

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Infrastructures de Base

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN OUVRAGE
DE FRANCHISSEMENT SUR OUED SAHEL
(BOUDJELIL - TAZEMALT)
RELEVANT DE LA WILAYA DE BEJAIA**

Présenté par :

KHOUS Mehdi
SLIMANI Belkacem

Encadré par :

Mr BENTOUNSI Abdelaziz
Mr FEDGHOUCHE Ferhat

Promotion 2022/2023

© ENSTP-FJ - Garidi - Vieux Kouba

Dédicace

Je dédie ce travail

A mes chers parents qui sans eux je ne serais jamais ce que je suis et ce que je m'appête à devenir car ces grâce à leurs aides, conseils et sacrifices que j'ai pu arriver jusqu'ici.

A ma sœur et mon frère qui ont toujours cru en moi et qui n'ont jamais cessé de m'apporter soutiens et encouragements

A tous mes amis pour l'aide mutuelle que nous avons partagé durant toutes ces années de labeur et de travail

A mon binôme pour notre entente durant la réalisation de ce mémoire

A tous ceux qui ont cru en moi et qui sont restés à mes côtés et m'ont aidé de près ou de loin

Et aussi et surtout à tous ceux qui n'ont pas cru en moi et qui sont partis et ne sont plus là

KHOUS MEHDI

Dédicace

Je dédie ce travail

A mes chers parents pour leurs aide, soutien et encouragements, que dieu vous protège et vous prête bonne santé et longue vie

A ma sœur et mon frère qui ont toujours su me motiver même dans les moments de doute, merci d'être toujours là pour moi

A mon binôme Mehdi pour ses efforts durant la réalisation du mémoire

A tous ceux qui ont cru en moi et qui sont restés à mes côtés et m'ont aidé de près ou de loin
Enfin à tous ceux qui m'aiment

SLIMANI BELKACEM

REMERCIEMENTS

Nous remercions avant tout ALLAH le tout puissant de nous avoir donné Force, Patience, Santé et Volonté afin d'accomplir ce travail.

Nous remercions également nos familles et amis respectifs pour les aides qu'ils nous ont apporté durant toutes nos années d'études.

Nous remercions aussi Mr. Abdelaziz BENTOUNSI, notre encadrant ainsi que Mr. FEDGHOUCHE notre co-encadrant pour leurs aides apportées tout au long de cette expérience.

A tous les enseignants de l'ENSTP, qui ont contribué à notre formation, ainsi qu'à toute l'équipe de notre département et les responsables de la bibliothèque pour leurs aides et disponibilité.

Nos remerciements s'adressent aussi, aux membres du jury d'avoir eu le temps de lire et évaluer notre travail.

A tous ceux qui nous ont été d'une aide de près ou de loin, qu'ils soient toujours présent ou pas.

Résumé

Ce mémoire de fin d'étude traite la conception et l'étude du pont reliant les deux communes TAZMALT et BOUDJELIL relevant de la wilaya de BEJAIA.

Ce mémoire débutera par une recherche bibliographique sur la précontrainte afin d'approfondir nos connaissances sur cette technique utilisée dans les ponts, ensuite la conception et le pré-dimensionnement, là où nous avons proposé 03 variantes et en s'appuyant sur une analyse comparative se basant sur de multiples critères, nous avons opté pour la solution du pont à poutres précontraintes isostatique avec 05 travées identiques de 34 mètres chacune. L'étude touche la superstructure et l'infrastructure en passant par l'évaluation des charges et surcharges, le calcul d'armature active et passive, l'étude sismique et le dimensionnement des différents équipements et éléments structuraux.

Mots clés : Conception et étude, poutres précontraintes, isostatique, armature active et passive.

Abstract

This end-of-study dissertation deals with the design and study of the bridge linking the two communes TAZMALT and BOUDJELIL under the wilaya of BEJAIA.

This thesis will begin with a bibliographical research on prestressing in order to deepen our knowledge of this technique used in bridges, then the design and pre-dimensioning, where we have proposed 03 variants and relying on a comparative analysis based on multiple criteria, we opted for the solution of the bridge with isostatic prestressed beams with 05 identical spans of 34 meters each. The study concerns the superstructure and the infrastructure through the evaluation of loads and overloads, the calculation of active and passive reinforcement, the seismic study and the sizing of the various equipment and structural elements.

Keywords: Design and study, prestressed beams, isostatic, active and passive reinforcement.

ملخص

تتناول أطروحة نهاية الدراسة هذه تصميم ودراسة الجسر الذي يربط بين بلديتي تازمالت و بوجليل تحت ولاية بجاية. ستبدأ هذه الأطروحة ببحث بيبليوغرافي حول الإجهاد المسبق من أجل تعميق معرفتنا بهذه التقنية المستخدمة في الجسور ، ثم التصميم والأبعاد المسبقة ، حيث اقترحنا 03 متغيرات والاعتماد على تحليل مقارن بناءً على معايير متعددة ، اخترنا لحل الجسر بعوارض متوازنة الإجهاد مع 05 امتدادات متطابقة يبلغ طول كل منها 34 مترًا. تتعلق الدراسة بالبنية الفوقية والبنية التحتية من خلال تقييم الأحمال والأحمال الزائدة ، وحساب التعزيز النشط والسلبي ، والدراسة الزلزالية وتحجيم المعدات المختلفة والعناصر الهيكلية.

الكلمات المفتاحية : التصميم والدراسة ، الحزم مسبقة الإجهاد ، التقوية المتوازنة ، التعزيز النشط والسلبي.

Sommaire

INTRODUCTION	1
CHAPITRE I :	Recherche bibliographique
I.1 INTRODUCTION.....	2
I.2 HISTORIQUE.....	2
I.3 PRINCPE DE LA PRECONTRAINTE.....	3
I.4 MODE DE LA PRECONTRAINTE.....	3
I.4.1 Comparaison des deux procédés.....	4
I.4.2 Précontrainte par post-tension	4
I.4.2.1 Etapes de mises en œuvre.....	4
I.4.2.2 Matériel nécessaire pour la réalisation de précontrainte par post tension.....	5
I.4.2.3 PROCEDES DE PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION	7
I.4.2.4 AVANTAGES ET INCONVENIENTS	8
I.5 LES PERTES DE LA PRECONTRAINTE	9
I.5.1 Tension à l' origine.....	9
I.5.2 Types de pertes	9
I.5.2.1 Pertes de tensions instantanées.....	9
I.5.2.2 Pertes de tensions différées	10
I.6 REGLEMENTATION.....	11
CHAPITRE II :	Présentation du projet
II.1 INTRODUCTION.....	11
II.2 PRESENTATION DU PROJET	11
II.2.1 Situation géographique de l'ouvrage	12
II.2.2 Objectif du projet	12
II.3 DONNEES DU PROJET	12
II.3.1 Données naturelles.....	12
II.3.1.1 Données géotechnique.....	12
II.3.1.2 Sismicité du site	12
II.3.1.3 Topographie	13
II.3.1.4 Données climatiques	13
II.3.2 Données Fonctionnelles.....	14
II.3.2.1 Tracé en plan	14
II.3.2.2 Profil en long.....	14
II.3.2.3 Profil en travers	14

CHAPITRE III : Conception et pré-dimensionnement

III.1	INTRODUCTION.....	15
III.2	PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	16
III.2.1	1 ^{er} Variante : Pont a poutres précontraintes de type VIPP	16
III.2.1.1	Conception longitudinale.....	18
III.2.1.2	Conception transversale.....	18
III.2.2	2 ^{eme} Variante :Pont mixte bipoutre.....	19
III.2.2.1	Conception longitudinale.....	20
III.2.2.2	Conception transversale.....	22
III.2.3	3 ^{eme} Variante : Pont en bétonprécontraint encorbellement successif	22
III.2.3.1	Conception longitudinale.....	25
III.2.3.2	Conception transversale.....	25
III.3	CHOIX DE LA VARIANTE	26
III.3.1	Devis estimatifs des variantes.....	26
III.3.2	ANALYSE MULTICRITERE.....	28
III.3.3	VARIANTE RETENUE.....	28

CHAPITRE IV : Hypothèse de calcul et charges

IV.1	HYPOTHESE DE CALCUL.....	28
IV.1.1	Introduction.....	28
IV.1.2	Normes.....	28
IV.1.3	Matériaux	29
IV.1.3.1	Béton.....	29
IV.1.3.2	Armatures	30
IV.2	CHARGES.....	31
IV.2.1	Introduction.....	31
IV.2.2	Evaluation des actions.....	32
IV.2.2.1	Evaluation des actions hors trafic.....	32
IV.2.2.2	Evaluation des actions dues au trafic.....	33

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

V.1	INTRODUCTION.....	39
V.2	CALCUL DE PRECONTRAINTE.....	39
V.3	VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	42
V.4	Disposition des câbles	43
V.5	CALCUL DES PERTES.....	47
V.5.1	Pertes de tensions instantanées	47
V.5.1.1	Pertes par frottement.....	47
V.5.1.2	Perte par recul d’ancrage	48
V.5.1.3	Pertes par déformation instantanées du béton	48
V.5.2	Pertes de tensions différées.....	49
V.5.2.1	Pertes dues au retrait du béton.....	49
V.5.2.2	Perte par fluage.....	49
V.5.2.3	Pertes par relaxation de l’acier	50
V.5.3	Pertes totales	50
V.6	VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L’ELS.....	51
V.7	JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLE A L’ELS.....	53
V.8	JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L’ELU.....	54
V.9	JUSTIFICATION DU BETON.....	55
V.10	FERRAILLAGE DE LA POUTRE.....	55
V.11	VERIFICATION DE LA FLECHE	57

CHAPITRE VI :

Etude de l’hourdis

VI.1	PRINCIPE DE FERRAILLAGE	59
VI.2	EVALUATION DES EFFORTS	59
VI.3	FERRAILLAGE DE LA DALLE.....	60

CHAPITRE VII :

Etude sismique et équipements de pont

VII.1	INTRODUCTION.....	61
VII.2	APPAREIL D’APPUI.....	61
VII.2.1	Choix de l’appareil d’appui	61
VII.2.2	Dimensionnement de l’appareil d’appui.....	62
VII.3	CALCUL SISMIQUE.....	63
VII.3.1	CONDITION D’APPLICATION DE LA METHODE MONOMODALE	63
VII.4	EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K.....	64
VII.4.1	Composante longitudinale	65
VII.4.1.1	Détermination de l’effort sismique longitudinale.....	67

VII.4.2	Composante transversale	67
VII.4.2.1	Détermination de l'effort sismique transversale.....	69
VII.4.3	Composante verticale.....	69
VII.5	COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE	70
VII.5.1	Calcul des efforts dus a la variation linéaire.....	70
VII.6	VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS.....	71
VII.7	JOINT DE CHAUSSEE.....	73
VII.7.1	Le souffle	73
VII.8	DES D'APPUI.....	74
VII.8.1	Dimension du dé d'appui.....	74
VII.8.2	Ferraillage du dé d'appui	74
VII.8.2.1	Armatures de chainages.....	75
VII.8.2.2	Armatures de surface.....	76
VII.8.2.3	Frettes supérieures	76
VII.8.2.4	Frettes inferieures	76

CHAPITRE VIII :

Etude de l'infrastructure

VIII.1	INTRODUCTION.....	77
VIII.2	ETUDE DE LA PILE.....	77
VIII.2.1	Conception de la pile	77
VIII.2.1.1	Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement.....	77
VIII.2.2	Evaluation des efforts	77
VIII.2.3	Ferraillage des éléments de la pile.....	78
VIII.2.3.1	Ferraillage de chevet.....	78
VIII.2.3.2	Ferraillage des fûts.....	80
VIII.3	ETUDE DE LA CULEE.....	81
VIII.3.1	Pré-dimensionnement de la culée	81
VIII.3.2	Evaluation des efforts	82
VIII.3.2.1	Efforts dus au poids propre des éléments de la culée	82
VIII.3.2.2	Efforts dus au tablier.....	83
VIII.3.2.3	Charges dues au remblai.....	83
VIII.3.3	Ferraillage des éléments de la culée.....	84
VIII.3.3.1	Mur frontal.....	84
VIII.3.3.2	Mur garde grève.....	84
VIII.3.4	Dalle de transition	86

VIII.3.5 Corbeau d'appui de la dalle de transition	87
VIII.3.6 Mur en retour	88
VIII.4 ETUDE DES FONDATIONS	89
VIII.4.1 Etude de la semelle	89
VIII.4.1.1 Les dimensions de la semelle	89
VIII.4.1.2 Calcul des sollicitations	89
VIII.4.1.3 Nombre de pieux	89
VIII.4.1.4 Effort revenant à chaque pieu.....	90
VIII.4.1.5 Ferrailage de la semelle.....	90
VIII.4.2 Etude des pieux	92
VIII.4.2.1 Actions sur les pieux.....	92
VIII.4.2.2 Ferrailage.....	93
CONCLUSION.....	94

Liste des figures

Figure I-1: Etapes de mises en œuvre	4
Figure I-2: Schéma descriptif du système d'ancrage.....	5
Figure I-3: Vérin hydraulique	6
Figure I-4: Schéma descriptif des constituants d'un coupler et sa position	7
Figure II-1 Image satellitaire du site.....	11
Figure II-2: Tracé en plan de l'ouvrage.....	13
Figure II-3: Profil en long de l'ouvrage.....	14
Figure II-5: Profil en travers sur pile	14
Figure II-4 : Profil en travers sur culée.....	14
Figure III-1: Section médiane	17
Figure III-2: Section d'about.....	17
Figure III-3: Coupe longitudinale Variante 01	18
Figure III-4: Coupe transversale Variante 01	18
Figure III-6: Dimension de la poutre métallique	20
Figure III-7: Coupe longitudinale Variante 02	20
Figure III-8: Coupe transversale de la Variante 02.....	21
Figure III-9: Schéma des différentes dimensions d'un voussoir	22
Figure III-10: Schéma du voussoir a la clef.....	23
Figure III-11: Schéma du voussoir sur pile.....	23
Figure III-12: Coupe longitudinale de la variante 03.....	24
Figure III-13: Coupe transversale de la variante 03.....	24
Figure IV-1: Schéma descriptif de la largeur roulable et chargeable	33
Figure IV-2: Schéma descriptif du système B_c	35
Figure IV-3: Schéma descriptif du système B_t	36
Figure IV-4: Schéma descriptif du système MC120.....	37
Figure IV-5: Schéma descriptif du système D240.....	37
Figure V-1: Schéma des vérifications des contraintes.....	42
Figure V-2: Schémas des conditions d'enrobage et d'espacement.....	44
Figure V-3: Croquis des positions des câbles en zone médiane	45
Figure V-4: Croquis des positions des câbles en zone d'about.....	45
Figure V-5: Croquis du ferrailage de la poutre en section médiane	57
Figure V-6: Croquis du ferrailage de la poutre en section d'about.....	57
Figure V-7: contre flèche max de la poutre du a la mise en tension de la précontrainte.....	58
Figure V-8: Fleche max de la poutre du au poids propre	58

Figure V-9: Fleche max de la poutre a l'ELS.....	59
Figure VI-1: Moment max a l'ELS	59
Figure VI-2: Moment max a l'ELU.....	59
Figure VI-3: Croquis du ferrailage de la dalle.....	60
Figure VII-1: Schéma de l'appareil d'appui	61
Figure VIII-1: Croquis du ferrailage du chevetre	79
Figure VIII-2: Croquis du ferrailage du fût	80
Figure VIII-3: Coupe longitudinale sur culée.....	81
Figure VIII-4: Croquis du ferrailage de la culée et sa fondation.....	93
Figure VIII-5: Croquis du ferrailage de la pile, et sa fondation	93

Liste Des Tableaux

Tableau III-1: Pré-dimensionnement de la Variante 01.....	16
Tableau III-2 : Pré-dimensionnement de la variante 02.....	19
Tableau III-3: Valeurs des dimensions du voussoir.....	22
Tableau III-4 : Devis estimatifs des 03 variantes.....	25
Tableau III-5: Analyse multicritères.....	27
Tableau IV-1: Caractéristiques du béton	29
Tableau IV-2: Contrainte admissible a la compression du béton	30
Tableau IV-3:Caractéristiques des câbles de précontraintes	31
Tableau IV-4 : Sections et poids d'une poutre	32
Tableau IV-5 : Poids total d'une travée.....	32
Tableau IV-6: Poids des Compléments de charges.....	32
Tableau IV-7: Poids total du tablier.....	32
Tableau IV-8: Valeurs du gradient thermique	33
Tableau IV-9: Classe de pont.....	33
Tableau IV-10: Choix du coefficient a_1	34
Tableau IV-11: Système de charges A(l).....	34
Tableau IV-12: Choix du coefficient b_c	35
Tableau IV-13: Système de charge B_c	35
Tableau IV-14: Choix du coefficient b_t	36
Tableau IV-15: Système de charge B_t	36
Tableau IV-16; Valeur du coefficient dynamique pour chaque système.....	38
Tableau IV-17: Effort de freinage de A(l).....	38
Tableau V-1: caractéristiques géométriques des sections nettes	40
Tableau V-2: Résultats du logiciel Robot.....	40
Tableau V-3: Détermination de Pmin	41
Tableau V-4 : Caractéristique du câble choisis 12T15	41
Tableau V-5: Nombre de câbles de 12T15	42
Tableau V-6: Résultats des contraintes.....	42
Tableau V-7: Vérification des contraintes	43
Tableau V-8: Position des câbles.....	45
Tableau V-9: Tableau récapitulatif du calcul de l'angle de relevage	46
Tableau V-10: Caractéristiques du tracé des câbles de précontraintes	46
Tableau V-11: Résultats des pertes par frottements	47
Tableau V-12: Résultats des pertes par recul d'ancrage.....	48
Tableau V-13: Valeurs des données de la formule	49
Tableau V-14: Résultats des pertes par déformation instantanées du béton.....	49
Tableau V-15: Résultats des pertes par retrait du béton	49
Tableau V-16:Résultats des pertes par fluage du béton.....	50
Tableau V-17: Résultats des pertes par relaxation.....	50
Tableau V-18 : Récapitulatif des pertes totales	51
Tableau V-19: Caractéristiques des sections	51

Tableau V-20: Tableau des contraintes admissibles.....	51
Tableau V-21: Position des câbles moyens	52
Tableau V-22: Caractéristiques des phases de vérifications.....	52
Tableau V-23: Vérification des contraintes pour les phases 1 et 2.....	52
Tableau V-24 : Vérification des contraintes pour les phases 3 et 4.....	53
Tableau V-25: Calcul de la valeur de P	54
Tableau V-26: Caractéristique de la poutre	54
Tableau V-27: Valeurs des contraintes.....	56
Tableau V-28: Valeurs des données de la formule	56
Tableau VI-1: Ferrailage de la dalle	60
Tableau VII-1: Détails du calcul du poids des piles	64
Tableau VII-2: Raideurs des fûts	66
Tableau VII-3: Raideurs longitudinales des piles.....	66
Tableau VII-4: Raideurs longitudinales des culées	66
Tableau VII-5 : Distribution des forces sismiques longitudinal sur chaque appui.....	68
Tableau VII-6: Raideurs transversales des culées	68
Tableau VII-7: Raideurs transversales des piles.....	69
Tableau VII-8: Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui.....	70
Tableau VII-9: Combinaisons des composantes de l'action sismique	71
Tableau VII-10: Effort dus à la variation linéaire.....	72
Tableau VII-11 : Valeurs des données de la formule	73
Tableau VII-12: Vérification de la condition de non glissement.....	73
Tableau VII-13: Dimensions des dés d'appuis.....	75
Tableau VIII-1: Hauteur des piles.....	76
Tableau VIII-2: Evaluation des efforts qui sollicite la pile.....	77
Tableau VIII-3: Ferrailage du chevêtre a la flexion	78
Tableau VIII-4: Sollicitations les plus défavorables.....	80
Tableau VIII-5: dimensions de la culée.....	81
Tableau VIII-6: Efforts du au poids propre des éléments de la culée.....	82
Tableau VIII-7: Efforts venant du tablier	83
Tableau VIII-8: Valeurs des charges du au remblai	83
Tableau VIII-9: Ferrailage du mur frontal.....	84
Tableau VIII-10: Ferrailage du mur garde grève.....	86
Tableau VIII-11: Efforts soumis sur la dalle de transition.....	86
Tableau VIII-12: Ferrailage de la dalle de transition.....	87
Tableau VIII-13: Moment max a l'ELS	88
Tableau VIII-14: Ferrailage du mur en retour	88
Tableau VIII-15: Dimensions de la semelle	89
Tableau VIII-16: Sollicitations des semelles	89
Tableau VIII-17: Calcul du nombre de pieux.....	89
Tableau VIII-18: Effort revenant a chaque pieux.....	90

Tableau VIII-19: vérification de l'application de la méthode des bielles	91
Tableau VIII-20: Calcul du Ferrailage des semelles	91
Tableau VIII-21: Calcul du ferrailage de la semelle pour la pile	92
Tableau VIII-22: Calcul du ferrailage de la semelle pour la culée	92
Tableau VIII-23: Effort agissant sur les pieux.....	93

INTRODUCTION GENERALE

Le projet de fin d'étude est une aubaine pour nous élèves ingénieurs d'exposer nos savoirs acquis tout au long des cinq années d'études à l'école, mais aussi de faire en sorte de combler nos lacunes lors de la réalisation du projet pour en sortir à la fin avec des progrès.

Afin de développer l'infrastructure de transport de notre pays pour améliorer les conditions de vie de la population nous avons besoin de construire un nombre important d'ouvrages d'art parmi eux nous trouvons les ponts et viaducs.

Le pont est un ouvrage en élévation construit in-situ permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou artificiel (cours d'eau, vallée, autoroute ou voie ferrée).

Lors du dimensionnement d'un pont plusieurs disciplines interviennent, tel que la statique, la dynamique et la résistance des matériaux.

Notre projet sera structuré comme suit :

- ❖ Chapitre I : Recherche bibliographique.
- ❖ Chapitre II : Présentation du projet.
- ❖ Chapitre III : Conception et pré-dimensionnement.
- ❖ Chapitre IV : Hypothèse de calcul.
- ❖ Chapitre V : Etude de la précontrainte.
- ❖ Chapitre VI : Etude de l'hourdis.
- ❖ Chapitre VII : Etude sismique et équipement de pont.
- ❖ Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.

I. RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 INTRODUCTION

Le béton est un matériau hétérogène qui présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction. C'est ainsi qu'une poutre reposant sur deux appuis, soumise à l'effet de son poids propre (G) et d'une charge d'exploitation (Q), subit des contraintes de flexion qui se traduisent par une zone comprimée en partie supérieure et par une zone tendue en partie inférieure. La poutre subit également des contraintes de cisaillement dues aux efforts tranchants qui se produisent vers les appuis. Ces contraintes occasionnent des fissures à 45° que le béton ne peut reprendre seul.

Ainsi deux solutions sont possibles :

- Solution 1 : L'ajout d'une quantité d'armatures capable de reprendre les efforts de traction dans le béton (Principe du béton armé).
- Solution 2 : L'application d'un effort de compression axial qui s'oppose aux contraintes de traction dues aux chargements (Principe du béton précontraint).

I.2 HISTORIQUE

La précontrainte sous toutes ses formes existe depuis longtemps. Elle est naturelle dans les arcs, voûtes, ou provoquée comme les cercles de tonneau, les roues de bicyclette, les roues de chariot, le pneu et la chambre à air,...etc.

Les premières propositions de réalisation d'éléments à ce que nous appelons aujourd'hui béton précontraint sont les brevets d'invention de l'Américain P.H Jackson (1860) et l'Allemand Dohering (1888) et un peu plus tard l'Australien J Mandl (1896) qui proposèrent la réalisation des éléments en béton armé avec des efforts initiaux par la mise en tension des armatures. Leur préoccupation était d'éliminer la fissuration dans le béton, qui était considérée comme un défaut majeur, par la précontrainte de celui-ci. Leurs travaux n'ont pas mené à des résultats satisfaisants à cause des phénomènes de retrait et du fluage, qui n'était pas encore connu, et de l'utilisation des aciers de qualité non correspondantes, ce qui a annulé en grande partie l'effet de la précontrainte. C'est Eugène Freyssinet (1879-1962) qui, en se plaçant dans des conditions voisines des voûtes, introduisit un effort de compression pour compenser les tractions à venir. En 1926, il découvrit le phénomène de fluage et les lois du retrait suite d'expériences sur l'arc du pont de Plougastel. Après la guerre, on assista à un essor du béton précontraint dans les pays industrialisés avec P. Abeles en Grande Bretagne, G. Magnel en Belgique, F. Leonhardt en Allemagne, T.Y. Lin aux Etats-Unis, V. Mikhailov en USSR, J.J. Bouvy aux Pays-Bas, E. Freyssinet et Y. Guyon en France. Les premiers ponts en béton précontraint ont été réalisés par précontraintes extérieure au béton au moyen des câbles. Ce sont les ponts de la Saale à Alse en Allemagne (1928) de 68 m de portée, et d'Aue en Allemagne (1936) de 69 m de portée. Du domaine des ponts à poutres, puis pont-dalles, pont à poutres préfabriquées, le principe de la précontrainte s'est étendu aux ponts poussés, aux ponts construits par encorbellement, aux ponts suspendus et aux ponts à haubans. D'autre part,

le chams s'est élargi aux réservoirs, aux poteaux, tuyaux, dalles, tirants de voûtes, tirants d'ancrages, portiques, radiers, ...etc.

I.3 PRINCPE DE LA PRECONTRAINTE

Le principe du béton précontraint consiste à installer un effort permanent dans une structure de béton, de manière à y engendrer des contraintes permanentes de compression créées par la mise en tension des câbles de précontrainte. Ces contraintes se combinent aux efforts engendrés par la construction. Le béton doit être comprimé sans être tendu.

Le béton est considéré précontraint lorsqu'il subit un état de contraintes et de déformations avant d'être soumis aux actions de service. Dans son principe la précontrainte consiste à introduire artificiellement un système de contraintes (en général de compression) de sorte à annuler les contraintes de signe contraire (de traction) dues aux charges extérieures.

I.4 MODE DE LA PRECONTRAINTE

Nous distinguons deux procédés de précontraintes qui sont différenciés par la méthode de mises en tension des câbles.

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

I.4.1 Comparaison des deux procédés

Une comparaison entre les deux procédés (post-tension et pré-tension) permet de constater les observations suivantes :

➤ **Pré-tension**

1. Economie des gaines, des dispositifs d'ancrage et de l'opération de l'injection.
2. Nécessite des installations très lourdes ce qui limite, par voie de conséquence, le choix des formes.
3. Simplicité de la réalisation du procédé.
4. Bonne collaboration du béton et des armatures.
5. Difficulté de réalisation des tracés courbes d'armatures.
6. Impossibilité de régler l'effort dans les armatures après la mise en tension.

➤ **Post- tension**

1. Ne demande aucune installation fixe puisque c'est sur la pièce elle-même que s'appuie le vérin de précontrainte.
2. Permet le choix des différentes formes.
3. Permet de régler l'effort de précontrainte, ce qui permet d'adapter le procédé

à l'évolution de la masse de l'ouvrage.

4. Facilité de réalisation des tracés courbes d'armatures de précontrainte.

Dans ce qui suit nous nous focaliserons sur le mode utilisé dans notre pont qui est la précontrainte par post-tension.

I.4.2 Précontrainte par post-tension

La précontrainte par post-tension est réalisée par des armatures actives (câbles ou torons) mises en tension après coulage et durcissement du béton. Ce dernier doit avoir une résistance mécanique à la compression suffisante, pour lui permettre de supporter les efforts de précontrainte auxquels il sera soumis. Dans ce procédé de précontrainte, le câble logé dans sa gaine, et sous l'action du vérin auquel il est attaché, s'allonge et se tend à l'effort P . Le vérin qui prend appui le béton de la pièce à pré-contraindre, exerce sur elle un effort de compression égal à P (principe de l'action et la réaction). P est donc l'effort de précontrainte développé par le câble. Une fois tendu, ce dernier est ancré sur le béton, ce qui assure une permanence de la compression.

I.4.2.1 Etapes de mises en œuvre

- Mise en place des gaines dans le coffrage.
- Coulage du béton.
- Après durcissement du béton, introduction des câbles dans les gaines et leur mise en tension.
- Remplissage des gaines par le coulis d'injection.

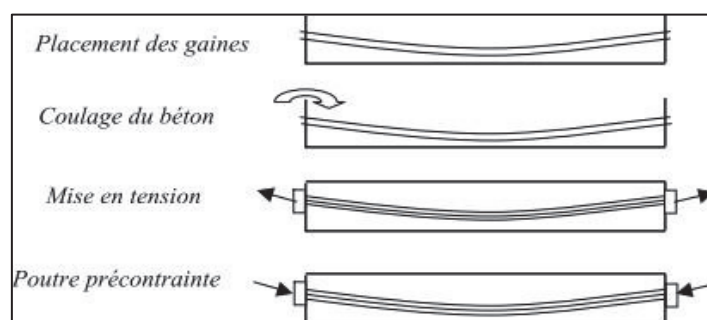


Figure I-1: Etapes de mises en œuvre

I.4.2.2 Matériel nécessaire pour la réalisation de précontrainte par post tension

- **Les gaines** : Ce sont des conduites métalliques, (ou plastiques), constituées de feuillards de 0,4 à 0,6 mm enroulées en spirale, elles serviront à maintenir et protéger les câbles de précontrainte après le bétonnage. Elles doivent être étanches, souples et doivent assurer une bonne adhérence avec le béton et le coulis d'injection.
- **Les ancrages** : Ils servent à bloquer les câbles de précontrainte contre le béton durci de la pièce. C'est un dispositif mécanique nécessaire pour assurer la permanence de l'effort de précontrainte sur le béton après la mise en tension des câbles. Pour cette fin,

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

ce dispositif présente une immense importance puisque c'est de lui que dépendent la durée de l'ouvrage et sa pérennité.

Nous distinguons deux types d'ancrages :

- **L'ancrage actif** : C'est sur lui que s'appuient les vérins lors de la mise en tension, il sert à bloquer le câble à l'extrémité par laquelle la mise en tension doit être effectuée, et assurer le transfert de l'effort de précontrainte au béton. Il est composé de :
 - **Une plaque d'ancrage** : C'est une pièce généralement en fonte, en acier normalisé ou traité thermiquement, de résistance comprise entre 500 et 1 000 MPa. Appelée aussi la tête d'ancrage, cette pièce est le plus souvent cylindrique pourvue de trous assurant le passage des torons et réservent le logement des clavettes. Elle est équipée également d'un trou qui permet l'injection de coulis après la mise en tension des câbles.
 - **Le mors d'ancrage** : C'est la deuxième pièce capitale pour la sécurité de l'ancrage. Elle est en acier et fonctionne sur le principe du coin et bloque le toron à l'intérieur de la tête d'ancrage. Généralement, le mors d'ancrage prend la forme d'un cône ou d'une clavette tronconique de 2 ou 3 morceaux.
 - **La plaque d'appui** : C'est une plaque métallique en acier ou en fonte, destinée à faire diffuser l'effort de précontrainte de la tête d'ancrage à la structure. La plaque d'appui (ou de répartition) doit assurer à la fois la bonne répartition de l'effort de précontrainte des câbles au béton et la déviation du faisceau de torons entre la partie courante du câble et la zone de passage à travers la plaque d'ancrage, dans laquelle il s'épanouit.
- **L'ancrage passif** (ou fixe) : Constitué généralement des mêmes composants que l'ancrage actif, ce type d'ancrage, contrairement au précédent, ne permet pas la mise en tension de ses câbles. Il est utilisé dans le cas des câbles courts, où l'économie d'un ancrage actif peut compenser le supplément des dépenses en acier dues aux pertes par frottement, ou si une seule extrémité est accessible (Exemple: tirants d'ancrage) On distingue l'ancrage passif extérieur qui reste accessible après le bétonnage, et l'ancrage passif ancré dans le béton qui se fonctionne soit par butée soit par adhérence. Selon leur mode de fonctionnement, il existe principalement trois ancres différents : par coincement conique, par calage ou par vissage.

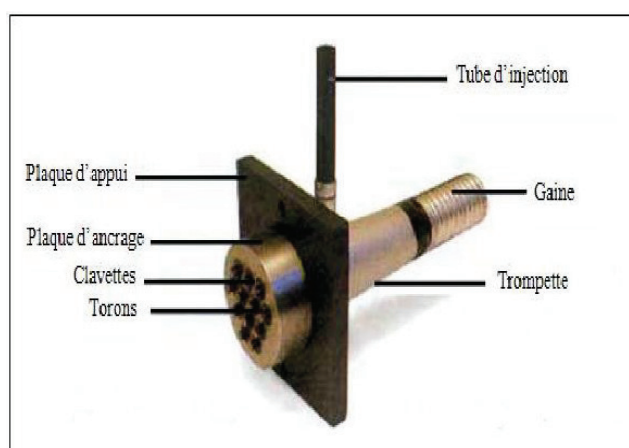


Figure I-2: Schéma descriptif du système d'ancrage

- **Les vérins** : Nécessaires pour la mise en tension des câbles, elles sont liées à des pompes hydrauliques qui doivent être bien étalonnées. Les vérins utilisés pour la mise

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

en tension de l'acier de précontrainte sont des vérins coaxiaux conventionnels avec diverses variantes dépendant du type d'ancrages.



Figure I-3: Vérin hydraulique

- **Les coupleurs:** Le système de couplage assure la continuité de l'effort de précontrainte entre plusieurs tronçons d'une même poutre par rabotage des câbles, si l'ouvrage doit être exécuté en plusieurs phases. Le coupleur, placé dans le point de rabotage, doit être isolé du béton en se servant d'un capot métallique. Le couplage des câbles AB et BC montré sur la figure 5, se fait en posant le coupleur sur le point B après la mise en tension du câble AB par le point B. Après isolation du coupleur par le capot métallique, la mise en tension du câble BC se fait par l'extrémité C.

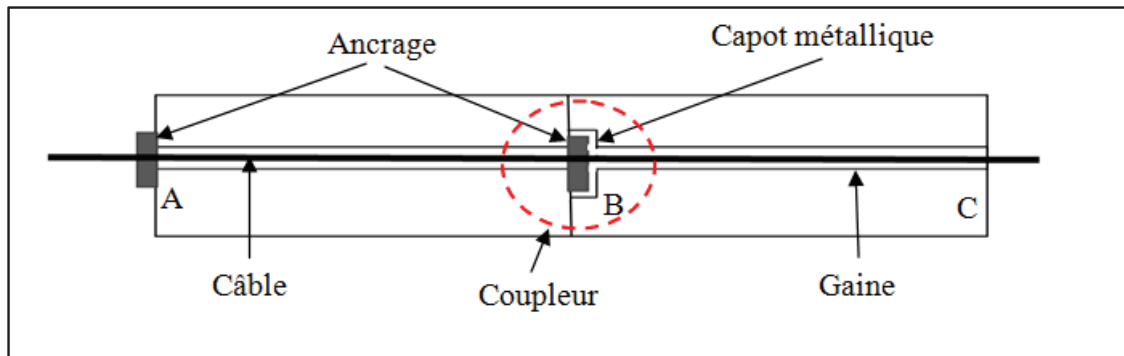


Figure I-4: Schéma descriptif des constituants d'un coupleur et sa position

I.4.2.3 PROCÉDES DE PRECONTRAINTE PAR POST-TENSION

Les procédés de précontraintes font l'objet de brevet et sont fabriqués par leurs exploitants.

Les principaux procédés sont:

- **Procédé Freyssinet :** Ce système utilise des câbles composés de fils $\varnothing 5$,

Ø7 et Ø8 et de torons T13, T13S, T15 et T15S. La force de rupture pour ce procédé varie entre 18,7 t (pour un câble T13) et 1028 t (pour un câble 55T13). Son glissement à l'ancrage est de l'ordre de 6 à 8 mm.

- **Procédé PAC** : Le procédé PAC utilise des câbles composés de torons T13 ou T15. Son glissement à l'ancrage est de l'ordre de 5 mm.
- **Procédés BBR-B** : Ce procédé crée à partir d'un procédé Boussiron de 1952 et d'un procédé suisse BBR-V est utilisé sous sa forme actuelle depuis 1954. Il utilise des câbles multi fils de 7 mm de diamètre, composés en câbles standards de 9, 14, 18, 22, 30, 54 et 84 Ø7. Son glissement à l'ancrage est inférieur à 1 mm.
- **Procédés CCL** : Ce procédé utilise des câbles à torons parallèles T13 ou T15 de 4T13 à 19 T15. Son glissement à l'ancrage est de l'ordre de 8 mm.

