

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 : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE DE VIADUC V2
SUR L'AXE ROUTIER RELIANT
RAS EL HAMMRA A OUED BEGRAT
A ANNABA**

Présenté par :

**CHAMI AYMEN
TETBIRT MOHAMED**

Encadré par :

Mr. ABDELLI TAHER

Promotion 2020 /2021

REMERCIEMENT

Je voudrais dans un premier temps à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

Je tiens tout aussi à exprimer ma gratitude envers Monsieur Abdelli taher ingénieur expert a SAETI de m'avoir encadré durant tout ce travail.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon projet fin d'étude, en acceptant d'examiner mon travail Et de l'enrichir par leur propositions.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères au corps professoral Particulièrement aux enseignants : Mr Berroudji, Mr Bouzidi, Mm Zikem, Mr Ait Mokhtar, Mr Berriche, Mr Hamadi, Mr Tounsi, Mr Hadid, Mr Chiekh, Mr Zourgui, Mr Khelfi, et aussi tous le personnel administratif dans les trois départements de l'école nationale supérieure des travaux publics.

Je remercie les ingénieurs de SAPTA en particulier monsieur : Mermoul abdelmoumen et ses collègues de nous avoir aidés à effectuer ce travail.

Je remercie aussi tout le personnel du centre de calcul et les responsables de la bibliothèque qui ont facilité nos recherches bibliographiques.

Sans oublier tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicace

Je dédie ce travail :

A MA CHÈRE MÈRE

A MON CHER PÈRE

A MA CHÈRE SECEND MÈRE, A MA TANTE

A MA CHÈRE SŒUR

A MON CHER FRÈRE

A MA GRANDE FAMILLE

A TOUS CEUX QUI M'ONT ENCOURAGE

A TOUS MES AMIS ET MES PROCHES

A VOUS

AYMEN CHAMI

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*A ma Mère qui m'a donnée le courage, la force
celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir,*

*A mon Père, celui qui a répandu de la lumière sur
mon chemin, celui qui s'est donné tant de mal pour
me voir en arriver là où je suis.*

A toute ma famille

A toute mes amies

Mohamed

ملخص:

هذا العمل عبارة عن مشروع نهاية الدراسات والذي نتطرق فيه إلى تصميم ودراسة لجسر يدخل ضمن مشروع الطريق البلدي الرابط بين منارة "راس الحمراء" و "واد بقراط" بمدينة عنابة شرق الجزائر. نبتدأ المذكرة بحث حول الجسور وأنواعها، ثم نتطرق لدراسة المشروع، الدراسة التقنية تنقسم إلى ثلاثة أقسام رئيسية: الأول يتمثل في تقديم المشروع وخصائصه، الثاني يتمثل في تقديم 3 مقترحات جسور، ثم اختيار الأفضل بينها وفق معايير متفق عليها في المجال، الثالث والأخير يتمثل في دراسة تقنية لهذا الأخير ابتداء من حساب الأحمال إلى غاية التسليح وذلك لكل عنصر إنشائي مكون للجسر.

كلمات مفتاحية:

جسر، كمر، عمود اجوف، أساسات، بلاطة، خرسانة مسلحة، خرسانة مسبقة الإجهاد، أحمال ستاتيكية، أحمال زلزالية.

Résumé :

Ce projet de fin d'études, a pour but de faire conception et étude d'un pont dans le cadre d'un chemin communal y a compris des ouvrages d'art reliant RAS EL HAMMRA à oued BEGRAT à Annaba, à l'est de l'Algérie. Nous commençons la mémoire par une recherche bibliographique sur les ponts et de leurs types. Par la suite de ce travail l'étude de l'ouvrage se composer de trois parties principales : la première consiste à présenter le projet et ses caractéristiques, la deuxième partie consiste à proposer 3 variantes, puis en choisissant le meilleur d'entre eux selon des critères bien choisie. Le troisième partie est une étude de la variante la plus avantageuse, nous commençons par calculer les charges, les surcharges, l'étude de la précontrainte, calcul des éléments de tablier, ensuite les appuis (pile et culée) et on termine par le ferrailage de chaque élément de l'ouvrage.

Mots clés :

Pont, poutre, pile creux, fondations, dalle, béton armé, béton précontraint, charges statiques, charges sismiques.

Summary:

This end-of-studies project aims to design and study a bridge as part of a road between RAS EL HAMMRA to oued BEGRAT in Annaba, east of Algeria. We begin the note with a bibliographical research on bridges and their types, and then technical part wich contient three main parts: the first presenting the project and its characteristics. The second proposing three variants, then by choosing the best of them according chosen criteria, and finally. The third part, which is a study of the most advantageous variant, we start by calculating the loads, the overloads, the study of the prestressed concrete, calculation of the slab elements, and then the supports (pier and abutment) and we finish with the reinforcement of each element of the structure.

Keywords:

Bridge, beam, hollow pier, foundations, slab, reinforced concrete, prestressed concrete, static loads, seismic loads.

Liste des tableaux :

CHAPITRE 3 : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Tableau 3.1: Les PK des appuis de variante 01	16
Tableau 3.2 : caractéristique de la section transversale de la poutre en BP	17
Tableau 3.3 : Les PK des appuis de la variante 02.....	21
Tableau 3.4 : caractéristique de la section transversale de la poutre mixte	23
Tableau 3.5 : les PK des appuis de la variante 03	25
Tableau 3.6 : caractéristique de la section transversale de la variante 03	27
Tableau 3.7 : comparaison entre les variantes	30

CHAPITRE 4 : MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Tableau 4.1 :contrainte limite de traction de l'acier.....	34
--	----

CHAPITRE 5 : CALCUL DES CHARGES

Tableau 5.1 : Les charges permanentes de tablier.....	37
Tableau 5.2 : système de charge A(l)	40
Tableau 5.3 : les valeurs de Système Bc.....	41
Tableau 5.4 : les valeurs de système Bt.....	43
Tableau 5.5 : les valeurs système Mc 120	44

CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Tableau 6.1 : les données générales d'ouvrage	46
Tableau 6.2 : Caractéristiques des câbles de précontraintes	46
Tableau 6.3 : Caractéristiques du béton.....	47
Tableau 6.4: Caractéristiques géométriques de section d'about et médiane	47
Tableau 6.5: Les résultats de logicielle robot	48
Tableau 6.6: Détermination de nombre des câbles de précontraintes	49
Tableau 6.7 : Les contraintes Caractéristiques du béton à 7 jours	49
Tableau 6.8 : Les contraintes Caractéristiques du béton à 28 jours	50
Tableau 6.9 : Les contraintes Caractéristiques du béton après coulage	50
Tableau 6.10 : Les contraintes Caractéristiques du béton à long terme	50
Tableau 6.11 : Les résultats de vérifications des contraintes.....	51
Tableau 6.12 : Tracé des câbles	52
Tableau 6.13 : Les données de calcul	54
Tableau 6.14 : Les caractéristiques des câbles de précontraintes	54
Tableau 6.15 : Les Valeurs des pertes dues aux frottements	55
Tableau 6.16 : Les Valeurs des pertes dues au recul à l'ancrage.....	56
Tableau 6.17: Les Valeurs des pertes dues au raccourcissement instantané du béton	56
Tableau 6.18: Les Valeurs des pertes dues au fluage du béton.....	57
Tableau 6.19: Les Valeurs des pertes dues à la relaxation des aciers	58
Tableau 6.20 : Pertes totales	58
Tableau 6.21 : Limitation des contraintes.....	59

Tableau 6. 22: Les caractéristiques des sections choisies.....	60
Tableau 6.23 : Caractéristiques de chaque phase de vérification.....	60
Tableau 6.24 : Justifications des contraintes normales phase 1 et 2	61
Tableau 6.25 : Justifications des contraintes normales phase 3 et 4	62
Tableau 6.26 :les efforts des précontraintes appliqué	63
Tableau 6. 27 : Contrainte tangentielle « τ »	63

CHAPITRE 7 : ETUDE DU TABLIER

Tableau 7. 1 : Résumé des efforts max obtenu	70
Tableau 7. 2 Résumé des efforts max obtenu	71

CHAPITRE 8 : EQUIPEMENT DE PONT

Tableau 8.1: Les rigidités des appuis (pile, culée)	78
Tableau 8.2: les déplacements horizontaux dès l'appareil d'appuis	78

CHAPITRE 9 : ETUDE SISMIQUE

Tableau 9.1: les groupes des pont selon RPOA	85
Tableau 9.2: les valeurs des coefficients d'accélération de zone	85
Tableau 9.3 : les valeurs de $T1$, $T2$ et S en fonction de sol.....	86
Tableau 9.4: les valeurs $T1$, $T2$ en fonction de sol.....	87
Tableau 9.5: les rigidité longitudinale des appui (piles et culée) en cas sisméque	90
Tableau 9.6 : les forces sismiques longitudinales sur les appuis	90
Tableau 9.7 : Les rigidités transversales des appui (piles et culée) en cas sisméque	91
Tableau 9.8 : les forces sismiques transversales sur les appuis	92
Tableau 9.9 : Combinaisons d'action sismique.....	92
Tableau 9.10: Les déplacements des appareils d'appui.....	93

CHAPITRE 10 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau 10.1.1 : poids propre de culée	98
Tableau 10.1.2: les charges due à le tablier	99
Tableau 10.1.3 : combinaisons d'action appliquée sur la culée	99
Tableau 10.1. 4 : vérification de la stabilité de la culée à l'ELU	100
Tableau 10.1.5 : vérification de la stabilité de la culée à l'ELS	100
Tableau 10.1.6 : les efforts sismiques sur la culée	101
Tableau 10.1.7 : poussée dynamique des terres sur la culée.....	101
Tableau 10.1.8 : l'effort sismique de tablier sur la culée	102
Tableau 10.1.9 : Les efforts sismique pour les déféant cas	102
Tableau 10.1.10 : combinaisons des efforts sismiques applique sur la culée (ELA)	103
Tableau 10.1.11 : vérification de la stabilité de la culée en cas sismique	103
Tableau 10.1.12 : le moment de charge locale MP en fonction de la hauteur	104
Tableau 10.1.13 : Effort sismique sur le mur garde grève.....	105
Tableau 10.1.14 : combinaison d'action appliquée sur le mur garde grève	105

Tableau 10.1.15 : les charges sur la dalle de transition	106
Tableau 10.1.16 : combinaison des charges sur la dalle de transition.....	106
Tableau 10.1.17 : les charges sur le corbeau	107
Tableau 10.1.18 : combinaison des charges sur le corbeau	107
Tableau 10.1.19: les charges appliquées sur le mur frontal.....	108
Tableau 10.1.20: combinaisons des charges de tablier appliqué sur le mur frontal.....	109
Tableau 10.1. 21: les efforts sismiques appliqués sur le mur frontal	109
Tableau 10.1.22: combinaisons des charges appliquées sur le mur frontal.....	109
Tableau 10.1.23: les charges appliquées sur le mur frontal.....	110
Tableau 10.1.24: les efforts sismiques appliqués sur le mur frontal	111
Tableau 10.1.25: combinaisons d'action appliquées sur le mur	111
Tableau 10.1.26 : les actions appliquées sur la semelle (sens longitudinale)	112
Tableau 10.1.27 : les actions appliquées sur la semelle (sens transversale).....	113
Tableau 10.2. 1 : Implantation et hauteurs des piles	114
Tableau 10.2. 2 : Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée	115
Tableau 10.2. 3 : Combinaison des efforts a ELS	116
Tableau 10.2. 4 : Combinaison des efforts a ELU	116
Tableau 10.2. 5 : Evaluation des raideurs K et périodes T	117
Tableau 10.2. 6 : Evaluation des efforts sismiques	119
Tableau 10.2. 7 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble	119
Tableau 10.2. 8 : Les efforts max ELU	120
Tableau 10.2. 9 : Résultats de vérification des stabilités de pile à l'ELU	120
Tableau 10.2. 10 : Les efforts max ELS	121
Tableau 10.2. 11 : Résultats de vérification des stabilités de pile à l'ELS	121
Tableau 10.2. 12 : Les efforts max ELU, ELS et ELS applique à la semelle	122
Tableau 10.2. 13 : Détermination de As transversalement	123
Tableau 10.2. 14 : Détermination de As longitudinalement	123
Tableau 10.2. 15 : Evaluations des actions Sismiques	124
Tableau 10.2. 16 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble applique au voile.....	124
Tableau 10.2. 17 : Les efforts max ELU, ELS et ELS applique à la voile	125
Tableau 10.2. 18 : Vérification des paramètres de la section creuse.....	126
Tableau 10.2. 19 : Ferrailage des piles	126
Tableau 10.2. 20 : Ferrailage transversal des piles	127
Tableau 10.2. 21 : Evaluation des efforts longitudinalement a ELU, ELS	127
Tableau 10.2. 22 : Evaluation des efforts transversalement a ELU, ELS	128

Liste des figures :

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES PONTS :

Figure 1.1 : Pont en maçonnerie.....	4
Figure 1.2 : pont en bois	5
Figure 1.3 : pont en béton précontraint.....	6
Figure 1.4: Pont métallique.....	6
Figure 1. 5 : Morphologie de tablier type VIPP.....	8

CHAPITRE 2 : PRESENTATION DE PROJET

Figure 2.1 : Plan de situation	10
Figure 2.2 : la topographie du site de l'ouvrage	12
Figure 2.3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie selon RPOA.....	13

CHAPITRE 3 : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

Figure 3.1 : les portée pour différent type de pont	15
Figure 3.2: coupe longitudinale de la variante 1	17
Figure 3.3 : coupe transversale de variante 1.....	18
Figure 3.4 : section transversale de la poutre.....	19
Figure 3.5: les sections transversale le longe de la poutre.....	20
Figure 3.6 : l'entretoise des poutres	20
Figure 3.7 : coupe longitudinale de la variante 02	22
Figure 3.8 : Section transversale de variante 02	24
Figure 3.9 : coupe longitudinale de variante 03.....	26
Figure 3.10 : coupe transversale de variante 03.....	27
Figure 3.11 : les détails de gousset supérieur	28
Figure 3.12 : les détails de gousset inférieur.....	28

CHAPITRE 4 : MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Figure 4.1 : Diagramme contrainte déformation des aciers	34
--	----

CHAPITRE 5 : CALCUL DES CHARGES

Figure 5.1: Largeur roulable et largeur chargeable	39
Figure 5.2 : Système Bc.....	41
Figure 5.3 : Système Bt	42
Figure 5.4 : système Mc 120.....	43
Figure 5.5 : système D240	44

CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

Figure 6.1 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte	51
Figure 6.2 : Dimensions et dispositions des plaques d'ancrage.....	52
Figure 6.3 : Tracé des câbles	53
Figure 6.4 : Les sections de vérification	59
Figure 6.5 : contraintes dans la zone tendue	64

CHAPITRE 7 : ETUDE DU TABLIER

Figure 7. 1 :Flèche due à la précontrainte par logicielle Autodesk Robot	68
Figure 7. 2 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise.....	69
Figure 7. 3 : Diagramme de moment pour l'entretoise	69
Figure 7. 4 : Diagramme de moment pour la dalle a ELS	71
Figure 7. 5 : Diagramme de moment pour la dalle a ELU	72
Figure 7. 6 : Diagramme d'effort tranchant pour a ELS	72
Figure 7. 7 : Diagramme d'effort tranchant pour a ELU.....	73

CHAPITRE 8 : EQUIPEMENT DE PONT

Figure 8.1: caractéristique géométrique de l'appareil d'appui.....	76
Figure 8.2 : Jointe de chaussée type EJ 85	82

CHAPITRE 9 : ETUDE SISMIQUE

Figure 9.1: spectre des réponse de la Composante horizontale	87
Figure 9.2: spectre des réponse de la Composante verticale	88
Figure 9.3 : Séisme longitudinale.....	88

CHAPITRE 10 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure 10.1.1 : coupe longitudinale de la culée	96
Figure 10.1.2 : vue en plans de la culée.....	97
Figure 10.2. 1 : Vu en plan de la pile	114
Figure 10.2. 2 : Coupe en long et en travers de la pile	113

Sommaire :

INTRODUCTION GENERALE :

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES PONTS :

1.1.	Définition d'un pont.....	4
1.2.	Classification des ponts :.....	4
1.2.1.	Selon leur nature.....	4
1.2.2.	Selon le matériau de construction :.....	4
1.2.3.	Selon la structure :.....	6
1.3.	Les pontes type VIPP :.....	7
1.3.1.	Morphologie de tablier :.....	7
1.3.2.	Principe de construction :.....	8

