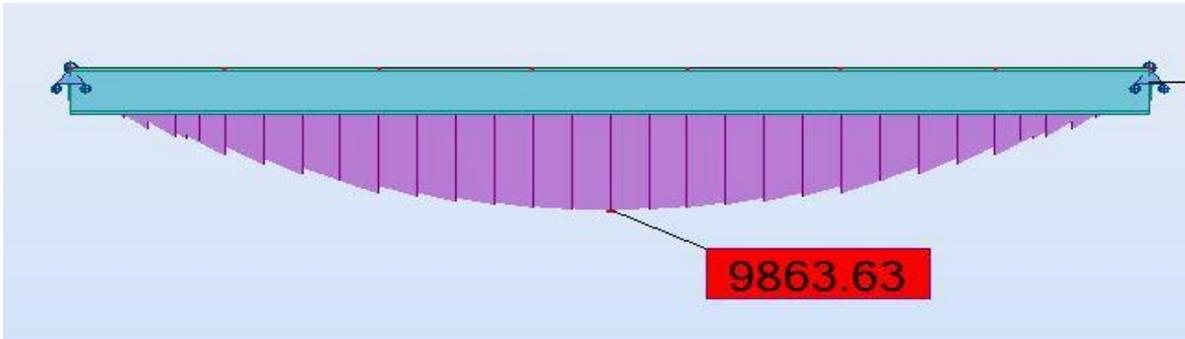


Fig. VI-2 : diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$M_{max} = 7336 \text{ KN.m}$ à l'ELS

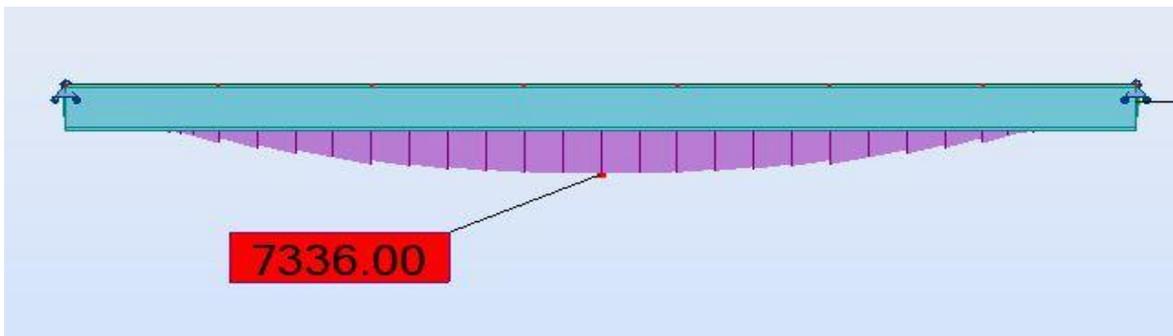


Fig. VI-3 : diagramme du moment fléchissant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

b) Effort tranchant :

L'effort tranchant maximum est donné par la combinaison la plus défavorable $1.35G + 1.6 (A(I) + Q_{Trot})$ à l'E.L.U et $G + 1.2 (A(I) + Q_{Trot}) + 0.5\Delta T$ à l'E.L.S aux niveaux des appuis.

$T_{max} = 1529.93 \text{ KN}$ a l'ELU



Fig. VI-4 : diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELU

$$T_{\max} = 1137.79 \text{ KN a l'ELS}$$

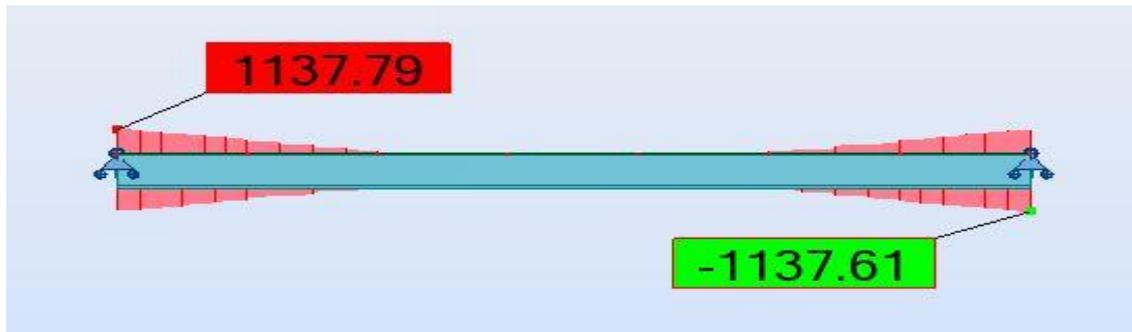


Fig. VI-5 : diagramme de l'effort tranchant sous la combinaison la plus défavorable à l'ELS

VI-4) Etude du platelage :

Le platelage est constitué d'une dalle en béton armé coulée sur place, cette dernière assure deux rôles essentiels :

- L'entretoisement des poutres en l'absence d'entretoises intermédiaires ainsi que la répartition transversale des efforts.
- La réception des charges permanentes engendrées par les différentes couches de roulement ainsi que les surcharges appliquées et la transmission des efforts résultants aux poutres.

L'étude de la dalle nécessite l'étude des deux flexions suivante :

- Flexion transversale.
- Flexion longitudinale

VI-4-1) flexion longitudinale

Le moment maximum et minimum sont obtenues par la combinaison $(1.35G + 1.35D_{240})$ à l'E.L.U.

$$M_{\max} = 17.9 \text{ KN.m}$$

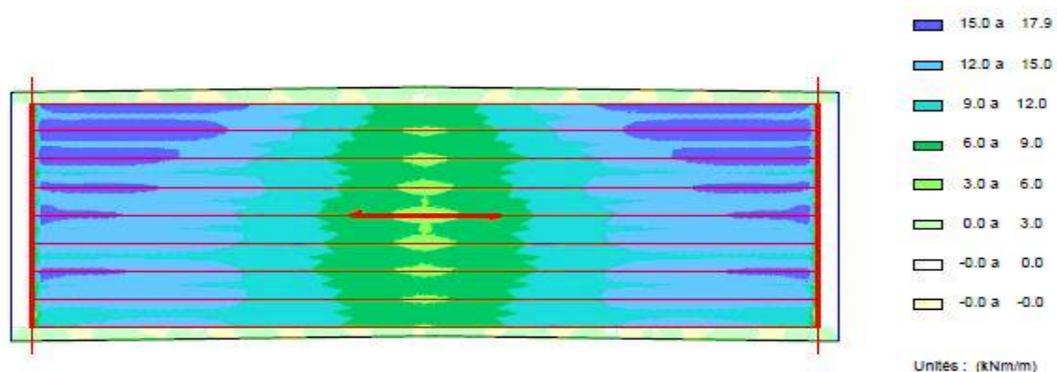


Fig. VI-6 Moment maximum longitudinal dans la dalle

$M_{min} = -17.1 \text{ KN.m}$

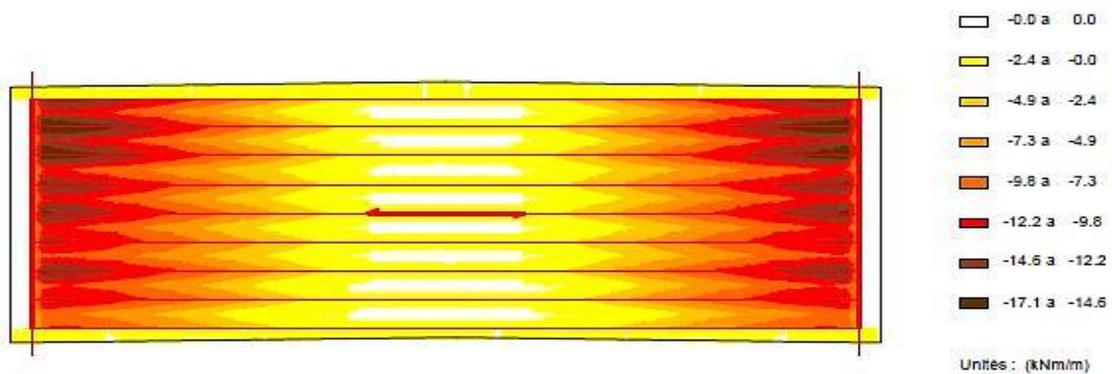


Fig. VI-7 Moment minimum longitudinal dans la dalle

VI-4-1) flexion transversale :

Le moment maximum et minimum sont obtenues par la combinaison $(1.35G + 1.35D_{240})$ à l'E.L.U

$M_{max} = 28.3 \text{ KN.m}$

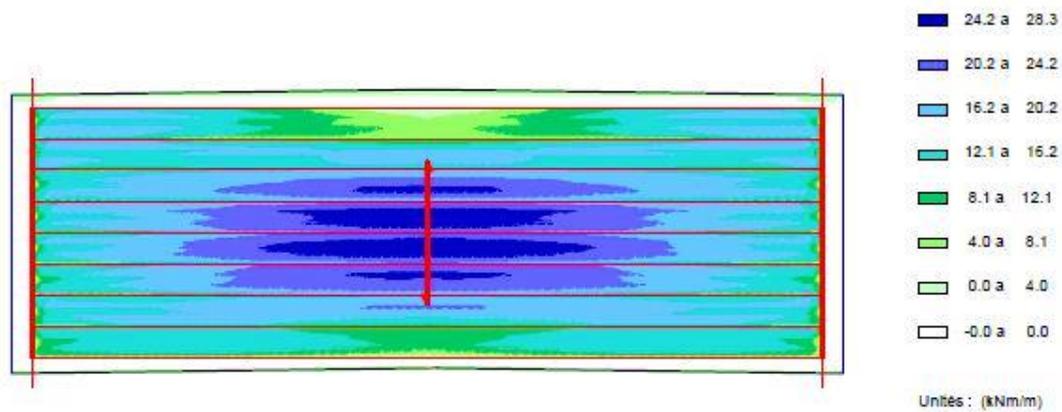


Fig. VI-8 Moment maximum transversal dans la dalle

$M_{min} = -25 \text{ KN.m}$



Fig. VI-9 Moment minimum transversal dans la dalle

VI-4-3) ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle revient à étudier une section rectangulaire de dimensions **b=100 cm** et **h=20 cm** le calcul se fera par logiciel **ROBOT EXPERT 2010** selon les règles du **B.A.E.L.91** avec les vérifications Des sections a l'**P.E.L.S.**

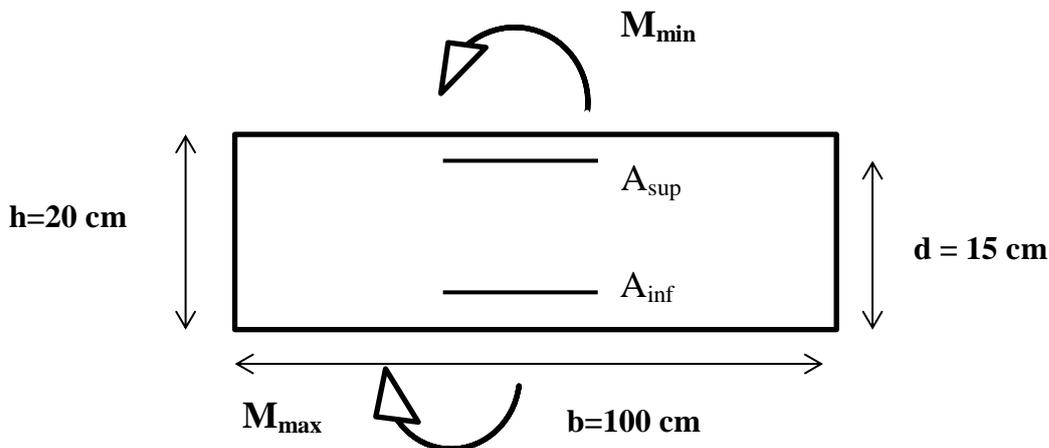


Fig.VI-10 section de calcul d'armatures de la dalle

- Armature inferieure longitudinale sous $M_{max} = 17.9 \text{ KN.m}$
 $A_{inf} = 2.8 \text{ cm}^2$ alors on utilisera pour les armatures inferieure longitudinale **4HA12**
- Armature supérieure longitudinale sous $M_{min} = -17.1 \text{ KN.m}$
 $A_{sup} = 2.7 \text{ cm}^2$ alors on utilisera pour les armatures supérieure longitudinale **4HA12**
- Armature inferieure transversale sous $M_{max} = 28.3 \text{ KN.m}$

$A_{inf} = 4.5 \text{ cm}^2$ alors on utilisera pour les armatures inferieure transversale **4HA14**

- Armature supérieure transversale sous $M_{min} = -25 \text{ KN.m}$

$A_{sup} = 3.9 \text{ cm}^2$ alors on utilisera pour les armatures supérieures transversale **4HA14**

La condition de non fragilité :

$$A_s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,15 * 2,7 / 500 = 1,86 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

Sens longitudinal		Sens transversal	
Nappe inferieure	Nappe supérieure	Nappe inferieure	Nappe supérieure
4HA12	4HA12	4HA14	4HA16

Tab.VI-3 tableau récapitulatif des armatures de la dalle

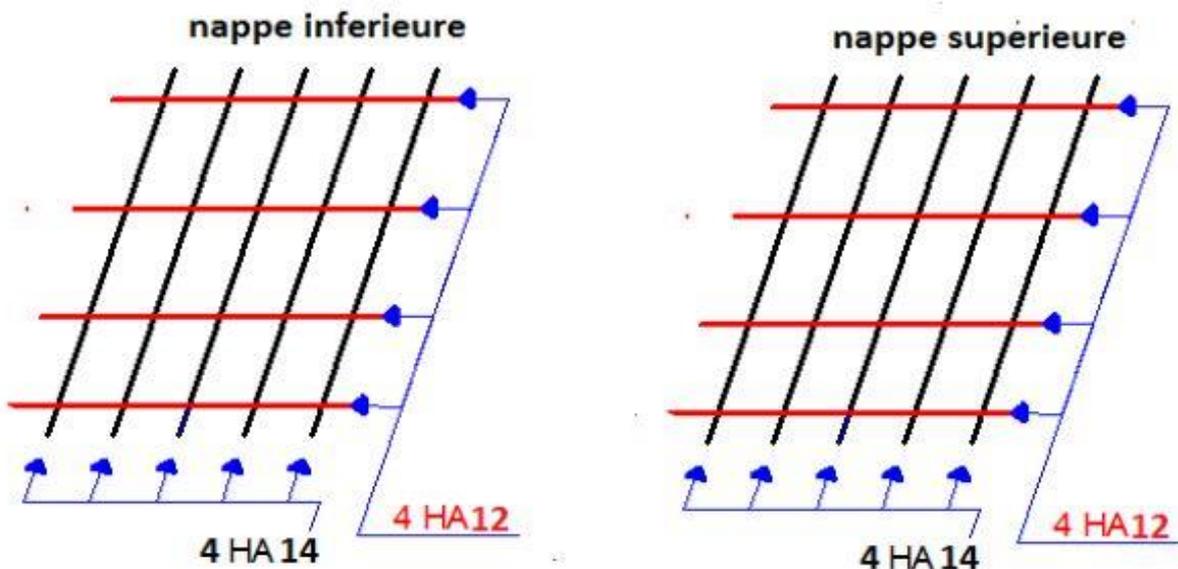


Fig.VI-11 Vue en plan du ferrailage de la dalle

VI-5) étude a la torsion La torsion :

La torsion est un phénomène courant dans les structures de bâtiment ou d'ouvrages d'art, elle est la plus part du temps négligeable car difficile à appréhender.

Le béton est un matériau peu résistant à la traction donc au cisaillement très vite il se fissure, ce qu'entraîne automatiquement une diminution très importante de sa rigidité de torsion.

Notion de section tubulaire efficace :

Le BPEL comme le BAEL pour le béton armé demande de considérer les sections comme des sections creuses en négligeant la partie creuse.

On définit une section tubulaire efficace qu'est la section ayant même contour extérieur que les armatures transversal de la poutre.

1) Effet de torsion :

Le moment de torsion sera réparti sur l'âme et la semelle des poutres, suivant leurs inerties de torsion τ qui est donné par la formule suivante :

$$\tau = K * b * a^3$$

La valeur de K dépend du rapport $R = \frac{b}{a}$ est donnée par la formule empirique suivante :

$$K = \frac{1}{3} - \left(0.051 + \frac{0.168}{R} \right) * e^{-0.13 * R}$$

Remarque :

La partie de l'hourdis associée à la poutre est prise en compte dans le calcul de l'inertie de torsion τ

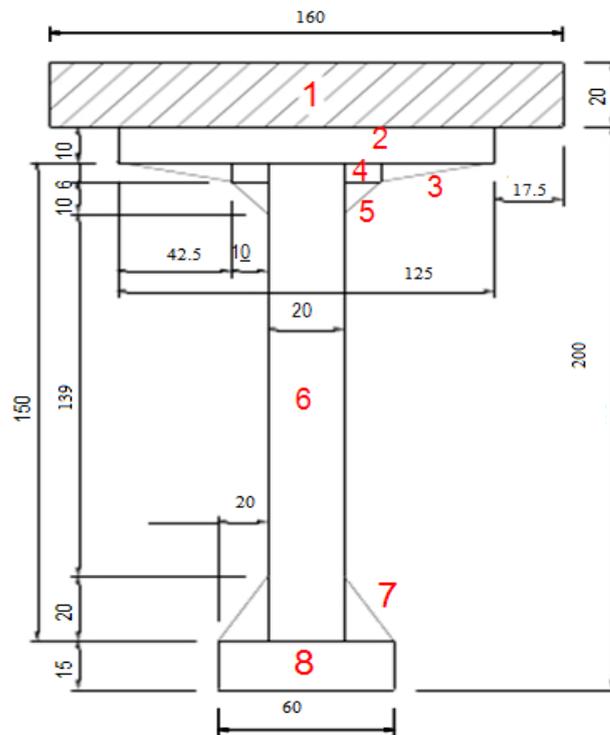


Fig.VI-12 : Section de torsion

	a (m)	b(m)	R	K	$\tau * 10^{-4} (m^{-4})$
1	0.20	1.60	8	0.5368	68.710
2	0.10	1.25	12.5	0.6179	7.723
3x2	0.06	0.425	7.083	0.5203	0.4776
4x2	0.06	0.1	1.67	0.4227	0.0213
5x2	0.1	0.1	1.00	0.4107	0.4107
6	0.2	3.80	19	0.7351	223.470
7x2	0.15	0.2	1.33	0.4166	2.812
8	0.15	0.6	4	0.4647	9.410

Tab.VI-4 : calcul de l'inertie de torsion τ .

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{\hat{a}me} = 85.712 * 10^{-4} m^4 \\ \tau_{total} = 316.768 * 10^{-4} m^4 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{\tau_{\hat{a}me}}{\tau_{total}} = \frac{285.712}{178.998} = 0.9007$$

Donc l'âme reprend 90.07 % du moment appliqué à la poutre.

Etat	Moment dans la poutre KN. m	Moment dans l'âme KN. m
E.L.U	153.84	138.56
E.L.S	113.27	102.022

Tab.VI-5 : moment de torsion max dans la poutre et la part revenant à l'âme.

2) Calcul des contraintes tangentielles de torsion :

la contrainte tangentielle de torsion dans une section rectangulaire de côté « a » et « b » est maximal au milieu du grand côté « b » sa valeur est donné par :

$$\tau_{\hat{a}me} = \frac{M_t}{a^3} * \frac{1}{R} * \left[4.48 - 1.81 * \frac{R - 1}{\sqrt{2 + R^2}} \right]$$

$$a = a_{net} - \frac{\emptyset}{2}$$

Avec :

$\emptyset = 8.5$ cm. Diamètre extérieur des gaines.

$$a = 20 - \frac{8.5}{2} = 15.75 \text{ cm.}$$

On à :

$$b = 200 \text{ cm}$$

$$R = \frac{b}{a} = \frac{200}{15.75} = 12.70$$

$$\tau_{\hat{a}me} = \frac{M_t}{(0.1575)^3} * \frac{1}{12.70} * \left[4.48 - 1.81 * \frac{12.70 - 1}{\sqrt{2 + (12.70)^2}} \right] = 0.0470 M_t$$

Donc :

$$E. L. U \Rightarrow \tau_{\hat{a}me} = 0.0470 * 13.856 = 0.651 \text{ Mpa}$$

$$E. L. S \Rightarrow \tau_{\hat{a}me} = 0.0470 * 10.2022 = 0.480 \text{ Mpa}$$

Chapitre VII

Etude de la précontrainte

Introduction :

Dans le domaine des structures, le béton précontraint est l'innovation la plus importante du siècle passé. Aujourd'hui, il est le fruit de plusieurs réalisations exceptionnelles dans le domaine du génie civil. Certains ouvrages tels que les ponts de grande portée seraient inimaginables aujourd'hui sans l'utilisation du béton précontraint.

Faire l'exposé historique de la précontrainte serait prétentieux. Relevons toutefois que le béton précontraint est considéré comme une invention française résultant des travaux d'Eugène FREYSSINET (1879 – 1962).

VII) Définition de la précontrainte :

« Pré-contraindre une construction, c'est la soumettre, avant l'application des charges, à des forces additionnelles déterminant des contraintes telles que leur composition avec celles qui proviennent des charges donne en tout point des résultantes inférieures aux contraintes limites que la matière peut supporter indéfiniment sans altération.» **E. Freyssinet**

L'utilisation de la précontrainte dans la construction des ouvrages d'art occupe depuis des nombreuses années une place très importante grâce à des avantages techniques et économiques incontestables.

- Structures plus élancées.
- Portées plus grandes
- Déformation réduite.
- Bon comportement vis-à-vis de la fissuration.
- Résistance à la fatigue élevée.

On distingue plusieurs modes de précontrainte les plus utilisés sont:

- Précontrainte par post-tension.
- Précontrainte par pré-tension.

a. Précontrainte par post-tension :

La mise en tension des armatures après durcissement du béton, les armatures sont logées dans des gaines étanches placées dans des coffrages avant bétonnage lorsque le béton atteint une résistance suffisante les armatures de précontrainte sont tendues grâce à des vérins prenant appui sur le béton de la pièce (de l'élément) qui est ainsi précontraint.

Lorsque l'allongement requis est atteint, on bloque les câbles à l'aide d'appareils d'ancrages. On peut faire la mise en tension soit en tendant les câbles aux deux extrémités, soit à une seule extrémité en utilisant un ancrage passif à l'autre extrémité.

Phases d'exécutions :

Les différentes phases d'exécution ont été illustrées dans l'**annexe1**

b. Définition des classes de vérification :

Pour assurer l'intégrité du béton, c'est-à-dire, éviter l'ouverture des fissures, ce que peut entraîner la corrosion des armatures de précontraintes, le règlement a élaboré des recommandations introduisant la notion de classe de précontraintes, qui sont : Classe I, Classe II et Classe III.

1. Classe I : Le béton est toujours comprimé.

Cette classe est réservée à des cas particuliers, tels ceux des tirants et des pièces en contact avec des milieux agressifs, nécessitant une étanchéité parfaite : Parois de réservoirs nucléaires ou autres enceinte étanche.

2. Classe II :

On admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation de fissures. Cette classe est destinée aux ouvrages normalement exposés aux intempéries.

3. Classe III :

On admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes, sans admettre que ces fissures restent ouvertes sous les chargements de longue durée d'application. Cette classe est plus adaptée pour les ouvrages en atmosphère peu agressive exemple des planchers de bâtiment.

Notre projet de pont n'est pas soumis à une atmosphère agressive, uniquement aux intempéries (Neige, pluie ...etc.) L'ouvrage est calculé en classe II.

b. 1 Contraintes limites réglementaires pour la classe II :

Selon l'ouvrage de la précontrainte (chapitre 09 §9-4.1.2.), elles sont modulées selon :

- La situation examinée : Temporaire (ex: d'exécution), ou durable (d'exploitation).
- La combinaison envisagée : Rares, fréquentes ou quasi permanentes.
- La valeur de calcul de la précontrainte.
- La proximité des armatures de précontrainte

Notre ouvrage sera calculé en situation d'exploitation, sous combinaisons rares.

b. 2 Précontrainte minimale :

On se proposera de dimensionner la précontrainte, et ceci dans la section la plus sollicitée, qui pourrait être sous-critique ou sur-critique.

Il faudra trouver une valeur de la précontrainte dite précontrainte minimale

$$P_{\min} = \sup (P_I; P_{II})$$

Avec :

P_I : Précontrainte calculée dans le cas où la section est supposée sous-critique.

P_{II} : Précontrainte calculée dans le cas où la section est sur-critique.

b. 3 Les moments développés dans la section médiane à l'E.L.S :

$M_{\max} = 733.6 \text{ t.m}$ Sous la combinaison la plus défavorable $G + 1.2 (A(I) + Q_{\text{Trot}})$

$M_{\min} = 507.6 \text{ t.m}$ sous(G) le poids propre du tablier.

$$\Delta M = 733.6 - 507.6 = 226 \text{ t.m}$$

	B (cm ²)	I _g (cm ⁴)	V (cm)	V' (cm)	ρ %	h (cm)	r ² (cm ²)
Poutre seule	6385.75	31877591.74	93	107	50	200	4989.64
Poutre + hourdis	9238.75	611314219.6	93.2	126.8	40.5	210.	4795.4

Tab. VII.1 : Caractéristiques de la section nette (intermédiaire).

1. Les contraintes limites :

- Les contraintes limites de traction du béton est :

$$\bar{\sigma}_t =$$

$$\begin{cases} -(0.6 + 0.06 * f_{c_{28}}) \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{t_i} = 0.6 + 0.06 * 45 = -3.3 \text{ Mpa} & (\text{dans la zone d'enrobage}) \\ -1.5 * f_{t_{28}} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{t_i} = 1.5 * 3.3 = -4.95 \text{ Mpa} & (\text{hors section d'enrobage}). \end{cases}$$

- Section sous-critique :

$$P_I = \frac{\Delta M}{\rho h} + \frac{B}{h} * (V \bar{\sigma}_{t_i} - V' \bar{\sigma}_{t_s})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \bar{\sigma}_{t_i} = \bar{\sigma}_{t_s} \\ (V + V') = h \end{cases}$$

$$d' = 1.5 * \phi = 1.5 * 8.5 = 12.75 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{On admit: } d' = 13 \text{ cm.}$$

$$P_I = \frac{226 * 10^3}{0.5 * 200} + \frac{6385.75}{200} * 200 * (-3.3 * 10^{-1}) = 152.702 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_I = 152.702 \text{ KN}}$$

- Section sur-critique :

$$P_{II} = \frac{M_{\max} + \rho * B * V * \bar{\sigma}_{t_i}}{\rho * V + V' - d'}$$

$$\Leftrightarrow \frac{733.6 * 10^3 + 0.5 * 6385.75 * 93 * (-3.3 * 10^{-1})}{(0.5 * 93 + 107 - 13)}$$

$$= 4523.91 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_{II} = 4523.91 \text{ KN}}$$

$P_I = 152.702 \text{ KN} < P_{II} = 4523.91 \text{ KN} \Rightarrow$ La section est **sur critique**, le fuseau de passage du câble à une de ses frontières qui coupe la zone d'enrobage, donc l'effort de précontrainte

Economique P_I n'est plus suffisant.

Donc :

$$P_{\min} = \sup(P_I, P_{II}) = \sup(152.702, 4523.91) = 4523.91 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_{\min} = 4523.91 \text{ KN}}$$

Alors l'excentricité est donnée par :

$$e_0 = -(V' - d') = -(107 - 13) = 94 \text{ cm.}$$

VII-1) Calcul du nombre de câbles :

Les câbles d'about doivent être tirés à 100% de "P₀" d'avant le coulage de la dalle. On a estimé les pertes de précontrainte à 32% :

$$P_{\min} = 0.68 * P_0 \Rightarrow P_0 = \frac{P_{\min}}{0.68} = \frac{4523.91}{0.68} = 6652.80 \text{ KN}$$

Le nombre de câble est déterminé comme suit:

$$n = \frac{P_0}{P_{01}}$$

On choisit comme armatures de précontrainte, les câbles 12T15.

- Diamètre des câbles : 15 mm
- Diamètre extérieur de la gaine : 8.5 cm.
- Section minimal du câble : 140 mm²
- fpeg = 1583 Mpa
- fprg = 1770 Mpa

$$\sigma_{P_0} = \min \{0.8 * fprg, 0.9 * fpeg\} \Leftrightarrow \min \{1416, 1424.7\}$$

$$\sigma_{P_0} = 1416 \text{ Mpa}$$

$$P_{01} = \sigma_{P_0} * A = 1416 * 1680 * 10^{-3} = 2378.88 \text{ KN}$$

Le nombre de câbles :

$$n = \frac{P_0}{P_{01}} = \frac{6652.80}{2378.88} = 2.79$$

soit 03 câbles de 12T15

$$P_{\min} = 3 * 2378.88 = 7136.64 \text{ Mpa}$$

VII-2) Vérification des sections :

$$\begin{cases} \frac{P}{B} + \frac{P * e_0 * V}{I} + \frac{M_{\min} * V}{I} \geq \bar{\sigma}_{t_s} \\ \frac{P}{B} - \frac{P * e_0 * V'}{I} - \frac{M_{\min} * V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{c_i} \end{cases} \quad \begin{cases} \frac{P}{B} + \frac{P * e_0 * V}{I} + \frac{M_{\max} * V}{I} \leq \bar{\sigma}_{c_s} \\ \frac{P}{B} - \frac{P * e_0 * V'}{I} - \frac{M_{\max} * V'}{I} \geq \bar{\sigma}_{t_i} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{c_s}$; $\bar{\sigma}_{c_i}$: Contraintes admissibles de compression respectivement sur la fibre inf. et sup.

$\bar{\sigma}_{t_s}$; $\bar{\sigma}_{t_i}$: Contraintes admissible de traction respectivement sur la fibre sup. et inf.

VII-2-1) Vérification des contraintes à la mise en tension :

En construction, la mise en tension se fait à 14 ème jours.

a. contrainte limite en compression :

$$\bar{\sigma}_{c_s} = \bar{\sigma}_{c_i} = 0.6 * f_{c_{14}}$$

$$f_{c_{14}} = \frac{j}{4.76+0.83*j} * f_{c_{28}} \quad \text{Avec : } f_{c_{28}} = 45 \text{ Mpa}$$

$$f_{c_{14}} = \frac{14}{4.76 + 0.83 * 14} * 45 = 38.461 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{c_s} = \bar{\sigma}_{c_i} = 0.6 * 38.13 = 22.88 \text{ M}$$

b. contrainte limite en traction :

$$f_{t_{14}} = 0.6 + 0.06 * f_{c_{14}} = 2.888 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_t$$

$$= \begin{cases} -(0.6 + 0.06 * f_{c_{28}}) \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{t_i} = 0.6 + 0.06 * 38.13 = -2.88 \text{ Mpa} & \text{(dans la zone d'enrobage).} \\ -1.5 * f_{t_{14}} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{t_i} = 1.5 * 2.888 = -4.33 \text{ Mpa} & \text{(hors section d'enrobage).} \end{cases}$$

- Vérification des contraintes supérieure :

A la mise en tension n'est soumise qu'à son poids propre $q_G = 2.152 \text{ t/ml}$

$$M_{\min} = M_G = \frac{2.152 * 40.4^2}{8} = 439.05 \text{ t/ml} = 4390.5 \text{ KN/m}$$

Les câbles seront tirés à 100% avant la mise en place de la dalle, les pertes instantanées sont estimées à 10 %.

$$P = 1.02 * P_{\min} - 0.8 * P_{\min} * \Delta\sigma \Rightarrow P = 1.02 * P_{\min} - 0.8 * 0.1 * P_{\min}$$

$$D'où : P = 0.94 * P_{\min} = 0.94 * 7136.64 = 6708.404 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{t_s} &= \frac{P}{B} + \frac{P * e_0 * V}{I} + \frac{M_{\min} * V}{I} \geq \bar{\sigma}_{t_s} \\ &\Leftrightarrow \frac{6708.404}{6385.75} - \frac{6708.404 * 94 * 93}{31877591.74} + \frac{4390.5 * 93 * 10^2}{31877591.74} \\ &= 0.4917 \text{ KN/cm}^2 = 4.917 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$4.917 \text{ Mpa} \geq -2.907 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification des contraintes inférieure :

$$\begin{aligned} \sigma_{c_i} &= \frac{P}{B} - \frac{P * e_0 * V'}{I} - \frac{M_{\min} * V'}{I} \leq \bar{\sigma}_{c_i} \\ &\Leftrightarrow \frac{6708.404}{6385.75} + \frac{6708.404 * 94 * 93}{31877591.74} - \frac{4390.5 * 93 * 10^2}{31877591.74} \\ &= 1.609 \text{ KN/cm}^2 = 16.09 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$16.09 \text{ Mpa} \leq 22.88 \text{ Mpa} \text{ condition vérifiée.}$$

⇒ Donc au 14 ème jour les contraintes sont vérifiées.

Conclusion :

On dispose une seul famille de câble, c'est-à-dire 03 câbles de 12T15 sur l'about de la poutre.

VII-3) Tracé du câble :

a. Tracé des câbles moyen fictif :

La poutre étant symétrique par rapport à sa section médiane ; le type d'ancrage actif-actif nous permet d'étudier une demi portée.

La force de précontrainte est excentrée pour créer un moment M_p qui s'oppose à celui des charges permanentes et d'exploitation vers la section médiane ; puis le moment va en diminuant jusqu'au s'annuler vers les appuis pour une poutre simplement appuyée.

b. Positionnement des câbles :

Les câbles son régulièrement espacés sur la section d'about, de manière à réaliser une précontrainte aussi centrée que possible, et à réduire les efforts de diffusion de précontrainte, l'angle de relevage des câbles est $2^\circ < \alpha < 20^\circ$.

Les câbles de la deuxième famille est ancré dans des couches situées en fibre supérieure des poutres, l'angle de relevage est $20^\circ < \alpha < 30^\circ$, ce qui assure une bonne réduction de l'effort tranchant, dans notre cas on possède que des câbles de la première famille. $2^\circ < \alpha < 20^\circ$

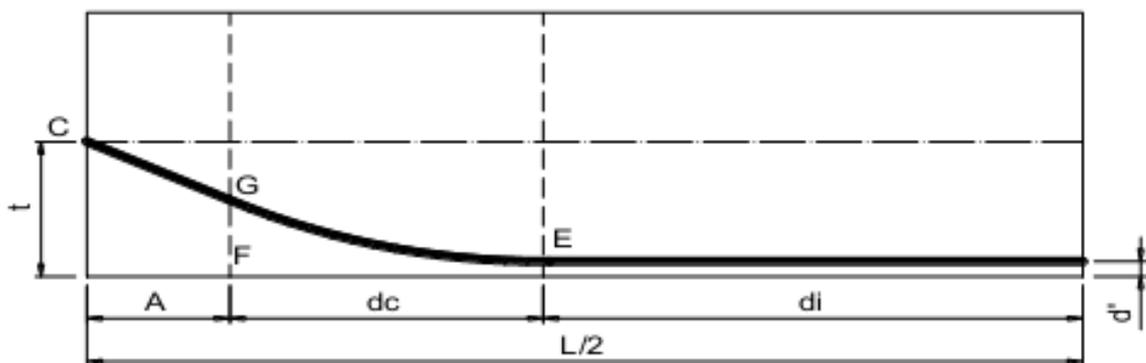


Fig. VII.1 : Tracé d'un câble

E : point de début de relevage.

t : hauteur du point « c » par rapport à la fibre inférieure.

EG : tronçon parabolique d'équation $y = ax^2$

GC : tronçon rectiligne pour permettre la transmission convenable d'effort entre l'appareil d'ancrage et le câble.

La pente du tronçon rectiligne GC doit être égale à la dérivée de $Y = a * x^2$ pour $x = d_c$

$$\text{Donc : } y' = (d_c) = 2 * a * d_c = \text{tg } \alpha \Rightarrow a = \frac{\text{tg} \alpha}{2 * d_c}$$

$$GC = a * d_c^2 = t - d' - GC * \sin \alpha$$

$$A = GC * \cos \alpha \Rightarrow GC = \frac{A}{\cos \alpha} \Rightarrow GC * \sin \alpha = A * \text{tg} \alpha$$

$$\Rightarrow a * d_c^2 = t - d' - A * \text{tg} \alpha \Leftrightarrow \frac{\text{tg} \alpha}{2 * d_c} * d_c^2 = t - d' - A * \text{tg} \alpha$$

$$d_c = \frac{2}{\text{tg} \alpha} * (t - d' - A * \text{tg} \alpha)$$

A : est choisi de manière à limiter la courbure de la gaine, soit $A = 1$ m, et on trouve :

$$d_c = \frac{2}{\text{tg} \alpha} * (t - \text{tg} \alpha - d')$$

c. Disposition des câbles :

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.

- Les ancrages des câbles seront disposés verticalement.
- L'enrobage minimal est pris égale : $c = 10$ cm.

Avec cette disposition, on aura :

$$P_1 + P_2 + P_3 = R \quad \text{Et} \quad P_1 = P_2 = P_3 = P$$

$$\sum M/\text{fibre inf} = 0 \Rightarrow R * V' = P_1 * d + P_2 * (d + a') + P_3 * (d + 2a')$$

Donc :

$$R * V' = P * (3d + 3a') \Rightarrow 3P * V' = P * (3d + 3a')$$

$$\Rightarrow V' = d + a'$$

$$a' = V' - d \Rightarrow 107 - 25 = 82 \text{ cm}$$

$$V - a' = 93 - 82 = 11 \text{ cm} > c = 10 \text{ cm.}$$

La disposition à adopter est donnée comme suit :

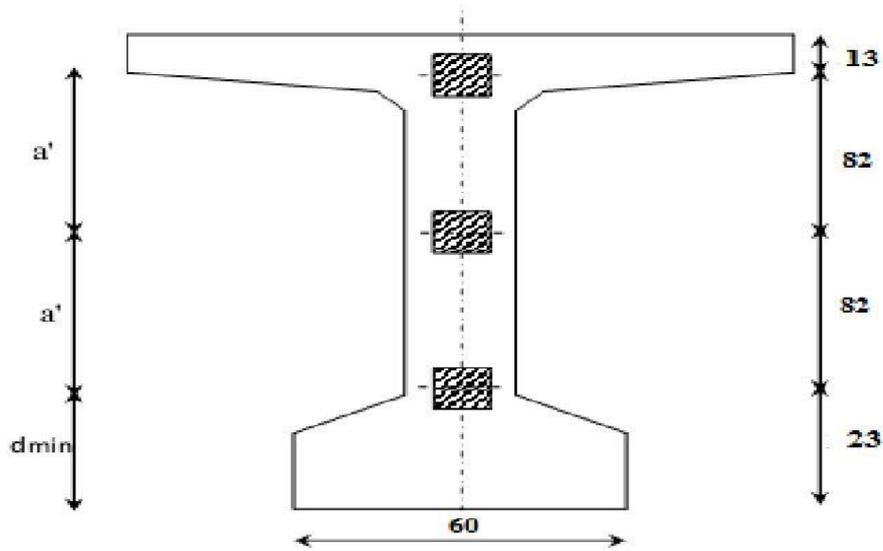


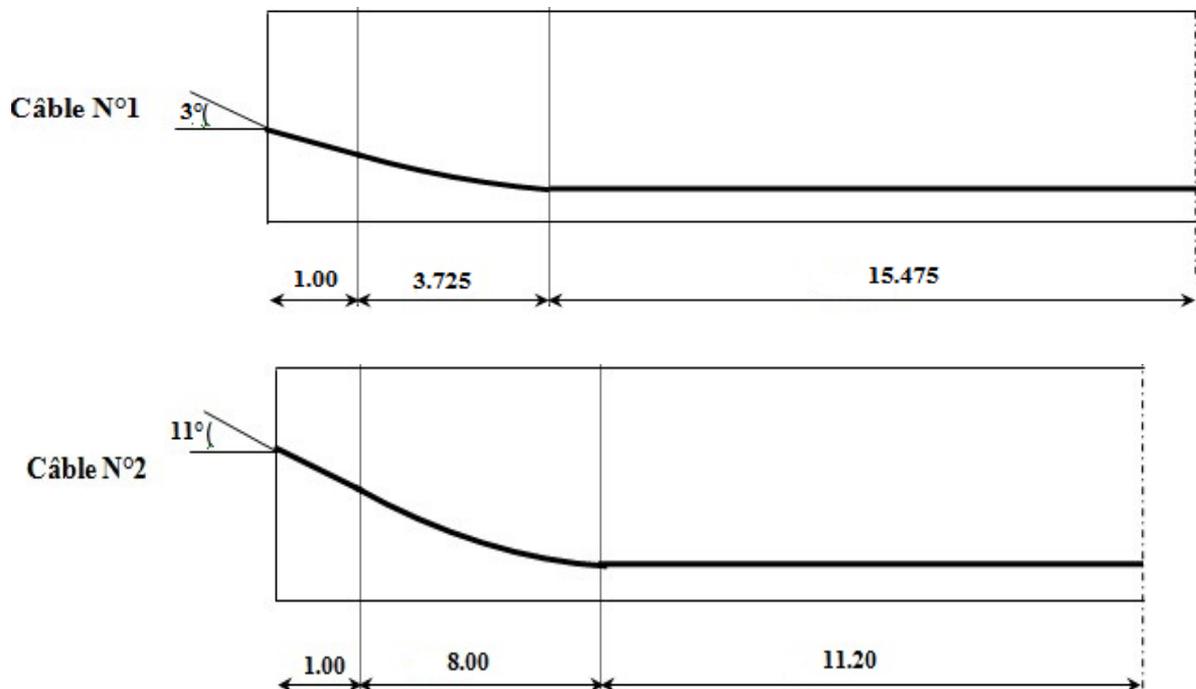
Fig. VII.2 : disposition des câbles

La disposition des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

	N° du câble	$\alpha(^{\circ})$	$\text{tg}\alpha$	d'	t	d_c	a
1 ^{er} famille	01	3	0.0524	0.10	0.23	3.725	0.00703
	02	11	0.194	0.10	1.07	8.00	0.012
	03	17	0.305	0.10	1.89	9.737	0.015

Tab.VII.2 : paramètre de calcul des câbles.

Tracé des câbles :



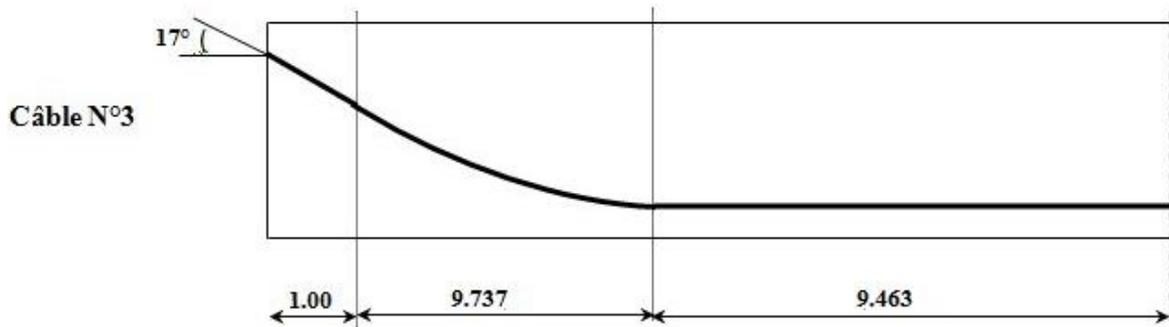


Fig. VII.3: Tracé des câbles (1, 2,3)

Longueur total du câble :

$$L_t = L_r + L_c + L_d$$

Avec :

L_r : Longueur du tronçon rectiligne permettant la transmission convenable des efforts.

L_d : Longueur du tronçon droit du câble.

L_c : Longueur du tronçon parabolique du câble.

$$L_c = \frac{1}{4 * a} * [\ln * (a * d_c + \sqrt{1 + (2 * d_c)^2}) + 2 * a * d_c * \sqrt{1 + (2 * d_c)^2}]$$

$$L_r = \frac{0.5 + A}{\text{Cos}\alpha}$$

$$L_d = L_i$$

N° du câble	Cos α	2ad _c	2ad _c $\sqrt{1 + (2d_c)^2}$	L _c (m)	L _r (m)	L _d (m)	$\frac{L_r}{2}$ (m)
01	0.9986	0.0523	1.0013	3.719	1.502	15.475	20.969
02	0.9816	0.192	1.0182	8.047	1.528	11.20	20.775
03	0.9563	0.292	1.1580	11.730	1.568	9.963	23.269

Tab.VII.3 : Récapitulatif des longueurs des câbles.

d. Câble moyen fictif :

Dans tout élément en béton précontraint, traversé par plusieurs câbles et dans toute section de ce dernier, on peut remplacer, d'une manière fictive, l'ensemble des câbles traversant ses sections par un seul, passant par le point d'application de la résultante des forces de précontraintes. Les points de passage du câble équivalant sont déterminés, dans chaque section, par le calcul de la distance e du centre de gravité des câbles à la fibre inférieure.