I.4.2.4 AVANTAGES ET INCONVENIENTS

❖ **Avantage :**

- Ce procédé à l'avantage de pouvoir mettre en place les armatures de précontrainte selon des tracés courbes sans perte de leurs positions après coulage de béton.
- Comme c'est sur la pièce elle-même que s'appuient les vérins de précontrainte, ce procédé ne demande aucune installation fixe.
- La précontrainte par post-tension offre une plus grande flexibilité de conception, les câbles post-tendus peuvent être placés de différentes manières et ajustés pour répondre aux exigences spécifiques de la structure, ce qui permet une conception plus créative et optimisée.
- Avant la mise en service de la pièce, ce procédé permet le réglage de l'effort de précontrainte suivant l'évolution des charges que va supporter l'élément.
- Permet d'accroître la résistance et la capacité portante des éléments en béton. Les câbles post-tendus exercent une force de compression sur le béton, ce qui améliore sa résistance à la flexion, à la traction et à la compression.
- Permet de réduire la quantité de matériaux tout en maintenant les performances structurelles requises.
- Aide à minimiser les fissures dans le béton. En appliquant une force de compression, les câbles post-tendus compensent les charges appliquées sur l'élément en béton, ce qui réduit les contraintes et les risques de fissuration.

❖ **Inconvénient :**

- La mise en place des câbles post-tendus et leur tension ultérieure nécessitent une expertise technique spécifique et des professionnels qualifiés.
- Un système coûteux à mettre en place du fait des prix des équipements nécessaires et leurs irrécupérabilités.
- Risque de corrosion des câbles en cas de dommages des gaines lorsqu'elles sont exposées à des conditions environnementales agressives ce qui peut affecter la durabilité de l'élément précontraint.
- Risque de rupture à vide par excès de compression.
- Calcul relativement complexe.

I.5 LES PERTES DE LA PRECONTRAINTE

La perte de tension ou perte de précontrainte désigne, toute différence entre l'effort exercé par les vérins lors de sa mise en tension des câbles de précontrainte «**tension à l'origine**» et l'effort qui s'exerce en un point donné de ces câbles à un instant donné.

I.5.1 Tension à l'origine

C'est la valeur de tension qu'on impose aux armatures de précontrainte devant un ancrage actif, au moment de la mise en tension et avant le transfert de l'effort à l'ancrage. Sa valeur est contrôlée soit à l'aide d'un manomètre branché directement sur les vérins, soit par mesure de l'allongement du câble.

I.5.2 Types de pertes

Les pertes de tensions se divisent en deux groupes :

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

I.5.2.1 Pertes de tensions instantanées

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

- **Perte de tension due au frottement** : Ces pertes se produisent par frottement du câble dans la gaine lors de la mise en tension du câble, dans les zones où le câble rentre au contact de la gaine et plus particulièrement, dans les parties courbes et aux points où le tracé du câble présente des irrégularités. Dans ce cas, l'action tangentielle de contact de la gaine sur les armatures s'oppose au sens de déplacement du câble suite à sa mise en tension.
- **Perte de tension par recul de l'ancrage** : Cette perte de tension résulte du recul (glissement) de l'ancrage, qui dépend des dispositifs d'ancrage utilisés. Juste après la

mise en tension, les ancrages sont bloqués. Cependant, on observe une petite rentrée d'ancrage due à deux phénomènes :

- Le jeu existant dans l'ancrage permet un léger glissement avant le blocage définitif.
- L'effort appliqué par le vérin crée une déformation des pièces d'ancrage.

Ces deux phénomènes entraînent un raccourcissement du câble, noté **g**, ce qui conduit à une perte de tension.

- **Perte de tension par déformations instantanées du béton** : Appelée aussi perte par raccourcissement élastique du béton, elle est principalement due à la non simultanété de la mise en tension des câbles de précontrainte. Ainsi la mise en tension du 2^{ème} câble, provoque un raccourcissement dans le béton et dans le 1^{er} câble. La mise en tension du 3^{ème} câble, provoque un raccourcissement dans le béton et dans les deux premiers câbles. La mise en tension du n^{ème} câble, provoque un raccourcissement dans le béton et dans les (n-1) premiers câbles. Ce raccourcissement est du à la variation de contrainte dans le béton adjacent.

I.5.2.2 Pertes de tensions différées

Dans le cas de précontrainte par post tension, les armatures de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

- **Perte de tension due au retrait du béton** : Le retrait représente la déformation par raccourcissement spontané du béton, au cours de son durcissement, en l'absence de toute contrainte. Cette déformation est principalement due à l'évaporation progressive de l'eau non fixée dans la réaction d'hydratation du ciment. Ce raccourcissement du béton provoque une diminution progressive de la tension dans les armatures de précontrainte.
- **Perte de tension due au fluage du béton** : Par définition, le fluage est le raccourcissement progressif du béton sous contrainte constante. Ce phénomène est, lui aussi, lié à la migration de l'eau à l'intérieur du béton. Dans une pièce en béton précontraint, les armatures de précontrainte subissent le même raccourcissement que le béton suite à son fluage, d'où une perte de tension.
- **Perte de tension due à la relaxation de l'acier** : L'acier fortement tendu sous longueur constante voit sa tension décroître progressivement. Ce phénomène, appelé relaxation, est corrélatif du fluage (variation de longueur sous contrainte constante). Son importance dépend très sensiblement de la température. Cependant, la perte par relaxation est diminuée par l'effet du raccourcissement due au retrait et fluage du béton. Pour tenir compte de cette interaction le **BPEL** propose de minorer forfaitairement les pertes du a la relaxation par le coefficient 5/6 lors du calcul des pertes de tension différées totales.

I.6 REGLEMENTATION

En Europe, la conception et le calcul des structures en béton précontraint se font selon les recommandations de l'Euro code 2 (Norme ENV 1992-1) et les règles de BPEL. En Algérie, et en l'absence d'une réglementation nationale, nous appliquons les règles françaises BPEL 91 (version 99). Ce sont des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Dans ce règlement on distingue:

- Les actions permanentes (courantes ou très peu variables) autres que la précontrainte.
- L'action de la précontrainte.
- Les actions variables.
- Les actions accidentelles.

Et les combinaisons suivantes :

- Fondamentales à l'ELU.
- Accidentelles à l'ELU.
- Rares à l'ELS.
- Fréquentes à l'ELS.
- Quasi-permanentes à l'ELS.

II. PRESENTATION DU PROJET

II.1 INTRODUCTION

Pour faire la conception et l'étude d'un pont dans des conditions optimales, nous devons disposer de l'ensemble des données de franchissement. Nous distinguons deux types :

- Les données fonctionnelles : ce sont les caractéristiques permettant au pont de remplir sa fonction de franchissement.
- Les données naturelles : ce sont toutes les contraintes qui influent sur la conception du pont.

II.2 PRESENTATION DU PROJET

Notre travail a pour but de concevoir et étudier le pont qui traversera oued sahel reliant les communes de BOUDJELLIL et TAZEMALT de la wilaya de BEJAIA.

II.2.1 Situation géographique de l'ouvrage

Il est situé au niveau de l'affluent oued sahel sur la liaison Boudjellil –Tazemalt wilaya de Bejaia.



Figure II-1 Image satellitaire du site

II.2.2 Objectif du projet

Cet ouvrage est orienté Nord –Sud et permettra d'enjamber l'Oued et d'assurer la circulation des usagers vers les autres communes (Boudjellil –Tazemalt), même en période des hautes eaux ce qui améliorera la qualité de vie de la population locale.

II.3 DONNEES DU PROJET

II.3.1 Données naturelles

La reconnaissance de l'environnement entourant l'ouvrage d'art consiste à définir d'une manière précise la nature et la géométrie des terrains ainsi que leurs caractéristiques afin de définir le type d'ouvrage et son mode de fondation.

II.3.1.1 Données géotechnique

Les données géotechniques sont primordiales dans l'étude d'un ouvrage, elles constituent l'un des critères du choix de conception et du choix de types de fondations envisagées pour les appuis. Elles sont recueillies à partir des essais in-situ et au labo.

Pour la géologie du site, les résultats des essais ont montré que le site est constitué par des dépôts alluvionnaires appartenant au lit actuel et à la basse terrasse de l'Oued Sahel, elles sont constituées d'alternances de graviers et cailloux avec une matrice sableuse constituée de sable fin à moyen avec présence de graviers et sables fin argileux à argile sableuse reposant sur un complexe marneux représentés par des marnes schisteuses évoluant vers des marnes compactes à marno-calcaires. Donc selon le **RPOA** le sol est classé en catégorie **S2**.

II.3.1.2 Sismicité du site

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante. Selon le **RPOA 2008**, La région de BEJAIA est située dans la **zone IIa**, zone de moyenne sismicité.

Sachant que notre étude porte sur la réalisation d'un ouvrage d'art d'**importance moyenne** donc il appartient au **Groupe 3** ce qui donne un coefficient d'accélération **A = 0,15**.

II.3.1.3 Topographie

Suite aux données topographiques et la visite du site, l'ouvrage est situé dans une zone à caractère vallonné.

II.3.1.4 Données climatiques

❖ Température

La moyenne annuelle des températures est de l'ordre de 18°C. Les mois de Juin, Juillet et Aout sont les plus chauds de l'année (la température varie de 22 à 36°C) ; cette augmentation des températures entraîne une évaporation qui, sur des sols argileux, fini par donner naissance à des fentes de retrait dont l'importance est en fonction du degré de température atteint, et elle influe sur les matériaux de construction (béton, acier) et sur les joints de chaussée ainsi sur les appareils d'appuis, pour cela il faut prendre en considération ses effets dans les calculs.

❖ Pluviométrie

La région de Bejaia est marquée par une pluviométrie annuelle de l'ordre de 854 mm, avec un maximum moyen de 154 mm au mois de Décembre. Tandis que le minimum est de 9

CHAPITRE II : Présentation du projet

mm enregistré en Juillet. Les mois les plus arrosés sont les mois d'automne et d'hiver, de Septembre jusqu'au mois de Mai. Par ailleurs, les mois de Juin, Juillet et Aout représentent les mois secs.

❖ Vent

Le vent observé à un emplacement donné dépend fortement de la topographie locale et d'autres facteurs. La vitesse moyenne du vent à Bejaïa connaît une variation saisonnière considérable au cours de l'année.

- La période la plus venteuse à une vitesse moyenne plus de 14.8 Km/h
- La période la plus calme à une vitesse moyenne de 9.6 Km/h.

Selon le RCPR, les surcharges du vent sont réparties et qui prend les valeurs suivantes

:

- 125 KN/m² en cours de réalisation.
- 200 KN/m² en service.

❖ Humidité

Bejaia connaît des variations extrêmes en ce qui concerne l'humidité perçue, la région présente un caractère d'humidité de 0% à la fin du mois de février, et d'environ 84% pendant le mois d'aout.

II.3.2 Données Fonctionnelles

II.3.2.1 Tracé en plan

Le tracé en plan est une représentation bidimensionnelle permettant de caractériser la géométrie de l'axe principale de l'ouvrage.

La longueur totale de l'ouvrage est égale à 169,8 m.

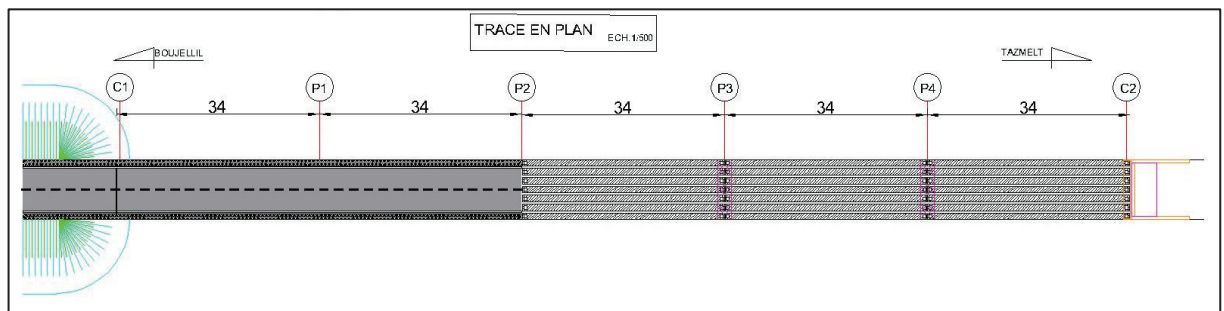


Figure II-2: Tracé en plan de l'ouvrage

II.3.2.2 Profil en long

Le profil en long de l'axe de roulement est une représentation linéaire permettant de mettre en évidence les variations en élévation du tracé en plan.

CHAPITRE II : Présentation du projet

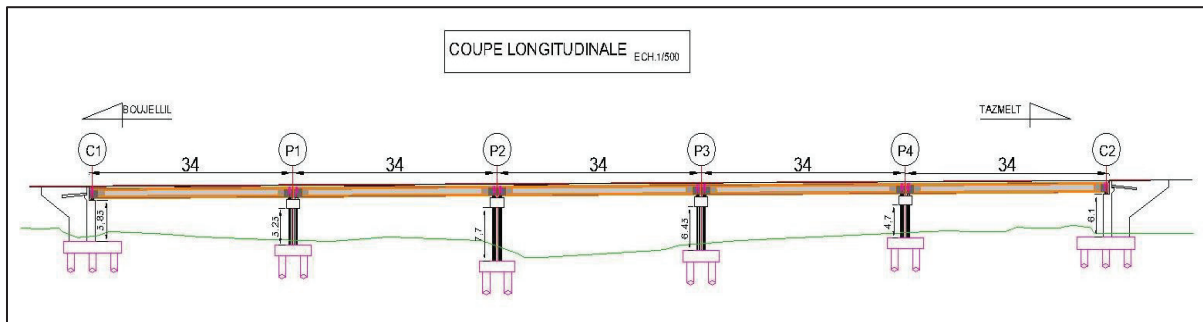


Figure II-3: Profil en long de l'ouvrage

II.3.2.3 Profil en travers

Le profil en travers est une représentation graphique de la section transversale de l'ouvrage permettant de comprendre les caractéristiques d'une section transversale et évaluer les contraintes et les possibilités de conception.

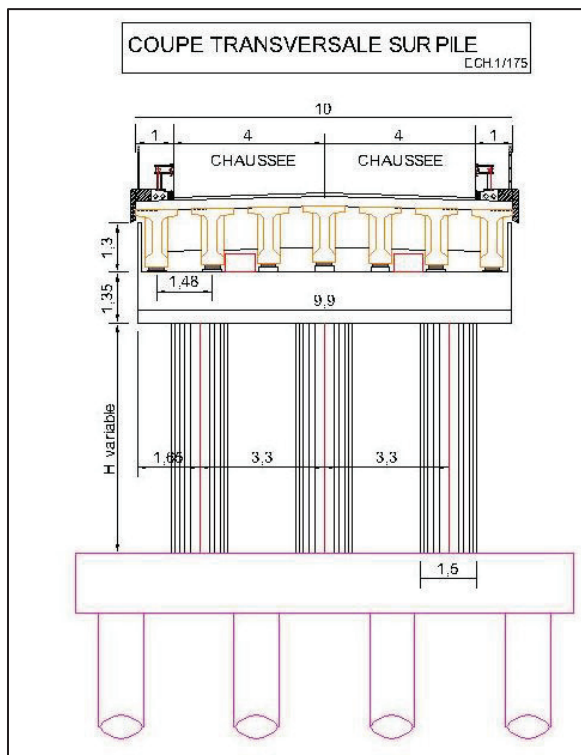


Figure II-4: Profil en travers sur pile

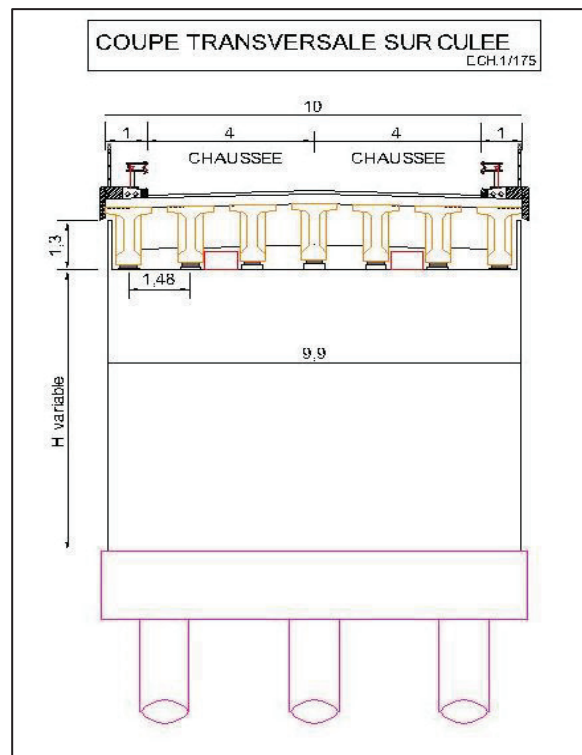


Figure II-5 : Profil en travers sur culée

III. CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

III.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous aborderons le pré-dimensionnement des différents éléments qui constituent l'ouvrage pour les trois variantes proposées.

Le choix de la conception se fait au prorata des facteurs technico-économique tout en prenant en compte l'aspect environnemental.

Ainsi la démarche pour concevoir un pont se fait en passant par trois étapes :

- 1) Recueillir les données fonctionnelles et naturelles du projet.
- 2) Le choix d'une structure répondante aux exigences.
- 3) L'étude en détails de la solution retenue.

Pour le choix de la variante adéquate, on prend en considération les principaux éléments suivants :

- Les profils de la chaussée ;
- L'implantation possible des appuis ;
- La nature du sol de fondation ;
- Le gabarit à respecter ;
- Les conditions d'exécution et d'accès à l'ouvrage ;
- Le bilan économique et environnemental.

III.2 PRESENTATION ET PRE-DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

III.2.1 1^{er} Variante : Pont à poutres précontraintes de type VIPP

Ce type d'ouvrage est l'un des premiers à avoir utilisé la précontrainte du fait de sa simplicité, il est constitué d'une suite de travées indépendantes, chaque travée se compose d'un hourdis coulé sur des poutres longitudinales parallèles et équidistantes.

❖ **Avantage :**

- Mode de construction permettant de s'affranchir des contraintes liées à la brèche.
- Le recours à la préfabrication à une incidence sur les délais d'exécution et sur le plan économique. (Béton de meilleure qualité ; coffrage réutilisable donc amortis ; éviter l'encombrement des échafaudages donc gain de temps d'exécution).
- Le fonctionnement isostatique rend l'ouvrage quasiment insensible aux déformations imposées, en particulier aux tassements différentiels et aux effets d'un gradient thermique.

❖ **Inconvénients :**

- Inconfort ressentis par les usagers aux passages des joints de chaussées qui assurent la continuité de roulement en plus de leurs coûts.
- Économique lorsqu'on a des travées égales pour profiter de la préfabrication.

CHAPITRE III : Conception et pré-dimensionnement

- Epaisseur relativement importante du tablier qui pourrait donner un aspect peu harmonieux dans certains cas, en plus de sa sensibilité aux chocs transversaux des véhicules hors gabarits.
- Pile intermédiaire au milieu du lit d'oued.
- Le coût du transport des poutres préfabriquées.

Pré-dimensionnement : Tout pré-dimensionnement des éléments constituant l'ouvrage se fait à l'aide du document (S.E.T.R.A).

Tableau III-1: Pré-dimensionnement de la Variante 01

Elément	Formule et Intervalles	Valeur retenue (cm)
Hauteur de la poutre	$L/22 < H_p < L/16$	150
Epaisseur de la dalle	$20 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$	25
Hauteur totale du tablier	$H_T = H_p + e$	175
Entraxe des poutres	L (largeur du tablier) = $(n-1)b_0 + 2a$ $140 \text{ cm} \leq b_0 \leq 200 \text{ cm}$	148
Nombre de poutre	/	7
Entraxe des poutres de rives	E_t permet de laisser un espace pour l'inspection des appareils d'appuis	50
Epaisseur talon	$10 \text{ cm} \leq e_t \leq 20 \text{ cm}$	20
Largeur talon	$L_t = ((I_x L^2)/(H_t^2/K))/n$ Avec $1200 \leq K \leq 1300$	60
Epaisseur de l'âme à mi-travée	/	25
Epaisseur de l'âme en zone d'about	/	60
Largeur de la table de compression	$b \geq 0,6xH_p$	110
Epaisseur de la table de compression	$10 \text{ cm} \leq e_b \leq 15 \text{ cm}$	15

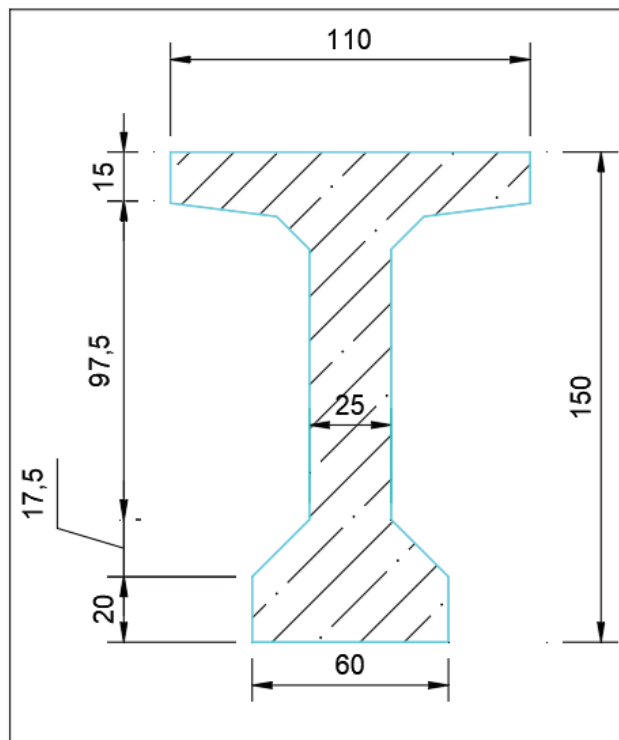


Figure III-1: Section médiane

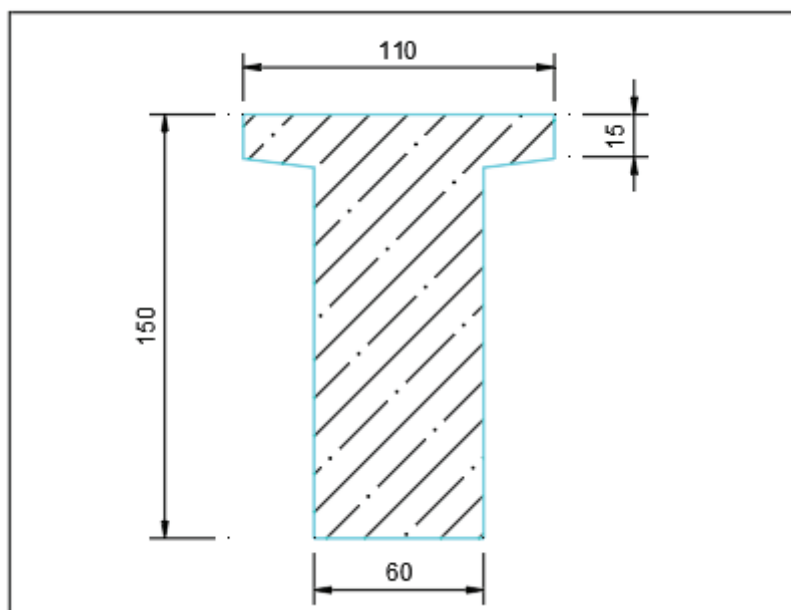


Figure III-2: Section d'about

CHAPITRE III : Conception et pré-dimensionnement

III.2.1.1 Conception longitudinale

Le pont sera constitué de 5 travées de 34 m chacune pour une longueur totale de 170m.

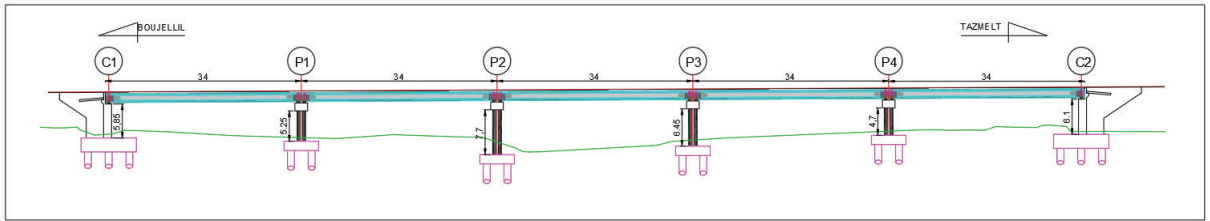


Figure III-3: Coupe longitudinale Variante 01

III.2.1.2 Conception transversale

Le pont sera constitué de deux voies de 4 m chacune en plus de deux trottoirs de 1 m chacun pour les piétons pour une largeur totale de 10 m.

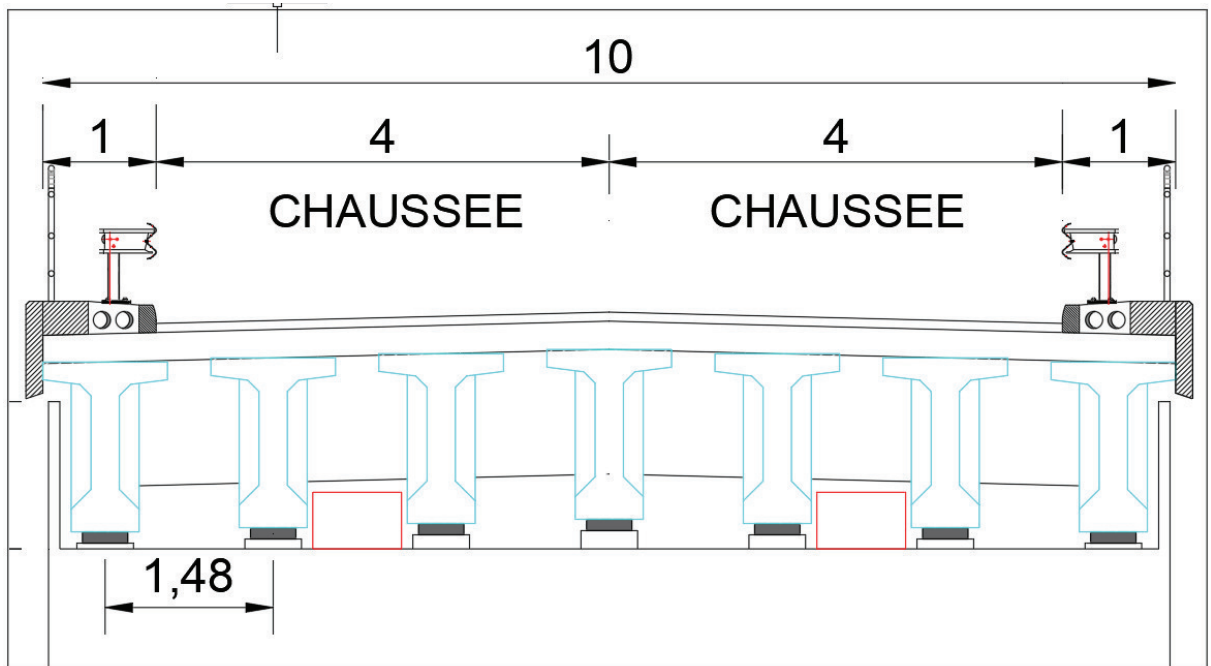


Figure III-4: Coupe transversale Variante 01

III.2.2 2^{ème} Variante : Pont mixte bipoutre

La structure métallique est composée de deux poutres. C'est actuellement, la conception la plus fréquente car elle réduit le nombre des assemblages, couteux en temps d'usinage. Ce type de pont fait travailler les matériaux constituant ces éléments structuraux de manière optimale à savoir la compression pour le béton et la traction pour l'acier.

CHAPITRE III : Conception et pré-dimensionnement

❖ **Avantage :**

- A travées identiques, plus léger que d'autres alternatives.
- Le type de tablier le plus économique.
- Court délai de construction.

❖ **Inconvénient :**

- Coût et entretien des joints de chaussée pour la structure isostatique.
- Poids important au droit des poutres.
- Fonctionnement du chevêtre.

Pré dimensionnement : Tout pré dimensionnement des éléments constituant l'ouvrage se fait à l'aide du document (S.E.T.R.A)

Tableau III-2 : Pré-dimensionnement de la variante 02

Elément	Formules et Intervalles	Valeur retenue (mm)
Epaisseur de la dalle en BA	$200 \leq e_d \leq 250$	250
Entraxe des poutres	/	5000
Nombre de poutre	Larg/A	2
Hauteur poutre	$H_p = \text{Max}((X/28(L_T/12)^{0,45}; (0,4+X/35))$	2000
Epaisseur de l'âme	$t_w \geq 0,005xd$	15
Epaisseur semelle supérieure	$20 \text{ mm} \leq t_s \leq 150 \text{ mm}$	40
Largeur semelle supérieure	$400 \text{ mm} \leq b_s \leq 1000 \text{ mm}$	850
Epaisseur semelle inférieure	$20 \text{ mm} \leq t_i \leq 150 \text{ mm}$	45
Largeur semelle inférieure	$500 \text{ mm} \leq b_i \leq 12000 \text{ mm}$	950

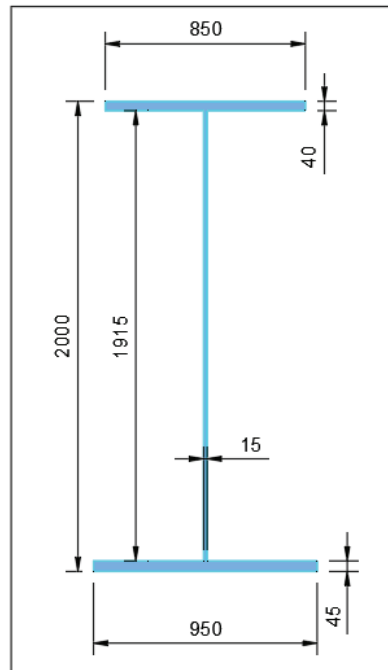


Figure III-5: Dimension de la poutre métallique

III.2.2.1 Conception longitudinale

Nous proposons un pont composé de 03 travées de 56,6 m pour une longueur totale de 169,8 m.

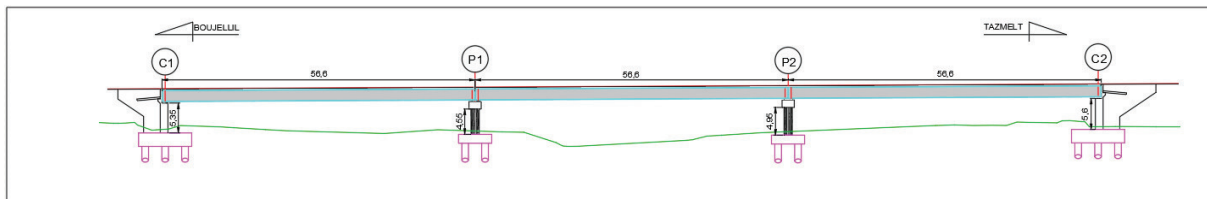


Figure III-6: Coupe longitudinale Variante 02

III.2.2.2 Conception transversale

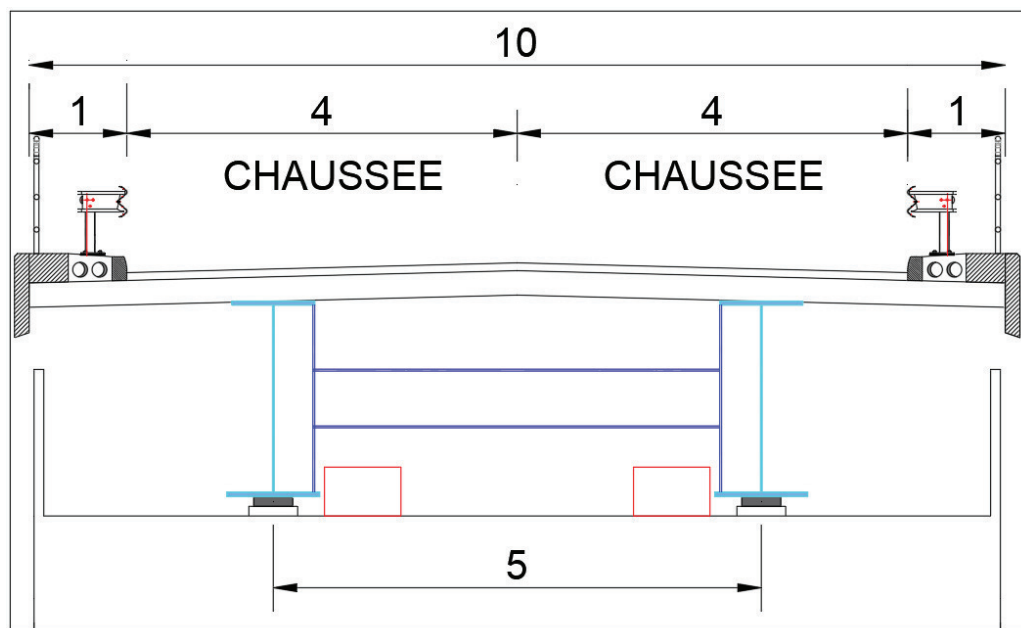


Figure III-7: Coupe transversale de la Variante 02

III.2.3 3^{ème} Variante : Pont en béton précontraint encorbellement successif

Cette méthode consiste à construire l'ouvrage élément par élément sans contact avec le sol, chaque élément étant construit par encorbellement par rapport à celui qui le précède, la construction peut se faire symétriquement de part et d'autre d'une pile comme elle peut se faire dis-symétriquement d'un seul côté du fléau avec l'autre fléau clavé avec la travée adjacente et exceptionnellement à partir d'une culée en équilibrant le moment renversant apporté par la console par un contre poids dimensionné en conséquence.

❖ **Avantage :**

- Franchir des rivières à fortes crues ou des vallées très accidentées ou très profondes.
- Des ouvrages à géométries diverses.

❖ **Inconvénient :**

- A portée identiques l'ouvrage est plus lourd qu'un ouvrage mixte.
- Taches importantes à effectuer in-situ.
- Esthétiquement, le tablier épais pourra poser des problèmes dans certains sites.

Pré-dimensionnement :

Vu que la largeur du tablier est inférieure à 20 mètres. La solution optimale serait un caisson à section fermée, Le pré-dimensionnement du caisson est présenté dans le tableau ci-dessous, il s'est fait à l'aide du guide (S.E.T.R.A).

CHAPITRE III : Conception et pré-dimensionnement

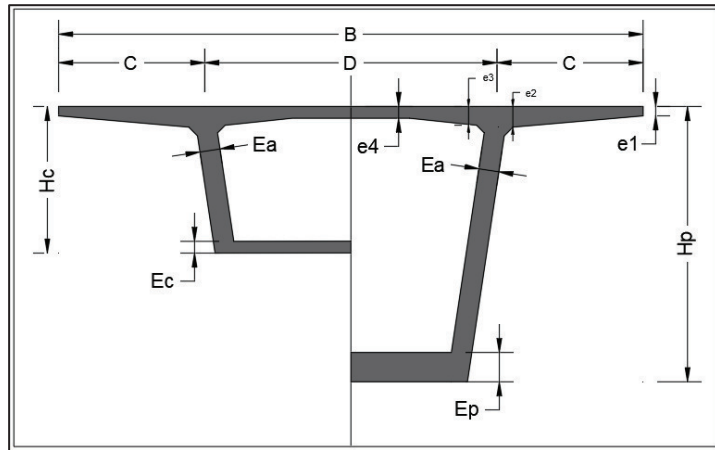


Figure III-8: Schéma des différentes dimensions d'un voussoir

Tableau III-3: Valeurs des dimensions du voussoir

Elément		Ration usuel	Valeur retenue
Largeur du voussoir		B	10 m
Largeur d'encorbellement		$C = B / 4$	2,5 m
Entraxe des âmes		$D = B - 2 C$	5 m
Epaisseurs de l'hourdis supérieur	e ₁	$e_1 \geq 16 \text{ à } 18 \text{ cm}$	16 cm
	e ₂	$C/7 \leq e_2 \leq C/8$	35 cm
	e ₃	$e_3 = 10 + D/25$ avec ($e_3 > e_2 - 10$ et $e_3 > 1.5 e_4$)	32 cm
	e ₄	$D/30 \leq e_4 \leq D/25$	20 cm
Inclinaison des âmes		$10\% \leq \alpha \leq 30\%$	15%
Hauteur du voussoir	S ur pile	$L/16 \leq H_{\text{pile}} \leq L/18$	4,7 cm
	A la clef	$L/30 \leq H_{\text{clef}} \leq L/35$	2,2 cm
Epaisseur de l'âme		$\frac{L}{275} + 1,25 \times \frac{B}{L} - 0,125$	35 cm
Epaisseur de l'hourdis inf	S ur pile	$35 \leq E_p \leq 80 \text{ cm}$	50 cm
	A la clef	18 à 22 cm	20 cm

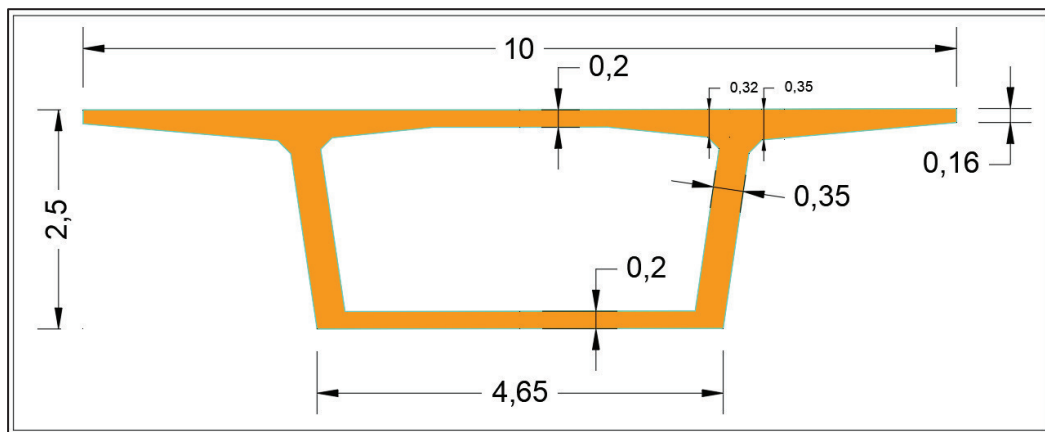


Figure III-9: Schéma du voussoir a la clef

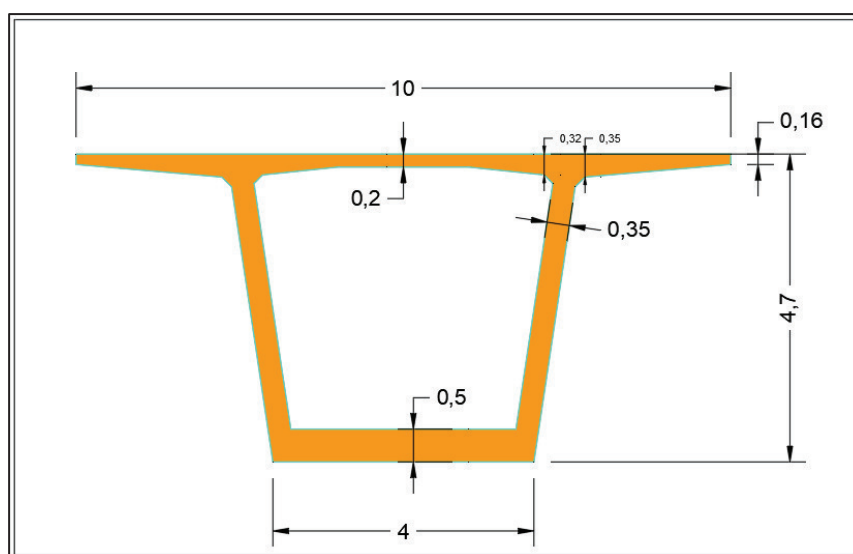


Figure III-10: Schéma du voussoir sur pile

III.2.3.1 Conception longitudinale

Nous proposons un pont voûtre de hauteur variable, ce pont est composé d'une travée principale de 78m et deux travées 46 m.