CHAPITRE 2 : PRESENTATION DE PROJET

2.1.	Introduction :.....	10
2.2.	Présentation de l'ouvrage :.....	10
2.2.1.	Les caractéristiques de l'ouvrage :.....	10
2.3.	Données fonctionnelles :.....	10
2.3.1.	Trace en plan :.....	10
2.3.2.	Profil en long :.....	11
2.3.3.	Profil en travers :.....	11
2.4.	Données naturelles :.....	11
2.4.1.	Données géologiques :.....	11
2.4.2.	Données géotechniques :.....	11
2.4.3.	Données topographique :.....	12
2.4.4.	Données hydrologiques :.....	12
2.4.5.	Données sismologiques :.....	12
2.4.6.	Données climatiques :.....	13

CHAPITRE 3 : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

3.1.	Introduction :.....	15
3.2.	Proposition des variantes :.....	16
3.2.1.	Variante01:Pont à poutre Préfabriquées en béton précontrainte par post tension :.....	16

3.2.2.	Variante 02 : Ponte mixte.....	21
3.2.3.	Variant 03:Pont en béton précontrainte construire en encorbellement successifs :	24
3.3.	Analyse multicritère :.....	29
3.4.	Conclusion :.....	30

CHAPITRE 4 : MATERIAUX DE CONSTRUCTION

4.1.	Introduction :	32
4.2.	Béton hydraulique :.....	32
4.3.	Aciers passifs :.....	33
4.4.	Aciers de précontrainte « actifs » :	35

CHAPITRE 5 : CALCUL DES CHARGES

5.1.	Introduction :	37
5.2.	Les charges hors trafic :	37
5.2.1.	Poids propre.....	37
5.2.2.	Charge permanente (CP) :.....	37
5.3.1.	Charge complémentaire permanente (CCP).....	38
5.2.3.	Action thermique :	39
5.2.4.	Actions dues au vent :	39
5.3.	Les charges dues au trafic :	39
5.3.1.	Largeur roulable, largeur chargeable, nombre des voies	39
5.3.2.	Classe de pont :.....	40
5.3.3.	Système de charges A :	40
5.3.4.	Système Bc :	41
5.3.5.	Système Bt :	42
5.3.6.	Système Mc 120	43
5.3.7.	Système D240 :.....	44
5.3.8.	Les Charges sur les trottoirs :	44

CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA PRECONTRAINT

6.1.	Introduction	46
6.1.1.	Précontrainte par post-tension	46
6.1.2.	Précontrainte par pré-tension.....	46
6.2.	Les donnes de calcule	46

6.2.1.	Données de l'ouvrage	46
6.2.2.	Caractéristiques des câbles :.....	46
6.2.3.	Caractéristiques du béton :	47
6.2.4.	Caractéristiques des sections :.....	47
6.2.5.	Résultats logiciel "Autodesk Robot " :.....	48
6.3.	Dimensionnement de la précontrainte	48
6.3.1.	Valeur minimale de la précontrainte a l'ELS	48
6.3.2.	Calcule le nombre des câbles	48
6.3.3.	Pré-vérification des contraintes	49
6.4.	Tracé des câbles de précontrainte	51
6.5.	Calcul des pertes	54
6.5.1.	Pertes instantanées	54
6.5.2.	Pertes différées	56
6.5.3.	Pertes total	57
6.6.	Vérification des contraintes.....	58
6.6.1.	Les sections de vérification	59
6.6.2.	Limitation des contraintes	59
6.6.3.	Caractéristiques nettes des sections	59
6.6.4.	Justifications à l'ELS	60
6.6.5.	Justifications à l'ELU	64

CHAPITRE 7 : ETUDE DU TABLIER

7.1.	Introduction	67
7.2.	Fleche et contre flèche	67
7.2.1.	Flèche due au poids propre.....	67
7.2.2.	Flèche due aux surcharges.....	67
7.2.3.	Flèche due à la précontrainte	67
7.2.4.	Flèche en service.....	68
7.3.	Etude de l'entretoise	69
7.3.1.	Evaluation des efforts	69
7.3.2.	Ferraillage.....	70
7.4.	Etude de l'hourdis	71
7.4.1.	La géométrie de l'hourdis	71
7.4.2.	Evaluation des efforts	71
7.4.3.	. Le ferraillage	73

CHAPITRE 8 : EQUIPEMENT DE PONT

8.1. Les appareils d'appuis :.....	76
8.1.1. Dimensionnement des appareils d'appuis :.....	76
8.1.2. Calcul des déplacements horizontaux :.....	77
8.1.3. Vérification du dimensionnement des appareils d'appui :.....	79
8.2. Des d'appuis	82
8.3. Joint de chaussée :.....	83

CHAPITRE 9 : ETUDE SISMIQUE

9.1. Introduction :	85
9.2. Les donné de projet :.....	86
9.2.1. Classe de pont :.....	86
9.2.2. Zone de sismicité :.....	86
9.2.3. Coefficient d'accélération de zone :	86
9.2.4. Classification des sites :	86
9.3. Spectre de réponse :	87
9.3.1. Composante horizontale :	87
9.3.2. Composante verticale :.....	88
9.4. Calcule des efforts sismiques :	89
9.4.1. Séisme longitudinale :.....	89
9.4.2. Séisme transversale :.....	92
9.4.3. Séisme verticale :.....	93
9.5. Combinaisons d'action sismique :.....	93
9.6. Vérification de l'appareil d'appui selon le RPOA :.....	93
9.6.1. Résistance à la compression :.....	94
9.6.2. Flambement :.....	94
9.6.3. Distorsion :	95
9.6.4. Non glissement	95

CHAPITRE 10 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

10.1.1. Introduction :	97
10.1.2. Pré-dimensionnement :	97
10.1.3. Calculer des efforts appliqués sur les culées :.....	99
10.1.3.1. Les charges propres :.....	99

10.1.3.2.	Réaction d'où ou tablier :	99
10.1.3.3.	Vérification de la stabilité de la culée en cas statique :	100
10.1.3.4.	Effort sismique sur la culée :	101
10.1.3.5.	Vérification de la stabilité de la culée dans le cas sismique :	103
10.1.4.	Calcul de ferrailage de la culée :	104
10.1.4.1.	Ferrailage de mur de garde grève :	105
10.1.4.2.	Ferrailage de Dalle de transition :	107
10.1.4.3.	Ferrailage de corbeau :	108
10.1.4.4.	Ferrailage de mur frontal :	109
10.1.4.5.	Ferrailage de mur en retour :	111
10.1.4.6.	Ferrailage de semelle :	113
10.2.	La pile	115
10.2.1.	Introduction.....	115
10.2.2.	Conception de la pile	115
10.2.3.	Evaluation des charges statiques	116
10.2.3.1.	Descend des charges	116
10.2.3.2.	Les combinaisons des charges à l'ELS	117
10.2.3.3.	Les combinaisons des charges à l'ELU	117
10.2.4.	Etude sismique	118
10.2.4.1.	Evaluation de raideur K et période T	118
10.2.4.2.	Evaluation de l'effort sismique longitudinal	118
10.2.4.3.	Evaluation de l'effort sismique transversale	119
10.2.4.4.	Evaluation des efforts sismiques	120
10.2.4.5.	10.2.4.5. Combinaisons des composantes de l'action sismiques	120
10.2.5.	Etude de stabilité	121
10.2.5.1.	Etude de stabilité à l'ELU	121
10.2.5.2.	Etude de stabilité à l'ELS.....	122
10.2.5.3.	Etude de stabilité à l'ELA.....	122
10.2.6.	Ferrailage des éléments de la pile	122
10.2.6.1.	Ferrailage de la semelle	122
10.2.6.2.	Ferrailage de la voile.....	124
10.2.6.3.	Ferrailage du chevêt	127
CONCLUSION GENERALE:		129

LES ANNEXES

Introduction générale :

Le projet de fin d'étude est la conclusion de la formation d'un ingénieur. Ce projet, effectué dans un cadre professionnel, a pour objectif la mise en application de l'ensemble des connaissances de l'étudiant.

Le projet de fin d'étude doit permettre à l'étudiant de mettre à profit les connaissances acquises pendant ses cinq années d'étude, et ce dans des situations réelles de projet.

Le but de ce projet de fin d'étude est de faire une étude avant-projet sommaire d'une structure, le sujet, proposée par le SAPTA, et le deuxième viaduc du nouveau chemin communal entre RAS EL HAMMRA et oued BEGRAT à Annaba.

Comme nous souhaitons à terme nous spécialiser dans le domaine des ouvrages d'art, ce sujet s'intègre tout à fait dans nos futurs projets professionnels. Il apparaît important ainsi d'acquérir une formation solide dans le calcul des ouvrages avant de nous orienter vers la vie active.

Notre travail est composé de 10 chapitres, dans ces chapitres nous avons essayé de rechercher une meilleure conception de ce pont, en tenant compte des paramètres de choix et des contraintes du site et du tracé routier, on proposera quelques solutions envisageables pour retenir la variante qui nous fournit une bonne solution à notre travail, afin de rentrer dans une étude détaillée.

Les 10 chapitres sont :

1. Généralités sur les ponts :

Ce chapitre est une recherche bibliographique, ou on présente une définition des ponts, et une classification selon plusieurs critères.

2. Présentation de projet :

Ce chapitre est une présentation générale de toutes les données fonctionnelles (tracé en plans, profil en long, ...) et les données naturelles (données géologiques, données géotechniques,...) de projet.

3. Conception et prédimensionnement :

Dans ce chapitre on a proposé trois types de ponts et on a fait une comparaison entre elles pour choisir la variante la plus économique qui sera capable de satisfaire le mieux possible à toutes les conditions imposées.

4. Matériaux de construction :

Dans ce chapitre on s'intéresse aux choix des matériaux de construction qui conditionne en grande partie la conception et le calcul du pont.

5. calcul des charges :

Le but de ce chapitre est de définir et calculé les charge et les surcharge appliquée sur le pont on phase de service, ces charges sont calculé selon le RCPR.

6. Etude de la précontrainte :

Le but de ce chapitre est la détermination de nombre des câbles de précontrainte, et leur tracé, et puis vérification des contraintes et l'effort tranchant.

7. Etude de tablier :

L'objectif de ce chapitre est calculé les sollicitations sur les éléments de tablier (dalle, entretoise) et calcul des sections de ferrailage de ces éléments.

8. Equipement de pont :

Dans ce chapitre on s'intéresse à le dimensionnement et la vérification des équipements de pont (appareille d'appui, dés d'appui, et la jointe de chaussée).

9. Etude sismique :

Le but de ce chapitre est de calcule l'effort sismique longitudinal et transversal appliquée sur le pont, et faire une vérification des appareille d'appui selon RPOA2008.

10. Etude de l'infrastructure :

Dans ce chapitre on précède à l'étude de la stabilité des appuis de pont (culée, pile) avec le calcul des sections de ferrailage de tous les éléments des appuis.

CHAPITRE 1 : GENERALITES SUR LES PONTS

1.1. Définition d'un pont

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit in situ, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal, comme par exemple le pont-canal de Briare).

1.2. Classification des ponts :

On peut classer les ponts selon différents critères :

1.2.1. Selon leur nature

Distinguez les différents types d'ouvrages suivants :

- Ponceau ou dalot : pont de petites dimensions (quelques mètres) ;
- Viaduc : ouvrage de franchissement à grande hauteur, généralement constitué de nombreuses travées, comme la plupart des ouvrages d'accès aux grands ponts. Le terme de viaduc est généralement réservé aux franchissements situés en site terrestre ;
- passerelle : ouvrage destiné aux piétons, exceptionnellement aux canalisations ou au gibier. Certaines tranchées couvertes répondent à la définition d'un pont ; cependant, elles ne sont pas traitées dans ce qui suit car ce sont des structures dont la conception, le calcul et les procédés d'exécution les rattachent à une famille différente de constructions.

1.2.2. Selon le matériau de construction :

On peut classer les ponts selon le matériau ou il est construit :

- Pont en maçonnerie :

Sont les ponts les plus utilisés dans le monde jusqu'au début du 20^e siècle, Les matériaux utilisés dans les ponts en maçonnerie sont des pierres taillées, très résistants à la compression mais peu à la flexion ou traction, leur forme est généralement un arc, la portée de ce type de ponts est limitée par rapport à d'autres types.

Une arche de pont en maçonnerie est constituée d'une voûte, reposant sur les piles ou les culées, surmontée d'un remplissage ou remblai supportant la chaussée et soutenu par les murs de tête.



Figure 1.1 : Pont en maçonnerie

➤ pont en bois :

Le pont de bois le plus ancien dont il est fait mention, le bois est matériaux de bonne résistance à la compression et à la traction, en plus est un matériau légers et faciles à monter.

Le point faible de ce type de pont est que le bois un matériau organique très sensible à l'environnement, ce qui demande un traitement avant utilisée, et travaux d'entretien à long terme.



Figure 1.2 : pont en bois

➤ pont en béton armée :

Le béton armée est le matériau le plus utilisée aujourd'hui, ne est pas besoin d'un équipement spéciaux, facile à former, et le moins chère en pout utilisée dans les ponts dalle, a poutre, et arc.

Inconvenant de ce type de pont est leur poids, ce qui limite la portée de pont.

➤ pont en béton précontraint :

Le principe de précontraint est de faire applique une contraint sur le élément dans le sens inverse de chargement

La première utilisation de précontraint est en 1908 à Moulins, a l'idée de pré-comprimer le béton. En 1908, à Moulins (Allier), il expérimente ce procédé en construisant une arche d'essais de 50 mètres dont les culées sont reliées l'une à l'autre par un tirant de section environ triple de celle de la voûte.

Le première ponte en béton précontraint est réalisé en 1938 à Oelde, sur l'autoroute de Dortmund à Hanovre, par Freyssinet.



Figure 1.3 : pont en béton précontraint

➤ pont métallique :

Un pont métallique est un pont dont la structure est réalisée en métal, ces matériaux sont de très bonne caractéristique mécanique, permettent d'attendre des grande portée, de Plus il a un bonne rapport entre le poids et la résistance.

Le premier pont métallique a été réalisé en fonte, en Angleterre. Il s'agit de Iron Bridge, construit en 1779 par Abraham Darby III sur la Severn, à Coalbrookdale.



Figure 1.4: Pont métallique

1.2.3. Selon la structure :

Est le classement le plus utilisée, consiste a classé les ponts selon les caractéristique géométrique de tablier :

➤ pont dalle :

Le tablier est un dalle en béton armée ou béton pré contrainte, repose sur les appuis et travaille à la flexion simple, est souvent utilisée dans les passages supérieur ou inferieure a cous de la hauteur faible de la dalle ce qui permet d'assuré le gabarit, ce type de pont est limite dans sa longueur de travée à 15 m.

➤ pont à poutre :

Sont les ponts le plus utilisée en Algérie a couse de leur méthode de réalisation simple, et leur rendement mécanique, le tablier est composée des poutres en béton armée ou en béton précontrainte qui travaille à la flexion simple et un dalle qui travaille à la compression, les poutres sont simplement appui.

➤ pont construits en encorbellement :

Ce type des ponts consiste à assembler des voussoirs à partir des appuis, chacun de ces éléments étant construit en encorbellement par rapport à ceux qui le précèdent, ils sont liés entre eux avec des câbles précontraints, ces voussoirs peuvent être préfabriqués ou coulés sur place, cette technique permet de construire le tablier sans toucher le sol.

La forme de la section transversale de tablier est caisson, la hauteur de tablier peut être fixe ou variable, la travée de ce type de pont peut atteindre 200m.

➤ pont arc :

Sont les ponts où le tablier est porté par un arc, la forme de l'arc travaille à la compression ou on peut utiliser des matériaux qui ont une résistance limitée à la flexion comme le béton, pour les arcs construits avec des matériaux légers comme l'acier, on peut atteindre des portées importantes (plus de 200m)

➤ pont à câble :

Cette catégorie rassemble les ponts pour lesquels le tablier est supporté par des câbles, ce sont des ponts plus ou moins souples, adaptés au franchissement des grandes portées (plus de 500 m), il existe deux types de ponts à câble :

Les ponts suspendus : sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des câbles auxquels les réactions du tablier sont transmises par des suspentes, ces câbles porteurs métalliques passent au sommet de pylônes et sont ancrés dans des culées de dimensions imposantes. Ces ponts sont le plus souvent à trois travées ; les travées latérales sont généralement des travées suspendues, quelquefois des travées indépendantes.