La position du câble moyen sera déterminée dans les différentes sections par les formules :

- Section d'appui : (trois câbles)

$$\left. \begin{array}{l} \text{câble 01 : } t_1 = 0.23 \text{ m} \\ \text{câble 02 : } t_2 = 1.07 \text{ m} \\ \text{câble 03 : } t_3 = 1.89 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{3} = \frac{0.23 + 1.07 + 1.89}{3} = 1.07 \text{ m}$$

- Section à X (m) de l'appui :

$$t_i = d' + a_i + x_i^2 \quad \text{Avec} \quad x_i = d_c$$

Exemple de calcul : section à 1m de l'about.

$$\left. \begin{array}{l} \text{câble 01 : } t_1 = d' + a_1 * x_1^2 = 0.197 \text{ m} \\ \text{câble 02 : } t_2 = d' + a_2 * x_2^2 = 0.868 \text{ m} \\ \text{câble 03 : } t_3 = d' + a_3 * x_3^2 = 1.522 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$\Rightarrow t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{3} = \frac{0.197 + 0.868 + 1.522}{3} = 0.862 \text{ m}$$

- Section médiane (0.5L) :

Dans cette section tous les câbles ne sont pas relevés :

$$t_1 = t_2 = t_3 = 0.10 \text{ m} \Rightarrow t_{\text{moy}} = \frac{\sum t_i}{3} = 0.10 \text{ m.}$$

VII-4) Calcul des caractéristiques géométriques des sections nettes :

Pour vérifier que le tracé des câbles est bon (les contraintes admissibles ne sont pas atteintes), on détermine les caractéristiques géométriques des sections particulières pour pouvoir tracer les fuseaux limites.

V-4-1) Composante de la précontrainte à la section d'appui :

Soit P la force de la précontrainte d'un câble :



Fig. VII.4: composantes de la force de précontrainte.

$$\begin{cases} V = \sum Z_i * P_i * \sin \alpha_i = P \sum \sin \alpha_i \\ N = \sum \cos \alpha_i * P_i * \cos \alpha_i = P \sum \cos \alpha_i \end{cases}$$

Avec :

P : force de précontrainte d'un câble.

Z : la distance du point d'application de la composante N par rapport au centre de gravité de la poutre.

Z_i : La distance du point d'application de la résultante N par rapport à la fibre inférieure de la section (Z_i = t_i).

$$P_i * \sum Z_i * \cos \alpha_i = NZ \Rightarrow Z = \frac{\sum Z_i * \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Avec :

$$N = P * \sum \cos \alpha_i$$

a. Section d'about (poutre seule) :

N° du câble	α °	Sin α	Cos α	Z _i	Z _i * Cos α	Z _i ² (m ²)
01	3	0.0523	0.998	0.23	0.249	0.0625
02	11	0.1908	0.981	1.07	1.049	1.145
03	17	0.292	0.956	1.89	1.806	3.572
Σ	/	/	2.935	3.21	3.104	4.779

Tab.VII.4 : Composantes de la précontrainte à l'about (poutre seule).

$$Z = \frac{\sum Z_i * \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i} = \frac{3.104}{2.935} = 1.057 \text{ m}$$

Pour tracer les fuseaux limites, il faut déterminer les caractéristiques géométriques de quelques sections particulières de la poutre, ceci en retranchant celles des gaines aux caractéristiques brutes.

$$B_{\text{gaine}} = \frac{n * \pi * \phi_{\text{gaine}}^4}{4}$$

Avec :

$$\phi_{\text{gaine}} = 8.5 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la gaine par rapport à l'axe (Δ) passant par la fibre inférieure de la poutre est donnée par :

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{n * \pi * \phi_{\text{gaine}}^4}{64} + \frac{\pi * \phi_{\text{gaine}}^4}{4} * \sum Z_i^2$$

$$I_g^{(\Delta)} = \frac{3 * \pi * 8.5^4}{64} + \frac{\pi * 8.5^4}{4} * 477.9 = 27887.161 \text{ cm}^4$$

Section de la gaine :

$$B_{\text{gaine}} = \frac{n * \pi * \phi_{\text{gaine}}^4}{4} = \frac{\pi * 8.5^4}{4} = 56.745 \text{ cm}^2$$

Dans notre cas : $B_{\text{gaine}} = n * 56.745 = 3 * 56.745 = 170.23 \text{ cm}^2$

$$S_{\Delta} = Z * B = 105.7 * 170.23 = 17993.311 \text{ cm}^3$$

Section d'about (poutre seule) :

Désignation	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ (cm ³)	I _(Δ) (cm ⁴)
Section brute	10477.5	105.7	1132770.17	164280545.3
Gaines	170.23		17993.311	27887.161
Section nette	10307.27		1114776.859	164252658.1

V'(cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
108.154	91.456	43684608.0380	42.84	-2.454

Tab.VII.5 : Caractéristiques de la section d'about sans hourdis.

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1114776.859}{10307.27} = 108.154 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' \Leftrightarrow V = 200 - 108.154 = 91.456 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 164252658.1 - \frac{1114776.859^2}{10307.27} = 43684608.0380 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B * V * V'} = \frac{43684608.0380}{10307.27 * 108.154 * 91.456} * 100 = 42.84\%$$

$$e_p = Z - V' = 105.7 - 108.154 = -2.454 \text{ cm.}$$

Section d'about (poutre + hourdis) :

On procède de la même manière que précédemment, les tableaux ci-dessous résument les valeurs calculés.

Désignation	B(cm ²)	Z(cm)	S _Δ (cm ³)	I _(Δ) (cm ⁴)
Section brute	13677.5	105.7	1804770.17	305507212
Gaines	170.23		17993.311	27887.161
Section nette	13507.3		1786776.859	305479324.8

V'(cm)	V (cm)	I _G (cm ⁴)	ρ (%)	e _p (cm)
132.28	67.72	69120702.67	44.10	-26.58

Tab.VII.6 : Caractéristiques de la section d'about + hourdis.

$$V' = \frac{S_{\Delta}}{B} = \frac{1786776.859}{13507.3} = 132.28 \text{ cm.}$$

$$V = h - V' \Leftrightarrow V = 220 - 132.28 = 87.72 \text{ cm}$$

$$I_G = I_{\Delta} - \frac{S_{\Delta}^2}{B} = 305479324.8 - \frac{1786776.859^2}{13507.32} = 69120702.67 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{I_G}{B * V * V'} = \frac{69120702.67}{13507.3 * 132.28 * 87.72} * 100 = 44.10\%$$

$$e_p = Z - V' = 105.7 - 132.28 = -26.58 \text{ cm.}$$

Pour les autres valeurs des caractéristiques des différentes sections, elles sont récapitulées dans le tableau suivant :

Section	Section d'appui		Section à 01 m de l'appui		Section médiane	
	Poutres seule	Poutres +hourdis	Poutres seule	Poutres +hourdis	Poutres seule	Poutres +hourdis
B(cm²)	10307.27	13507.3	10307.27	13507.3	6354.78	9554.77
V'(cm)	108.154	132.28	108.76	132.28	110.86	133.48
V (cm)	91.456	87.72	91.24	87.72	89.14	86.52
I_G(cm⁴)	43684608.038	69120702.67	42965505.01	68241318.63	31825031.57	64795970.54
ρ (%)	42.84	44.10	42.00	53.92	50.68	54.02
e_p (cm)	-2.454	-26.58	-22.56	-46.31	-100.86	-123.48

Tab.VII.7 : Récapitulatif des caractéristiques des différentes sections.

VII-5) Fuseaux limites :

Le fuseau limite est une zone limitée par 02 courbes dans laquelle doit toujours se situer le centre de pression des forces dans les sections.

VII-5-1) fuseau limite de traction :

C'est le fuseau à l'intérieur duquel doit se trouver le tracé du câble équivalent pour qu'il n'ait pas de traction (quel que soit le cas de charge). Pour cela il faut que :

$$-C' - \frac{M_{\min}}{P} \leq e_p \leq C - \frac{M_{\max}}{P}$$

Avec :

$$C' = \rho * V'$$

$$C = \rho * V$$

$$e_0 = e_p + \frac{M}{N}$$

C', C : Limite du noyau central.

e_p : Excentricité du câble moyen.

M_{min} : Moment du aux charges permanentes.

M_{max} : Moment du aux charges permanentes et aux surcharges.

$$P = P_i * \sum \text{Cos}\alpha_i$$

P : tension finale probable dans le câble

$$P_i = 0.68 * P_0 = 0.68 * 2378.88 = 1617.63 \text{ KN}$$

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

Section	0.00 L	0.25 L	0.50 L
M_{\max} (t.m)	0.00	550.2	733.6
M_{\min} (t.m)	0.00	380.7	507.6
P(t)	475.02	485.28	485.28
ρ (%)	44.10	54.02	54.02
C' (cm)	39.173	72.145	72.145
C (cm)	70.00	39.93	39.93
$\frac{M_{\max}}{P}$	00.00	113.377	151.169
$\frac{M_{\min}}{P}$	00.00	78.45	104.53
$-C' - \frac{M_{\min}}{P}$ (I)	-70.00	-150.60	-176.63
$C - \frac{M_{\max}}{P}$ (II)	39.17	-77.44	-115.23
e_p	-2.454	-123.45	-123.45
(I) $\leq e_p \leq$ (II)	$-70 \leq -2.454 \leq 39.17$	$-114.38 \leq -123.45 \leq -73.45$	$-176.63 \leq -123.45 \leq -111.24$
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tab.VII.8 : Caractéristiques du fuseau limite de traction (poutre + hourdis).

VII-5-2) fuseau limite de compression :

C'est le domaine à l'intérieure duquel doit se trouver le câble moyen pour que les contraintes limites de compression soient respectées en tout point. Il est tracé à partir de l'expression suivante :

$$-a' - \frac{M_{\min}}{P} \leq e_p \leq a - \frac{M_{\max}}{P}$$

Avec :

$$a' = \min(e_1 ; e_2)$$

$$a' = \min(e'_1 ; e'_2)$$

$$-e'_1 = \rho * V * \left(1 - \bar{\sigma}_c * \frac{B}{P}\right)$$

$$-e'_2 = \rho * V' * \left(-1 + \bar{\sigma}_t * \frac{B}{P}\right)$$

$$e_1 = \rho * V * \left(1 - \bar{\sigma}_t * \frac{B}{P}\right)$$

$$e_2 \stackrel{\text{Avec}}{=} \rho * V' * \left(-1 + \bar{\sigma}_c * \frac{B}{P}\right)$$

La vérification des sections est résumée dans le tableau suivant :

$\bar{\sigma}_{c_s} = \bar{\sigma}_{c_i}$	27	27	27
$\bar{\sigma}_t$	3.3	3.3	3.3
M_{\max} (t.m)	0.00	550.2	733.6
M_{\min} (t.m)	0.00	380.7	507.6
P(t)	475.02	485.28	485.28
$-e'_1$	-177.32	-82.11	-82.11
$-e'_2$	-17.9	37.91	37.91
a'	-177.32	-132.11	-82.11
e_1	20.34	40.86	40.86
e_2	90.91	20.10	20.10
a	-15.72	74.15	74.15
$-a' - \frac{M_{\min}}{P}$ (I)	-177.32	-132.11	-128.11
$a - \frac{M_{\max}}{P}$ (II)	-15.72	85.65	67.52
e_p	-21.44	-123.45	-123.45
(I) $\leq e_p \leq$ (II)	$-177.32 \leq -21.44 \leq -15.72$	$-132.11 \leq -123.45 \leq 85.65$	$-128.01 \leq -123.45 \leq 67.52$
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tab.VII.9 : Caractéristiques du fuseau limite de compression.

VII-6) Les pertes de précontrainte :

Les pertes de tension sont liées au comportement des matériaux, au mode de précontrainte et aux procédés de mise en tension

Les pertes instantanées :

Qui se produisent lors de la mise en tension. Elles sont dues principalement aux frottements du câble sur la gaine, au tassement des organes d'ancrage et au non simultanément de mise en tension des câbles.

Les pertes différées :

Qui se produisent dans temps plus aux moins long. Elles sont dues au retrait et au fluage du béton et à la relaxation des armatures.

VII-6-1) Les pertes instantanées :

a. Perte par frottement :

Lors de la mise en tension de câbles, celui-ci se plaque contre la génératrice concave de la gaine, dans la partie courbe de son tracé. Il en résulte un frottement mutuel qui réduit progressivement la tension du câble à partir de l'extrémité active.

La tension en un point d'abscisse X, après la mise en tension est :

$$\sigma_p = \sigma_{p_0} * e^{(-f*\alpha - \varphi*x)}$$

Avec :

σ_{p_0} : Tension à l'origine $\sigma_{p_0} = 1416 \text{ Mpa}$

f : Coefficient de frottement angulaire $f = 0.18 \text{ rd}^{-1}$

α : Sommes des angles du point d'abscisse (x) à l'ancrage.

φ : Coefficient de frottement linéaire $\varphi = 2 * 10^{-3} \text{ m}^{-1}$

Donc la perte par frottement est :

$$\Delta\sigma_{\varphi}(x) = \sigma_{p_0} - \sigma_{p_0} * e^{(-f*\alpha - \varphi*x)}$$

Section	0.00 L	0.04 L	0.25 L	0.5 L
Abscisse	0.00	1.00	10.1	20.2
Câble 01	0.00	0.00	0.05236	0.05236
Câble 02	0.00	0.00	0.19198	0.19198
Câble 03	0.00	0.00	0.29671	0.29671

Tab.VII.10 : les différentes valeurs de α (rd)

Section	$\Delta\sigma_{\varphi}(x)$ (Mpa)			
	0.00 L	0.04 L	0.25 L	0.5 L
Abscisse	0.00	1.00	10.1	20.2
Câble 01	0.00	2.83	41.33	68.82
Câble 02	0.00	2.83	75.45	102.25
Câble 03	0.00	2.83	100.48	126.79
Valeurs moyen des 03 câbles	0.00	2.83	72.42	99.28

Tab.VII.11: les valeurs des pertes par frottement dans les différentes sections.

b. Perte par recul d'ancrage:

À la mise en tension, l'effort de traction se transfère à l'ancrage, il se produit un léger mouvement du câble vers le béton dû à la déformation du mécanisme d'ancrage et à son léger glissement. Il y'a perte de tension.

L'importance du recule d'ancrage dépend du procédé utilisé.

La perte de tension due à ce recul n'apparaît que sur une distance « x » qu'on appelle longueur d'influence. Au-delà de cette longueur, elles sont équilibrées par les frottements entre la gaine et le câble.

Câble N° 01 :

La tension à l'origine $\sigma_{p_0} = \sigma_A = 1416 \text{ Mpa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p_0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x)$$

$$\sigma_A = \sigma_{p_0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1416 \text{ Mpa} \text{ (Avec } \alpha = 0 \text{ tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1416 * (1 - 0.18 * 0 - 0.002 * 1) = 1413.168 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1416 * (1 - 0.18 * 0.05236 - 0.002 * 4.725) = 1389.27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1416 * (1 - 0.18 * 0.05236 - 0.002 * 20.2) = 1345.45 \text{ Mpa}$$

Calcul des aires :

$$S_1 = [\sigma_A - \sigma_B] * \frac{AB}{2} = [1416 - 1413.168] * \frac{1}{2} = 1.416 \text{ Mpa. m}$$

$$S_2 = [\sigma_B - \sigma_C] * AB = [1413.168 - 13389.27] * 1 = 23.898 \text{ Mpa. m}$$

$$S_3 = [\sigma_B - \sigma_C] * \frac{BC}{2} = [1413.168 - 1389.27] * \frac{3.725}{2} = 44.51 \text{ Mpa. m}$$

$$S_4 = [\sigma_C - \sigma_D] * AC = [1389.27 - 1345.45] * 4.725 = 207.049 \text{ Mpa. m}$$

$$S_5 = [\sigma_C - \sigma_D] * \frac{CD}{2} = [1389.27 - 1345.45] * \frac{15.475}{2} = 339.057 \text{ Mpa. m}$$

On a :

$$S = 2 * \sum S_i = 2 * 615.98 = 1231.96 \text{ Mpa. m}$$

D'autre part on a pour les T 15 un recul d'ancrage de 05 mm.

$$g * E_p = 5 * 10^{-3} * 1.9 * 10^5 = 950 \text{ Mpa. m}$$

$\Rightarrow g * E_p < S$: Donc le point « M » n'appartient pas à BC, le point « M » appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence)

$$g * E_p = S \text{ Aire (ABCMC'B'A')}$$

$$S_1 = 1.416 \text{ Mpa. m}$$

$$S_2 = 23.898 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = 44.51 \text{ Mpa. m}$$

$$S_4 = [\sigma_C - \sigma_m] * AC = [1389.27 - \sigma_m] * 4.725$$

$$S_5 = [\sigma_C - \sigma_m] * \left(\frac{x - 4.725}{2}\right) = [1389.27 - \sigma_m] * \left(\frac{x - 4.725}{2}\right)$$

$$\frac{1}{2}S = 69.824 + \left[(1389.27 - \sigma_m) * \left(4.725 + \frac{(x - 4.725)}{2}\right) \right]$$

$$S = 139.648 + (1389.27 - \sigma_m) * (4.725 + x)$$

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \sigma_{p_0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1416 * (1 - 0.18 * 0.05236 - 0.002x) \\ &= 1402.65 - 2.832 x \end{aligned}$$

$$\sigma_m = 1402.65 - 2.832 x$$

$$S = 139.648 + [(1389.27 - (1402.65 - 2.832x) * (4.725 + x))]$$

$$2.832 * x^2 - 90.308 = 0 \quad x = 5.646 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 1402.65 - (2.832 * 5.646) = 1386.66 \text{ MPa.m}$$

$$\sigma_m = 1386.66 \text{ Mpa.m}$$

Câble N° 02 :

La tension à l'origine $\sigma_{p_0} = \sigma_A = 1416 \text{ Mpa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p_0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x)$$

$$\sigma_A = \sigma_{p_0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1416 \text{ Mpa (Avec } \alpha = 0 \text{ tronçon rectiligne)}$$

$$\sigma_B = 1416 * (1 - 0.18 * 0 - 0.002 * 1) = 1413.168 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1416 * (1 - 0.18 * 0.19198 - 0.002 * 4.725) = 1314.580 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1416 * (1 - 0.18 * 0.19198 - 0.002 * 20.2) = 11309.86 \text{ Mpa}$$

Calcul des aires :

$$S_1 = [\sigma_A - \sigma_B] * \frac{AB}{2} = [1416 - 1413.168] * \frac{1}{2} = 1.416 \text{ Mpa.m}$$

$$S_2 = [\sigma_B - \sigma_C] * AB = [1413.168 - 1341.580] * 1 = 71.588 \text{ Mpa.m}$$

$$S_3 = [\sigma_B - \sigma_C] * \frac{BC}{2} = [1413.168 - 1341.580] * \frac{8.00}{2} = 286.352 \text{ Mpa.m}$$

$$S_4 = [\sigma_C - \sigma_D] * AC = [1341.580 - 1309.86] * 9.00 = 285.48 \text{ Mpa.m}$$

$$S_5 = [\sigma_C - \sigma_D] * \frac{CD}{2} = [1341.580 - 1309.86] * \frac{11.20}{2} = 177.632 \text{ Mpa.m}$$

On a :

$$S = 2 * \sum S_i = 2 * 822.468 = 1644.936 \text{ Mpa.m}$$

D'autre part on a pour les T 15 un recul d'ancrage de 05 mm.

$$g * E_p = 5 * 10^{-3} * 1.9 * 10^5 = 950 \text{ Mpa.m}$$

$\Rightarrow g * E_p < S$: Donc le point « M » n'appartient pas à BC, le point « M » appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence)

$$g * E_p = S \text{ Aire (ABCMC'B'A')}$$

$$S_1 = 1.416 \text{ Mpa. m}$$

$$S_2 = 71.588 \text{ MPa. m}$$

$$S_3 = 286.352 \text{ Mpa. m}$$

$$S_4 = [\sigma_C - \sigma_m] * AC = [1341.580 - \sigma_m] * 9.00$$

$$S_5 = [\sigma_C - \sigma_m] * \left(\frac{x - 4.725}{2}\right) = [1341.580 - \sigma_m] * \left(\frac{x - 9.00}{2}\right)$$

$$\frac{1}{2}S = 395.350 + \left[(1341.580 - \sigma_m) * \left(9.00 + \frac{(x - 9.00)}{2} \right) \right]$$

$$S = 718.7 + (1341.580 - \sigma_m) * (9.00 + x)$$

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \sigma_{p_0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1416 * (1 - 0.18 * 0.19198 - 0.002x) \\ &= 1367.068 - 2.832 x \end{aligned}$$

$$\sigma_m = 1367.068 - 2.832 x$$

$$S = 718.7 + [(1341.580 - (1367.068 - 2.832x)) * (9.00 + x)]$$

$$2.832 * x^2 - 489.308 = 0 \quad x = 13.144 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 1367.068 - (2.832 * 13.144) = 1377.38 \text{ MPa. m}$$

$$\sigma_m = 1329.84 \text{ Mpa. m}$$

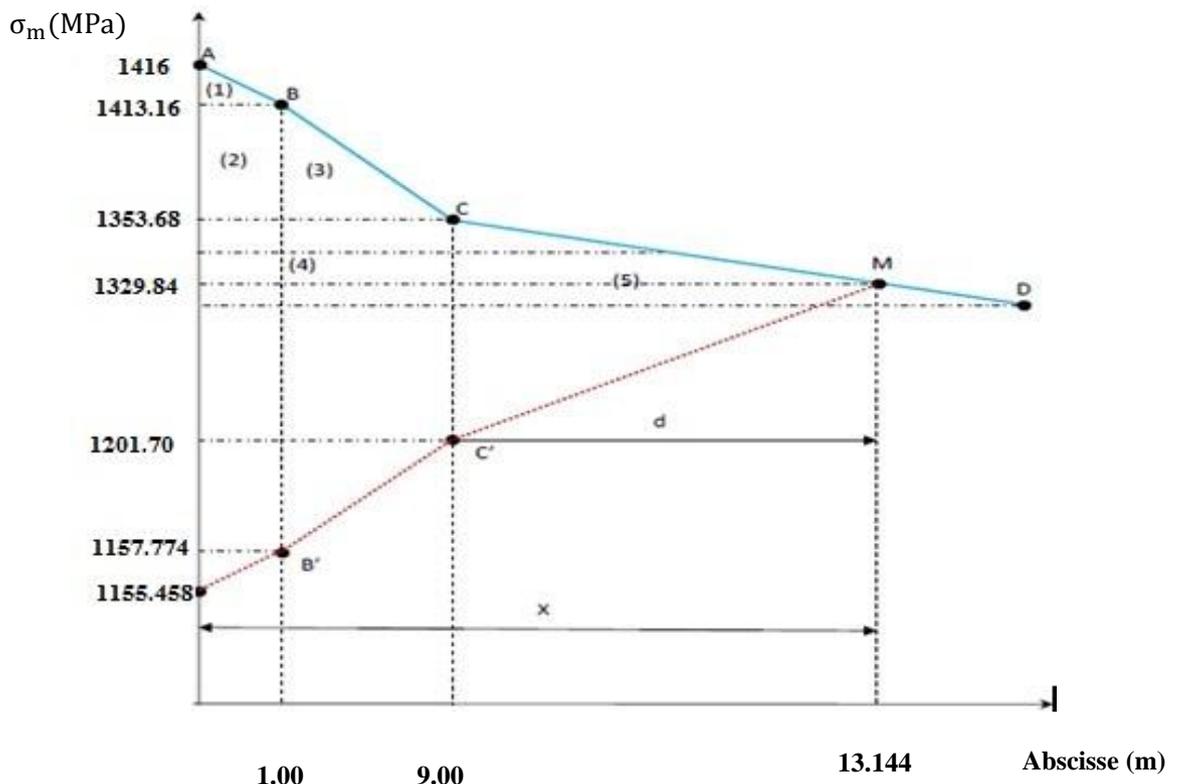


Fig. VII.5: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°2

Câble N° 03 :

La tension à l'origine $\sigma_{p_0} = \sigma_A = 1416 \text{ Mpa}$

$$\sigma_i = \sigma_{p_0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x)$$

$$\sigma_A = \sigma_{p_0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1416 \text{ Mpa} \quad (\text{Avec } \alpha = 0 \text{ tronçon rectiligne})$$

$$\sigma_B = 1416 * (1 - 0.18 * 0 - 0.002 * 1) = 1413.168 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_C = 1416 * (1 - 0.18 * 0.29671 - 0.002 * 10.737) = 1309.96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_D = 1416 * (1 - 0.18 * 0.29671 - 0.002 * 20.2) = 1283.168 \text{ Mpa}$$

Calcul des aires :

$$S_1 = [\sigma_A - \sigma_B] * \frac{AB}{2} = [1416 - 1413.168] * \frac{1}{2} = 1.416 \text{ Mpa. m}$$

$$S_2 = [\sigma_B - \sigma_C] * AB = [1413.168 - 1309.96] * 1 = 103.208 \text{ Mpa. m}$$

$$S_3 = [\sigma_B - \sigma_C] * \frac{BC}{2} = [1413.168 - 1309.96] * \frac{9.737}{2} = 502.468 \text{ Mpa. m}$$

$$S_4 = [\sigma_C - \sigma_D] * AC = [1309.96 - 1283.168] * 10.737 = 287.665 \text{ Mpa. m}$$

$$S_5 = [\sigma_C - \sigma_D] * \frac{CD}{2} = [1309.96 - 1283.168] * \frac{9.463}{2} = 126.766 \text{ Mpa. m}$$

On a :

$$S = 2 * \sum S_i = 2 * 1021.523 = 2043.046 \text{ Mpa. m}$$

D'autre part on a pour les T 15 un recul d'ancrage de 05 mm.

$$g * E_p = 5 * 10^{-3} * 1.9 * 10^5 = 950 \text{ Mpa. m}$$

$\Rightarrow g * E_p < S$: Donc le point « M » n'appartient pas à BC, le point « M » appartient à CD.

Détermination de x (longueur d'influence)

$$g * E_p = S \text{ Aire (ABCMC'B'A')}$$

$$S_1 = 1.416 \text{ Mpa. m}$$

$$S_2 = 103.208 \text{ Mpa. m}$$

$$S_3 = 502.468 \text{ Mpa. m}$$

$$S_4 = [\sigma_c - \sigma_m] * AC = [1309.96 - \sigma_m] * 10.737$$

$$S_5 = [\sigma_c - \sigma_m] * \left(\frac{x - 4.725}{2}\right) = [1309.96 - \sigma_m] * \left(\frac{x - 10.737}{2}\right)$$

$$\frac{1}{2}S = 607.092 + \left[(1309.96 - \sigma_m) * \left(10.737 + \frac{(x - 10.737)}{2}\right) \right]$$

$$S = 1214.184 + (13099.96 - \sigma_m) * (10.737 + x)$$

$$\begin{aligned} \sigma_m &= \sigma_{p_0} * (1 - f * \alpha - \varphi * x) = 1416 * (1 - 0.18 * 0.19198 - 0.002x) \\ &= 1340.37 - 2.832 x \end{aligned}$$

$$\sigma_m = 1340.37 - 2.832 x$$

$$S = 1214.148 + [(1309.96 - (1340.37 - 2.832x) * (10.737 + x))]$$

$$2.832 * x^2 - 887.672 = 0 \quad x = 17.704 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 1340.37 - (2.832 * 17.704) = 1290.232 \text{ MPa.m}$$

$$\sigma_m = 1290.232 \text{ Mpa.m}$$

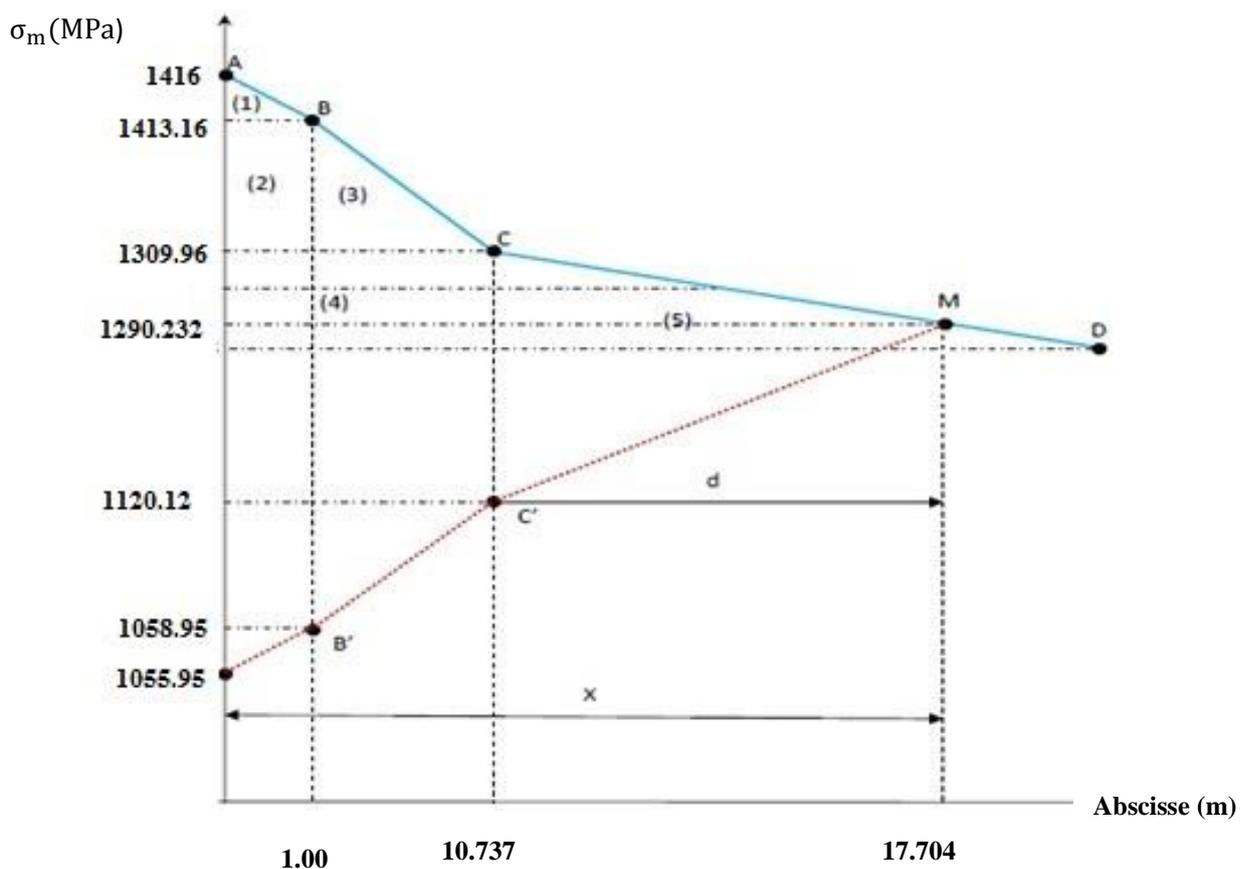


Fig. VII.6: Diagramme de chute de tension avant et après blocages dans le câble N°3

Section	0.00 L	0.025L	0.25 L	0.5 L
Abscisse (m)	0.00	1.00	10.1	20.2
Câble N° 01	113.53	108.07	5.22	0.00
Câble N°02	260.542	255.386	47.68	0.00
Câble N°03	360.05	345.108	39.456	0.00
Valeur moyenne des 03 câbles	244.71	236.188	30.785	0.00

Tab.VII.12: Récapitulatif des pertes par recul d'ancrage.

c. Les pertes par raccourcissement instantané du béton :

Supposons qu'une poutre soit armée avec plusieurs câbles de précontrainte, la mise en tension des câbles ne pouvant s'effectuer que câble par câble, la mise en tension du deuxième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et du premier câble ; de même la mise en tension du troisième câble va entraîner un raccourcissement de la poutre et des deux premiers câbles et ainsi de suite, la mise en tension des câbles se fera au 14^{ème} jour.

c .1. Les pertes des câbles :

Chaque câble subit une perte moyenne due au non simultanété de mise en tension :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{n-1}{2n} * \sigma_{b_n}(x) * \frac{E_p}{E_{ij}} \rightarrow (\text{BPEL art 3.3.13})$$

Avec :

$\Delta\sigma_{p_i}(x)$: Perte de tension moyenne de n câbles

$\sigma_{b_n}(x)$: Contrainte de compression du béton due à l'ensemble des câbles traversant la section d'abscisse (x) calculées au niveau du câble moyen.

E_{ij} : Module instantané de déformation de béton j jours

$$\sigma_{b_n}(x) = \frac{M_g * e_p}{I_G} + n * A_p * \frac{\sigma_{p_i}}{B} * \left(1 + \frac{B * (e_p)^2}{I_G} \right)$$

Avec :

I_G : Inertie de la poutre seule.

e_p : Excentricité du câble équivalent à la section considérée.

$M_g(x)$: Moment dû au poids propre la poutre à l'abscisse « x ».

$\sigma_{p_i}(x)$: Contrainte normale dans le câble après toute perte déjà déterminée.

$$\sigma_{p_i} = \sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x) - \Delta\sigma_{p_i}(x)$$

Après développement la formule précédente s'écrit sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{p_i}(x) = \frac{E_p}{3 * E_{bij}} * \frac{M_g * e_p}{I_G} + \frac{E_p}{3 * E_{bij}} * \frac{n * A_p (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{\varphi}(x) - \Delta\sigma_g(x))}{B} * \left[1 + \frac{B * (e_p)^2}{I_G} \right]$$

Exemple de calcul : Section d'about.

Caractéristiques géométriques de la section nette :

$$B = 10307.28 \text{ cm}^2$$

$$f_{c_{14}} : 38.14 \text{ Mpa}$$

$$E_{ij} = 37023.85 \text{ Mpa}$$

$$A_p : 1680 \text{ mm}^2$$

$$e_p = -2.454 \text{ cm}$$

$$E_p = 190\,000 \text{ Mpa}$$

$$q = 2.152 \text{ t/ml}$$

$$M_g = \frac{q * x}{8} * (L - x) \text{ à } x = 0 \Leftrightarrow M_g = 0$$

$$\Delta\sigma_{p_i}(0) =$$

$$\frac{1.9 * 10^5}{3 * (37023.85)} * \left(\frac{3 * 1680 * (1416 - 244.71)}{10307.27 * 10^2} \right) * \left(1 + \frac{10307.27 * 10^2 * (2.454)^2}{43684608.038} \right) = 11.189 \text{ Mpa}$$

$$\Delta\sigma_{p_i}(0) = 11.189 \text{ Mpa}$$

Nous donnons ci-après les valeurs des pertes par raccourcissement instantané du béton dans les différentes sections de la poutre.

Les câbles	Sections	0.00 L	0.25 L	0.5 L
	$\Delta\sigma_{p_i}(x)$ [Mpa]		11.189	27.58

Tab.VII.13: Pertes par raccourcissement instantané du béton des différentes sections

d. Pertes instantanées totales « $\Delta\sigma_i(x)$ » :

$$\Delta\sigma_i(x) = \Delta\sigma_{\varphi}(x) + \Delta\sigma_g(x) + \Delta\sigma_{p_i}(x)$$

Les pertes instantanées totales pour tous les câbles à différentes sections sont données dans le tableau suivant :

Sections	0.00L	0.25 L	0.50 L
Abcisse	0.00	10.1	20.2
Câble N° 01	124.709	74.13	92.05
Câble N° 02	271.731	150.71	126.28
Câble N° 03	371.689	167.51	150.82
Valeurs moyenne De 03 câbles	256.043	130.783	123.31

Tab.VII.14: Pertes instantanées totales des différentes sections.

La tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections est donnée dans le tableau suivant :

Sections	0.00L	0.25 L	0.50 L
Abscisse	0.00	10.1	20.2
Câble N° 01	1291.291	1341.87	1323.95
Câble N° 02	1144.269	1265.29	1289.72
Câble N° 03	1044.311	1248.49	1265.18
Valeurs moyenne De 03 câbles	1159.957	1285.21	1292.683

Tab.VII.15: la tension initiale probable pour chaque câble dans les différentes sections

VII-6-2) Les pertes différées :

Les pertes différées sont dues à l'évolution dans le temps de l'état de déformation et des contraintes des matériaux en présence : retrait, fluage du béton et relaxation des aciers.

a. Pertes dues au retrait du béton « B.P.E.L 91 Art. 3.3.21 » :

Indépendamment de tout chargement, le béton subit par retrait un raccourcissement qui à pour conséquence de détendre les armatures de précontraintes, donc chute de tension.

Cette perte de tension engendrée par le retrait est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_r = \varepsilon_r * [1 - r(t_0)] * E_p$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} r(t) = \frac{t_0}{t_0 + 9 * r_m} \\ r_m = \frac{B}{\mu} = \frac{\text{section}}{\text{périmètre extérieur}} \end{array} \right.$$

r_m : Rayon moyen de la section.

t_0 : Âge du béton à la mise en tension des câbles.

ε_r : Le retrait du béton tel que : $\varepsilon_r(t) = \varepsilon_r * r(t) = 3 * 10^{-4}$ (nord Algérien)

Section d'about :

$$\left. \begin{array}{l} B = 10307.27 \text{ cm}^2 \\ \text{périmètre} = 585 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow r_m = \frac{10307.27}{585} = 17.61 \text{ cm}$$

Section médiane :

$$\left. \begin{array}{l} B = 6354.78 \text{ cm}^2 \\ \text{périmètre} = 585 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow r_m = \frac{6354.78}{585} = 10.86 \text{ cm}$$

Pertes dans les câbles :

Les trois (03) câbles sont mis en tension à $t_0 = 14$ jour

Après le coulage de la poutre :

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 * 17.61} = 0.081 \quad (\text{section d'about})$$

$$r(14) = \frac{14}{14 + 9 * 10.86} = 0.125 \quad (\text{section médiane})$$

Section d'about :

$$\Delta\sigma_r = 3 * 10^{-4} * [1 - 0.081] * 1.9 * 10^5 = 52.383 \text{ Mpa}$$

Section médiane :

$$\Delta\sigma_r = 3 * 10^{-4} * [1 - 0.125] * 1.9 * 10^5 = 49.875 \text{ Mpa}$$

b. Pertes dues à la relaxation des câbles « Art 3.3.2.3 B.P.E.L » :

La relaxation de l'acier est un relâchement de tension à longueur, elle dépend de la nature de l'acier et de son traitement.

La perte par relaxation est donnée par la formule simplifiée (B.P.E.L) suivante :

$$\sigma_p(x) = \frac{6}{100} * \rho_{1000} * \left[\frac{\sigma_{p_i}(x)}{f_{prg}} - \mu_0 \right] * \sigma_{p_i}(x) \quad (\text{Art 3.3.2.3B. P. E. L})$$

Avec :

$\mu_0 = 0.43$: Armature TBR (très basse relaxation).

ρ_{1000} : 2.5 % valeur de relaxation à 1000 heures.

$\sigma_{p_i}(x)$: Tension initiale probable (après toutes les pertes instantanées).

$f_{prg} = 1860 \text{ Mpa}$: contrainte de rupture garantie.

σ_{p_0} : 1416 Mpa

Exemple de calcul 0.25 L :

$$\sigma_{p_i}(0.25 L) = 1285.21 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p(x) = \frac{6}{100} * 2.5 * \left[\frac{1285.21}{1860} - 0.43 \right] * 1285.21 = 50.310 \text{ Mpa}$$

	Sections	0.00 L	0.25 L	0.5 L
Les câbles	$\Delta\sigma_{p_i}(x)$ [Mpa]	1159.957	1285.21	1292.683
	$\Delta\sigma_p(x)$ [Mpa]	33.690	50.310	51.094

Tab.VII.16: pertes par relaxation dans les câbles.

c. Pertes dues au fluage « Art 3.3.2.2 B.P.E.L 91 » :

Le béton subit un raccourcissement progressif de fluage lorsqu'il est soumis à une contrainte de compression permanent, les câbles étant ancrés dans le béton vont subir le même raccourcissement donc une diminution de leur tension.

La perte de tension due au fluage proposée par le B.P.E.L 91 est la suivante :

$$\Delta\sigma_r = (\sigma_b - \sigma_m) * \frac{E_p}{E_{bij}}$$

Avec :

σ_b : Contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen.

σ_m : Contrainte maximale de compression du béton au niveau de câble moyen.

j : L'âge du béton armé a la mise en tension.

Pertes dans les câbles :

$$\sigma_m = M_g * \frac{e_p}{I_G} + \sigma_{p_i}(x) * n * \frac{A_p}{B} * \left[1 + e_p^2 * \frac{B}{I_G} \right]$$

Avec :

$\sigma_{p_i}(x)$: Contrainte après tout instantané.

$$M_g = \frac{q * L^2}{8} = \frac{2.152 * 40.4^2}{8} = 439.051 \text{ t.m}$$

$$I_G = 31825031.51 \text{ cm}^4$$

$$e_p = -100.86 \text{ cm}$$

$$\sigma_{p_i}(0.5L) = 1292.683 \text{ Mpa}$$

$\sigma_m =$

$$\frac{439.051 * (-100.86) * 10^4}{31825031.57} + \frac{1292.683 * 3 * 1680}{6354.78 * 10^2} * \left[1 + \frac{6354.78 * (-100.86)^2}{31825031.57} \right]$$

$$= 17.163 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_m = 17.163 \text{ Mpa}$$

D'après le B.P.E.L la perte différée total :

$$\Delta\sigma_d = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} * \Delta\sigma_p \Leftrightarrow \Delta\sigma_d = 49.875 + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} * 51.094$$

$$= 92.245 + \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_d = 92.245 + \Delta\sigma_{fl}$$

La contrainte dans le béton est obtenue lorsque toutes les pertes sont produites donc :

$$\sigma_b(0.5L) = \frac{M_g * e_p}{I_G} + n * A_p * \frac{[\sigma_{p_i}(0.5L) - \Delta\sigma_d(0.5L)]}{B} * \left[1 + \frac{B * e_p^2}{I_G} \right]$$

Avec :

$$\sigma_{p_i}(0.5L) - \Delta\sigma_d(0.5L) = \sigma_{\infty}(0.5L) : \text{Tension finale probable à la section médiane.}$$

La formule peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) = \left[2 * \sigma_m(0.5L) - n * A_p * \frac{\Delta\sigma_d(0.5L)}{B} * \left(1 + \frac{B * e_p^2}{I_G} \right) \right] * \frac{E_p}{E_{b_{ij}}}$$

$$\Delta\sigma_{fl}(0.5L) =$$

$$\left[2 * 17.163 - 3 * 1680 * \frac{(92.245 + \Delta\sigma_{fl})}{6354.78 * 10^2} * \left(1 + \frac{6354.78 * (-100.76)^2}{31825031.57} \right) \right] * \left(\frac{1.9 * 10^5}{37023.85} \right)$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 164.732 + 0.1137 * \Delta\sigma_{fl}$$

$$\Delta\sigma_{fl} = 147.906 \text{ Mpa}$$

On procèdera de la même manière pour trouver la perte due au fluage dans les autres sections et les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Les câbles	Sections	0.00 L	0.25 L	0.5 L
	Abscisse (m)	0.00	10.1	20.2
	$\Delta\sigma_d$ [Mpa]	$80.458 + \Delta\sigma_{fl}$	$91.8 + \Delta\sigma_{fl}$	$92.245 + \Delta\sigma_{fl}$
	M_g [t. m]	0.00	329.288	439.051
	$\sigma_{p_i}(x)$ [Mpa]	1159.957	1285.21	1292.683
	$\sigma_m(x)$ [Mpa]	5.679	20.460	17.163
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ [Mpa]	55.512	192.25	147.906

Tab.VII.17: pertes par fluage dans les câbles.