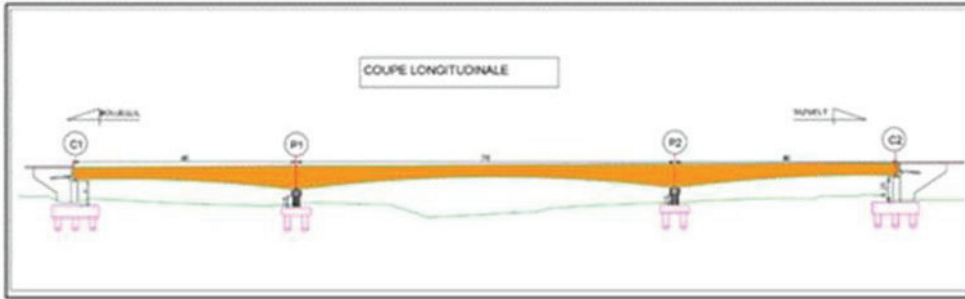


Figure III-11: Coupe longitudinale de la variante 03

III.2.3.2 Conception transversale

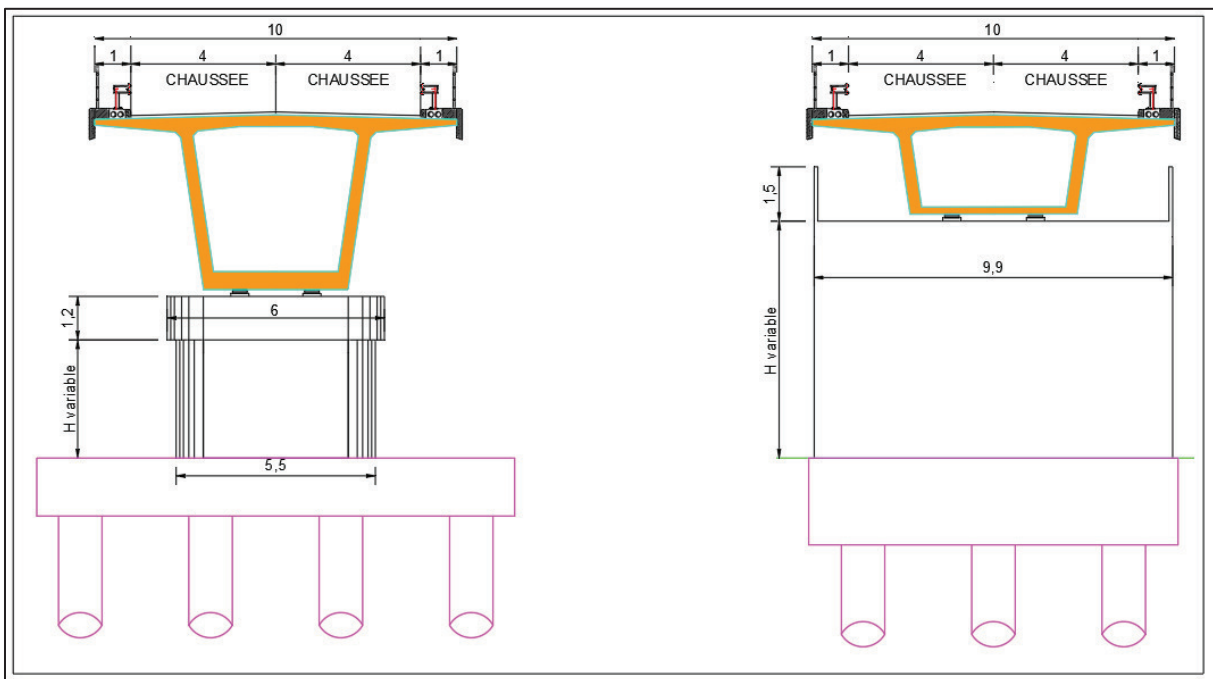


Figure III-12: Coupe transversale de la variante 03

CHAPITRE III : Conception et pré-dimensionnement

III.3 CHOIX DE LA VARIANTE

Dans cette phase nous allons procéder à une analyse comparative entre les 03 variantes qui vas nous permettre de choisir la variante la plus adaptée pour notre ouvrage, nous tiendrons comptes des avantages et inconvénients de chaque variante.

L'analyse comparative se résume en 4 aspects primordiaux :

- Le coût.
- Moyens de réalisations.
- Délai.
- Impact sur l'environnement (pour notre cas impact sur le lit l'oued).

III.3.1 Devis estimatifs des variantes

Tableau III-4 : Devis estimatifs des 03 variantes

Variante 01 : pont à poutres précontraintes du type VIPP				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton B35 (dalle + poutres)	m ³	1863,12	18500.00	34 467 720.00
Béton B27 (semelle + pile + culée)	m ³	1508,06	14 000.00	21 112 840.00
Acier passif	t	404,54	160 000.00	64 726400
Acier Actif	t	100,7	400 000.00	40 280000
Garde corps	m/l	340	18000	6 120000
Glissière de sécurité	m/l	340	2500	850000
Total				167 556 960
Variante 02 : pont mixte bipoutre				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton B35 (dalle)	m ³	424,5	18 500.00	7 853 250.00
Béton B27 (semelle + pile + culée)	m ³	1066,873	14 000.00	14 936 222.00
Acier passif	t	1 517.75	160 000.00	242 840 000

CHAPITRE III : Conception et pré-dimensionnement

Acier PRS	t	334,76	500 000.00	167 380 000.00
Garde corps	m/l	340	18000	612 000
Glissière de sécurité	m/l	340	2500	85 000
Total				257 421 972
Variante 03:pont voussoirs en béton précontraint construit par encorbellements successifs				
Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Béton (tablier)	m ³	2319,97	22 000.00	51 039 340
Béton B27 (semelle + pile + culée)	m ³	1050,69	14 000.00	14 709 800
Acier passif	t	404,5	160 000.00	64 720 000
Acier Actif	t	185,6	400 000.00	74 240 000
Garde corps	m/l	340	18000	612 000
Glissière de sécurité	m/l	340	2500	850000
Total				211 679 140

III.3.2 ANALYSE MULTICRITERE

Tableau III-5: Analyse multicritères

N°	Variante 01	Variante 02	Variante 03
Cout	Plus économique	Très onéreuse	Onéreuse
Moyens de réalisations	Disponible	Moins disponible	Relativement disponible
Délai	Relativement court	Court	Plus long
Impact sur le lit d'oued	Réduit	Réduit	Négatif

III.3.3 VARIANTE RETENUE

Notre choix s'est porté sur un pont à poutres précontraintes du type VIPP, au vu qu'il coche pratiquement tous les critères cités un peu plus haut, étant le plus économique avec une méthode de réalisation facile et des moyens à dispositions.

IV. HYPOTHESE DE CALCUL ET CHARGES

IV.1 HYPOTHESE DE CALCUL

IV.1.1 Introduction

Dans ce chapitre nous évoquerons les caractéristiques des matériaux utilisés dans cet ouvrage ainsi que les règlements auquel nous nous sommes référés pour sa conception et son dimensionnement et nous évaluerons les charges et surcharges appliquées sur l'ouvrage.

IV.1.2 Normes

La conception de l'ouvrage a été faite conformément aux règles appliquées en Algérie et en accord avec les normes suivantes :

- **DTR-RCPR 2010** : Document Technique Réglementaires – Règle définissant les Charges a appliqué pour le calcul et les épreuves des Pont Routes.
- **RPOA 2008** : Règles Parasismiques applicables aux domaines des Ouvrages d'Art.
- **Règles B.A.E.L 91 modifiées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en Béton Armé, suivant la méthode des Etats Limites.
- **Règles B.P.E.L 91** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en Béton Précontraint, suivant la méthode des Etats Limites.
- **Règlementations SETRA** : Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes

IV.1.3 Matériaux

Le choix des matériaux utilisés pour la construction du pont influe de façon non négligeable sur sa conception et les calculs qui s'ensuivent. Dans ce qui suit nous indiquerons les normes à suivre ainsi que les caractéristiques des matériaux de constructions.

IV.1.3.1 Béton

Le béton est un matériau hétérogène composé de liant (ciment), granulats, eau et éventuellement d'adjuvants. A l'état durci il est caractérisé par sa résistance à la compression qui varie proportionnellement avec son âge (**j**), dans nos calculs on se base généralement sur sa résistance à 28 jours (**fc28**) exprimé en MPa.

La résistance caractéristique à la traction notée (**ftj**) du béton à **j** jours est définie par :

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

CHAPITRE IV : Hypothèse de calcul et charges

Cette formule est valable jusqu'à des valeurs de $f_{c_j} < 60 \text{ MPa}$. Cependant, cette loi linéaire pourrait conduire à surestimer la résistance à la traction des bétons dont la résistance en compression est supérieure à 80 MPa. La loi donnée par : $f_{t_j} = f_{c_j}^{2/3}$ serait plus adaptée.

f_{c28} : Désigne la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

f_{t28} : Désigne la résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

Tableau IV-1: Caractéristiques du béton

Élément structurel	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	Dosage (kg/m ³)	Densité (KN/m ³)
Superstructure	35	2,7	450	25
Infrastructure	27	2,22	350	25

❖ Contraintes admissibles

La contrainte admissible est la valeur limite à ne pas dépasser en aucun point de l'ouvrage.

➤ Contraintes admissible de compression à l'ELU

Pour le calcul à l'ELU : $f_{b_u} = 0,85 \times (f_{c_j} / \theta \cdot \gamma_b)$ (MPa)

γ_b : le coefficient de sécurité égale à 1,5 (cas courant) et 1,15 (cas accidentel).

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application de la charge avec :

- $\theta=1$ si la durée > 24h.
- $\theta=0,9$ si la durée entre 1h et 24h.
- $\theta=0,85$ si la durée < 1h.

➤ Contraintes admissible de compression à l'ELS

$$f_{b_c} = 0,6 \times f_{c28} \quad (\text{MPa})$$

Tableau IV-2: Contrainte admissible a la compression du béton

f_{c23} (MPa)	f_{b_u} (MPa)		f_{b_c} (MPa)
	$\gamma_b=1,5$	$\gamma_b=1,15$	
35	27,87	19,83	21
27	19,96	15,3	16,2

CHAPITRE IV : Hypothèse de calcul et charges

❖ Déformations

➤ Déformation longitudinale

A défaut de résultats expérimentaux probants, on adopte pour le module de déformation longitudinale instantanée (<24h) du béton E_{ij} une valeur conventionnelle égale à :

$$E_{ij}=11000 f_{c_j}^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Le module de déformation longitudinale différée (>24h) E_{vj} est donné par :

$$E_{vj}= 3700 f_{c_j}^{1/3} \text{ (MPa)}$$

➤ Déformation transversale

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

Pour le calcul de béton précontraint le coefficient de poisson ν est pris égale à :

- $\nu=0,2$ pour un béton non fissuré (ELS).
- $\nu=0,3$ pour un béton fissuré (ELU).

IV.1.3.2 Armatures

Il existe deux types d'armatures, les armatures passives comparable à celles utilisées dans le béton armé et les armatures actives qui créent et maintiennent la précontrainte.

❖ Armatures passives

Ces aciers sont utilisés généralement pour assurer le montage de la pièce, reprendre la traction et les efforts tranchants et limiter la fissuration. Les aciers passifs utilisés pour les éléments en béton précontraint sont classés en trois catégories :

- Barres rondes et lisses.
- Barres à haute adhérence.
- Treillis soudés.

❖ Modèle de Young

On appelle module d'élasticité (ou module de Young) le rapport déduit du diagramme de contraintes-déformations des aciers passifs, On peut admettre que $E_s= 200\ 000$ MPa.

❖ Armatures actives

Les armatures actives sont les aciers de la précontrainte, leur rôle est de créer et maintenir la précontrainte. A l'inverse des armatures de béton armé qui se contentent d'un acier de qualité courante, les armatures de précontrainte exigent un acier satisfaisant un certain nombre de conditions. Elles sont classées par :

CHAPITRE IV : Hypothèse de calcul et charges

- **Catégorie** : fils, barres et torons.
- **Classe de résistance**.

Les caractères des armatures de précontrainte à prendre en compte dans les calculs sont :

Tableau IV-3:Caractéristiques des câbles de précontraintes

Caractéristique	Indice	Valeur	Unité
Toron	T	T15	
Section d'un toron	Ap	140	mm ²
Nombre de toron par câble	nT	12	
Section du câble	S	1680	mm ²
Diamètre de la gaine	D	0,08	mm
Resistance ultime	f _{prg}	1770	MPa
Limite élastique	f _{peg}	1593	MPa
Contrainte à l' origine	σ_{p0}	1416	MPa
Coefficient de frottement droit	ϕ	0,002	mm ⁻¹
Coefficient de frottement de courbure	f	0,18	rd ⁻¹
Module d'élasticité	E _p	190000	MPa
Coefficient de relaxation maximale des câbles a 1000h	ρ_{1000h}	2,5	%

IV.2 CHARGES

IV.2.1 Introduction

Le pont doit être capable de résister à son poids propre ainsi qu'aux sollicitations dues aux effets fonctionnels et naturels pendant toute sa durée de vie. Dans ce chapitre, nous allons définir et évaluer les principales actions applicables au pont selon le **RCPR**.

IV.2.2 Evaluation des actions

IV.2.2.1 Evaluation des actions hors trafic

❖ Actions permanentes

Tableau IV-4 : Sections et poids d'une poutre

Elément	S (m ²)	L (m)	V (m ³)	P (KN)
Section d'about	0.986	3	2.958	73.95
Section intermédiaire	0.8	2	1.6	40
Section médiane	0.64	28,9	18.496	462.4
Total	/	33,9	22.954	576.35

CHAPITRE IV : Hypothèse de calcul et charges

Tableau IV-5 : Poids total d'une travée

Elément	V(m ³)	Nombre	P (KN)
Poutre	28.56	7	4998
Dalle	84.75	1	84.75
Poids propre total du tablier			6230.15

Tableau IV-6: Poids des Compléments de charges

Elément	Densité (KN/m ³)	Poids linéaire (KN/ml)	P _{ccp} (KN)
Trottoirs	25	15	508.5
Corniches	25	6.24	211.536
Revêtement	24	15.36	520.704
Glissières de sécurité	/	2	67.8
Garde-corps	/	1	33.9
Totale	/	39.6	1342.44

Tableau IV-7: Poids total du tablier

Poids total du tablier d'une seule travée (poids propre + CCP)	7572.59
Poids total du tablier (5 travées)	37929,96

❖ Action thermique

➤ Variation uniforme de la température

Nous adoptons une variation uniforme de température pour le nord de l'Algérie entre + 35°C et -15°C. La valeur de calcul est prise égale à $\Delta T = 30^\circ$

➤ Gradient thermique

Le **R.C.P.R** spécifie les valeurs du gradient thermique pour un tablier en béton en construction et en service.

Tableau IV-8: Valeurs du gradient thermique

	En construction	En service
Tablier béton	± 12	±7

IV.2.2.2 Evaluation des actions dues au trafic

❖ Système de charges à considérer

Les surcharges utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Charges Civiles : A(L) ; B (Bc, Bt)
- Charges militaires : Mc120
- Charges exceptionnelles : D240

CHAPITRE IV : Hypothèse de calcul et charges

❖ Caractéristiques du pont

- Largeur roulable : **8 m.**
- Largeur chargeable : **7 m.**
- Largeur d'une voie : **3,5 m.**
- Nombre de voies : **2.**

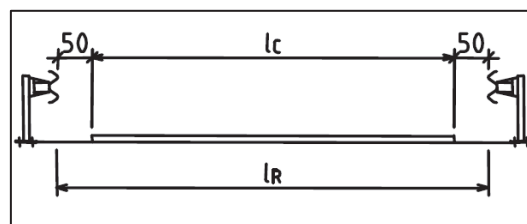


Figure IV-1: Schéma descriptif de la largeur roulable et chargeable

Tableau IV-9: Classe de pont

Classe du pont	Description
Première classe	$L_r \geq 7m$
Deuxième classe	$5,5m > L_r > 7m$
Troisième classe	$L_r \leq 5,5m$

Classe de notre pont : $L_r \geq 7 \text{ m} \rightarrow$ **Pont de 1^{ère} classe.**

➤ Système de charge A

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{L+12} \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- **L** : la longueur chargée du tablier en mètres

$$A(l) = 2.30 + \frac{360}{33.9 + 12} = 10.14 \text{ KN/m}^2$$

La valeur de $A(l)$ est multipliée en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées par le coefficient a_1 .

Tableau IV-10: Choix du coefficient a_1

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1	1	0.9	0.75	0.75
2	1	0.9	-	-	-
3	0.9	0.8	-	-	-

Du tableau : $a_1 = 1$ pour une voie chargée et deux voies chargées.

CHAPITRE IV : Hypothèse de calcul et charges

$$A_1 = \max \left\{ a_1 A(l) \right. \left. \vphantom{a_1 A(l)} \right. (KN/m^2)$$

$$A_1 = \max \left\{ \frac{1 \times 10,14}{4 - 0,002 \times 33,9} = 10,14 KN/m^2 \right.$$

La charge obtenue est multipliée par un coefficient a_2 avec : $a_2 = \frac{V}{V_0}$

- V : La largeur d'une voie.
- $V_0 = 3,50$ m.

D'où $a_2 = 1$.

Le tableau suivant résume tous les résultats

Tableau IV-11: Système de charges A(l)

Nombre de voies	L(m)	A(l) (KN/m ²)	a ₁	a ₂	A(l).a ₁ .a ₂ (KN/m ²)	L _v (m)	A(l) (KN/ml)
1	33,9	10,14	1	1	10,14	3,5	35,5
2	33,9	10,14	1	1	10,14	7	71

➤ Système de charge B

Il inclut trois systèmes distincts qui doivent être appliqués séparément.

▪ Système de charges B_c

Un camion type du système B_c comporte trois essieux, tous à roues simples munies de pneumatique avec une charge totale de 300KN comme le montre la figure suivante :

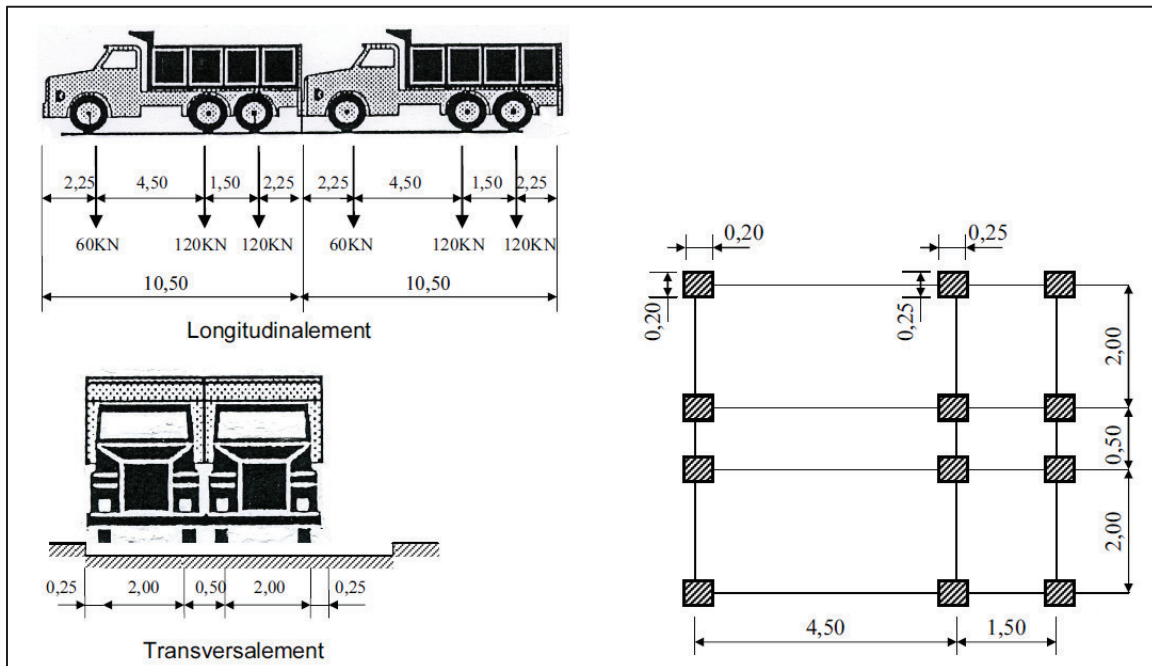


Figure IV-2: Schéma descriptif du système B_c

CHAPITRE IV : Hypothèse de calcul et charges

Les valeurs des charges du système B_c sont multipliées en fonction de la classe du pont et du nombre de voies par le coefficient b_c .

Tableau IV-12: Choix du coefficient b_c

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
1	1.2	1.1	0.95	0.8	0.7
2	1	1	-	-	-
3	1	0.8	-	-	-

Donc les valeurs à prendre en compte sont les suivantes :

Tableau IV-13: Système de charge B_c

N° des voies	B_c (KN)	b_c	$B_c \times b_c$ (KN)
1	600	1.2	720
2	1200	1.1	1320

▪ Système de charges B_t

Le système B_t se compose de groupes de deux essieux appelés «essieux tandems», chaque essieu supporte une charge de 160 KN.

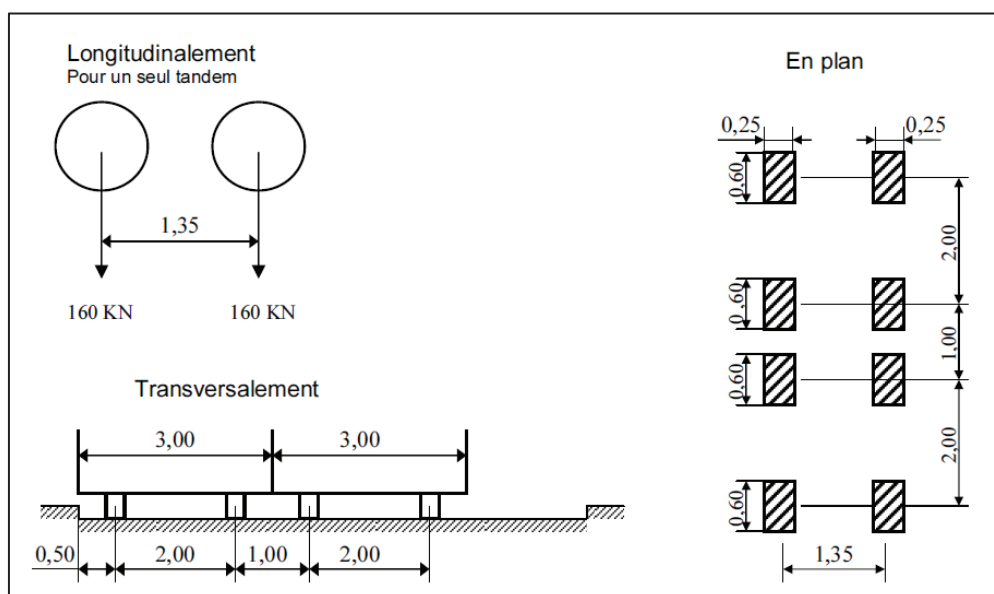


Figure IV-3: Schéma descriptif du système B_t

En fonction de la classe du pont, les valeurs des charges du système B_t sont multipliées par les coefficients b_t suivants :

CHAPITRE IV : Hypothèse de calcul et charges

Tableau IV-14: Choix du coefficient b_t

Classe de pont	b_t
Première classe	1,2
Deuxième classe	1

Alors les valeurs à prendre sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV-15: Système de charge B_t

N° des voies	B_t (kN)	b_t	$B_t \times b_t$ (kN)
1	320	1.2	384
2	640	1.2	768

➤ Charge militaire M_c 120

Les véhicules du système M_c peuvent circuler en convoi.

Transversalement un seul convoi est supposé quelle que soit la largeur de la chaussée, longitudinalement, la distance libre entre deux véhicules doit être au moins égale à 30,5 mètres.

Les chenilles peuvent être disposées sur toute la largeur chargeable sans pouvoir empiéter sur les bandes de 0,50 m réservées le long des dispositifs de sécurité.

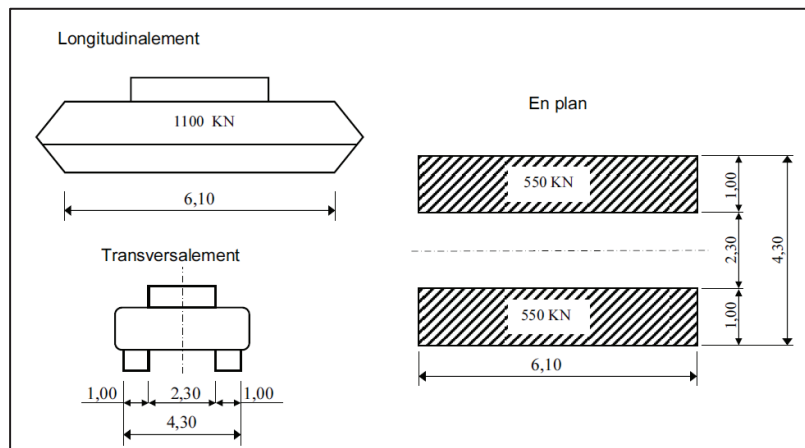


Figure IV-4: Schéma descriptif du système MC120

CHAPITRE IV : Hypothèse de calcul et charges

➤ Charges exceptionnelles D240

Le convoi D240 comporte une remorque de 2400 KN, ce poids est supposé reparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,2 m large et 18,6 m de long.

Il est supposé circuler seul longitudinalement et transversalement quelque soient la largeur et la longueur du pont, son axe longitudinal est réputé situer a 3,5 m du bord de la largeur chargeable.

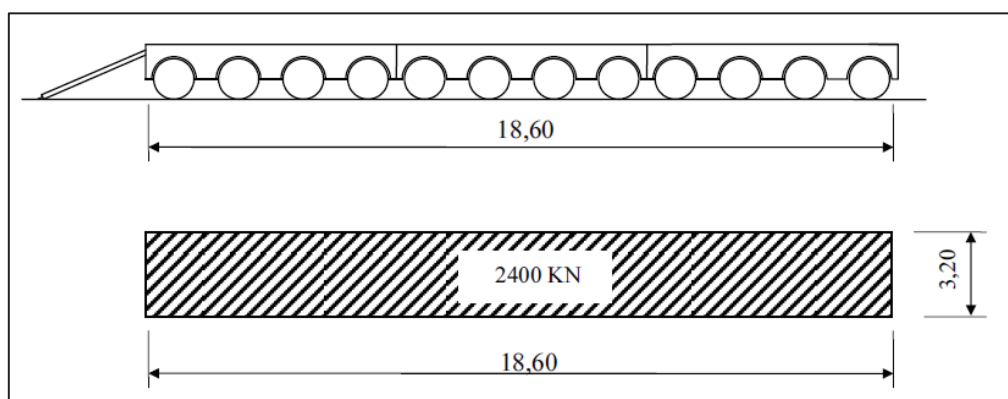


Figure IV-5: Schéma descriptif du système D240

❖ Coefficient de majoration dynamique

Les systèmes de charges B_c , B_t et MC120 sont majoré par le coefficient de majoration dynamique (δ), il est déterminé par la formule suivante :

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

Avec :

- **L** : Représente la longueur de l'élément exprimée en mètres.
- **G** : Sa charge permanente (Poids propre +CPP).
- **S** : Sa surcharge maximale.

Tableau IV-16; Valeur du coefficient dynamique pour chaque système

Système de charge	L (m)	G (KN)	S (KN)	δ
B_c pour une voie chargée	33,9	7572,6	720	1,065
B_c pour deux voies chargées			1320	1,077
B_t pour une voie chargée			384	1,059
B_t pour deux voies chargées			768	1.066
Mc120			1100	1.073

❖ Efforts de freinage

Les charges de chaussée des systèmes **A** et **B_c** sont susceptibles de développer des réactions de freinage qui s'exercent sur la surface de la chaussée.

➤ Système de charge **A**

L'effort de freinage qui correspond au système de charge **A** est égale à :

$$F = \frac{A \times S}{20 + 0.0035 \times S} \text{ (KN)}$$

- **S** : la surface chargée en (m²).

Tableau IV-17: Effort de freinage de **A(l)**

N des voies	S (m ²)	A(l) (kN/m ²)	F (kN)
1	118,65	10,14	58,95
2	237,30	10,14	115,55

➤ Système de charge **B_c**

Chaque camion **B_c** peut développer un effort de freinage égal à son poids, parmi les camions **B_c** que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner.

$$F_{BC} = 300\text{KN}$$

V. ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

V.1 INTRODUCTION

L'étude de la précontrainte est considérée comme la partie la plus importante dans un projet de pont, elle consiste à analyser les charges, les contraintes et les déformations dans une structure afin d'estimer les performances nécessaires pour le bon fonctionnement de l'ouvrage, de cela nous fixerons le nombre de câbles et l'effort de précontrainte nécessaire à la mise en tension ainsi que le ferrailage et nous vérifierons les contraintes aux états limites.

V.2 CALCUL DE PRECONTRAINTE

Tableau -V-1: caractéristiques géométriques des sections nettes

	About		Médiane	
	Poutre seule	Poutre+ dalle	Poutre seule	Poutre+ dalle
B (m²)	0,9861	1,3569	0,6400	1,0109
v' (m)	0,8079	1,0312	0,8224	1,1168
v (m)	0,69	0,72	0,6776	0,6332
I_G (m⁴)	0,2036	0,3854	0,1744	0,3275
i² (m²)	0,21	0,28	0,27	0,32
ρ	0,37	0,38	0,49	0,46

Avec :

- **B** : Aire de la section.
- **v'** et **v** : distance entre les fibres extrêmes et le centre de gravité.
- **I_G** : Moment d'inertie.
- **ρ**: Rendement géométrique.

❖ Classe des aciers de précontraintes

- **Classe I** : Elle n'admet pas les contraintes de traction, elle concerne les pièces soumises à la traction simple et celles sollicitées à la fatigue.
- **Classe II** : Elle admet les contraintes de traction dans le béton, mais pas la formation des fissures. Elle concerne les cas des pièces exposées à des milieux agressifs.
- **Classe III** : Elle admet une ouverture limitée des fissures sous les sollicitations extrêmes. Elle concerne les pièces en milieu peu agressif.

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

❖ Valeur minimale de la précontrainte

Dans notre étude nous optons pour la **classe II**.

Tableau-V-2: Résultats du logiciel Robot

Résultats Logiciel		
M_{gp}	2,17	MN.m
M_{max}	6,348	MN.m
M_{min}	4,185	MN.m
V_M	0,893	MN
V_m	0,494	MN

Avec :

- M_{gp} : Moment du au poids de la poutre seule.
- M_{max} : Moment du à la combinaison la plus défavorable.
- M_{min} : Moment du au poids propre G du tablier.
- V_M : Effort tranchant du à la combinaison la plus défavorable.
- V_m : Effort tranchant du au poids propre G du tablier.

La valeur minimale de la précontrainte pour cette classe est donnée par la formule suivante :

$$P_{MIN} = \sup (P_I; P_{II}) \text{ Avec : } P_I = \frac{Ac \times V \times V'}{I \times (V + V')} \times (M_{max} - M_{min})$$

$$P_2 = \frac{M_{max}}{\frac{I}{Ac \times V'} + V' - d'}$$

Tableau-V-3: Détermination de Pmin

Détermination de P _{MIN}		
σ_{bt2}	-2,70	MPa
σ_{bt1}	-4,05	MPa
d'	0,17	m
P_I	2,93	MN
P_{II}	5,13	MN
P_{MIN}	5,13	MN

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

❖ Détermination du nombre de câbles

Nous obtenons le nombre de câbles N par la règle suivante :

$$N \geq P_{MIN} / P_0(1-\Delta P_0)$$

$$P_0 = \min \{ (0,8 \times f_{prg} \times A_p) ; (0,9 \times f_{peg} \times A_p) \}$$

Tableau-V-4 : Caractéristique du câble choisis 12T15

Tm	D	S	Fpk	M	Fp 0,1%	F ₀	T ₀
MPa	mm	mm ²	KN	Kg /m	KN	KN	N/mm ²
1700	15,3	140	248	1,093	218	196,2	1416

Tableau -V-5: Nombre de câbles de 12T15

$\Delta P_0 =$	25	%
T₀ =	1416	MPa
P₀ =	2,35	MN
N ≥	2,92	Câbles
N =	3	Câbles

Nb : ΔP_0 est pris égale à 0,25 dans le calcul.

V.3 VERIFICATION DES CONTRAINTES

Elle se fait en 4 phases :

- **Phase 01 :** Après 7 jours du coulage du béton de la poutre, les câbles sont tirés à 50%, les pertes instantanées sont estimées à 10%.
- **Phase 02 :** Après 28 jours les câbles sont tirés à 100% et les pertes instantanées sont estimées à 10%.
- **Phase 03 :** Après coulage de la dalle, les pertes sont estimées à 15%.
- **Phase 04 :** En service les pertes finales sont estimées à 25%.