Les ponts à haubans : sont des ponts dont les éléments porteurs principaux sont des poutres soutenues par des câbles obliques rectilignes appelés haubans. Ces câbles sont placés, soit en une seule nappe dans l'axe du pont, soit en deux nappes latérales et sont disposés en harpe (haubans parallèles) ou en éventail (haubans convergents).

1.3. Les ponts type VIPP :

Les ponts type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension) font partie des ponts à poutres, ponts à poutres sous chaussée en béton, dans la même famille on trouve les ponts à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence du type PRAD, et les ponts à poutres en béton armé.

Ils sont caractérisés par la mode de mise en place de la précontrainte. La post-tension, permettant une mise en œuvre sur chantier, conduit à une préfabrication sur le site, tandis que la pré-tension, ou précontrainte par adhérence, est essentiellement mise en œuvre sur des bancs de préfabrication en usine.

Les ouvrages de type VIPP ont également été largement utilisés dans la gamme des ponts de Moyenne portée (entre 25 et 50 m).

1.3.1. Morphologie de tablier :

Le pont est constitué de travées indépendantes, un tablier est composé de poutres longitudinales de hauteur constante et simplement appuyées, qui sont solidarisées entre elles par des entretoises et un hourdis de faible épaisseur supportant la chaussée.

Les poutres sont le plus souvent parallèles, et même espacées entre elles. Leur forme est en T, une table de compression formant la membrure supérieure, et des talons, constituant la fibre inférieure, les poutres ont un bon rendement mécanique.

L'entretoises sont placée transversalement, leur rôle est de rigidifier le tables, et renforce les poutres au zone d'appui ou les efforts sont important, comme il facilite les travaux d'entretien (changement des appareille d'appui).

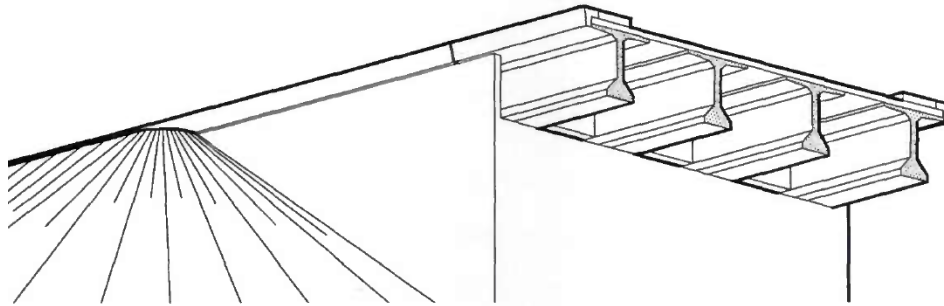


Figure 1. 5 : Morphologie de tablier type VIPP

1.3.2. Principe de construction :

Les étapes de construction d'un pont type VIPP :

- Préfabrication des poutres sur une aire de préfabrication,
- mise en tension sur les poutres de quelques câbles de précontrainte longitudinale, le plus tôt possible, pour permettre de libérer les coffrages,
- mise en attente des poutres sur une aire de stockage,
- mise en tension d'un complément de précontrainte sur le stock,
- mise en place des poutres sur appuis définitifs par des moyens de levage et de manutention adaptés,
- réalisation en place d'entretoises reliant les poutres,
- mise en précontrainte éventuelle des entretoises,
- coffrage, ferrailage et bétonnage en place du hourdis,
- mise en tension d'une deuxième famille de câbles de précontrainte longitudinale (si il existe) et dans certains cas d'une précontrainte transversale lorsque le hourdis a acquis une résistance suffisante.

CHAPITRE 2 : PRESENTATION DE PROJET

2.1. Introduction :

Dans le domaine des travaux publics, avant de commencer et faire des calculs mathématiques pour résoudre les différents problèmes imposés par le site d'implantation du projet et par le maître d'ouvrage, il faut tout d'abord récolter le maximum d'informations et des données sur le site et le projet en générale. Et cette récolte fera l'objet de ce chapitre.

2.2. Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet a été proposé par la Société Algérienne des Ponts et Travaux d'Art dans le cadre de la réalisation d'un chemin communal y compris des ouvrages d'art reliant Ras El Hammra à Oued Begrat sur 6 km, à la limite nord-est de la commune d'Annaba.

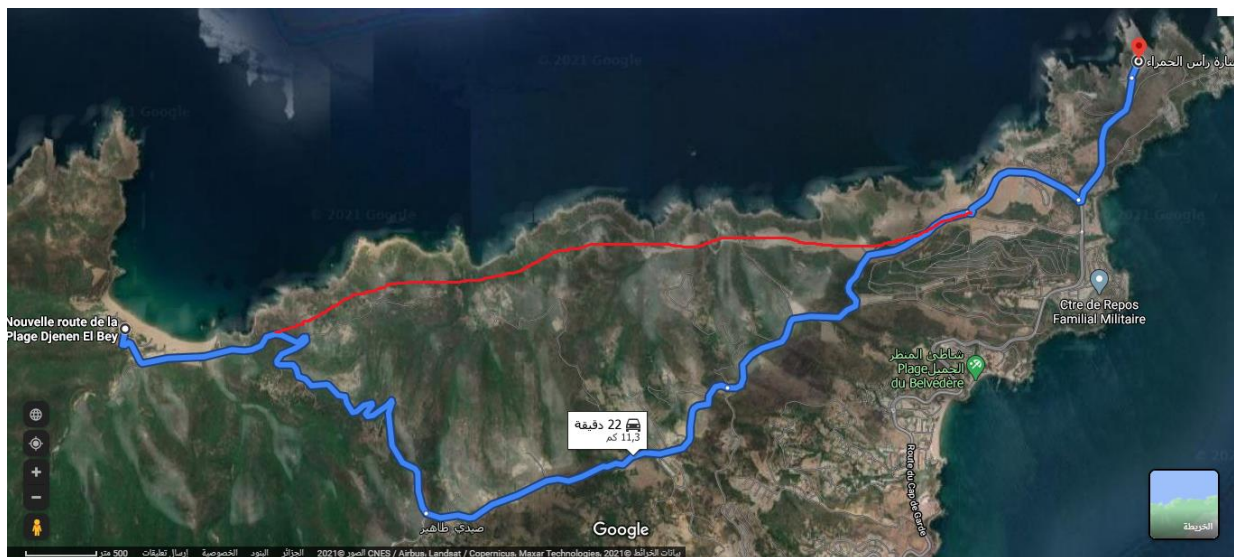


Figure 2.1 : Plan de situation

2.2.1. Les caractéristiques de l'ouvrage :

L'ouvrage consiste à franchir un oued sur une longueur de 230 m entre les PK.2+ 956,51 et le PK3+176,51

- Longueur : 223 m
- Largeur : 11 m
- Pente : 2,5 %

2.3. Données fonctionnelles :

Sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

2.3.1. Trace en plan :

Le tracé en plan est la projection horizontale sur un repère cartésien topographique de l'ensemble des points définissant le tracé du pont.

Le tracé en plan définit une ligne droite d'une longueur totale de 230 m.

2.3.2. Profil en long :

Le profil en long est la représentation d'une coupe longitudinale à l'axe de pont, il définit la combinaison terrain naturelle, la géométrie et les équipements de pont.

Le profil en long de l'ouvrage est ligne droite avec une pente de 2,5 %. En partant de l'altitude 93,04 m jusqu'à 88,54 m

(Voir annexe A)

2.3.3. Profil en travers :

Le profil en travers est la représentation d'une coupe perpendiculaire à l'axe longitudinale de pont, il définit la géométrie et les équipements de pont.

- Largeur rouable : 9 m
- Largeur utile : 11 m
- Nombre des voies de circulations : n=2 voies bidirectionnelle
- divers en toit de 2,5%, et -2,5%

(Voir annexe A)

2.4. Données naturelles :

Sont l'ensemble des éléments de son environnement influant sur sa conception et enfin l'esthétique de façon à ne pas interrompre la vue d'ensemble.

2.5.1. Données géologiques :

la région d'étude est sur le côté algérienne de la Méditerranée vingtaine de kilomètre à l'ouest d'Annaba, le cadre régional est celui du massif Cap de fer-Edough , ce segment de la zone interne de la chaîne côtière d'Afrique de Nord est constituée par un socle métamorphique polycyclique à caractère africain.

2.5.2. Données géotechniques :

le terrain est composée de deux couche de sol sous un couche de terre végétale d'épaisseur égale à 0,5 m, la première-elle à une profondeur de 3,2 m constituée de limon, argile et graves, la deuxième couche descendre jusqu'à 20 m de profondeur constituée des gélisse schisteux très altéré et fracturé.

2.5.3. Données topographique :

La topographie du site de l'ouvrage est plat à vallonné.



Figure 2.2 : la topographie du site de l'ouvrage

2.5.4. Données hydrologiques :

La wilaya d'Annaba est située au nord de l'Algérie. Elle est caractérisée par une forte précipitation, les pluies sont abondantes et peuvent être diluviennes jusqu'à 100 mm a saison d'hiver.

2.5.5. Données sismologiques :

Un séisme est une succession de déplacement rapides imposés à la fondation d'un ouvrage on l'appelle aussi accélération à la base.

Selon le règlement parasismique des ouvrages d'art algérien R.P.O.A, Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité différentes, le Nord Algérien étant fortement sismique. L'ouvrage en question est implant Ras El Hamr Oued Begrat dans la wilaya d'Annaba. Celle-ci est classée en zone **IIa**.

Il en résulte que l'ouvrage devra être étudié pour résister à un séisme moyen.

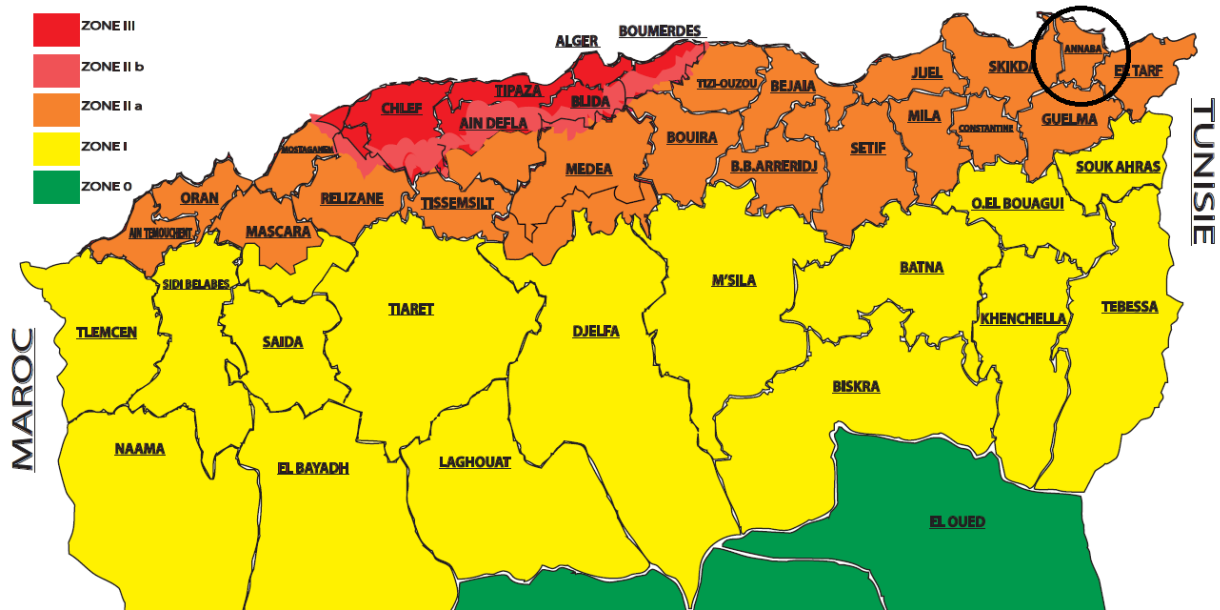


Figure 2.3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie selon RPOA

2.5.6. Données climatiques :

La wilaya d'Annaba a un climat subdivisé en deux variantes :

- la partie nord caractérisée par un hiver doux
- la partie sud caractérisée par un hiver chaud

A. La température :

Les effets de la température sont pris en compte dans les calculs, elle a son effet au niveau des joints de chaussée et des appareils d'appui.

La wilaya d'Annaba connaît durant la saison d'été une température moyenne de 30°C à la journée et à la saison d'hiver une moyenne de 11°C à la journée

B. Le vent :

Les efforts engendrés sur les structures par le vent, sont fixés par le RCPR (Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts routiers), pour ça on prend une surcharge du vent répartie de $1,25\text{Kn/m}^2$ en cours de réalisation

C. Le neige :

Les jours de neige sont rares, pour ça on ne doit pas prendre en compte dans le calcul

D. L'humidité :

Étant donné le site de l'ouvrage, en bord de mer, les actions naturelles telles que l'agressivité de l'air marin, une forte humidité avec embruns, c'est pour ça qu'il faut prendre en compte dans les dispositions constructives, et en particulier l'enrobage.

CHAPITRE 3 : CONCEPTION ET PREDIMENSIONNEMENT

3.1.Introduction :

La conception est une étape importante dans toute étude de construction, il a un objectif d'optimisation technique et économique de l'ouvrage vis-à-vis de l'ensemble des différentes contraintes naturelles et fonctionnelles imposées, tout en intégrant un certain nombre d'exigences de qualité architecturale ou paysagère.

Pour arriver à la variant le plus optimale l'ingénieur doit prendre en considération certain nombre de paramètre :

- les longueurs des portées,
- La géométrie de l'ouvrage (pont droit, pont courbe, pont biais,...),
- les moments induits,
- les sections transversales proposées,
- le nombre d'appuis,
- la méthode de réalisation,
- la nature de son sol support,
- et son hydrologie.

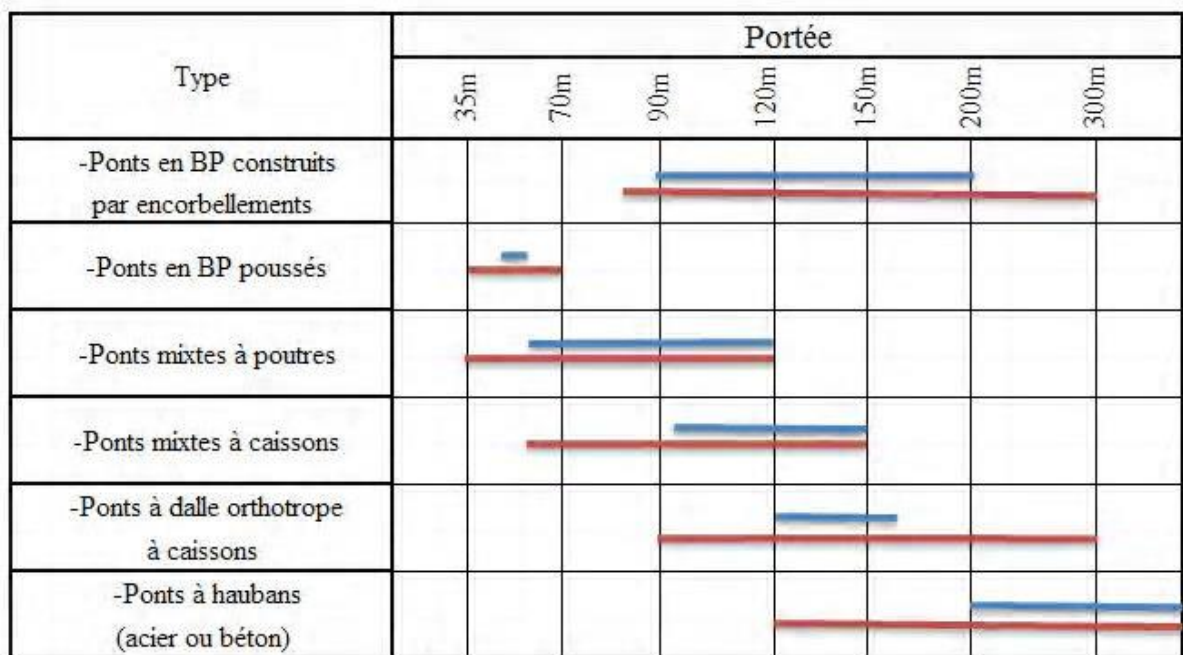


Figure 3.1 : les portée pour différant type de pont

3.2. Proposition des variantes :

Dans notre cas on a proposé 3 types de pont pour comparer entre elle :

- Pont à poutre en béton précontrainte par post tension
- Pont mixte
- Pont en béton précontrainte construire en encorbellement successifs

3.2.1. Variante 01 : Pont à poutre Préfabriquées en béton précontrainte par post tension :

Le tablier est composé d'une dalle en béton armée supportant la chaussée dite hourdis de faible épaisseur portée par plusieurs poutres de forme T et de hauteur constante, il peut exister des entretoises qui sont des poutres transversale (secondaire) relier entre les poutres principales, ce type des pont il est très utilisée dans les pontes a cause de leur méthode de réalisation et leur rendement mécanique ce qui permet d'aller jusqu'à des portée de 50 m.