Les pertes différées totales sont données par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_d(x) = \Delta\sigma_r + \Delta\sigma_{fl} + \frac{5}{6} * \Delta\sigma_p$$

Pour calculer la perte totale à une instante donnée intermédiaire, on utilise la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{diff} = r(t) * \Delta\sigma_{diff}$$

Les câbles	Sections	0.00 L	0.25 L	0.5 L
	Abscisse (m)	0.00	10.1	20.2
	$\Delta\sigma_r$ [Mpa]	52.383	49.875	49.875
	$\Delta\sigma_{p_i}(x)$ [Mpa]	33.690	50.310	51.094
	$\Delta\sigma_{fl}(x)$ [Mpa]	55.512	192.25	147.906
	$\sigma_{diff}(x)$ [Mpa]	135.97	284.05	240.360

Tab.VII.18: pertes différées totales des différentes sections.

La tension finale probable :

Le pourcentage de pertes :

$$\frac{\sigma_{p_0} - \sigma_{\infty}}{\sigma_{p_0}} * 100$$

$$\Delta\sigma_{\infty} = \sigma_{p_i}(x) - \Delta\sigma_{diff}(x)$$

Avec :

$\Delta\sigma_{\text{diff}}(x)$: Pertes différée finale.

$\sigma_{p_i}(x)$: Tension initiale probable (après pertes instantané).

Sections	0.00 L	0.25 L	0.5 L
Abscisse (m)	0.00	10.1	20.2
$\Delta\sigma_{\infty}$ [Mpa]	1024.00	1001.16	1052.323
% de perte	27.68	29.29	25.68

Tab.VII.19: pourcentage des pertes.

Conclusion :

Nous remarquons que la perte totale varie entre 25% de σ_{p_0} et 29% de σ_{p_0} , ces pertes ne dépassent pas celle prise en compte pour déterminer l'effort de précontrainte initiale P_0 (32% de σ_{p_0}).

Chapitre VIII

Justification des contraintes normales

Introduction :

La justification de la stabilité d'un élément d'une structure doit obligatoirement comprendre deux vérifications, vis-à-vis de l'E.L.U et l'E.L.S.

Les vérifications à l'E.L.U ont pour objet de satisfaire l'équilibre statique, la résistance et la stabilité de forme de l'élément.

Les vérifications à l'E.L.S ont pour objet de montrer que le comportement de l'élément est satisfaisant pendant sa durée de vie sous l'effet des actions prévisibles.

Ses vérifications doivent être menées en différentes situation (phase de construction et phase d'exploitation), ainsi qu'aux différentes combinaisons d'action que subit l'ouvrage.

La contrainte normale s'exerçant dans une section droite est exprimée par :

$$\sigma_y = \frac{P}{B} * \left(1 \pm \frac{e_p * y}{r^2}\right) \pm \frac{M * y}{I}$$

Avec :

y: Distance entre le centre de gravité et le point d'application de la précontrainte.

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

VIII-1) Justification des contraintes normale :

VIII-1-1) Justification à l'E.L.S :

On fait une vérification pour la classe II (admet une traction modérée). Les valeurs limites des contraintes dans le béton sont :

$\bar{\sigma}_c$: La contrainte admissible de compression dans le béton.

$\bar{\sigma}_t$: La contrainte admissible de traction dans le béton.

Classe II	Contraintes	Situation	Exploitation			Construction
		Combinaison	Rare	Fréquente	Quasi permanente	Rare
		Zone				
$\bar{\sigma}_t$	Dans la section d'enrobage	$-f_{tj}$	0	/	$-f_{tj}$	
	Hors de section d'enrobage	$-1.5f_{tj}$	/	/	$-1.5f_{tj}$	
$\bar{\sigma}_c$	Pour toute la section	$0.6f_{c28}$	/	$0.5f_{c28}$	$0.6f_{c_j}$	

Tab.VIII-1 : Valeur limites des contraintes dans le béton.

a. Distance des armatures de précontrainte aux parements :

Dans le cas de la précontrainte en poste tension, (le B.P.E.L Art 10.2, 23) recommande ce qui suit :

$$d' \geq \sup \begin{cases} \frac{3}{4} * a, (a: \text{largeur du paquet}). \\ \varnothing: \text{diamètre de la gaine, } (\varnothing = 8.5 \text{ cm}) \\ d' : 05 \text{ cm (ouvrage courant)} \end{cases} \Leftrightarrow d' = \sup \begin{cases} 6.375 \text{ cm} \\ 8.5 \text{ cm} \\ 05 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

$$a = \varnothing = 8.5 \text{ cm}$$

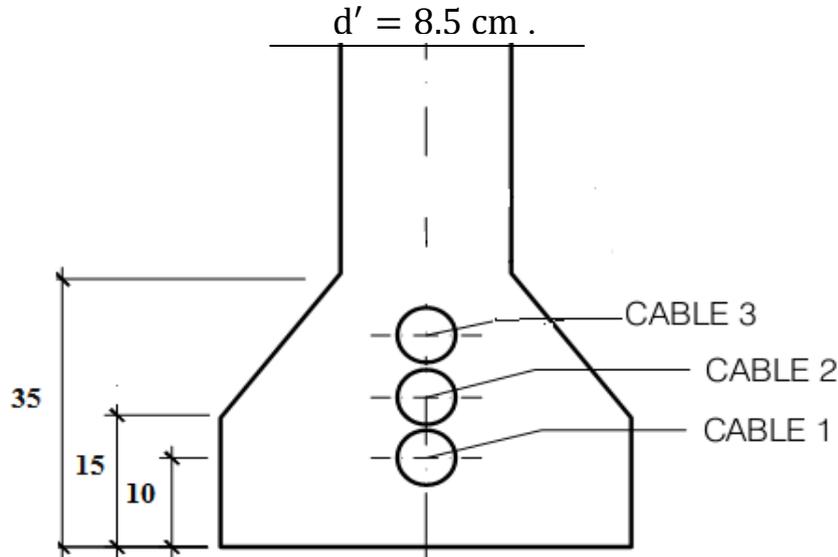


Fig.VIII.1 : Détail du talon (section médiane)

- Les matériaux :

σ \ Days	07	14	21	28
f_{c_j} [Mpa]	29.80	38.46	42.58	45
f_{t_j} [Mpa]	2.388	2.907	3.155	3.3

Tab.VIII-2 : valeur de f_{c_j} et f_{t_j}

- Armatures de précontrainte (actives) :

$$\sigma_{p_0} = 1416 \text{ Mpa}$$

$$A_p = 1680 \text{ mm}^2$$

b. Tension de calcul en B.P.E.L : (B.P.E.L 91 Art.1.3)

La précontrainte de calcul est égale à la plus défavorable des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{p_1} = 1.02 * \sigma_{p_0} - 0.8 * \Delta\sigma_j \\ \sigma_{p_2} = 0.98 * \sigma_{p_0} - 1.02 * \Delta\sigma_j \end{cases}$$

Avec :

σ_{p_0} : Tension initial.

$\Delta\sigma_j$: Sommes des toutes les pertes d'âge considéré.

c. Phase de construction :

Phase N°	Date [jour]	Opérations	Caractéristique
0	0	coulage de la poutre préfabriquée	/
I	14	On tire les mêmes câbles à 100%	<ul style="list-style-type: none"> - section résistante : poutre. - Poids de la poutre. - Précontrainte des câbles
II	50	Coulage du hourdis et des entretoises d'about	<ul style="list-style-type: none"> - Section résistante : poutre - Poids de la poutre - Poids du hourdis + entretoises. - Précontrainte des câbles..
III	84	Mise en place de la superstructure (revêtement, trottoirs, corniches...etc.)	<ul style="list-style-type: none"> - Section résistante : poutre + hourdis. - poids propre du tablier. - Précontrainte des câbles.
IV	> 90	Mise en service de l'ouvrage	<ul style="list-style-type: none"> - Section résistante : poutre + hourdis. - Poids propre du tablier. - Surcharges appliquées. - Précontrainte des câbles.

Tab.VIII-3 : Les différentes phases de construction.

1) Vérification des contraintes :

Pour les quatre premières phases, la force de précontrainte qui donne l'effet le plus est P₁ mais pour la phase d'exploitation (phase V) c'est la force P₂.

- Phase de construction :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_1}{B} * \left(1 - \frac{e_p * V}{r^2}\right) + \frac{M_{min} * V}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{ts} \\ \sigma_i = \frac{P_1}{B} * \left(1 + \frac{e_p * V'}{r^2}\right) - \frac{M_{min} * V'}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

- Phase d'exploitation:

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{P_2}{B} * \left(1 - \frac{e_p * V}{r^2}\right) + \frac{M_{min} * V}{I_G} \leq \bar{\sigma}_{ts} \\ \sigma_i = \frac{P_2}{B} * \left(1 + \frac{e_p * V'}{r^2}\right) - \frac{M_{min} * V'}{I_G} \geq \bar{\sigma}_{ci} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{t_s} = -1.5 * f_{t_j} \\ \bar{\sigma}_{c_i} = 0.6 * f_{c_j} \end{cases} \quad \text{en construction.}$$

$$\bar{\sigma}_{c_s} = 0.6 * f_{c_{28}}$$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{t_i} = -1.5 * f_{t_{28}} \\ \bar{\sigma}_{t_i} = -f_{t_{28}} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{hors de la section d'enrobage} \\ \text{dans la section d'enrobaeg} \end{array}$$

a. Vérifications des contraintes pour les différentes phases :

Exemple de calcul : section d'about.

	B (cm ²)	V' (cm)	V(cm)	I _G (cm ⁴)	ρ %	e _p (cm)	r ²
Poutre seule	10307.27	108.154	91.456	43684608.038	42.84	-2.454	4238.23
Poutre +hourdi	13507.3	132.28	87.72	69120702.67	44.10	-26.58	5117.30

Tab.VIII-4 : Les caractéristiques géométriques de section nette.

Phase I :

A14 jours mise en tension des 03 câbles à 100 %.

$$\sigma_{p_0} = 1416 \text{ Mpa.}$$

$$M_g = 0$$

$$\sigma_{p_1} = 1.02 * \sigma_{p_0} - 0.8 * \Delta\sigma_j \quad \text{Ou} \quad \Delta\sigma_j = 256.043 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{p_1} = 1.02 * 1416 - 0.8 * 256.043 = 1239.485 \text{ Mpa.}$$

$$P_1 = n * A_p * \sigma_{p_1} = 3 * 1680 * 1239.485 * 10^{-3} = 6247 \text{ KN.}$$

$$P_1 = 6247$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{P_1}{B} * \left(1 - \frac{e_p * V}{r^2}\right) \geq \bar{\sigma}_{t_s} \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{6247 * 10}{10307.27} * \left(1 - \frac{2.545 * 91.456}{4238.23}\right) \\ &= 5.727 \text{ Mpa.} \end{aligned}$$

$$\sigma_s = 5.727 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{t_s} = -4.361 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\begin{aligned} \sigma_i &= \frac{P_1}{B} * \left(1 + \frac{e_p * V}{r^2}\right) \leq \bar{\sigma}_{c_i} \Leftrightarrow \sigma_i = \frac{6247 * 10}{10307.27} * \left(1 + \frac{2.545 * 108.154}{4238.23}\right) \\ &= 6.454 \text{ Mpa.} \end{aligned}$$

$$\sigma_i = 6.454 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{c_i} = 23.06 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Phase II :

$$\sigma_{p_0} = 1416 \text{ Mpa.}$$

$$M_g = 0$$

$$\sigma_{p_1} = 1.02 * \sigma_{p_0} - 0.8 * \Delta\sigma_j \text{ Ou } \Delta\sigma_j = 299.579 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{p_1} = 1.02 * 1416 - 0.8 * 299.579 = 1204.65 \text{ Mpa.}$$

$$P_1 = n * A_p * \sigma_{p_1} = 3 * 1680 * 1204.65 * 10^{-3} = 6071.436 \text{ KN.}$$

$$P_1 = 6071.436 \text{ KN.}$$

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} * \left(1 - \frac{e_p * V}{r^2}\right) \geq \bar{\sigma}_{t_s} \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{6071.436 * 10}{10307.27} * \left(1 - \frac{2.545 * 91.456}{4238.23}\right) = 5.567 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 5.567 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{t_s} = -4.95 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1}{B} * \left(1 + \frac{e_p * V}{r^2}\right) \leq \bar{\sigma}_{c_i} \Leftrightarrow \sigma_i = \frac{6071.436 * 10}{10307.27} * \left(1 + \frac{2.545 * 108.154}{4238.23}\right) = 6.272 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_i = 6.272 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{c_i} = 27 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Phase III :

$$\sigma_{p_0} = 1416 \text{ Mpa.}$$

$$M_g = 0$$

$$\sigma_{p_1} = 1.02 * \sigma_{p_0} - 0.8 * \Delta\sigma_j \text{ Ou } \Delta\sigma_j = 345.546 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{p_1} = 1.02 * 1416 - 0.8 * 345.546 = 1167.882 \text{ Mpa.}$$

$$P_1 = n * A_p * \sigma_{p_1} = 3 * 1680 * 1167.882 * 10^{-3} = 5886.125 \text{ KN.}$$

$$P_1 = 6113.87 \text{ KN.}$$

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} * \left(1 - \frac{e_p * V}{r^2}\right) \geq \bar{\sigma}_{t_s} \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{5886.125 * 10}{9554.77} * \left(1 - \frac{26.58 * 75.92}{5529.502}\right) = 2.372 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 2.464 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{t_s} = -4.95 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1}{B} * \left(1 + \frac{e_p * V}{r^2}\right) \leq \bar{\sigma}_{c_i} \Leftrightarrow \sigma_i = \frac{5886.125 * 10}{9554.77} * \left(1 + \frac{26.58 * 144.08}{5529.502}\right) = 7.351 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_i = 7.636 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{c_i} = 27 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Phase d'exploitation:

Phase IV :

$$\sigma_{p_0} = 1416 \text{ Mpa.}$$

$$M_g = 0$$

$$\sigma_{p_2} = 0.98 * \sigma_{p_0} - 1.02 * \Delta\sigma_j \text{ Ou } \Delta\sigma_j = 392.013 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{p_2} = 0.98 * 1416 - 1.02 * 531.22 = 845.83 \text{ Mpa.}$$

$$P_2 = n * A_p * \sigma_{p_1} = 3 * 1680 * 845.83 * 10^{-3} = 4263 \text{ KN.}$$

$$P_2 = 4623.010 \text{ KN.}$$

$$\sigma_s = \frac{P_1}{B} * \left(1 - \frac{e_p * V}{r^2}\right) \geq \bar{\sigma}_{t_s} \Leftrightarrow \sigma_s = \frac{6263 * 10}{9554.77} * \left(1 - \frac{26.58 * 75.92}{5529.502}\right) = 2.524 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 2.464 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_{t_s} = -4.95 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_i = \frac{P_1}{B} * \left(1 + \frac{e_p * V}{r^2}\right) \leq \bar{\sigma}_{c_i} \Leftrightarrow \sigma_i = \frac{4263 * 10}{9554.77} * \left(1 + \frac{26.58 * 132.28}{5529.502}\right) = 5.324 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_i = 5.234 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{c_i} = 27 \text{ Mpa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Phases	P _i [KN]	M [KN. m]	σ _s [Mpa]	σ̄ _s [Mpa]	σ̄ _i [Mpa]	σ̄ _j [Mpa]	observation
I	6247.00	0.00	5.727	-4.36	6.454	23.06	Vérifiée
II	6071.436	0.00	5.567	-4.95	6.272	27	Vérifiée
III	5886.125	0.00	2.372	-4.95	7.351	27	Vérifiée
IV	4623.010	0.00	2.524	-4.95	5.324	27	Vérifiée

Tab.VIII-5 : Contraintes des différentes phases dans la section d'about.

Nous procédons de la même façon pour les autres sections (0.25 Let 0.5 L) et les résultats sont donnes le tableau ci-après :

- Section 0.25 L :

Phases	P _i [KN]	M [KN.m]	σ _s [Mpa]	σ̄ _s [Mpa]	σ̄ _i [Mpa]	σ̄ _i [Mpa]	observation
I	6752.052	3292.80	7.736	-4.36	22.877	23.06	Vérifiée
II	6550.679	5288.19	6.615	-4.95	14.900	27	Vérifiée
III	6426.544	5507.17	5.026	-4.95	9.336	27	Vérifiée
IV	4023.010	6075.12	6.097	-4.95	2.030	27	Vérifiée

Tab.VIII-6 : Contraintes des différentes phases dans la section 0.25 L.

- Section 0.5 L :

Phases	P _i [KN]	M [KN.m]	σ _s [Mpa]	σ̄ _s [Mpa]	σ̄ _i [Mpa]	σ̄ _i [Mpa]	observation
I	6779.767	4390.51	3.305	-4.36	21.257	23.06	Vérifiée
II	6578.651	7050.93	11.514	-4.95	8.912	27	Vérifiée
III	6513.131	7063.17	7.578	-4.95	5.368	27	Vérifiée
IV	4023.010	6075.12	8.477	-4.95	-0.548	27	Vérifiée

Tab.VIII-7 : Contraintes des différentes phases dans la section 0.5 L.

Conclusion :

Les contraintes limites sont respectées dans tous les cas de charges, que se soit en construction ou en service.

2) Ferrailage passif longitudinal :

Le ferrailage nécessite deux sortes d'armatures dans les ouvrages précontraints :

- Les armatures de peau.
- Les armatures dans les zones tendues.

a. Les armatures de peau :

Elles limitent les fissurations prématurées, susceptibles de se produire avant la mise en tension des câbles de précontraintes.

La section minimale est :

$$A_{l_{min}} = \max \begin{cases} 03 \text{ cm}^2/\text{ml de parement perpendiculaire à leur direction.} \\ 0.1 \% B \text{ (section brute du béton).} \end{cases}$$

$$0.1 \% B = 0.001 * 6354.78 = 6.3545 \text{ cm}^2$$

On utilise des armatures **HA 10** tous les 20 cm.

b. Les armatures longitudinales dans la zone tendue:

Dans les parties où le béton est tendu (Classe II et III) et sous réserve que la zone de traction présente une hauteur supérieure à 5 cm, le BPEL prévoit une section d'armature longitudinales au moins égale à :

$$A_s = \frac{B_t}{1000} + \frac{N_{Bt}}{f_e} * \frac{f_{tj}}{\sigma_{Bt}}$$

B_t : Section de béton tendue.

N_{B_t} : Résultante des contraintes de traction.

f_{t_j} : La contrainte caractéristique de traction du béton.

σ_{B_t} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier passif utilisé.

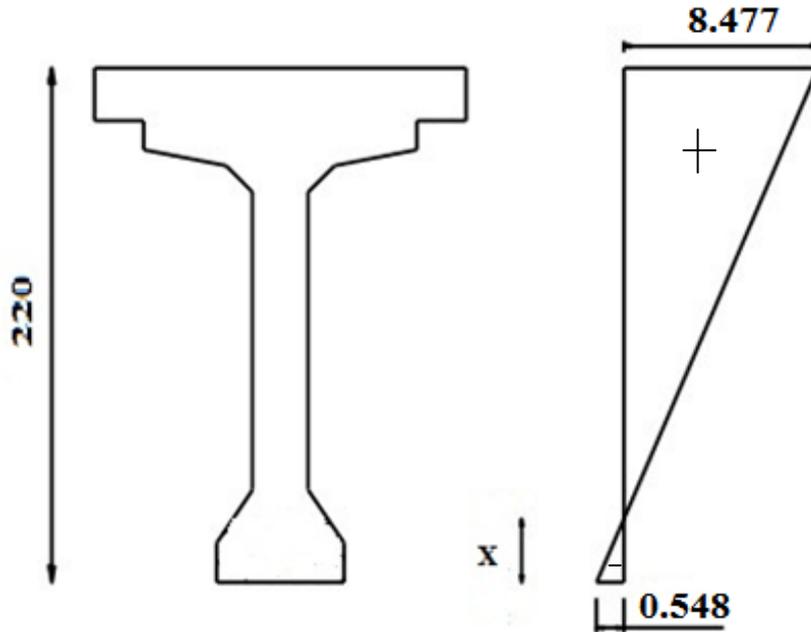


Fig. VIII-2 : Diagrammes des contraintes normales, phase V.

$$\frac{8.477}{y} = \frac{0.548}{x} ; y = h - x \Rightarrow 8.477 * x = 0.548 * (h - x)$$

$$x = \frac{0.548 * 2.20}{8.477 + 0.548} = 0.2595 \text{ m} \approx 26 \text{ cm.}$$

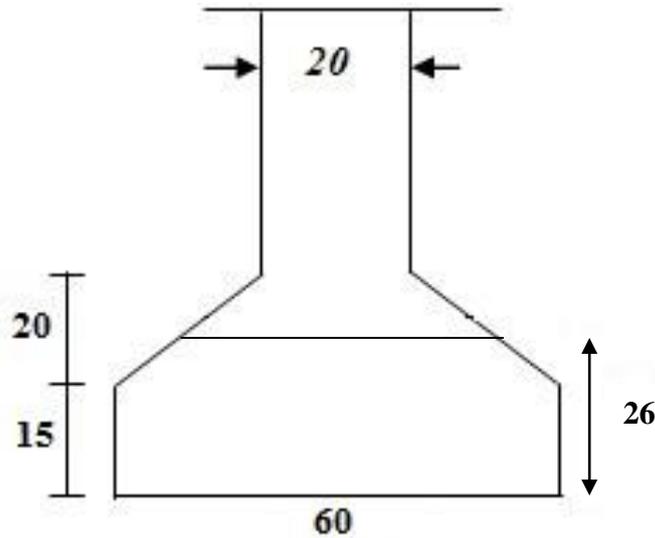


Fig. VIII-3 : Détail du talon.

$$N_{B_t} = (60 * 15) + \frac{(40 + 60) * 10}{2} = 900 + 500 = 1400 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{B_t} = \frac{B_t * \sigma_i}{2} = \frac{1400 * 0.548 * 10^{-1}}{2} = 38.36 \text{ KN}$$

$$A_s = \left(\frac{1760}{1000} + \left(\frac{97.856 * 10^3}{500} * \frac{3.3}{1.112} \right) \right) * 10^{-2} = 4.634 \text{ cm}^2$$

A_s = 4.634 cm² On adopte **4HA14 = 6.16 cm²**

c. Ferrailage passif transversal (armature du talon):

On prévoit des cadres pour l'encadrement des armatures de précontrainte localisées dans le talon, et aussi pour assurer la continuité avec les armatures transversales de l'âme.

$$\begin{cases} A_c * f_e \geq C * t * f_{t_{28}} & \text{si } \phi_{\text{ext(gaine)}} < 1.3 * \phi_{\text{ext(gaine)}} \\ A_c * f_e \geq 1.3 * t * f_{t_{28}} * \phi_{\text{ext}} & \text{si } C > 1.3 * 1.3 * \phi_{\text{ext(gaine)}} \end{cases}$$

t : Espacement des armatures.

C = 10 cm (enrobage des câbles).

$\phi_{\text{ext(gaine)}} : 8.5 \text{ cm.}$

$$C > 1.3 * \phi_{\text{ext(gaine)}} = 1.3 * 8.5 = 11.05 \text{ cm.}$$

$$\frac{A_c}{t} \geq \frac{1.3 * \phi_{\text{ext(gaine)}} * f_{t_{28}}}{f_e} = 0.0729 \text{ cm}$$

On fixe $A_c = 2HA10$ soit 1.57 cm^2

$t \leq 21.536 \text{ cm}$ Soit $t = 20 \text{ cm}$.

VIII-1-2) Justification à l'E.L.U :

Les justifications vis-à-vis des E.L.U complémentaires des E.L.S s'avèrent indispensables, car un dépassement des charges caractéristique (prise en compte à l'E.L.S) est toujours possible, même s'il est peu probable.

Les justifications à la résistance vis-à-vis des sollicitations normales (M.N) sont données par les règles B.P.E.L 91 Art 63.

a. Hypothèse de calculs :

- La résistance de béton tendu est négligée.
- Les sections droites avant déformation restent planes après déformations.
- L'adhérence est parfaite entre le béton et l'acier.
- Le diagramme de déformation respecte la règle des trois pivots.

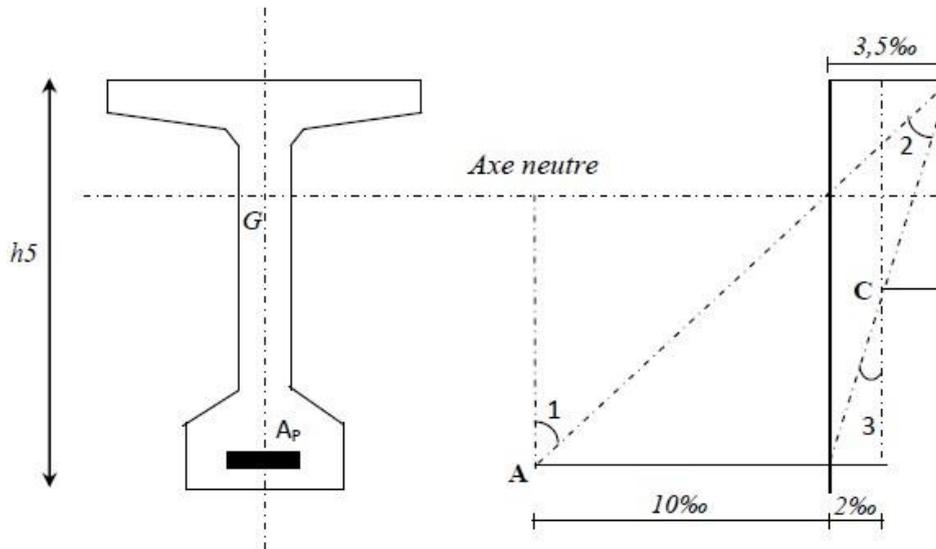


Fig.VIII-4 : Règle des trois pivots.

b. Passage du diagramme de déformations à celui des contraintes :

Considérons une section droite d'une poutre sollicitée en flexion composée, pour laquelle l'E.L.U est atteinte.

Le problème qui se pose, est de déduire du diagramme de déformations, les valeurs des contraintes sur toute la hauteur de la section et pour l'ensemble des matériaux. On détermine d'abord l'évolution des contraintes dans la zone comprimée du béton, puis on détermine la section dans les aciers de précontrainte.

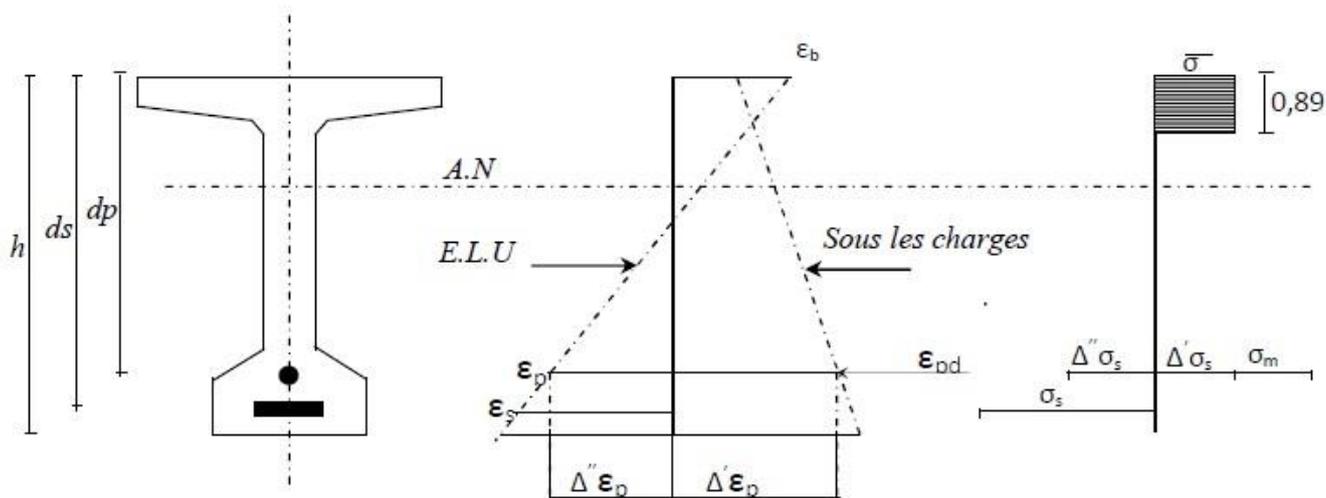


Fig-VIII.5 : Diagramme des déformations et des contraintes à E.L.U dans le cas d'une section partiellement comprimée.

VIII-2) Principe de la méthode de justification :

Il s'agit de s'assurer que les sollicitations agissantes réglementaires de calcul, que nous désignerons "S_u" n'entraînent pas l'apparition du domaine E.L.U dans la section. Vu la résistance des matériaux constituant un ouvrage, on définira pour une section, droite un domaine résistant dont la frontière est constituée par l'ensemble des sollicitations constantes ultimes $\bar{S}_u (\bar{N}_u ; \bar{M}_{um})$ d'où on peut définir une courbe fermée dite « **courbe d'interaction moment fléchissant-effort tranchant** ».

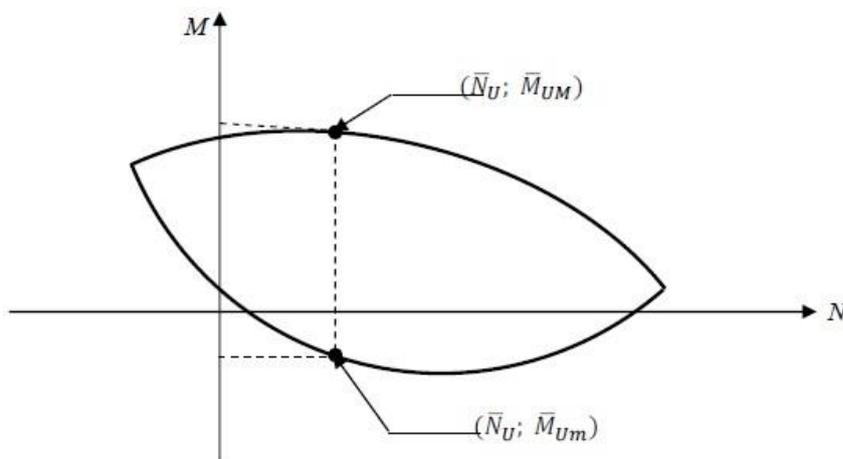


Fig.VIII.6 : Courbe d'interaction moment fléchissant-effort normal.

Pour faciliter la tâche en pratique, on propose la justification suivante :

- On fixe un des paramètres, généralement \bar{N}_u , en prenant cette dernière égale à N_u qui est celui développé par les sollicitations de calcul "S_u"
- On détermine les deux moments résistants ultimes \bar{M}_{u_m} et \bar{M}_{u_M} correspondants à N_u et on doit vérifier

$$\bar{M}_{u_m} \leq M_u \leq \bar{M}_{u_M}$$

En général, pour nos sollicitations de calcul donné, il suffit de vérifier l'une des inégalités suivantes :

- **Equation d'équilibre :**

$$M_u \leq \bar{M}_{u_M}$$

Avec :

M_u : Moment en point d passage de l'armature moyenne de précontrainte.

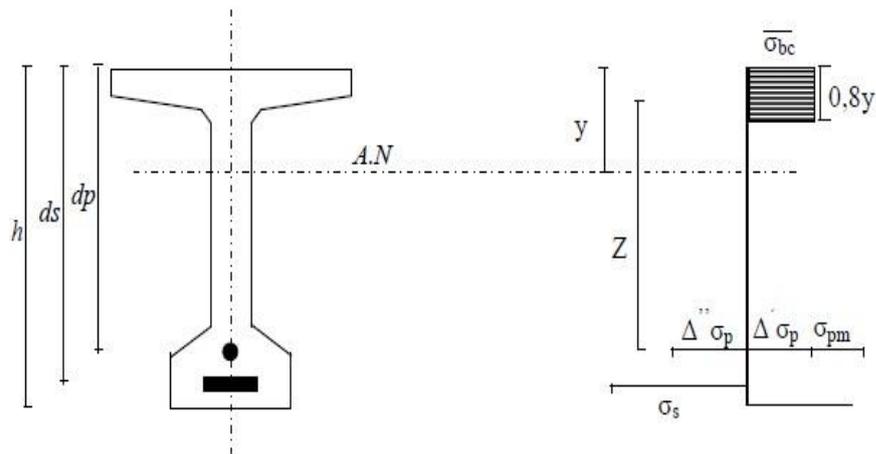


Fig.VIII-7 : Diagramme des contraintes à l'ELU.

L'équilibre est donné :

$$N_u = \beta_c * \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} - A_p * \Delta\sigma_p - A_s * \sigma_s \dots \dots \dots (1)$$

Le moment résistant est définie alors par :

$$\bar{M}_{u_M} = \beta_c * \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} * Z + A_s * (d_s - d_p) * \sigma_s \dots \dots \dots (2)$$

a. Equation liée à l'hypothèse des sections planes :

$$\frac{\Delta''\epsilon_p}{\epsilon_b} = \frac{d_p - y}{y} \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \dots \dots \dots (4)$$

b. Equations donnant le comportement de l'acier :

- Pour les armatures passives :

$$\sigma_s = g * \varepsilon_s \dots \dots \dots (5)$$

- Pour les armatures de précontrainte :

$$\Delta\sigma_p = f * (\varepsilon_{p_m} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f * (\varepsilon_{p_m}) \dots \dots \dots (6)$$

c. Equation traduisant l'atteinte d'un E.L.U :

Il existe deux possibilité, suivante que cette état est atteint sur le béton ou sur l'acier.

Nous constatons qu'il ya 07 inconnues : $\Delta\sigma_p$; σ_s ; y ; $\Delta''\varepsilon_p$; $\Delta'\varepsilon_p$; ε_b ; ε_s ; \bar{M}_{u_M}

Le problème est résolu par approximation successive à partir d'un diagramme des déformations choisi à priori, par exemple celui passant par le pivot A et B ce qui impose :

$$\begin{cases} \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} \\ \varepsilon_b = 3.5 \text{ ‰} \end{cases}$$

A partir de ces valeurs, l'équation (4) donne « y » :

$$\left. \begin{matrix} (5) \rightarrow \sigma_s \\ (3) \rightarrow \Delta''\varepsilon_p \\ (6) \rightarrow \Delta\sigma_p \end{matrix} \right\} \text{ et on calcul } N_u \text{ par l'équation (1)}$$

- Si $\bar{N}_u > N_u$: la section du béton comprimé est trop grande, le diagramme de déformation pivote autre de A
- $\bar{N}_u < N_u$: le diagramme doit pivoter autour de B.

Une fois le diagramme d'équilibre trouvé, on détermine \bar{M}_{u_M} et on vérifiée que :

$$M_u \leq \bar{M}_{u_M}$$

Application a notre projet :

$$\begin{aligned} d_p &= 191.5 \text{ cm.} & A_p &= 16.80 * 3 = 50.4 \text{ cm}^2 \\ d_s &= 195 \text{ cm.} & A_s &= 6.15 \text{ cm}^2 \\ H &= 200 \text{ cm} & M_{\max} &= 986.363 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$N_u = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_\infty) * n * A_p = 1052.233 * 3 * 10^{-3} * 1680 = 5303.25 \text{ KN.}$$

$$N_u = 5303.25 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} (1) \Rightarrow \bar{N}_u &= \beta_c * \sigma_{b_c} - A_p * \Delta\sigma_p - \sigma_s \\ \Leftrightarrow 5303.25 * 10^3 &= 25.5 * 10^{-1} * \beta_c - 5040 * \Delta\sigma_p - 615 * \sigma_s \end{aligned}$$

$$\bar{M}_{uM} = \beta_c * \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} * z + A_s * (d_s - d_p) * \sigma_s$$

$$\Leftrightarrow 25.5 * \beta_c * Z + 6.15 * (195 - 191.5) * \sigma_s$$

$$\bar{M}_{uM} = 25.5 * \beta_c * Z + 21.525 * \sigma_s$$

La surtension des armatures de précontrainte s'écrit :

$$\Delta\sigma_p = f * (\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f * (\varepsilon_{pm})$$

$$\sigma_{pm} = \frac{P_m}{A_p} = \frac{5303.25 * 10^3}{5040} = 1052.232 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bpm} = \frac{P_m}{B} [P_m * e_p + M_{min}] * \frac{e_p}{I_G} \Leftrightarrow$$

$$\frac{5303.25 * 10^3}{9554.77} + [5303.25 * 10^3 * (-123.48) * 10 + 5076 * 10^6] * \frac{-123.48}{52833124.034}$$

$$= 5.830 \text{ Mpa}$$

D'où :

$$\varepsilon_{pm} = \frac{\sigma_{pm}}{E_p} = \frac{1052.232}{1.9 * 10^5} = 5.538 * 10^{-3}$$

$$\Delta'\varepsilon_p = 5 * \frac{\sigma_{bpm}}{E_p} = 5 * \frac{5.830}{1.9 * 10^5} = 1.534 * 10^{-4}$$

$$\text{De (4) : } \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{d_s - y}{y} \Rightarrow y = \frac{d_s}{1 + \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b}} = \frac{195}{1 + \left(\frac{10}{3.5}\right)} = 50.55 \text{ cm}$$

$$\text{De (3) : } \Delta''\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_b * (d_p - y)}{y} = \frac{3.5 * (1.915 - 0.5055)}{0.5055} = 9.759 * 10^{-3}$$

$$\text{De (5) : } \sigma_s = 438 \text{ Mpa } (\varepsilon_s = 10 \text{ ‰})$$

$$\text{De (6) : } \Delta\sigma_p = f * (\varepsilon_{pm} + \Delta'\varepsilon_p + \Delta''\varepsilon_p) - f * (\varepsilon_{pm})$$

$$\Delta\sigma_p =$$

$$\sigma_p * (5.538 * 10^{-3} + 1.534 * 10^{-4} + 9.759 * 10^{-3}) - \sigma_p * (5.538 * 10^{-3})$$

$$= 9.9124 * 10^{-3} * \sigma_p$$

Pour :

$$\sigma_p = \frac{0.9 * f_{peg}}{1.15} = \frac{0.9 * 1583}{1.15} = 1238.87 \text{ Mpa}$$

On à :

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{1238.87}{1.9 * 10^5} = 6.52 * 10^{-3} \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_p < 6.52 * 10^{-3} \rightarrow \sigma_p = E_p * \varepsilon_p$$

$$\varepsilon_p > 6.52 * 10^{-3} \rightarrow \sigma_p \text{ sera calculé par approximation successive.}$$

$$\varepsilon_{p_m} = 5.538 * 10^{-3} \rightarrow \sigma_p = 5.538 * 10^{-3} * 190000 = 1052.22 \text{ Mpa.}$$

$$\varepsilon_p = 15.0131 * 10^{-3} \Rightarrow \sigma_p = 15.0131 * 10^{-3} * 190000 = 2852.489 \text{ Mpa}$$

D'où :

$$\Delta\sigma_p = 2852. - 1052.22 = 1800.269 \text{ Mpa}$$

$$\text{De (1) : } \beta_c = 0.8 * y * b_{\text{moy}}$$

Avec :

$$y = 0.5055 \text{ m.}$$

b_{moy} : Largeur moyenne (hourdis + table de poutre).

$$b_{\text{moy}} = \frac{1.25 + 1.60}{2} = 1.425 \text{ m.}$$

$$\beta_c = 0.8 * 0.5055 * 1.425 = 0.5763 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\bar{N}_u = \beta_c * \sigma_{b_c} - A_p * \Delta\sigma_p - \sigma_s$$

$$\Leftrightarrow (0.5763 * 10^6 * 25.5) - (50.4 * 10^2 * 1800.269) - (6.15 * 10^2 * 438) \\ = -934.125 \text{ t}$$

$$\bar{N}_u = -9341.25 \text{ KN.}$$

$$\bar{N}_u < N_u$$

On déduira :

Le diagramme d'équilibre est atteint ainsi que le diagramme de déformation ultime.

$$\bar{M}_{uM} = \beta_c * \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} * Z + A_s * (d_s - d_p) * \sigma_s$$

$$M_{\text{max}} = 25.5 * \beta_c * Z + 21.525 * \sigma_s$$

Avec :

$$Z = d_p - 0.4 * y = 191.5 - (0.4 * 0.5055 * 10^2) = 171.28 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned}\bar{M}_{uM} &= 25.5 * 10^3 * 0.5763 * 1.7128 + 21.525 * 438 * 10^3 \\ &= 25180.63 \text{ KN.m}\end{aligned}$$

$M_{\max} = 9863.63 < 25180.63 \text{ KN.m} \Leftrightarrow$ la résistance à l'E. L. U est assurée

Conclusion :

Les contraintes normales n'excèdent pas les contraintes admissibles de compression.

Chapitre IX

Justification des contraintes tangentielles

Introduction :

La partie résistante d'une poutre à l'effort tranchant est représenté par l'âme, celui-ci donc dimensionné de façon à :

- Résisté à l'effort tranchant.
- Permettre un bon bétonnage.
- Permettre une bonne mise en place des gaines.

Selon le B.P.E.L 91 on procède :

- En E.L.U à une vérification de la section d'acier.
- En E.L.S à une vérification des contraintes.

IX-1) Justification des contraintes à l'E.L.S :

Cette justification à pour but de montre que les efforts tranchants cumulés, ainsi que les moments fléchissant et l'effort normal ne compromettent pas la sécurité de l'ouvrage.

La vérification doit porter sur trois paramètres caractéristiques de l'état de contrainte en un point de la section.

σ_x : Contrainte normale longitudinale.

τ : Contrainte tangentielle.

σ_t : Contrainte normale dont l'existence est liée à une précontrainte transversale éventuelle.

Les contraintes σ_x ; τ ; σ_t calculées sous l'effet des sollicitations de service, doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \tau^2 - \sigma_x * \sigma_t \leq 0.4 * f_{tj} * \left[f_{tj} + \frac{2}{3} (\sigma_x + \sigma_t) \right] \\ \tau^2 - \sigma_x * \sigma_t \leq 2 * \frac{f_{tj}}{f_{cj}} * \left[0.6 * f_{cj} - \sigma_x - \sigma_t \right] * \left[f_{tj} + \frac{2}{3} * (\sigma_x + \sigma_t) \right] \end{cases} \dots\dots\dots(1)$$

Si $\sigma_x < 0$, alors les conditions (1) sont remplacées par :

$$\tau^2 \leq 0.4 * f_{tj} * \left(f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_t \right) \dots\dots\dots(2)$$

Dns notre cas $\sigma_t = 0$ alors (1) et (2) peuvent s'écrire comme suit :

$$\begin{cases} \tau^2 \leq 0.4 * f_{tj} * \left[f_{tj} + \frac{2}{3} \sigma_x \right] \\ \tau^2 \leq 2 * \frac{f_{tj}}{f_{cj}} * \left[0.6 * f_{cj} - \sigma_x \right] * \left[f_{tj} + \frac{2}{3} * \sigma_x \right] \end{cases} \dots\dots\dots(1)'$$

$$\tau^2 \leq 0.4 * f_{tj} * f_{tj} \dots\dots\dots(2)'$$

IX-2) Contraintes de cisaillement dû à l'effort tranchant :

Cette contrainte est calculée comme suit :

$$\tau_v(y) = \frac{V_{\text{red}} * S}{I_n * b_n}$$

Avec :

V_{red} : Effort tranchant réduit, $V_{\text{red}} = V - \sum_{i=1}^n (P_i * \sin \alpha_i)$

S : Moment statique par rapport à l'axe « Z » passant par « Δ »

b_n : Largeur nette de l'âme de la poutre $b_n = b_0 - m * k * \emptyset$

m : Nombre de câble par lit.

$K = \frac{1}{2}$: Dans le cas des câbles injectés au coulis de ciment.

I_n : Moment d'inertie net par rapport à l'axe « Z » passant par « Δ ».

Application au projet :

La section la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort tranchant est la section d'appui, celle-ci comprend les trois câbles de précontrainte.

La vérification de la contrainte tangentielle se fera par phase de construction :

$\tau = \tau_v$: Pour les phases : **I, II, III** (phase de construction).

$\tau = \tau_v + \tau_T$: Pour la phase **IV** (phase d'exploitation).

- Caractéristiques géométriques de la section nette :

	B (cm²)	V' (cm)	V(cm)	I_G(cm⁴)	ρ %	e_p(cm)	r²
Poutre seule	10307.27	108.154	91.456	43684608.038	42.84	-2.454	4238.23
Poutre +hourdi	13507.3	132.28	87.72	69120702.67	44.10	-26.58	5117.30

Tab.IX-1 : Les caractéristiques géométriques de la section nette.