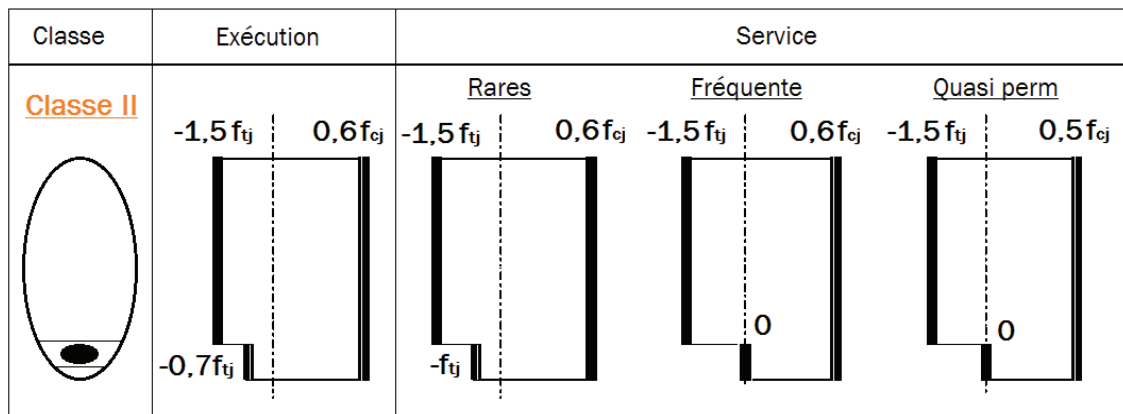


Figure-V-1: Schéma des vérifications des contraintes

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Tableau -V-6: Résultats des contraintes

	Phase 01	Phase 02	Phase 03	Phase 04
f_{cj} (MPa)	23,18	35	35	35
f_{tj} (MPa)	1,99	2,70	2,7	2,7
σ_{bt2} (MPa)	-1,39	-1,89	-1,89	-2,7
σ_{bt1} (MPa)	-2,99	-4,05	-4,05	-4,05
σ_{bc} (MPa)	13,91	21	21	21
ΔP0 (%)	10	10	15	25

Nb : $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj}$

Nous devons vérifier que :

$$\checkmark \quad \sigma_{bt1} \leq \frac{P}{B} - (P \times e_0 - M) \times \frac{V}{I} \leq \sigma_{bc}$$

$$\checkmark \quad \sigma_{bt2} \leq \frac{P}{B} + (P \times e_0 - M) \times \frac{V'}{I} \leq \sigma_{bc}$$

Tableau-V-7: Vérification des contraintes

Phase	e ₀ (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Obs
Phase 1	0,65	2,17	3,17	5,36	4,44	C.V
Phase 2	0,65	2,17	6,33	2,28	19,13	C.V
Phase 3	0,95	3,366	5,98	1,48	13,74	C.V
Phase 4	0,95	6,44	5,28	8,01	0,29	C.V

❖ Interprétation des résultats

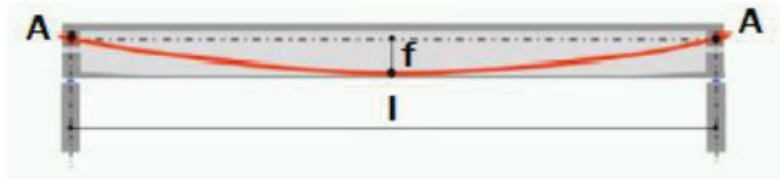
La vérification des contraintes admissibles à chaque phase nous permet de positionner les 03 câbles à l'about de poutre.

V.4 Disposition des câbles

Pour l'étude de ces dispositions nous prenons en considération :

- La précontrainte reste constante sur toute la longueur du câble.
- L'inclinaison des câbles par rapport à l'axe X est faible.
- Le tracé des câbles peut être assimilé à l'allure du moment de la poutre.

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



❖ Principe de positionnement des câbles

Nous divisons la moitié de la poutre en 03 zones :

- **Zone d'about** : Nous disposons les câbles de précontraintes de façon à ce que la résultante des forces de précontrainte tende vers le centre de gravité de la section tout en respectant les conditions imposées par l'emplacement des plaques d'ancrage.
- **Zone médiane** : Nous disposons les câbles avec une excentricité maximale de façon à engendrer un moment négatif maximale tout en s'assurant que les conditions d'enrobages et d'espacements soient vérifiées.
- **Zone intermédiaire** : Dans cette zone qui se trouve entre le milieu et l'about de poutre, les câbles passent d'un excentrement maximum à un excentrement nul.

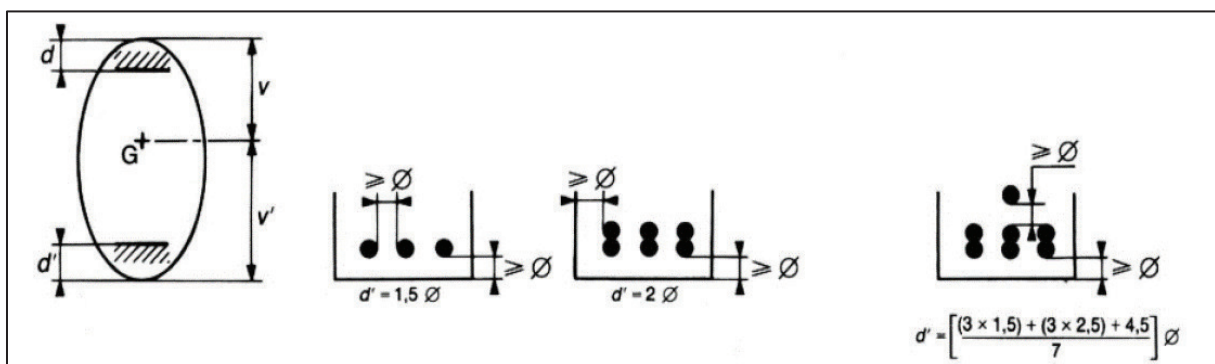


Figure V-2: Schémas des conditions d'enrobage et d'espacement

Nb : ϕ est pris égale au diamètre de la gaine 0,08 m.

❖ Plaque d'ancrage

La plaque d'ancrage adéquate pour un câble 12T15 est de dimensions $A \times B = 240 \times 200$ (mm^2) et les dimensions x et x' doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $x \geq 0,85 \cdot A$
- ✓ $x \geq 0,5 \cdot x + \text{enrobage du béton } -10(\text{mm})$

Tableau V-8: Position des câbles

	Yi (m)	
	X = 0	X = L/2
C1	0,55	0,12
C2	0,9	0,2
C3	1,25	0,36

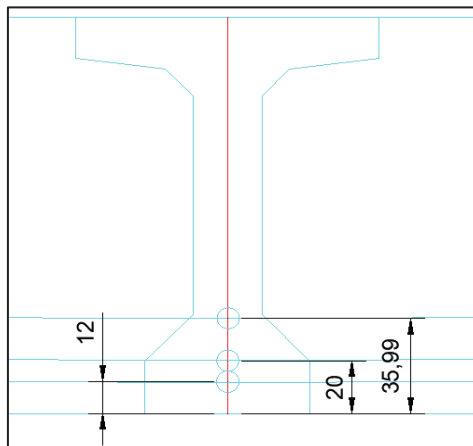


Figure V-3: Croquis des positions des câbles en zone médiane

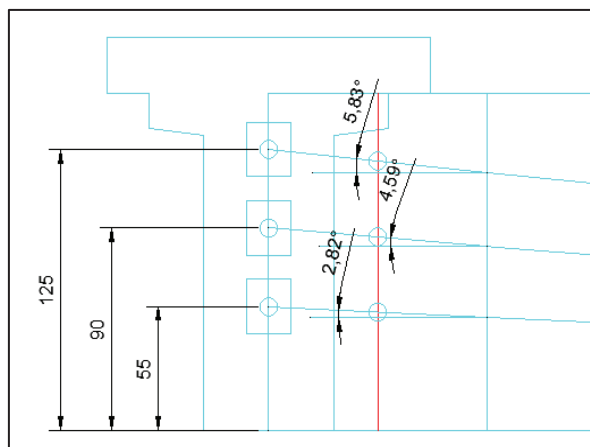


Figure V-4: Croquis des positions des câbles en zone d'about

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

❖ Angle de relevage

L'angle de relevage est appliqué sur le câble sur une distance rectiligne de 1m à 1,2m à partir de son ancrage.

L'angle de relevage doit satisfaire la condition suivante :

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

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

$$\bar{V} = \bar{\tau} \times b_n \times 0.8h$$

- T : Contrainte tangentielle limite en l'état limite de service

$$\bar{\tau} = \left[0,4 \times f_{tj} \times (f_{tj} + \sigma_x)\right]^{\frac{1}{2}}$$

- b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis

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

- B_n : Surface nette de la section d'about+hourdis.

Tableau V-9: Tableau récapitulatif du calcul de l'angle de relevage

$b_n =$	0,52	m
$B_n =$	1,34	m ²
$P =$	5,28	MN
σ_x	3,93	MPa
$\bar{\tau}$	2,68	MPa
\bar{V}	1,95	MPa

$$-11,54^\circ \leq \alpha \leq 27,57^\circ$$

Les angles auxquels nous avons opté se situent dans l'intervalle trouvé ci-dessus.

$$\alpha_{C1} = 2,82^\circ \quad \alpha_{C2} = 4,59^\circ \quad \alpha_{C3} = 5,83^\circ$$

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Tableau -V-10: Caractéristiques du tracé des câbles de précontraintes

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	16,95			
C1	31,9	2,82	0,55	0,50	0,12	0,38	334,09	0,048
C2	31,9	4,59	0,9	0,82	0,2	0,62	205,26	0,078
C3	31,9	5,83	1,25	1,15	0,36	0,79	161,44	0,099

V.5 CALCUL DES PERTES

Les **pertes de précontraintes** appelées aussi **pertes de tension** se définissent comme la diminution de la force de tension initialement appliquée aux câbles de précontraintes au fil du temps et en s'éloignant du point d'application.

Elles se divisent en 02 groupes :

- **Les pertes instantanées :**
 - Pertes de tension par frottement.
 - Pertes de tension par recul d'ancrage.
 - Pertes de tension par déformation instantanée du béton.
- **Les pertes différées :**
 - Pertes du au retrait du béton.
 - Pertes du au fluage.
 - Pertes du a la relaxation des aciers.

V.5.1 Pertes de tensions instantanées

V.5.1.1 Pertes par frottement

Ce type de perte se produit à cause du frottement du câble avec la gaine lors de la mise en tension et il est estimé grâce a la relation suivante :

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

Avec :

- β : l'angle de relevage du câble en (rad).
- f : coefficient de frottement du câble dans les courbes, tel que $f= 0,18\text{rad}^{-1}$.
- Φ : perte relative de tension par mètre, tel que $\varphi= 0,002\text{m}^{-1}$.
- σ_{p0} : Contrainte de tension initiale, tel que $\sigma_{p0}= 1416 \text{ MPa}$.

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Tableau -V-11: Résultats des pertes par frottements

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	f β + φ x	$\Delta\sigma_{\varphi}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\text{Moy}}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\varphi\text{Moy}}$ (%)
C1	16,95	0,048	0,042	58,91	65,48	4,62%
C2	16,95	0,078	0,048	66,21		
C3	16,95	0,099	0,052	71,32		

V.5.1.2 Perte par recul d'ancrage

Cette perte est le résultat du glissement des câbles par rapport à l'ancrage, du tassement ou de la déformation de l'ancrage lui-même, l'influence de cette perte suit une courbe descendante de l'ancrage jusqu'à ce qu'elle s'annule à un point **d**.

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x) , \text{ avec } k = f \times \frac{\beta}{\ell} + \varphi \quad \text{et} \quad d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

Avec : **g**= 6 mm, l'intensité du recul de l'ancrage. **E_p** = 190 000 MPa.

Tableau V-12: Résultats des pertes par recul d'ancrage

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	$\Delta\sigma_{p(l/2)}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{p(0)}$ (MPa)
C1	16,95	0,0025	17,92	6,88861	127,23
C2	16,95	0,0028	16,88	0	135,06
C3	16,95	0,0030	16,25	0	140,31
			Moyenne	2,2962	201,3
			%	0,16	14,21

V.5.1.3 Pertes par déformation instantanées du béton

La perte de tension qui résulte de la déformation instantanée du béton dues à l'action des câbles de précontraintes peut être assimilée comme une perte moyenne affectant chacun des câbles, donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Tableau V-13: Valeurs des données de la formule

$M_g =$	2,17	MN
$E_{ij} =$	35981,73	MPa
$e =$	0,60	m
$B =$	0,64	m ²
$I_G =$	0,17	m ⁴

Tableau -V-14: Résultats des pertes par déformation instantanées du béton

σ_{bi}	16,68	MPa
σ_e	44,03	MPa
ϵ_e	0,0311	%

V.5.2 Pertes de tensions différées

V.5.2.1 Pertes dues au retrait du béton

Dues principalement à l'évaporation progressive de l'eau non fixée dans la réaction d'hydratation du ciment, il se caractérise par un raccourcissement spontané du béton au cours de son durcissement. Sa valeur est donnée par la formule simplifiée suivante :

$$\Delta \sigma_r \approx E_p \times \epsilon_r$$

Avec :

Notre Pont se trouve dans la zone climatique A, donc $\epsilon_r = 2 \times 10^{-4}$.

$E_p = 190000$ MPa (Module d'élasticité des aciers).

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Tableau -V-15: Résultats des pertes par retrait du béton

$\Delta\sigma_r$	38,00	MPa
$\Delta\sigma_r$	2,68%	%

V.5.2.2 Perte par fluage

Le fluage est aussi un raccourcissement progressif du béton mais contrairement au retrait qui se fait sans aucune contrainte, le fluage se fait sous contrainte constante et il est défini par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_f = 2,5 \sigma_b (x) \times \frac{E_p}{E_{ij}}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \times e^2}{I_G} - \frac{M_p \times e}{I_G}$$

Tableau -V-16: Résultats des pertes par fluage du béton

Mp	4,00	MN.m
Inette	0,3275	m ⁴
B	1,0109	m ²
v'	1,117	m
e ₀	0,89	m
P	5,28	MN
$\Delta\sigma_f$	93,86	MPa
	6,63	%

V.5.2.3 Pertes par relaxation de l'acier

C'est la diminution progressive de la tension de l'acier tendu, il dépend très sensiblement de la température et sa formule est donnée comme suit :

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

Avec :

- $\rho_{1000} = 2,5\%$: coefficient de relaxation a 1000h.
- f_{prg} : contrainte limite garantie à la rupture.
- σ_i : Contrainte dans les armatures de précontraintes, après les pertes instantanées.
- $\mu_0 = 0,43$: Pour les armatures a très basse relaxation.

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Tableau -V-17: Résultats des pertes par relaxation

$\Delta\sigma\rho$	60,02	MPa
	4,24	%

V.5.3 Pertes totales

$$\Delta\sigma_{tot} = \Delta\sigma\Phi + \Delta\sigma g + \Delta\sigma e + \Delta\sigma r + \Delta\sigma fl + 5/6*\Delta\sigma\rho$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 65,48 + 2,2962 + 44,03 + 38 + 93,86 + 60,02 = 291,39 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{tot} = 20,58\% < 25\%$$

Le pourcentage des pertes calculées est inférieur à celui estimé.

Tableau -V-18 : Récapitulatif des pertes totales

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	109,52	7,73
$\Delta\sigma_{Diff}$	181,88	12,84
$\Delta\sigma_{\infty}$	291,39	20,58

V.6 VERIFICATION DES CONTRAINTES NORMALES A L'ELS

La vérification de l'effort de précontrainte se fait en 04 phases et en considérant 04 sections.

Tableau -V-19: Caractéristiques des sections

	x=0		x=L/4		x=3L/8		x=L/2	
	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle	Poutre seule	Poutre + Dalle
H (m)	1,50	1,75	1,50	1,75	1,50	1,75	1,50	1,75
B_{nette} (m ²)	0,971	1,342	0,625	0,996	0,625	0,996	0,625	0,996
v_n (m)	0,693	0,717	0,667	0,622	0,664	0,620	0,663	0,620
v'_n (m)	0,807	1,033	0,833	1,128	0,836	1,130	0,837	1,130
I_{nG} (m ⁴)	0,202	0,384	0,171	0,319	0,169	0,316	0,169	0,315
ρ (%)	37,27	38,62	49,30	45,67	48,82	45,32	48,64	45,19

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Tableau -V-20: Tableau des contraintes admissibles

Contraintes admissibles	j = 7 jours	j ≥ 28 jours	Cas
σ_{bc} (MPa)	13,91	21	Exé / Q.R / Q.F
σ_{bt1} (MPa)	-2,99	-4,05	Exé / Q.R / Q.F
σ_{bt2} (MPa)	-1,39	-1,89	Exécution
	-1,99	-2,7	Q.Rares

❖ Effort de précontrainte

Nous avons **P1** et **P2** qui sont les deux valeurs caractéristiques des justifications a l'ELS.

- $P1 = 1,02 P0 - 0,8 \Delta P$
- $P2 = 0,98 P0 - 1,2 \Delta P$

Avec $P_0 = 2,35 \text{ MN}$.

Tableau -V-21: Position des câbles moyens

	Y1	Y2	Y3	Ymoy
x=0	0,525	0,860	1,199	0,861
x=L/4	0,227	0,375	0,582	0,395
x=3L/8	0,147	0,244	0,415	0,269
x=L/2	0,120	0,200	0,360	0,227

Tableau -V-22: Caractéristiques des phases de vérifications

	Ncables	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0	dx=L/4	dx=3L/8	dx=L/2
Phase 1	3	50	3,87	3,48	3,28	0,86	0,39	0,27	0,23
Phase 2	3	100	7,73	6,74	6,24	0,86	0,39	0,27	0,23
Phase 3	3	100	14,16	6,38	5,70	0,86	0,39	0,27	0,23
Phase 4	3	100	20,58	6,02	5,16	0,86	0,39	0,27	0,23

❖ Justification des contraintes normales

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- ✓ $\sigma_{bt1} \leq \sigma_{sup} \leq \sigma_{bc}$.
- ✓ $\sigma_{bt2} \leq \sigma_{inf} \leq \sigma_{bc}$.

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

Tableau -V-23: Vérification des contraintes pour les phases 1 et 2

		Phase 1				Phase 2			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		-0,05	0,44	0,57	0,61	-0,05	0,44	0,57	0,61
MEls		0,00	1,60	2,03	2,17	0	1,6	2,03	2,17
P1 (MN)		3,48	3,48	3,48	3,48	6,74	6,74	6,74	6,74
P2 (MN)		3,28	3,28	3,28	3,28	6,24	6,24	6,24	6,24
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	6,22	7,95	8,54	0,00	6,24	7,96	8,53
	σ_{inf}	0,00	-7,77	-7,17	-10,77	0,00	-7,78	-10,02	-10,76
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	4,23	-0,37	-2,17	-2,78	8,19	-0,72	-4,20	-5,38
	σ_{inf}	2,83	12,98	15,30	16,10	5,48	25,15	29,65	31,18
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	3,99	-0,35	-2,05	-2,62	7,59	-0,67	-3,89	-4,98
	σ_{inf}	2,67	12,25	14,44	15,19	5,08	23,28	27,45	28,88
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	4,23	5,85	5,78	5,76	8,19	5,51	3,76	3,15
	σ_{inf}	2,83	5,21	8,14	5,32	5,48	17,36	19,63	20,42
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	3,99	5,87	5,90	5,92	7,59	5,57	4,07	3,55
	σ_{inf}	2,67	4,48	7,28	4,42	5,08	15,50	17,43	18,11

Tableau -V-24 : Vérification des contraintes pour les phases 3 et 4

		Phase 3				Phase 4			
		x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2	x=0	x=L/4	x=3L/8	x=L/2
e (m)		0,17	0,73	0,86	0,90	0,17	0,73	0,86	0,90
MEls		0,00	2,47	3,14	3,37	0	2,93	5,96	6,35
P1 (MN)		6,38	6,38	6,38	6,38	6,02	6,02	6,02	6,02
P2 (MN)		5,70	5,70	5,70	5,70	5,16	5,16	5,16	5,16
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0,00	4,81	6,16	6,63	0,00	5,71	11,69	12,48
	σ_{inf}	0,00	-8,73	-11,21	-12,08	0,00	-10,35	-21,29	-22,77
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2,71	-2,71	-4,37	-4,93	2,55	-2,56	-4,12	-4,65
	σ_{inf}	7,70	22,93	26,02	27,08	7,27	21,63	24,55	25,54
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2,42	0,49	-0,36	-4,40	5,28	0,94	-0,68	-3,98
	σ_{inf}	6,88	20,48	23,25	24,19	6,23	18,54	21,04	21,89
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2,71	2,10	1,79	1,70	2,55	3,15	7,57	7,84
	σ_{inf}	7,70	14,20	14,81	14,99	7,27	11,28	3,26	2,77
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2,42	5,31	5,80	2,22	5,28	6,65	11,01	8,50
	σ_{inf}	6,88	11,76	12,03	12,11	6,23	8,18	-0,25	-0,88

V.7 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLE A L'ELS

$$\tau^2 \leq 0,4 \cdot f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_1^2$$

$$\tau^2 \leq 2 \cdot \frac{f_{tj}}{f_{cj}} [0,6 \cdot f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_2^2$$

Si $\sigma_x < 0,4 \cdot f_{cj}$ on a $\tau_1 < \tau_2$, donc on vérifie juste que $\tau < \tau_1$

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

$$\tau = \frac{V_{red} \cdot S_n(y)}{I_n \cdot b_n}, \text{ Avec } V_{red} = V_{ser} - \sum P_i \sin \alpha_i$$

Tableau -V-25: Calcul de la valeur de P

		Pcos α	Psin α
P1	1,86	1,86	0,09
P2	1,86	1,86	0,15
P3	1,86	1,85	0,19
	Somme	5,57	0,43

Nous vérifions que : $\sigma_x = 5,57 / 1,34 = 4,15 \text{ MPa} < 0,4 \cdot f_{cj} = 10,8 \text{ MPa}$.

Donc on doit vérifier que : $\tau < \tau_1$

Tableau -V-26: Caractéristique de la poutre

$V_{ser} =$	0,893	MPa
$V_{red} =$	0,46	MPa
$S_n =$	0,37	m ³
$I_n =$	0,38	m ⁴
$b_n =$	0,52	m

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

✓ $\tau = 0,86 \text{ MPa} < \tau_1 = 2,72 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée).

V.8 JUSTIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES A L'ELU

Etape 01 :

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

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

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

Nous avons : $V_u = 1,21 \text{ MPa}$ et $V_{u\text{-red}} = 0,78 \text{ MPa}$.

Donc : $\tau_u = 1,44 \text{ MPa}$, ce qui induit a $\beta_u = 17,36$.

Nous prenons $\beta_u = 30^\circ$.

Etape 02 : Elle consiste à déterminer la section des armatures transversales A_t donnée par :

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

- $f_e = 500 \text{ MPa}$
- $\gamma = 1,15$

Nous obtenons $A_t/S_t \geq 3,71 \text{ cm}$.

V.9 JUSTIFICATION DU BETON

La justification concernant le béton consiste à vérifier que la contrainte de compression des bielles du béton est inférieure à la contrainte ultime du béton.

Cette vérification se traduit par la formule qui suit :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6}$$

Nous avons : $1,45 \text{ MPa} < 5,83 \text{ MPa}$ (Condition vérifiée).

V.10 FERRAILLAGE DE LA POUTRE

❖ Armature de la zone tendue

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

- B_t : aire de la section du béton en traction.
- σ_{Bt} : valeur absolue de la contrainte maximale de traction.
- N_{Bt} : résultante des contraintes de traction correspondante.

Tableau V-27: Valeurs des contraintes

$B_t =$	0,0934	m ²
$\sigma_{Bt} =$	0,88	MPa
$N_{Bt} =$	0,04212	MN

Nous trouvons : $A_s = 3,52 \text{ cm}^2$ et Nous optons pour **04HA12**.

❖ Armature transversale

La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t .

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

Tableau V-28: Valeurs des données de la formule

$\tau_u =$	1,44	MPa
$f_e =$	500,00	MPa
$f_{t28} =$	2,70	MPa
$b_n =$	0,52	m
$\gamma_s =$	1,15	

$A_t/S_t \geq 3,71 \text{ cm}$; avec S_t pris égale à **20 cm**, nous aurons $A_t \geq 0,7 \text{ cm}^2$, ce qui induit à un cadre **HA10**.

❖ Section minimale (Armature de peau)

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de parement mesuré

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

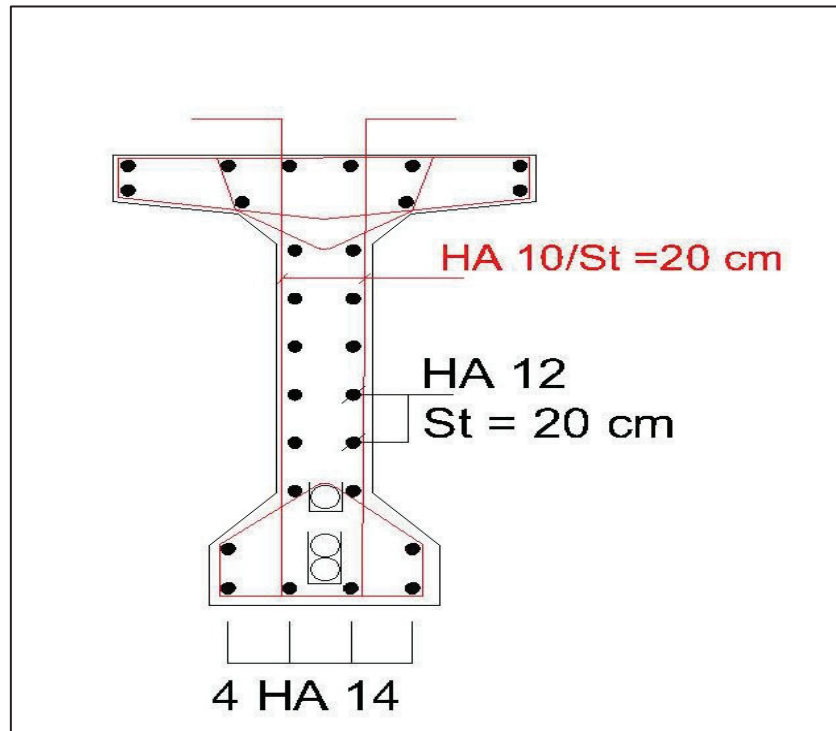


Figure V-5: Croquis du ferrailage de la poutre en section médiane

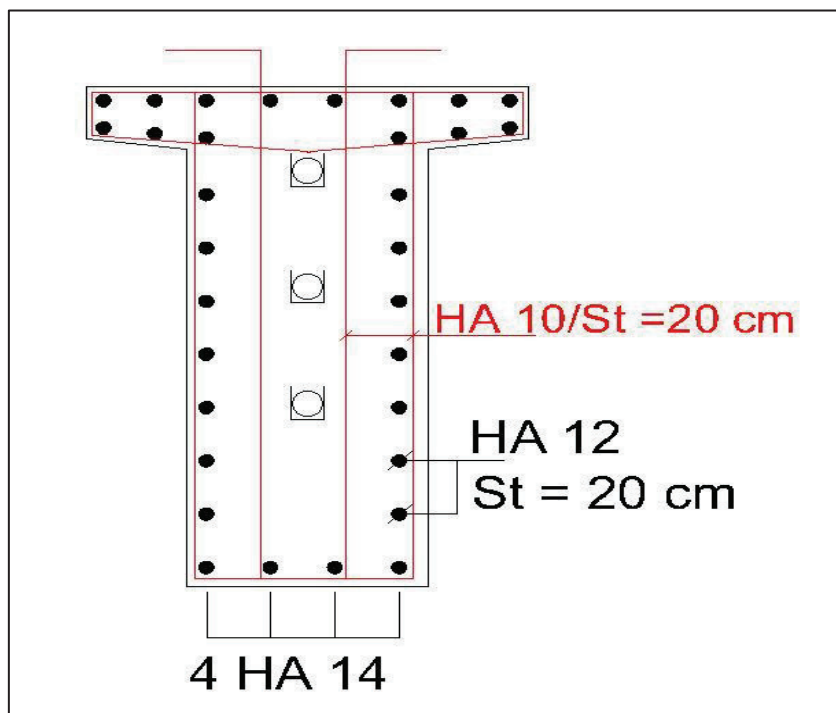


Figure V-6: Croquis du ferrailage de la poutre en section d'about

V.11 VERIFICATION DE LA FLECHE

❖ Contre flèche de la précontrainte

Nous devons vérifier d'abord la contre flèche de la poutre seule

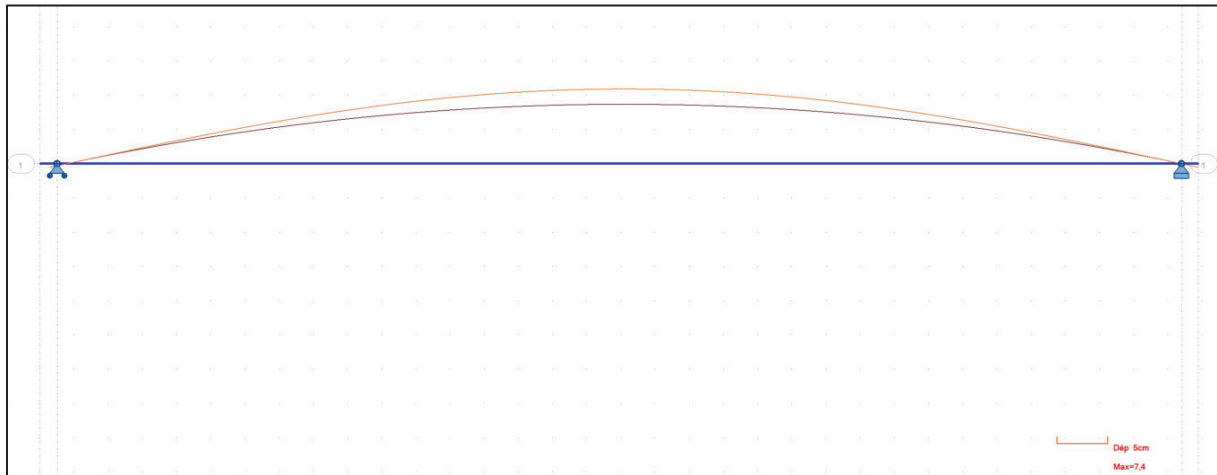


Figure V-7: contre flèche max de la poutre due à la mise en tension de la précontrainte

D'après ce diagramme on constate que la contre flèche maximale de la poutre due à la mise en tension des câbles de précontrainte (la mise en tension à 100 % pour les quatre câbles) est égale à :

$$f_p = - 7,4 \text{ cm}$$

❖ Flèche due au poids propre

D'après le diagramme ci-dessous nous constatons que la flèche maximale de la poutre due au poids propre (Poutres, dalle, équipements) est égale à :

$$f_G = 6 \text{ cm}$$

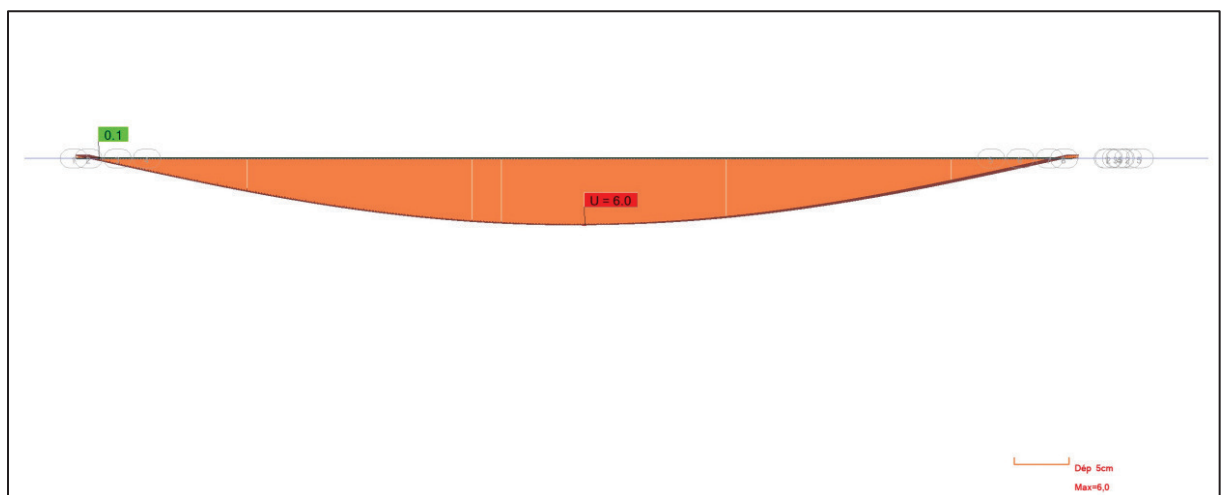


Figure V-8: Flèche max de la poutre due au poids propre

CHAPITRE V : Etude de la précontrainte

❖ Fleche de construction

La flèche de construction est donnée par la formule suivante :

$$f_c = 3/4(f_p - f_G)$$

$$f_c = 1,05 \text{ cm}$$

❖ Fleche maximale a l'ELS

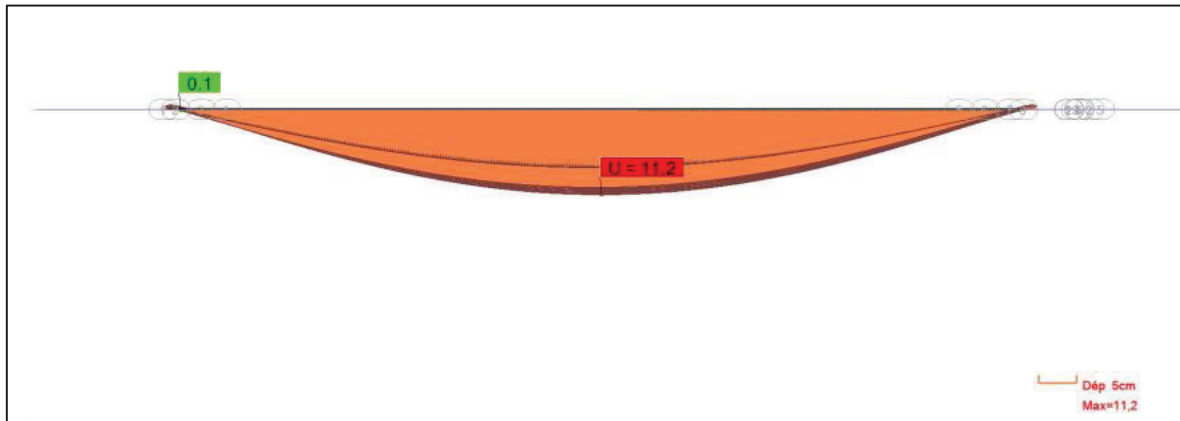


Figure V-9: Fleche max de la poutre a l'ELS

D'après le diagramme ci-dessus on constate que la flèche maximale de la poutre à ELS est de

$$f_{ELS} = 11,2 \text{ cm}$$

❖ Fleche totale

La flèche totale maximale est donnée par les sommes des différentes flèches déjà calculées :

$$f_T = f_{ELS} + f_P + f_C$$

$$f_T = 4,85 \text{ cm}$$

❖ Fleche admissible

$$f_{adm} = L/500$$

$$\checkmark f_{adm} = 6,8 \text{ cm} > f_T = 4,85 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

VI. ETUDE DE L'HOURLDIS

VI.1 PRINCIPE DE FERRAILLAGE

L'hourdis assure la répartition transversale des efforts sur le tablier, il est soumis à deux types de flexion :

- Une flexion longitudinale : la précontrainte des poutres reprend ces efforts.
- Une flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle reprend ces efforts.

Donc, nous allons étudier que la flexion transversale, en déterminant la section d'acier nécessaire pour la dalle.

VI.2 EVALUATION DES EFFORTS

L'hourdis est représenté dans le modèle en utilisant un élément de type barre, avec une largeur fixée à 1 mètre. Les charges appliquées sur la dalle comprennent les mêmes actions définies dans le **chapitre IV**, ainsi que leurs combinaisons correspondantes. Les résultats obtenus sont représentés ci-dessous sous forme de diagrammes. Nous prenons les efforts obtenus à partir des combinaisons les plus défavorables pour l'état limite de service (ELS) et l'état limites ultimes (ELU).