A. Conception longitudinale est implantation des appuis :

La brèche à franchir est de 270 m avec une hauteur de 30 m, et la nature de site no pose aucune contrainte sure l'implantation des piles (un bonne sol sue la longueur de ponte, et pas de coure d'eau).

Le pont est constitué longitudinalement de 4 travées de milieu avec une longueur de 40 m et de deux travées de rives de 33 m et deux culées la premier de côté de RAS EL HAMMRA et l'autre de côté BEGRAT, leur PK est présenter dans le tableau suivante :

Tableau 3.1: Les PK des appuis de variante 01

Appui	PK
C1	2+920,33
P1	2+959,88
P2	2+999,98
P3	3+040,08
P4	3+080,18
P5	3+120,28
C2	3+159,83

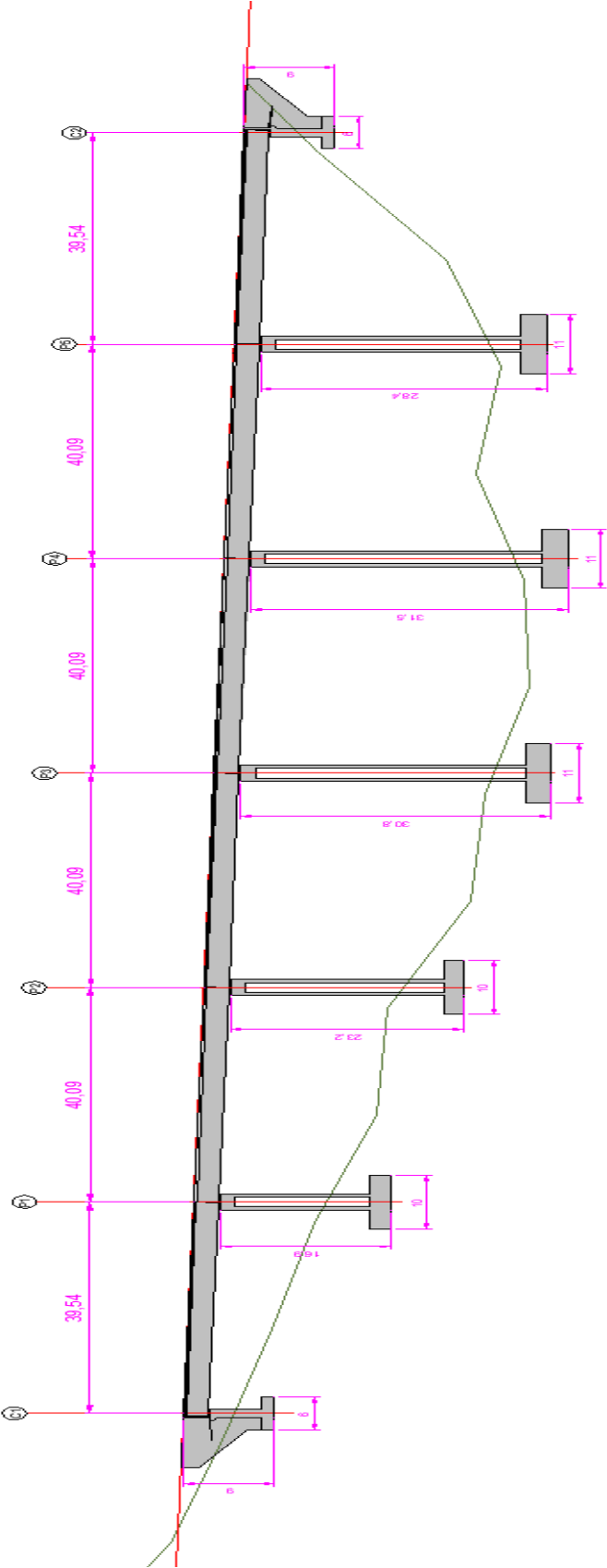


Figure 3.2: coupe longitudinale de la variante 1

B. Conception transversale :

La section transversale de pont est déterminée à partir de profil en travers de la route, notre route est constituée d'un soul chaussée composé de deux voies de largeur 3,75 m (un voie pour chaque sens) et un accotement de largeur 1 m, d'où la section transversale de pont est constituée d'une chaussée de 9 m de largeur et un trottoir de 0,75 m sur chaque côté, donc la largeur totale de pont est de 11 m.

• **Le nombre des poutres :**

$$N = \frac{l}{d}$$

l : largeur de pont

d : Entraxe des poutres comprise entre 1,5 m et 2,5 m, on prend 2 m

$$N = \frac{11}{2} = 5,5 \text{ m}$$

On fixe : $N = 6$ et $d = \frac{L}{N} = \frac{11}{6} = 1,92 \text{ m}$

• **Epaisseur de hourdis :**

Est en fonction de l'entraxe des poutres, est généralement entre 20 et 30 cm, on prend une épaisseur de 20 cm,

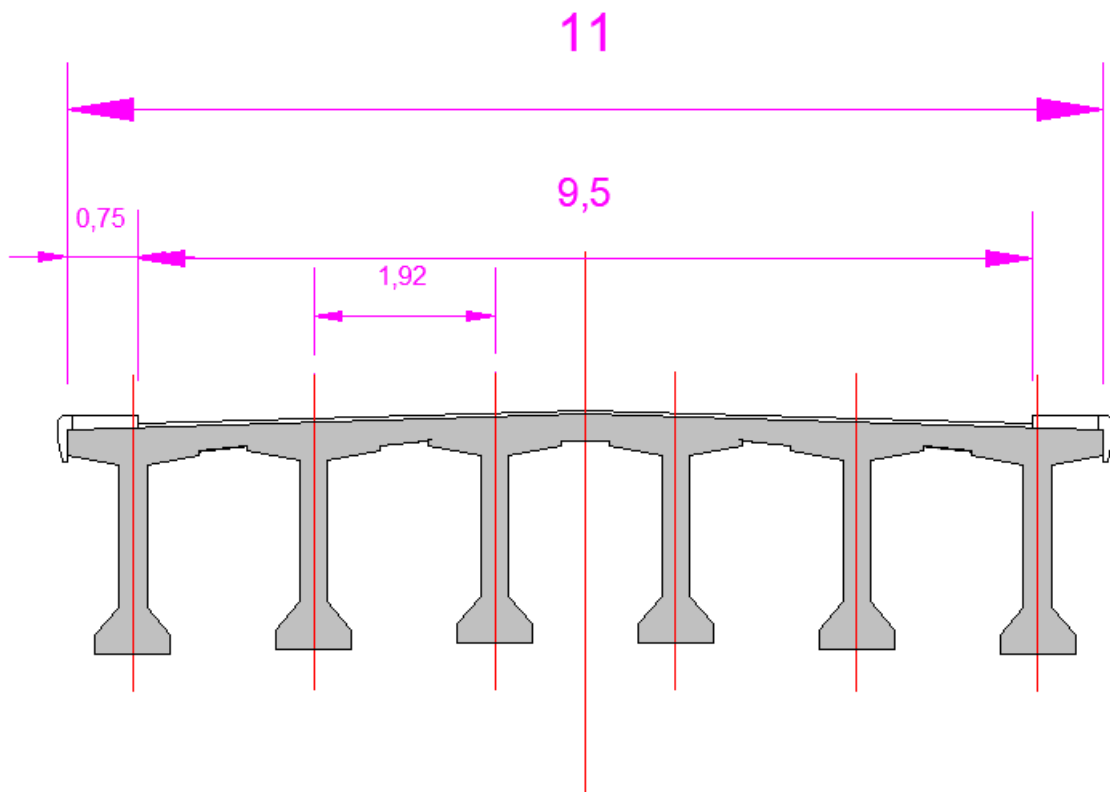


Figure 3.3 : coupe transversale de variante 1

• **Section transversale de la poutre :**

Etant donné que la longueur de la poutre est de 40 m, la section transversale est différente le long de la poutre, il existe 3 sections différentes :

- Section d'about
- Section intermédiaire
- Section médiane

Dans notre cas la différence entre ces sections est en épaisseur de l'âme pour alléger la poutre et économiser en matériaux, cette épaisseur est déterminée en fonction de la disposition des armatures active et passive (donnée par BPEL) et la mode de vibration utilisée.

Le tableau suivant présente les caractéristiques de la section de poutre intermédiaire :

Tableau 3.2 : caractéristique de la section transversale de la poutre en BP

Élément	Critère de choix	Valeur fixée (m)		
		Section d'about	Section intermédiaire	Section médiane
Hauteur de la poutre	$\frac{L}{22} < h < \frac{L}{16}$	2,2		
Largueur de la table de compression	$0,6h < b < 0,7$	1,4		
Épaisseur de la table de compression	$e > 10 \text{ cm}$	0,1		
Épaisseur de l'âme	$b_0 > 20 \text{ cm}$	0,8	0,3	0,25
Largueur de talon	$0,6 < b_t < 0,9$	0,8		
Épaisseur de talon	$0,1 < h_t < 0,2$	0,2		

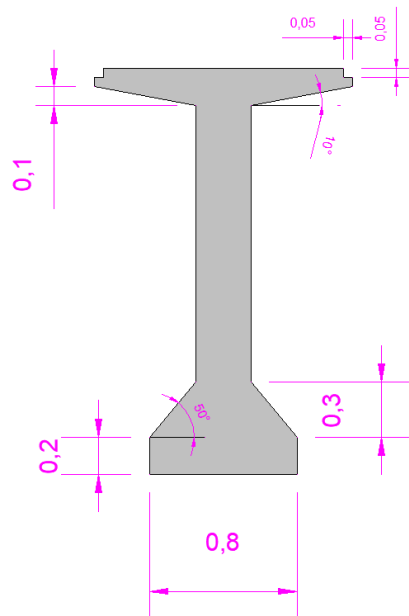


Figure 3.4 : section transversale de la poutre

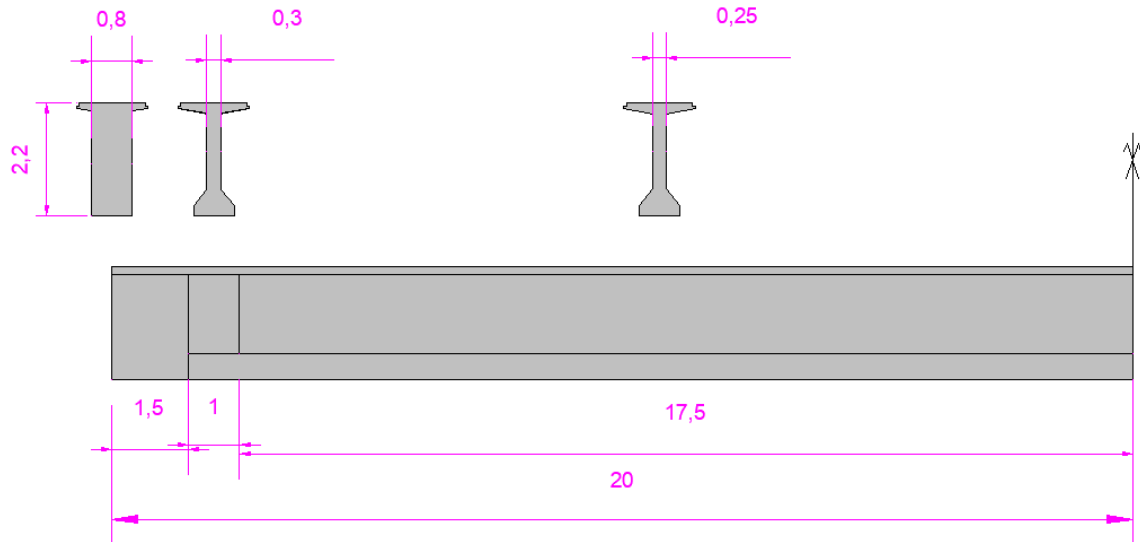


Figure 3.5: les sections transversale le longe de la poutre

Les poutres sont liées entre elle au niveau des appareils d'appui avec une entretoise, leur section transversale est rectangulaire de épaisseur égale à 30 cm et hauteur égale à 1,7 m.

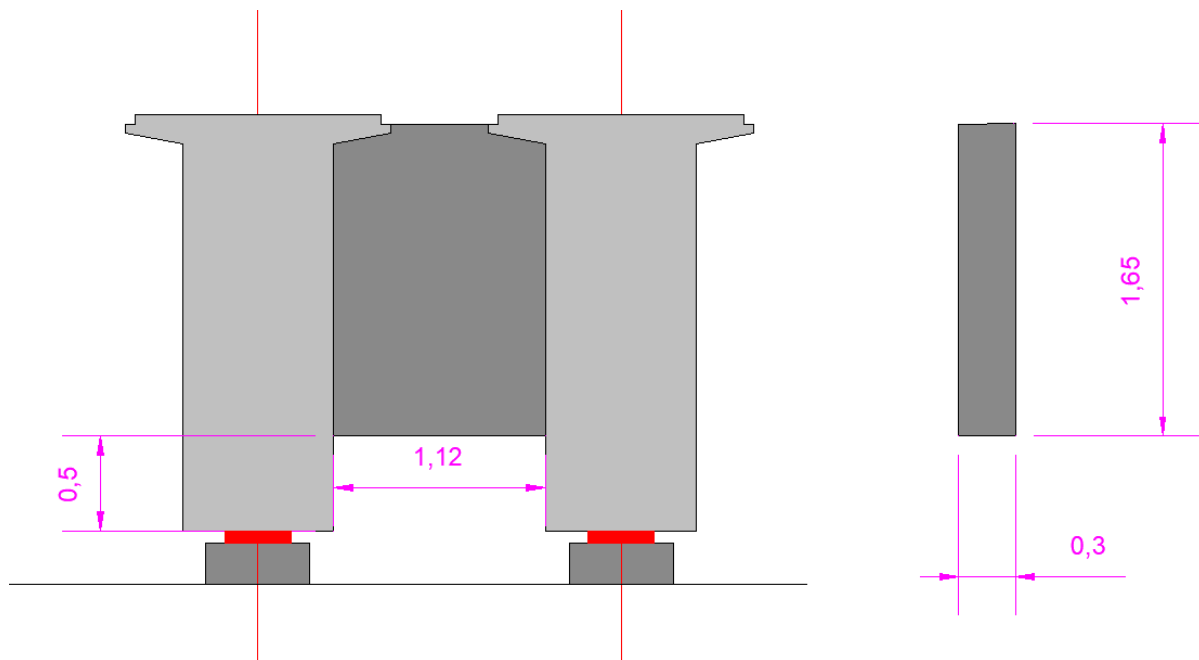


Figure 3.6 : l'entretoise des poutres

C. Avantage et inconvénients :

Avantage :

- Facilité d'étude et d'exécution
- Béton toujours comprimé qui limite la fissuration.
- La possibilité d'assembler des éléments préfabriqués sans échafaudage ni bétonnage.
- Possibilité de franchir des grandes portées (30à50) m.

Inconvenante :

- Poids important des poutres
- Problème de transport des poutres préfabriquées si le chantier est loin du site de fabrication

3.2.2. Variante 02 : Ponte mixte

Le pont mixte est composé des poutres en charpente métallique avec un dalle en béton armé porte la chaussée, la liaison entre les poutres et la dalle pour éviter le glissement entre elle est assuré par des connexions,

Le pont mixte est de type bipoutre est constituée de deux poutre principale lié entre elle par des entretoise des profile IPE,

A. Conception longitudinale et implantations des piles :

Le pont mixte il peut attendre des longueurs de 120m dans les cas les poutres continue, et la travée de rive est égale à 0,8 de travée centrale, pour cette variante on a proposé un pont avec une seule travée centrale de 85 m et deux travée de rive de 68 m.