Phase I : à 14 jours mise en tension des 03 câbles à 100%.

$$\sigma_{p_0} = 1416 \text{ Mpa.}$$

$$g = 2.102 \frac{\text{t}}{\text{ml}} \Rightarrow V_q = \frac{g * L}{2} = \frac{2.102 * 40.4}{2} = 42.4604 \text{ t.}$$

$$\Delta\sigma_j = 256.043 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{p_1} = 1.02 * 1416 - 0.8 * 256.043 = 1239.485 \text{ Mpa.}$$

$$P_1 = n * A_p * \sigma_{p_1} = 3 * 1680 * 1239.485 * 10^{-3} = 6247 \text{ KN.}$$

$$V_{\text{red}} = 424.604 - \frac{6247}{3} * 0.5354 = -690.277 \text{ KN}$$

Contrainte de cisaillement τ :

$$\tau_v(y) = \frac{V_{\text{red}} * S}{I_n * b_n}$$

Avec :

$$b_n = b_0 - \frac{\varnothing}{2} = 45 - \frac{8.5}{2} = 40.75 \text{ cm.}$$

$$\tau(y) = \frac{-690.277 * 10}{40.75 * 0.8 * 200} = -1.0587 \text{ Mpa}$$

- Effort normale N_1 au niveau du centre de gravité :

$$N_1 = \frac{P_1}{3} * \sum_{i=1}^3 \cos \alpha_i = \frac{6247}{3} * 2.935 = 6111.648 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{N_1}{B} * \left(1 - \frac{e_p * V}{r^2}\right) = \frac{6111.648 * 10}{10307.27} * \left(1 - \frac{2.454 * 91.456}{4238.23}\right) = 5.615 \text{ Mpa} \\ \sigma_i = \frac{N_1}{B} * \left(1 + \frac{e_p * V'}{r^2}\right) = \frac{6111.648 * 10}{10307.27} * \left(1 + \frac{2.454 * 108.14}{4232.38}\right) = 6.300 \text{ Mpa} \end{cases}$$

- Au niveau du centre de gravité :

$$\sigma_x = \sigma_G = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} * V = 5.615 + \frac{6.300 - 5.615}{200} * 91.456 = 5.928 \text{ Mpa.}$$

Vérification des deux inégalités(1)' :

$$\begin{cases} \tau^2 = 0.0112 \leq 0.4 * 2.907 * \left(2.907 + \frac{2}{3} * 5.928\right) \\ \tau^2 = 0.0112 \leq 2 * \frac{2.907}{38.46} * [0.6 * 38.46 - 5.928] * \left[2.907 + \frac{2}{3} * 5.928\right] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 0.0112 \leq 7.975 \\ 0.0112 \leq 17.803 \end{cases} \text{ condition vérifiée.}$$

Nous procédons de la même manière pour les autres phases :

Phases	V[KN]	N[KN]	V _{red} [KN]	τ(y)[Mpa]	Contrainte normales[Mpa]			vérifications	
					σ _s	σ _i	σ _G	Inégalité 1	Inégalité 2
I	426.04	6111.64	-690.27	-1.0587	5.61	6.30	5.92	0.0112 ≤ 7.975	0.0112 ≤ 7.975
II	698.11	5939.88	385.43	-0.591	5.45	6.12	5.76	0.394 ≤ 9.425	0.394 ≤ 22.243
III	699.32	5981.40	931.8	-0.546	2.72	7.01	4.42	0.361 ≤ 8.248	0.361 ≤ 20.691
IV	726.19	4170.63	-346.13	-0.482	1.90	4.88	3.08	0.232 ≤ 7.072	0.232 ≤ 18.791

Tab.IX-2 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Conclusion :

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées pour toutes les phases en construction et exploitation.

IX-3) Justification à l’E.L.U (B. P. E. L 91 Art. 7 – 3) :

a. Armatures transversales minimales :

Elles sont caractérisées par leur section A_c et leur espacement S_t

$$S_t \leq \min\{1m; 0.8 * h; 3 * b_0\} = \{1m; 1.6m; 1.35m\}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 1m$$

Le minimum d’armatures transversales est donné par la condition suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.6 * b_n * \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_n * S_t} * \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0.6$$

Ce minimum est notamment à respecter dans la zone centrale où l’effort tranchant est faible, et ces dispositions ont pour but d’éviter une grande fragilité du béton de l’âme de la poutre.

$$\frac{A_{tmin}}{S_t} \geq \frac{0.6 * b_n * \gamma_s}{f_e} \Rightarrow \frac{0.6 * 1.15 * 40.75 * 100}{500} = 5.623 \text{ cm}^2/ml$$

On choisit des cadres **HA12**. A_t = **2.26 cm²**, soit **2HA12**.

$$S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.6 * \gamma_s * b_n} = \frac{2.26 * 500 * 10^{-4}}{0.6 * 1.15 * 40.75} = 0.4018 \text{ m.}$$

On prendre S_t = **15cm** aux appuis et **20 cm** en travée.

b. Justification des armatures tangentielles :

L’objectif de cette vérification est de montrer que les armatures transversales sont suffisantes pour assurer la résistance des parties tendues du treillis, constituées par les bielles du béton et les armatures :

$$\frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s * b_n} \geq \left(\tau_{red} - \frac{f_{tj}}{3} \right) * \tan \beta_u + \frac{f_{tj}}{3} \quad (\text{B. P. E. L Art : 7.3,22})$$

$$\tau_{\text{red}} \leq \frac{A_t * f_e}{S_t * \gamma_s * b_n} * \cot \beta_u + \frac{f_{tj}}{3}$$

L'inclinaison des bielles est donnée par :

$$\tan 2 * \beta_u = \frac{2 * \tau_{\text{red}}}{b_n * S_t * \gamma_s}$$

Avec :

$$\tau_{\text{red}}^u = \tau_v^u + \tau_t^u \quad (\text{avec } \tau_t^u \text{ contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant})$$

$$\tau_v^u = \frac{\tau_{\text{red}}^u}{0.8 * h * b_n} \quad \text{et } V_{\text{red}}^u = V_u^{\text{max}} - \frac{P_u}{n} * \sum_{i=1}^3 \sin \alpha_i$$

$$P_u = n * (\sigma_{p_o} - \Delta \sigma_j)$$

Avec :

$$\Delta \sigma_j = \Delta \sigma_{\infty} = \Delta \sigma_i + \Delta \sigma_{\text{diff}} = 25.043 + 135.97 = 392.013 \text{ Mpa.}$$

$$P_u = 3 * (1416 - 392.013) * 1680 * 10^{-3} = 5160.984 \text{ KN.}$$

$$V_{\text{red}}^u = 1529.93 - \left(\frac{5160.894}{3} \right) * 0.5354 = 608.882 \text{ KN.}$$

$$\tau_v^u = \frac{\tau_{\text{red}}^u}{0.8 * h * b_n} = \frac{608.882 * 10}{0.8 * 200 * 40.75} = 0.934 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{\text{red}}^u = 0.934 + 0.723 = 1.657 \text{ Mpa}$$

- **Angle d'inclinaison :**

$$N_u = \frac{P_u}{n} * \sum_{i=1}^n \cos \alpha_i = \frac{5160.894}{3} * 2.935 = 5049.074 \text{ KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{5049.074}{13507.3} * \left(1 - 22.56 * \frac{87.72}{5117.26} \right) = 2.300 \text{ Mpa.} \\ \sigma_i = \frac{5049.074}{13507.3} * \left(1 - 22.56 * \frac{132.28}{5117.26} \right) = 5.917 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_G = \sigma_x = \sigma_s + \frac{\sigma_i - \sigma_s}{h} * V$$

$$= 2.300 + \frac{5.917 - 2.300}{220} * 87.72 = 3.742 \text{ Mpa.}$$

D'où :

$$\tan 2 * \beta_u = \frac{2 * \tau_{red}}{b_n * S_t * \gamma_s} = \frac{2 * 1.657}{3.742} = 0.885$$

$$\beta_u = 20.75^\circ$$

Comme β_u est borné inférieurement de 30° , alors on prends $\beta_u = 30^\circ$

c. Détermination des armatures verticales:

$$\frac{A_s}{S_t} \geq \left(\tau_{red}^u - \frac{f_{tj}}{3} \right) * \frac{1.15 * b_n}{f_e} * \tan \beta$$

$$\frac{A_s}{S_t} \geq \left(1.657 - \frac{3.3}{3} \right) * \frac{1.15 * 40.75 * 100}{500} * \tan 30$$

$$\frac{A_s}{S_t} \geq 3.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow \frac{A_s}{S_t} \geq \max(3.11; 5.623) = 5.623 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit comme ferrailage transversale : **2HA10 + 2HA12** soit $A_t = 3.83 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow S_t \leq \frac{3.83}{5.623} = 0.68$$

On prendra $S_t = 20\text{cm}$ pour la section médiane.

- Armature transversal supérieure :

Elles doivent être au moins égales à $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit un cadre **HA12** tous les 20 cm.

d. Justification des bielles de compression du béton :

La condition à respecter est la suivante :

$$\tau_{V_u}^2 + \tau_{T_u}^2 \leq \left(\frac{f_{cj}}{4 * \gamma_d} \right)$$

$$\Rightarrow (0.934)^2 + (0.723)^2 = 1.395 \leq \left(\frac{45}{4 * 1.5} \right)^2 = 56.25$$

$1.395 \leq 56.25$ vérifiée.

e. Justification des armatures longitudinales :

La sollicitation de torsion dans une poutre engendre des tractions longitudinales, et cette traction doit être équilibré soit :

- Par la compression développée par la flexion et la précontrainte longitudinale.
- Par les recours des armatures longitudinales passives.

L'intensité de l'effort de traction longitudinale due à la torsion le long de l'axe neutre vaut :

$$F_t = \tau_T^u * b_n \cot \beta_u$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{B_{\text{âme nette}}}$$

Avec :

$$B_{\text{âme nette}} = B_{\text{berut}} - B_{\text{gaine}}$$

$$B_{\text{âme nette}} = (2.00 * 0.45) - 3 * \frac{\pi * 0.085^2}{4} = 0.972 \text{ m}^2.$$

$$\sigma_t = \frac{0.723 * 0.4075 * 1.73}{0.972} = 0.524 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_t = 0.524 \text{ Mpa} < \sigma_G = 3.742 \text{ Mpa}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles n'excèdent pas les contraintes de traction et de cisaillement.

Chapitre X

Etude de la zone d'about

Introduction :

Lorsque les armatures de précontrainte sont arrêtées dans une section S_A d'une pièce prismatique, la distribution des contraintes s'écart sensiblement de celle obtenue par les règles de R.D.M du faite que le principe de Saint-venant n'est pas satisfait au voisinage de S_A .

A cette effet, il y a lieu de procéder dans cette effet, il y a lieu de procéder dans cette zone à :

- a-** A des vérifications permettant de réduire, à un niveau convenable la probabilité d'apparition des fissures.
- b-** A la détermination d'armatures passives destinées à limiter l'ouverture des fissures éventuelles.

X) Etude de la zone d'about :

Les justifications à effectuer dans cette zone sont les suivantes :

- 1- Justification de la bielle d'about. (Art. 7. 5, 1 B. P. E. L).
- 2- Justification de l'équilibre du coin inférieur. (Art. 7. 5, 2 B. P. E. L).
- 3- Des justifications relatives à l'introduction des forces de précontraintes. (Art. 8 B. P. E. L).

X-1) Justification de la bielle d'about :

Le mécanisme de rupture de la formation d'une fissure issue du nu intérieur de l'appui et séparément du reste de la pièce, un bloc d'about.

a- Principe de calcul :

On admet que la transmission des charges appliques à la poutre se fait par l'intermédiaire d'une bielle unique inclinée d'un angle β_u tel que :

$$4- \tan \beta_u = \frac{2 \cdot \tau_u}{\sigma_{xu} - \sigma_{tu}} \quad (\beta_u \leq 30^\circ) \quad (\text{Art. 3, 2. B. P. E. L}).$$

On dispose de plusieurs câbles susceptibles d'équilibre la bielle unique.

On cherche le niveau (r) du câble qui donne une résultante de la réaction d'appuis et des efforts F_i on définit les angles d'inclinaison θ_k par :

$$\tan \theta_k = \frac{R_U - \sum_{i=1}^k F_i \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k F_i \cos \alpha_i - H_u}$$

Avec :

α_i : Inclinaison du câble.

R_U : Composante verticale de la réaction d'appui ($R_U = V_U$).

H_u : Composante horizontale éventuelle de la réaction d'appui.

F_i : Les forces limites dans chaque câble.

La ligne de pression est inclinée au moins de « β_u » pour le rang r du câble si l'on à

$$\begin{cases} \tan \theta_r \leq \tan \beta_u \\ \tan \theta_{r-1} \leq \tan \beta_u \end{cases}$$

Pour que ce niveau existe, il faut que :

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u \geq [R_u - \sum F_i * \sin \alpha_i] \cot \beta_u$$

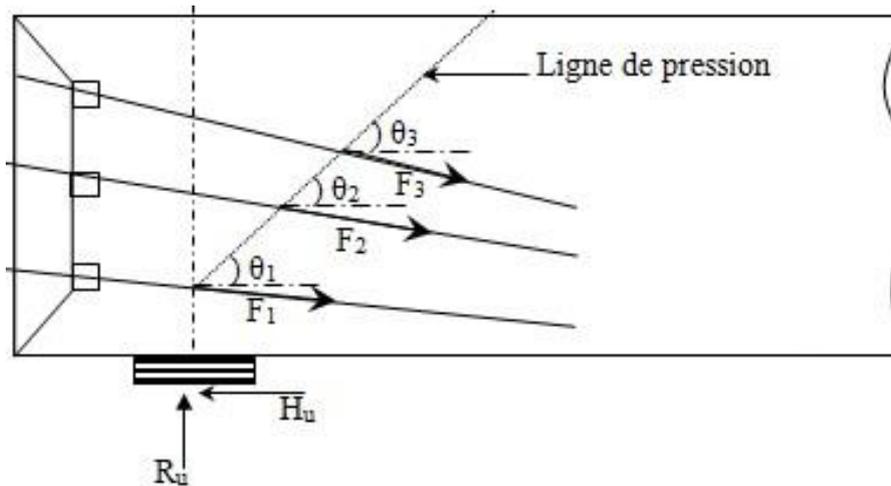


Fig. X.1 : Inclinaison de la bielle unique du béton

Pour schématiser ce phénomène, on considère que le flux de compression intéresse le niveau « r », défini par les inégalités précédentes, situé à la distance « d_r » de la fibre supérieure.

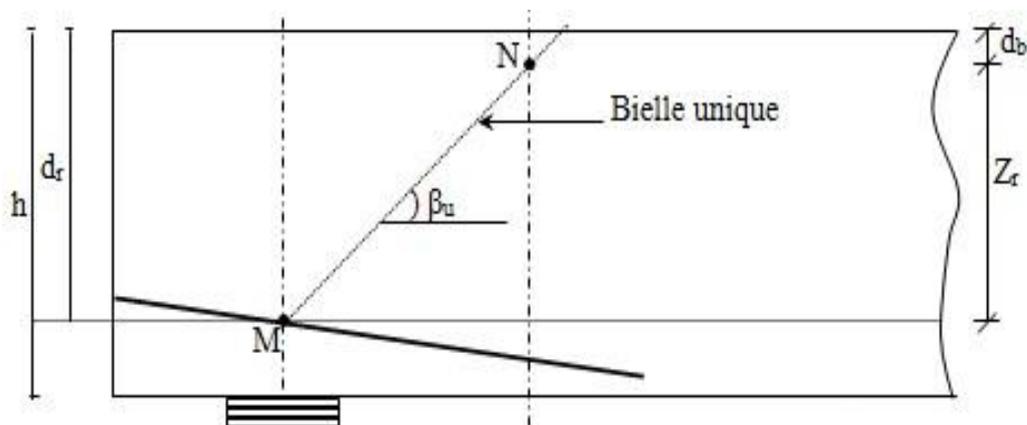


Fig. X.2 : La bielle d'about

Avec :

MN : Axe de la bielle.

Z_r : Hauteur de la bielle.

d_b : Distance à l'extrados de la résultante de compression du béton.

d_r : Distance à l'extrados du câble de rang « r » au droit de l'axe de l'appui.

L'équilibre du bloc d'about s'écrit en composante verticale comme suit :

$$W = R_u - \sum F_i * \sin \alpha_i - \frac{Z_r}{S_t} * A_t * \frac{f_e * \sin(\alpha + \beta_u)}{\gamma_s * \sin \beta_u} - \frac{Z_r}{S_t} * F_{t_u} * \frac{\sin(\alpha' + \beta_u)}{\sin \beta_u}$$

Avec :

α : Inclinaison des étriers passifs sur l'horizontale $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

α' : Inclinaison des étriers actifs sur l'horizontale $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

α_i : Inclinaison du câble de précontrainte.

S_t : Espacement des armatures passives transversales.

A_t : Somme des aires des sections des aciers passifs transversaux.

F_{t_u} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

W : Effort vertical repris par le béton au droit du point « n ».

b- Vérification des armatures transversales :

- Si $Z_r \geq Z$: la section d'armatures à prendre compte est celle obtenue pour la vérification à l'effort tranchant.
- Si $Z_r < Z$: la section, majorée de $\left[\frac{Z}{Z_r}\right]$ est à répartir sur la longueur $Z_r * \cot \beta_u$ à partir de l'axe de l'appui.
- **Application au projet :**

$$V_u = 1529.93 \text{ KN.}$$

$$V_{\text{red}} = V_u - \sum_{i=1}^n P_{i_m} * \sin \alpha_i$$

P_{i_m} : Effort de précontrainte après toutes les pertes.

$$P_{i_m} = \min \begin{cases} 1.2 * \sigma_{p_m} = 1.2 * (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_{p_i}) = 1.2 * (1416 - 392.013) = 1228.32 \text{ Mpa} \\ \frac{f_{prg}}{\gamma_p} = \frac{1770}{1.15} = 1539.13 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$P_{i_m} = \min \begin{cases} 1228.32 \text{ Mpa.} \\ 1539.13 \text{ Mpa.} \end{cases} \Leftrightarrow P_{i_m} = 1228.32 \text{ Mpa.}$$

$$F_{lim} = 1680 * 1228.32 * 10^{-3} = 2063.577 \text{ KN.}$$

$$F_{lim} = 2063.577 \text{ KN.}$$

$$\beta_u = 30^\circ$$

- **Recherche du rang « r » :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sum F_i \cos \alpha_i - H_u \geq [R_u - \sum F_i * \sin \alpha_i] \cot \beta_u \quad i = 1-3$$

Avec :

$$H_u = 0.1 * G_{tablier} = 1457.14 \text{ KN.}$$

$$\sum F_i * \cos \alpha_i - H_u$$

$$= 2063.577 * (\cos 3 + \cos 11 + \cos 17) - 1457.14 = 4602.680 \text{ KN.}$$

$$\begin{aligned} (R_u - \sum F_i * \sin \alpha_i) * \cot \beta_u &= (1529.93 - 2063.577 * 0.535) * \cot 30 \\ &= 737.708 \text{ KN.} \end{aligned}$$

4602.680KN \geq 737.708 KN vérifiée \Rightarrow le rang "r" existe.

- **Angle d'inclinaison :**

$$\tan \theta_k = \frac{R_u - \sum_{i=1}^k F_i * \sin \alpha_i}{\sum_{i=1}^k F_i * \cos \alpha_i - H_u}$$

Indice k	R_u (KN)	$\sum_{i=1}^k F_i \sin \alpha_i$	$\sum_{i=1}^k F_i \cos \alpha_i$	H_u	$\tan \theta_k$	θ_k
1	1529.93	108.00	2060.748	737.708	0.609	31
2		393.749	2025.663		0.445	24
3		603.331	1973.408		0.136	7.77

Tab X.1 : valeur de θ_k angle d'inclinaison

$$\begin{cases} \theta_{k_1} = 31 > \beta_u = 30 \\ \theta_{k_2} = 24 < \beta_u = 30 \end{cases}$$

On constat que l'équilibre est atteint au niveau du 2ème câble donc « r = 2 ».

Donc :

$$d_r = 200 - 107 = 93 \text{ cm.}$$

$$Z_r = d_r - \frac{h}{10} = 93 - \frac{107}{10} = 82.3 \text{ cm}$$

$$Z = 0.8 * H = 0.8 * 200 = 160 \text{ cm.}$$

$Z_r < Z \Rightarrow$ La section d'armatures transversales déterminée lors de l'étude de l'effort tranchant est modifiée dans le rapport $\frac{Z_r}{Z}$

Soit :

$$\frac{160}{82.3} * 3.83 = 7.42 \text{ cm.}$$

Donc la nouvelle section d'armature transversale est égale à 7.42 cm² soit **5HA14**

$$A_t = 7.42 \text{ cm.}$$

Sera répartie sur une longueur comme suit :

$$L = Z_r * \cot \beta_u = 82.3 * \cos 30 = 124.54 \text{ cm.}$$

X-2) justification de l'équilibre du coin inférieur :

Lorsque la réaction d'appui « R » d'une poutre est appliqués au voisinage d'une arrête, il y a lieu de vérifier qu'il n'y a pas risque de fendage d'un coin de béton, entraînant l'arrête. Le plan de rupture passe par le nu intérieur de l'appui.

Pour éviter toute rupture par fendage, on doit vérifier que les armatures traversant le plan de rupture sont suffisantes, et ceci quelques soit l'orientation du plan. On doit alors vérifier que la section d'acier passif traversant le plan de rupture satisfait l'inégalité suivante :

$$\frac{A_t * f_e}{\gamma_s} \geq \lambda * (R_u + F_{v_{lim}}) + H_u - F_{H_{lim}}$$

Avec :

A_t : Section d'armature de coutures.

R_u : Composante verticale de la réaction d'appui.

$F_{H_{lim}}$: Composante horizontale de la force de précontrainte (force prise avec sa limite).

$F_{v_{lim}}$: Composante verticale de la même force.

$$\lambda = \frac{1.5 - \tan \theta}{1 + 1.5 * \tan \theta}$$

- **Section d'armature minimale :**

Lorsque la vérification précédente aboutit à $A_t = 0$, il y a lieu de mettre en place une section d'armature minimale d'acier passif de couture, donné par :

$$A_{t_{\min}} = \frac{0.04 * R_u * \gamma_s}{f_e} * (5 - 4 * K) \quad \text{avec : } 0 < K < 1$$

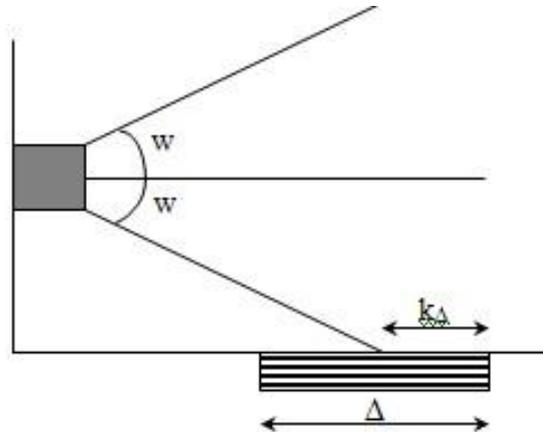


Fig. X.3 : Equilibre du coin inférieur.

- **Application a notre projet :**

$$F_{lim} = 2063.577 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} F_{H_{lim}} = F_{lim} * \cos \alpha \\ F_{V_{lim}} = F_{lim} * \sin \alpha \end{cases}$$

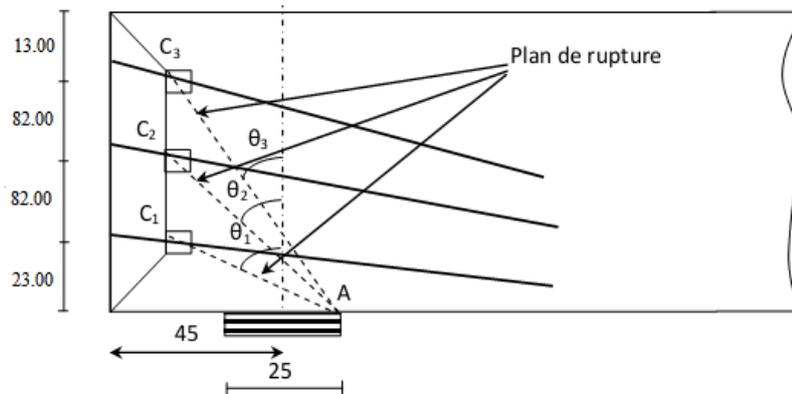


Fig. X.4 : Equilibre du coin inférieur.

Plan de rupture	F_{vlim} (KN)	F_{Hlim} (KN)	$\tan \theta$	λ	R_u (KN)	R_u (KN)	$\frac{A_t * f_e}{\gamma_s}$	$\lambda * (R_u + F_{vlim}) + H_u - F_{Hlim}$	Vérification
AC1	135.327	2582.194	2.5	-0.210	1529.93	253.489	33478.26	≥ -2678.04	Vérifié
AC2	493.382	2538.230	0.584	0.488				≥ -1297	Vérifié
AC3	755.996	2472.753	0.330	0.728				≥ -1464.54	Vérifié

Tab X.2 : vérification de la section d'armature de couture.

Le tableau montre que la section d'acier passif traversant le plan de rupture satisfait l'inégalité précédente. Donc les armatures de coutures sont négligeables. Toute fois le B.P.E.L propose une section minimale en vu de reprendre les efforts locaux de l'appareil d'appui.

$$A_{tmin} = \frac{0.04 * R_u * \gamma_s}{f_e} * (5 - 4 * K)$$

Avec :

K : compris entre 0 et 1.

Δ : Dimension de l'appareil.

K_Δ : Longueur de l'appareil d'appui.

Dans notre cas $K = 0.5$

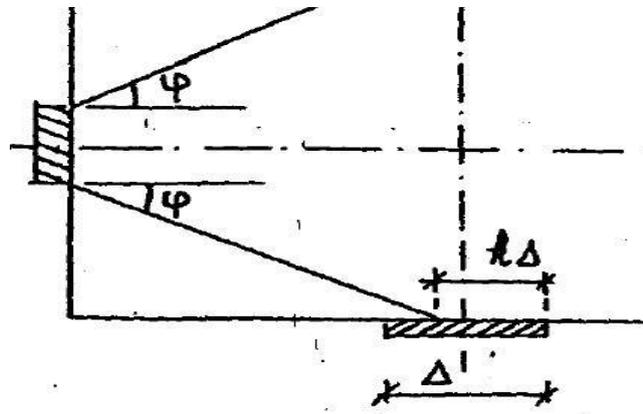


Fig. X.5 : interaction ancrage-appui.

$$A_{tmin} = \frac{0.04 * 1529.93 * 1.15}{500} * (5 - 4 * 0.5) = 4.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{tmin} = 4.22 \text{ cm}^2$$

Soit à prendre une section **4HA12** $\Rightarrow A_{tmin} = 4.22 \text{ cm}^2$

X-3) justification relative à l'introduction des forces de précontrainte :

Des études expérimentales ont mis en évidence l'existence de trois zones a l'aval des points d'application des forces de précontraintes :

- Zone de surface soumise à des tractions.
- Zone intermédiaire comprimée.
- Zone d'éclatement soumise aussi à des tractions.

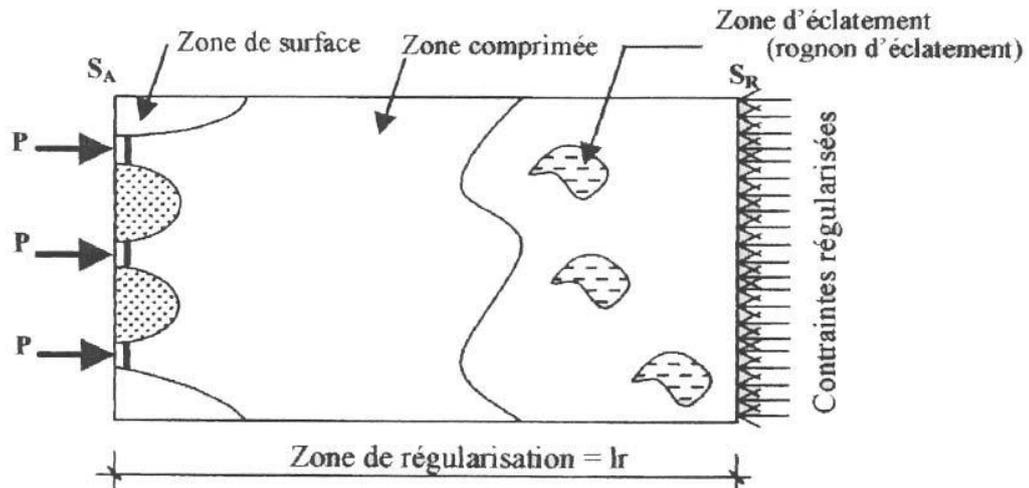


Fig. X.6 : les trois zones d'aval d'application de la précontrainte et la zone de régularisation

On définit une zone de régularisation des contraintes, celle où les contraintes normales passent d'une variation discontinue à une variation continue. Pour des raisons de simplification, la longueur de cette zone est prise égale à la hauteur de la pièce.

D'autre part, on admet que la force de précontrainte subit une première régularisation à l'intérieur d'un prisme symétrique, de dimension ($d \times d$), et dans lequel les isostatiques créent :

- Des efforts de tractions transversaux (effort d'éclatement).
- Des efforts de tractions de surface (effort de surface).

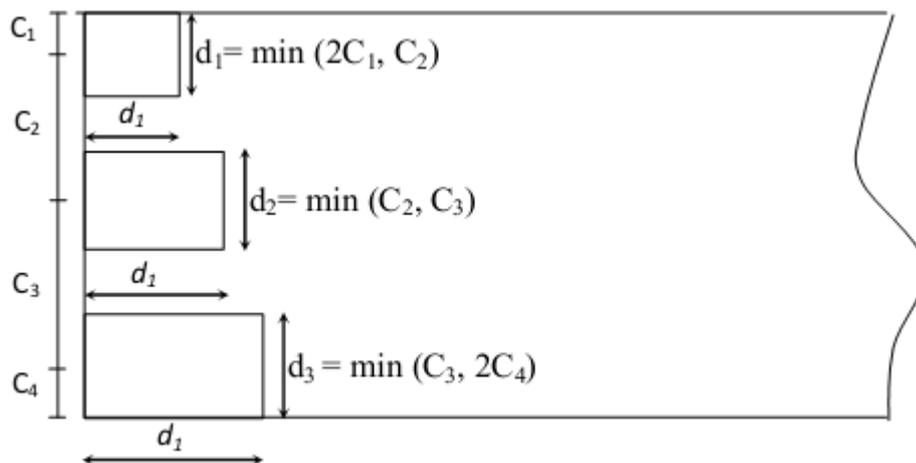


Fig. X.7: prisme symétrique.

X-3-1) équilibre de la zone de 1^{ère} régularisation:

Les efforts d'éclatement et de surface qui se manifeste dans cette zone seront soumis à des vérifications de contrainte dans le béton, et la disposition d'armature passive.

a. Effets de surface :

La section d'armature à disposer au voisinage de la section A_S est :

$$A_S = 0.04 * \frac{\max(F_{j_0})}{\sigma_{slim}}$$

Avec :

F_{j_0} : force à l'origine du câble ancré au niveau « j ».

$$\sigma_{slim} = \frac{2}{3} f_e$$

b. Effet d'éclatement :

La justification concerne :

- La vérification des contraintes du béton. (traction & compression).
- Le ferrailage d'éclatement.

- Contraintes dans le béton :

A l'intérieur du prisme symétrique associé à chaque niveau d'ancrage « j », il y a lieu de vérifier que la contrainte moyenne de compression « σ_{cj} » à l'extrémité de la zone 1^{ère} régularisation est :

$$\sigma_{cj} = \frac{F_{j_0}}{b * d_j} \leq \frac{2}{3} * F_{cj}$$

Et que la contrainte maximale de traction « σ_{tj} » dans l'axe des armatures, susceptibles de provoquer l'éclatement du prisme doit être :

$$\sigma_{tj} = 0.5 * \left(1 - \frac{a_j}{d_j} \right) * \frac{b}{b * d_j} \leq 1.25 * F_{tj}$$

Avec :

d_j : Hauteur du prisme symétrique associé au niveau « j ».

a_j : Dimension moyenne dans le plan d'éclatement des organes d'ancrages au niveau « j ».

b : Épaisseur de la pièce dans la direction perpendiculaire au plan d'éclatement considéré.

F_{j_0} : Force à l'origine du câble ancré au niveau j.

c. Ferrailage d'éclatement:

Pour les règles de cumul, les armatures déterminées selon les règles exposées ci-après ne doivent pas être ajoutées à celle qui résulte des justifications des pièces vis-à-vis des sollicitations tangentes.

En aval de la section « S_A », sur une zone égale au max de « d_j », il faut disposer une section c'acier transversale tel que :

$$A_t = \begin{cases} \max A_{ej} = \frac{R_j}{K_j * \sigma_{S_{lim}}} & \text{avec: } R_j = 0.25 * \left(1 - \frac{a_j}{d_j}\right) * F_{j0} \\ 0.15 * \frac{\max * F_{j0}}{\sigma_{S_{lim}}} & \text{avec: } \sigma_{S_{lim}} = \frac{2}{3} * f_e \end{cases}$$

Avec :

$K_j = 1$: Pour un ancrage d'extrémité.

$K_j = 2$: Pour un ancrage intermédiaire.

X-3-2) Etude de l'équilibre général de la zone de régularisation :

La zone de régularisation des contraintes, peut être considérée comme une poutre de répartition comprise entre les plans « S_A » et « S_R ».

- Sur la section (S_A), des forces concentrées $F_j(F_{jx}; F_{jt})$.
- Entre (S_A) et (S_R), des efforts répartis (courbure et frottement).
- Sur (S_R), des contraintes normales $\sigma(F'_j)$ et tangentielles $\tau(F'_j)$, réparties selon le principe de NAVIER (F'_j : effort isostatique de précontrainte appliqués sur S_R).

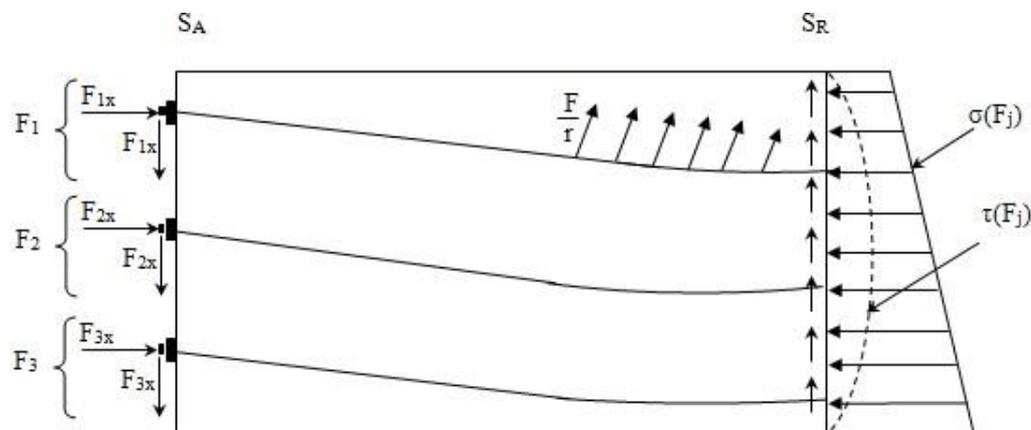


Fig. X.8: Transmission des forces dans la zone de régularisation.

Pour simplifier les calculs, les règles BPEL admettent que l'équilibre général s'obtient en superposant deux états d'équilibre :

- Equilibre selon la RDM.
- Equilibre de diffusion réelle des contraintes (équilibre générale de diffusion pure)

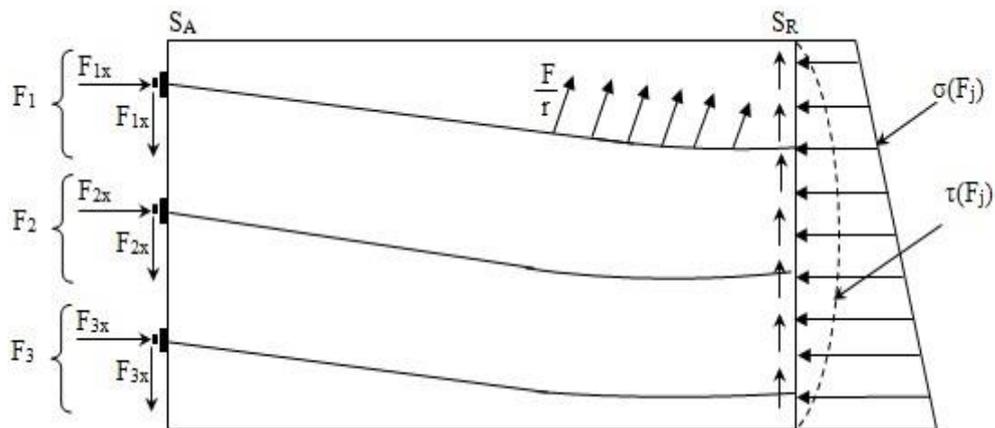


Fig. X.9: Equilibre général.

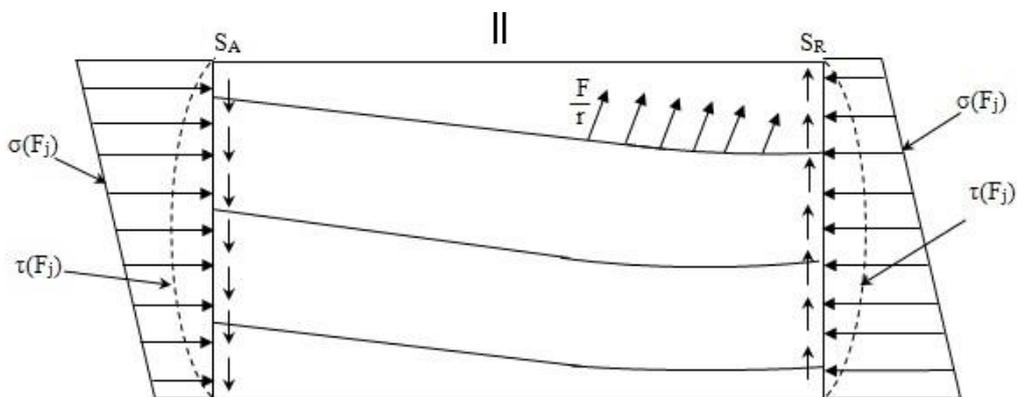


Fig. X.10: Equilibre selon la RDM.

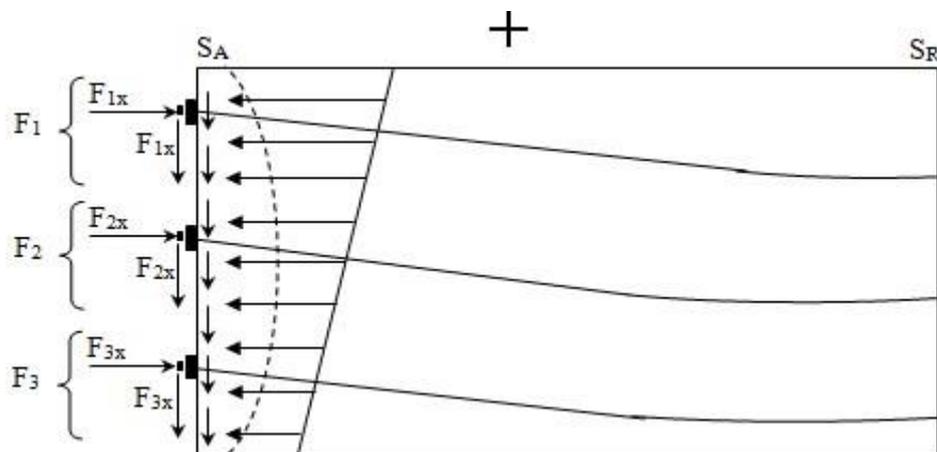


Fig. X.11: Equilibre général de diffusion pure.

Sur un plan de coupure horizontal quelconque « BC » distant de « t » par rapport à la fibre supérieure, on obtient les éléments de réductions selon la RDM : effort tranchant $V(x)$, moment fléchissant M_t et effort normale N_t .

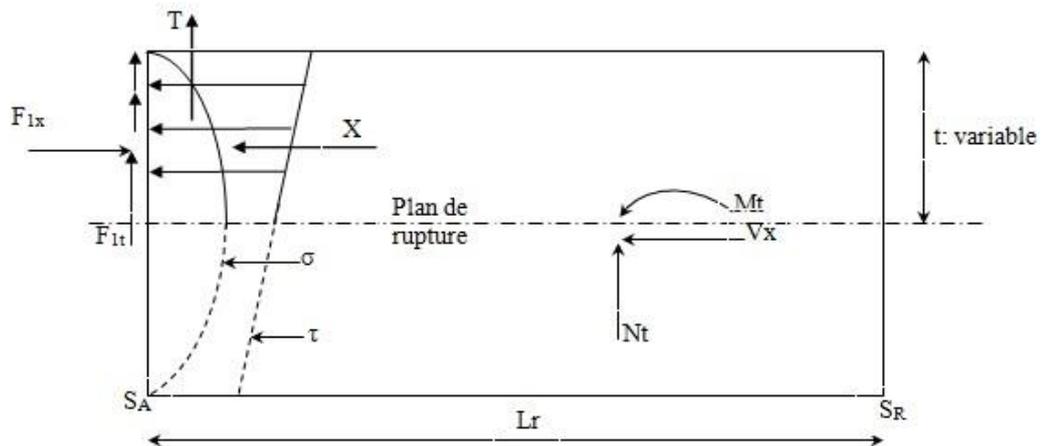


Fig. X.12: Sollicitations dans l'état d'équilibre général de diffusion pure.

X-3-3) justification vis-à-vis de l'équilibre général de diffusion pure :

a. Justification des contraintes :

Sur chaque plan de coupe d'ordonné « t » la contrainte de cisaillement est conventionnelle prise égale à :

$$\tau = \frac{V_x}{b * I_x}$$

Cette contrainte est cumulée algébriquement avec la contrainte « τ » la plus défavorable qui résulte (au même niveau « t ») de l'équilibre selon la RDM de l'ensemble des sollicitations.

Soit τ_{gmax} la contrainte globale maximale de cisaillement.

$$\tau_{gmax} = \max[(\tau_d + \tau)_t]$$

Cette contrainte doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{gmax} \leq 1.5 * f_{tj}$$

- Armature d'équilibre général :

Les armatures transversales régnant dans la zone de régulation des contraintes entre « SA » et « SR » doivent satisfaire globalement à la règle des coutures. L'effort tranchant écarté pour lequel les règles BPEL proposent :

$$V_{xe} = V_x * \left[1 - \left(\frac{f_{tj}}{3 * \tau_d} \right)^2 \right]$$

Si N_{tc} est l'effort normal au niveau où $V_x = V_{x_{max}}$, cette règle de couture conduit dans les cas fréquents où les aciers sont perpendiculaires à la fibre moyenne de la poutre, à dimensionner leur section totale par :

$$A_c = \frac{|V_{xe}|_{max} - N_{tc}}{\frac{2}{3} * f_e}$$

Avec :

V_{xe} : Effort tranchant réduit pour lequel les règles BPEL proposent la valeur suivante :

- Si $A_c < A_s + A_e$: aucun renforcement n'est à prévoir.
- Si $A_c > A_s + A_e$: il faut prévoir des armatures complémentaires aux sections A_s et A_e et de même façonnage qu'entre S_A et S_R , la section totale des aciers au moins égale à A_c . Ces armatures complémentaires éventuelles sont à répartir uniformément à partir de la section S_A sur une longueur au plus égale à $\frac{2}{3} * l_r$.

Application au projet :

1. Effet de surface :

- **Plan vertical :**

$$\max F_{j0} = 2063.577 \text{ KN.}$$

$$A_s = \frac{0.04 * 2063.577 * 10^3}{\frac{2}{3} * 500} = 2.47 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12** ($A = 3.39 \text{ cm}^2$)

- **Plan horizontale :**

Pour le plan de diffusion horizontale, on l'effort appliqué par les trois câbles.

$$A_s = 3 * \frac{0.04 * 2063.577 * 10^3}{\frac{2}{3} * 500} = 7.41 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre autour de chaque ancrage ($A = 3 * 3.39 = 10.17 \text{ cm}^2$).