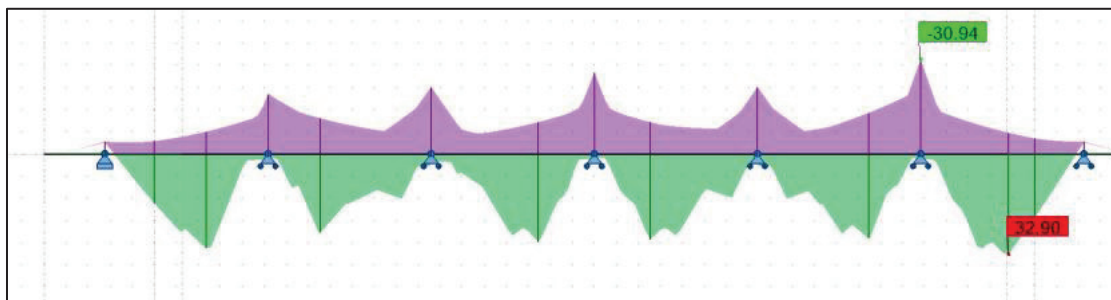


Figure VI-1: Moment max a l'ELS

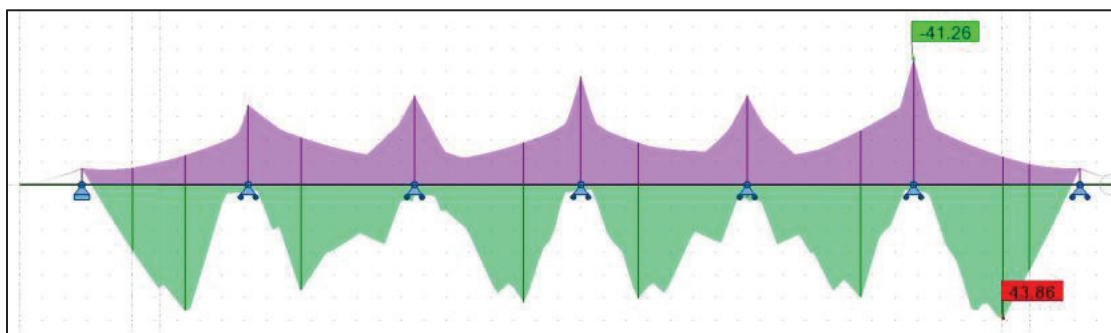


Figure VI-2: Moment max a l'ELU

VI.3 FERRAILLAGE DE LA DALLE

Les résultats de ferrailage sont calculés par le logiciel **EXPERT BA**, Le ferrailage longitudinal est le tiers du ferrailage transversal, les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1: Ferrailage de la dalle

Nappe	Armatures transversales			Armatures longitudinales		
	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Supérieure	7,5	HA14	20	2.5	HA12	20
Inférieure	8.1	HA16	20	2.7	HA12	20

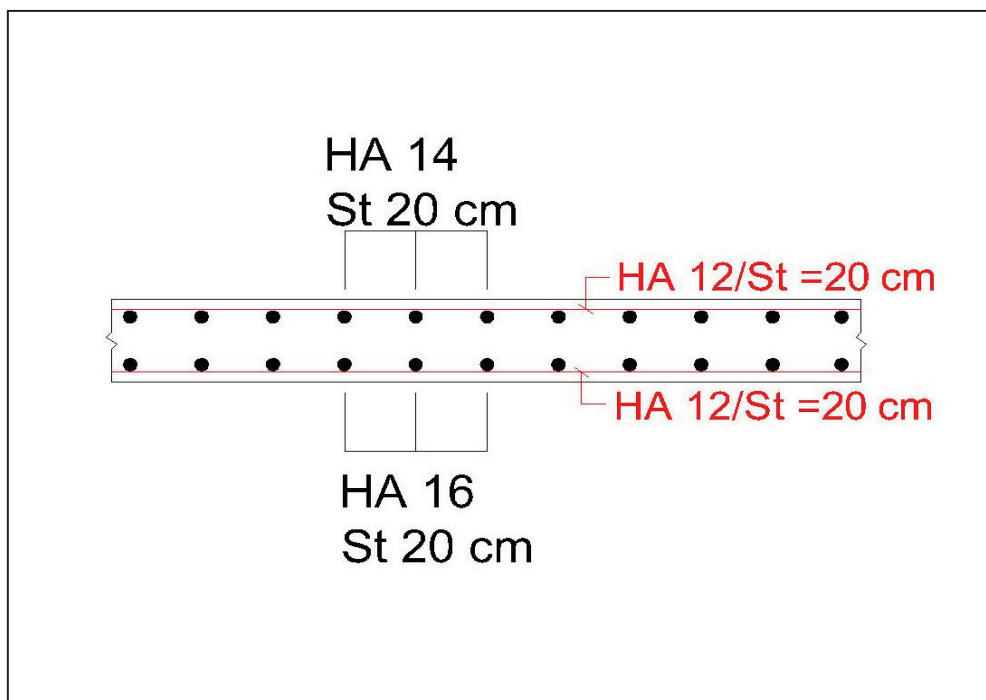


Figure VI-3: Croquis du ferrailage de la dalle

VII. ETUDE SISMIQUE ET EQUIPEMENT DE PONT

VII.1 INTRODUCTION

Les équipements de ponts sont un ensemble de dispositifs de conception et de fonctionnement jouant un rôle majeur pour la survie de l'ouvrage car ils permettent au tablier de remplir sa fonction vis-à-vis des usagers.

Dans ce chapitre nous étudierons les équipements suivants :

- Appareil d'appuis.
- Dés d'appuis.
- Joints de chaussée.

VII.2 APPAREIL D'APPUI

Un appareil d'appui de pont est un élément de structure placé entre le tablier et les appuis. Son rôle est de transmettre les efforts verticaux et horizontaux venant des charges appliquées sur le tablier vers les piles et de la vers les fondations et aussi de permettre les mouvements de rotation et de translations.

VII.2.1 Choix de l'appareil d'appui

Pour notre pont nous avons opté pour un appareil d'appui en élastomère frété (AAEF) de type B comportant $n+1$ frettes métalliques et n feuilles d'élastomère d'épaisseur constante, ils sont enrobés sur leurs périphéries d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 mm et sur les faces supérieures et inférieures d'un demi feuillet.

Ce type d'appareil d'appui présente les avantages suivants :

- La facilité de mise en œuvre, de réglage et de contrôle.
- Permettant la répartition des efforts horizontaux entre plusieurs appuis.
- Leur coût relativement modéré.

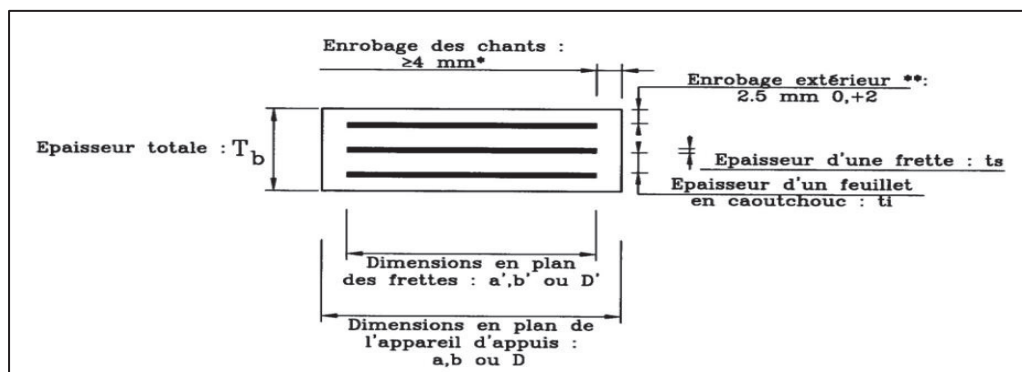


Figure VII-1: Schéma de l'appareil d'appui

VII.2.2 Dimensionnement de l'appareil d'appui

❖ Aire de l'appareil d'appui

$$\sigma_{\max} = R_{\max} / axb \leq \sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ MPa}$$

- σ_{\max} : contrainte de compression admissible de l'appareil d'appui.
- R_{\max} : réaction de l'appui à l'ELU.

Nous avons : $R_{\max} = 1,21 \text{ MN}$

Donc on trouve que : $axb \geq 605 \text{ cm}^2$.

Nous optons pour les dimensions suivantes : $axb = 500 \times 550 \text{ mm}^2$.

❖ L'épaisseur de l'appareil d'appui

$$a/10 \leq T \leq a/5$$

C'est la condition de non flambement avec a étant le plus grand coté et T l'épaisseur de caoutchouc.

$$55 \text{ mm} \leq T \leq 110 \text{ mm}$$

❖ Dimensionnement des frettes

$$\begin{cases} t_s > \frac{a}{\beta} \times \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \\ t_s \geq 2 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{ou : } \sigma_e = 235 \text{ Kg/mm}^2 \quad (\text{pour l'acier 24-1})$$

Avec :

- $\sigma_m = R_{\max}/axb = 4,40 \text{ MPa}$.
- $\beta = (axb)/2 \times G \times (a+b) = 10,91$.

Après calcul nous avons trouvé : $t_s > 0,86 \text{ mm}$, ainsi nous optons pour $t_s = 2 \text{ mm}$.

- Feuillet d'élastomère : $t_i = 12 \text{ mm}$.
- Frettes métalliques de : $t_s = 2 \text{ mm}$.
- Enrobage des chants : 4 mm .
- Enrobage extérieur : $e = 6 \text{ mm}$.

Donc :

- $T_b = 126 \text{ mm}$ (épaisseur totale de l'appareil d'appui).
- $T = 108 \text{ mm}$ (épaisseur de l'élastomère).

VII.3 CALCUL SISMIQUE

De façon générale, l'analyse d'un pont se fait par 02 méthodes :

- La méthode spectrale monomodale (mode fondamental).
- La méthode du spectre de réponse (analyse dynamique linéaire).

C'est selon certaines conditions citées dans le RPOA qu'on choisit la méthode à appliquer au pont.

VII.3.1 CONDITION D'APPLICATION DE LA METHODE MONOMODALE

➤ 1^{er} condition (masse modale) :

La masse modale (masse totale mise en mouvement par le mode fondamental) doit être supérieure à 70 % de la masse totale de la structure, y compris la masse des appuis en élévation (fûts et chevêtre). Autrement dit la masse des piles M_p doit être inférieure à 43 % de la masse totale du tablier M_T .

$$M_T = L \times G$$

- G : Poids du tablier par mètre linéaire.
- L : Longueur du pont.

Nous obtenons : $M_T = 37929,96 \text{ KN}$

Estimation du poids des piles

VII-1: Détails du calcul du poids des piles

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	n fût	M fûts (KN)	M chevêtre (KN)
P1	5,25	1,5	3	231,82	735,075
P2	7,7	1,5	3	340	735,075
P3	6,45	1,5	3	284,81	735,075
P4	4,7	1,5	3	207,53	735,075

Nb : densité du béton : 25 KN/m^3

En sommant le poids des fûts et des chevêtres nous obtenons le poids des piles $M_p = 4004,465 \text{ KN}$.

✓ $0,43 \times M_T = 16309,883 \text{ KN} > M_p = 4004,465 \text{ KN}$ (**condition vérifiée**).

➤ 2^{eme} condition (angle de biais)

Le biais (angle de l'axe du tablier avec l'axe de ses appuis) est supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales ne varient pas plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans biais.

Condition vérifiée (voir plan d'ensemble).

➤ **3^{ème} condition (angle de courbure)**

La courbure (angle balayé en plan par la tangente à l'axe) est inférieure à 30 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne varient pas de plus de 10 % par rapport aux valeurs calculées sans courbure.

Condition vérifiée (voir plan d'ensemble).

➤ **4^{ème} condition (Symétrie transversale)**

La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis (excentricité théorique e_0) n'excède pas 5 % de la distance entre appuis extrêmes pour l'étude du séisme transversal.

✓ La méthode monomodale est applicable dans notre cas.

VII.4 EVALUATION DE LA RAIDEUR TOTALE K

Raideur d'un appareil d'appui :
$$k_{A-App} = G \times \frac{a \times b}{T}$$

- **G** : module de cisaillement de l'appareil d'appui. **G = 1,2 MPa.**
- **a,b,T** : sont respectivement les dimensions en plan et l'épaisseur de l'élastomère.

Raideur d'une pile :
$$k_{Pile} = n \frac{3EI}{h^3}$$

- **n** : nombre de fûts composants la pile.
- **E** : module de déformation instantané du béton. **E = 33 000 MPa**
- **I** : moment d'inertie d'un seul fût.
- **h** : hauteur des piles.

Nb : La culée est considérée infiniment rigide, sa rigidité sera égale à la rigidité des appareils d'appuis (K_{a-app}).

$$K_{App} = \frac{1}{\frac{1}{k_{Pile}} + \frac{1}{K_{A-APP}}}$$

CHAPITRE VII : Etude sismique et équipements de pont

VII.4.1 Composante longitudinale

Application numérique : $K_{A-App} = 3,06$ MN/m.

❖ Détermination des raideurs des fûts

Tableau VII-2: Raideurs des fûts

Piles	H_{moy} (m)	D (m)	I (m ⁴)	n Fût	$k_{Fût}$ (MN/m)
P1	5,25	1,5	0,25	3	509,79
P2	7,7	1,5	0,25	3	161,58
P3	6,45	1,5	0,25	3	274,91
P4	4,7	1,5	0,25	3	715,16

❖ Détermination des raideurs des piles

Tableau VII-3: Raideurs longitudinales des piles

Piles	$k_{Fût}$ (MN/m)	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_{appuis} (MN/m)
P1	509,71	3,06	14	39,47
P2	161,58	3,06	14	32,82
P3	274,91	3,06	14	37,02
P4	715,16	3,06	14	40,36

❖ Détermination des raideurs des culées

Tableau VII-4: Raideurs longitudinales des culées

Culées	$k_{Ap-d'appui}$ (MN/m)	n_{A-Apps}	K_P
			(MN/m)
C1	2,25	7	21,39
C2	2,25	7	21,39

❖ Rigidité longitudinale totale du système

$$K_{lon} = 193,45 \text{ MN/m}$$

VII.4.1.1 Détermination de l'effort sismique longitudinale

L'effort sismique longitudinal fait référence à la force exercée sur la structure du pont dans la direction longitudinale lors d'un séisme, ces effets seront déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide car dans le plan horizontal la déformation du tablier continu est négligeable par rapport au déplacement de la tête des piles.

Nous appliquons au tablier une force horizontale statique équivalente F donnée :

$$F = M \times Sa(T)$$

- M : la masse effective totale de la structure.
- $Sa(T)$: accélération spectral du spectre de calcul correspondant à la période fondamentale T .

❖ Détermination des caractéristiques sismiques de l'ouvrage

Le **RPOA 2008** donne un ensemble de classification nécessaire à la définition de la situation sismique de l'ouvrage étudiée, les caractéristiques sismiques de notre ouvrage sont :

- ✓ Zone sismique IIA.
- ✓ Sol de type S2.
- ✓ Ouvrage de groupe 03 (importance moyenne).
- ✓ Accélération de la zone $A = 0,15$.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$S_{ae}(T, \xi) \text{ (m/s}^2\text{)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T}{T_1}(2.5\eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta AgS & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta AgS \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- g : accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).
- T : période fondamentale de l'ouvrage : $T = 2.\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$
- S : coefficient du site ($S = 1,10$).
- T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :
 $T_1 = 0,15s$ et $T_2 = 0,4s$.
- A : coefficient d'accélération de la zone ($A = 0,15$).
- η : facteur de correction de l'amortissement : $\eta = (7/(2+\varepsilon))^{0,5} = 1$
Avec : ε : taux d'amortissement en (%) pour le béton armé $\varepsilon = 5 \%$.

CHAPITRE VII : Etude sismique et équipements de pont

Nous obtenons : $T = 0,88$ s

❖ Evaluation des forces statiques équivalentes du tablier

Réponse sismique : $T_2 \leq T = 0,88$ s ≤ 3 s

Donc $S_a(T)$ est donnée par la formule suivante :

$$2.5 * A * \eta * S * g * (T_2/T)$$

Nous obtenons : $S_a = 1,84$ m/s²

Effort total : $F_{Long} = 6978,25$ KN

Déplacement du tablier par rapport au sol

$$d_{longitudinal}^{tablier} = \frac{T^2}{4\pi^2} \times S_a = 0,036 \text{ m} = 3,6 \text{ cm}$$

Répartition des efforts : $F_i = \frac{K_i}{K} \times F$

Tableau VII-5 : Distribution des forces sismiques longitudinal sur chaque appui

Piles	K_{appui} (MN/m)	K_T (MN/m)	F (kN)	F_{appui} (kN)
C1	21,39	193,45	6978,3	771,6
P1	39,47	193,45	6978,3	1423,7
P2	33,82	193,45	6978,3	1220,1
P3	37,02	193,45	6978,3	1335,3
P4	40,36	193,45	6978,3	1456,0
C2	21,39	193,45	6978,3	771,6

VII.4.2 Composante transversale

❖ Détermination de la raideur transversale de la structure

$$K_{a-app} = 3,06 \text{ MN}$$

:

Tableau VII-6: Raideurs transversales des culées

Culees	K_{a-app} (MN/m)	n_{a-app}	K_p (MN/m)
C1 / C2	3,06	7	21,39

CHAPITRE VII : Etude sismique et équipements de pont

Tableau VII-7: Raideurs transversales des piles

Piles	H _{moy} (m)	I (m ⁴)	k _{Fût} (MN/m)	n _{A-Apps}	K _p (MN/m)
P1	5,25	39,23	26839,57	14	42,71
P2	7,7	39,23	8507,10	14	42,56
P3	6,45	39,23	14473,53	14	42,65
P4	4,7	39,23	37407,61	14	42,73

❖ Rigidité transversale totale du système

$$K_{\text{trans}} = 192,04 \text{ MN/m}$$

VII.4.2.1 Détermination de l'effort sismique transversale

La méthode de monomodale peut être appliquée en utilisant deux différentes approches :

- Le modèle à tablier rigide : En direction transversal le tablier peut être considéré comme rigide si $L/B \leq 5$, L étant la longueur totale du tablier continu et B sa largeur.

$$34/10 = 3,4 < 5 \text{ Condition vérifiée}$$

- Le modèle à tablier flexible.

$$F_i = M_i \times S_a(T_i)$$

Avec : M_i : masse effective attribuée à la pile i (masse de la moitié supérieure de la pile augmenté de la masse du tablier afférent à la pile)

T_i : période fondamentale de la même pile ($2\pi\sqrt{M_i/K_i}$).

Cette approximation peut être appliquée comme une approximation satisfaisante lorsque que la condition suivante est satisfaite pour toutes les piles adjacentes i et i+1.

$$0,95 < T_i/T_{i+1} < 1,05$$

Vérification : $T_1 = 0,89 \text{ s}$; $T_2 = 0,89 \text{ s}$; $T_3 = 0,89 \text{ s}$; $T_4 = 0,89$

$$T_1/T_2 = 0,99 ; T_2/T_3 = 1,004 ; T_3/T_4 = 1,005$$

✓ **Condition vérifiée**

CHAPITRE VII : Etude sismique et équipements de pont

Tableau VII-8: Distribution des forces sismiques transversal sur chaque appui

Appui	K (MN/m)	M Kg	T s	Sa m/s ²	Fi KN
P1	42,71	851 226	0,89	1,82	1 553,31
P2	42,56	862 044	0,89	1,81	1 560,48
P3	42,65	856 525	0,89	1,82	1 557,08
P4	42,73	848 797	0,89	1,83	1 551,44
C1/C2	21,39	378 630	0,84	1,94	733,12

Effort total

$$F_{\text{tran}} = 6995,44 \text{ KN}$$

VII.4.3 Composante verticale

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

$$R_i = a \cdot b \cdot \mu \cdot L$$

Avec : L : longueur de la travée.

μ : masse linéique du tablier. ($\mu = 22338 \text{ kg/ml}$)

a : paramètre caractérisant l'accélération du sol en fonction de la classe de l'ouvrage, de la zone sismique et de la géologie du site du projet. ($a = 6,13$)

b : paramètre dépendant de la réaction d'appui considérée et du rapport de travée.

$b_{\text{culée}} = 0,24$; $b_{p1,p4} = 0,64$; $b_{p2,p3} = 0,9$

Nous obtenons : $R_c = 1114,079 \text{ KN}$

$R_{p1,p4} = 2970,879 \text{ KN}$

$R_{p2,p3} = 4177,798 \text{ KN}$

VII.5 COMBINAISONS DES COMPOSANTES DE L'ACTION SISMIQUE

La combinaison des forces sismiques orthogonales est utilisée pour prendre en compte l'incertitude directionnelle du séisme.

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

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combinés comme suit :

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

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

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

Tableau VII-9: Combinaisons des composantes de l'action sismique

Appui	EX(KN)	EY(KN)	EZ(KN)	E1(KN)	E2(KN)	E3(KN)
C1	771,56	733,12	1114,079	1 325,7	1 298,81	1 565,48
P1	1423,66	1 553,31	2970,879	2 780,9	2 871,67	3 863,97
P2	1220,11	1 560,48	4177,798	2 941,6	3 179,85	5 011,97
P3	1335,34	1 557,08	4177,798	3 055,8	3 211,02	5 045,52
P4	1456,03	1 551,44	2970,879	2 812,7	2 879,52	3 873,12
C2	771,56	733,12	1114,079	1 325,7	1 298,81	1 565,48

VII.5.1 Calcul des efforts dus à la variation linéaire

Nous utilisons les formules suivantes :

$\varepsilon_f = 3.5 \times 10^{-4}$	$\Delta l = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta T$	$\varepsilon_r = 2 \times 10^{-4}$	$F_{r+f} = \frac{nG.a.b\Delta_{r+f}}{T}$
--------------------------------------	--	------------------------------------	--

Tableau VII-10: Effort dus à la variation linéaire

F_{bc} (KN)	360
$F_{A(l)}$ (KN)	115,55
ΔL_T (m)	0,0057
ΔL_{r+f} (m)	0,009
ΔL_{Fbc} (m)	0,0098
$\Delta L_{Fa(l)}$ (m)	0,0032
F_{f+r} (KN)	331,742
F_t (KN)	209

VII.6 VERIFICATION DES APPAREILS D'APPUIS

Les vérifications à effectuer sous les combinaisons sismiques concernent la résistance à la compression, la sécurité au flambement, la limitation de la distorsion et le non glissement.

❖ Résistance à la compression

Nous devons vérifier que : $\sigma_m \leq 20 \text{ MPa}$

Avec : $\sigma_m = N/a.b$

- N : réaction d'appui à l'ELU. $N = 1,21 \text{ MN}$
- a, b : dimensions de l'appareil d'appui.

Nous obtenons : $\sigma_m = 4,4 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa}$

✓ Condition vérifiée

❖ Sécurité au flambement

Nous devons vérifier que : $\gamma_s.P_u \leq P_c$

Avec :

- $\gamma_s = 3$: le coefficient partiel de sécurité.
- P_u : valeur maximale des charges verticales à l'ELU.
- P_c : la charge critique de flambement. ($P_c = 4.G.B.S^2.d/h$)
- S : facteur de forme. ($S = a.b/2.t.(a+b)$)
- B : l'aire nominale de l'appui.
- d : la somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur de caoutchouc.
- h : hauteur totale de l'appareil d'appui.
- G : module de cisaillement de l'appareil d'appui.

CHAPITRE VII : Etude sismique et équipements de pont

Tableau VII-11 : Valeurs des données de la formule

S	10,91
d (m)	0,014
h (m)	0,126
B (m)	0,28
P _c (MN)	17,47
P _u (MN)	1,21

Nous obtenons : **3,63 MN < 17,47 MN**

✓ **Condition vérifiée**

❖ Limitation de la distorsion

La distorsion $\delta = \tan(\gamma)$, rapport du déplacement horizontal à la hauteur totale d'élastomère) doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Si : $P = P_u/P_c \leq 0,25$ $\delta_c = 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7) \times (0,27 - P)$
- Si : $P = P_u/P_c \geq 0,25$ $\delta_c = 1,4 (1 - 2.P)$

$$P = 0,069 \text{ MN} > 0,25 \text{ MN}$$

$$\text{Donc } \delta_c = 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7) \times (0,27 - P) = 1,59 > \tan(3,6/10,8) = 0,35$$

✓ **Condition vérifiée**

❖ Condition de non glissement

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui doit être justifiée en tenant en compte de la composante verticale du séisme par la formule suivante :

$$H < f \times N$$

Avec :

- **H** : effet horizontal. ($H = H_{s \text{ max pile}} + 0,4H_T + 0,2H_{fmax}$)
- **f** : coefficient de frottement. ($f = 0,1 + (0,6 / \sigma_m)$)
- **N** : effort de compression vertical.

Tableau VII-12: Vérification de la condition de non glissement

	N (MN)	Σm (MPa)	f	H (MN)
Pile	0,93	3,37	0,28	0,25
Culée	0,80	2,91	0,31	0,22

Vérification : $0,26 \text{ MN} > 0,25 \text{ MN}$ Condition vérifiée ; $0,25 \text{ MN} > 0,22 \text{ MN}$
Condition vérifiée

VII.7 JOINT DE CHAUSSEE

Le joint de chaussée également appelé joint de dilatation est un dispositif situé à des intervalles réguliers le long de la chaussée, il est utilisé pour prévenir les fissures induites par les effets usuels (température, retrait, fluage et freinage) ainsi que celle induite par les contraintes mécaniques telles que les vibrations causées par le trafic routier.

Exposés de façon directe aux chocs transmis par les charges des véhicules, il est donc primordial d'utiliser le type de joint ayant une résistance élevée aux chocs pour assurer la bonne durabilité de l'ouvrage.

Lors du choix du joint de chaussée il faut prendre en compte aussi les conditions suivantes :

- Assurer le confort des usagers.
- La bonne liaison à la structure.
- Assurer la fonction d'étanchéité.
- Facile de pose, d'entretien et de remplacement.

VII.7.1 Le souffle

Le souffle d'un joint est le déplacement relatif maximal prévisible des deux éléments en regard, mesuré entre les deux positions extrêmes.

Nous dimensionnons le joint de chaussée en utilisant la formule suivante :

$$W = W_D + 0,4W_T + W_S/3$$

- W : souffle total du joint.
- W_D : souffle des déformations différées.
- W_S : souffle sismique.
- W_T : souffle thermique.

$$W = 9 + 0,4 \times 5,7 + 36/3 = 23,5 \text{ mm}$$

Type	ØL	A min.	A max.	B min.	B max.	D min.	D max.	H	C	E	F
JEP3	30	30	60	80	110	10	40	80	140	60	55
JEP5	50	25	75	75	125	10	60	80	140	75	59
JEP8	80	25	105	75	155	10	90	80	140	95	59

Dimensions en mm.

Type de joint choisis : **JEP3** de la marque **CIPEC, FREYSSINET SUSTAINABLE TECHNOLOGY.**

VII.8 DES D'APPUI

Le dé d'appui permet de diffuser les charges localisées provenant directement du tablier vers l'élément porteur, ainsi que rattraper le dévers du tablier.

VII.8.1 Dimension du dé d'appui

Selon le document SETRA, les dimensions (a_1 , b_1 , h) seront choisies de façon à inclure les appareils d'appuis, le minimum est un débordement de 5cm par rapport à l'appareil d'appui nous choisissons les dimensions suivantes :

- $h \geq (a \times b)/(a+b)$.
- $a_1 \geq a+h/2$
- $b_1 \geq b+h/2$

Tableau VII-13: Dimensions des dés d'appuis

Paramètres	Dimensions (mm)
a_1	700
b_1	650
h	300

VII.8.2 Ferrailage du dé d'appui

Les différentes sections d'armatures sont évaluées suivant le guide SETRA.

VII.8.2.1 Armatures de chainages

La section d'armatures de chaînage peut être déterminée par des règles analogues à la méthode des bielles ou la méthode de reprise des efforts d'équilibre général.

$$A_c = (0,25 \times N) / \sigma_s$$

- N : Réaction maximale du tablier.
- σ_s : Contrainte maximale des aciers.

Pour : $f_e = 500$ MPa ; $\sigma_s = 434,78$ MPa ; $N = 13,06$ MN

D'où : $A_s = 7,51$ cm², soit **5HA14** avec $St = 15$ cm.

VII.8.2.2 Armatures de surface

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble des armatures horizontales placées sous le chainage, devra reprendre un effort égal à 12,5% de la même descend de charge.

$$A_h = (0,125 \times N) / \sigma_s$$

D'où : $A_s = 3,75 \text{ cm}^2$, soit **5HA10** avec **St = 15 cm**.

5ha 10 st 15 cm

VII.8.2.3 Frettes supérieures

Elle est placée la plus près possible de la face supérieure de l'appui, il s'agit d'armatures croisées.

$$A_s = (0,04 \times N) / \sigma_s$$

D'où : $A_s = 1,20 \text{ cm}^2$, soit **3HA10** avec **St = 25 cm**.

VII.8.2.4 Frettes inférieures

Appelée aussi armatures d'éclatement elle est disposée à une profondeur entre $h/3$ et h à partir de la face supérieure de l'appui.

$$A_s = (0,1 \times N) / \sigma_s$$

D'où : $A_s = 3 \text{ cm}^2$, soit **4HA14** avec **St = 20 cm**.

VIII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION

L'infrastructure est un ensemble d'éléments essentiels qui assure la stabilité et la durabilité d'un ouvrage en supportant le poids de la structure et en transmettant les charges et les actions du tablier vers le sol. Dans ce chapitre nous allons nous intéresser à étudier les appuis et les fondations sous l'ouvrage.

VIII.2 ETUDE DE LA PILE

Une pile de pont est un élément vertical de l'infrastructure qui supporte les charges et les surcharges du tablier et les transmet vers les fondations.

VIII.2.1 Conception de la pile

Nous avons choisi pour notre ouvrage des piles à 3 fûts circulaires surmontés par un chevron.

Tableau VIII-1: Hauteur des piles

Piles	P1	P2	P3	P4
Hauteur(m)	6,6	9,05	7,8	6,05

VIII.2.1.1 Vérification de la stabilité de la pile vis-à-vis du flambement

L'élanement λ doit être inférieur à 50 pour que la vérification au flambement soit satisfaite :
 $\lambda = l_f / i \leq 50$

l_f : longueur du flambement de la pile la plus haute.

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 9,05 = 6,335\text{m.}$$

i : rayon de giration de la section : $i = D/4 = 0,375\text{m.}$

$$\lambda = 16,89 \leq 50 \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

VIII.2.2 Evaluation des efforts

La pile est soumise à des charges permanentes et d'exploitation, elle subit différentes sollicitations telles que des forces et des moments. Elle est considérée comme une console encastrée à sa base.

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII-2: Evaluation des efforts qui sollicite la pile

Désignations	N (KN)	H (KN)	d _v	d _h	M _{FV/0}	M _{FH/0}
Fûts	1020,53	/	0,00	3,85	0,00	
Chevêtre	735,08	/	0,00	8,38	0,00	
G Tablier	7572,59	/	0,00	9,05	0,00	
Hf+r	/	331,74	/	9,05		3002,26
HT°	/	209,00	/	9,05		1891,43
Somme	9328,19	540,74	/	/	0,00	4893,69
(Al)	1616,32	/	0,00	/	0,00	/
(Bc)	1217,95	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	1144,72	/	0,00	/	0,00	/
D240	2100,91	/	0,00	/	0,00	/
ST	101,70	/	0,00	/	0,00	/
Freinage Al	/	74,62	/	9,05	/	675,30
Freinage Bc	/	180,00	/	9,05	/	1629,00

VIII.2.3 Ferrailage des éléments de la pile

VIII.2.3.1 Ferrailage du chevêtre

Le chevêtre est sollicité principalement par une flexion et une torsion.

❖ Pour le ferrailage a la flexion

Tableau VIII-3: Ferrailage du chevêtre a la flexion

Armature		Effort Max ELS	Effort Max ELU	As (cm ²)	Ø (mm)	e (cm)
Longitudinale	Nappe sup	1115,67	1506,15	28,6	HA16	15
	Nappe inf	296,32	400,03	44,3	HA20	15
Transversale		/	2053,84	3.1	HA14	20

❖ Pour le ferrailage à la torsion

L'excentricité de l'application des charges par rapport au plan de symétrie est $e = 0,55m$.

Pour déterminer le ferrailage nécessaire, nous considérons une section rectangulaire ayant la hauteur du chevêtre, et dont la largeur L_t est limité par :

- ✓ $L_t = L_c$ si $L_c \leq \Phi + H_c$
- ✓ $L_t = L_c + \Phi$ si $L_c > \Phi + H_c$

$$L_c \leq \Phi + H_c \rightarrow L_t = 4\text{m}$$

La contrainte tangentielle est donnée par :

$$\tau_b = \frac{C}{2 \Omega b_n}$$

- b_n : l'épaisseur de la paroi de la section creuse équivalente, $b_n = H_c / 6$;
- C : moment de torsion maximal par ml ;
- Ω : l'aire de torsion, $\Omega = (H_c - b_n) \times (L_t - b_n)$

❖ Evaluation du moment de torsion

❖ Phase de construction :

$$C_1 = P_G \times e$$

Application Numérique :

$$P_G = 201,57 \text{ kN/ml (poutres)}$$

$$e = 0,55 \text{ m}$$

$$C_1 = 110,86 \text{ kN.m/ml}$$

❖ Phase service :

$$C_2 = P_{D240} \times e$$

Application Numérique :

- $P_{D240} = 175,81 \text{ KN/ml}$
- $e = 0,55 \text{ m}$

$$C_2 = 96,69 \text{ kN.m/ml}$$

$$C = \max (C_1 ; C_2) = 11,86 \text{ kN.m/ml}$$

➤ Ferrailage

$$A_s = \frac{1}{\sigma_a} \times \frac{C \times P}{2 \Omega}$$

- P : périmètre du chevêtre
- σ_a : Contrainte admissible de l'acier

Application Numérique :

$$\Omega = 2,22 \text{ m}^2$$

$$P = 6,65 \text{ m}$$

$$\bar{\sigma}_a = 333,33 \text{ MPa}$$

$A_s = 4,98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{HA12}$ avec un espacement de $St = 20 \text{ cm}$

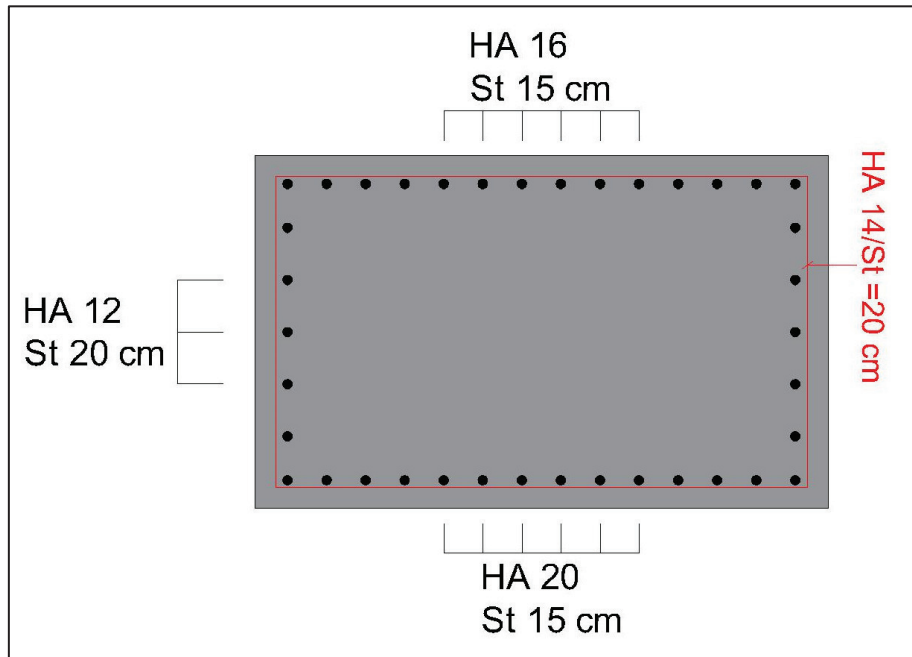


Figure VIII-1: Croquis du ferrailage du chevêtre

VIII.2.3.2 Ferrailage des fûts

Voici les sollicitations les plus défavorables

Tableau VIII-4: Sollicitations les plus défavorables

Etat	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELU	14704,5	923,95	9212,88
ELS	10891,43	756,74	7658,84

Le calcul de la section d'armatures se fait avec le logiciel **EXPERT BA** qui nous donne les résultats suivants

$A_s = 176,7 \text{ cm}^2 \rightarrow 36\text{HA25}$ avec un espacement de $St = 15 \text{ cm}$.

Nous optons pour des cerces horizontales de **HA12** avec $St = 20 \text{ cm}$.

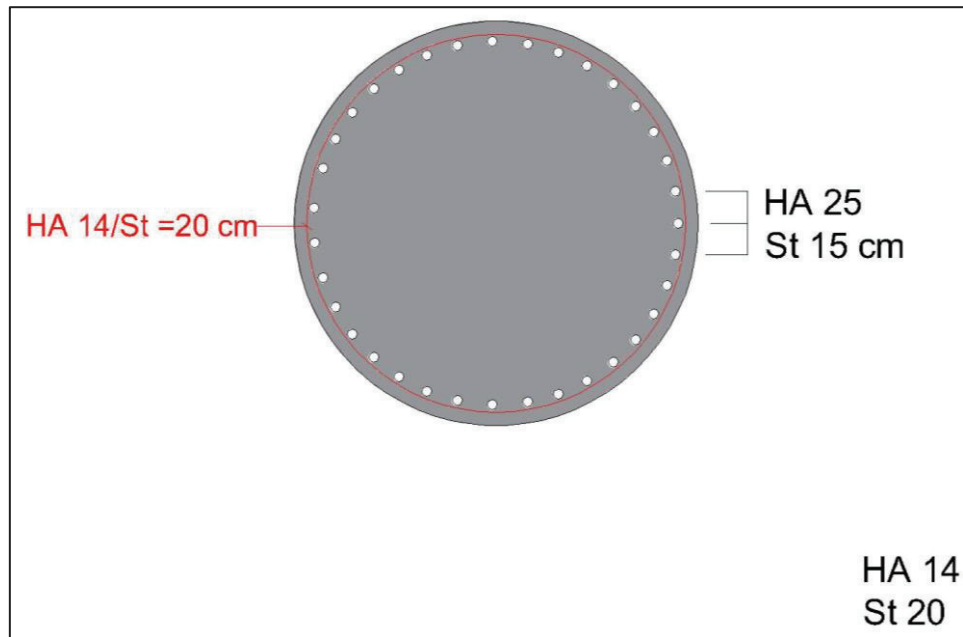


Figure VIII-2: Croquis du ferrailage du fût

VIII.3 ETUDE DE LA CULEE

La culée est une structure située à chaque extrémité du pont qui permet de reprendre les efforts générés par le tablier et les transmettre au sol, et d'assurer le raccordement de l'ouvrage au terrain.