L'implantation des culées et les piles sont :

Tableau 4.3 : Les PK des appuis de la variante 02

Appui	PK
C1	2+934.85
P1	3+002.35
P2	3+087.35
C2	3+154.85

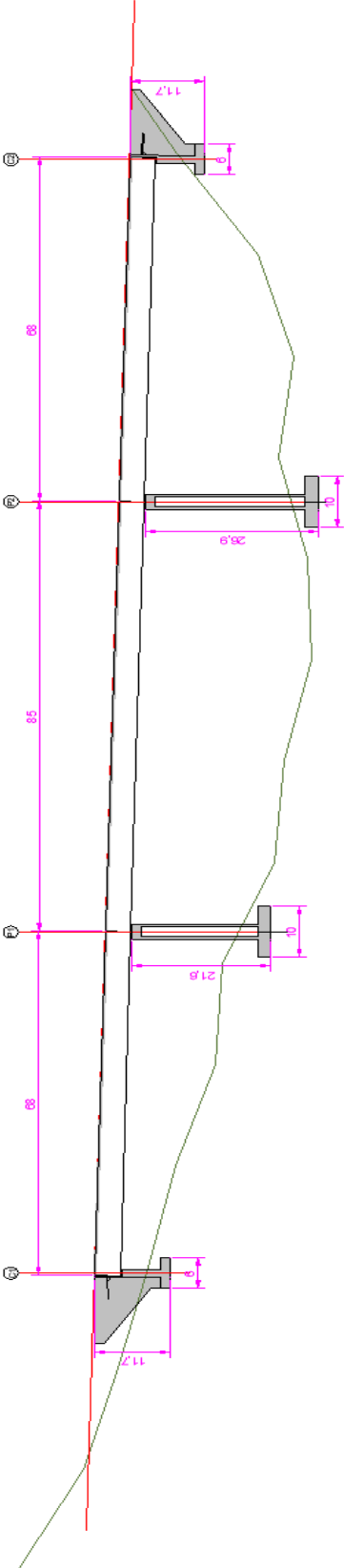


Figure 3.7 : coupe longitudinale de la variante 02

B. Conception transversale :

Transversalement le pont est constituée de deux poutre principale liée entre elle avec un entretoise et un dalle en béton armé, largeurs totale de pont est de 11m.

Le tableau suivant donne les caractéristique géométrique choisir selon le guide de conception de SETRA :

Tableau 3.4 : caractéristique de la section transversale de la poutre mixte

	Critère de choix	Valeur fixé
Hauteur de la poutre	$Max \left(\frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0,45}, 0,40 + \frac{X}{35} \right)$	2.95
Entraxe des poutres	$L = \text{environ } 0,55 LT$	6
Largeur des semelles inf. Binf	$\left(0,25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0,92 + \frac{LT}{150} \right)$	1.5
Largeur des semelles sup. Bsup	$Binf - 0,100$	1.4
Entretoises courantes	Profilés IPE500 à IPE700	IPE600
Épaisseur de la dalle	$0,13 + \frac{LT-L}{26}$ au droit des poutres principales	0.32
	$0,12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier	0.25

Notons que :

X : est la longueur des travées courantes

LT : est le largeur de tablier

Les l'entretoiser sont placer verticalement à mi-hauteur des poutres, et elles sont perpendiculaire aux l'âme, les entretoiser dans la zones d'appuie il est en PRS de hauteur 1000 mm a couse d'effort importante applique.

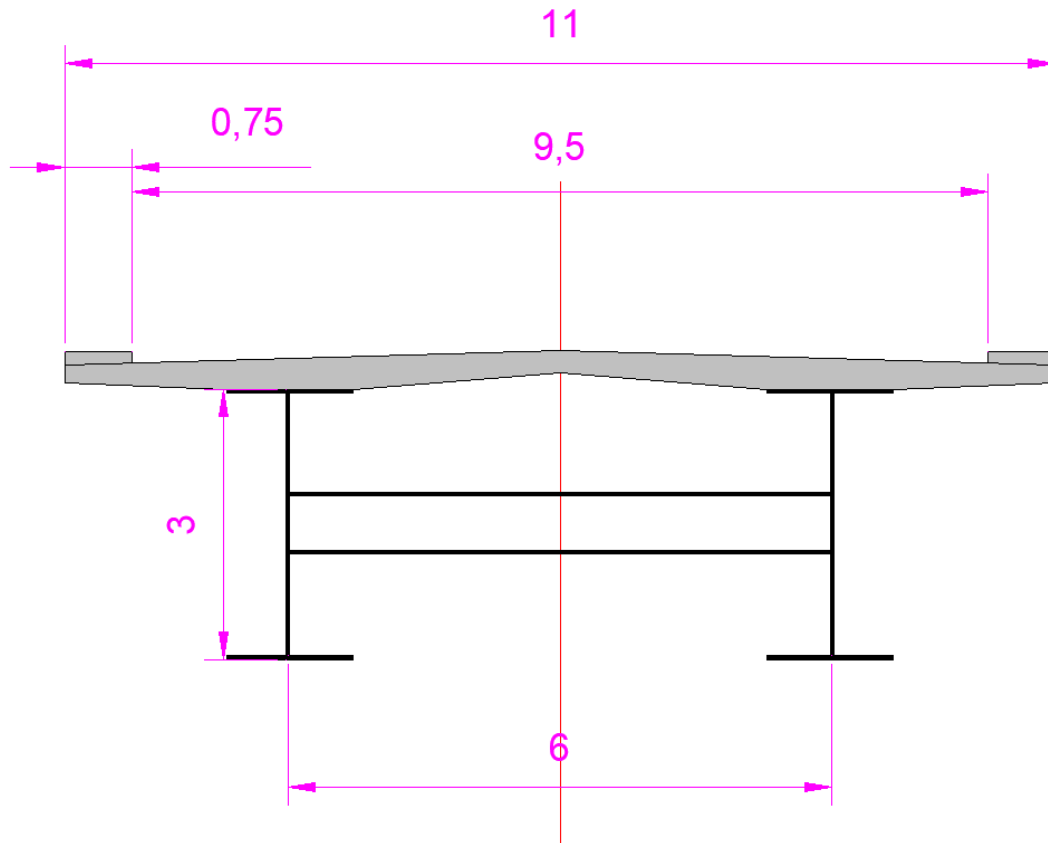


Figure 3.8 : Section transversale de variante 02

C. Avantage et inconvénients

Avantage :

- La possibilité de franchir de grandes portées (30 à 100) m
- La légèreté, donc la diminution du nombre des poutres.
- l'excellent rapport poids/performance du matériau acier.

Inconvénients :

- Le coût est plus élevé.
- Le problème majeur des ponts mixtes est l'entretien contre la corrosion et le phénomène de fatigue dans les assemblages.
- la stabilité de la structure en place doit être vérifiée à tous les stades importants du montage, ainsi qu'un contrôle strict sur le chantier.
- Demande des mains d'œuvre qualifiées

3.2.3. Variante 03 : Pont en béton précontrainte construite en encorbellement successifs :

Le pont peut atteindre des travées de 200m de longueur, est composée de deux dalle appelée hourdis (hourdi supérieur et hourdi inférieur) liée entre elle avec des âmes qui résiste à

l'effort tranchant, l'hourdis supérieur porte la chaussée et les équipements de pont (glissière de sécurité, garde corps), le point fort de ce type et la forme de la section (caisson) qui travaillent bien à la flexion et à la torsion.

A. Conception longitudinale et implantation des piles :

Le pont est composé de 3 travées centrale de longueur 55 m, les travées de rive égales à 0,6 la longueur de travée centrale, d'où 33 m.

L'implantation des piles sont :

Tableau 3.5 : les PK des appuis de la variante 03

Appui	PK
C1	2+927,12
P1	2+959,62
P2	3+014,62
P3	3+069,62
P4	3+124,62
C1	3+157,12

La longueur d'un voussoir est comprise entre 2,5 à 4 m, le critère de choix dans le cas des voussoirs préfabriqués est le poids de voussoir, on prend 2,75 m.

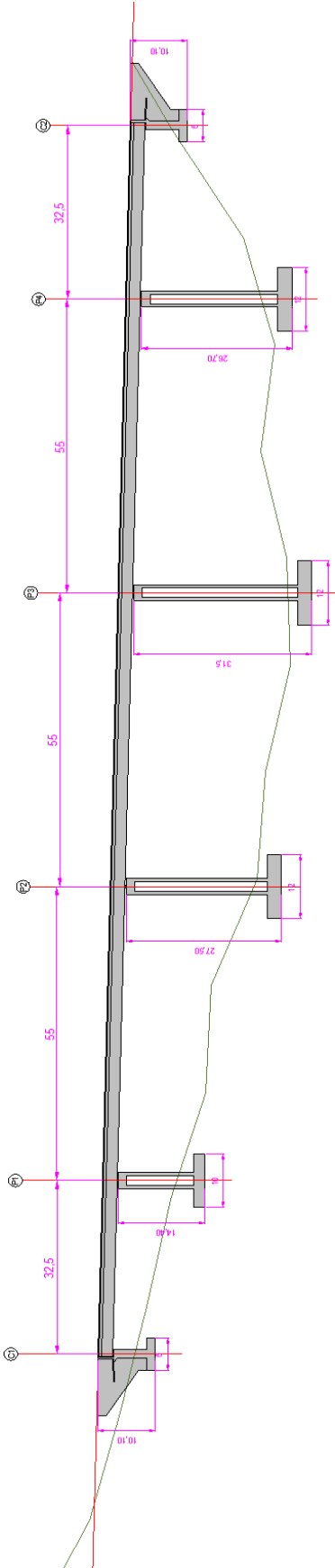


Figure 3.9 : coupe longitudinale de variante 03

B. Conception transversale

La largeur B égale à 11 m, la hauteur de la section peut être fixe ou variable le long de la travée, nous on a choisir une section de hauteur constant, les caractéristiques géométriques sont :

Tableau 3.6 : caractéristique de la section transversale de la variante 03

Elément	Critère de choix	Valeur fixé
Hauteur du voussoir	$\frac{L}{22} < H < \frac{L}{20}$	2,6
Entraxe dès l'âme	D = Environ B/2	5,5
Epaisseur de hourdis supérieur	$16 < e_1 < 18$	$e_1 = 18 \text{ cm}$
	$\frac{C}{8} < e_2 < \frac{C}{7}$	$e_2 = 35 \text{ cm}$
	$e_3 = 0,1 + \frac{D}{25}$	$e_3 = 32 \text{ cm}$
	$\frac{D}{25} < e_4 < \frac{D}{22}$	$e_4 = 25 \text{ cm}$
Epaisseur de l'âme	$E_a = \frac{L}{275} + 1,25 \frac{B}{L} - 0,125$	$E_a = 0,35 \text{ cm}$
Epaisseur de hourdis inférieur	Entre 18 et 22 cm à mi travée Et entre 35 à 80 cm sur pile	A mi- travée : 20 cm Sur pile : 60 cm

La

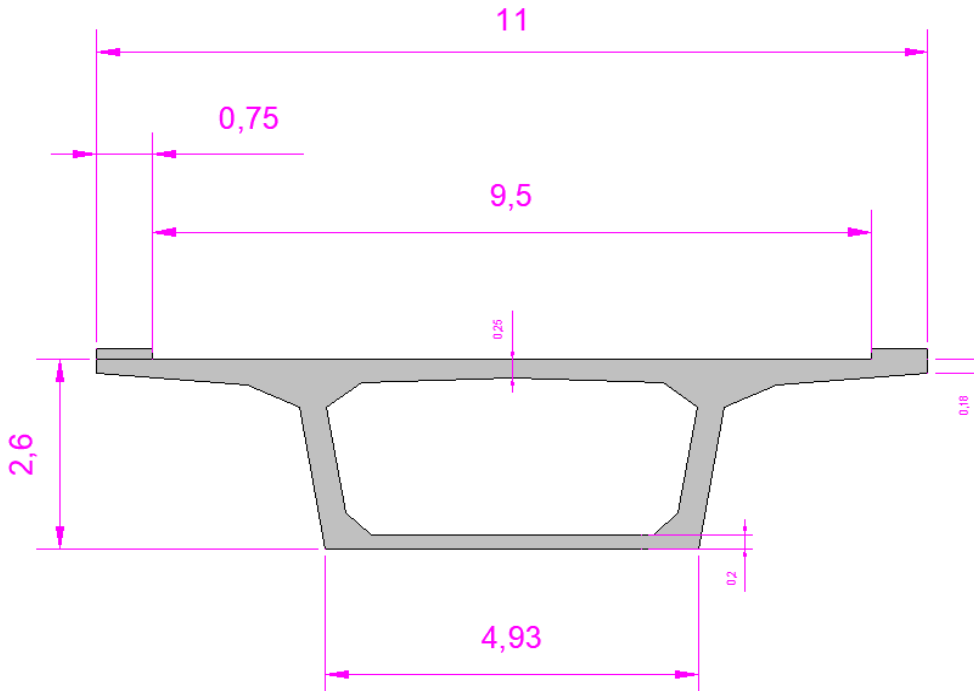


Figure 3.10 : coupe transversale de variante 03

section au droit pile et culée il doit contenir un entretoise pour reprendre effort appliqué sur l'hourdis et l'effort de précontraintes.

L'angle intérieur de gousset supérieur est entre 30° et 45° , et pour le gousset inférieur entre 40° et 45° , le rôle de goussets est :

- ils épaississent le hourdis dans des zones où, les efforts transversaux sont importants.
- leur forme d'entonnoir facilite le bétonnage des âmes et hourdis inférieur.
- ils abritent les câbles de fléaux et assurent leur enrobage.

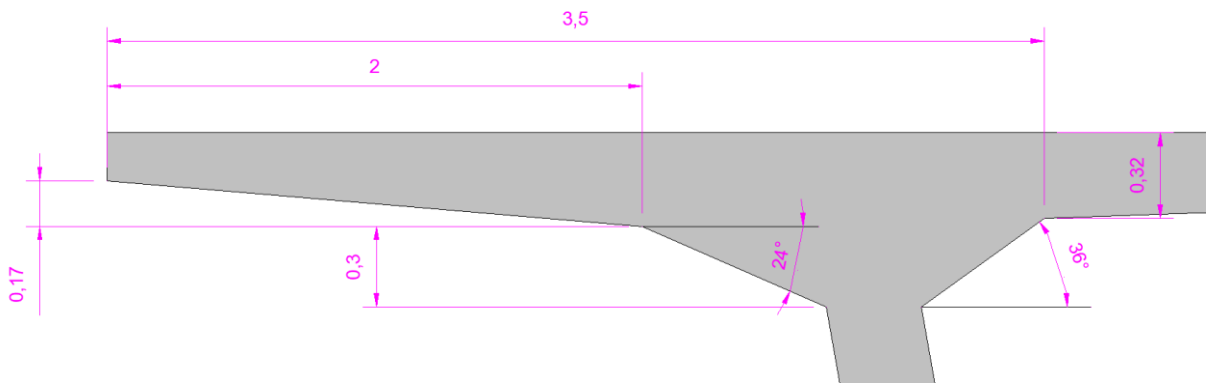


Figure 3.11 : les détails de gousset supérieur

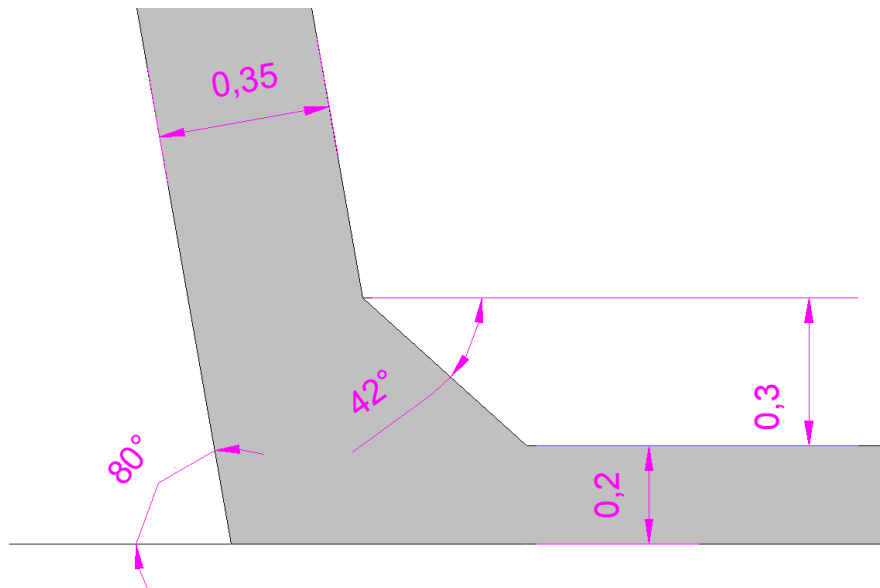


Figure 3.12 : les détails de gousset inférieur

C. Avantage et inconvénients

Avantage :

- La durée d'utilisation son entretien est plus longue
- Sa structure de pont donne la belle forme esthétique
- La portée de ce pont est grande
- Rapidité de construction dans le cas des ouvrages à voussoirs préfabriqués dont la vitesse d'avancement
- L'effet de torsion est nettement plus faible

Inconvénients :

- Déficelé d'étude
- Consomme plus de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre en béton précontrainte
- La nécessité de fabriquer du béton plus résistant avant 28 jours

3.3.Analyse multicritère :

L'analyse et la comparaison entre les variantes est fait par rapporte à les critères suivante :

- Economique
- Entretien
- Exécution
- Esthétique
- Environnement

Description des variantes :

➤ Variante 01 :

De côté de économique la variante 01 est le plus favorable, la méthode d'exécution est standard et rapide, les pointe faible de cette variant est le côté esthétique et l'entretien des appareils d'appui.