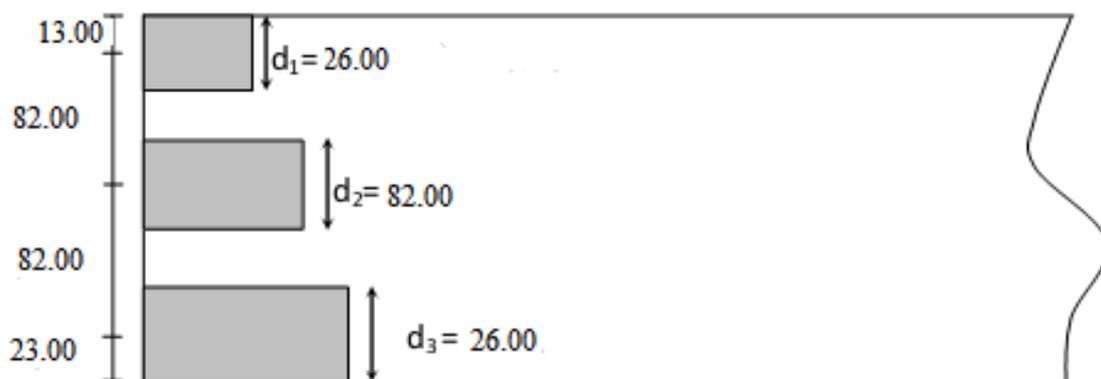


Fig. X.13: Zone de 1^{ère} régularisation (prismes symétriques).

2. Effet d'éclatement :**a. Vérification des contraintes :****- Contrainte de compression :**

$$\sigma_{C_1} = \frac{2063.577 * 10^3}{260 * 350} = 22.674 \leq \frac{2}{3} * f_{c_{14}} = 25.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{C_2} = \frac{2063.577 * 10^3}{820 * 350} = 7.190 \leq \frac{2}{3} * f_{c_{14}} = 25.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{C_3} = \frac{2063.577 * 10^3}{460 * 350} = 12.817 \leq \frac{2}{3} * f_{c_{14}} = 25.64 \text{ Mpa}$$

⇒ les contraintes sont vérifiées.

- Contrainte de traction :

$$\sigma_{t_1} = 0.5 * \left(1 - \frac{24}{30}\right) * 22.674 = 2.267 \leq 1.25 * f_{t_{14}} = 3.633 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{t_2} = 0.5 * \left(1 - \frac{24}{30}\right) * 7.190 = 0.719 \leq 1.25 * f_{t_{14}} = 3.633 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{t_3} = 0.5 * \left(1 - \frac{24}{30}\right) * 12.817 = 1.281 \leq 1.25 * f_{t_{14}} = 3.633 \text{ Mpa.}$$

⇒ les contraintes sont vérifiées.

b. Ferrailage d'éclatement :**- Plan vertical :**

$$A_t = \max \begin{cases} A_{e1} = 0.25 * \left(1 - \frac{24}{26}\right) * \left(\frac{2063.577 * 10^3}{\frac{2}{3} * 500}\right) = 1.19 \text{ cm}^2 \\ A_{e2} = 0.25 * \left(1 - \frac{24}{82}\right) * \left(\frac{2063.577 * 10^3}{\frac{2}{3} * 500}\right) = 10.94 \text{ cm}^2 \\ A_{e3} = 0.25 * \left(1 - \frac{24}{46}\right) * \left(\frac{2063.577 * 10^3}{\frac{2}{3} * 500}\right) = 7.40 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{e2} = 0.25 * \left(1 - \frac{24}{82}\right) * \left(\frac{2063.577 * 10^3}{\frac{2}{3} * 500}\right) = 10.94 \text{ cm}^2$$

$A_{e2} = 10.94 \text{ cm}^2$, soit un cadre à prendre 3*2 cadres de **HA12** ($A_e = 3 * 2 * 3.39 = 20.34 \text{ cm}^2$), sur une profondeur de 82 cm.

- Plan horizontal :

$$A_t = \begin{cases} 0.15 * \frac{2063.577 * 10^3}{\frac{2}{3} * 500 * 100} = 27.85 \text{ cm}^2 \\ 0.25 * \left(1 - \frac{24}{35}\right) * \left(\frac{2063.577 * 10^3}{\frac{2}{3} * 500 * 100}\right) = 11.27 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$A_t = 27.85 \text{ cm}^2$, soit à disposer 3 cadres **HA14** autour de chaque ancrage.

c. Effet d'équilibre général :

$$\sigma_{p_i} = \sigma_{p_o} - \Delta\sigma_{p_i}$$

$$\text{Câble (01)} : \sigma_{p_i} = 1416 - 124.719 = 1291.281 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Câble (02)} : \sigma_{p_i} = 1416 - 288.122 = 1127.878 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Câble (03)} : \sigma_{p_i} = 1416 - 384.08 = 1031.92 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} F_1 = 1291.281 * 1680 * 10^{-3} = 2169.352 \text{ Mpa.} \\ F_2 = 1291.281 * 1680 * 10^{-3} = 1894.835 \text{ Mpa} \\ F_3 = 1291.281 * 1680 * 10^{-3} = 1733.62 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$F_j = \begin{cases} F_{xj} = F_j * \cos \alpha_j \\ F_{tj} = F_j * \sin \alpha_j \end{cases}$$

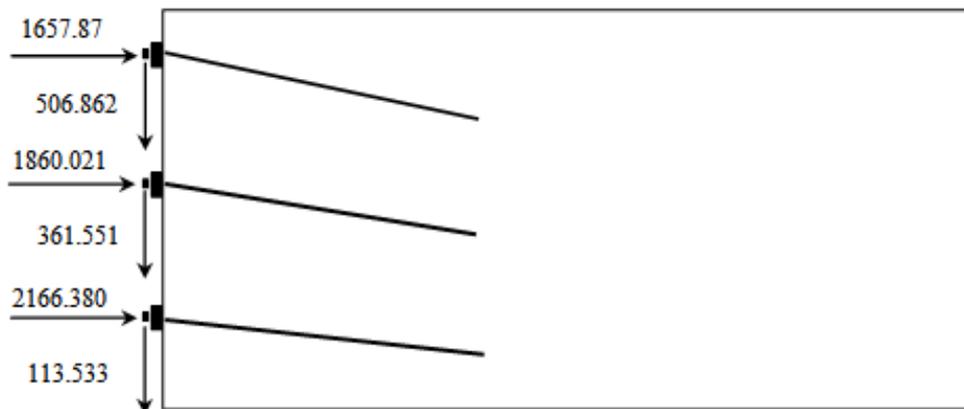


Fig. X.14: Composante des efforts de précontrainte.

3. Calcul des contraintes normales à l'about :

$$\sigma_s = \frac{\sum(P_i * \cos \alpha_i)}{B_{nette}} + \frac{\sum(P_i * \cos \alpha_i * e_{p_i}) * y}{I_{net}} ; e_{p_i} = Z - V'$$

- Fibre supérieure :

$$\sigma_s = \frac{(2166.380 + 1860.021 + 1657.67) * 10}{10307.27} + \frac{(2166.380 * (-85.154) + 1860.021 * (-3.154) + 1657.67 * (78.046))}{164252658.1}$$

$$= 5.181 \text{ Mpa.}$$

- **Fibre inférieure :**

$$\sigma_s = \frac{(2166.380 + 1860.021 + 1657.67) * 10}{10307.27} + \frac{(2166.380 * (-85.154) + 1860.021 * (-3.154) + 1657.67 * (78.046))}{164252658.1}$$

$$= 5.850 \text{ Mpa.}$$

4. Contraintes tangentielle à l'about:

$$\tau(t) = \frac{V_{red}}{b_n * 0.8 * h} \quad ; \quad V_{red} = V - \sum F_i * \sin \alpha_i$$

$$V_{red} = 1529.93 - (981.946) = 547.984 \text{ KN.}$$

D'où :

$$\tau(t) = \frac{547.984 * 10}{0.8 * 200 * 40.75} = 0.840 \text{ Mpa} > -1.5 * f_{tj} = -4.95 \text{ Mpa.}$$

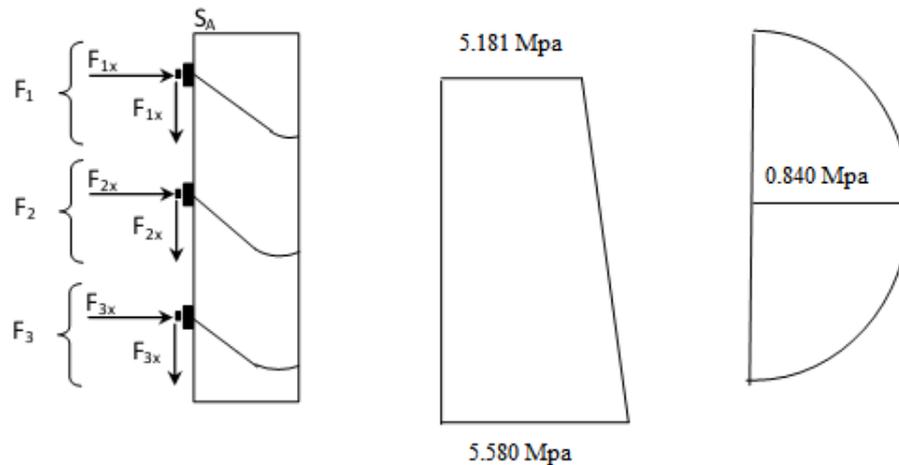


Fig. X.15: Contraintes normales et tangentielles.

5. Calcul des sollicitations:

$$\sigma(F_j) = 5.181 + \frac{5.850 - 5.181}{2.00} * t = 5.181 + 0.33t$$

$$X(t) = \int_0^t \sigma(F_j) * b * dt \quad ; b = 45\text{cm.}$$

$$= 2.331 t + 0.0742 t^2 \text{ (MN)}$$

$$\tau(F_j) = a * t^2 + b * t + c$$

$$\tau(t = 0) \Rightarrow c = 0$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau_{\max} = 0.840 \text{ Mpa.} \quad \Rightarrow \quad \frac{d\tau}{dt} = 0$$

$$\Rightarrow 2 a t + b = 0 \Rightarrow t = -\frac{b}{2a} = \frac{h}{2} \Rightarrow -\frac{b}{a} = h = 2.00 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

$$\tau\left(t = \frac{h}{2}\right) = \tau(t = 1.00) = a(1.00)^2 + b(1.00) = 0.840$$

$$\Rightarrow a + b = 0.840 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{De (1) et (2)} \Rightarrow \begin{cases} a = -0.840 \\ b = 1.302 \end{cases}$$

$$\tau(F_j) = -0.840 t^2 + 1.302 t$$

$$\Rightarrow T(t) = \int_0^t \tau(F_j) * e * dt = -0.0976 t^3 + 0.293 t^2$$

- Calcul des efforts tranchants :

$$V(t) = \sum F_i * \cos \alpha_i - X(t)$$

$$X(t) = 2.331 t + 0.0742 t^2 \text{ (MN).}$$

Câbles	$\alpha(^{\circ})$	F_i (KN)	F_{ix} (KN)	F_{it} (KN)
1	3	2169.352	2166.380	113.535
2	11	1894.835	1860.021	361.551
3	17	1733.625	1657.873	506.862

Tab X.3 : décomposition de l'effort F_i .

$$\begin{cases} \text{au desus } F_1: 0 \leq t \leq 13; X(t) = 0.304 \text{ MN} \Rightarrow V_x(t) = -0.304 \text{ MN} \\ \text{en dessous de } F_1: V_x = -0.304 + 1.657873 = 1.3578 \text{ MN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{au desus } F_2: 13 \leq t \leq 95; X(t) = 0.196 \text{ MN} \Rightarrow V_x(t) = -0.6022 \text{ MN} \\ \text{en dessous de } F_2: V_x = -0.6022 + 1.860021 = 1.2578 \text{ MN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{au desus } F_3: 95 \leq t \leq 177; X(t) = 2.00 \text{ MN} \Rightarrow V_x(t) = -0.7422 \text{ MN} \\ \text{en dessous de } F_3: V_x = -0.7422 + 2.166380 = 1.424 \text{ MN} \end{cases}$$

- Calcul des efforts normaux :

$$T(t) = -0.0976 t^3 + 0.293 t^2$$

$$N(t) = \sum F_i * \sin \alpha_i - T(t)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{au desus } F_1: 0 \leq t \leq 13 ; T(t) = 0.0047 \text{ MN} \Rightarrow N_x(t) = -0.0047 \text{ MN} \\ \text{en dessous de } F_1: V_x = -0.0074 + 0.506862 = 0.511 \text{ MN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{au desus } F_2: 13 \leq t \leq 95 ; T(t) = 0.143 \text{ MN} \Rightarrow N_x(t) = 0.368 \text{ MN} \\ \text{en dessous de } F_2: N_x = 0.368 + 0.361551 = 0.7295 \text{ MN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{au desus } F_3: 95 \leq t \leq 177 ; T(t) = 0.167 \text{ MN} \Rightarrow N_x(t) = 0.201 \text{ MN} \\ \text{en dessous de } F_3: V_x = 0.201 + 0.1135235 = 0.314 \text{ MN} \end{array} \right.$$

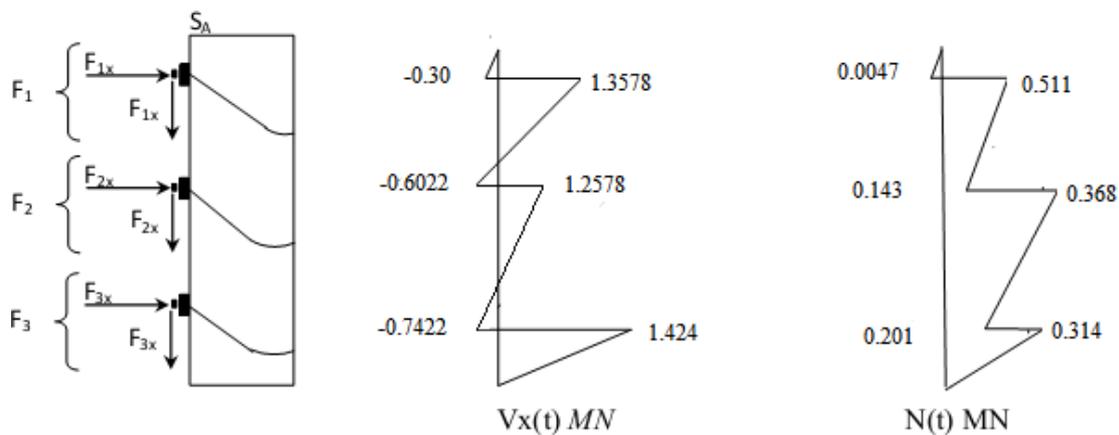


Fig. X.15: Diagramme des efforts tranchants et efforts normaux.

6. Armatures d'équilibre général :

$$\tau_d = \frac{2 * V_x}{b * h} = \frac{2 * 1.424}{0.45 * 2.00} = 3.16 \text{ Mpa.}$$

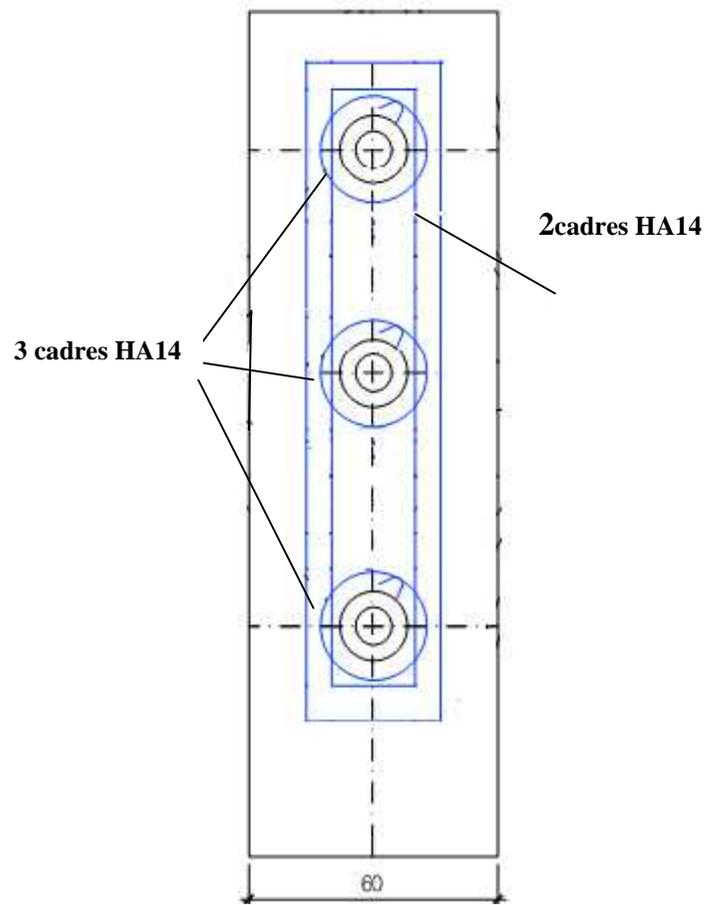
$$V_x = V_{x_{\max}} * \left[1 - \left(\frac{f_{t28}}{3 * \tau_d} \right)^2 \right] = 1.424 * \left[1 - \left(\frac{3.3}{3 * 3.16} \right)^2 \right] = 1.251 \text{ MN.}$$

$$A_s = \frac{(1.251 - 0.314) * 10^4}{\frac{2}{3} * 500} = 28.11 \text{ cm}^2$$

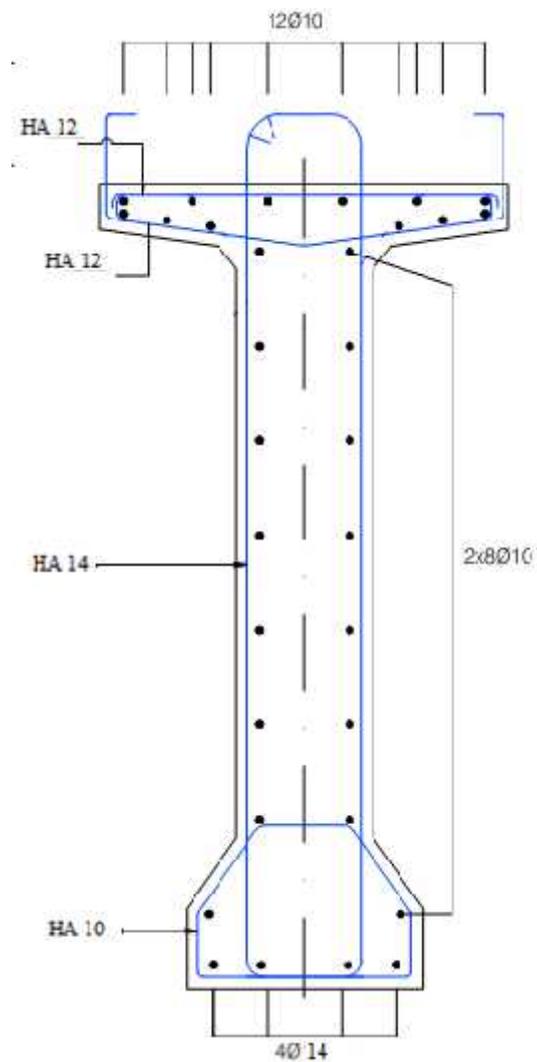
Soit une section répartie sur une longueur de $\frac{2}{3} * 200 = 1.33 \text{ m}$.

$$A_s + A_e = 7.41 + 27.85 = 35.26 \text{ cm}^2 > A_c = 28.11 \text{ cm}^2$$

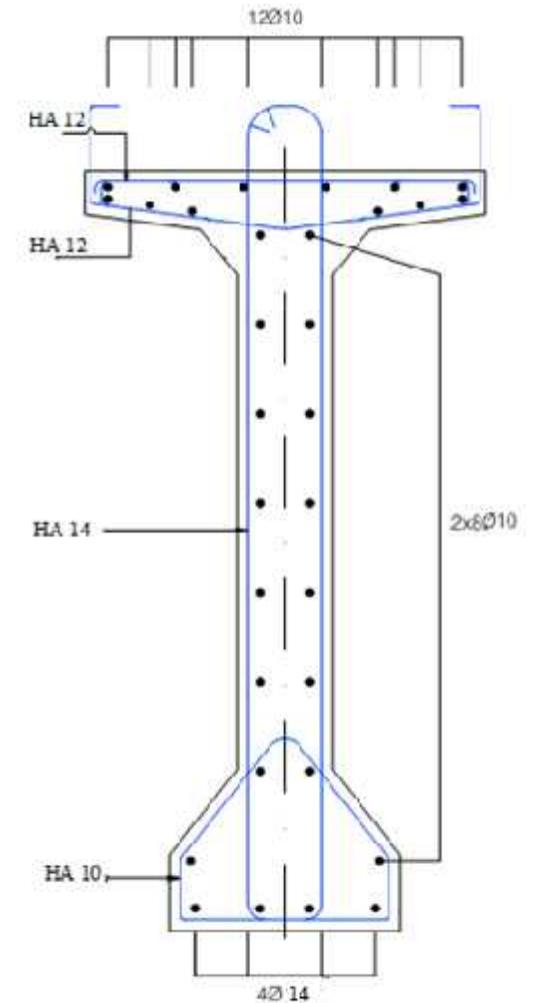
condition vérifiée \Rightarrow aucun renforcement n'est à prévoir .



Zone d'about



Section d'about



Section médiane

Ferrailage de la poutre

Chapitre XI

Calcul des déformations

Introduction :

Une poutre isostatique simplement appuyée peut subir des déformations sous l'effet de son poids propre seul, d'autre part la précontrainte qui engendre aussi des déformations (rotation, flèche, raccourcissement ...). Néanmoins, il est nécessaires que ces déformations puissent librement se produire sans toutefois modifier les efforts de précontrainte, c'est pour quoi dans la plus part des cas ce type de poutres sont posées sur des appuis en Néoprène (caoutchouc synthétique) permettent les rotations et les déplacements d'appui.

XI-1) calcul des flèches :**XI-1-1) flèche due au poids propre de la structure:**

L'étude se fera à la section médiane. On supposera que la rigidité flexionnelle de la poutre est constante en prenant la moyenne des inerties entre la section d'about et la section médiane. La flèche à mi travée est donnée par l'expression suivante :

$$f_G = \frac{5 q_G L^4}{384 E_V I_G} = \frac{5 M_G L^2}{48 E_V I_G}$$

Avec :

E_V : Module de déformation longitudinale différée.

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{F_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{45} = 13160.5 \text{ MPa}$$

I_G : Moment d'inertie (poutre + hourdis)

$$I_G = 61607682.86 \text{ cm}^4$$

M_G : Moment sous charges permanente

$$M_G = 507.6 \text{ t.m}$$

$$f_G = 10.64 \text{ cm}$$

XI-1-2) flèche due aux surcharges:

Pour simplifier les calculs, en considère que les surcharge sont uniformément réparties :

$$M_S = M_T - M_G = 733.6 - 507.6 = 226 \text{ t.m}$$

Même calcule que pour la flèche due au poids propre

$$f_s = 4.73 \text{ cm}$$

XI-1-3) contre flèche de précontrainte :

A cause de la symétrie du diagramme des moments de précontrainte par rapport à l'axe de La poutre f_p sera donné par :

$$f_p = \int_0^L \frac{M_x}{EI_G} dx$$

Avec $M_x dx$ est le moment statique par rapport à l'appui de gauche de l'aire limitée par le diagramme des moments de précontrainte dans chaque section et l'axe horizontal de référence sur la demi-largeur.

Diagramme des moments de précontraintes :

Pour une poutre précontrainte, le diagramme des moments est de la forme suivante:

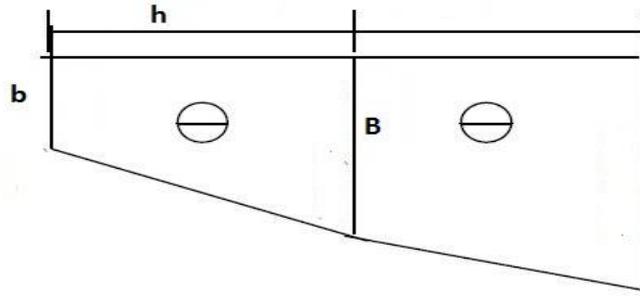


Fig.XI-1 diagramme des moments sous précontrainte d'une poutre

Dans un trapèze (h, b, B), la distance (x) de son centre de gravité à la plus petite base est:

$$X_i = \frac{h(2B + b)}{3(B + b)}$$

Ces moments sont calculés dans les sections (milieu, quart, l'appui) Avec :

$$M_P = N * e$$

N : Effort de précontrainte et **e** : excentricité.

Avec :

$$N = \frac{N_i + N_f}{2}$$

Ou : $N_x = P \sum \cos \alpha$

N_i : Effort normale initial $N_i = \sigma_{pi} * A_P$

N_f : Effort normal final (en service). $N_i = \sigma_{ps} * A_P$

P : Effort de précontrainte donné par câble.

σ_{pi} : Tension initiale probable **Tab.VII-15**

σ_{ps} : Tension finale probable **Tab VII-19**

A_P : 1680 mm² (section d'acier de précontrainte).

section	N_i (t)	N_f (t)	N (t)	e (m)	M_P (t.m)
0.00L	579.23	511.44	545.33	-0.244	133.06
0.25L	641.73	533.33	587.53	-1.2345	725.3
0.5L	651.51	547.87	599.69	-1.2345	740.31

Tab.XI-1 Valeurs du moment due a la précontrainte à différentes sections

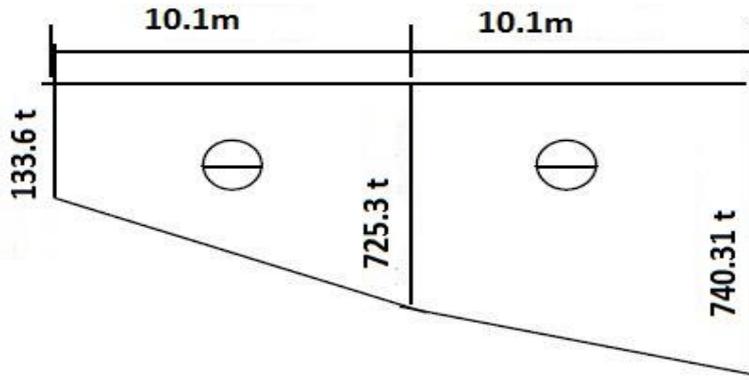


Fig.XI-2 diagramme des moments de précontrainte

- Trapèze (1)

$$X_1 = \frac{10.1 * (2 * 7253 + 1336)}{3(7253 + 1336)} = 6.20\text{m}$$

D'où

$$\frac{1}{EI} \int_0^{10.1} M_X \cdot dx = \frac{X_1 * A_1}{EI} = 6.20 * \frac{(7253 + 1336) * 10.1}{2EI} = \frac{268921.59}{EI}$$

- Trapèze (2)

$$X_2 = \frac{10.1 * (2 * 7403.1 + 7253)}{3(7403.1 + 7253)} + 10.1 = 15.16\text{m}$$

D'où

$$\frac{1}{EI} \int_{10.1}^{20.2} M_X \cdot dx = \frac{X_2 * A_2}{EI} = 15.16 * \frac{(7403.1 + 7253) * 10.1}{2EI} = \frac{1122041.7}{EI}$$

$$f_p = - \frac{(268921.59 + 1122041.7) * 10^{11}}{13160.5 * 61607682.86 * 10^4} = -17.15\text{cm}$$

Le signe (-) montre que la flèche est dirigée vers le haut.

Flèche totale :

- En service à vide :

$$f = f_G + f_p = 10.64 - 17.15 = -6.51\text{cm}$$

- En service en charge :

$$f = f_G + f_p + f_s = 10.64 - 17.15 + 4.73 = -1.78\text{cm}$$

En conclusion la flèche en service en charge est inférieure à la flèche admissible ($L/500 = 8.08\text{cm}$) donc la poutre est vérifiée vis-à-vis de la flèche.

XI-2) calcul des rotations :**XI-2-1) rotations sous le poids propre:**

La rotation α à l'appui est donnée par l'expression suivante:

$$\alpha_G = \frac{q_G * L^3}{E_V * I_G} = \frac{M_G * L}{3 * E_V * I_G}$$

$$\alpha_G = 8.43 * 10^{-3} \text{rd}$$

XI-2-2) rotations sous les charges:

$$\alpha_s = \frac{q_s * L^3}{E_V * I_G} = \frac{M_s * L}{3 * E_V * I_G}$$

$$\alpha_s = 3.75 * 10^{-3} \text{rd}$$

XI-2-3) rotations sous la précontrainte:

$$\alpha_p = \frac{1}{EI} \int M_X dx = -\frac{\sum A_i}{EI}$$

Avec A_i aire des trapèzes sur toute la longueur de la poutre

$$\alpha_p = -\frac{2 \left(\frac{1336 + 7253}{2} + \frac{7253 + 7403.1}{2} \right)}{13160.5 * 61607682.86} * 10.1 * 10^5 = -2 * 10^{-2} \text{rd}$$

$$\alpha_p = -2 * 10^{-2} \text{rd}$$

Rotation résultante :

- A vide :

$$\alpha = \alpha_G + \alpha_p = 8.43 * 10^{-3} - 2 * 10^{-2} = -1.15 * 10^{-2} \text{rd}$$

- En charge

$$\alpha = \alpha_G + \alpha_p + \alpha_s = (3.75 + 8.43) * 10^{-3} - 2 * 10^{-2} = -7.82 * 10^{-3} \text{rd}$$

XI-3) calcul des déplacements d'appuis :**XI-3-1) déplacements dû à la rotation :**

$$\Delta\alpha = \frac{\alpha * h}{2} = \frac{-1.15 * 10^{-2} * 200}{2} = -1.15 \text{cm}$$

XI-3-2) déplacements dû au retrait :

La valeur moyenne du retrait étant : $\varepsilon_r = 3 * 10^{-4}$

$$\Delta r = \varepsilon_r * \frac{L}{2} = \frac{3 * 10^{-4} * 4040}{2} = 0.606 \text{cm}$$

XI-3-3) déplacements dû au fluage :

$$\Delta f = \frac{\varepsilon_{\text{flu}} * L}{2}$$

$$\varepsilon_{\text{flu}} = \frac{2\sigma_b}{E_i} = 5.62 * 10^{-4}$$

σ_b : Contrainte normale finale dans le béton au niveau du câble moyen

$$\sigma_b = \frac{\Delta_{\text{flu}} * E_i}{E_p} + \sigma_M = 11.01 \text{MPa}$$

σ_M : Contrainte maximale de compression du béton au niveau du câble moyen **chap. VII.**

Δ_{flu} : Perte due au fluage **chap. VII**

E_p : Module d'élasticité de l'acier

E_i : Module de déformation longitudinale instantané.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{F_{C28}} = 11000 \sqrt[3]{45} = 39125.82 \text{MPa}$$

$$\Delta f = 1.13 \text{ cm}$$

XI-3-4) déplacements dû à la variation de température :

$$\Delta_t = \frac{L}{10000} = \frac{4040}{10000} = \mp 0.404 \text{ cm}$$

Déplacement total :

$$\Delta_{\text{max}}^+ = \Delta_{\alpha} + \Delta_r + \Delta_f + \Delta_t = -1.15 + 0.606 + 1.13 + 0.404 = 0.99 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{max}}^- = \Delta_{\alpha} + \Delta_r + \Delta_f - \Delta_t = -1.15 + 0.606 + 1.13 - 0.404 = 0.182 \text{ cm}$$

Conclusion :

Toutes les valeurs trouvées dans les différentes déformations sont d'ordres négligeables, donc elles ne compromettent pas la pérennité de l'ouvrage.

Chapitre XII

Equipements de pont

Introduction

Les équipements de pont jouent un rôle important dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent à un pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers.

XII-1) Appareils d'appui :

Les appareils d'appui sont des éléments importants de la structure et non des équipements pour lesquelles il existe une notion d'usure et de durabilité inférieure à celle de l'ouvrage et que l'on considère comme de la matière consommable; à ce titre on devra donc apporter tout le soin nécessaire à leur choix leur qualité, leur conception et leur mise en œuvre. Placés entre le tablier et les appuis leur rôles et de transmettre les actions verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.

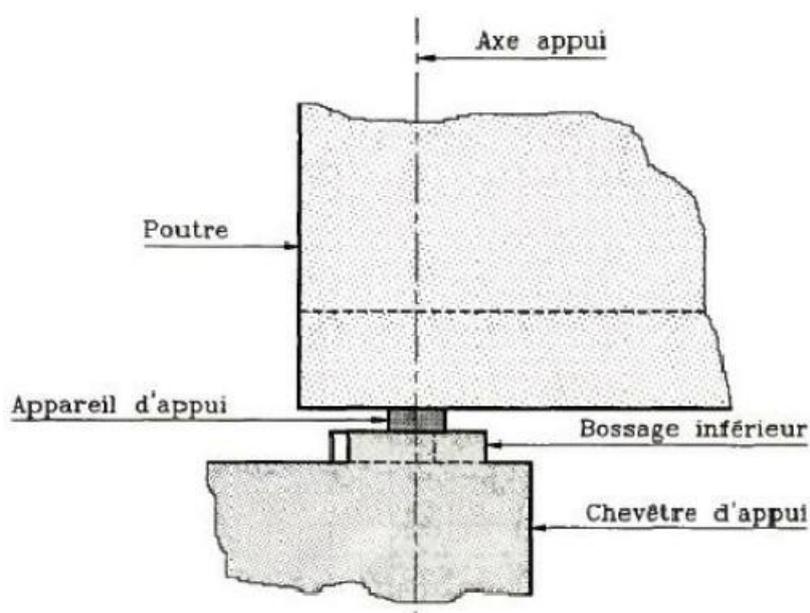


Fig. XII-1 : disposition des appareils d'appuis

Il existe quatre types d'appareils d'appuis :

- Les articulations en béton
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté
- Les appareils d'appuis spéciaux
- Les appareils d'appuis métalliques.

Le choix du type d'appareil d'appui dépend de nombreux facteurs ; descente de charge, rotation maximale, déplacements horizontaux, durabilité, cout, le type d'ouvrage, son environnement et des dispositions constructives.

On se référant au document de la **SETRA (réf 4)** relatif sur les appareils d'appuis qui stipule que pour des réactions d'appuis limitées à **12MN** (calculées à l'E.L.U) ; l'appareil d'appui en élastomère fretté convient parfaitement en plus des avantages qu'il présente : Facilité de mise en œuvre, de réglage et de contrôle, le cout relativement modéré et il n'exige aucun entretien.

XII-1-1) Définition :

Un appareil d'appuis en élastomère fretté est un bloc d'élastomère vulcanisé (renforcé inférieurement par une ou plusieurs frettes en acier, collées chimiquement pendant la vulcanisation ; l'élastomère est un matériau qui reprend approximativement sa forme et ses dimensions initiales après déformation sous contrainte.

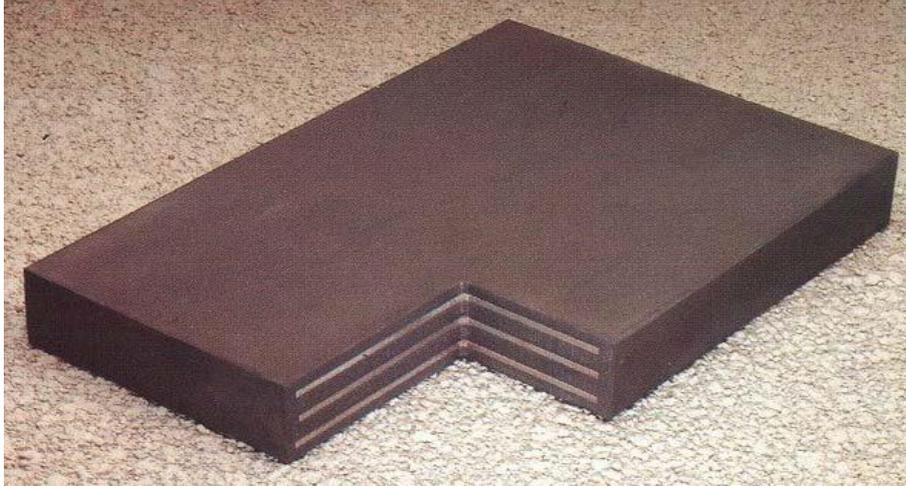


Fig. XII-2 : appareil d'appui élastomère fretté

XII-1-2) Définitions géométriques :

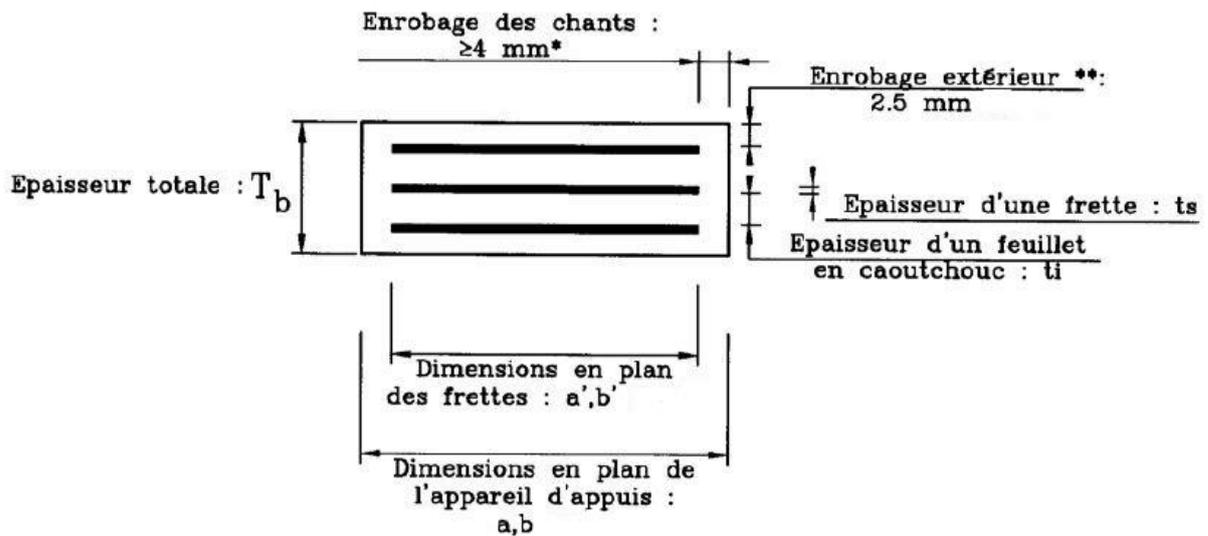


Fig. XII-3 constitutions géométriques d'un appareil d'appui

XII-1-2) Dimensionnement de l'appareil d'appui :

Principe :

Pour le dimensionnement de l'appareil d'appui on a utilisé le document de la SETRA (réf 4) dont le principe est de justifier chaque appareil d'appui en fonction des sollicitations.

Les règles de dimensionnement et de vérification des appareils d'appui visent à limiter leur distorsion horizontale totale aux états limites ultimes, sous l'action de sollicitations verticales et horizontales et des déformations horizontales ou angulaires imposées à l'appareil d'appui.

Conformément au document 04 des vérifications aux états limites doivent être faites pour les appareils d'appui en élastomère fretté :

- La distorsion totale maximale en tout point de l'appareil d'appui est limitée.
- L'épaisseur des frettes doit être suffisante pour résister à la traction qu'elles subissent.
- La stabilité de l'appareil d'appui doit être assurée à la rotation, au flambement et au glissement.
- Les actions exercées par l'appareil d'appui sur le reste de la structure doivent être vérifiées.

1) Comportement de l'appareil d'appui.

1-1) Comportement sous effort normal :

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

Elle est donnée par la formule :

$$\epsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1.5F_z}{G A_r S}$$

G désigne le module conventionnel de l'élastomère avec $G = 0,9$ MPa et A_r est la surface en plan effective.

$$A_r = A' \left(1 - \frac{V_x}{a'}\right) \text{ avec } A' = a' * b'$$

V_x : déformation horizontale

S : est le coefficient de forme de la couche i

$$S = \frac{A'}{2(a' + b')t_i}$$

t_i : épaisseur normale d'une couche de néoprène

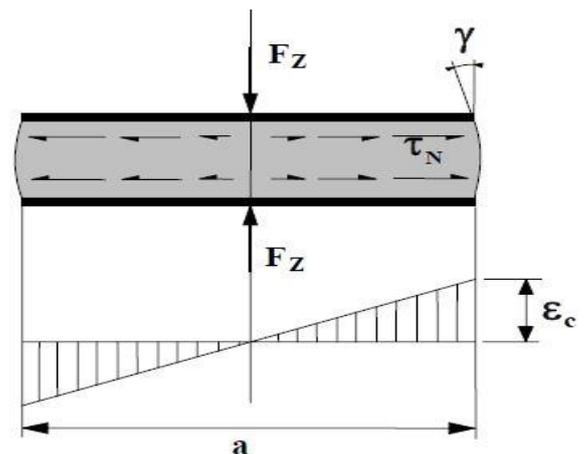


Fig. XII-4 distorsion de l'appareil d'appui sous effort normal

1-2) Comportement sous un effort horizontal z_0

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

Sous un déplacement V_X ou sous un effort horizontal F_X , la distorsion est donnée par la formule

$$\epsilon_q = \frac{V_X}{T_q} = \frac{F_X}{G a b} e_i$$

Dans ces formules, le module G sera pris égal à **0,9 MPa** pour les chargements statiques et à **1,8 MPa** sous les actions dynamiques

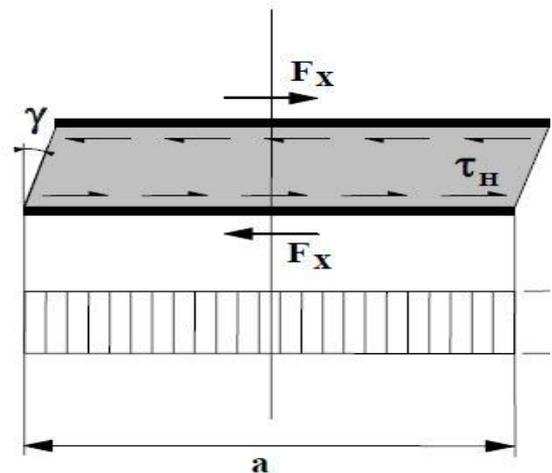


Fig. XII-5 distorsion de l'appareil d'appui sous effort horizontal

1-3) Comportement sous une rotation d'axe horizontal :

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

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

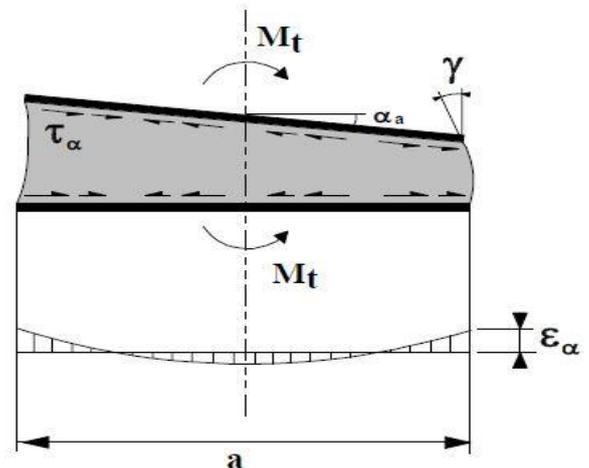


Fig. XII-6 distorsion de l'appareil d'appui sous un moment d'axe horizontal

2) Vérification du dimensionnement :

2-1) limitation de la distorsion

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

$$\epsilon_T = (\epsilon_c + \epsilon_q + \epsilon_\alpha) < 7$$

De plus, la distorsion sous les efforts ou déplacements horizontaux est limité à $1: \epsilon_q < 1$.

2-2) Traction dans les frettes

Les frettes doivent avoir au moins **2 mm** d'épaisseur. La norme demande aussi de vérifier l'épaisseur minimale des frettes métalliques à l'Etat Limite Ultime. Pour des appareils d'appui dont les feuillets sont d'épaisseur constante t_i , l'épaisseur minimale t_s des frettes est définie par la formule :

$$t_s = \frac{2.6 F_z t_i}{A_r F_y}$$

Avec :

F_z : Effort vertical maximum appliqué

F_y : limite élastique de l'acier qui compose les frettes (soit 235 MPa pour l'acier S235)

2-3) Condition limite en rotation :

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

$$\sum V_z \geq \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{3}$$

Avec :

α_a et α_b rotations d'axes perpendiculaires aux côtés **a** et **b** de l'appareil d'appui

$\sum V_z$: Somme des déformations verticales calculées comme suite.

$$\sum V_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 G S^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

Ou : $E_b = 2000 \text{ MPa}$

2-4) Stabilité au flambement :

La stabilité au flambement doit être vérifiée à l'Etat Limite Ultime dans la condition suivante :

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

2-5) Condition de non glissement :

$$F_{XY} < \mu_e F_z \text{ et } \frac{F_z G_{\min}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

Avec :

$F_z G_{\min}$: Réaction minimale sous charges permanentes

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

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

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5K_f}{\sigma_m} \text{ ou } \sigma_m = \frac{F_z}{A_r} \text{ (en MPa)}$$

$K_f = 0.6$ Pour le béton.