VIII.3.1 Pré-dimensionnement de la culée

Tableau VIII-5: dimensions de la culée

Mur frontale		Mur de garde grève		Dalle de transition		La semelle		Mur en retour	
Longueur (m)	9,9	Longueur (m)	9,9	Longueur (m)	8,9	Longueur (m)	10,2	Epaisseur (m)	0,5
Epaisseur (m)	1,4	Epaisseur (m)	0,3	Epaisseur (m)	0,3	Epaisseur (m)	2,4		
Hauteur (m)	6,1	Hauteur (m)	2	Largeur (m)	4,2	Largeur (m)	9,6		

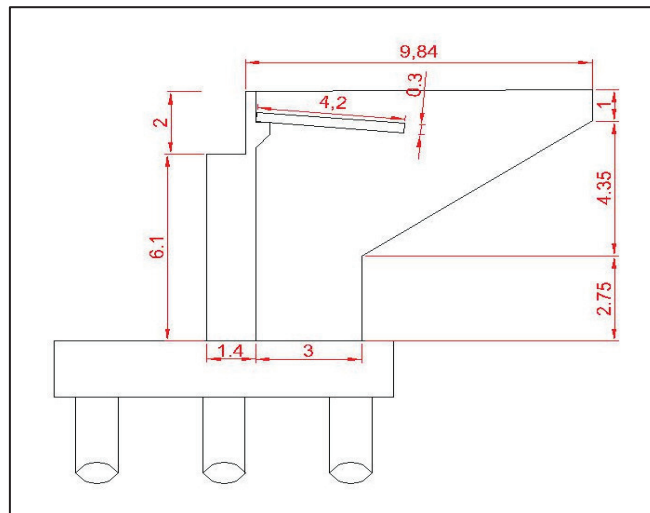


Figure VIII-3: Coupe longitudinale sur culée

VIII.3.2 Evaluation des efforts

Les efforts qui agissent sur la culée sont des forces horizontales et verticales résultant du poids propre de la culée, de la charge descendante du tablier, de la poussée exercés par les terres, ainsi que des effets dus aux séismes, au freinage et aux déformations différées.

VIII.3.2.1 Efforts dus au poids propre des éléments de la culée

L'excentrement de chaque élément est déterminé par rapport à la base de la semelle.

Tableau VIII-6: Efforts du au poids propre des éléments de la culée

	F_{vt} (KN)	d_v (m)	M_v (KN.m)
Semelle	5875,2	0	0
Mur F	2113,65	0,22	465,003
DDT	280,35	3,0216	847,10556
Mur en R	1117,5975	4,2851	4789,017
Corbeau	133,5	1,0928	145,8888
MGG	148,5	0,765	113,6025
Poids des Terres Amot	5233,4403	2,8578	14956,126
Poids des T sur DDT	706,9359	3,1793	2247,5613
Somme	15609,174	/	23564,304

VIII.3.2.2 Efforts dus au tablier

Tableau VIII-7: Efforts venant du tablier

	F _{vt} (KN)	F _{ht} (KN)	d _v (m)	d _h (m)	M _v (KN.m)	M _h (KN.m)
G	3786,30	/	0,00	/	0,00	/
A(l)	240,70	/	0,00	/	0,00	/
Bc	223,29	/	0,00	/	0,00	/
Mc120	217,65	/	0,00	/	0,00	/
D240	351,61	/	0,00	/	0,00	/
ST	10,17	/	0,00	/	0,00	/
Fluage +retrait	/	165,87	/	8,50	/	1409,90
Température	/	41,80	/	8,50	/	355,30
Freinage A(l)	/	23,11	/	8,50	/	196,43
Freinage Bc	/	36,00	/	8,50	/	306,00

VIII.3.2.3 Charges dues au remblai

Le remblai d'accès exerce une charge sur la culée par son poids propre et par une poussée statique qui agit à une hauteur égale à un tiers de la hauteur totale du remblai.

$$F_h = \frac{1}{2} \gamma k_a H^2$$

Avec :

- γ : est la masse volumique de remblai ; $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- H : est la hauteur totale de la culée ; $H = 10.50 \text{ m}$

Tableau VIII-8: Valeurs des charges du au remblai

	F _{ht} (KN)	d _h (m)	M _h (KN.m)
Poussée des terres	3561,85	3,50	12466,46

- K_a : coefficient de poussée ;
- $K_a = 0,333$.

VIII.3.3 Ferrailage des éléments de la culée

VIII.3.3.1 Mur frontal

❖ **Sollicitations les plus défavorable**

- ELS : $M_{\max} = 814,86 \text{ kN.m/ml}$ $N_{\text{cors}} = 923,09 \text{ kN/ml}$
- ELU : $M_{\max} = 1103,17 \text{ kN.m/ml}$ $N_{\text{cors}} = 1245,2 \text{ kN/ml}$
- ELU : $T_{\max} = 359,61 \text{ kN/ml}$ $N_{\text{cors}} = 1056,55 \text{ kN/ml}$

❖ **Ferrailage**

Le ferrailage est calculé avec le logiciel robot expert (Voir figure 3)

Tableau VIII-9: Ferrailage du mur frontal

	Section (cm ²)/ml	Choix des barres	Espacement (cm)
Ferrailage principal	$A_s = 14$	HA20	15
Ferrailage transversal	$A_s/4 = 3,5$	HA12	15
Armature de construction	$A_s/3 = 4,67$	HA12	20

VIII.3.3.2 Mur garde grève

❖ **Evaluation des efforts**

❖ **Moment de poussée des terres**

$$M_p = \frac{P \times H}{3} \quad \text{Avec: } P = \frac{1}{2} K_a \times \gamma \times H^2 \times L$$

- **H** : hauteur des remblais ;
- **K_a** : coefficient de poussée des terres ;
- **L** : longueur des remblais.

→ $M_{p-ELS} = 9,68 \text{ kN.m/ml}$.

→ $M_{p-ELU} = 13,07 \text{ kN.m/ml}$

❖ **Moment due à la force de freinage M_{fbc} :**

Nous considérons un essieu d'un camion **B_c** au contact du mur garde-grève, l'effet d'une seule roue est à considérer, la force de freinage est prise égale au poids d'une seule roue. Compte tenu de l'écartement des deux roues (2m), et pour des hauteurs courantes du mur garde-grève.

$$M_p = \frac{2\mu \times P \times h}{0,25 + 2h}$$

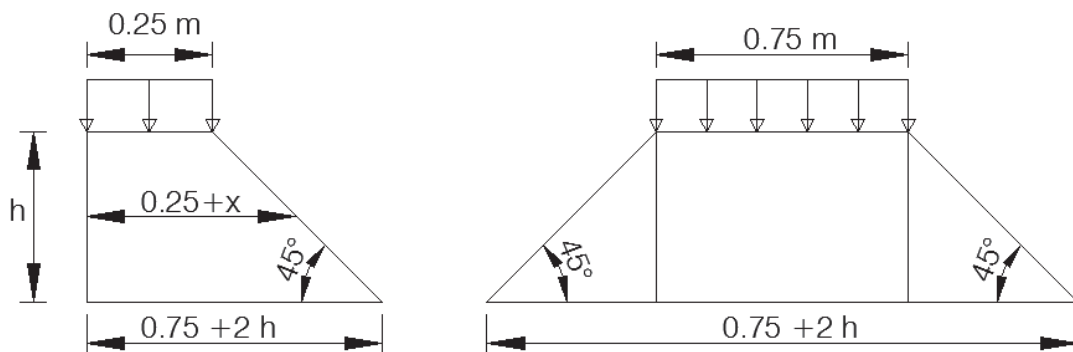
- μ : coefficient de pondération, $\mu = 1,6$ à l'E.L.U et $\mu = 1,2$ à l'E.L.S
- P : 60 KN

→ $M_{f-ELS} = 67,76 \text{ KN.m/ml}$.

→ $M_{f-ELU} = 90,35 \text{ KN.m/ml}$.

❖ **Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève :**

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type **Bc** (poussée des charges locales) étant la plus défavorable. L'effort nominal étant produit par les deux roues arrière de 60 KN chacune des deux camions accédés, placés d'une manière telle que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 60 kN distantes de 0,5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de **120 kN** 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.



Le moment d'encastrement à la base du mur garde grève aura pour expression la formule suivante :

$$M_p = \frac{12K}{0,75 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{(0,25+x)} dx \quad , \text{ avec: } K = K_a \times bc \times \delta \times \gamma$$

Avec :

γ : Coefficient de pondération. $\gamma = 1,6$ à ELU et $1,2$ à ELS ;

Bc : Coefficient de pondération du système **Bc** ;

δ : Coefficient de majoration dynamique pour une charge sur remblai ;

h : hauteur de mur garde grève.

→ $M_{P-ELS} = 37,67 \text{ KN.m/ml}$.

→ $M_{P-ELU}=50,22\text{KN.m/ml}$.

❖ **Combinaison d'actions sur le MGG**

→ $M_{ELS}=M_G+1.2M_Q=115,11\text{KN.m/ml}$.

→ $M_{ELU}=1.35M_G+1.6M_Q=153,63\text{KN.m/ml}$.

❖ **Ferraillage de mur garde-grève**

Le mur garde-grève est sollicité par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. (Voir figure 3)

Tableau VIII-10: Ferraillage du mur garde grève

	Section (cm ²)/ml	Choix des barres	Espacement (cm)
Ferraillage principal	$A_s = 25,9$	HA25	15
Ferraillage transversal	$A_s/4 = 6,48$	HA12	15
Armature de construction	$A_s/3 = 8,63$	HA14	15

VIII.3.4 Dalle de transition

La dalle de transition est une dalle en béton armé, placée sous la chaussée aux extrémités du pont, son rôle est d'éviter le dénivellement qui pourrait se produire lors des tassements éventuels des remblais derrière la culée. Elle repose sur le corbeau et sur le remblai.

❖ **Evaluation des efforts**

La dalle est considérée comme une poutre simplement appuyées dans ces extrémités. Elle est soumise à son poids propre, au poids du revêtement, aux surcharges et au poids du remblai au-dessus de la dalle.

Les efforts sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VIII 11: Efforts soumis sur la dalle de transition

Type de charge	Q (kN/ml)	M(KN.m/ml)	V (kN)
Poids propre	7,5	16,5375	15,75
Revêtement	1,92	4,2336	4,032
Remblai	18,92	41,7186	39,732
Surcharges	10	22,05	21

❖ Combinaison d'actions

- **E.L.U** : $1,35 \times G + 1,6 \times Q$
 - $M_{ELU} = 119,64 \text{ kN.m/ml}$
 - $T_{ELU} = 113,94 \text{ kN/ml}$
- **E.L.S** : $G + 1,2 \times Q$
 - $M_{ELS} = 88,95 \text{ kN.m/ml}$

• Ferrailage de la dalle de transition

La dalle de transition est sollicitée par une flexion simple, la fissuration est considérée préjudiciable. (Voir figure 3)

Tableau VIII-12: Ferrailage de la dalle de transition

	Section (cm ²)/ml	Choix des barres	Espacement (cm)
Ferrailage principal	$A_s = 19,7$	HA20	15
Ferrailage transversal	$A_s/4 = 4,93$	HA12	20
Armature de construction	$A_s/3 = 6,57$	HA12	15

VIII.3.5 Corbeau d'appui de la dalle de transition

❖ Evaluation des efforts

- **Réaction due au poids des charges permanentes :**

La réaction due au poids des remblais est donnée par la formule suivante :

$$R_{perm} = \frac{ql}{2}$$

- **L** : longueur de la dalle de transition ;
- **q** : charges ($q = q_{remblais} + q_{revêtement} + q_{pdalle}$)

➔ **$R_{Perm} = 59,51 \text{ KN/ml}$**

- **Réaction des surcharges sur remblais :**

La réaction due aux surcharges sur remblais est donnée par la formule ci-après :

$$R_{surcharges} = \frac{ql}{2}$$

- **L** : longueur de la dalle de transition ;
- **q** : surcharge sur remblais, $q = 10 \text{ KN/m}^2$

→ $R_{surcharges} = 21 \text{ KN/ml}$

❖ **Combinaisons d'actions**

$$R_{ELU} = 1,35 \times M_G + 1,6 \times M_Q = 113,94 \text{ KN/ml.}$$

$$R_{ELS} = M_G + 1,2 \times M_Q = 84,71 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Ferraillage du corbeau**

Le corbeau est sollicité par une compression simple, la fissuration est considérée préjudiciable.

Avec EXPERT BA → $A_s = 11,2 \text{ cm}^2$ → **6HA16/ml** avec un espacement de **St = 15 cm** (Voir figure 3)

VIII.3.6 Mur en retour

❖ **Evaluation des efforts**

Pour calculer les sollicitations on utilise un modèle 3D par logiciel de calcul d'élément fini. Le mur en retour est supposé encastrier sur ces deux côtés, il est sollicité par les charges suivantes :

- Poussée des terres ;
- Poussée des surcharges de remblais;
- Poids de CCP;
- Poids propre du mur.

❖ **Combinaisons des efforts**

$$M_{ELS} = M_G + 1,2 M_Q$$

Tableau VIII-13: Moment max a l'ELS

	$M_{ELS}(\text{KN.m})$
Sens vertical	182,67
Sens horizontal	292,74

❖ **Ferraillage (Voir figure 3)**

Tableau VIII-14: Ferraillage du mur en retour

	Section (cm^2)/ml	Choix des barres	Espacement (cm)
Ferraillage principal verticale	$A_s = 21,64$	HA25	20
Armature de construction verticale	$A_s/4 = 5,41$	HA12	20
Ferraillage principal horizontal	$A_s = 36$	HA32	20
Armature de construction horizontale	$A_s/3 =$	HA16	20

VIII.4 ETUDE DES FONDATIONS

VIII.4.1 Etude de la semelle

VIII.4.1.1 Les dimensions de la semelle

Tableau VIII-15: Dimensions de la semelle

Sous la pile		Sous la culée	
Longueur (m)	13,2	Longueur (m):	10,2
Largeur (m)	6	Largeur (m):	9,6
Epaisseur (m)	1,6	Epaisseur (m):	1,8

VIII.4.1.2 Calcul des sollicitations

Tableau VIII-16: Sollicitations des semelles

Etat	Sous la pile			Sous la culée		
	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)	N(KN)	H(KN)	M(KN.m)
ELU	19706,09	528,99	5633,75	27099,16	4551,81	17322,74
ELS	14597,1	394,51	4201,55	20073,46	3373,56	12831,2

VIII.4.1.3 Nombre de pieux

Le nombre de pieux est en fonction de la capacité portante d'un pieu et l'effort verticale du au tablier

Avec :

$$n_p = \frac{N_{\max}}{Q_p}$$

- N_{\max} : l'effort normal maximal à l'ELS;
- Q_p : capacité portante d'un pieu a l'ELS.

Tableau VIII-17: Calcul du nombre de pieux

Cas de la pile		Cas de la culée	
N_{\max} (KN)	14597,1	N_{\max}	19684,72
Q_p (KN)	3092,5	Q_p	3092,5
n_p	4,72	n_p	6,37

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Nous prenons 8 pieux pour les piles et 9 pieux pour les culées.

VIII.4.1.4 Effort revenant à chaque pieu

$$N_p = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \times Y}{\sum Y^2} \pm \frac{M_y \times X}{\sum X^2}$$

- **n**: nombres des pieux;
- **N**: effort normal;
- **M_x, M_y** : moments dans les sens x, y;
- **X= Y**: la distance des pieux par rapport à l'axe de la semelle.

Tableau VIII-18: Effort revenant a chaque pieux

Etat	Cas de la pile			Cas de la culée		
	N _{Max} (KN)	N _{Min} (KN)	Q _p (KN)	N _{Max} (KN)	N _{min} (KN)	Q _p (KN)
ELU	3042,09	1703,24	3830	8809.45	3001.27	3830
ELS	2321,5	1193,36	3830	3662,15	1981,28	3830

Dans les deux cas nous avons :

- $N_{Max} < Q_p$. → pas de risque de poinçonnement.
- $N_{Min} > 0$ → pas de risque de soulèvement.

VIII.4.1.5 Ferrailage de la semelle

Nous avons utilisé la méthode des bielles pour ferrailer la semelle, cette méthode est conditionnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \geq 45^\circ \\ h \geq \frac{L}{2} - \frac{b}{4} \end{array} \right.$$

Avec:

- **h = H - d'**;
- **L** : entraxe entre les pieux;
- **b**: diamètre du fût.

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII-19: vérification de l'application de la méthode des bielles

Cas de la pile		Cas de la culée	
L(m)	3,6	L(m)	3,6
b(m)	1,5	b(m)	1,4
H(m)	1,6	H(m)	1,8
d' (m)	0,1	d' (m)	0,1
h(m)	1,5	h(m)	1,7
$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1.425	$\frac{L}{2} - \frac{b}{4}$ (m)	1,45
$\alpha_1 = \alpha_2 = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right) (^{\circ})$	46,49	$\alpha_1 = \alpha_2 = \arctg\left(\frac{h}{\frac{L}{2} - \frac{b}{4}}\right) (^{\circ})$	49,56
Conditions	vérifiées	Conditions	vérifiées

La section d'armature transversale inférieure est déterminée par la méthode des bielles est égale à :

$$A_s = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{\left(\frac{L}{2} - \frac{b}{4}\right)}{h}$$

Tableau VIII-20: Calcul du Ferrailage des semelles

Cas de la pile		Cas de la culée	
N _{Max-ELS} (MN)	2,32	N _{Max-ELS} (MN)	2,82
σ _a (ELS) (MPA)	333,33	σ _a (ELS) (MPA)	333,33
A _s (cm ²)	66,16	A _s (cm ²)	76,76

Les armatures transversales principales placées dans les bandes axées sur les pieux, ayant une largeur (L) telle que :

$$L = h + \Phi_{\text{pieu}}$$

- Pour la semelle sous la pile **L = 2,7 m.**
- Pour la semelle sous la culée **L = 2,9 m.**

Tableau VIII-21: Calcul du ferrailage de la semelle pour la pile

	Section (cm ²)/ml	Choix des barres	Espacement (cm)
Les armatures transversales inférieures	$A_{s1} = A_s/L = 24,5$	HA25	20
Armatures longitudinales inférieures	$A_{s1}/2 = 12,25$	HA16	15
Armatures transversales supérieures	$A_{s1}/3 = 8,17$	HA14	20
Armatures longitudinales supérieures	$A_{s1}/4 = 6,13$	HA12	15
Armatures latérales	$A_{s1}/10 = 2,45$	HA12	20

Tableau VIII-22: Calcul du ferrailage de la semelle pour la culée

	Section (cm ²)/ml	Choix des barres	Espacement (cm)
Les armatures transversales inférieures	$A_{s1} = A_s/L = 24,88$	HA25	20
Armatures longitudinales inférieures	$A_{s1}/2 = 12,44$	HA16	15
Armatures transversales supérieures	$A_{s1}/3 = 8,29$	HA14	20
Armatures longitudinales supérieures	$A_{s1}/4 = 6,22$	HA12	15
Armatures latérales	$A_{s1}/10 = 2,49$	HA12	20

VIII.4.2 Etude des pieux

Nous avons fait l'étude des pieux pour la pile la plus haute

VIII.4.2.1 Actions sur les pieux

➤ **Moments fléchissant :**

Le moment en tête du pieu donné par la relation suivante :

$$\bar{M} = -\frac{X_{\varphi}^H}{X_{\varphi}^M} \times \frac{\bar{P}}{\lambda}$$

Avec :

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{bCu}{4EI}} = 0,228$$

- **E** : module d'élasticité du béton ;
- **I** : moment d'inertie du pieu ;
- **b** : largeur du pieu.

Donc, nous tirons les valeurs de (X_{ϕ}^H, X_{ϕ}^M) pour $\lambda \times L = 4,51$ à partir du tableau WERNER.

$$\lambda L = 4,51 \rightarrow \begin{cases} X_{\phi}^H = 1,31 \\ X_{\phi}^M = 1,57 \end{cases}$$

D'où

Tableau VIII-23: Effort agissant sur les pieux

	Cas de la pile		
Etat	\bar{M} (KN.m)	\bar{P} (KN/pieu)	N_{cor} (KN)
ELU	414,92	113,14	1703,24
ELS	308,57	84,14	1193,36

VIII.4.2.2 Ferrailage

Le pieu est considéré comme une pièce soumise à la flexion composée.

❖ **Armatures verticales :**

Avec EXPERT BA → $A_s = 113 \text{ cm}^2$ → 24HA25 avec un espacement de 15 cm

❖ **Cerces transversales :**

Avec EXPERT BA → HA14 avec un espacement de 10cm en zone critique et de 20 en zones courantes

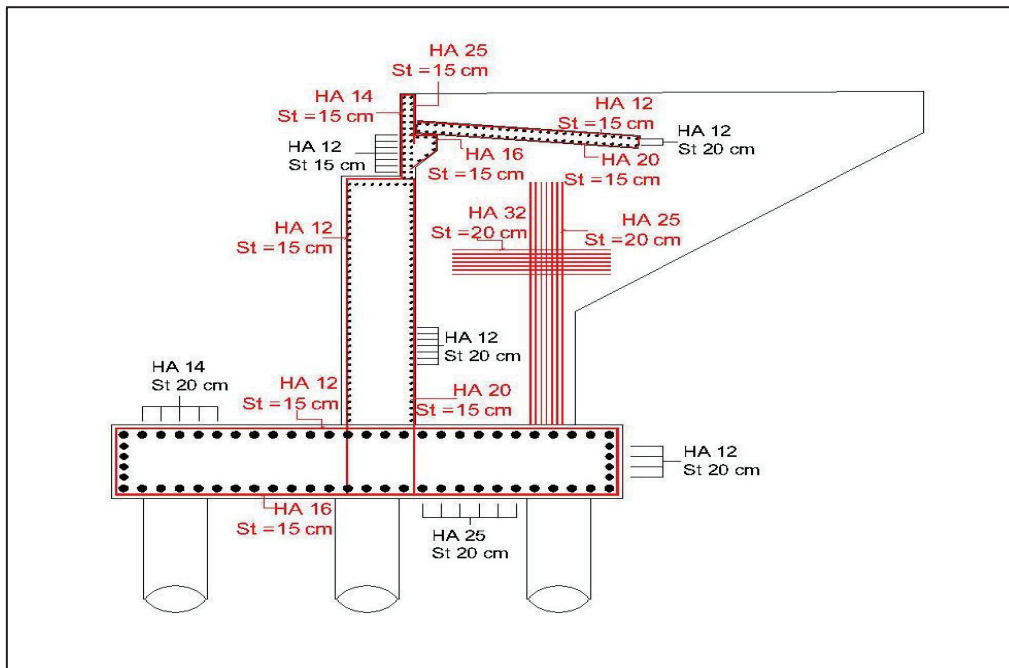


Figure VIII-4: Croquis du ferrailage de la culée et sa fondation

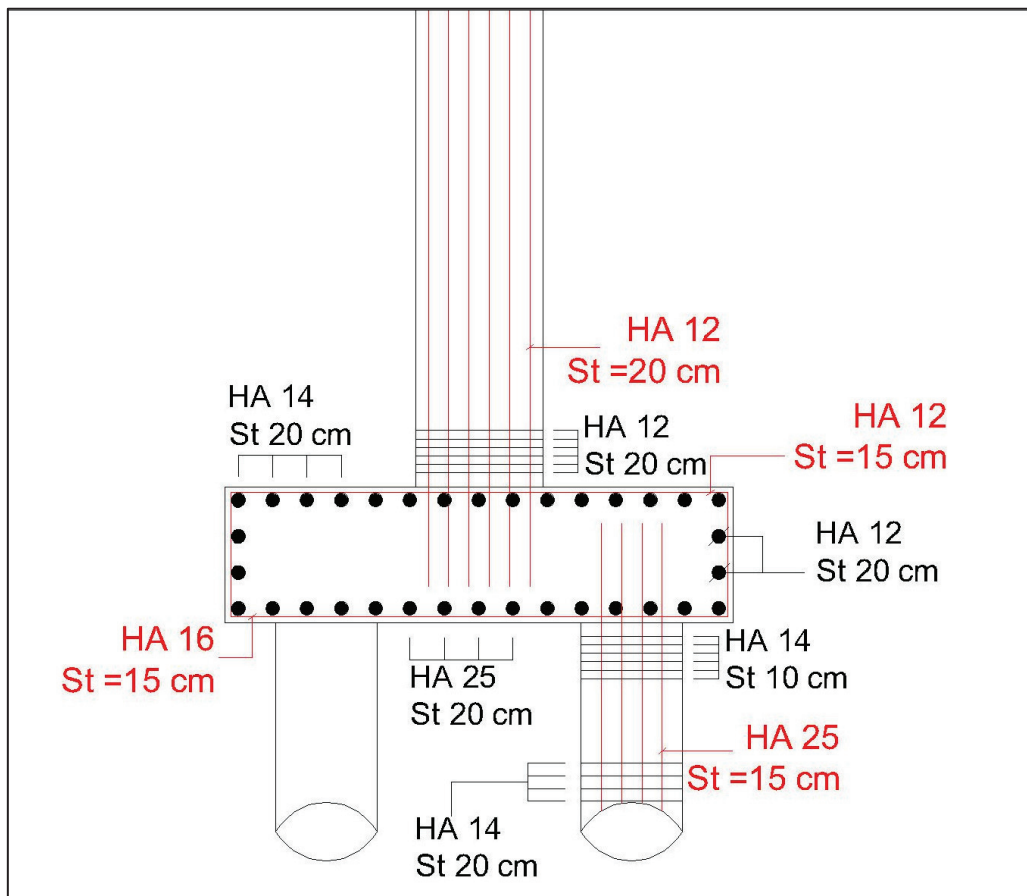


Figure VIII-5: Croquis du ferrailage de la pile, et sa fondation

Conclusion

CONCLUSION

Le projet de fin d'étude que nous avons réalisé est la dernière étape et ô combien importante de notre formation. Il nous a donné l'occasion d'appliquer les connaissances théoriques acquises durant nos années à l'école.

Pendant la réalisation de notre projet nous avons approfondi nos connaissances dans plusieurs disciplines des sciences de l'ingénieur comme le béton armé et précontraint, la résistance des matériaux et la dynamique des structures.

Nous avons appris que la phase de conception est déterminante pour la suite du projet, c'est durant cette phase que nous avons cherché des solutions pour répondre aux contraintes imposées par le site tout en respectant les aspects techniques et économiques pour au final choisir le type d'ouvrage le plus adapté au site.

La phase d'étude était très enrichissante aussi car nous avons appris à exercer et maîtriser la modélisation sur logiciels et aussi, elle nous a donné l'occasion d'appliquer les différents règlements ce qui nous a poussé à faire des recherches et enrichir notre bibliothèque de connaissances.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Document SETRA. Guide de conception ponts mixtes acier-béton.
- Documents SETRA. Guide de conception ponts-routes à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP).
- Document SETRA. Guide de conception ponts en béton précontraint construits par encorbellements successifs.
- Document technique réglementaire. . Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts routes RCPR.
- Document technique réglementaire. . Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA 2008.
- Cours béton armé Mr.BENREDOUANE école national supérieur des travaux publics ENSTP.
- Cours béton précontraint Mr.AMIEUR école national supérieur des travaux publics ENSTP.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton précontraint suivant la méthode des états limites. Règle BPEL 91 révisées 99.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites. Règle BAEL 91 révisées 99.
- La précontrainte Freyssinet.
- Document SETRA. Appareils d'appuis en élastomère fretté.

A. Essais in situ et labos

A.1 Données géotechnique :

Sur ce site il a été réalisé deux types de sondages : 03 sondages carottes de 20 a 25 mètres de profondeur et 02 sondages préssiométriques de 22 a 23 mètres de profondeur.

a. Sondages carottés

Les sondages carottés montrent que le sous-sol du site est constitué de :

✓ Sondage N°01

- **03.00 m** : Remblais (tout venant d'oued)
- **03.00 – 12.0m** : Alluvions moyennes à grossières (argiles, limons, sables, graviers, galets et passages de blocs)
- **12.00 – 15.0 m** : Alluvions fines à moyennes légèrement compactes (Argiles, limons, sables, graviers, galets et passages de blocs)
- **15.00 – 17.0 m** : Marnes schisteuses altérées et friables
- **17.00 – 20.0 m** : Marnes à marno-calcaires grisâtres

✓ Sondage N°02

- **2.50 m** : Remblais (tout venant d'oued)
- **2.50 – 13.0 m** : Alluvions moyennes à grossières (argiles, limons, sables graviers, galets et passages de blocs)
- **13.00-14.0m** : Sables associés aux graviers et galets ;
- **14.00 – 18.0 m** : Marnes schisteuses altérées et friables ;
- **18.0 – 25.0 m** : Marnes à marno-calcaires grisâtres.

✓ Sondage N°03

- **3.40 m** : Remblais (tout venant d'oued)
- **3.40 – 11.00 m** : Alluvions moyennes à grossières (argiles, limons, sables, graviers, galets et passages de blocs)
- **11.00-16.00m** : Sables associés aux graviers et galets ;
- 16.00 – 17.50 m** : Marnes schisteuses altérées et friables;
- **17.50 – 25.0 m** : Marnes à marno-calcaires grisâtres.

L'examen des coupes de sondages carottés montrent que le sous-sol est constitué par les dépôts alluvionnaires appartenant au lit actuel et à la basse terrasse de l'Oued Sahel, elles sont constituées d'alternances de graviers et cailloux avec une matrice sableuse constituée de sable fin à moyen avec présence de graviers et sables fin argileux à argile sableuse reposant sur un complexe marneux représentés par des marnes schisteuses évoluant vers des marnes compactes à marno-calcaires.

b. Sondage préssiométriques

Deux (02) sondages préssiométriques de 22 et 23m de profondeur ont été implantés à proximité des points de sondages carottés afin d'établir des corrélations entre les résultats des essais préssiométriques et la lithologie du terrain.

Les essais préssiométriques ont été réalisés conformément aux dispositions de la norme NFP94-110. Ces essais permettent de mesurer les paramètres suivants :

- Module préssiométriques **E** ;
- Pression limite **PI** ;
- Pression de fluage **Pf**.

Les essais préssiométriques ont été effectués à chaque pas de 2m, le long des profondeurs investiguées. Les valeurs de pressions limites et modules préssiométriques sont insérés dans les tableaux suivants :

✓ **Sondage N°01**

Tableau A-1 : Résultats du sondage préssiométrique SP01

Profondeur(m)SP1	Module de deformation E (bars)	Pression limitePI (bars)	E/PL
2	58,28	7,06	8,25
4	156,46	6,74	23,21
6	54,86	5,95	9,22
8	240,22	12,19	19,71
10	145,92	16,85	8,66
12	168,33	18,93	8,89
14	282,82	24,01	11,78
16	360,84	28,91	12,48
18	380,05	32,95	11,53
20	750,81	45,59	16,47
22	971.06	51.79	18.75

✓ Sondage N°02

Tableau A-2 : Resultats du sondage pressiometrique SP02

Profondeur(m)SP2	Module de deformation E (bars)	Pression limitePI (bars)	E/PL
2	96,21	9,09	10,58
4	99,07	8,43	11,75
6	93,27	6,12	15,24
8	101,99	11,34	8,99
10	141,77	14,01	10,12
12	168,33	19,14	8,79
14	264,83	21,3	12,43
16	408,25	30,55	13,36
18	1419,29	35,79	39,66
20	667,54	48,68	13,71
22	716.23	56.63	12.65
23	845.67	58.23	14.52

Les essais préssiometriques ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites jusqu'à 10m de profondeur puis elles deviennent moyennes à élevées le long des profondeurs investiguées.

Des échantillons intacts et remaniés prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été amené au laboratoire et soumis à des essais physiques et analyses chimiques sommaires à savoir :

- Mesure de teneur en eau **NF P 94-050.**
- Mesure de densités **NF P 94-064.**
- Analyse granulométrique **NF P 94-056.**
- Résistance à la compression **NF P94-077.**
- Analyses chimiques sommaires **NF P 18-011.**

ANNEXE A : Essais in-situ et labos

Les résultats des essais au laboratoire sont insérés dans les tableaux suivants :

Tableau A-3

Sondage		SC01 5.1-5.5m	SC01 13.2- 13.4m	SC02 6.5- 6.7m	SC02 13.8- 14.0m	SC03 12.2- 12.4m
Teneur /Eau Wn%		2.35	5.40	2.28	4.70	5.32
Densité Sèche γ_d (T/M ³)		2.36	2.31	2.26	2.34	2.17
Densité Humide γ_h (T/M ³)		2.42	2.43	2.31	2.45	2.29
Degré De Saturation (Sr%)		44.71	85.21	31.49	82.49	59.41
GRANULARITE ET SEDIMENTOMETRIE % TAMISAT	2mm	99.62	42.11	25.00	36.67	98.15
	80 μ m	6.63	13.53	9.00	11.92	43.78

Tableau A-4

Résistance mécanique	SC1 (17.5 -17.7)	SC2 (22.1-22.3)	SC3 (19.8-20.0)
Densité Humide γ_h (T/M ³)	2.46	2.49	2.68
Valeurs de Rc(en bars)	44	146	152

❖ Interprétation

• Formation alluvionnaire

- Ces sols ont donné des densités humides élevées qui varient entre 2.31 et 2.45t/m³.
- Ces sols ont donné des densités sèches élevées qui varient entre 2.17 et 2.36t/m³.
- Ces sols ont donné des teneurs en eau très faibles qui varient entre 2.28 et 5.40 %
- Ces sols sont humides avec des degrés de saturation qui varient entre 31.49et85.21%.
- Les analyses granulométriques indiquent un sol grenu, car moins de 50% des éléments passent au tamis 80 μ m.

Ces sols alluvionnaires sont caractérisés en général par :

- Des indices de plasticité qui sont non mesurables
- Ces sols présentent des valeurs élevées de densité Proctor.
- Ces sols présentent des teneurs optimums Proctor inférieures aux teneurs en eau naturelles
- Le matériau ne présente aucune sensibilité à l'eau et il présente des modules EV2 >80 bars

ANNEXE A : Essais in-situ et labos

➤ Formation marneuse

- Ces sols ont donné des densités humides élevées qui varient entre 2.46 et 2.68t/m³.
- Les essais de résistance à la compression simple ont donné des valeurs Rc très faibles à légèrement élevées

❖ Analyses Chimiques de sol

Les résultats obtenus sont insérés dans le tableau suivant :

Tableau A-5

Désignation	Teneur exprimée en % par rapport au mat. Sec				Teneurs en anions de sulfate
	% Insoluble	% Carbonate	% gypse	% Chlorure	SO ₄ ⁻ mg / kg
Des échantillons					
SC01 (8.1-8.30m)	63.30	31.20	Traces	Néant	Traces
SC02 (17.3-17.5m)	61.80	33.50	Traces	Néant	Traces
SC03 (20.6-20.8m)	65.40	28.20	Néant	Néant	Traces

❖ Spécifications

Circulaire du Ministère de l'habitat N° 83/04 du 04/12/1983

Tableau A-6

SO ₄ ⁻	<2000 mg/Kg	Agression nulle
SO ₄ ⁻	2000à 6000 mg/Kg	Agression faible
SO ₄ ⁻	6000à 12000 mg/kg	Agression modérée
SO ₄ ⁻	>12000 mg/Kg	Agression forte

D'après la norme NF P 18-011 du 06/92, ces résultats traduisent une agressivité nulle pour le bétonhydraulique de l'infrastructure.

❖ Analyses Chimiques d'eau

L'échantillon d'eau prélevé dans le puits réalisé au niveau du lit d'oued a été soumis aux analyses chimiques :

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Tableau A-7

Désignation	Teneur en chlorure	Teneur en anions de sulfate
Échantillons	Cl ⁻ mg/l	SO ₄ ⁻ mg / l
Echantillon d'eau prélevé au niveau d'un puit réalisé sur le lit d'oued	229.30	108.80

Vu la teneur en sulfates, cette eau présente une agressivité faible.

Selon la norme NF EN 206/1, l'échantillon d'eau prélevé est situé dans la classe XA1 donc pas de recommandations particulières (ciment normal CPJ). Ceci montre que cela ne nécessite aucun traitement en ciment CRS pour le béton de l'infrastructure.

A.2 Données géologiques

La géologie du site est constituée par les unités lithostratigraphiques suivantes :

- **Les dépôts quaternaires**: Ils sont représentés par les dépôts des terrasses alluviales et les colluvions (éboulis de pente).
- **Les dépôts alluvionnaires** : occupant les berges du lit de l'oued sont très répandues au niveau du site. Ils sont constitués essentiellement par un mélange d'argiles, de limons, de sables fins à grossiers et un faible pourcentage de graviers.

Les dépôts alluvionnaires récents appartiennent au lit actuel et à la basse terrasse de l'oued, elles sont constituées d'alternances de graviers et cailloux avec une matrice sableuse constituée de sable fin à moyen avec présence de graviers et sables fin argileux à argile sableuse parfois à aspect vaseux. L'épaisseur de ces alluvions est variable, et peut atteindre parfois les 25 m, mais elle diminue dans la mesure où l'on s'approche des berges.

- **Le complexe marneux à marno-calcaires**: Ce complexe est constitué par des marnes schisteuses évoluant vers des marnes compactes à marnocalcaires.

B. DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

B.1 TABLIER

MOMENT FLECHISSANT

- Combinaisons a l'ELS



Figure B-1 G

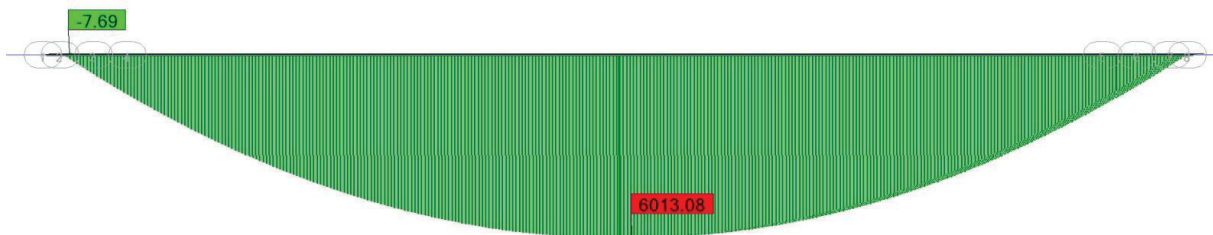


Figure B-2 : G +1,2A(l)2 +ST



Figure B-3 : G +1,2Bc1 +ST

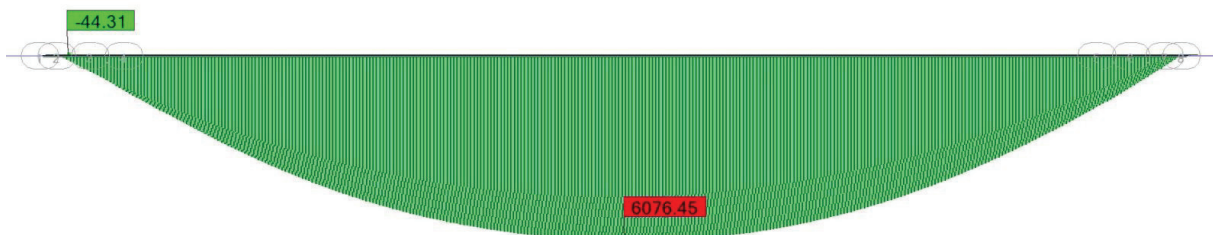


Figure B-4 : G +1,2Bc2 +ST

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

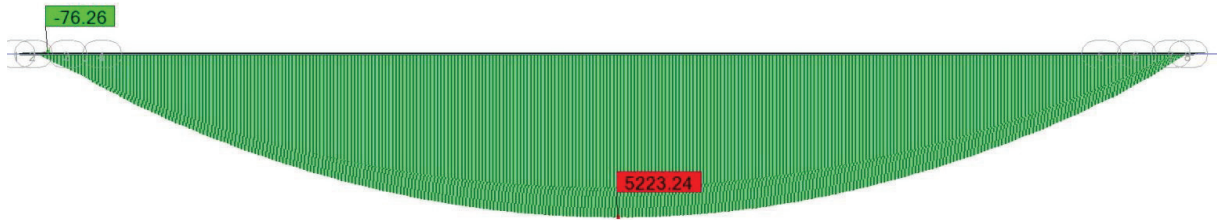


Figure B-6 : G +1,2Bt1 +ST

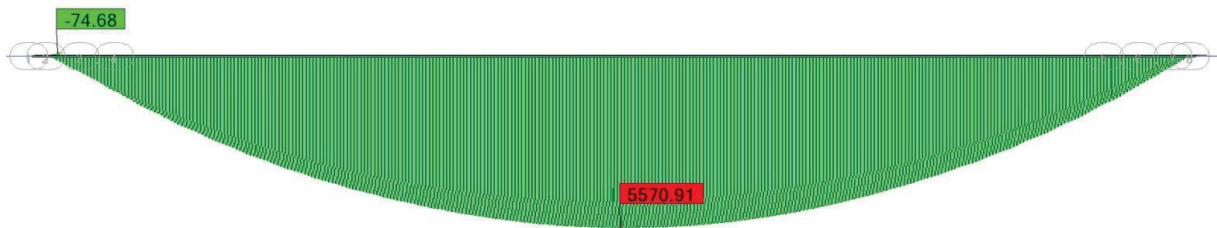


Figure B-5 : G +1,2Bt2 +ST

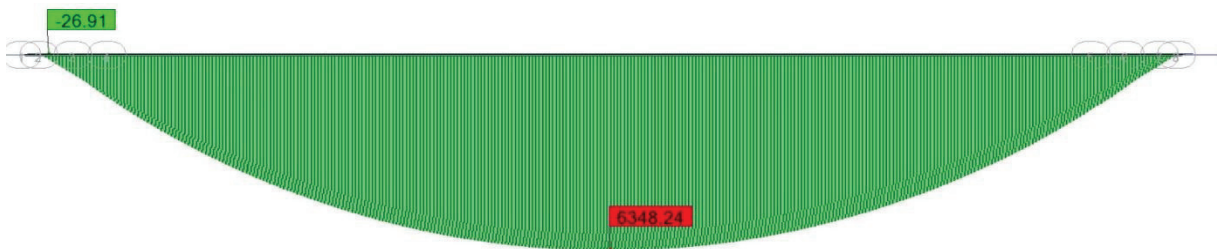


Figure B-8 : G + D240

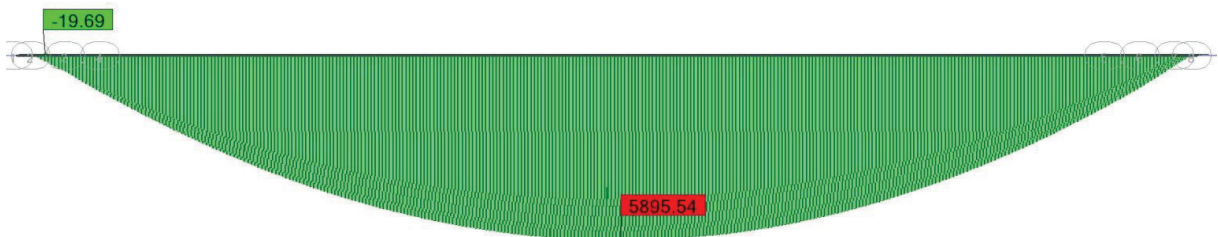


Figure B-7 : G + Mc120

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

- **Combinaisons a l'ELU**

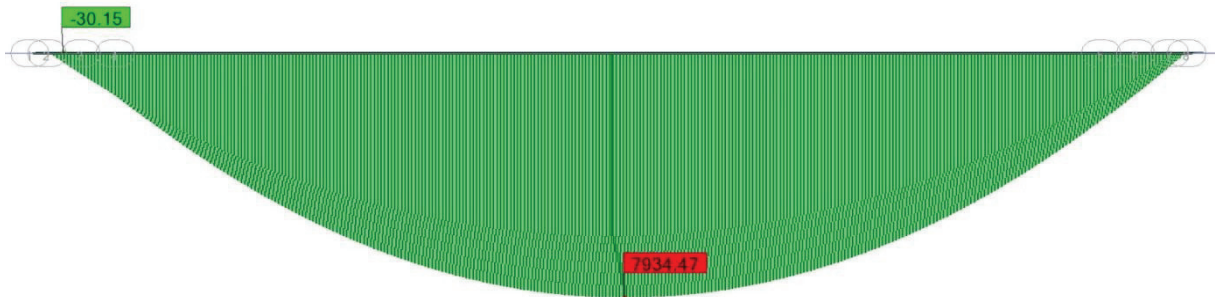


Figure B-9 : 1,35G + 1,6A(I)1 + 1,6ST



Figure B-10 : 1,35G + 1,6A(I)2 + 1,6ST

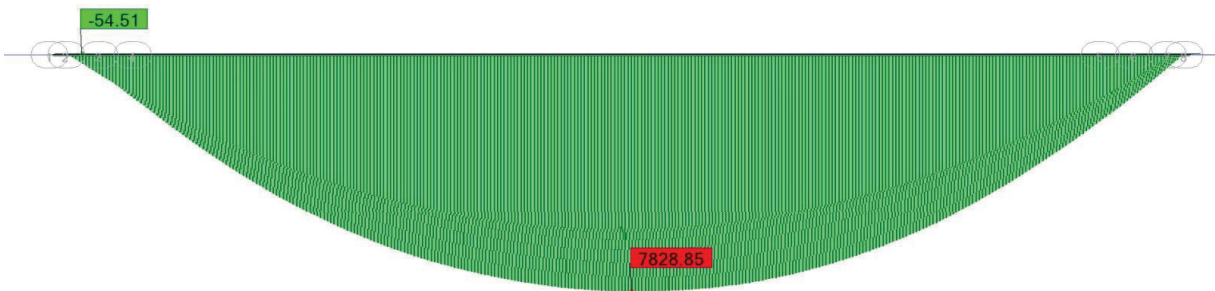


Figure B-11 : 1,35G + 1,6Bc1 + 1,6ST

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes



Figure B-12 : $1,35G + 1,6Bc2 + 1,6ST$



Figure B-13 : $1,35G + 1,6Bt1 + 1,6ST$

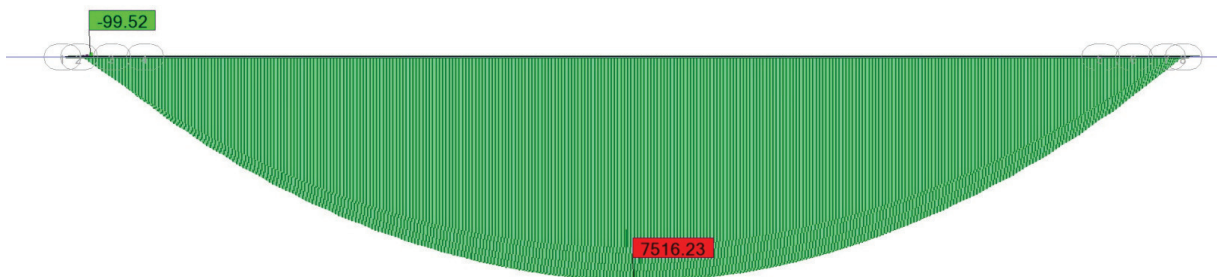


Figure B-14 : $1,35G + 1,6Bt2 + 1,6ST$

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

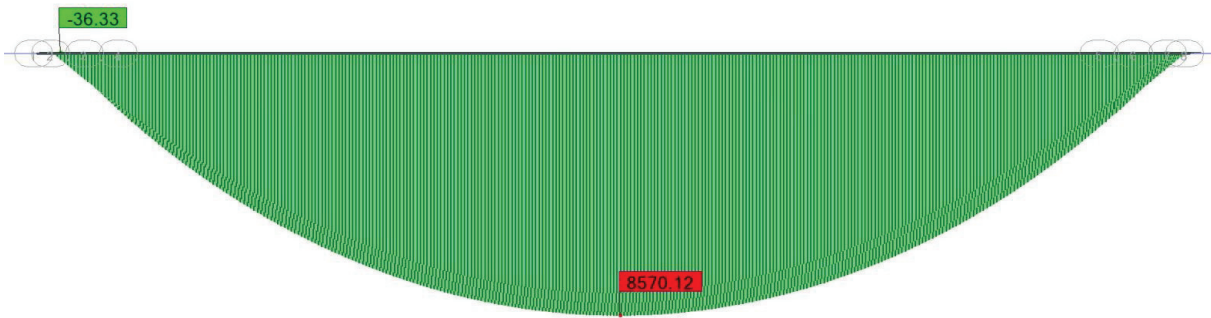


Figure B-16 : 1,35G + 1,35D240

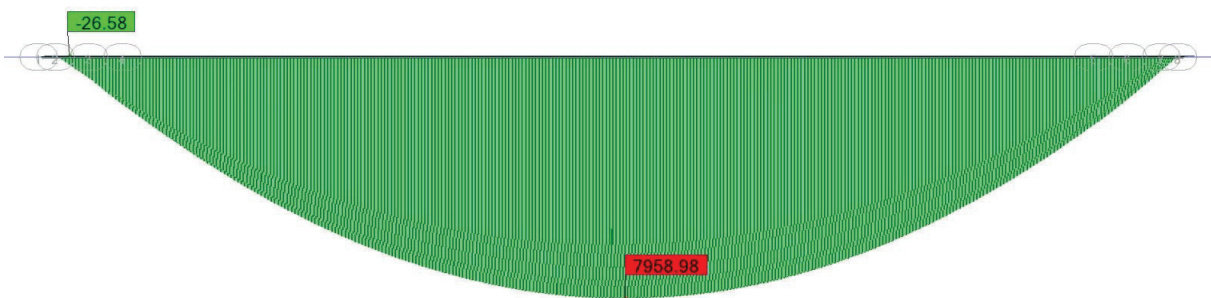


Figure B-15 : 1,35G + 1,35Mc120

EFFORT TEANCHANT

- **Combinaisons a l'ELS**

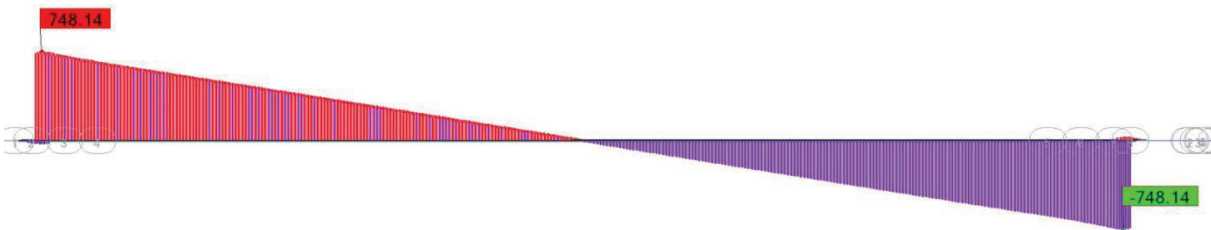


Figure B-18 : G + 1,2A(0)2 + ST

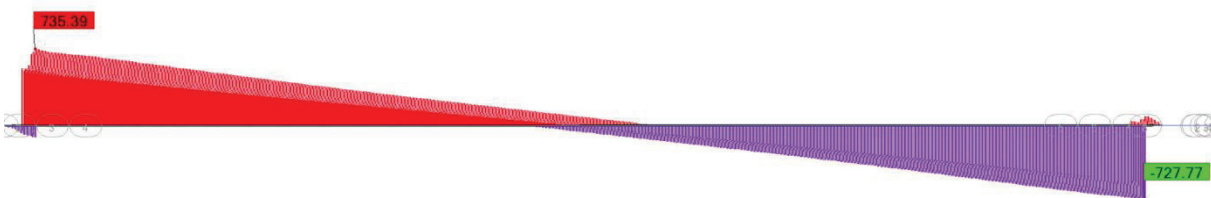


Figure B-17 : : G + 1,2Bc1 + ST

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

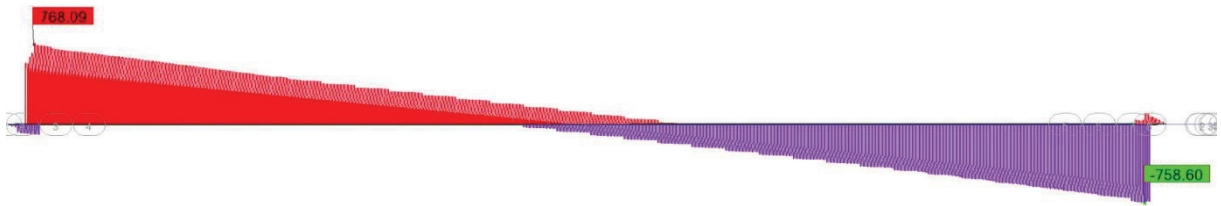


Figure B-19 : G +1,2Bc2 +ST

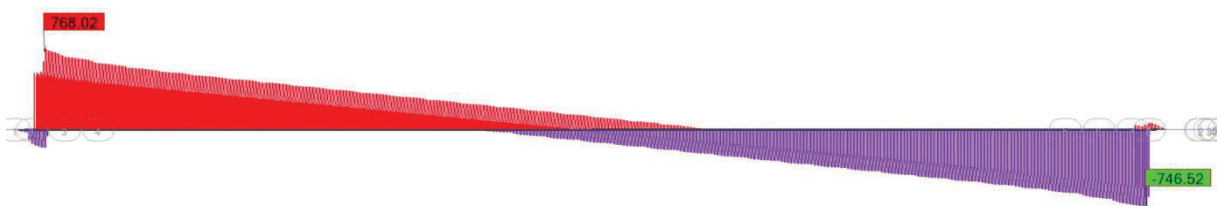


Figure B-20 : G +1,2Bt1 +ST



Figure B-22 : G +1,2Bt2 +ST

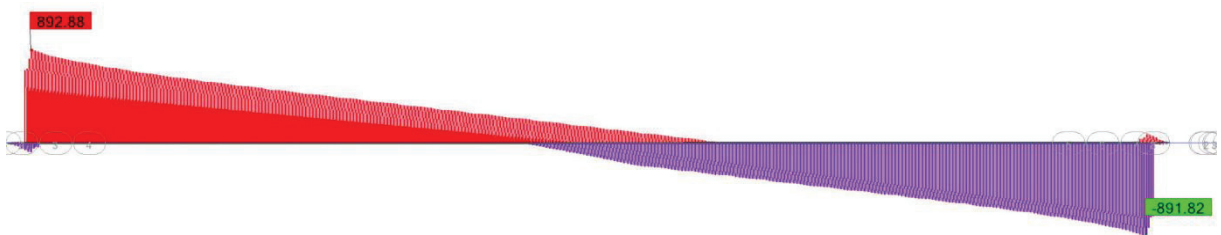


Figure B-21 : G +D240

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

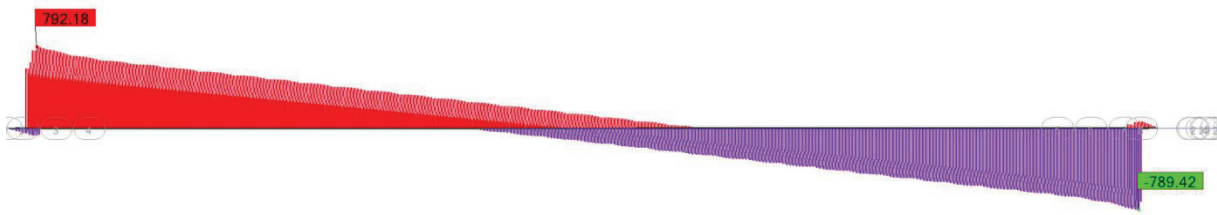


Figure B-23 : G + Mc120

- **Combinaisons a l'ELU**

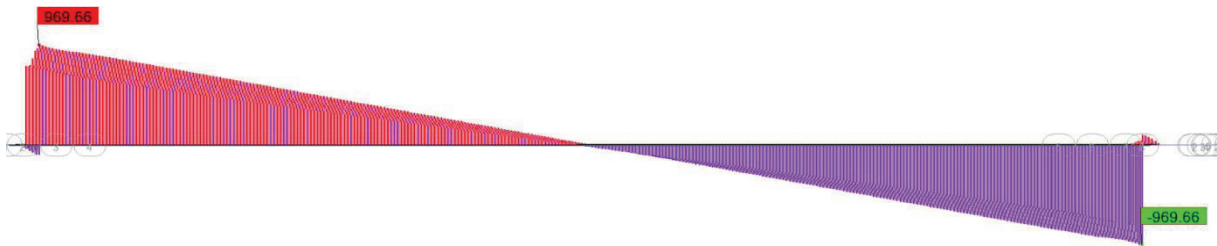


Figure B-24 : 1,35G + 1,6A(I)1 + 1,6ST

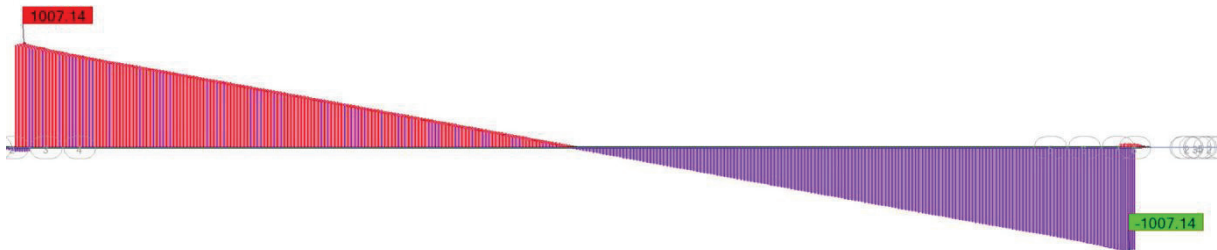


Figure B-26 : 1,35G + 1,6A(I)2 + 1,6ST

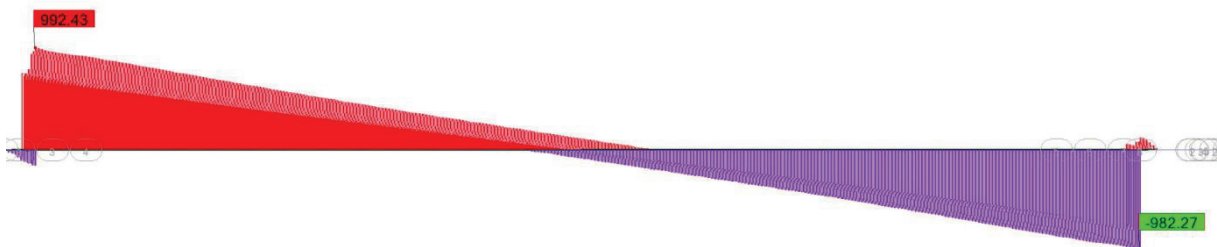


Figure B-25 : 1,35G + 1,6Bc1 + 1,6ST

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

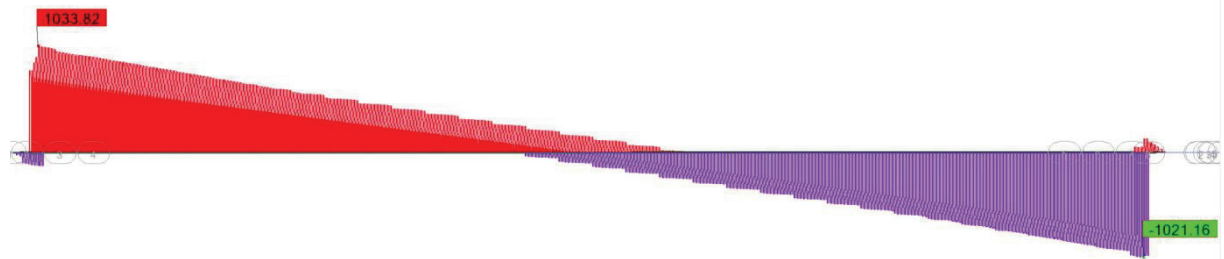


Figure B-28 : 1,35G + 1,6Bc2 + 1,6ST

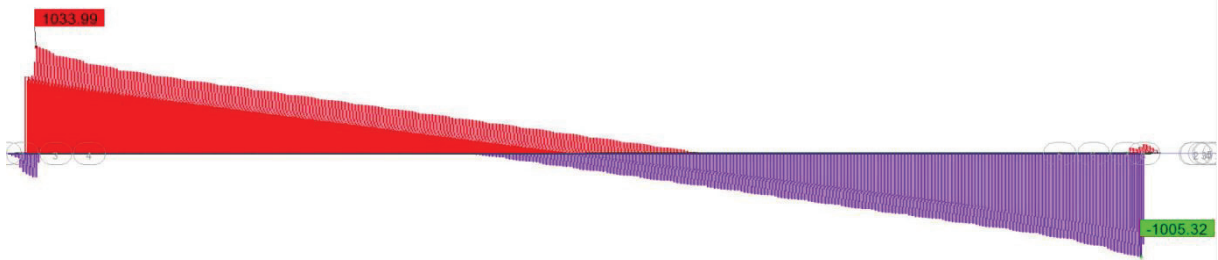


Figure B-27 : 1,35G + 1,6Bt1 + 1,6ST

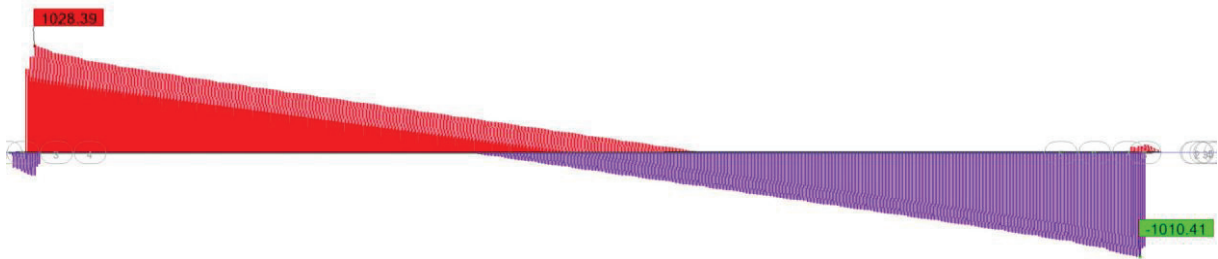


Figure B-29 : 1,35G + 1,6Bt2 + 1,6ST

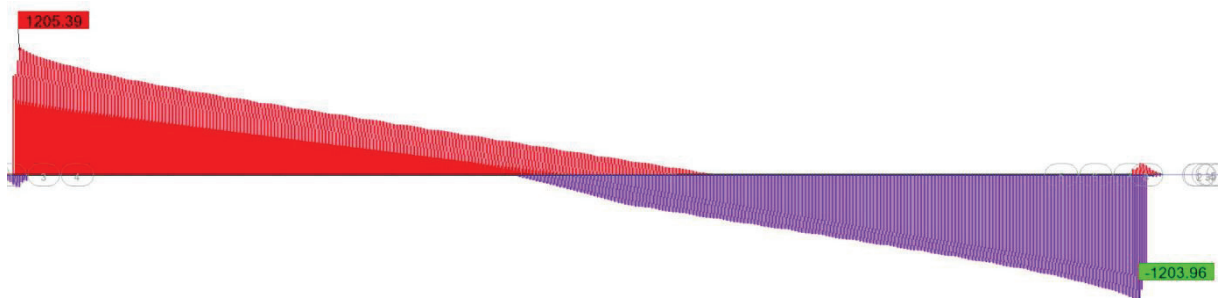


Figure B-30 : 1,35G + 1,35 D240

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

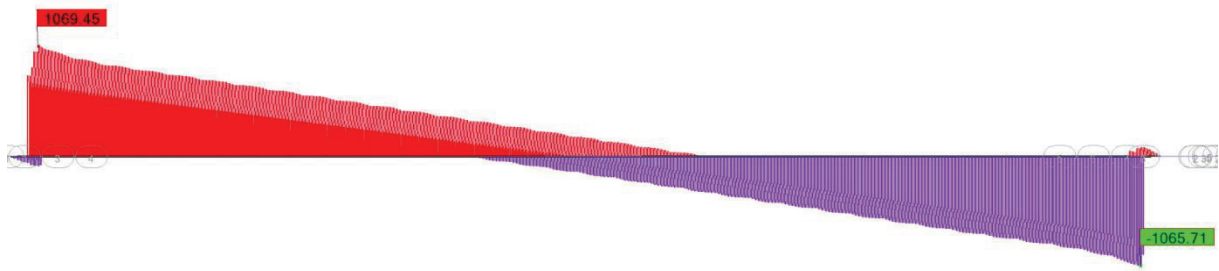


Figure B-31 : 1,35G + 1,35Mc120

B.2 HOURDIS MOMENT FLECHISSANT

- Combinaisons a l'ELU

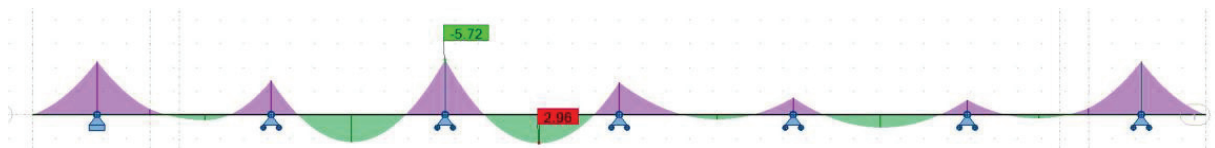


Figure B-33 : 1,35G + 1,6A(I)1 + 1,6ST

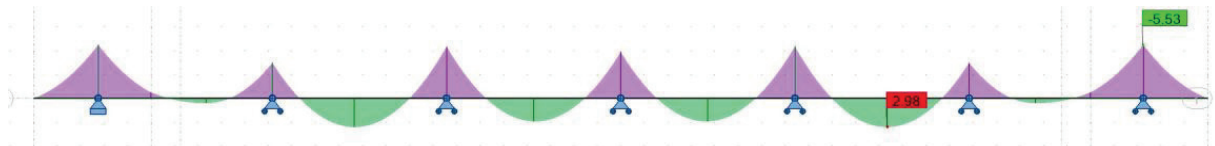


Figure B-32 1,35G + 1,6A(I)2 + 1,6ST

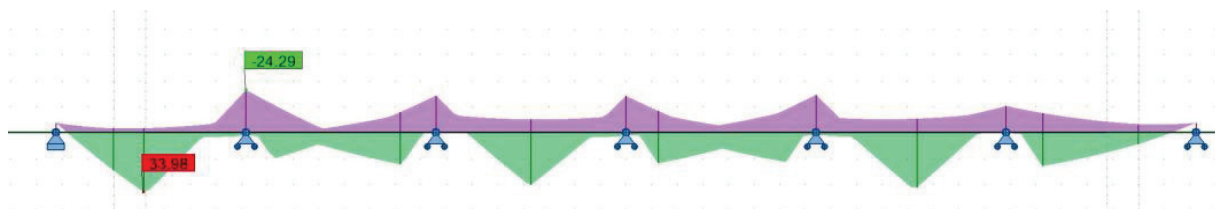


Figure B-34 : 1,35G + 1,6Bc1 + 1,6ST

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

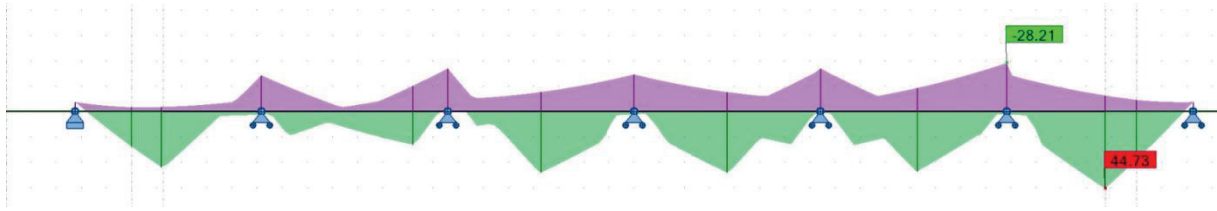


Figure B-35 : 1,35G + 1,6Bc2 + 1,6ST

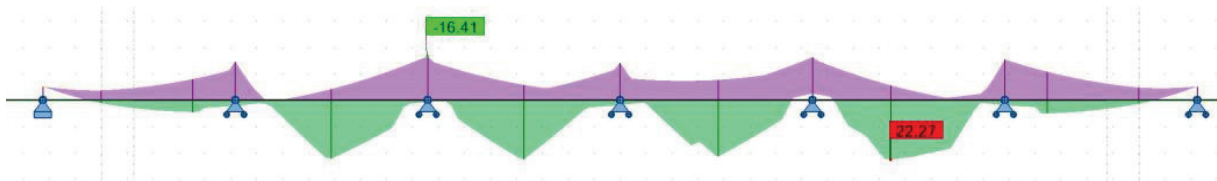


Figure B-36 : 1,35G + 1,35 Mc120

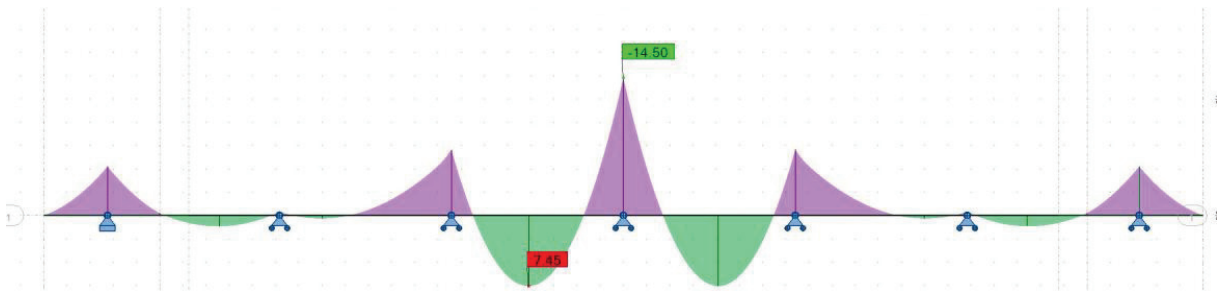


Figure B-37 : 1,35G + 1,35 D240

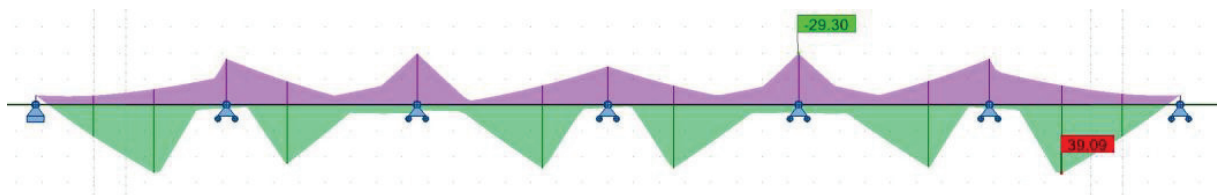


Figure B-38 : : 1,35G + 1,6Bt1 + 1,6ST

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

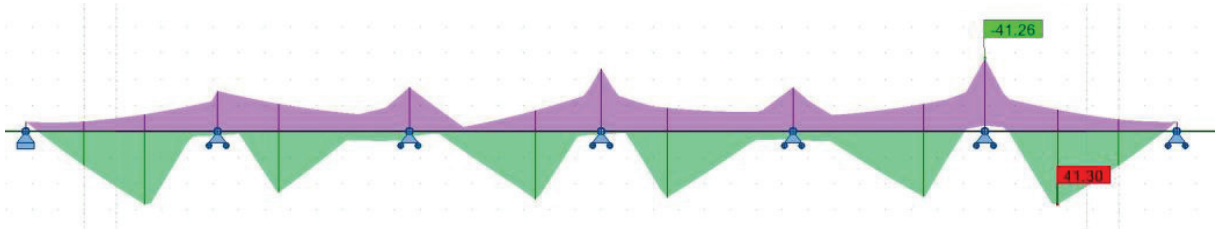


Figure B-39 : : 1,35G + 1,6Bt2 + 1,6ST

- Combinaisons a l'ELS

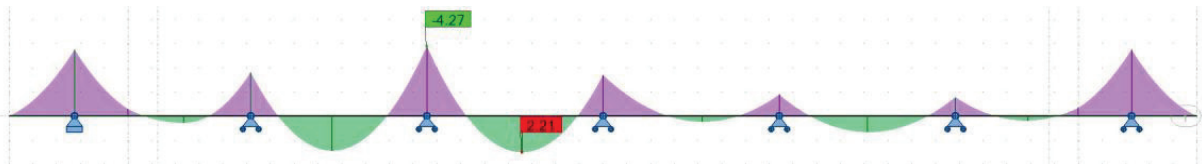


Figure B-40 : G + 1,2A(l)1 + ST

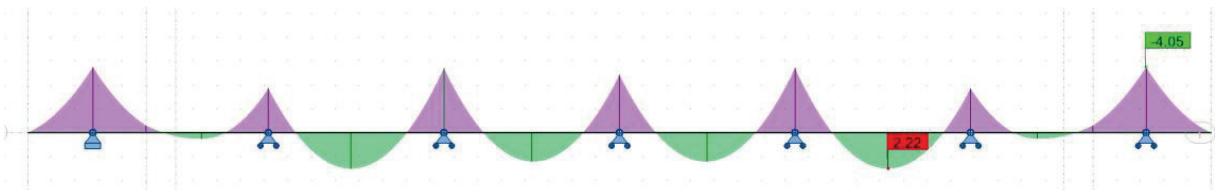


Figure B-41 : G + 1,2A(l)2 + ST

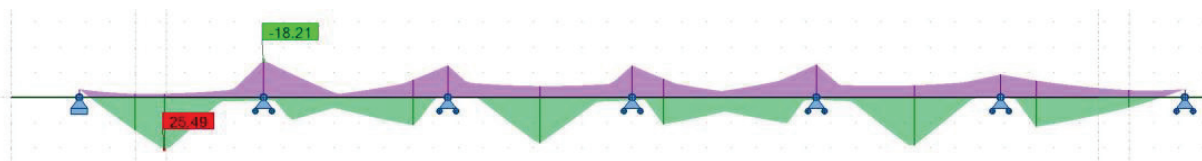


Figure B-42 : G + 1,2 Bc1 + ST

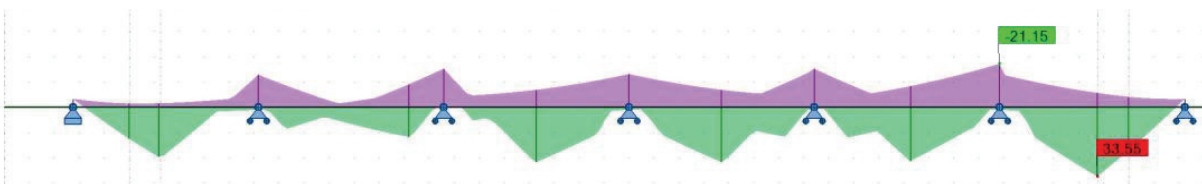


Figure B-43 : G + 1,2 Bc2 + ST

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

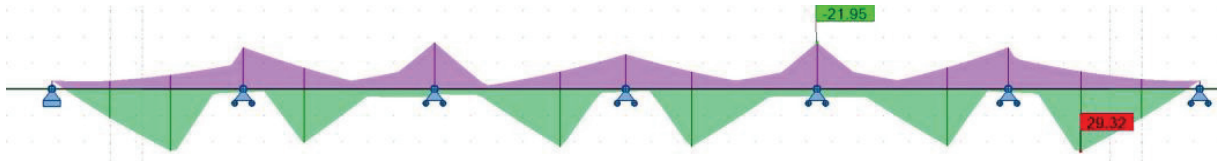


Figure B-44 : G +1,2 Bt1+ST

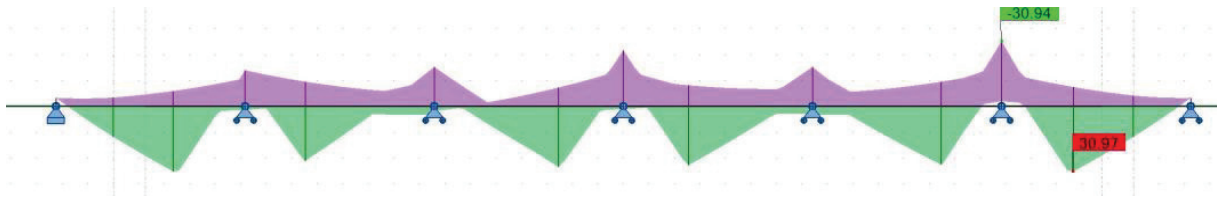


Figure B-45 : G +1,2 Bt2+ST

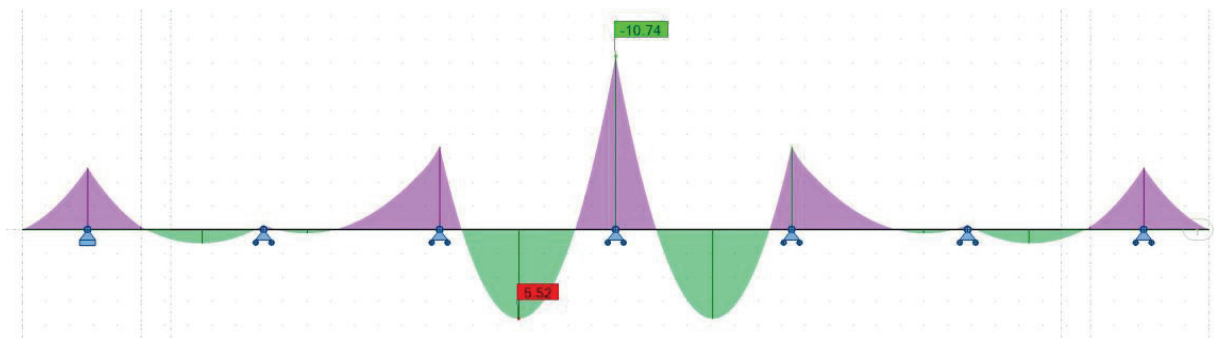


Figure B-46 : G + D 240

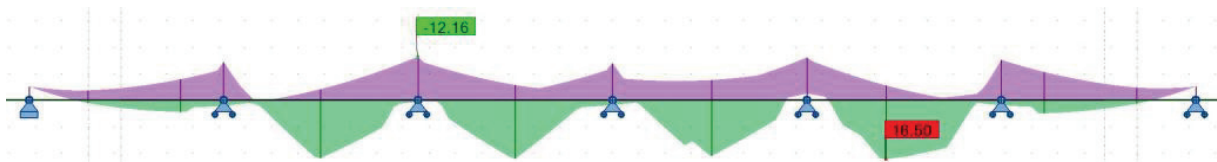


Figure B-47 : G + Mc 120

B.3

MOMENT FLECHISSANT

- Combinaisons a l'ELU

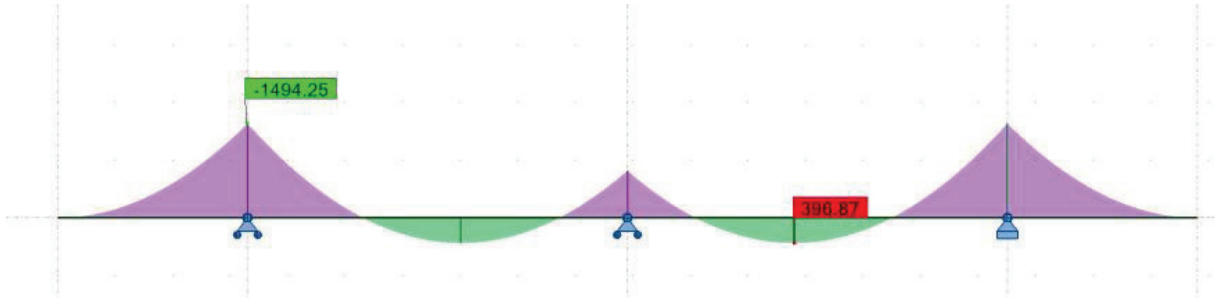


Figure B-48 : $1,35G + 1,6A(l) + 1,6ST$

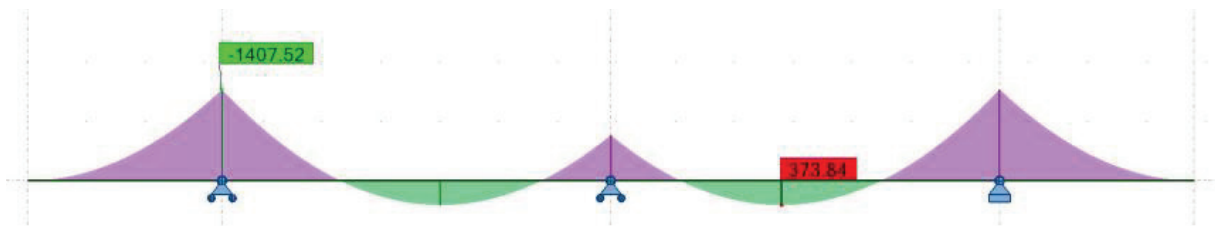


Figure B-49 : $1,35G + 1,6Bc + 1,6ST$

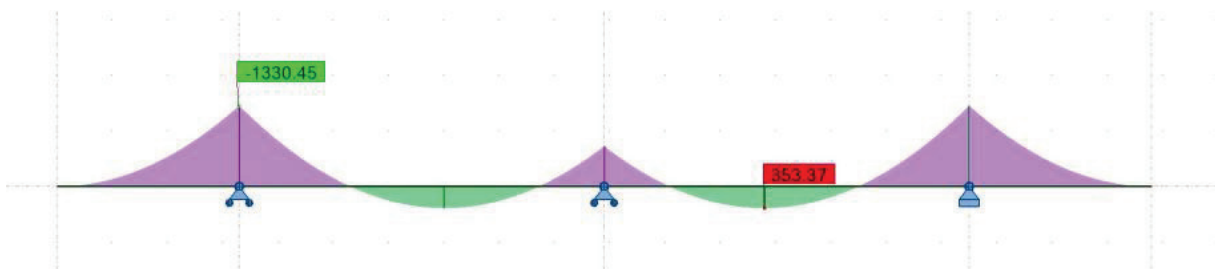


Figure B-50 : $1,35G + 1,35 Mc120$

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

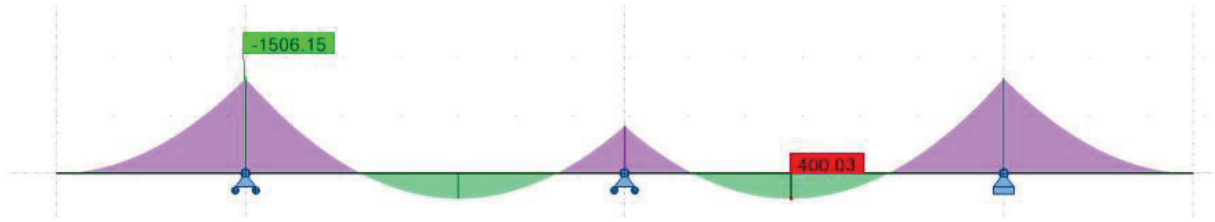


Figure B-51 : $1,35G + 1,35 D240$

- **Combinaisons à l'ELS**

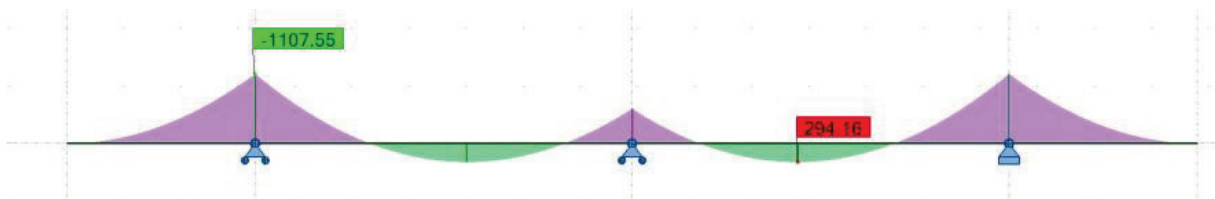


Figure B-52 : $G + 1,2A(l) + ST$

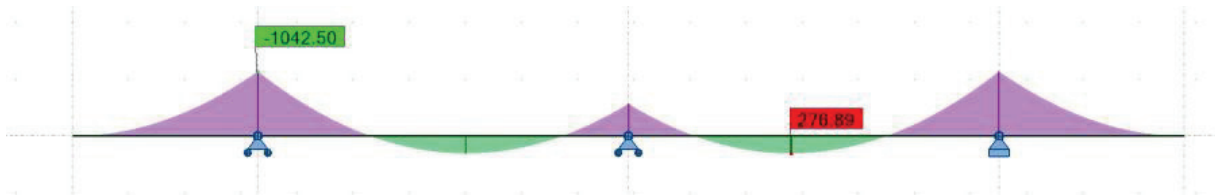


Figure B-53 : $G + 1,2Bc + ST$

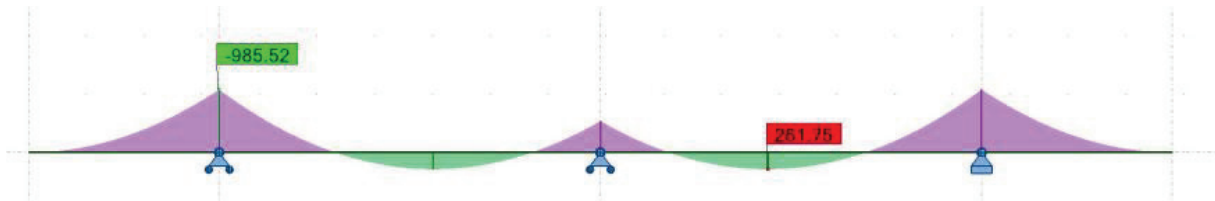


Figure B-54 : $G + Mc120$

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

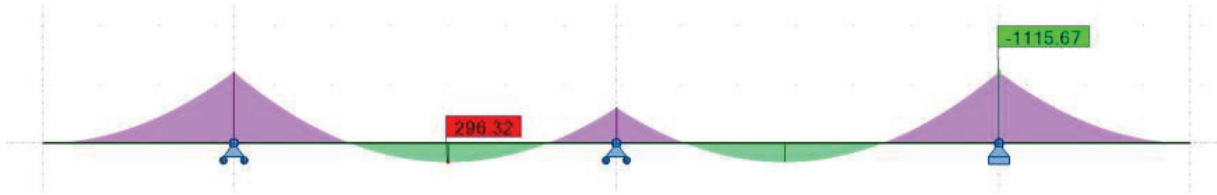


Figure B-55 : G + D240

EFFORT TEANCHANT

- Combinaisons a l'ELU

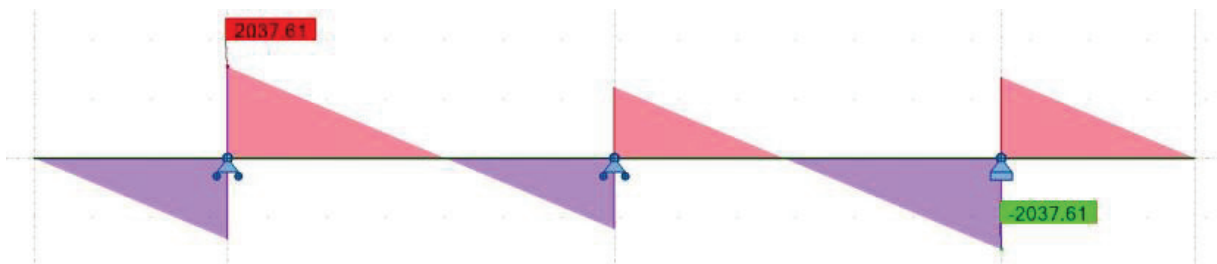


Figure B-56 : 1,35G + 1,6A(l) + 1,6ST

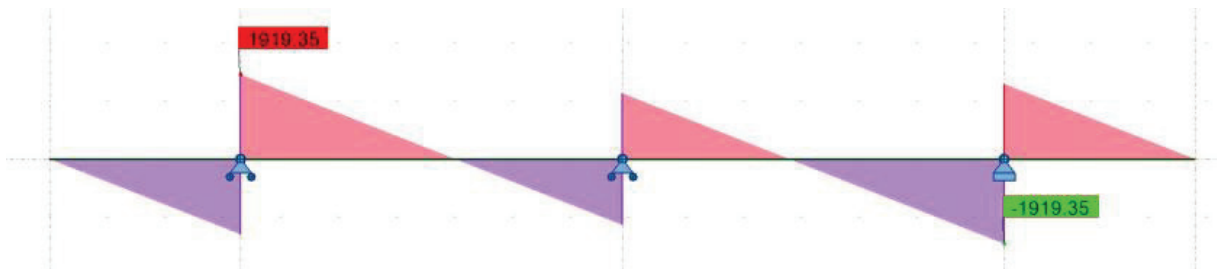


Figure B-57 : 1,35G + 1,6Bc + 1,6ST

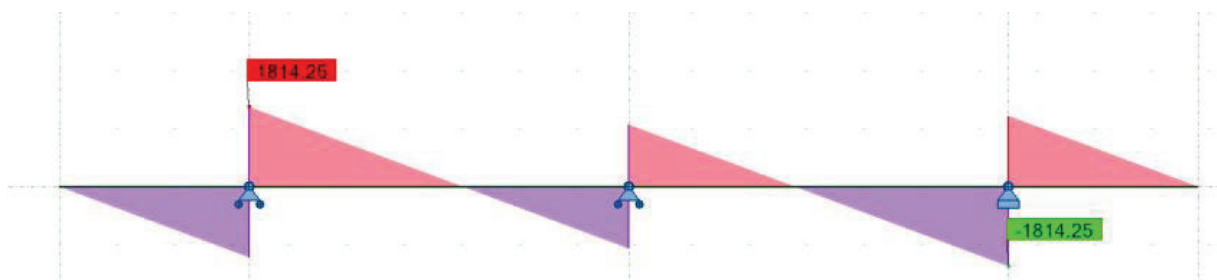


Figure B-58 : 1,35G + 1,35 Mc120

ANNEXE B : Diagrammes des efforts internes

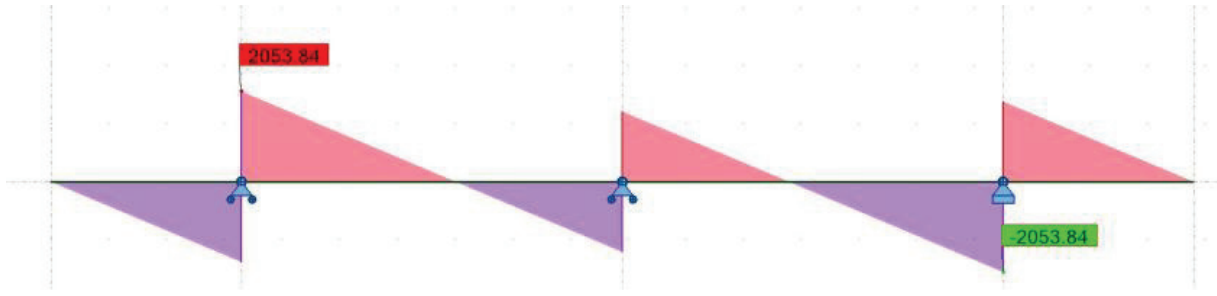


Figure B-59 : 1,35G + 1,35 D240

ANNEXE C : Tableaux de calcul des combinaisons des efforts

C. Tableaux de calcul des combinaisons des efforts

Tableau C-1 : Réactions dues aux charges et surcharges

Charge	Culée	Pile
R_G	3786,30	7572,59
R_{A(l)}	1203,48	1616,32
R_{Bc}	1116,45	1217,95
R_{Mc120}	1088,25	1144,72
R_{D240}	1758,05	2100,91
R_{ST}	50,85	101,70

Tableau C-2: Combinaisons à l'ELS des efforts à la base de la pile.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G	9328,19	540,74	4893,69	0,00	4893,69
G+1.2Al+ST	11369,47	630,28	5704,04	0,00	5704,04
G+1.2Bc+ST	10891,43	756,74	7658,84	0,00	7658,84
G+Mc120	10472,91	540,74	4893,69	0,00	4893,69
G+D240	11429,10	540,74	4893,69	0,00	4893,69

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1,35G	12593,06	635,95	6606,48	0,00	6606,48
1.35G+1.6Al+1.6ST	15341,88	755,34	7686,95	0,00	7686,95
1.35G+1.26B+1.6ST	14704,50	923,95	9212,88	0,00	9212,88
1.35G+1.35Mc120	15429,29	635,95	6606,48	0,00	6606,48
1.35G+1.35D240	12730,35	635,95	6606,48	0,00	6606,48

ANNEXE C : Tableaux de calcul des combinaisons des efforts

Tableau C-3 : Combinaisons à l'ELS des efforts à la base du mur frontal

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	7748,00	2348,23	-7117,37	648,00	-6469,36
G+0.6T+1.2Q	7748,00	2633,71	-8273,54	648,00	-7625,54
G+0.6T+1.2A(l)+ST	9243,03	2486,89	-7963,19	346,96	-7616,23
G+0.6T+1.2Bc+ST	9138,59	2564,232	-8434,97	367,85	-8067,12
G+0.6T+Mc120	8836,25	2348,23	-7117,37	430,35	-6687,01
G+0.6T+D240	9506,06	2348,23	-7117,37	296,39	-6820,97

Tableau C-4 : Combinaisons à l'ELU des efforts à la base du mur frontal

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	10459,80	3179,52	-9665,81	874,80	-8791,01
1.35G+0.9T+1.6Q	10459,80	3560,15	-11207,39	874,80	-10332,58
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	12466,73	3364,40	-10793,58	473,42	-10320,16
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	12327,48	3467,52	-11422,61	501,27	-10921,35
1.35G+0.9T+1.35Mc120	11928,94	3179,52	-9665,81	580,98	-9084,84
1.35G+0.9T+1.35D240	12833,18	3179,52	-9665,81	400,13	-9265,68

Tableau C-5 : Combinaisons à l'ELS des efforts à la base de la semelle de la pile.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G	12496,19	457,14	4868,54	0,00	4868,54
G+1.2Al+ST	14537,47	546,68	5822,16	0,00	5822,16
G+1.2Bc+ST	14059,43	673,14	8122,56	0,00	8122,56
G+Mc120	13640,91	457,14	4868,54	0,00	4868,54
G+D240	14597,10	457,14	4868,54	0,00	4868,54

ANNEXE C : Tableaux de calcul des combinaisons des efforts

Tableau C-6 : Combinaisons à l'ELU des efforts à la base de la semelle de la pile.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1,35G	16869,86	617,14	6572,53	0,00	6572,53
1.35G+1.6Al+1.6ST	19618,68	736,53	7844,03	0,00	7844,03
1.35G+1.26Bc+1.6ST	18981,30	905,14	9639,73	0,00	9639,73
1.35G+1.35Mc120	19706,09	617,14	6572,53	0,00	6572,53
1.35G+1.35D240	17007,15	617,14	6572,53	0,00	6572,53

Tableau C-7: Combinaisons à l'ELS des efforts à la base de la semelle de la culée

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
G+0.6T	17926,67	3790,42	-10660,76	23564,30	12903,54
G+0.6T+1.2Q	18341,05	4160,48	-12603,59	24558,83	11955,24
G+0.6T+1.2A(l)+ST	19421,70	3929,08	-9565,35	23564,30	13998,96
G+0.6T+1.2Bc+ST	19317,26	4006,417	-8954,36	23564,30	14609,94
G+0.6T+Mc120	19014,92	3790,42	-10660,76	23564,30	12903,54
G+0.6T+D240	19684,72	3790,42	-10660,76	23564,30	12903,54

Tableau C-8 Combinaisons à l'ELU des efforts à la base de la semelle de la culée.

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)	MV (KN.m)	ΔM (KN.m)
1.35G+0.9T	24201,00	5126,47	-14317,73	31811,81	17494,08
1.35G+0.9T+1.6Q	24753,51	5619,88	-16908,16	33137,84	16229,68
1.35G+0.9T+1.6(A(l)+ST)	26207,94	5311,35	-12857,18	31811,81	18954,63
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	26068,69	5414,47	-12042,53	31811,81	19769,28
1.35G+0.9T+1.35Mc120	25670,14	5126,47	-14317,73	31811,81	17494,08
1.35G+0.9T+1.35D240	26574,38	5126,47	-14317,73	31811,81	17494,08

ANNEXE C : Tableaux de calcul des combinaisons des efforts

Tableau C-9 : Combinaisons à l'ELS des efforts revenant à chaque pieu de la pile.

	1ère file	2ème file
	R_1 (KN)	R_2 (KN)
G+1.2A1+ST	1412,87	2221,50
G+1.2Bc+ST	1193,36	2321,50
G+Mc120	1367,02	2043,21
G+D240	1486,54	2162,73

Tableau C-10 : Combinaisons à l'ELU des efforts revenant à chaque pieu de la pile.

	1ère file	2ème file
	R_1 (KN)	R_2 (KN)
1.35G+1.6A1+1.6ST	1907,61	2997,06
1.35G+1.26B+1.6ST	1703,24	3042,09
1.36G+1.35Mc120	2006,84	2919,69
1.35G+1.35D240	1669,47	2582,32

Tableau C-11: Combinaisons à l'ELS des efforts revenant à chaque pieu de la culée.

	1ère file	2ème file	3ème file
	R_1 (KN)	R_2 (KN)	R_3 (KN)
G+0.6T+1.2Q	2591,38	2037,89	1484,41
G+0.6T+1.2A(l)+ST	2806,07	2157,97	1509,87
G+0.6T+1.2Bc+ST	2822,75	2146,36	1469,98
G+0.6T+Mc120	2710,15	2112,77	1515,38
G+0.6T+D240	2784,58	2187,19	1589,81

ANNEXE C : Tableaux de calcul des combinaisons des efforts

Tableau C-12 : Combinaisons à l'ELU des efforts revenant à chaque pieu de la culée.

	1ère file	2ème file	3ème file
	R ₁ (KN)	R ₂ (KN)	R ₃ (KN)
1.35G+0.9T+1.6Q	3501,76	2750,39	1999,02
1.35G+0.9T+1.6(A(I)+ST)	3789,52	2911,99	2034,46
1.35G+0.9T+1.6(Bc+ST)	3811,77	2896,52	1981,28
1.35G+0.9T+1.35Mc120	3662,15	2852,24	2042,33
1.35G+0.9T+1.35D240	3762,62	2952,71	2142,80

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

D. Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

Ferrailage de l'Hourdis Nappe inférieure Calcul de Section en Flexion Simple

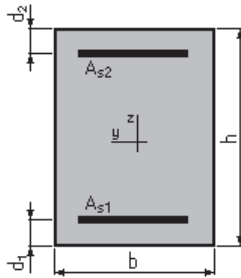
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 25,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

Tableau D 1: Valeurs des moments appliquees

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	43,86	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 5,2$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 3,1$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,26$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0,16$ (%)

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 43,86$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 1,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 19,4$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,77$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

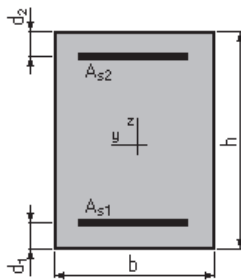
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 25,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

Tableau D 2: Valeurs des moments

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	32,9	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,1 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 3,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,40 \text{ (\%)}\text{)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,16 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\text{max}} = 33,34 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 5,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 18,0 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier: tendue: $\sigma_s = 228,6 \text{ (MPa)}$

Ferrailage de l'Hourdis Nappe supérieure

Calcul de Section en Flexion Simple

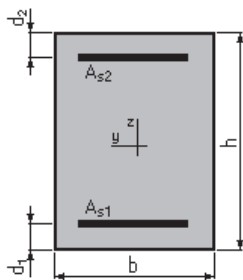
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 25,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

3. Moments appliqués:

Tableau D 3: Valeurs des moments

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	41,26	0,00
Etat Limite de Service	0,00	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 4,9$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
Section minimum $A_{s\min} = 3,1$ (cm²)
Théorique $\rho = 0,24$ (%)
Minimum $\rho_{\min} = 0,16$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 41,26$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 1,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 19,5$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,72$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier: tendu : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

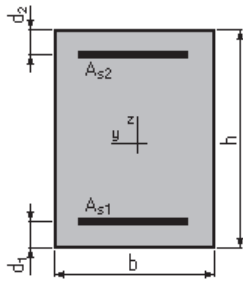
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 25,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

Tableau D 4: Valeurs des moments

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	30,94	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,1$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,37$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,16$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 30,94$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 5,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 18,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,0$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 228,6$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\lim} = 228,6$ (MPa)