➤ Variante 02 :

Le pointe fort de cette variante est rendement mécanique de matériaux ce qui réduit de nombre des appuis (pile), et réduit l'impact sur l'environnement (moins pile dons moins travaux de tassement sur site), par contre les pointe faible de cette variante est les travaux d'entretien important qu'il demande (milieux très agressive), et le deuxième point faible est la transportation des éléments par la ville.

➤ **Variante 03 :**

De côté d'exécution cette variante est le plus défavorable, les ponts construits en encorbellement successifs ne nécessitent pas des travaux d'entretien pendant une bonne période, l'un des problèmes de cette variante est le déplacement de voussoir dans le chantier vu le terrain accidenté et la hauteur de pont.

Le tableau ci-dessous résume la comparaison entre les variantes vis-à-vis les différents critères.

Tableau 3.7 : comparaison entre les variantes

critères	Variante 01	Variante 02	Variante 03
Economique	Moins chère	Très Chère	chère
Entretien	Facile	Difficile	Facile
Exécution	Facile	Difficile	Facile
Esthétique	Moyen	Bonne	Bonne
Environnement	Grande impacte	Moins impacte	Grande impacte

3.4.Conclusion :

Dans le cas générale, le critère économique est le critère déterminant, dans notre cas la variante 01 est la moins chère des variantes proposées, de plus elle a une méthode d'exécution facile qui ne demande pas un équipement spécial,

Donc la variante retenue est la variante 01 (Pont à poutre en béton précontraint par post tension).

CHAPITRE 4 : MATERIAUX DE CONSTRUCTION

4.1. Introduction :

Le choix des matériaux de construction prend une grande partie la conception et le calcul des ponts, dans ce chapitre on donne les caractéristiques du béton et des aciers actifs et passifs utilisés.

4.2. Béton hydraulique :

Le béton est un mélange des matériaux naturels. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (graviers, gravillons, sables, etc.), et un liant (ciment) ; tous ces composants créent un mélange homogène qui se solidifie avec le temps

Le béton destiné à la précontrainte ne diffère pas beaucoup de celui destiné au béton armé

Le béton possède des caractéristiques sont les suivantes :

4.2.1. Résistance caractéristique à la compression :

Le caractère de base du béton est la résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique f_{c28}

$f_{c28} = 35$ MPa pour la superstructure

$f_{c28} = 30$ MPa pour l'infrastructure

4.2.2. Contrainte ultime de compression :

$$F_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \gamma_b * \theta$$

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

Et pour $\gamma_b =$ $\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ en situation durable ou transitoire.} \\ 1,15 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$

4.2.3. Contraint limite de service de compression :

$$\sigma_b = 0.6 * f_{c28}$$

4.2.4. La résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction f_{tj} se rapporte à la contrainte maximale atteinte sous chargement en traction.

La valeur f_{tj} détermine à partir de f_{c28} par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 * f_{cj}$$

A.N :

$f_{t28} = 2,7$ MPa pour la superstructure

$f_{t28} = 2,4$ MPa pour l'infrastructure

4.2.5. Coefficient de poisson :

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

$$\nu = 0.2$$

4.2.6. Module de déformation longitudinale E :

On considère un module de déformation longitudinal du béton 'Eij' défini par les règles B.P.E.L et B.A.E.L comme suit :

- **Module de déformation instantanée (< 24 heures)**

$$E_{ij} = 1100^3 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

$$E_{ij} = \frac{1}{3} (1100^3 \sqrt[3]{f_{cj}})$$

4.2.7. Module de déformation transversale G :

Il est donné par la relation suivante :

$$G = E_{ij}/2(1 + \nu)$$

4.2.8. Dosage :

Pour le béton armé est dosé à 400Kg /m³ de ciment CP1 42,5, et pour le béton précontraintes est dosé à 300 kg/m³ de ciment CP1 42,5

4.2.9. Densité :

La masse volumique du béton armé $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

4.3. Aciers passifs :

Comme le béton très résistant à la compression il est très mal à la traction, pour cette raison on utilise des aciers de construction, dans ce paragraphe on présente les caractéristiques des aciers destinés au béton armé :

4.3.1. La limite élastique :

On utilise aciers à haute adhérence de nuance Fe E400

Donc la limite élastique $f_e = 400 \text{ MPA}$

4.3.2. Module d'élasticité :

Il est appelé aussi 'Module de Young', $ES = 200 \text{ GPA}$

4.3.3. Contrainte limite de traction :

Les contraintes admissibles à la traction est donnée par les formules suivantes :

• A P'ELU :

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

γ_s : coefficient de sécurité

- 1 pour situation accidentelle
- 1,15 Pour situation durable ou transitoire

• A P'ELS :

Tableau 4.1 : contrainte limite de traction de l'acier

Tableau 3.8 : Etat considéré	ELS
fissuration peu nuisible	Pas de limitation des contraintes
fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \text{Max}(0.5f_e, 100\sqrt{\eta * ftj})$ avec : $\eta=1$ pour RL et $\eta=1.6$ pour HA
fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \text{Max}(0.4 * f_e, 88\sqrt{(\eta * ftj)})$

3.3.4. Diagramme contrainte déformation :

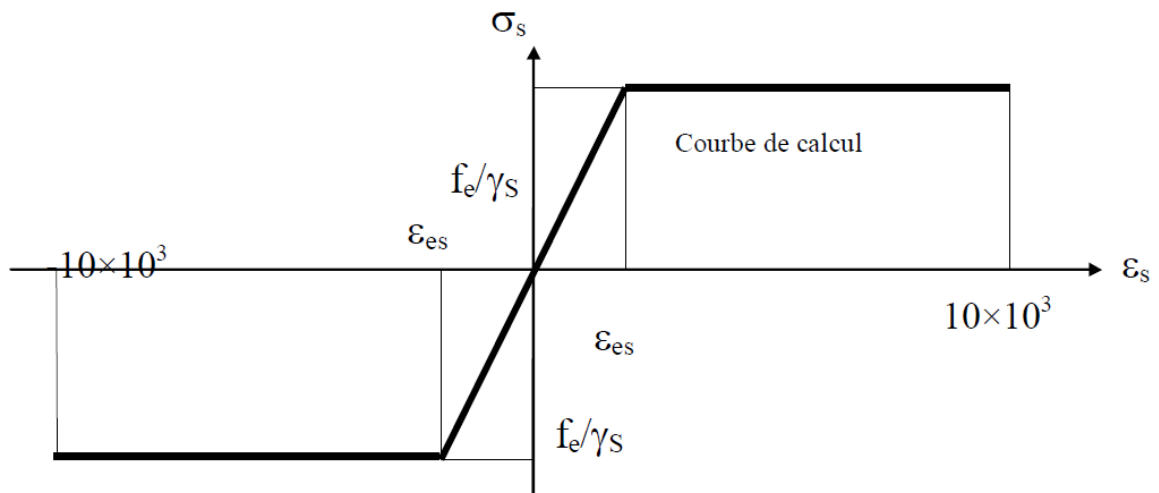


Figure 4.1 : Diagramme contrainte déformation des aciers

4.4. Aciers de précontrainte « actifs » :

Les armateurs actifs utilisés en béton précontrainte sont des armatures en acier à haute résistance pour objet de résister sous sollicitation même sans aucune action extérieure. Ils sont classés par catégories : fils, barres, torons.

Alors on utilise des câbles 12T15s avec caractéristique sont les suivantes Selon FREYSSINET :

4.4.1. Nombre de torons par câble :

$$n = 12$$

4.4.3. Section transversale :

$$A_p = 150 \text{ mm}^2$$

4.4.4. La charge garantie de rupture d'un toron :

$$f_{prg} = 1860 \text{ MPA}$$

4.4.5. La limite conventionnelle d'élasticité a 1% :

$$F_{peg} = 1674 \text{ MPA}$$

4.4.6. Coefficient de frottement :

$$F = 0,18 \text{ rad}^{-1}$$

4.4.7. Glissement à l'ancrage :

$$G = 6 \text{ mm}$$

4.4.8. Coefficient de frottement (gaine-câble) :

$$\varphi = 0,002 \text{ m}^{-1}$$

CHAPITRE 5 : CALCUL DES CHARGES

5.1.Introduction :

Dans ce chapitre on va calculer les charges et les surcharges que le pont doit supporter, les actions appliquées à un ouvrage peuvent être permanentes ou Variables, les calculer doit être suivant la norme algérienne ou le RCPR.

Le RCPR est une norme adoptée par l'état pour définir les cas de charge à applique sur un pont routier pour trouver l'effort le plus défavorable, le RCPR donne les règle de calcule et les caractéristiques les ces charge (la valeur, la position sur le pont, les coefficients de majoration,...)

Il existe deux types d'action sur les ponts routiers :

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

5.2.Les charges hors trafic :

5.2.1. Poids propre

Est le poids total de tous les éléments constitué le tablier, pour calculer on multiplier le volume de élément par la masse volumique de matériaux.

5.2.1.1Charge permanente (CP) :

Est le poids propre des éléments structuraux (poutres et la dalle),

La poutre est constituée de 3 sections le long de leur axe longitudinal

$$G_{\text{poutres}} = V_{\text{Poutre}} \times \rho_{\text{béton}} = (S_1 L_1 + S_2 L_2 + S_3 L_3) \rho_{\text{béton}}$$

Avec :

S_i : Aire de chaque section

L_i : longueur de chaque section

$\rho_{\text{béton}}$: Masse volumique de béton égale à 25 KN/m³

AN:

$$G_{\text{poutre}} = (1,836 \times 3 + 0,925 \times 2 + 0,999 \times 35) 25 = 990,75 \text{ KN}$$

La section de la dalle est de largeur de 11 m et d'épaisseur de 0,2 M en béton armée

$$G_{\text{Dalle}} = V * \rho_{\text{béton}}$$

AN:

$$G_{\text{Dalle}} = (11 \times 0,2 \times 40) 25 = 2200 \text{ KN}$$

L'entretoise est constituée d'une section le longe de leur axe transversale de les deux bordures de tablier

$$G_{\text{entertoise}} = (1,7 \times 0,3 \times 0,52) \times 25 = 6,63 \text{ KN}$$

D'où le poids total des charges permanentes :

$$G_{\text{CP}} = 6 \times G_{\text{poutre}} + 2 \times 5 \times G_{\text{entertoise}} + G_{\text{Dalle}}$$

AN :

$$G_{CP} = 6 * 996.75 + 2200 + 2 * 5 * 6.63 = 8246.8 \text{ KN}$$

5.2.1.2 Charge complémentaire permanente (CCP)

Est le poids des autre éléments constituons le tablier :

Les deux trottoirs sont en béton armée et d'épaisseur 0,15 m :

$$G_{\text{trottoir}} = V \times \rho_{\text{béton}}$$

AN :

$$G_{\text{trottoir}} = 1,5 \times 0,20 \times 40 \times 25 = 300 \text{ KN}$$

Le poids de revêtement est :

$$G_{\text{revêtement}} = V_{\text{revêtement}} \times \rho_{BB}$$

Où ρ_{BB} est la masse volumique de béton bitumineux égale à 24 KN/m³

AN :

$$G_{\text{revêtement}} = (0,08 * 9,5 * 40) 24 = 730 \text{ KN}$$

Les poids de corniche, la glissière et le garde-corps est respectivement 0,05 KN/m, 0,5 KN/m et 1 KN/m sur 40 m d'où :

$$G_{\text{corniche}} = 2 \times 0,05 \times 25 \times 40 = 50 \text{ KN}$$

$$G_{\text{glissière}} = 2 \times 0,5 \times 40 = 40 \text{ KN}$$

$$G_{\text{garde-corps}} = 2 \times 1 \times 40 = 80 \text{ KN}$$

Le poids des charges complémentaires permanentes est :

$$G_{CCP} = 300 + 730 + 50 + 40 + 80 = 1200 \text{ KN}$$

• **Poids propre :**

D'où le poids propre de tablier est : $G = G_{CP} + G_{CCP}$

AN :

$$G = 8246.8 + 1200 = 9446.8 \text{ KN}$$

Tableau 5.9 : Les charges permanentes de tablier

Charge	Valeur		
	En KN/m ²	En KN/m	En KN
Les poutres	/	149,51	5980,5
Entretoise	/	/	66,3
La dalle	5	55	2200
Les trottoirs	5	75	300
revêtement	1,92	18,25	730
corniche	/	0,1	50
glissière	/	1	40
garde-corps	/	2	80
Totale	/	/	9446.8

5.2.2. Action thermique :

Dans la région où il existe le pont la variation de température est entre +35° C et -15° C, pour le tablier et comme notre cas le pont se compose de plusieurs tabliers successifs séparés par des joints donc on ne prend pas en considération l'effet de la variation de température dans le calcul des ferraillements de tablier (l'effet de la action thermique est préé par les appareille d'appui).

5.2.3. Actions dues au vent :

Les efforts engendrés sont introduits dans les calculs comme des pressions horizontales statiques appliquées aux surfaces frappées (surface des piles, ..), la valeur de cette pression est :

- 2,00 kN/m² pour les ouvrages en service ;
- 1,25 kN/m² pour les ouvrages en cours de construction.

5.3. Les charges dues au trafic :

5.3.1. Largeur roulable, largeur chargeable, nombre des voies

- Largeur roulable :

Est la largeur total de la chaussée et comprise entre dispositifs de retenue ou bordures. Dans notre cas est égale à 9,5 m

- Largeur chargeable :

Est déduite à partir de la largeur chargeable, dans le cas où il existe une glissière en enlevant 0,5 m et 1 m s'il existe dans les deux côtes.

$$L_C = L_R - 1 = 9,5 - 1$$

$$L_C = 8,5 \text{ m}$$

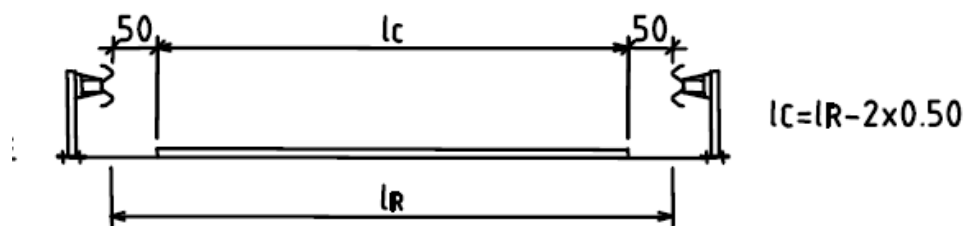


Figure 5.1: Largeur roulable et largeur chargeable

- Nombre des voies :

$$n = \frac{L_C}{3} = \frac{8,5}{3} = 2,83$$

Donc le nombre des voies égale à 2.

5.3.2. Classe de pont :

Les ponts routiers sont classés selon le RCPR en 3 classes en fonction de la largeur roulable et de leur destination, la largeur roulable de notre pont égale à 8,5 m, d'où le pont est de premières classes

5.3.3. Système de charges A :

La charge A(L) est en fonction de la longueur de la travée L, exprimer en (KN/m²), et donné par le formule suivant :

$$A(L) = 2,3 + \frac{360}{L + 12} a_1 a_2$$

L : La longueur de travée en m .

a₁ : Est déterminé en fonction de la classe du pont, et du nombre des voies chargées.

a₂ : Est calculée en fonction de la largeur de voies :

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

Étant V la largeur d'une voie et V₀ valeur donné en fonction de classe de ponte.