Application pour notre projet :

Pour chaque appui, on disposera un appareil d'appui.

1) Calcul des efforts horizontaux :(réf 2)

a) Effort de freinage du a la surcharge A(L) :

$$F_{A(L)} = \frac{A(L) * s}{20 + (0.0035 * s)}$$

Avec : $A(L) = 0.8253 \text{ t/m}^2$ chap. V

$$S = 10.5 * 40.4 = 424.2 \text{ m}^2 \text{ (surface surchargé)}$$

Dou : $F_{A(L)} = 162.9 \text{ KN}$

$H_{A(L)}$ = poids d'un camion / N appuis

$$H_{A(L)} = \frac{162.9}{2 * 9} = 9.05 \text{ KN}$$

b) Effort de freinage du a la surcharge B_C :

Chaque essieu d'un camion de système B_C peut développer un effort de freinage égal à son poids ; parmi les camions qu'on peut placer un seul est supposé freiner.

$$F_{BC} = 30t = 300 \text{ KN}$$

H_{Bc} = poids d'un camion / N appuis

$$H_{Bc} = \frac{300}{2 * 9} = 16.66 \text{ KN}$$

2) Déformations dues aux retrait, fluage, dilatation et à la rotation : (chap. XI)

$$\Delta f = 1.13 \text{ cm}$$

$$\Delta r = 0.606 \text{ cm}$$

$$\Delta \alpha = -1.15 \text{ cm}$$

$$\Delta t = \mp 0.404 \text{ cm}$$

D'où $V_1 = 0.99 \text{ cm}$

3) Dimensionnement :

a) Aire de l'appareil d'appui

Sous réserve de justifications complémentaires, la contrainte de compression moyenne doit être comprise entre 20 et 25MPa sur la surface A' suivant la dimension de l'appareil d'appui.

Dans notre cas nous partirons sur la petite valeur de la fourchette soit : 20MPa

On obtient donc, pour la réaction verticale maximale $Fz = 1457.14 \text{ KN} = 1.45 \text{ MN}$

D'où

$$A' > \frac{1.45}{20} = 0.0725 \text{ soit } 725 \text{ cm}^2$$

b) Hauteur nette de l'élastomère :

La condition habituellement prépondérante est celle de ϵ_q liée au déplacement horizontal maximal

$$\epsilon_q = \frac{V_X}{T_q} \leq 1 \quad \text{avec} \quad V_X = V_1 + V_2$$

- **Considérons :**

V_1 : Déplacement horizontal maximale dû à la retrait fluage et dilatation

V_2 : Déplacement horizontal maximale dû au freinage.

$$V_X = V_1 + V_2 = V_1 + \frac{H_X * T_q}{2 G a b} = 0.0214 + \frac{0.016 * T_q}{2 * 0.9 * 0.0725}$$

$$V_X = 0.0214 + 0.122 T_q$$

$$\epsilon_q = \frac{0.0214 + 0.122 T_q}{T_q} \leq 1 \quad \text{d'ou} \quad T_q \geq \mathbf{0.024m}$$

- **Considérons :**

V_1 : Déplacement horizontal maximale dû à la retrait fluage et dilatation

$V_2 = 0$

$$V_X = V_1 = 0.0214m \quad \text{d'ou} \quad T_q \geq \mathbf{0.0214m}$$

On peut choisir 5 feuilles intermédiaires de 12mm et 2 enrobages de 2.5, soit 65mm

c) Dimensions en plan :

On respectant la surface minimale trouvé 0.0725m^2 et en conservant une pression minimale de 3MPa sous charge permanente minimale avec $F_{Z_{\min}} = 1086.22 \text{ KN} = 1.086 \text{ MN}$

$$A' \leq \frac{1.086}{3} = 0.362 \text{ soit } 3620 \text{ cm}^2$$

On peut choisir les dimensions $a = 400 \text{ mm}$, $b = 500\text{mm}$ avec un enrobage totale de $2*5=10\text{mm}$

Soit les valeurs : $a'=390\text{mm}$, $b'=490\text{mm}$ et $A'= 1911\text{cm}^2$

d) Stabilité au flambement :

Ayant déterminé les dimensions en plan et la hauteur d'élastomère, il important de vérifier la stabilité de l'appareil d'appui au flambement.

Le coefficient de forme d'une feuille

$$s = \frac{a' * b'}{2t(a' + b')} = \frac{0.390 * 0.490}{2 * 0.012(0.390 + 0.490)} = 9.04$$

Pression moyenne

$$\sigma_m = \frac{f_z}{A_r} \quad \text{avec} \quad A_r = A' \left(1 - \frac{V_X}{a'} - \frac{V_Y}{b'} \right)$$

On pourra souvent négliger l'effet de V_Y et utilisé la valeur maximale de V_X

$$A_r = 0.1911 \left(1 - \frac{0.02933}{0.390} \right) = 0.1767\text{m}$$

d'ou

$$\sigma_m = 8.20 \text{ MPa}$$

Epaisseur totale de l'élastomère est de $T_e = 65\text{mm}$

Pression limite

$$\sigma_{\text{lim}} = \frac{2a'GS}{3T_e} = \frac{2 * 0.39 * 0.9 * 9.04}{3 * 0.065} = 33.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{lim}} = 33.36\text{MPa} > \sigma_m = 8.20 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

e) Respect de la limite de déformation :

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

$$\varepsilon_c = \frac{\tau_N}{G} = \frac{1.5F_Z}{G A_r S} = \frac{1.5 * 1.45}{0.9 * 0.1767 * 9.04} = \mathbf{1.51}$$

$$\varepsilon_q = \frac{V_X}{T_q} = \frac{0.0214 + 0.122 * 0.065}{0.065} = \mathbf{0.45}$$

$$\varepsilon_\alpha = \frac{(a'^2 \alpha_a) t_i}{2 \sum t_i^3} = \frac{0.39^2 * 0.01 * 0.012}{2 * (5 * 0.012^3 + 2 * 0.0025^3)} = \mathbf{1.05}$$

Avec $\alpha_a = 0.01 = 0.0078 + 0.003$ (de défaut de pose)

$$\varepsilon_T = (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_\alpha) = 1.48 + 0.45 + 1.05 = 3.01 < 7 \text{ Condition vérifiée}$$

f) Stabilité en rotation :

Ensuite on s'assure que la stabilité en rotation est vérifiée pour l'appareil d'appui.

Tassement théorique :

$$V_Z = \sum \frac{F_Z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 G S^2} + \frac{1}{E_b} \right) = \frac{1.45 * 0.065}{0.1911} \left(\frac{1}{5 * 0.9 * 9.04^2} + \frac{1}{2000} \right) = 0.0015 \text{ m}$$

Valeur de stabilité en rotation :

$$\frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{3} = \frac{0.39 * 0.01 + 0.49 * 0}{3} = 0.0013 \text{ m}$$

$$V_Z = \sum \frac{F_Z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 G S^2} + \frac{1}{E_b} \right) > \frac{(a' \alpha_a + b' \alpha_b)}{3} \text{ Condition vérifiée}$$

g) Vérification de la condition de non-glissement :

$$F_X < \mu_e F_Z \text{ et } \frac{F_Z G_{\min}}{A_r} \geq 3 \text{ MPa}$$

$$\frac{F_Z G_{\min}}{A_r} = \frac{1.086}{0.1806} = 6.01 \text{ MPa} > 3 \text{ MPa Condition vérifiée}$$

$$\text{Avec } A_r = 0.1911 \left(1 - \frac{0.0214}{0.390} \right) = 0.1806 \text{ m}$$

$$\mu_e = 0.1 + \frac{1.5 K_f}{\sigma_m} = 0.1 + \frac{1.5 * 0.6}{6.01} = 0.249 \text{ avec } K_f = 0.6 \text{ (pour le béton)}$$

$$f_x = \left(\frac{0.021}{0.065} * 0.9 * 0.39 * 0.49 \right) + 0.021 = 0.078 < \mu_e F_Z = 0.249 * 1.086 = 0.27$$

Condition vérifiée

h) Dimensionnement des frettes :

$$t_s = \frac{2.6 F_Z t_i}{A_r F_y} = \frac{2.6 * 1.45 * 0.012}{0.1767 * 235} = \mathbf{0.0018m}$$

Pour un appareil d'appui de **400 x 500**, on prendra des frettes de **3 mm** d'épaisseur.

XII-2) joint de chaussée

1) Définition :

Les joints sont conçus et réalisés pour assurer la continuité de circulation entre deux éléments d'ouvrage, en dépit de leurs déplacements relatifs dus à l'effet des écarts de température aux retraits différés, aux glissements ou aux rotations.

Les différents types de joints existants se distinguent les uns des autres en fonction de deux critères fondamentaux :

L'ouverture de joint, c'est-à-dire le jeu maximum que le joint doit permettre (le souffle).

L'intensité du trafic qu'il doit subir, c'est-à-dire le débit du véhicule que leur tonnage.



fig.XII-7 Joint de chaussée

2) Le choix du type de joint :

Le choix d'un type de joint de chaussée fait référence à une classification basée sur la notion de robustesse. On distingue ainsi :

- Les joints lourds, pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules (ou de volume inférieur, mais à fort pourcentage de poids lourds).
- Les joints légers, pour un trafic inférieur à 1000 v/jour
- Les joints semi lourds, pour un trafic compris entre 1000 et 3000 v/ jour

Et le choix d'un joint de chaussée adapté à un ouvrage donné et à son environnement dépend de nombreux paramètres. Il convient de les prendre en compte pour garantir un fonctionnement adéquat du joint, une durabilité optimale et son adéquation avec les besoins spécifiques de l'ouvrage.

Pour notre ouvrage qui assure un trafic journalier plus de 3000 véhicules donc on opte pour un joint lourd type **C W 50 (réf. 05)** avec un souffle minimale de **W=50mm**

3) Calcul du souffle des joints :

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre leurs deux positions extrêmes.

Le calcul du joint se base principalement sur les deux combinaisons suivantes :

- Le déplacement dû aux variations linaires plus le déplacement dû au freinage doit être inférieur à W

$$\Delta L + \varepsilon_f < W$$

- Le déplacement dû aux variations linaires plus le déplacement dû au séisme doit être inférieur à 1.3W

$$\Delta L + \varepsilon_s < 1.3W$$

Le déplacement dû aux variations linéaires (chap. XI)

$$\Delta L = \Delta_r + \Delta_f + \Delta_t = 0.606 + 1.13 + 0.404 = \mathbf{2.14 \text{ cm}}$$

Le déplacement du au freinage

$$\varepsilon_f = \frac{H_{Bc} * T_q}{2 G a b} = \frac{0.016 * 0.065}{2 * 0.9 * 0.2} = 0.00288\text{m} = \mathbf{2.88\text{mm}}$$

Le déplacement du au séisme :

$$\varepsilon_s = \frac{H_s * T_q}{2 G a b} = \frac{0.07 * 0.065}{2 * 0.9 * 0.2} = \mathbf{12.6\text{mm}}$$

Avec $H_s = 0,10 G = 0.1 * 1260 = 126t$ (Ou G est le poids du tablier)

$$H_{s/\text{appui}} = \frac{126}{2} * 9 = 7t = 0.07\text{MN}$$

Combinaisons

$$\Delta L + \varepsilon_f = 24.28\text{mm} < W = 50\text{mm} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\Delta L + \varepsilon_s = 34\text{mm} < 1.3W = 65\text{mm} \text{ Condition vérifiée}$$

XII-3) Etude du sommier d'appui :(selon document de la STRA PP 73)

Des efforts localisés non négligeables sont susceptible de se produire à la partie supérieure des voiles(chevêtre) sous l'effet des charges verticales prévenant du tablier principalement lorsque la liaison tablier-chevêtre est assure par des appareils d'appuis discontinus (plaques d'élastomère fretté). Il ya donc lieu de déterminer les efforts et le ferrailage correspondant.

a. Ferrailage du sommier d'appuis :**- Armateurs de chainage :**

La section de ferrailage de chainage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles pour le calcul des armatures de semelles.

$$A_{ch} = 0.25 * \frac{R_{max}}{\frac{2*f_e}{3*\gamma_s}} = 0.25 * \frac{1457.14 * 10^3}{\frac{2*500}{3*1.15}} = 12.56 \text{ cm}^2$$

$A_{ch} = 12.56 \text{ cm}^2$ on prend 2Ø16 avec $S_t = 20\text{cm}$

Ces armatures de chainage seront généralement disposées en une seule nappe, ancrée aux extrémités. Pour limité la propagation d'éventuelle fissuration, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage sur une hauteur H.

$$H = 0.125 * \frac{R_{max}}{\frac{2*f_e}{3*\gamma_s}} = 0.125 * \frac{1457.14 * 10^3}{\frac{2*500}{3*1.15}} = 62.8 \text{ cm}$$

On prend $H = 65 \text{ cm}$.

- Armature de surface et d'éclatement :

Elles sont constituées par des nappes de frettage disposées au droit des appareils d'appuis et des emplacements choisissent pour les vérins.

- Une frette supérieure elle est disposée le plus près possible de la surface supérieur d'appui soit 10 cm d'enrobage.
- Cette frette est constituée par des armatures Ø 8
- Une ou des frettes inférieures d'éclatement disposées à une profondeur comprise entre $\frac{E}{3}$ et E à partir de la face supérieure de l'appui.

E : Épaisseur de l'appui.

Cette frette inférieure n'est à prévoir que sous les appareils d'appuis et si la contrainte d'éclatement supérieure à $\bar{\sigma}_t$

$\bar{\sigma}_t$: Contrainte admissible de traction.

Par analogie avec les règles relatives aux efforts d'éclatement dans les ouvrages en béton précontraint on pourra estimer que cette contrainte d'éclatement est égale à :

$$\sigma_y = 0.5 * (1 - \delta) * \bar{\sigma}_b$$

$$\delta = \frac{a}{E} = \frac{\text{largeure de l'appareil d'appui}}{\text{epaisseur de l'appui}}$$

$a = 500 \text{ mm}$
 $E = 1600 \text{ mm}$

$$\delta = \frac{500}{1600} = 0.3125$$

$$\sigma_y = 0.5 * (1 - 0.3125)21 = 7.218 \text{ Mpa}$$

⇒ Une nappe inférieure sous les appareils d'appui est à prévoir.

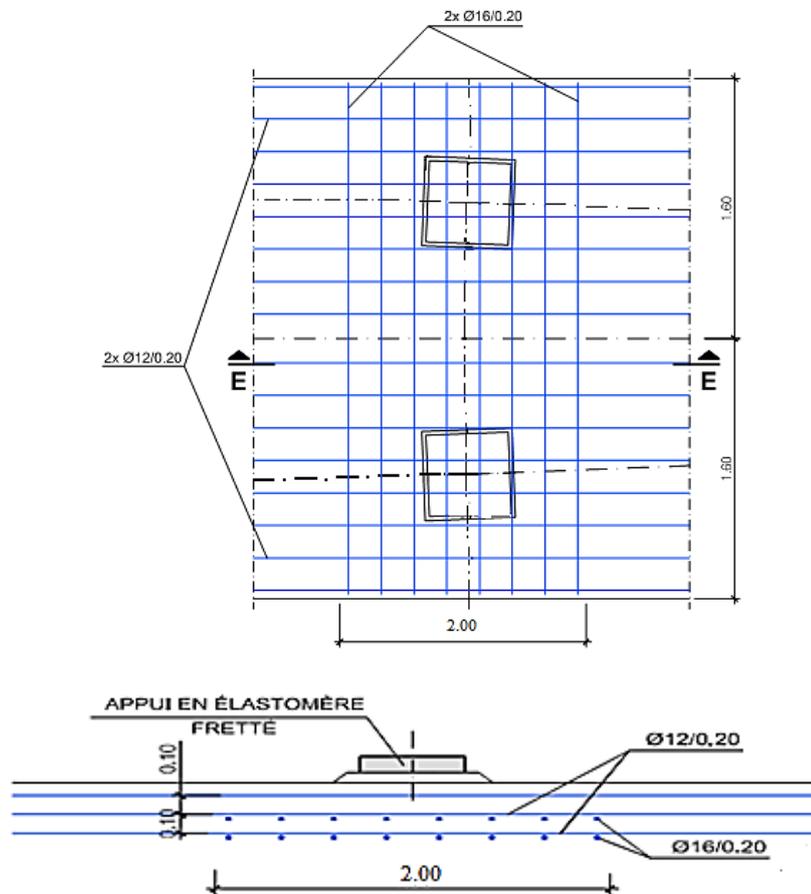
La surface couverte par les frettes est un rectangle dont les dimensions en plan sont les suivantes :

- Perpendiculairement à la ligne d'appui, la largeur du chevêtre est diminuée de 05 cm.
 Largeur de la frette :

$$14.08 - 0.05 = 14.03 \text{ m.}$$

- Parallèlement à la ligne d'appui, la longueur de l'appareil d'appui augmentée de l'épaisseur du chevêtre.

$$1.60 + 0.4 = 2.00 \text{ m}$$



COUPE E-E

Fig. XII-8 : ferrailages du sommier d'appui

Chapitre XIII

Etude de la culée

Introduction

La culée est l'appui extrême du pont, elle assure la liaison entre le pont et le terrain d'assise de la voie portée ; qu'il soit un remblai ou un terrain naturel.

Les fonctions principales d'une culée sont :

- Transmettre les charges verticales et horizontales du tablier vers le sol de fondation.
- Soutenir les terres qui se trouvent derrière la culée.
- Limitation des déplacements horizontaux et verticaux (tassement) qui sont dus aux charges du tablier ou des terres soutenues.

XIII-1) Dimensions de la culée :

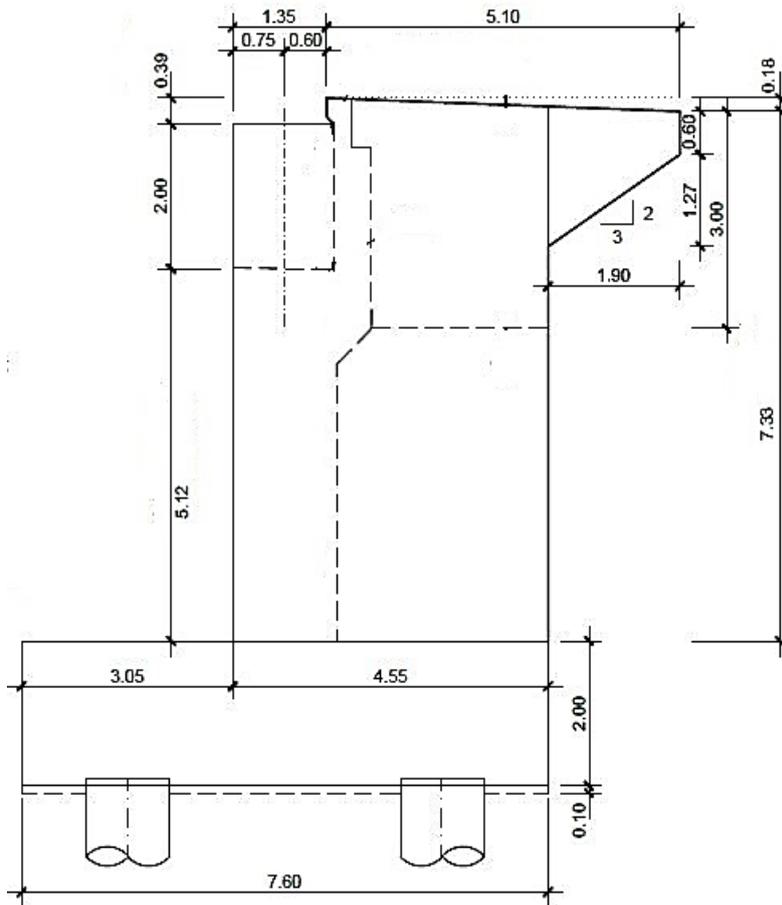


Fig.XIII-1 géométries de la culée.

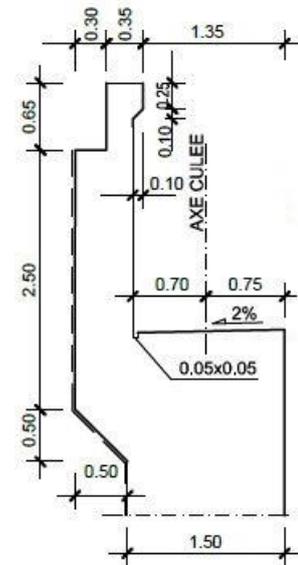


Fig.XIII-2 géométries du mur garde-grève et corbeau

XIII-2) évaluation des efforts sollicitant la culée :

- Détermination du coefficient de poussée λ_{ah} :

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha - \theta)}{\cos^2\alpha \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta)\sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \alpha - \beta)\cos(\alpha + \beta)}} \right)^2} \times k \times \frac{\cos(\delta - \alpha)}{\cos(\delta - \alpha + \theta)}$$

Avec :

$\varphi = 33^\circ$: Angle de frottement interne du remblai

$\alpha = 0$

$\beta = 0$: Angle d'inclinaison du talus

$\delta = 17^\circ$: Angle de frottement remblai-culée

θ : Angle entre la direction du séisme et la verticale

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\varepsilon_H}{(1 \pm \varepsilon_V)}$$

$$k = \sqrt{\varepsilon_H^2 + (1 \pm \varepsilon_V)^2}$$

$\varepsilon_H = 0.1$: Coefficient sismique horizontale.

$\varepsilon_H = 0.03$: Coefficient sismique verticale.

Le coefficient de poussée pour les différentes conditions est présenté dans le tableau ci-dessous:

Action de séisme	ε_H	ε_v	K	θ	λ_{ah}
Condition normale	0	0	1	0	0,347
Condition sismique	0,1	0,03	1,034	5,54	0,436
	0,1	-0,03	0,975	5,88	0,416

Tab XIII.1. Valeurs des paramètres λ_{ah} , K et θ

- Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la culée pour les trois cas existants :

Désignation	ε_H	P(t)	$\varepsilon_H.P$ (t)	ε_v	$(1+\varepsilon_v).P$ (t)	Z_v (m)	Z_h (m)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Poids de Tablier	0	630	0	0	630	7.4	3.8	0	2394
	0.1		63	0.03	648.9			466.2	2465.82
	0.1		63	-0.03	611.1			466.2	2322.18
Mur garde grève	0	7.22	0	0	7.22	9.18	4.57	0	33
	0.1		0.722	0.03	7.43			6.63	33.95
	0.1		0.722	-0.03	7.01			6.63	32.03
Mur de front	0	274.56	0	0	274.56	4.56	3.8	0	1043.32
	0.1		27.456	0.03	282.8			125.19	1074.64
	0.1		27.456	-0.03	266.32			125.19	1012.01
Mur en retour	0	51.18	0	0	51.18	6.06	6.32	0	323.45
	0.1		5.118	0.03	52.71			31.01	333.12
	0.1		5.118	-0.03	49.64			31.01	313.72
Semelle	0	543.4	0	0	543.4	1	3.8	0	2064.92
	0.1		54.34	0.03	559.7			54.34	2126.86
	0.1		54.34	-0.03	527.09			54.34	2002.94
Poids de la dalle de transition	0	47.625	0	0	47.625	8.86	7.2	0	342.9
	0.1		4.762	0.03	49.05			42.19	353.16
	0.1		4.762	-0.03	46.19			42.19	332.56
Corbeau	0	33.33	0	0	33.33	7.2	4.74	0	157.98
	0.1		3.33	0.03	34.33			23.97	162.72
	0.1		3.33	-0.03	32.33			23.97	153.24

Dis d'appuis	0	0.125	0	0	0.125	7.3	3.8	0	0.475
	0.1		0.0125	0.03	0.128			0.091	0.486
	0.1		0.0125	-0.03	0.121			0.091	0.459
Poids des Terre sur DT	0	46.67	0	0	46.67	9.03	7.2	0	336.02
	0.1		4.667	0.03	48.07			42.14	346.10
	0.1		4.667	-0.03	45.27			42.14	325.94
Poids des terres sur la semelle	0	391.22	0	0	391.22	5.43	6.075	0	2376.66
	0.1		39.12	0.03	402.95			212.42	2447.92
	0.1		39.12	-0.03	379.48			212.42	2305.34
Surcharges sur remblai (1t/m ²)	0	59.69	0	0	59.69	9.51	6.9	0	411.86
	0.1		5.969	0.03	61.48			56.76	424.21
	0.1		5.969	-0.03	57.89			56.76	399.44
Total	//	//	0		2085.02	//	//	0	9484.58
			208.49	//	2147.54			1060.94	9768.98
			208.49		2022.44			1060.94	9199.95

Tab.XIII-2. Evaluation des efforts sur la culée

- Poussée due aux terres

$$p = \frac{1}{2} * \lambda_{\alpha h} * \gamma_R * l * H_p^2$$

Désignation	$\lambda_{\alpha h}$	ϵ_{H-P} (t)	Z _v (m)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
MMG + MF	0.347	248.54	4.50	1118.43	0,00
	0.436	312.29		1405.3	0,00
	0.416	297.97		1340.86	0,00
Semelle	0.347	19.84	0.66	13.09	0,00
	0.436	24.93		16.45	0,00
	0.416	23.79		15.7	0,00

Tab XIII.3. Valeurs des moments dus à la poussée des terres

- Poussée due aux surcharges :

$$p = \lambda_{\alpha h} * 1.2 * l * H_p$$

Désignation	$\lambda_{\alpha h}$	ϵ_{H-P} (t)	Z _v (m)	M _R (t.m)	M _S (t.m)
MMG + MF	0.347	39.71	5.755	228.53	0,00
	0.436	49.9		287.17	0,00
	0.416	47.61		273.99	0,00
Semelle	0.347	11.9	1	11.9	0,00
	0.436	14.96		14.96	0,00
	0.416	14.27		14.27	0,00

Tab XIII.4. Valeurs des moments sous la poussée due aux surcharges

Les valeurs des moments et les efforts globaux :

Désignation	$\epsilon_H \cdot P$ (t)	$(1+\epsilon_v) \cdot P$ (t)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Total	319.99	2085.02	1371.95	9484.58
	610.57	2147.54	2784.82	9768.98
	592.13	2022.44	2705.76	9199.95

Tab.XIII-5. Valeurs des efforts et moments globaux sur la culée

XIII-3) Vérification de la culée :

1) Vérification au glissement

- en condition normal le coefficient de sécurité au glissement égale a 1.5 donc on doit vérifier que :

$$\delta = \frac{\sum(1 + \epsilon_v)P}{\sum \epsilon_H \cdot P} \tan \varphi > 1.5$$

- en condition sismique le coefficient de sécurité au glissement égale a 1 donc on doit vérifier que :

$$\delta = \frac{\sum(1 + \epsilon_v)P}{\sum \epsilon_H \cdot P} \tan \varphi > 1$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

condition	$\sum \epsilon_H \cdot P$ (t)	$\sum(1 + \epsilon_v)P$ (t)	δ	C.S.G	vérification
C.N	319.99	2085.02	4.23	1.5	vérifiée
H + V ⁺	610.57	2147.54	2.28	1	vérifiée
H + V ⁻	592.13	2022.44	2.21	1	vérifiée

Tab.XIII-6. Résultats des vérifications au glissement

2) vérification au renversement

- en condition normal le coefficient de sécurité au renversement égale a 1.5 donc on doit vérifier que :

$$r = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1.5$$

- en condition sismique le coefficient de sécurité au renversement égale a 1 donc on doit vérifier que :

$$r = \frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

condition	$\sum M_S$ (t.m)	$\sum M_R$ (t.m)	r	C.S.R	vérification
C.N	9484.58	1371.95	6.91	1.5	vérifiée
H + V ⁺	9768.98	2784.82	3.5	1	vérifiée
H + V ⁻	9199.95	2705.76	3.4	1	vérifiée

Tab.XIII-7. Résultats des vérifications au renversement

XIII-4) ferrailage des éléments de la culée

XIII-4-1) dalle de transition :

La dalle de transition s'appuie à son extrémité sur le mur corbeau et sur toute sa longueur sur le remblai ce système est remplacé par un modèle plus simple ou la dalle est simplement appuyée sur deux extrémités.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande de **1ml** de largeur sous l'effet :

- poids propre : $g_d = 2.5 * 0.3 * 1 = 0.75 \text{ t/ml}$
- poids du corps de chaussée :
 $g_{ch} = \gamma_{ch} * e * l = 2.1 * 0.35 * 1 = 0.735 \text{ t/ml}$
- surcharge : $q_{sr} = 1.2 \text{ t/ml}$

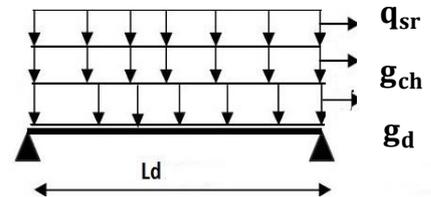


fig.XIII-3 charge sur la dalle de transition

Sollicitations :

à l'ELU

$$\begin{cases} M_U = 1.35 * (g_d + g_{ch}) \frac{l_d^2}{8} + 1.6 * q_{sr} \frac{l_d^2}{8} \\ T_U = T_U^a = 1.35 * (g_d + g_{ch}) \frac{l_d}{2} + 1.6 * q_{sr} \frac{l_d}{2} \end{cases}$$

à l'ELS

$$\begin{cases} M_S = (g_d + g_{ch}) \frac{l_d^2}{8} + 1.2 * q_{sr} \frac{l_d^2}{8} \\ T_S = T_S^a = 1.35 * (g_d + g_{ch}) \frac{l_d}{2} + 1.2 * q_{sr} \frac{l_d}{2} \end{cases}$$

Désignation	T (t)	M (t.m)
à l'ELU	9.51	12.26
à l'ELS	7.31	9.14

Tab.XIII-8. Résultats des efforts dans la dalle de transition

Ferrailage :

Le ferrailage est fait à l'aide de **robot expert** pour une section (**b = 1m ; h = 0.3m**), soumise à une flexion simple à l'ELU et compris la vérification a l'ELS.

- **Longitudinal**

$A_S = 16.8 \text{ cm}^2$ Soit **6HA20** avec $A_S = 18.85 \text{ cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_S \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e}$$

$$18.85 \geq 0.23 \frac{100 * 27 * 2.7}{500} = 3.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / bd = 0.0951 / 0,27 = 0,35 \text{ MPa}$$

$$\tau'_s = \text{inf.} [4\text{MPa} ; 0,1 f_{c28}] = 3.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \tau'_s \quad \text{Vérifiée}$$

- **Transversal**

$$\frac{A_t}{s_t} \leq \frac{\tau_u \cdot b}{0.8f_e} = 0.35 * \frac{1}{0.8 * 500} = 0.0875 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min[0.9d ; 40\text{cm}] = 24.3\text{cm, Soit } s_t = \mathbf{20\text{cm}}$$

Pourcentage minimale :

$$\frac{A_t}{s_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = 0.08 \text{ cm} \quad \text{d'ou } A_t = 1.6 \text{ cm}^2$$

Soit **1HA16** avec $A_t = \mathbf{2.01\text{cm}^2}$

Pour l'armature de construction on prend **6HA14** pour mieux l'adapter à la nappe supérieure soit $A'_s = \mathbf{9.24\text{cm}^2}$

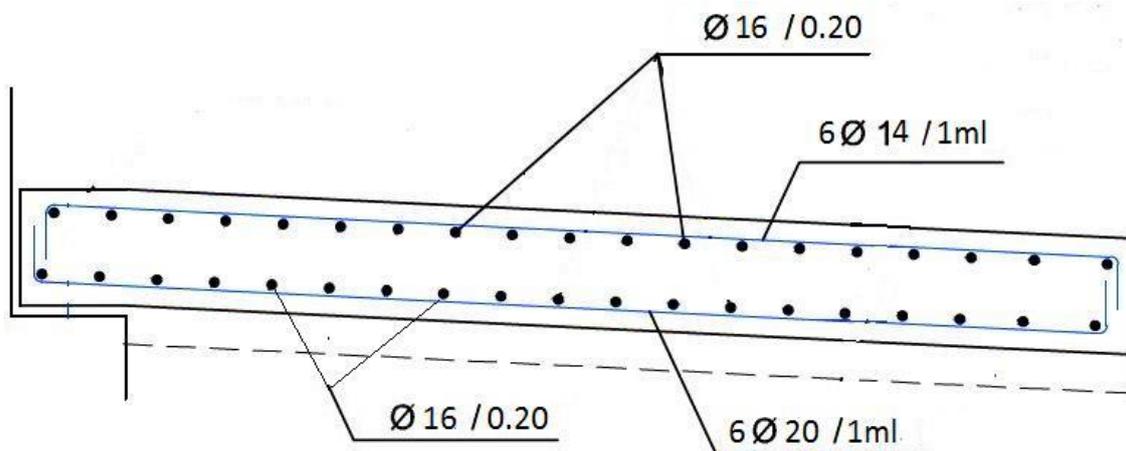


Fig.XIII-4 ferrailage de la dalle de transition

XIII-4-2) mur garde-grève**1) Evaluation des efforts sur le mur :**

D'après le document de la **setra** relatif aux appuis du tablier, le mur garde-grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres :

- Poussée des terres
- Effort de freinage
- Poussée due aux charges locales appliquées à l'arrière du mur.

a) Poussée des terres

$$M_t = \frac{p * H}{3} = \frac{1}{6} K_a * \gamma_r * H^3$$

$$T_t = \frac{1}{2} K_a * \gamma_r * H^2$$

Avec :

$$p = \frac{1}{2} K_a * \gamma_r * H^2$$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{33}{2} \right) = 0.294$$

$\gamma_r = 2t/m^3$: Poids volumique des terres

D'où $M_T = 1.82 t.m$

$$\begin{cases} M_{tu} = 1.35 M_T = 2.45 t.m \\ M_{ts} = 1 M_T = 1.82 t.m \\ T_{tu} = 1.35 T_t = 2.78 t. \\ T_{ts} = 1 T_t = 2.06 t. \end{cases}$$

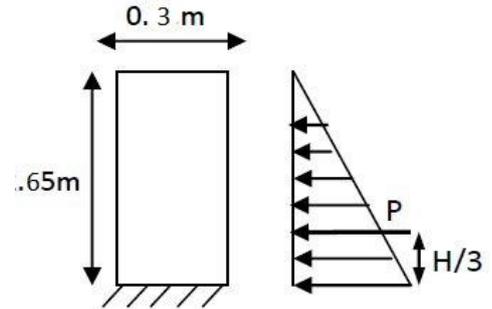


Fig.XIII-5 poussée des terres sur le mur

b) Poussée des charges locales :

D'après les documents **setra relatif aux appuis PP73** seul 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 accolés placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde-grève ; les charges réels (02 roues de 6t distantes de 0.5m) 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

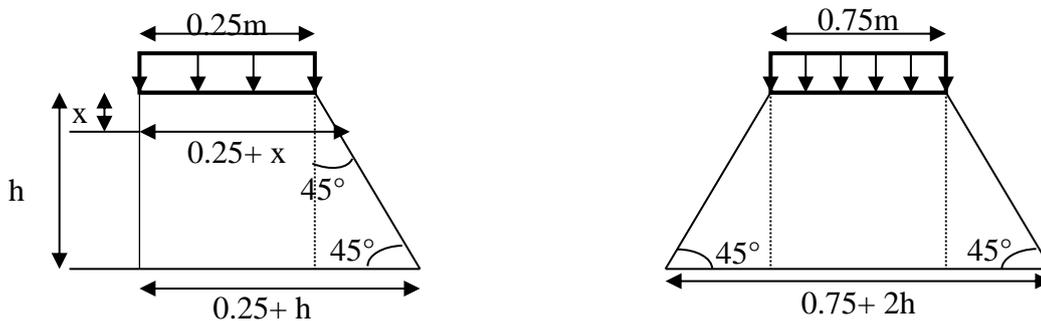


Fig.XIII-6 Poussée de la charge locale située en arrière du mur.

Le moment d'encastrement et effort tranchant à la base du mur garde-grève auront pour expressions les formules suivantes :

$$M_P = \frac{12K}{0.75 + 2h} \int_0^h \frac{h - x}{(0.25 + x)} dx$$

$$T_P = \frac{K}{(0.75 + 2h)} * \ln(1 + 4h) \quad \text{avec: } K = K_a \cdot bc \cdot \delta \cdot \gamma$$

γ : Coefficient de pondération $\gamma = 1.6$ a l'ELU et $\gamma = 1.2$ a l'ELS.

$bc = 0.95$ Coefficient de pondération du système Bc

$\delta = 1.063$ Coefficient de majoration dynamique.

D'où : $K_{ELU} = 0.475$ et $K_{ELS} = 0.356$

$$\begin{cases} M_{PU} = 4.13 \text{ t.m} \\ M_{PS} = 3.1 \text{ t.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} T_{PU} = 2.30 \text{ t} \\ T_{PS} = 1.73 \text{ t} \end{cases}$$

c) Force de freinage :

On considère un essieu lourd en contact du garde-grève et on néglige l'effet de l'essieu situé à 1.5m en arrière, donc le moment et effort tranchant due au force de freinage est donnée par les formule suivantes :

$$M_f = \frac{6 * H}{0.25 + 2H} * \gamma$$

$$T_f = \frac{6}{0.25 + 2H} * \gamma$$

$$\text{D'où} \quad \begin{cases} M_{fU} = 4.58 \text{ t.m} \\ M_{fS} = 3.43 \text{ t.m} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \begin{cases} T_{fU} = 1.72 \text{ t} \\ T_{fS} = 1.3 \text{ t} \end{cases}$$

Combinaisons :

$$M_U = M_{fU} + M_{PU} + M_{tu} = \mathbf{11.16 \text{ t.m}}$$

$$M_S = M_{fS} + M_{PS} + M_{ts} = \mathbf{8.35 \text{ t.m}}$$

$$T_U = T_{fU} + T_{PU} + T_{tu} = \mathbf{6.8 \text{ t}}$$

$$T_S = T_{fS} + T_{PS} + T_{ts} = \mathbf{6.8 \text{ t}}$$

2) Ferrailage :

Le ferrailage est fait à l'aide de **robot expert** pour une section (**b=1m ; h=0.3m**), soumise à une flexion simple à l'ELU et compris la vérification à l'ELS.

- Longitudinal

$$A_S = 9.9 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \mathbf{6HA16} \text{ avec } A_S = \mathbf{12.05 \text{ cm}^2}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_S \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e}$$

$$12.05 \geq 0.23 \frac{100 * 27 * 2.7}{500} = 3.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = V_u / bd = 0.068 / 0.27 = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\tau'_s = \text{inf.} [4 \text{ MPa} ; 0.1 f_{c28}] = 3.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \tau'_s \quad \text{Vérifiée}$$

Pour l'armature de construction on prend la même section **6HA16** pour reprendre les efforts de l'autre côté du mur soit $A'_S = \mathbf{12.05 \text{ cm}^2}$

- Transversal

$$\frac{A_t}{s_t} \leq \frac{\tau_u \cdot b}{0.8f_e} = 0.25 * \frac{1}{0.8 * 500} = 0.0625 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min[0.9d ; 40\text{cm}] = 24.3\text{cm}, \text{ Soit } s_t = \mathbf{20\text{cm}}$$

$$A_t \geq 20 * 0.0625 = 1.25\text{cm}^2$$

Pourcentage minimale :

$$\frac{A_t}{s_t} \leq \frac{0.4b}{f_e} = 0.08\text{cm} \quad \text{d'ou } A_t = 1.6\text{cm}^2$$

Soit **1HA16** avec $A_t = \mathbf{2.01\text{cm}^2}$

XIII-4-3) corbeau :

1) Evaluation des efforts :

$$\text{Réaction due au poids de la dalle de transition : } R_1 = q^l/2 = 1.875 \text{ t/ml}$$

$$\text{Réaction due au poids du corps de chaussé : } R_2 = q^l/2 = 1.873 \text{ t/ml}$$

$$\text{Réaction due au poids propre du corbeau : } R_3 = q^l/2 = 0.05 \text{ t/ml}$$

$$\text{Réaction due à la surcharge sur remblai : } R_4 = q^l/2 = 3 \text{ t/ml}$$

Réactions :

$$R_{ELU} = 1.35(R_1 + R_2 + R_3) + 1.6R_4 = \mathbf{9.87 \text{ t/ml}}$$

$$R_{ELS} = (R_1 + R_2 + R_3) + 1.2R_4 = \mathbf{7.57 \text{ t/ml}}$$

Moments :

$$M_{ELU} = 9.87 * 0.2 = \mathbf{1.97 \text{ t.m/ml}}$$

$$M_{ELS} = 7.57 * 0.2 = \mathbf{1.51 \text{ t.m/ml}}$$

2) Ferrailage :

Le ferrailage est fait à l'aide de **robot expert** pour une section ($b=1\text{m}$; $h=0.2\text{m}$), soumise à une flexion simple à l'ELU et compris la vérification à l'ELS.

$$A_s = \mathbf{2.1 \text{ cm}^2} \text{ Soit } \mathbf{4HA12} \text{ avec } A_s = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e} \quad 4.52 \geq 0.23 \frac{100 * 17 * 2.7}{500} = 2.1\text{cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Pour mieux adapter le ferrailage du corbeau au mur garde-grève on prend

- **Longitudinalement :** soit **6HA16** avec $A_s = \mathbf{12.05 \text{ cm}^2}$
- **Transversalement :** soit **1HA16** avec $t_s = \mathbf{20 \text{ cm}}$

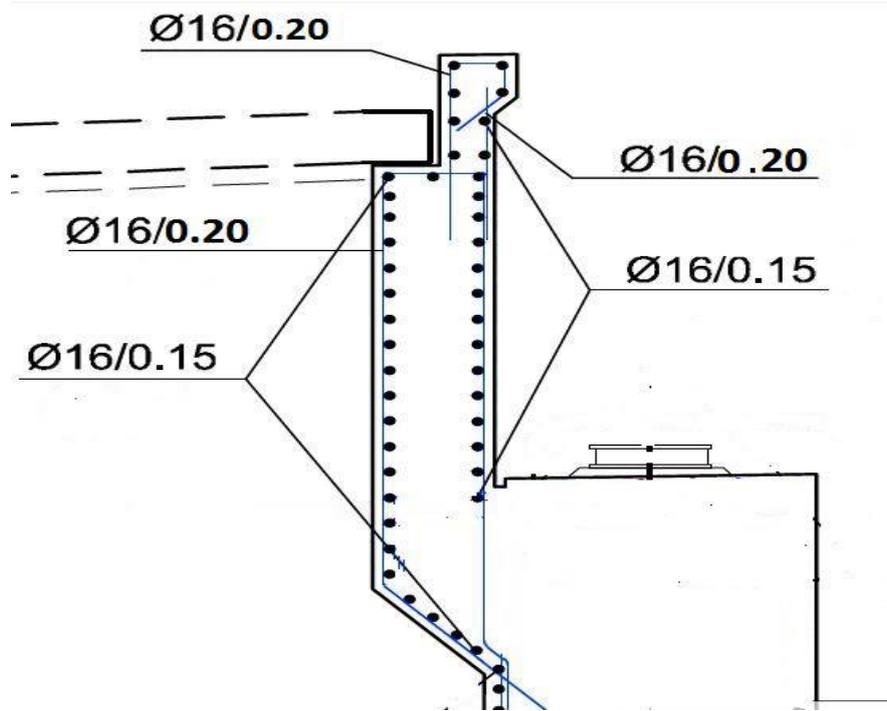


Fig.XIII-7 ferrailage du mur garde-grève et du corbeau

XIII-4-4) le mur frontal :

1) Evaluation des efforts

Le mur frontal est encasturé sur la semelle, il travaille à la flexion composée car il est sollicité par :

Forces verticales :

- Réaction du tablier du à la charge permanente.
- Réaction de la surcharge d’exploitation.
- Poids propre du corbeau et de mur garde grève.
- son poids propre.

Forces horizontales :

- Poussée des terres.
- Force sismique dont la valeur est égale à 0,1 du poids propre de tablier.
- Forces de freinage d’un essieu lourd du camion Bc.