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

Ferrailage du chevêtre Nappe inférieure

Calcul de Section en Flexion Simple

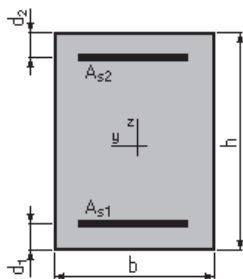
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 220,0$ (cm)

$h = 135,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

Tableau D 5: Valeurs des moments

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	296,32	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 28,6$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 28,6$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,10$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{max} = 296,32$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

Coefficient de sécurité: 2,46
Position de l'axe neutre: $y = 20,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 123,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,4$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue: $\sigma_s = 5,9$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s,lim} = 207,3$ (MPa)

Ferrailage du chevêtre Nappe supérieure

Calcul de Section en Flexion Simple

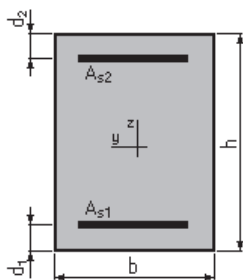
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 220,0$ (cm)
 $h = 135,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

Tableau D 6: Valeurs des moments

	$M_{max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	1115,67	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 44,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 28,6$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,15$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 1115,67$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 25,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 121,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendu: $\sigma_s = 21,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim} = 207,3$ (MPa)

Ferrailage du chevêtre Armatures transversales

Calcul de Section à l'effort Tranchant

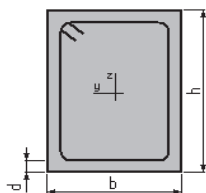
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



$b = 220,0$ (cm)

$h = 135,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Cas N ^o	Type	V (kN)	N (kN)
1.	ELU	2053,84	0,00

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,7$ (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg) Longueur de la travée : $L = 10,0$ (m)
Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1$ (cm²)
Cadres: $2 \text{ } \varnothing 14$
Espacement : $S_t = 17,5$ (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm) $8 + 7*16 + 1*35 + 8*40$ (cm)

Ferrailage longitudinal des futs

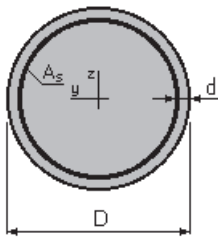
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$D = 150,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Tableau D 7: Efforts appliqués sur les futs

Cas N ^o	Type	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)	N (kN)
1	ELS	2552,95	0,00	3630,48
2	ELU	3070,98	0,00	4901,50

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 176,7$ (cm²)

Section minimum $A_{s\min} = 176,7$ (cm²)

Section maximum $A_{s\max} = 883,6$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,00$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 3630,48$ (kN) ; $M_y = 2552,95$ (kN*m) ; $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,10 Position de l'axe neutre: $y = 71,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 110,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendu: $\sigma_s = 154,0$ (MPa)

Comprimé: $\sigma_s' = 138,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\lim} = 169,6$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 4901,50$ (kN) ; $M_y = 3070,98$ (kN*m) ; $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,18 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 79,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 102,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2,62$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendu: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimé: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Ferrailage transversal des futs Calcul de Section à l'effort Tranchant

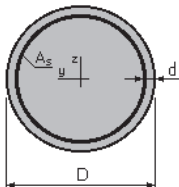
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration très préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



$D = 150,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Tableau D 8: Efforts tranchant et effort normal

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1	ELU	307,98	4901,50
2	ELU	0,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,2$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1$ (cm²)

Cadres: $2 \varnothing 14$

Espacement : $S_t = 39,1$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm)

Ferrailage du mur frontal Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

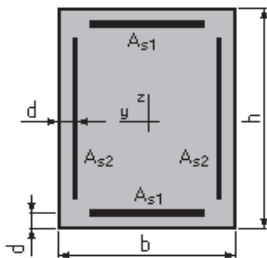
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 140,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 7,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Tableau D 9: Efforts appliqués sur le mur frontal

Cas N ^o	Type	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)	N (kN)
1	ELS	817,86	0,00	923,09
2	ELU	1103,17	0,00	1245,20

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 14,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 28,0$ (cm²)

Section maximum $A_{s_{max}} = 700,0$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,20$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 1245,20 (kN)** **M_y = 1103,17 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,18 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 23,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 123,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,17$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendu: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimé: $\sigma_s' = 305,2$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 923,09 (kN)** **M_y = 817,86 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,18

Position de l'axe neutre: $y = 41,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 119,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 3,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendu: $\sigma_s = 21,9$ (MPa)

Comprimé: $\sigma_s' = 41,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3$ (MPa)

Ferrailage du mur garde grève Calcul de Section en Flexion Simple

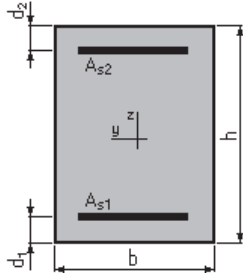
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

Tableau D 10: Efforts appliqués

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	153,65	0,00
Etat Limite de Service	115,11	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 25,9$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 3,0$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,04$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0,12$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 153,65$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,56 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 9,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,3$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 6,02$ (‰)

Contrainte de l'acier tendu: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

Cas ELS $M_{\max} = 115,11$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 10,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 21,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 10,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier tendu: $\sigma_s = 207,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 207,3 \text{ (MPa)}$$

Ferrailage de la dalle de transition Calcul de Section en Flexion Simple

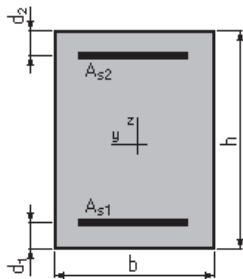
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

Tableau D 11: Moments appliqués

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	119,64	0,00
Etat Limite de Service	88,95	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,0$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,79$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 119,64$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,59		Pivot: B	
Position de l'axe neutre:	$y = 7,0$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 22,2$	(cm)		
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 3,50$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 9,03$	(‰)		
Contrainte de l'acier tendu:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Ferrailage du corbeau Calcul d'une Section Comprimée

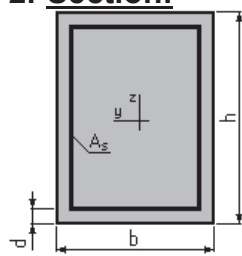
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte de l'élançement
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Charges appliquées avant 90 jours
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d = 5,0$ (cm)

3. Forces:

	N (kN)
Etat Limite Ultime (fondamental)	113,94
Etat Limite de Service	84,71
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00

4. Résultats:

Résistance des Matériaux:

Section brute	$B = 4000,0$	(cm ²)	Section réduite	$B_r = 3724,0$	(cm ²)
Long flambement	$l_{fy} = 3,0$	(m)	Long flambement	$l_{fz} = 3,0$	(m)

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

Inertie	$I_y = 533333,3$	(cm ⁴)	Inertie	$I_z = 3333333,3$	(cm ⁴)
Rayon de giration	$i_y = 11,5$	(cm)	Rayon de giration	$i_z = 28,9$	(cm)
Elancement	$\lambda_y = 26,0$		Elancement	$\lambda_z = 10,4$	
	$\alpha = 0,70$		N_u (béton seul)	$= 5183,98$	(kN)

Béton:

$$\sigma \text{ (ELS)} = 0,2 \text{ (MPa)}$$
$$0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$$

Acier:

Section théorique	$A_s = 11,2$	(cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 11,2$	(cm ²)
Section maximum	$A_{s \max} = 200,0$	(cm ²)
Théorique	$\rho = 0,42$	(%)
Minimum	$\rho_{\min} = 0,28$	(%)
Maximum	$\rho_{\max} = 5,00$	(%)

Ferrailage du mur en retour (sens verticale)

Calcul de Section en Flexion Simple

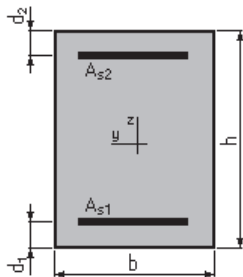
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

3. Moments appliqués:

Tableau D 12: Moments appliqués

	$M_{\max}(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_{\min}(\text{kN}\cdot\text{m})$
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	182,67	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 21,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$		
Théorique	$\rho = 0,49 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 182,67 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 14,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 40,3 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier tendu: $\sigma_s = 207,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\lim} = 207,3 \text{ (MPa)}$

Ferrailage du mur en retour (sens horizontal)

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

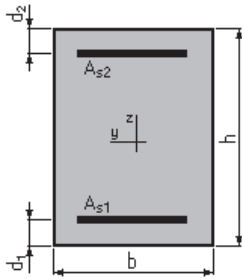
Béton: $f_{c28} = 27,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 50,0$ (cm)
 $d_1 = 5,0$ (cm)
 $d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	292,74	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 36,0$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)
Section minimum $A_{s\min} = 4,6$ (cm²)
Théorique $\rho = 0,80$ (%)
Minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 292,74$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 17,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 39,2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,6$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)
Contrainte de l'acier tendue $\sigma_s = 207,3$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier $\sigma_{s\lim} = 207,3$ (MPa)

Ferrailage longitudinal des pieux

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

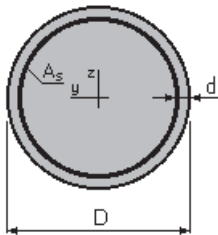
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section:



$D = 120,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Tableau D 13: Efforts appliqués

Cas N°	Type	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)	N (kN)
1	ELS	308,57	0,00	1193,24
2	ELU	414,92	0,00	1703,24

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_s = 113,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 113,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s_{max}} = 565,5$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,00$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0,50$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELS $N = 1193,24$ (kN) $M_y = 308,57$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 6,35

Position de l'axe neutre: $y = 91,0$ (cm)

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

Bras de levier: $Z = 73,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 16,2$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendu: $\sigma_s = 5,0$ (MPa)

Comprimé: $\sigma_s' = 32,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 169,6 \text{ (MPa)}$$

Cas N° 2: Type ELU **N = 1703,24 (kN)** **M_y = 414,92 (kN*m)** **M_z = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 6,98 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 87,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 69,8$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,88$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendu: $\sigma_s = 176,3$ (MPa)

Comprimé: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

ANNEXE D : Calcul de ferrailage des éléments de l'ouvrage

Ferrailage transversal des pieux

Calcul de Section à l'effort Tranchant

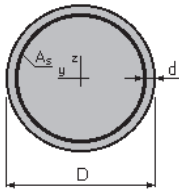
1. Hypothèses :

Béton: $f_{c28} = 27,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration très préjudiciable
- Calcul en poteau

2. Section :



$D = 120,0$ (cm)

$d = 10,0$ (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant

N : effort de compression

Tableau D 14: Efforts appliqués

Cas N°	Type	V (kN)	N (kN)
1	ELU	113,14	1703,24
2	ELU	0,00	0,00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale $\tau_u = 0,1$ (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim} = 2,7$ (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : $\alpha = 90$ (deg)

Armatures d'effort tranchant : Section $A_t = 3,1$ (cm²)

Cadres: $2 \text{ } \varnothing 14$

Espacement : $S_t = 40,0$ (cm)

Espacement maximum : $S_{t,max} = 40,0$ (cm)