Le calcul de A(L) dans le cas d'un voie charger et le cas de deux voies charger donne les résultats suivant :

Tableau 5.10 : système de charge A(l)

Nombre de voies	L	a ₁	V = L _c /n	V ₀	a ₂	A(L) (KN/m ²)
1 voie charge	40	1	4,25	3,5	0,823	7,59
2 voies charge	40	1	4,25	3,5	0,823	7,59

• **Force de freinage :**

Est donnée par la formuler :

$$F = \frac{A S}{20 + 0,0035S}$$

Avec :

A : La valeur de la charge A(L)

S : La surface chargée en m² (égale à L*L_R)

AN :

$$F = \frac{7,59 (8,5 \cdot 40)}{20 + 0,0035(8,5 \cdot 40)} = 121,83 \text{ KN}$$

5.3.4. Système Bc :

La charge d'un camion de type B_c est de 300 KN, il comporte trois essieux, un essieu avant de charge 60 KN, et deux essieux arrière de charge 120 KN pour chacun.

Deux camions sont placés dans le sens longitudinal et dans le sens transversale, et positionnée de façon à trouver l'effort le plus défavorable.

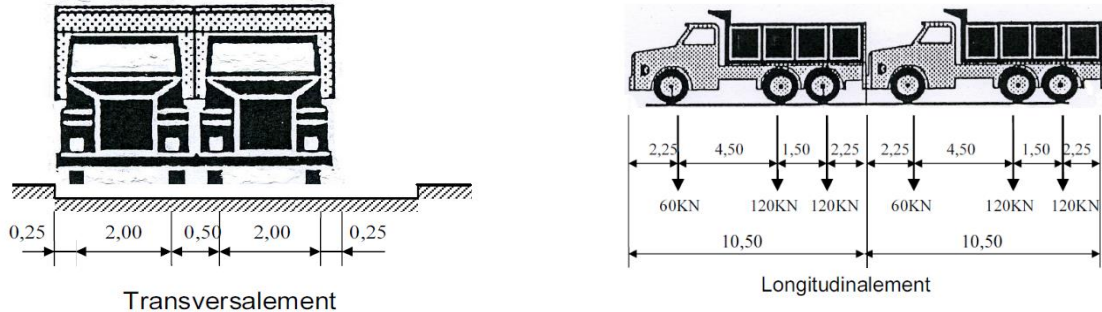


Figure 5.2 : Système Bc

On fonction de la classe du pont et de nombre de files considérées les valeurs des charges du système BC prise en compte son multiplié par le coefficient b_c.

- **Coefficient de majoration dynamique :**

Donné par la formule suivant :

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

Avec :

L : Longueur de l'élément en mètres

G : Le poids d'élément

S : Le poids de B_c

AN :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 40} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \cdot 9088,48}{300}} = 1,19$$

Tableau 5.11 : les valeurs de Système Bc

Nombre des voies charger	Les essieux	Charge par essieu (KN)	bc	δ	Valeur majoré (KN)
1 voie	essieu avant	60	1,2	1,19	85,68
	Essieu arrière	120			171,36
2 voie	essieu avant	60	1,1	1,19	78,54
	essieu arrière	120			157,08

- **Effort de freinage :**

Parmi les camions Bc que l'on peut placer sur le pont, un seul est supposé freiner, et développe un effort de freinage égale à son poids, l'effort de freinage développé par le système Bc ne est pas à majorer pour effets dynamiques, et il est multipliée par la valeur de bc donc :

$$F = 300 * 1,2 = 360 \text{ KN}$$

Comme notre cas le pont se compose de plusieurs tabliers successifs séparés par des joints, le camion qui freine doit être mis successivement sur chacun de ces tabliers, mais il n y a pas lieu de supposer que plusieurs camions freinent en même temps sur les divers tabliers.

5.3.5. Système Bt :

Un tandem du système B t comporte deux essieux, tous deux à roues simples, la charge sur chaque essieu est de 160 KN, deux tandems au plus sont disposés sur la chaussée pour les ponts de première et deuxième classe, les valeurs des charges sont multipliées par coefficient b_t qui est en fonction de classe de pont, pour les ponts de première classe égale à 1,2.

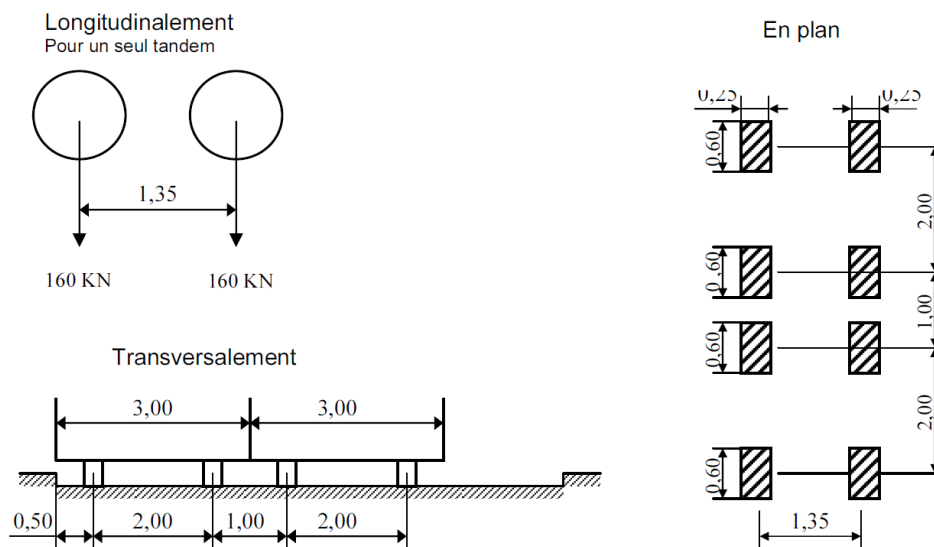


Figure 5.3 : Système Bt

- **Coefficient de majoration dynamique :**

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

Avec :

S : Le poids de B_t (égale à 320 KN)

AN :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 40} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \cdot 9088,48}{320}} = 1,05$$

Tableau 5.12 : les valeurs de système Bt

Charge sur un essieu (KN)	bt	δ	Valeur majoré (KN)
120	1,2	1,05	151,2

5.3.6. Système Mc 120

La charge de véhicule type du système Mc 120 est 1100 KN, comporte deux chenilles de longueur 6,1 m et de largeur 1m pour chaque chenilles, un seul véhicule est supposé longitudinalement, et le nombre de véhicule n'est pas limité dans les sons transversale avec un distance de 30,5 m entre deux véhicule.

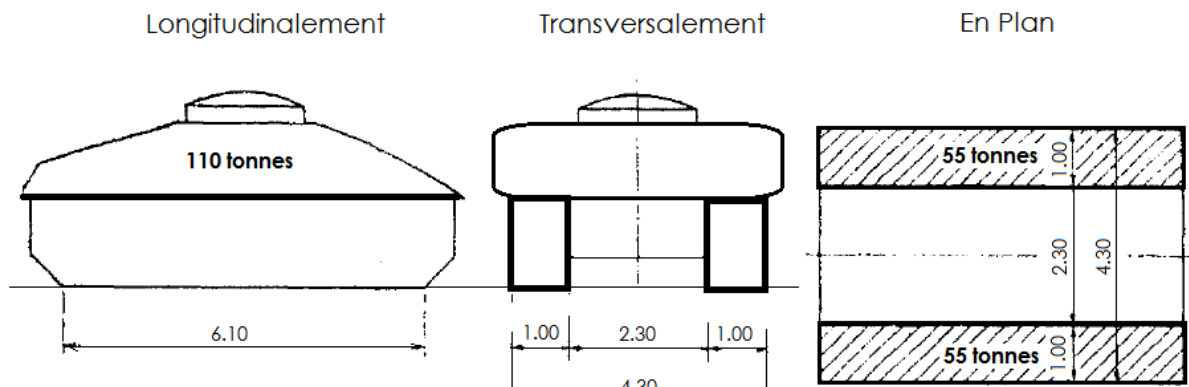


Figure 5.4 : système Mc 120

- Coefficient de majoration dynamique :

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

Avec :

S : Le poids de Mc120

AN :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 40} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \cdot 9088,48}{1100}} = 1,06$$

Tableau 5.13 : les valeurs système Mc 120

Charge sur une chenille (KN)	δ	Valeur majoré (KN)
550	1,06	583

5.3.7. Système D240 :

le poids de système D240 est de 2400 KN, Ce poids est supposé réparti au niveau de la chaussée sur un rectangle uniformément chargé de 3,20m de largeur et de 18,60m de longueur. Les charges exceptionnelles ne sont pas multipliées par le coefficient de majoration dynamique.

L'intensité de la charge égale à : $41,2 \text{ KN/m}^2$

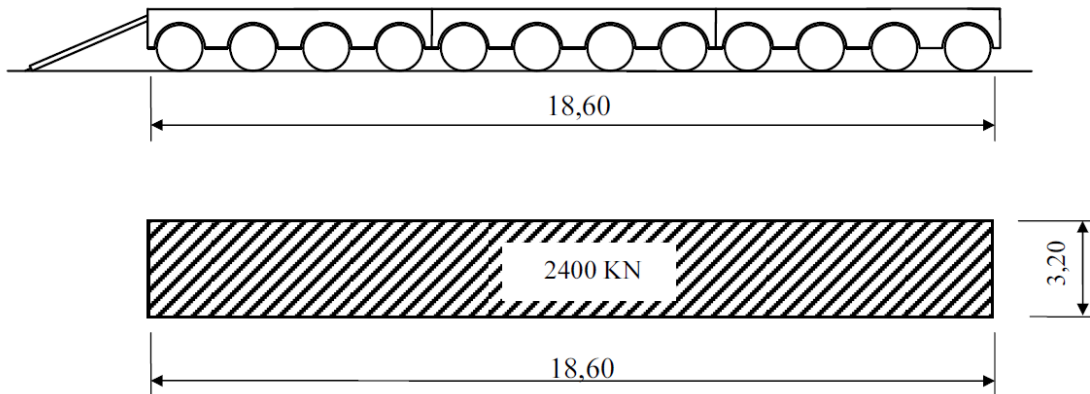


Figure 5.5 : système D240

5.3.8. Les Charges sur les trottoirs :

La charge à appliquer sur les trottoirs est $1,5 \text{ KN/m}^2$, cette valeur n'est pas majeure par coefficient de majoration.

Trottoir chargé : $P1 = 1,5 \times 0,75 = 1,125 \text{ KN/ml}$.

Trottoirs chargés : $P2 = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ KN/ml}$.

CHAPITRE 6 : ETUDE DE LA PRECONTRAINTE

6.1. Introduction

La précontrainte est une procédure mécanique qui permettait de construire des poutres de grande portée, tout en conservant à la sécurité et économie.

Le principe de base est d'imposer un effort de compression axial pour l'objet de supprimer les sollicitations de traction dans le béton

La précontrainte il peut être précontraint totale avec élimination complète de contrainte de traction, ou bien précontraint partielle avec l'autorisation des faibles contrainte de traction

On distingue deux modes de précontraintes :

- Précontrainte par post-tension (on utilise cette technique)
- Précontrainte par pré-tension.

6.1.1. Précontrainte par post-tension

Ce procédé consiste à tendre les câbles de précontrainte déjà enfilés dans des gaines après le coulage et durcissement du béton

Cette technique se présente sous deux formes :

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

6.1.2. Précontrainte par pré-tension

Dans ce procédé, les câbles de précontrainte sont tendus entre deux massifs solidement ancrés avant le coulage du béton. Cette technique est surtout employée sur les bancs de préfabrication, pour réaliser des éléments répétitifs.

6.2. Les données de calcul

6.2.1. Données de l'ouvrage :

Sont les caractéristiques géométriques de tablier :

Tableau 6.1 : les données générales d'ouvrage

H_{poutre} (m)	$H_{\text{poutre + dalle}}$ (m)	L_{poutre} (m)	$L_{\text{porté}}$ (m)	N_{poutres}	Ep_{dalle} (m)	B_{About} (m)	$L_{\text{tab comp}}$ (m)
2.2	2.4	40	39	6	0.2	0.8	1.4

6.2.2. Caractéristiques des câbles :

Dans notre projet, et après les calculs on choisit des câbles de type 12T15s avec les caractéristiques suivantes :

Tableau 6.2 : Caractéristiques des câbles de précontraintes

Câble	$N_{\text{br Toron}}$	A_p 1 Toron (mm^2)	A_p (mm^2)	f_{prg} (mpa)	f_{peg} (mpa)	f_{p0} (KN)
T15S	12	150	0.0018	1866	1674	221.4

$f (rad^{-1})$	$\varphi(m^{-1})$	$g (mm)$	μ_0	ρ_{1000}	$E_p(mpa)$	$f_e(mpa)$
0.18	0.002	6	0.43	2.5	190000	500

6.2.3. Caractéristiques du béton :

Pour le béton de la superstructure on a utilisé un béton de 35 MPa

Tableau 6.3 : Caractéristiques du béton

$f_{c\ sup}(Mpa)$	$f_{c\ inf}(Mpa)$	$f_{t\ 28}(Mpa)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\sigma_{bt}(Mpa)$
35	27	2.7	21	-4.05

6.2.4. Caractéristiques des sections :

Les caractéristiques de la section transversale de la poutre ou la poutre avec la dalle définir selon BPEL pour faire le calcul de la précontrainte sont :

B : L'aire de la section ;

CDG : Contre de gravité

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe qui passe par le contre de gravité

V : Distance entre les fibres supérieures et le contre de gravité

V' : Distance entre les fibres inférieurs et le contre de gravité

i : Rayon de giration

ρ : Rendement de la section

Tableau 6.4 : Caractéristiques géométriques de section d'about et médiane

	About		Médiane	
	Poutre seul	Poutre+ dalle	Poutre seul	Poutre+ dalle
B (m2)	1.84	2.21	0.9300	1.3835
v' (m)	1.14	1.34	1.0973	1.4396
v (m)	1.06	1.06	- 1.0973	0.9604
IG (m4)	0.79	1.20	0.5600	0.9822
i (m2)	0.43	0.54	0.60	0.71
ρ	0.35	0.38	- 0.50	0.51

6.2.5. Résultats logiciel "Autodesk Robot ":

Les efforts applique sur la poutre sont calculé avec logiciel Autodesk Robot 2020 (voir annexe C), les résultats trouve sont :

Tableau 6.5: Les résultats de logicielle robot

Moment fléchissant (MN.m)			Effort tranchant (MN)	
Mgp	MM	Mm	VM	Vm
4.85	11.54	7.301	1.378	0.784

6.3. Dimensionnement de la précontrainte

6.3.1. Valeur minimale de la précontrainte a l'ELS

La valeur de l'effort minimale de la précontrainte pour une section est donnée par la formule suivante :

$$p_{min} = \sup (p_I, p_{II})$$

Pour section sous-critique :

$$p_I = \frac{\Delta M + \frac{I}{V'} + \overline{\sigma_{bt1}} + \frac{I}{V} \overline{\sigma_{bt2}}}{\rho \times h}$$

Pour section sur critique :

$$p_{II} = \frac{M_M + C B \overline{\sigma'_{bt}}}{C + v' - d'}$$

Avec :

B : Son aire ;

v et v' : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes (v + v' = h) ;

I : Son moment d'inertie ;

ρ : Son rendement géométrique ;

Mg : Moment de poids propre ;

Mg' : Moment dû aux charges permanentes additionnelles ;

Mq : Moment généré par les actions variables de toutes natures.

6.3.2. Calcule le nombre des câbles

Le nombre de câble est donné par la formule suivante :

$$n > \frac{p_{min}}{(1 - \Delta p) p_0}$$

Avec :

P_0 : Effort de précontrainte limite qu'un câble de 1T15S peut créer, P_0 est estimé à 25 % de pertes

$$P_0 = \min (0.8 * frg * ap, 0.9 * fpeg * ap) = 2.68 \text{ MN}$$

Tableau 6.6 : Détermination de nombre des câbles de précontraintes

ΔP_0 (%)	T_0 (Mpa)	P_0 (MN)	n
25	1488	2.68	2.85

Donc on opte pour **3 câbles de 12T15s**

6.3.3. Pré-vérification des contraintes

Lors de mises en tension des câbles, des contraintes sont générées sur le béton et pour cela les contraintes doivent être dans la plage suivante :

$$\sigma_{bt} \leq \sigma \leq \sigma_{bc}$$

Dans ce paragraphe on vérifie les contraintes s'ils sont dans limite ou non. La vérification a $x=L/2$, se fait selon les quatre phases suivantes :

Selon le BAEL

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$
- $\sigma_{bcj} = 0,6 * f_{cj}$, en construction ;
- $\sigma_{bt1} = 1.5 * f_{tj}$, Hors section d'enrobage - en construction ;
- $\sigma_{bt2} = 0.7 * f_{tj}$, Section d'enrobage - en construction.