Le tableau suivant donne l’ensemble des moments et efforts agissants sur le mur frontal pour le cas normal et le cas sismique le plus défavorable :

Désignation	ϵ_H	P (t)	$\epsilon_H.P$ (t)	$(1+\epsilon_v).P$ (t)	Z_v (m)	Z_h (m)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Poids de Tablier	CN	630	0	630	5.4	0.75	0	472.5
	CS H + V ⁺		63	648.9			340.2	486.67
Mur garde grève	CN	7.22	0	7.22	7.18	0.9	0	6.5
	CS H + V ⁺		0.722	7.43			5.18	6.68
Mur de front	CN	274.56	0	274.56	2.56	0.75	0	205.92
	CS H + V ⁺		27.456	282.8			70.28	212.1
Mur en retour	CN	51.18	0	51.18	4.06	2.52	0	128.97
	CS H + V ⁺		5.118	52.71			20.78	132.82

Poids de la dalle de transition	CN		0	47.625			0	161.92
	CS H + V ⁺	47.625	4.762	49.05	6.86	3.4	32.66	166.77
Corbeau	CN		0	33.33			0	31.33
	CS H + V ⁺	33.33	3.33	34.33	5.2	0.94	17.31	32.27
Poids des Terre sur DT	CN		0	46.67			0	158.67
	CS H + V ⁺	46.67	4.667	48.07	7.03	3.4	32.8	163.43
Freinage due a Bc	CN		30				225.3	/
	CS H + V ⁺	30	0	/	7.51	/	0.00	/
Poussée des surcharges MGG + MF	/	/	39.71	/	3.75	/	148.91	/
	/	/	49.9	/			174.65	/
Poussée des terres sur MGG + MF	/	/	248.54	/	2.50	/	621.35	/
	/	/	312.29	/			780.72	/
Total	/	/	318.25	1090.58	/	/	995.565	1165.81
	/	/	471.20	1123.3	/	/	1474.58	1200.74

Tab.XIII-9 évaluation des efforts sur le mur frontal

Récapitulatifs des efforts :

- Condition normal

Effort normal : $N = \sum(1 + \varepsilon_v)p = 1090.58 \text{ t}$

$$N_{ELU} = 1.35 \frac{\sum(1 + \varepsilon_v)p}{b} = 1.35 \frac{1090.58}{14.30} = 102.95 \text{ t/ml}$$

$$N_{ELU} = \frac{\sum(1 + \varepsilon_v)p}{b} = \frac{1090.58}{14.30} = 76.26 \text{ t/ml}$$

Moment : $M = \sum M_S - \sum M_R = 170.24 \text{ t.m}$

$$M_{ELU} = 1.35 \frac{\sum M_S - \sum M_R}{b} = 16 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELS} = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{b} = 11.9 \text{ t.m/ml}$$

- Condition sismique :

Effort normal : $N = \sum(1 + \varepsilon_v)p = 1123.3 \text{ t}$

$$N_{ELU} = 1.35 \frac{\sum(1 + \varepsilon_v)p}{b} = 1.35 \frac{1123.3}{14.30} = 106.4 \text{ t/ml}$$

$$N_{ELU} = \frac{\sum(1 + \varepsilon_v)p}{b} = \frac{1123.3}{14.30} = 78.55 \text{ t/ml}$$

Moment : $M = \sum M_S - \sum M_R = 273.84 \text{ t.m}$

$$M_{ELU} = 1.35 \frac{\sum M_S - \sum M_R}{b} = 25.85 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELS} = \frac{\sum M_S - \sum M_R}{b} = 19.15 \text{ t.m/ml}$$

2) Ferrailage

- Transversal

Le ferrailage est fait à l'aide de **robot expert** pour une section (**b = 1.5m ; h = 1m**), soumise à une flexion composée à l'ELU et compris la vérification à l'ELS.

$$A_{S1} = 15 \text{ cm}^2 = A_{S2} \text{ Soit } 6\text{HA}20 \text{ avec } A_S = 18.85 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_S \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e}$$

$$18.85 \geq 0.23 \frac{150 * 97 * 2.7}{500} = 18.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfiée}$$

- Longitudinal

Le ferrailage est fait à l'aide de **robot expert** pour une section (**b = 1.5m ; h = 1m**), soumise à une flexion simple à l'ELU et compris la vérification à l'ELS.

$$A_{S1} = 15.5 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6\text{HA}20 \text{ avec } A_S = 18.85 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_S \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e}$$

$$18.85 \geq 0.23 \frac{150 * 97 * 2.7}{500} = 18.25 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfiée}$$

Pour l'armature de construction on prend **6HA20** pour mieux l'adapter avec l'autre nappe

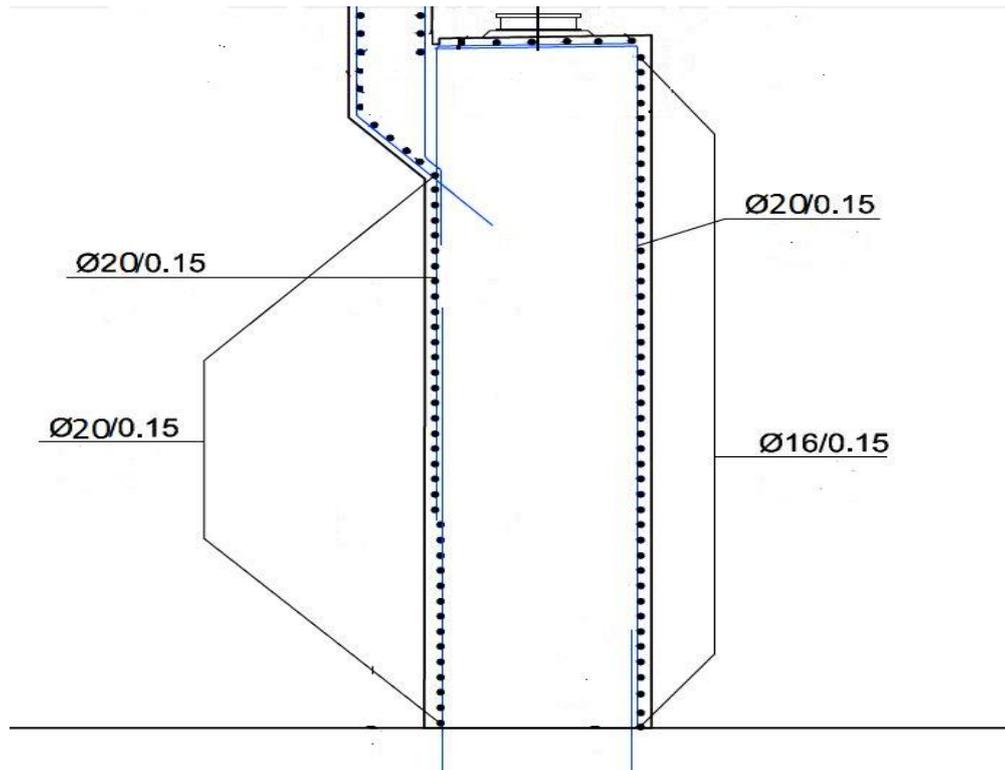


Fig.XIII-8 ferrailage du mur frontal

XIII-4-5) le mur en retour :

1) Evaluation des efforts

Le mur en retour a pour rôle d’assurer le soutènement des terres du remblai d’accès au pont, il est soumis aux charges suivantes :

- Poids propre du mur y compris la superstructure
- Les poussées horizontales
- Les charges concentrées qui sont appliquée à 1 m de l’extrémité théorique du mur, une charge verticale de 4t et une charge horizontale de 2t.

a) effort horizontaux

- Poussée des terres : $P_t = \frac{1}{2} (0.294 * 2 * 7.51^2 * 1) = 16.53 \text{ t/ml}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $P_{sr} = 1.2 * 0.294 * 7.51 * 1 = 2.65 \text{ t/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée (2t) : $P_{sc} = 2 * 1.2 = 2.4 \text{ t/ml}$

- Moments :

- Poussée des terres : $M_t = 16.53 * \frac{1}{3} (5.1) = 28.1 \text{ t. m/ml}$
- Poussée des surcharges sur remblai : $M_{sr} = 2.65 * \frac{1}{3} (5.1) = 4.50 \text{ t. m/ml}$
- Poussée de la surcharge concentrée : $M_{sc} = 2.4 * 5.1 = 12.24 \text{ t. m/ml}$

- les combinaisons :

$$M_{ELU} = 1.35M_t + 1.6(M_{sr} + M_{sc}) = 64.72 \text{ t. m/ml}$$

$$M_{ELS} = M_t + 1.2(M_{SR} + M_{SC}) = 46.18 \text{ t.m/ml}$$

b) effort verticaux

- Poids propre du mur : $P_G = 1 * 0.8 * 5.1 * 2.5 = 10.2 \text{ t/ml}$
- Poids propre de la superstructure : $P_{Su} = 0.3 \text{ t/ml}$
- Poids de la surcharge concentrée (4t) : $P_{Sc} = 4 * 1.2 = 4.8 \text{ t/ml}$

- **Moments :**

- Poids propre du mur: $M_G = 10.2 * 1.77 = 18.05 \text{ t.m/ml}$
- Poids propre de la superstructure: $M_{Su} = 0.3 * 0.5 = 0.15 \text{ t.m/ml}$
- Poids de la surcharge concentrée (4t) : $M_{Sc} = 4.8 * 4.51 = 21.64 \text{ t.m/ml}$

- **les combinaisons :**

$$M_{ELU} = 1.35(M_G + M_{Su}) + 1.6M_{Sc} = 59.2 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ELS} = (M_G + M_{Su}) + 1.2M_{Sc} = 44.16 \text{ t.m/ml}$$

2) ferrailage :

Le ferrailage est fait à l'aide de **robot expert** pour une section (**b = 1m ; h = 0.8m**), soumise à une flexion simple à l'ELU et compris la vérification à l'ELS.

- **Transversal**

$$A_S = 28.9 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6\text{HA}25 \text{ avec } A_S = 29.45 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_S \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e}$$

$$29.45 \geq 0.23 \frac{100 * 77 * 2.7}{500} = 9.56 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Pour l'armature de construction on prend **6HA16** avec $A_S = 12.06 \text{ cm}^2$ pour mieux l'adapter avec l'autre nappe

- **Longitudinal**

$$A_S = 27.7 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 6\text{HA}25 \text{ avec } A_S = 29.45 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_S \geq 0.23 \frac{bdf_{tj}}{f_e}$$

$$29.45 \geq 0.23 \frac{100 * 77 * 2.7}{500} = 9.56 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Pour l'armature de construction on prend **6HA16** avec $A_S = 12.06 \text{ cm}^2$ pour mieux l'adapter avec l'autre nappe

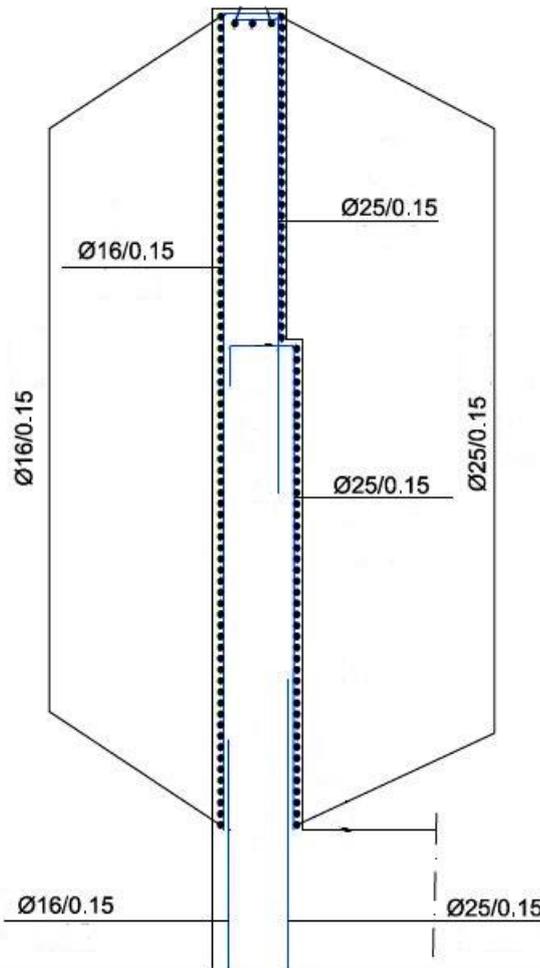


Fig.XIII-9 vue en plan du ferrailage du mur en retour

XIII-4-6) études et ferrailage de la semelle :

1) Caractéristique géométrique de la semelle

Longueur : L = 14.30 m

Largeur : B = 7.6 m

Epaisseur : E = 2.0 m

2) Evaluation des efforts agissant sur la semelle

Le tableau suivant donne l'ensemble des moments et efforts agissants sur la semelle pour les différents cas :

Désignation	condition	$\epsilon_H \cdot P$ (t)	$(1+\epsilon_v) \cdot P$ (t)	M_R (t.m)	M_S (t.m)
Total	C.N	319.99	2085.02	1371.95	9484.58
	H + V ⁺	610.57	2147.54	2784.82	9768.98

Tab.XIII-10 efforts agissant sur la semelle

a) Condition normale :

$N_{max} = 2085.02$ t

$M_{max} = 9484.58 - 1371.95 = 8112.63$ t.m

b) Condition sismique :

$N_{max} = 2147.54$ t

$$M_{\max} = 9768.98 - 2784.82 = 6984.16 \text{ t.m}$$

3) détermination du nombre des pieux :

- Effort normal maximal : $N_{\max} = 2147.54 \text{ t}$
- D'après le rapport géotechnique la portance d'un pieu est estimée à 300 KN

Le nombre de pieux est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$n = \frac{\text{effort normal maximal}}{\text{capacité portante de pieu}} = \frac{2147.54}{300} = 7.15$$

On prend **8 pieux**

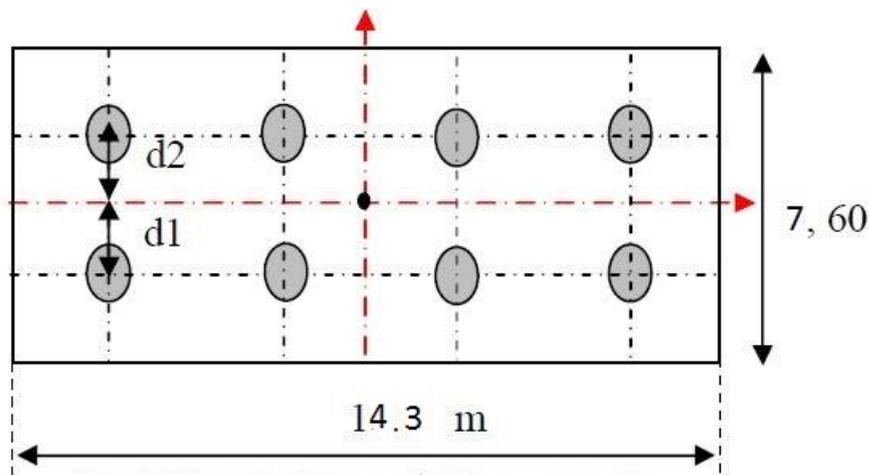


Fig.XIII-10 coupe horizontale de la semelle

4) Effort revenant à chaque pieu :

Les pieux présentent une symétrie par rapport (XOY), l'effort normal qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_X \cdot Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_Y \cdot X}{\sum X^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu semelle proportionnelle à la charge
- Semelle infiniment rigide
- Pieux identiques

a) Condition normale :

$$N_1 = \frac{2085.02}{8} + \frac{8112.63 * 2.3}{8 * (2.3)^2} = 701.53 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2085.02}{8} - \frac{8112.63 * 2.3}{8 * (2.3)^2} = -180.27 \text{ t}$$

b) Condition sismique :

$$N_1 = \frac{2147.54}{8} + \frac{6984.16 * 2.3}{8 * (2.3)^2} = 648.01 \text{ t}$$

$$N_2 = \frac{2147.54}{8} - \frac{6984.16 * 2.3}{8 * (2.3)^2} = -111.13 \text{ t}$$

5) Ferrailage de la semelle :

On applique la méthode de bielles, tel que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{cases}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = 1.039$$

D'où $\alpha = 46.09 \geq 45^\circ$ vérifiée

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{4.6}{2} - \frac{1.5}{4} = 1.925$$

$2 \geq 1.925$ vérifiée

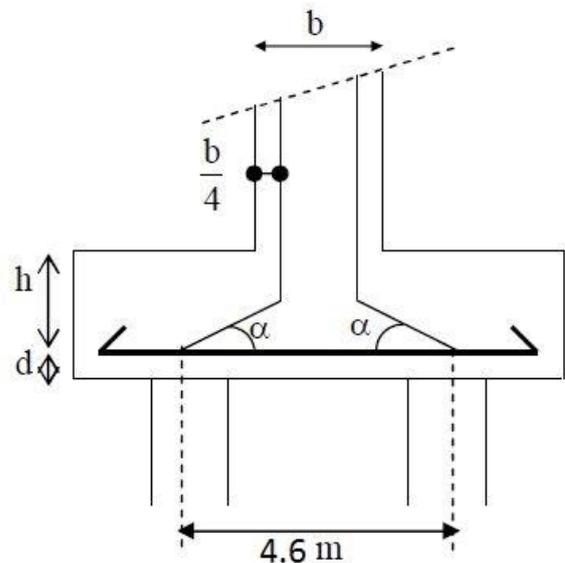


fig.XIII-11 coupe transversale de la semelle

a) Condition normale

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 3333 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_1 = \frac{N_1}{\sigma_a} * \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{701.53}{3333} * \frac{2.3 - 0.375}{2} * 10^3 = 202.58 \text{ cm}^2$$

b) Condition sismique

$$\sigma_a = \sigma_e = 5000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_1}{\sigma_a} * \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{648.01}{5000} * \frac{2.3 - 0.375}{2} * 10^3 = 124.74 \text{ cm}^2$$

5-1) Armature transversale inferieure :

La condition la plus défavorable c'est la condition normale $A_{ti} = 202.58 \text{ cm}^2$

Soit 26HA32 avec $A_s = 209.10 \text{ cm}^2$

L'espacement est de :

$$S_t = \frac{\emptyset + H - d}{N - 1}$$

N = 26 : nombre de barre

d = 10 cm : enrobage

$\emptyset = 1.2 \text{ m}$: diamètre du pieu

$$S_t = \frac{120 + 200 - 10}{26 - 1} = 12.4 \approx S_t = 15\text{cm}^2$$

5-2) Armatures longitudinales inférieures :

Pour assurer la transmission des efforts entre la culée et les pieux on utilise une section tel que

$$A_{li} = \frac{1}{3} A_{ti} = 69.7\text{cm}^2$$

Soit **15HA25** avec $A_S = 73.63\text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{\varnothing + H - d}{N - 1} = 20\text{ cm}$$

5-3) Armatures transversales supérieures :

$$A_{ts} = \frac{1}{10} A_{ti} = 20.91\text{cm}^2$$

Soit **5HA25** avec $A_S = 24.54\text{ cm}^2$

Espacement: $S_t = 15\text{cm}$ pour l'adapter à la nappe inférieure

5-4) Armatures longitudinales supérieures :

$$A_{ls} = \frac{1}{10} A_{ti} = 20.91\text{cm}^2$$

Soit **7HA25** avec $A_S = 21.99\text{ cm}^2$

Espacement: $S_t = 20\text{ cm}$ pour l'adapter à la nappe inférieure

5-5) Armatures latérales :

$$A_l = \frac{1}{10} A_{ti} = 20.91\text{cm}^2$$

Soit **11HA16** avec $A_S = 22.12\text{ cm}^2$

Espacement: $S_t = 20\text{ cm}$

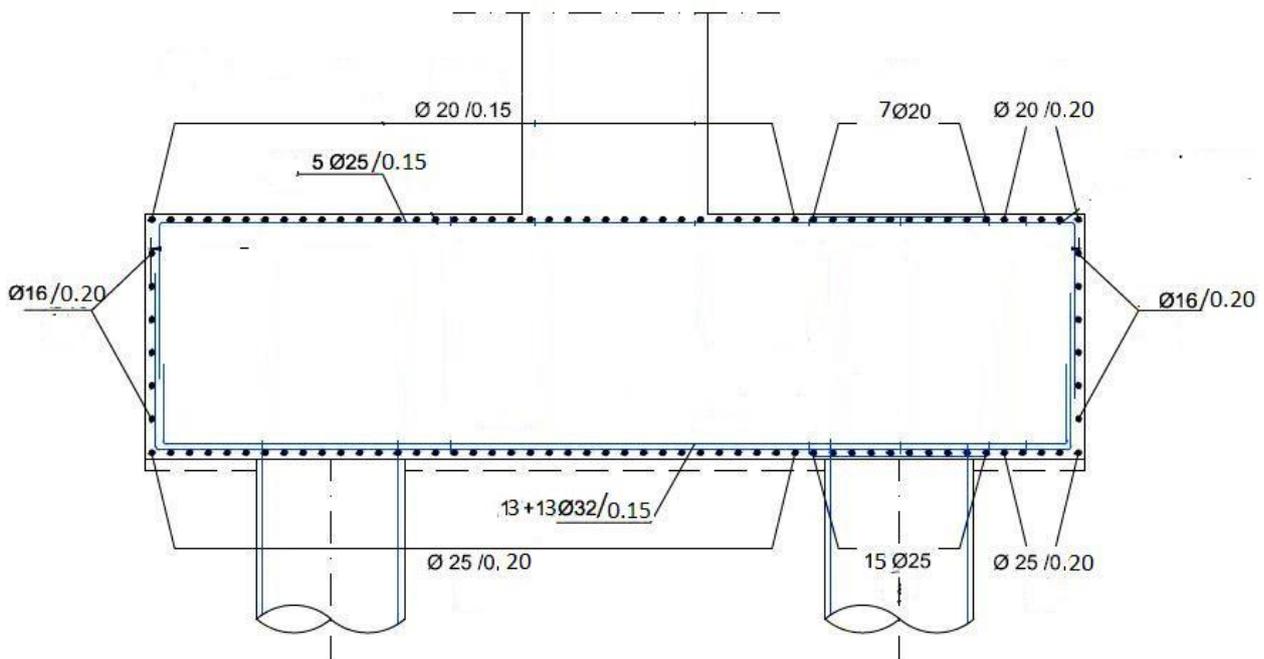


Fig.XIII-12 ferrailage de la semelle

XIII-5) étude et ferrailage des pieux :

La semelle transmet à la fondation des efforts qui induisent dans les pieux des forces axiales et, le plus souvent des moments. Pour que ces moments soient transmis il faut que les pieux soient mécaniquement encastrés dans la semelle et libre à la base.

XIII-5-1) Actions sur les pieux

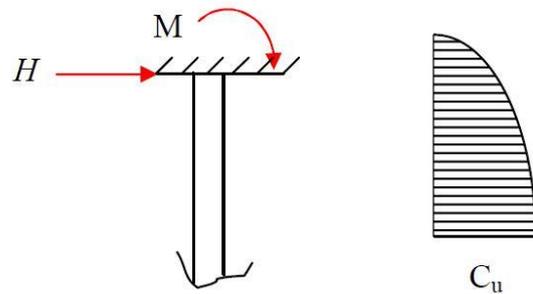
Le comportement d'un élément flexible dans le sol peut s'exprimer mathématiquement à l'aide de l'équation différentielle

$$EI = \frac{d^4 y}{dx^4} + c_u b_y = 0$$

$b = 1.2$ diamètre du pieu

$c_u = 92297.07 \text{ kN/m}^3$ module de réaction
(rapport géotechnique)

y : déplacement en tête du pieu



une solution de cette équation est de la forme :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{4EI}{C_u b}}$$

α : longueur élastique du pieu

- Le pieu est soumis à un moment flechissant en chaque section, ce moment est déterminé par la méthode de **Warner**
- le pieu étant encastré en tête ce qui implique que le déplacement ou la rotation est nulle.

Calcul de coefficient d'amortissement du module Warner λ

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{C_u b}{4EI}}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619.47 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1.2)^4}{64} = 0.101 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{1.2 * 92.297}{4 * 37619.47 * 0.101}} = 0.291 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{D'où : } \lambda L = 0.291 * 18 = 5.238$$

Avec : L longueur du pieu

Effort tranchant en tête du pieu**a) condition normale :**

- freinage : **30t**
- poussées des terres et surcharges : **319.99t**

D'où **H = 350t**

$$p_{adm} = \frac{H}{8} = \frac{350}{8} = 43.75t/\text{pieu}$$

b) condition sismique :

Séisme : $\varepsilon_h = 0.1G = 126t$

$$\varepsilon_{h/culée} = \varepsilon_h/2 = 63t$$

Poussées des terres et surcharges ; **610.57t**

D'où **H = 673.57t**

$$p_{adm} = \frac{H}{8} = \frac{673}{8} = 84.19t/\text{pieu}$$

Calcul du moment par la méthode de Warner

- La méthode de Warner permet de donner le moment fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$EI\theta_0 = X_{\theta M} * \frac{M_{adm}}{\lambda} + \frac{P_{adm}}{\lambda^2} X_{\theta P}$$

- Le pieu étant encasté a la semelle donc la seule déformation qui peut se produire, est le déplacement.

$$M(z) = X_{\theta M} * M_{adm} + \frac{P_{adm}}{\lambda} X_{\theta P}$$

M_{adm} : moment max en tête du pieu

$X_{\theta M}$, $X_{\theta P}$: Données par les abaques de Warner en fonction λL

P_{adm} : Effort tranchant en tête de pieu.

$$M(z) = EI\theta_0 = X_{\theta M} * M_{adm} + \frac{P_{adm}}{\lambda} X_{\theta P} = 0$$

$$M_{adm} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} * \frac{P_{adm}}{\lambda}$$

$$\left(\begin{array}{l} \lambda L = 4 \rightarrow X_{\theta P} = 1.26 ; X_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda L = 6 \rightarrow X_{\theta P} = 1.45 ; X_{\theta M} = 1.65 \\ \lambda L = 5.238 \rightarrow X_{\theta P} = 1.33 ; X_{\theta M} = 1.623 \end{array} \right)$$

a) condition normale :

$$p_{adm} = 43.75t/\text{pieu}$$

$$M_{adm} = -123.2t.m$$

b) condition normale :

$$p_{adm} = 84.19t/\text{pieu}$$

$$M_{adm} = -237.08t.m$$

XIII-5-2) ferrailage du pieu :

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée sous : $M_{max} = -237.08 t.m$ et $N_{min} = -180.27 t$

a) Ferrailage longitudinal

La section des armatures est déterminée par la formule suivante :

$$f_a = \frac{\pi * R^2 * \beta_\omega}{\sigma_f} * \omega$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi * R^2 * D * \beta_\omega} = \frac{-237.08}{3.14 * 0.6^2 * 1.2 * 4000} = -0.043 \\ \frac{N_r}{\pi * R^2 * \beta_\omega} = \frac{-180.27}{3.14 * 0.6^2 * 4000} = -0.039 \end{array} \right\} \text{d'ou } \omega = 0.17$$

Où :

β_ω : Résistance caractéristique du béton à 28 jours ($\beta_\omega = 40\text{MPa} = 4000 \text{ t/m}^2$).

R : rayon du pieu.

ω : Degré mécanique des armatures totales (tiré des abaques Walther)

$$f_a = \frac{\pi * R^2 * \beta_\omega}{\sigma_f} * \omega = \frac{\pi * 0.6^2 * 40}{500} * 0.17 = 153.81 \text{ cm}^2$$

Soit **20HA32** avec $A_s = 160.85 \text{ cm}^2$

- **Espacement**

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 * 3.14 * 0.6}{20} = 18.84 \text{ cm}$$

On prend **$S_t = 15 \text{ cm}$**

b) Ferrailage transversal

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{32}{3} = 10.66 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de **HA16** espacés de **15 cm** dans les zones courantes et **10 cm** dans les zones de jonction.

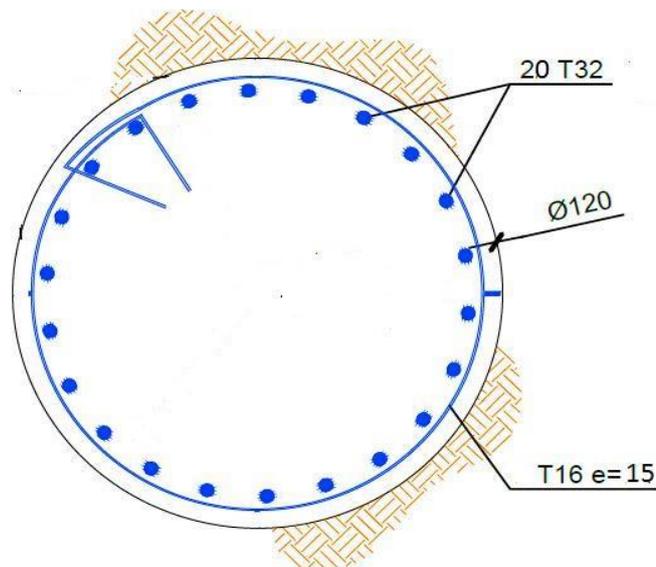


Fig.XIII-13 Ferrailage du pieu

Chapitre XIV

Etude de la pile

Introduction :

La pile est un appui intermédiaire qui à pour rôle de transmettre les charges et surcharges au sol elle se compose de :

- D'un chevêtre sur lequel repose le tablier par l'intermédiaire des appareils d'appuis.
- De trois (03) fûts circulaires.

XIV-1) Etude du chevêtre :

Etant donné que les points d'appuis ne sont pas disposés en face des fûts, le chevêtre a donc un rôle porteur, ce que entraîne une flexion simple dans ce dernier issue en plus de son poids propre, des charges concentrées par chacun des poutres constituant le tablier.

Le chevêtre, peut être également soumis à un effort de torsion dans le cas où l'une des deux travées est chargée.

XIV-1-1) Etude de chevêtre en flexion simple :

Le chevêtre sera calculé comme une poutre continue appuyée sur trois fûts.

a. Evaluation des efforts :

- poids propre du chevêtre : **18.0675 t/ml.**
- Efforts dû au poids propre du tablier :

$$P_g = \frac{1260}{9} = 140 \text{ t/ml}$$

- Efforts dû aux surcharges :

Sous A(l) et S_t : (chapitre V)

$$q[A(l)] = 0.8253 * 14.08 = 11.620 \text{ t/ml}$$

$$q \text{ (trottoire)} = 0.375 \text{ t/ml}$$

$$R_{(A(l)+S_t)} = 32.98 \text{ t.}$$

Sous B_c et S_t :

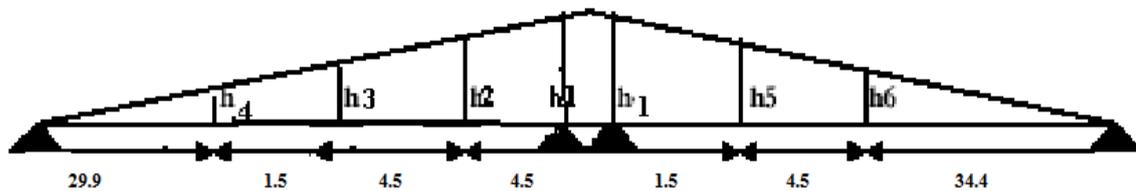


Fig. XIV-1. Disposition de convoi B_c.

h₁(m)	h₂(m)	h₃(m)	h₄(m)	h₅(m)	h₆(m)
0.74	0.77	0.88	1	0.96	0.85

Tab XIV-1 : valeurs des lignes d'influences sous le chargement B_c.

$$R_{B_c} = 6 * (0.74 + 1) + 12 * (0.77 + 0.88 + 0.96 + 0.85) = 51.96 \text{ t}$$

$$R_{B_c} = 51.96 \text{ t}$$

Pour deux files : $R_{\max} = 103.92 \text{ t}$

$$R_{\max \text{ poutres.}} = \frac{103.92}{9} = 11.54 \text{ t}$$

$$R_{B_c} + R_{\text{trottoir}} = 5.26 + 11.54 = 16.80 \text{ t.}$$

$$R_{\max} = 16.80 \text{ t.}$$

Sous M_{c120} :

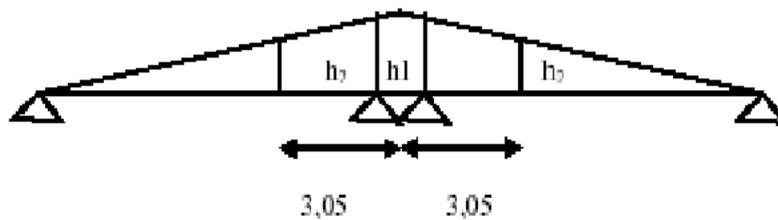


Fig. XIV.3 : disposition de convoi M_{c120} .

$$h_2 = 0.925 \text{ m.}$$

$$R_{\max M_{c120}} = 20 * (1 + 0.925) * 3.05 = 117.425 \text{ t}$$

$$R_{\max M_{c120}} = \frac{117.425}{9} = 13.047 \text{ t}$$

$$R_{\max} = 13.047 \text{ t.}$$

Sous D_{240} :

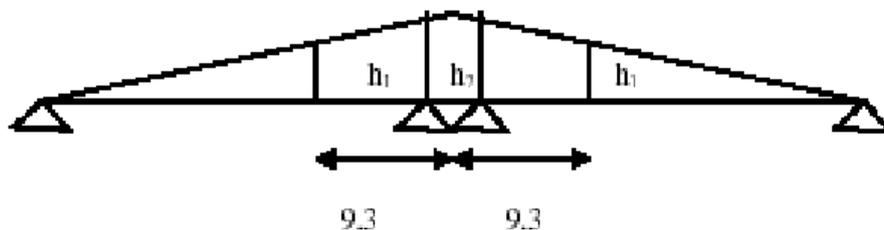


Fig. XIV.4 : disposition de convoi D_{240} .

$$h_2 = 0.772 \text{ m.}$$

$$R_{\max D_{240}} = 12.9 * (1 + 0.772) * 9.3 = 212.34 \text{ t}$$

$$R_{\max D_{240}} = \frac{212.34}{9} = 23.94 \text{ t.}$$

$$R_{\max} M_{c120} = \frac{117.425}{9} = 13.047 \text{ t}$$

b. Calcul du chevêtre :

L'étude de chevêtre à la flexion simple est faite à l'aide de logiciel **Robot Millenium**.

	E.L.U		E.L.S	
	Sur appui	à mi-travée	Sur appui	à mi-travée
M (t. m)	-254.88	142.17	-162.5	125.094
T (t)	117.266	90.62	106.78	62.82

Tab.XIV.2 : efforts interne à l'E.L.U et l'E.L.S dans le chevêtre

Ferraillage du chevêtre : (selon document de la STRA PP 73)

Le ferraillage du chevêtre est essentiellement constitué d'armatures filantes longitudinales et des cadres dites armatures transversale.

Le ferraillage est fait à l'aide de **robot expert** pour une section ($b = 1\text{ m}$; $h = \text{m}$), soumise à une flexion simple à l'E.L.U et compris la vérification à l'E.L.S.

- Longitudinal :

$$\begin{cases} A_{S_1} = 35.2 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7\emptyset 25 \text{ m/l avec } A_{S_1} = 39.36 \text{ cm}^2. \\ A_{S_2} = 66.60 \text{ cm}^2 \text{ soit } 14\emptyset 25 \text{ m/l avec } A_{S_2} = 68.72 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_S \geq 0.23 * \frac{b * f_{tj}}{f_e} \Rightarrow 39.36 \geq 0.23 \frac{100 * 214 * 2.7}{500} = 26.579 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

- Transversal :

Pour éviter l'écrasement des bielles de béton, on doit limiter la contrainte de cisaillement τ_u a une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$.

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{1.1726}{2.19 * 3.3} = 0.162 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \inf\{4 \text{ Mpa}; 0.1f_{c28}\} = 3.5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ vérifiée}$$

On disposera donc des cadres droits espaces de St.

L'espacement St des nappes d'armatures, ne doit pas excéder le minimum de 0,9d et 40cm.

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \leq \frac{\gamma_s * (\tau_u - 0.3 * f_{t28} * k)}{0.9 * f_e * (\cos \alpha + \sin \alpha)} = 12.06 \text{ cm.}$$

$$\alpha: 90^\circ$$

k: 1(pas de reprise de bétonnage)

$$S_t \leq \min[0.9d ; 40 \text{ cm}] = 19.26 \text{ cm, soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

Dans notre cas le chevêtre est long (14.08 m), un recouvrement de chaque armatures longitudinale est dispose à mi distance entre colonnes pour les armatures supérieure, au droit des colonnes pour les armatures inférieure.

La longueur de recouvrement est donnée par $l_r = 50 * \varnothing$

XIV-1-2) Etude de chevêtre à la torsion :

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résiste aux efforts de torsion on considère une section de forme rectangulaire.

a. Calcul du moment de torsion à l'E.L.U :

$$M_{\text{torsion}} = 1.35 * R_{D_{240}} * a = 1.35 * 23.94 * 0.55 = 17.775 \text{ t.m.}$$

$$M_{\text{torsion}} = 17.775 \text{ t.m}$$

b. Justification du béton :

On doit vérifiée :

$$\tau_u(V) + \tau_u(M) < \tau_{u\text{adm}}$$

$\tau_u(V)$: Contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant.

$\tau_u(M)$: Contrainte de cisaillement due à la torsion.

$\tau_{u\text{adm}}$: Contrainte limite de cisaillement.

Pour déterminer le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts de torsion on considère une section de forme rectangulaire.

Les essais ont montré que la partie centrale d'une section pleine ne jouait aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion, donc pour calculer les contraintes de torsion dans une section pleine, on remplacera la section réelle par une section creuse dont l'épaisseur fictive de la paroi adoptée par les règles BAEL est égale à $\rightarrow e = \frac{a}{6}$

a : Diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section du chevêtre.

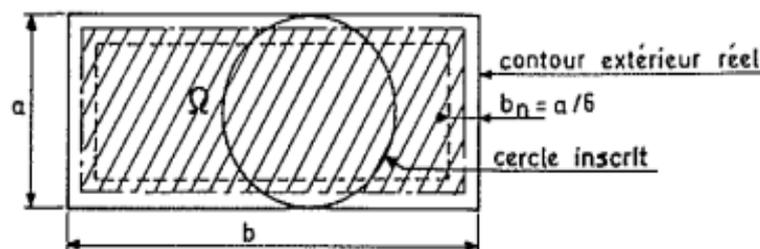


Fig. XIV.5 : Section creuse équivalente.

$$\Omega = (3.3 - 2 * 0.2) * (2.19 - 2 * 0.2) = 5.191 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{u_{adm}} = \min\{0.1 * f_{c28} ; 3 \text{ Mpa}\} = 3 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u(v) = \frac{V_u}{b_0 * d} = \frac{90.23 * 10^4}{2.9 * 0.2} = 1.55 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u(v) = \frac{M_t}{2 * \Omega * e} = \frac{177.75 * 10^6}{5.191 * 55 * 10^6} = 0.662 \text{ Mpa}$$

D'où :

$$1.555 + 0.662 = 2.217 \text{ Mpa} < 3 \text{ Mpa. } \textbf{vérifiée.}$$

c. Armature de torsion :

- Armature longitudinal :

La section d'armature de couture est donnée par :

$$A_L * \sigma_{a_{adm}} = \frac{M_t * P}{2 * \Omega}$$

Avec :

P : périmètre de contour d'aire Ω

$$P = [(3.3 - 0.2) + (2.19 - 0.2)] * 2 = 6.58 \text{ m.}$$

$$A_L = \frac{M * P}{2 * \Omega * \frac{f_e}{\gamma_s}} = 10.364 \text{ cm}^2$$

$$A_L = 10.364 \text{ cm}^2 \text{ soit } \mathbf{6HA16} \text{ avec } A_L = 12.06 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversal :

Les armatures transversales peuvent être déterminées en sachant qu'elles ont un volume relatif égal au volume des armatures longitudinales de torsion.

Elles sont constituées par des cadres avec dont les plans sont normaux à la ligne moyenne.

$$A_{t_2} = \frac{M_t}{2 * \Omega * \frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.32 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_t = A_{t_1} + A_{t_2} = 12.06 + 0.32 \text{ cm}^2$$

Soit 04 cadres de **HA14** $S_t = 15 \text{ cm.}$

XIV-2) Etude du fût :

La pile de l'ouvrage est constituée de trois fûts circulaires de 1.60 m de diamètre encastres à la base est articulé à la partie supérieure.

Le fût a pour rôle de transmettre aux fondations les efforts verticaux et horizontaux provenant du tablier les engendrent à leur tour un moment à la base du fût.

L'étude se fera à la base du fût et en flexion composée.

XIV-2-1) Evaluation des charges et surcharges :**a. Charges verticales :****- Charges permanêtes :**

Poids propre du tablier : $V_t = \frac{1260}{3} = 420 \text{ t/fût.}$

Poids propre du chevêtre : $V_{\text{chevêtre}} = \frac{18.0675 \cdot 14.09}{3} = 84.857 \text{ t}$

Poids propre du fût : $V_f = 2.5 \left[\frac{\pi \cdot (1.6)^2 \cdot 14.21}{4} \right] = 71.427 \text{ t.}$

- Surcharge :

Poids de surcharge A(l): $V_{A(l)} = \frac{939.581}{3} = 313.193 \text{ t.}$

La charge verticale totale :

$$Q_v = 420 + 84.857 + 71.427 + 313.193 = 889.477 \text{ t.}$$

b. Effort horizontal :

Freinage due à A(l): $F_{A(l)} = 16.29 \text{ t.}$

Freinage due à B_c: $B_c = 30 \text{ t.}$

c. Séisme :

$$E_y(\text{tablier}) = 0.1 \cdot 1260 = 126 \text{ t.}$$

$$E_y(\text{chevêtre}) = 0.1 \cdot 254.571 = 25.4571 \text{ t.}$$

$$E_y(\text{fût}) = 0.1 \cdot 82.435 = 8.2435 \text{ t.}$$

$$E_x(\text{tablier}) = 0.03 \cdot 1260 = 37.8 \text{ t.}$$

$$E_x(\text{chevêtre}) = 0.03 \cdot 254.571 = 7.637 \text{ t.}$$

$$E_x(\text{fût}) = 0.03 \cdot 71.421 = 2.142 \text{ t.}$$

d. Le vent :

Le vent agit sur la face latérale du pont avec une force de 0.71KN/m

	H (t/fût)	V (t/fût)	Bras de levier	M (t. m)
Poids du tablier	/	420	/	/
Poids du chevêtre	/	84.857	/	/
Poids du fût	/	71.427	/	/
A(l)	/	313.193	/	/
Freinage A(l)	16.29	/	16.40	267.156
Freinage B_c	30	/	16.40	492
Vent	1.16	/	8.20	9.512
E_y(tablier)	126	/	16.40	2066.64
E_y(chevêtre)	25.457	/	15.305	389.620
E_y(fût)	7.142	/	7.105	50.745

Tab.XIV.3 : valeurs des efforts agissant sur la pile en condition normale et sismique.

Le tableau suivant résume les sollicitations maximales obtenus par le calcul manuel de la pile la plus sollicitée dans le cas le plus défavorable :

Les combinaisons	ELU	ELS	ELA
$N_x(t)$	889.477	1200.79	889.477
$M_y(t.m)$	768.668	1153	835.676

Tab.XIV.4 : les sollicitations maximales de la pile la plus sollicitée.

XIV-2-2) ferrailage du fût :

Le ferrailage se calcule en flexion composée, pour cela nous utiliserons l'abaque de **WALTHER** pour une section circulaire.

a. Calcul à l'ELS :

Une section circulaire est entièrement comprimée, si l'effort normal N_{Ser} est un effort de compression situé à l'intérieur du noyau central.

$$e_0 = \frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} < \frac{D}{8} = \frac{768.668}{889.497} < \frac{1.6}{8}$$

$$0.864 > 0.2 \Leftrightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$$K_{ex} = \frac{N_{Ser} * r}{M_{Ser}} = 0.92$$

$$K_S = \frac{M_{Ser}}{r^2 * \sigma_S} = 0.027$$

$$\left. \begin{array}{l} K_{ex} = 0.92 \\ K_S = 0.07 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\omega} = 1.146 \\ K = 16.885 \end{cases}$$

$$A_S = \frac{\bar{\omega} * \pi * r^2}{100} = \frac{1.146 * \pi * 0.8^2}{100} = 230.41 \text{ cm}^2.$$

$A_S = 230.14 \text{ cm}^2$ on prend **30 HA 32**

b. Vérification au flambement :

-Etat limite de stabilité de forme :

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

- L'élancement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } l_f = 0.707 * l_0$$

$$i = \sqrt{\frac{\pi * D^2 * 4}{64 * \pi * D^2}} = \frac{D}{4}$$

Donc :

$$\lambda = \frac{0.707 * l_0}{\frac{D}{4}} = \frac{4 * 0.707 * 14.21}{1.6} = 25.116$$

$\lambda = 25.116 \leq 70 \Rightarrow$ **pas de risque de flambement.**

XIV-3) Etude de la fondation superficielle :

La fondation d'un ouvrage est destinée à transmettre au sol d'assise, dans les conditions les plus défavorables les sollicitations provenant de la structure de l'ouvrage sous l'effet des charges et surcharges.

a. Justification de la semelle :

Pour le calcul des fondations, tout d'abord, on a pris les sondages les plus près des piles du projet et ainsi on est arrivé à caractériser le sol sous les appuis. On a regardé la nature et l'épaisseur des différentes couches de sol avec les sondages carottés et les caractéristiques résistantes dans les sondages pressiométriques.

b. Caractéristique géométrique de la semelle :

Longueur : $L = 14.00$ m

Largeur : $B = 6.60$ m

Epaisseur $e = 2.00$ m

c. Evaluation des efforts agissant sur la semelle :

Poids propre de la fondation : $N_F = \rho * V = 2.5 * (14.00 * 6.60 * 2.00) = 462$ t.

Poids propre du remblai : $N_r = \rho * h_r * (S_S - S_f)$
 $= 3 * 2.50 * (6.60 * 14.00 * 3 * \pi * 1.6) = 579.90$ t

- Condition normale :

Charges permanente (tablier + fût + chevêtre) = 889.90 t.

Surcharge : 313.193 t.

Poids de la semelle : 462 t.

Poids des terres : 579.90 t

Total : $889.477 + 313.193 + 462 + 579.90 = 2244.57$ t

$M_{\max} = 768.668 * 3 = 2306$ t.m

- Condition sismique : G (1 ± 0.03)

$N_{\max} = (1 + 0.03) * 2244.57 = 2311.907$ t

$N_{\min} = (1 - 0.03) * 2244.57 = 2177.233$ t

$M_{\max} = 835.676 * 3 = 2507.028$ t.m

d. Détermination du nombre de pieux :

Effort normal maximal $N_{\max} = 2311.907$ t.

D'après le rapport géotechnique la portance d'un pieu est de 300 KN.

$$n = \frac{2311.907}{300} = 7.70 \Leftrightarrow \text{On prend 08 pieux}$$

- **Effort revenant à chaque pieu :**

Les pieux présentant une symétrie par rapport (x, o, y), l'effort qui revient à chaque pieu est donné par la formule suivante :

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x * y}{\sum y^2} \pm \frac{M_y * X}{\sum x^2}$$

Avec les hypothèses suivantes :

- Déformation pieu-semelles proportionnelle à la charge.
- Semelle infiniment rigide.
- Pieux identique.
- **Condition normale :**

$$N_1 = \frac{2244.57}{8} + \frac{2306 * 1.9}{8 * (1.9)^2} = 418.869 \text{ t.}$$

$$N_2 = \frac{2244.57}{8} - \frac{2306 * 1.9}{8 * (1.9)^2} = 128.860 \text{ t.}$$

- **Condition sismique :**

$$N_1 = \frac{2311.907}{8} + \frac{2507.028 * 1.9}{8 * (1.9)^2} = 602.366 \text{ t.}$$

$$N_1 = \frac{2311.907}{8} - \frac{2507.028 * 1.9}{8 * (1.9)^2} = -24.390 \text{ t.}$$

e. Ferrailage de la semelle :

On applique la méthode des bielles, telle que cette méthode est valable si les deux conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right.$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}} = \frac{190}{\frac{360}{2} - \frac{160}{4}} = 1.357$$

d'où $\alpha = 53.61^\circ \geq 45^\circ$ Vérifiée.

$$\frac{L}{2} - \frac{b}{4} = \frac{3.6}{2} - \frac{1.6}{4} = 1.4 \text{ m.}$$

$h = 2.00 \text{ m} \geq 1.40 \text{ m}$ Vérifiée.

- **Condition normale :**

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_e = 3333 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{S_1} = \frac{N_1}{\sigma_a} * \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{418.869}{3333} * \frac{1.8 - 0.4}{2} * 10^3 = 87.331 \text{ cm}^2.$$

- **Condition sismique :**

$$\sigma_a = \sigma_e = 5000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{S_2} = \frac{N_1}{\sigma_a} * \frac{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}{h} = \frac{602.366}{5000} * \frac{1.8 - 0.4}{2} * 10^3 = 84.331 \text{ cm}^2.$$

La condition la plus défavorable est la condition normale $A_s = 87.97 \text{ cm}^2$ on prend **18 HA25 $A_s = 88.38 \text{ cm}^2$**

- **Espacement :**

$$S_t = \frac{\emptyset * H - d}{N - 1} = \frac{120 + 200 - 10}{18 - 1} = 18.23 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

$N = 18$: Nombre de barre.

$d = 10 \text{ cm}$: Enrobage.

$\emptyset = 1.20 \text{ m}$: Diamètre du pieu.

Les armatures transversales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant pour largeur (L) telle que :

$$L = h + \emptyset_{\text{pieu}} = 200 + 120 = 320 \text{ cm.}$$

Entre les différentes bandes, on utilisera des armatures de répartition telle que

$$A_r = \frac{1}{3} * A = \frac{1}{3} * 87.97 = 29.32 \text{ cm}^2.$$

On prend **10HA20** soit $A_r = 31.90 \text{ cm}^2$

- **Armatures longitudinales inférieure dans la semelle :**

Pour assure la transmission des efforts entre les fûts et les pieux on utilise les armatures de répartition telle que :

$$A_1 = \frac{1}{3} * A = \frac{1}{3} * 87.97 = 29.32 \text{ cm}^2.$$

On prend **10HA20** soit $A_r = 31.90 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{120 + 200 - 10}{10 - 1} = 34.44 \text{ cm.}$$

$$S_t = 35 \text{ cm.}$$

- **Armatures de construction :**

Armatures transversales :

$$A_2 = \frac{A_{S_1}}{10} = \frac{87.97}{10} = 8.797 \text{ cm}^2$$

On prend **7HA14** soit $A_2 = 9.04 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{120 + 200 - 10}{10 - 1} = 44.28 \text{ cm}$$

$$S_t = 45 \text{ cm}$$

Armature longitudinal supérieur

$$A_2 = \frac{A}{3} = \frac{87.97}{3} = 29.32 \text{ cm}^2$$

On prend **10HA20** soit $A_r = 31.90 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{120 + 200 - 10}{10 - 1} = 34.44 \text{ cm.}$$

$$S_t = 35 \text{ cm.}$$

- **Armature latérale :**

$$A_2 = \frac{A_{S_1}}{10} = \frac{87.97}{10} = 8.797 \text{ cm}^2$$

On prend **7HA14** soit $A_2 = 9.04 \text{ cm}^2$

$$S_t = \frac{120 + 200 - 10}{10 - 1} = 44.28 \text{ cm}$$

$$S_t = 45 \text{ cm}$$

À la base des cadres verticaux, on placera les armatures transversales sous formes de chaises en **HA14** espacées de 1m.

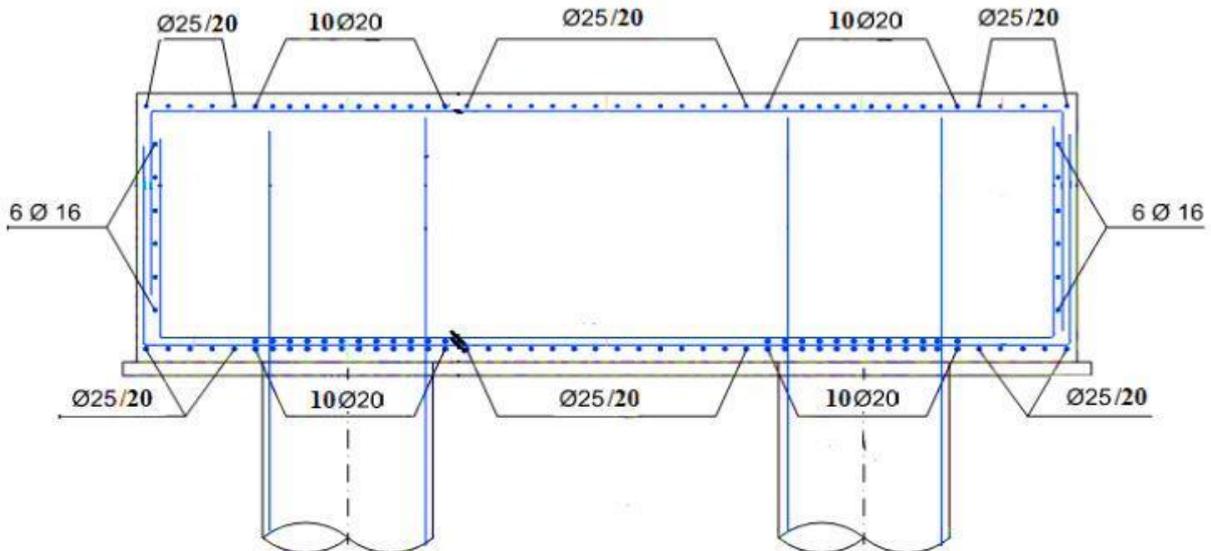


Fig.XIV-5 Ferrailage de la semelle

XIV-4) Etude et ferrillages de la fondation profonde

Le pieu est étudié par la même méthode illustrée dans le chapitre XIII pour les pieux sous culée.

Calcul de coefficient d'amortissement du module Warner λ

$$\lambda = \frac{1}{\alpha} = \sqrt[4]{\frac{C_U b}{4EI}}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{40} = 37619.47 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (1.2)^4}{64} = 0.101 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{1.2 * 92.297}{4 * 37619.47 * 0.101}} = 0.291 \text{ m}^{-1}$$

$$\text{D'où : } \lambda L = 0.291 * 14.5 = 4.21$$

Avec : L longueur du pieu

Effort tranchant en tête du pieu

a) condition normale :

- freinage : 30t

D'où $H = 30t$

$$p_{\text{adm}} = \frac{H}{8} = \frac{30}{8} = 3.75 \text{ t/pieu}$$

b) condition sismique :

Séisme : $\varepsilon_h = 0.1G = 126t$

D'où $H = 126t$

$$p_{\text{adm}} = \frac{H}{8} = \frac{126}{8} = 15.75 \text{ t/pieu}$$

Calcul du moment par la méthode de Warner

- La méthode de Warner permet de donner le moment fléchissant auquel, le pieu est soumis en différents points, à l'aide de la formule suivante :

$$M_{\text{adm}} = -\frac{X_{\theta P}}{X_{\theta M}} * \frac{P_{\text{adm}}}{\lambda}$$

$$\left(\begin{array}{l} \lambda L = 4 \rightarrow X_{\theta P} = 1.26 ; X_{\theta M} = 1.54 \\ \lambda L = 6 \rightarrow X_{\theta P} = 1.45 ; X_{\theta M} = 1.65 \\ \lambda L = 4.21 \rightarrow X_{\theta P} = 1.28 ; X_{\theta M} = 1.551 \end{array} \right)$$

a) condition normale :

$$p_{\text{adm}} = 3.75 \text{ t/pieu}$$

$$M_{\text{adm}} = -10.53 \text{ t.m}$$

b) condition normale :

$$p_{\text{adm}} = 15.75 \text{ t/pieu}$$

$$M_{\text{adm}} = -44.66 \text{ t.m}$$

XIII-4-1) ferrailage du pieu :

Le ferrailage est fait à l'aide des abaques de Walther. Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée sous : $M_{\text{max}} = -44.66 \text{ t.m}$ et $N_{\text{min}} = -24.39 \text{ t}$

a) Ferrailage longitudinal

La section des armatures est déterminée par la formule suivante :

$$f_a = \frac{\pi * R^2 * \beta_\omega}{\sigma_f} * \omega$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{M_r}{\pi * R^2 * D * \beta_\omega} = \frac{-44.66}{3.14 * 0.6^2 * 1.2 * 4000} = -0.008 \\ \frac{N_r}{\pi * R^2 * \beta_\omega} = \frac{188.86}{3.14 * 0.6^2 * 4000} = 0.042 \end{array} \right\} \text{d'ou } \omega = 0.06$$

$$f_a = \frac{\pi * R^2 * \beta_\omega}{\sigma_f} * \omega = \frac{\pi * 0.6^2 * 40}{500} * 0.06 = 54.26 \text{ cm}^2$$

Soit **18HA20** avec $A_S = 56.54 \text{ cm}^2$

- **Espacement**

$$S_t = \frac{2\pi R}{n} = \frac{2 * 3.14 * 0.6}{18} = 0.20 \text{ cm}$$

On prend **$S_t=20 \text{ cm}$**

b) Ferrailage transversal

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ cm}^2$$

Donc, on prendra des cercles de **HA12** espacés de **20 cm** dans les zones courantes et **15 cm** dans les zones de jonction.

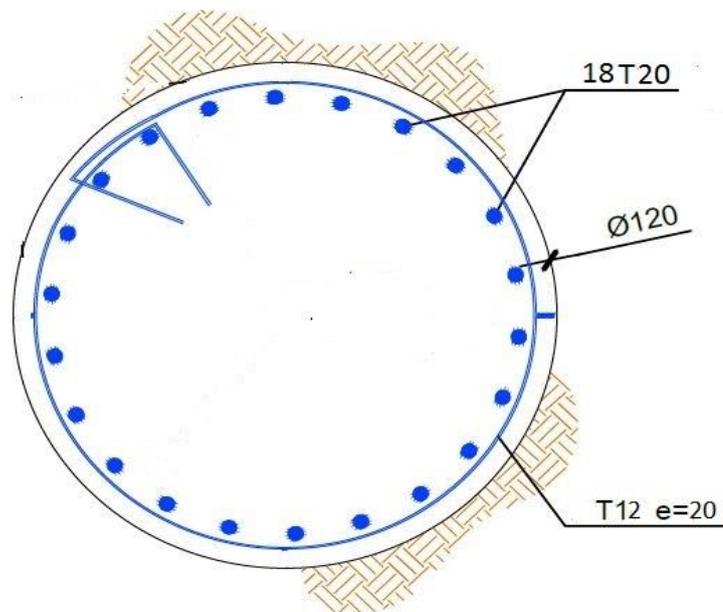
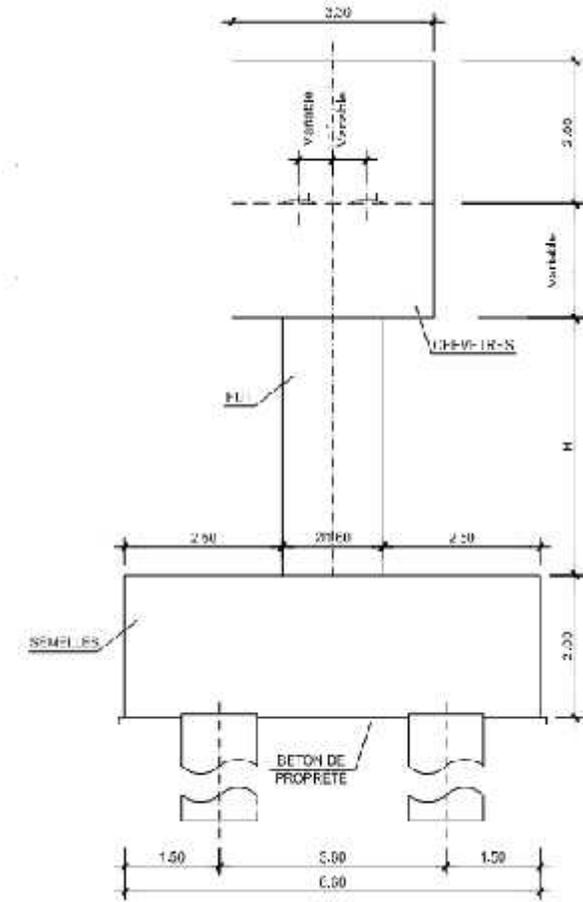
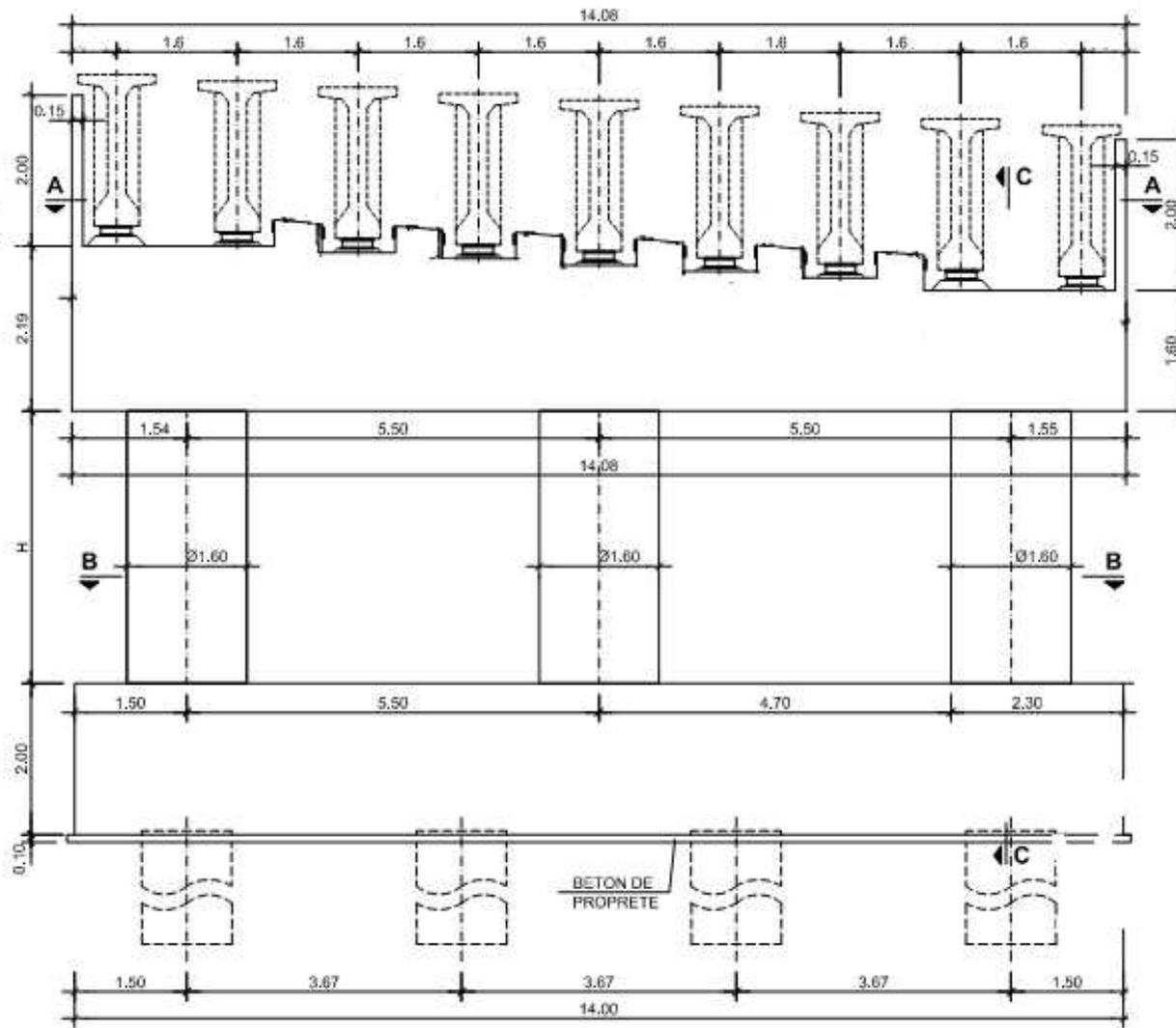
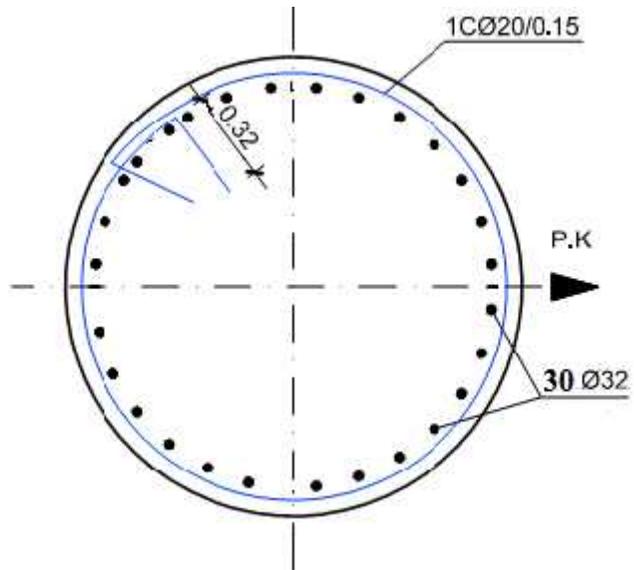


Fig.XIV-7 ferrailage du pieu

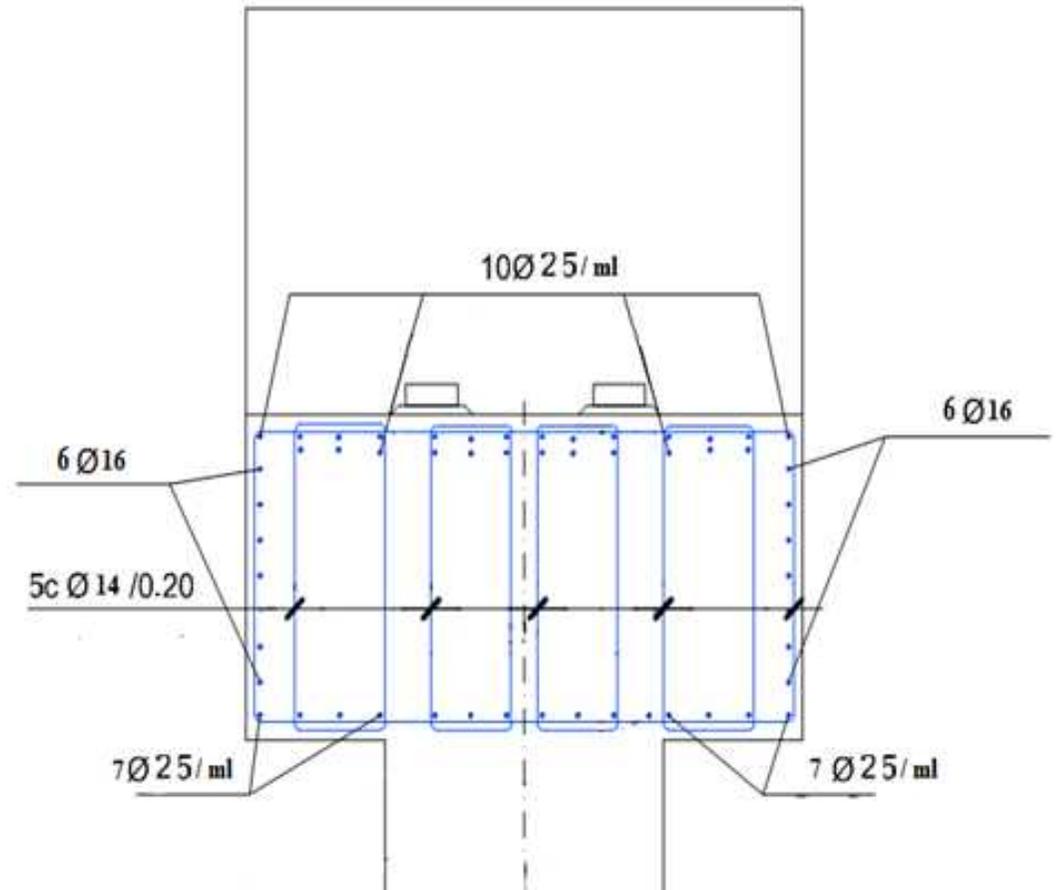


Coupe C-C

Dimension de la pile et chevêtre

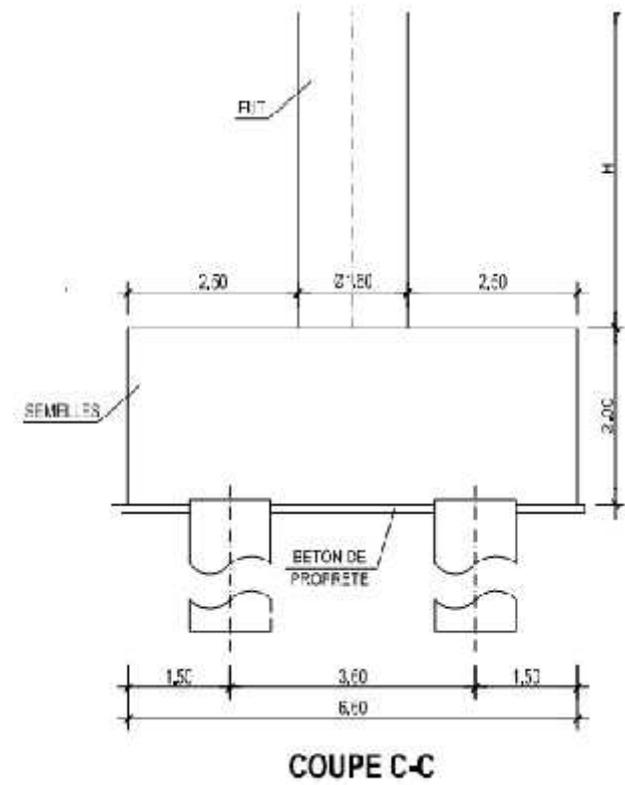
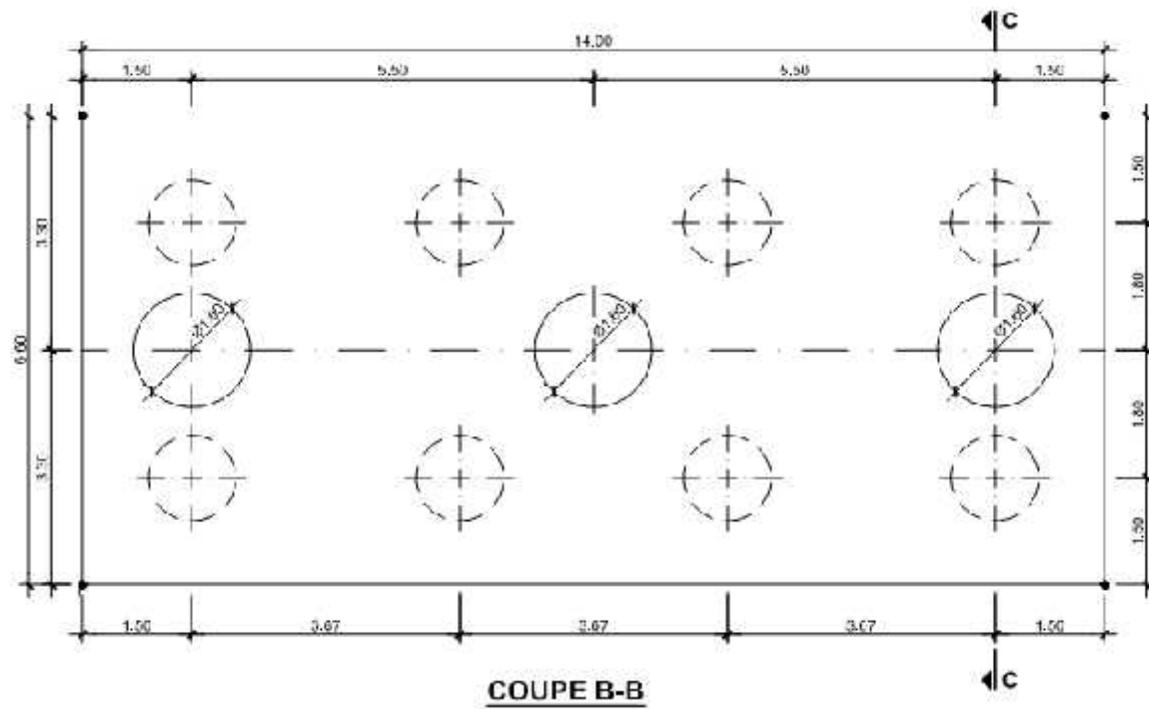


Coupe horizontal dans le fût



Coupe verticale dans le chevêtre

Ferrailage du chevêtre et du fût.



Dimension de la semelle.

Conclusion :

Notre projet intitulé « conception et étude d'un pont à poutres multiples » inscrit dans le cadre du projet de la pénétrante reliant la Wilaya de Tizi-Ouzou à l'autoroute est-ouest, il nous a permis d'appliquer et d'approfondir nos connaissances acquises durant notre formation.

Durant la réalisation de ce mémoire, on a pu connaître les différentes étapes pour l'établissement d'un projet de pont en commençant par la conception générale et la détermination des différentes variantes possibles une fois que les variantes ont été définies et analysées, on a retenu la variante la plus avantageuse pour le pré dimensionner et l'étudier d'une manière profonde.

En espérant avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aura répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle sera bénéfique pour les utilisateurs.

En fin, nous sommes certaines que nos connaissances personnelles et celles que nous avons acquises lors du stage nous permettront à l'avenir d'affronter la vie active avec courage et sincérité.

Bibliographie :

- CALGARO Jean-Amand : « projet et construction des ponts, généralités Fondations Appuis ouvrages courants» Presses des ponts et chaussées.
- CALGARO Jean-Amand : « Conception des ponts » Presses des ponts et chaussées.
- Henry THONIER : « le béton précontraint aux état limites ».
- Marcel Forni : « FONDATIONS SPECIALES » Edition EYROLLES.
- D.T.U règles B.P.E.L 91 : règles techniques de conceptions des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites.
Fascicule 62 titre 1^{er} du C.C.T.G-travaux, section 2 : béton précontraint.
- R.C.P.R : règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes. **Ref 2** .
- Catalogues « métalesa SEGURIDAD VIAL » **Ref 3** .
- **Document SETRA :**
 - Claude SERVANT : Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par poste tension « V.I.P.P » **Ref 1** .
 - Guide technique : « Appareils d'appui en élastomère fretté » utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires. **Ref 4**
 - Avis technique ouvrages d'art : C.I.P.E.C W.o.s.d 50 N : FAT. JO 05-03 « joint de chaussée des ponts routes » **Ref 5** .
 - P.P73 : appuis du tablier.
- **Mémoire de fin d'étude :**
 - « étude d'un pont route droit à poutres multiples en béton précontraint »
 - * étudier par : Mr : MEKLA Ferhat.
 - *encadré par : Mr : H.HAMMOUM.
 - * promotion 2005/2006
 - « étude d'un pont à poutres multiples en béton précontraint en béton précontraint »
 - * étudier par : Mr : IKEN Takfarins ; M^{elle} YAHIA TEN Kahina.
 - * encadré par : Mr : ADJRAD Arezki
 - * promotion/ 2102/2013

Annexe

Annexe 1 : phases d'exécutions du procédé de précontrainte par post tension.

Nous ne décrivons ici que le cas le plus courant de post-tension réaliser sur chantier :

1. mise en place des armatures passives : cadres, épingles, étriers, aciers longitudinaux, chaises de support des gaines.



Fig.1 : mise en place des armatures passives.

2. mise en place du coffrage



Fig.2 : mise en place du coffrage.

3. mise en place des gaines et fixation solide sur la cage d'armature pour éviter tout déplacement lors du coulage du béton.



Fig.3 : mise en place des gaines.



Fig.4 : support de gaines.

4. mises-en des plaques d'appui et des frettages adjacents aux extrémités des gaines sous l'emplacement futur des ancrages.



Fig.5 : des frettages adjacents aux extrémités des gaines.

5. coulage du béton.



Fig.6 : coulage du béton.

6. durcissement du béton pour atteindre la résistance minimum, pendant le durcissement du béton enfilage des câbles.



Fig.7 : enfilages câbles.

7. mise en place des plaques d'ancrages et des clavettes de blocage des torons dans le vérin d'ancrage et dans la plaque d'ancrage.



Fig.8 : mise en place des organes d'ancrages.

8. mise en tension.

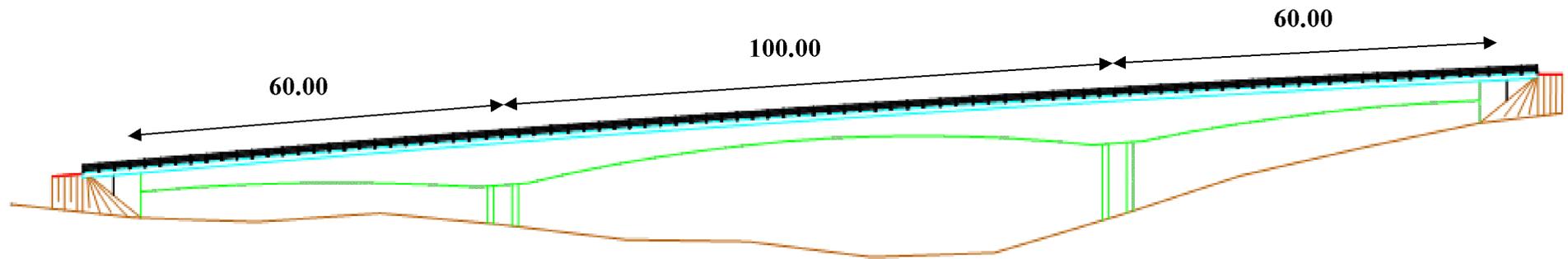


Fig.9 : mise en tension du même côté simultanément.

9. recépage des sur longueurs et injection du coulis de ciment :

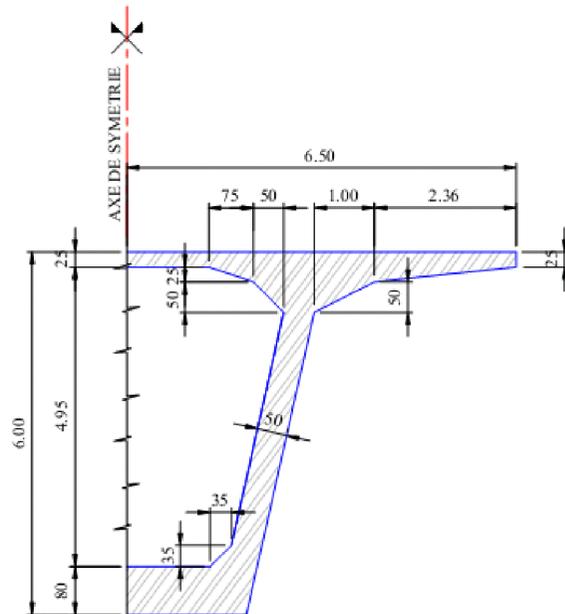


Fig.10 :recépage des sur longueurs.



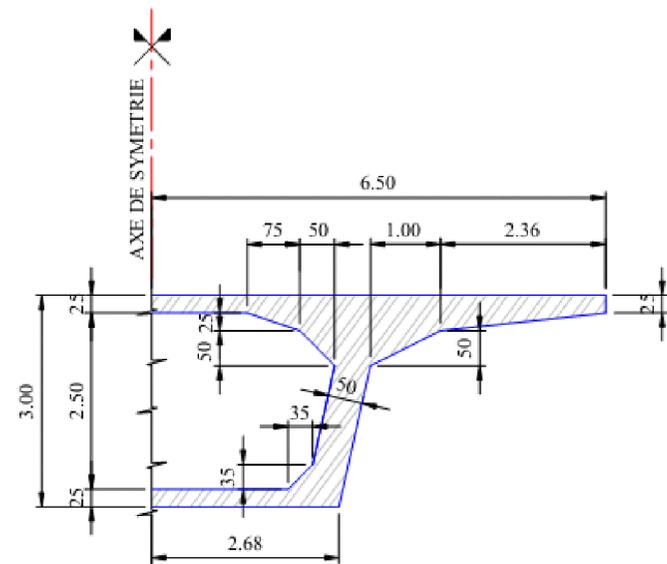
DETAIL DEMI COUPE VOUSOIR
SUR PILE

ECH: 1/100

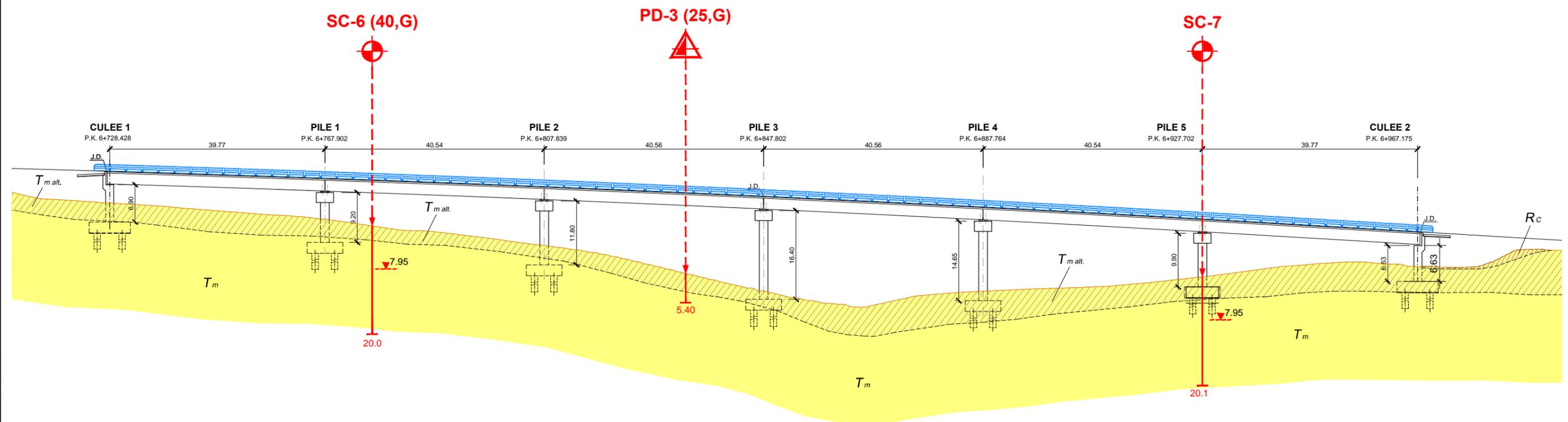


DETAIL DEMI COUPE VOUSOIR
SUR CULEE

ECH: 1/100

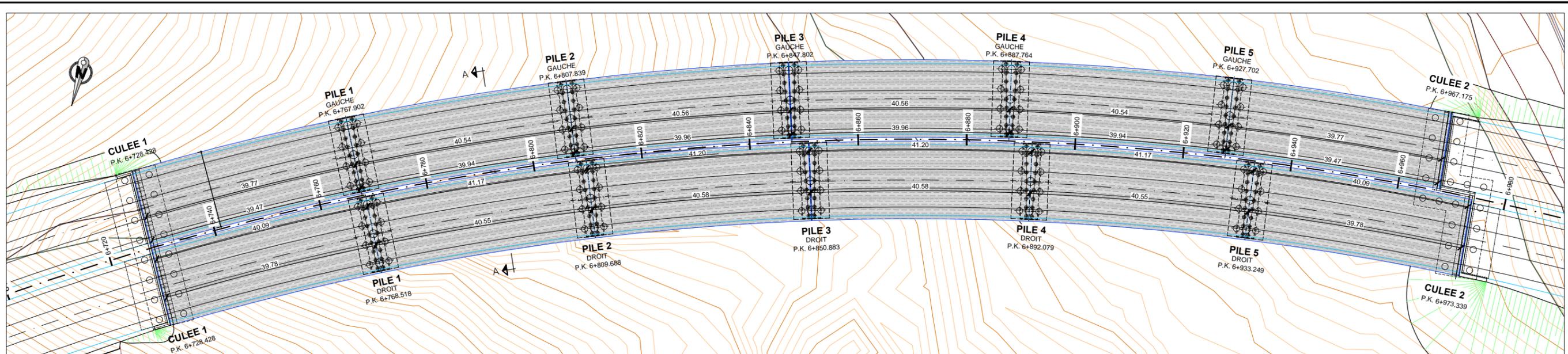


VARIANTE 02 : Pont en encorbellement successive.

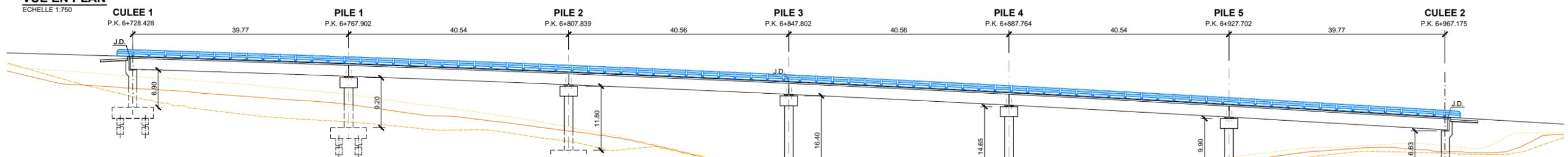


LITHOLOGIE		CAMPAGNE D' INVESTIGATION GÉOTECHNIQUE	
	R_c Remblais compactés		PD-1 PENETROMÈTRE DYNAMIQUE
	Q_v Fond de la vallée		SC-1 SONDAGE CAROTTÉ
	T_m Marnes argileuses	SYMBOLIQUE	
	$T_{m alt.}$ Marnes altérées		Contact lithologique
			Contact lithologique supposé
			Nappe phréatique

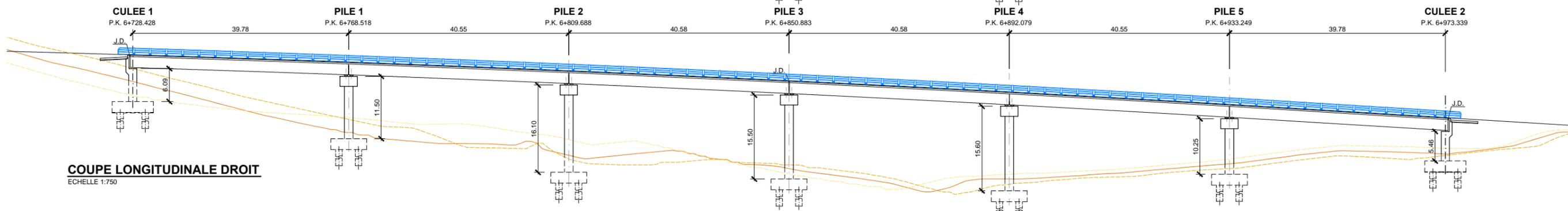
COUPE LONGITUDINALE DU PROFILÉ GEOLOGIQUE



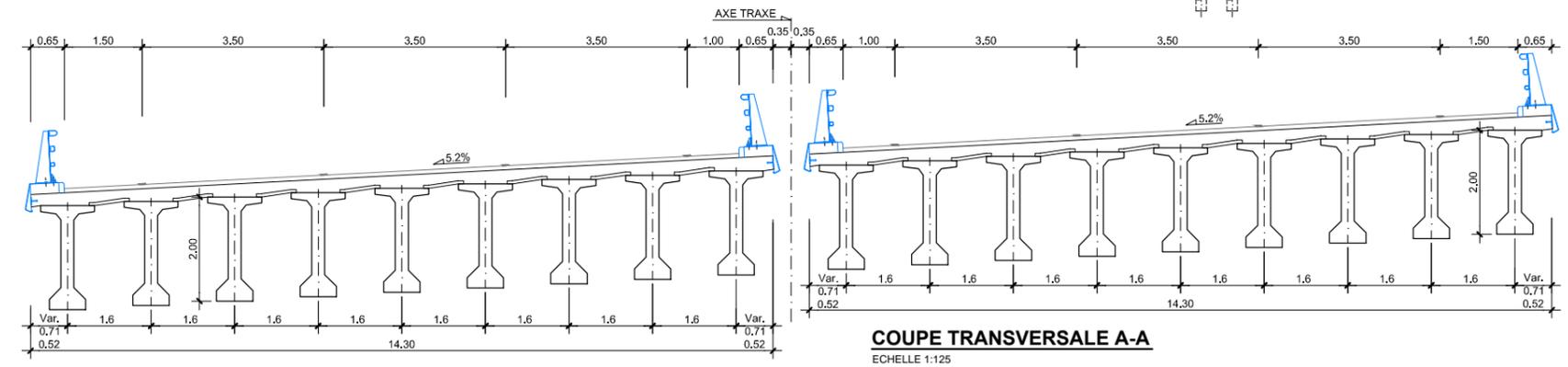
VUE EN PLAN
ECHELLE 1:750



COUPE LONGITUDINALE GAUCHE
ECHELLE 1:75



COUPE LONGITUDINALE DROIT
ECHELLE 1:750



COUPE TRANSVERSALE A-A
ECHELLE 1:125

VARIANTE 03 : PONT A POUTRES MULTIPLES