A. Vérification des contraintes au 7ème jour :

- On a 3 câbles tirés à 50% de leur précontrainte initiale
- On considère les caractéristiques nettes de la section (poutre seule)
- Les pertes considérées sont de 10 %
- Le moment appliqué (sollicitée par le poids propre de poutre seule)
- les caractéristiques de béton :

Tableau 6.7 : Les contraintes Caractéristiques du béton à 7 jours

f_{c7} (Mpa)	f_{t7} (Mpa)	σ_{bt2} (Mpa)	σ_{bt1} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	ΔP (%)
23.18	1.99	-1.39	-2.99	13.91	10

B. Vérification des contraintes au 28 ème jour :

- On a 3 câbles tirés à 100% de leur précontrainte initiale

- On considère les caractéristiques nettes de la section (poutre seule)
- Les pertes considérées sont de 10 %
- Le moment appliqué (sollicitée par le poids propre de poutre seule)
- les caractéristiques de béton :

Tableau 6.8 : Les contraintes Caractéristiques du béton à 28 jours

f_{c28} (Mpa)	f_{t28} (Mpa)	σ_{bt2} (Mpa)	σ_{bt1} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	ΔP (%)
35.00	2.70	-1.89	-4.05	21.00	10

C. Vérification des contraintes après coulage de dalle :

- On considère les caractéristiques de la section (poutre +dalle)
- Les pertes considérées sont de 15 %.
- Le moment appliqué (sollicitée par le poids propre de poutre +dalle)
- les caractéristiques de béton :

Tableau 6.9 : Les contraintes Caractéristiques du béton après coulage

f_{c28} (Mpa)	f_{t28} (Mpa)	σ_{bt2} (Mpa)	σ_{bt1} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	ΔP (%)
35.00	2.70	-1.89	-4.05	21.00	15

D. Vérification des contraintes à long terme :

- On considère les caractéristiques de la section (poutre +dalle)
- Les pertes considérées sont de 25 %.
- Le moment appliqué (sollicitée par la combinaison la plus défavorable)
- les caractéristiques de béton :

Tableau 6.10 : Les contraintes Caractéristiques du béton à long terme

f_{c28} (Mpa)	f_{t28} (Mpa)	σ_{bt2} (Mpa)	σ_{bt1} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	ΔP (%)
35.00	2.70	-2.70	-4.05	21.00	25

Les résultats de vérifications des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.11 : Les résultats de vérifications des contraintes

Phase	e ₀ (m)	M (MN.m)	P (MN)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	Remarque
Phase 1	0.86	4.85	3.62	7.33	0.46	Vérifié
Phase 2	0.86	4.85	7.23	5.12	10.42	Vérifié
Phase 3	1.20	6.147	6.83	2.94	7.94	Vérifié
Phase 4	1.20	11.54	6.03	8.57	-1.96	Vérifié

6.4.Tracé des câbles de précontrainte

La géométrie des câbles est essentiellement parabolique car les charges permanentes sont uniformément réparties. Avec un alignement droit d'un mètre environ de l'ancrage

En section médiane, la section la plus sollicitée, les câbles sont regroupés dans le talon à un excentrement maximum.

En section d'about, les câbles sont de 1^{er} famille,

Le calcul du rayon de courbure on pourra admettre que la pente du câble est négligeable, de sorte que pour une parabole de 2^{ème} degré

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

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

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

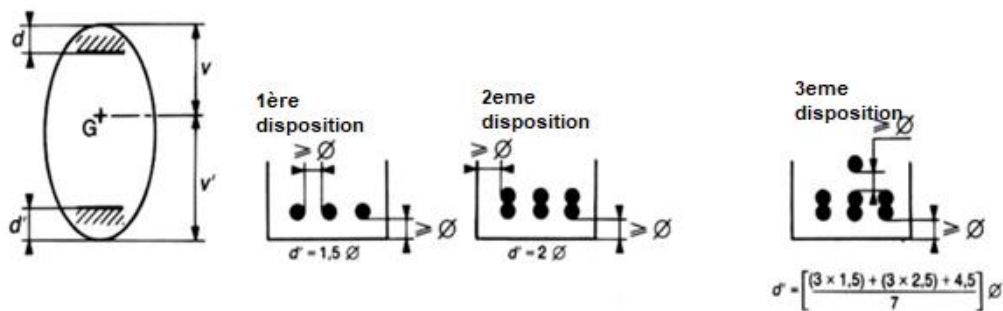


Figure 6.1 : Dispositions constructives des câbles de précontrainte

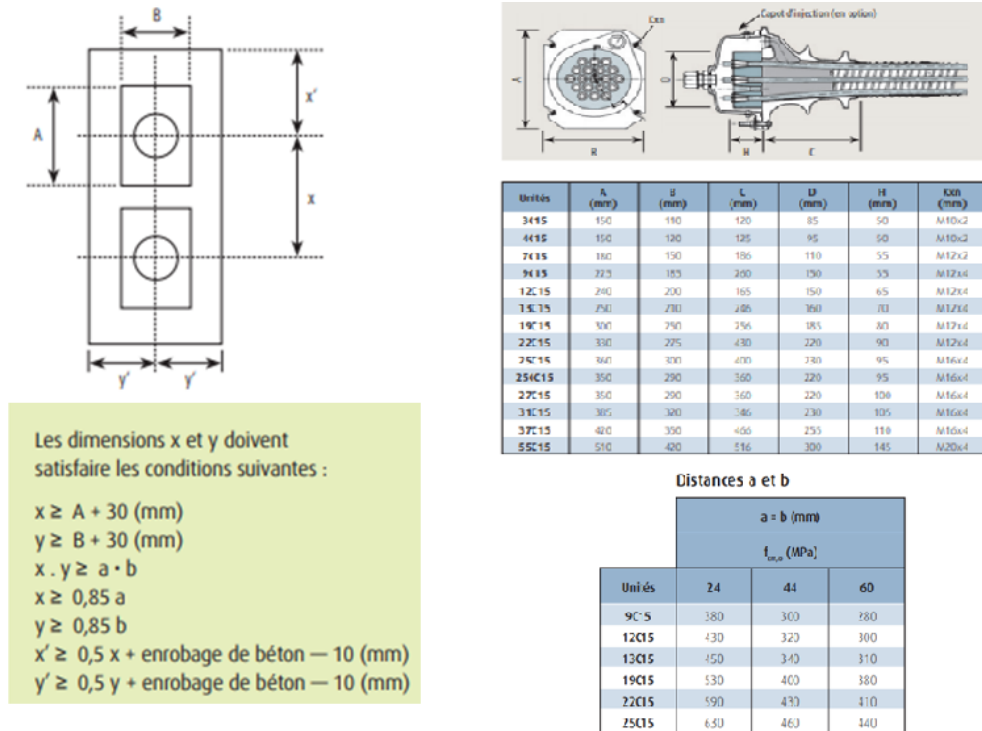


Figure 6.2 : Dimensions et dispositions des plaques d’ancrage

- Pour la suite de calcul on doit fixer la position des câbles au $x = l/2$, toute en suivant la 3ème disposition des câbles.
- Pour $x=0$, on respecte les conditions imposées par l'emplacement plaques d’ancrage.

On opte pour des plaques d’ancrages $A \times B = 240 \times 200 \text{ mm}^2$; $X = 35$ cm.

La position finale des câbles est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau 6.12 : Tracé des câbles

	X=0		X=l/2	
	Yi (m)	Schéma	Yi (m)	Schéma
C1	0.9		0.12	
C2	1.25		0.20	
C3	1.6		0.36	



Figure 6.3 : Tracé des câbles

- Les câbles présentent un alignement droit sur une distance de 1 m à partir d'ancrage.
- L'angle de déviation β sur une longueur l peut être calculé par l'équation :

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

- L'angle de relevage α à $x = 0$ est donné par la formule suivante :

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

L'optimum théorique de l'angle de relevage est donné par la formule suivante :

$$\alpha_{opt} = \text{Arc sin} \left(\frac{V_M + V_m}{P} \right)$$

Avec :

\bar{V} : Effort tranchant limite que peut supporter la section d'about ; $\bar{V} = \bar{\tau} b_n 0.8h$

$\bar{\tau}$: Contrainte tangentielle limitée en état limite de service $\bar{\tau} = [0.4 f_{tj} (f_{tj} + \sigma_x)]^{\frac{1}{2}}$

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

B_n : Surface nette de la section d'about + hourdis ; $B_n = B_{brut} - n B_{gaine}$

b_n : Largeur nette de la section d'about + hourdis ; $b_n = b_0 - n * \varphi$

n : Nombre de gaines par lit

b_0 : Largeur brute

B_{gaine} : Surface de la gaine

$\varphi = 8 \text{ cm}$: Diamètre de la gaine

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 6.13 : Les données de calcul

$b_n(m)$	$B_n(m^2)$	$P(MN)$	$\sigma_x(mpa)$	$\bar{\tau}(mpa)$	$\bar{V}(MN)$	$L_{cables}(m)$	$L_{rel}(m)$	$L_{bp}(m)$
0.72	2.2	6.03	2.74	4.42	3.35	33	1	31

$$-19.12^\circ \leq \alpha \leq 43.34^\circ$$

Tableau 6.14 : Les caractéristiques des câbles de précontraintes

N° câble	l (m)	α_{rel} (°)	Yi (m)			f (m)	R (m)	$\beta(l)$ rad
			x=0	1	20			
C1	38	4	0.9	0.83	0.12	0.71	254.20	0.075
C2	38	6	1.25	1.14	0.2	0.94	191.03	0.099
C3	38	7	1.6	1.48	0.36	1.12	161.56	0.118

6.5. Calcul des pertes

Les pertes ont été estimées à 25% dans les paragraphes précédents, mais en réalité les pertes n'atteignent pas cette valeur. Dans ce paragraphe, nous calculerons les pertes réelles

On désigne le nom "perte de précontrainte" la différence entre l'effort exercé par le vérin au moment de la mise en tension, et l'effort (inférieure) qui s'exerce en un point donné d'une armature à une époque donnée

Les pertes doivent être rangées en deux catégories :

6.5.1. Pertes instantanées

Dans le moment de la post tension, les câbles de précontrainte subissent des pertes de tension instantanées qui sont :

A. Pertes par frottement

C'est la perte de tension due au frottement des câbles dans la gaine au moment de la mise en tension, elle est donnée par la formule suivante :

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

σ_{p0} : La tension à l'origine ;

e : La base des logarithmes népériens ;

f : Coefficient de frottement en courbe (rd-1). ;

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

φ : Coefficient de frottement en ligne (m-1) ;

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.15 : Les Valeurs des pertes dues aux frottements

N° câble	x=l/2 (m)	β (rad)	fβ+ φx	Δσφ (MPa)	Δσφ Moy (MPa)	Δσφ Moy	Δσφ Moy (%)
C1	20	0.075	0.053	77.45	83.15	0.0559	5.588
C2	20	0.099	0.058	83.71			
C3	20	0.118	0.061	88.29			

B. Pertes par recul d’ancrage

C’est la perte de tension due au glissement des torons ou fil dans les clavettes et donc de glissement dans les plaques d’ancrage

La perte pour recule d’ancrage n’affecte qu’une petite partie de la longueur de l’armature de précontrainte on le appelé "d" et elle est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_g(x) = 2 \times \sigma_{p0} \times k (d - x) ; k = f \times \frac{\beta}{l} + \varphi ; d = \sqrt{\frac{E_p g}{\sigma_{p0} k}}$$

ℓ : Longueur de la moitié de la poutre

d : Longueur sur laquelle s’effectue le recule d’ancrage

Si d > l/2 (les pertes existent)

Si d < l/2 (les pertes sont nulles)

g : Intensité du recul d’ancrage, g = 6 mm

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.16 : Les Valeurs des pertes dues au recul à l’ancrage

N° câble	l (m)	k (m ⁻¹)	d (m)	Δσ _{p(l/2)}	Δσ _{p(0)} (MPa)
C1	20	0.0027	16.93	0	134.67
C2	20	0.0029	16.27	0	140.16
C3	20	0.0031	15.83	0	144.06

Et donc on n’a pas des pertes dues au recul d’ancrage

C. Pertes dues au raccourcissement instantané du béton

C'est Les Pertes dues aux déformations instantanées du béton dues à une mise en tension des câbles, chaque mise en tension d'un câble il en résulte un raccourcissement dans le béton qui entraîne une perte de tension dans les câbles tendus et ancré précédemment.

La perte moyenne par câble est donnée par la formule suivante :

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

$$\sigma_{bi}: \text{Contrainte parabole du béton ; } \sigma_{bi} = \frac{P}{B} + \frac{P \cdot e^2}{I} - \frac{e \cdot M_p}{I}$$

$$P: \text{Effort de précontrainte ; } P = n * A_p (\sigma_{p0} - \Delta\sigma_{\phi moy})$$

A_p : Section du câble de précontrainte s ;

E_p : Module d'élasticité de l'acier ;

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

e : Excentricité moyenne des câbles ;

M_p : Moment du au poids propre de la poutre ;

I_G : Moment d'inertie de section médiane seule.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.17 : Les Valeurs des pertes dues au raccourcissement instantané du béton

Mg (MN)	Eij (Mpa)	e (m)	B (m3)	IG (m4)	σ_b (Mpa)	σ_e (Mpa)	σ_e (%)
4.85	35982	0.87	0.93	0.56	10.89	28.74	1.93%

6.5.2. Pertes différées

Dans le moment de la post tension, les câbles de précontrainte subissent des pertes de tension différées qui sont :

A. Pertes dues au fluage du béton

L'augmentation de la déformation du béton dans le temps, ainsi pour une pièce comprimée qui subit un raccourcissement instantané ϵ_i à la mise en charge appelé le Phénomène du fluage.

Les pertes donné par le fluage est donnée par la formule suivante :

$$\Delta\sigma_{fl} = 2.5 \sigma_{bi}(x) \frac{E_p}{E_{ij}}$$

Tableau 6.18 : Les Valeurs des pertes dues au fluage du béton

Mp (MN.m)	Ig (m4)	B (m²)	v'	e0 (P + D)	P (MN)	σ _{bi} (Mpa)	Δσ _{fl} (Mpa)
7.30	0.9822	1.3835	1.440	1.21	6.88	6.26	82.68

B. Pertes dues au retrait du béton

Le retrait est un phénomène de raccourcissement du béton dans le temps, dû à une évaporation de l'eau contenue dans le béton

La formule des pertes par retrait est la suivante :

$$\Delta\sigma_r \approx E_p \varepsilon_r$$

ε_r : Retrait final = 2*10⁻⁴

AN :

$$\Delta\sigma_r \approx 38 \text{ Mpa} = 2.55 \%$$

C. Pertes dues à la relaxation des aciers

Après la mise en tension des câbles d'acier, elles subissent une perte de contrainte de traction de la force de précontrainte due à la relaxation des aciers est fonction du temps

La perte par relaxation donnée par la formule suivante :

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

ρ_{1 000} (%) : Relaxation garantie à 1 000 h ;

μ₀ : Coefficient valant 0,43 pour les armatures à très basse relaxation

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.19 : Les Valeurs des pertes dues à la relaxation des aciers

f _{prg} (Mpa)	σ _i (Mpa)	σ _{rl} (Mpa)	Δσ _{rl} (%)
1860	1376.1086	63.96	4.30

6.5.3. Pertes total

Les pertes différées finales sont évaluées par la formule :

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

On constate que le pourcentage des pertes à long terme ne dépasse pas celui des Pertes estimées à (25%).

Tableau 6.20 : Pertes totales

	MPa	%
$\Delta\sigma_{Inst}$	111.89	7.52
$\Delta\sigma_{Diff}$	173.98	11.69
$\Delta\sigma_{\infty} =$	285.87	19.21

6.6.Vérification des contraintes

Dans cette partie on regroupe tous les résultats précédents, afin de justifier toute section et pièce du tablier, Les vérifications passent d'abord par la vérification des contraintes normales en chaque phase de construction et services

6.6.1. Les sections de vérification

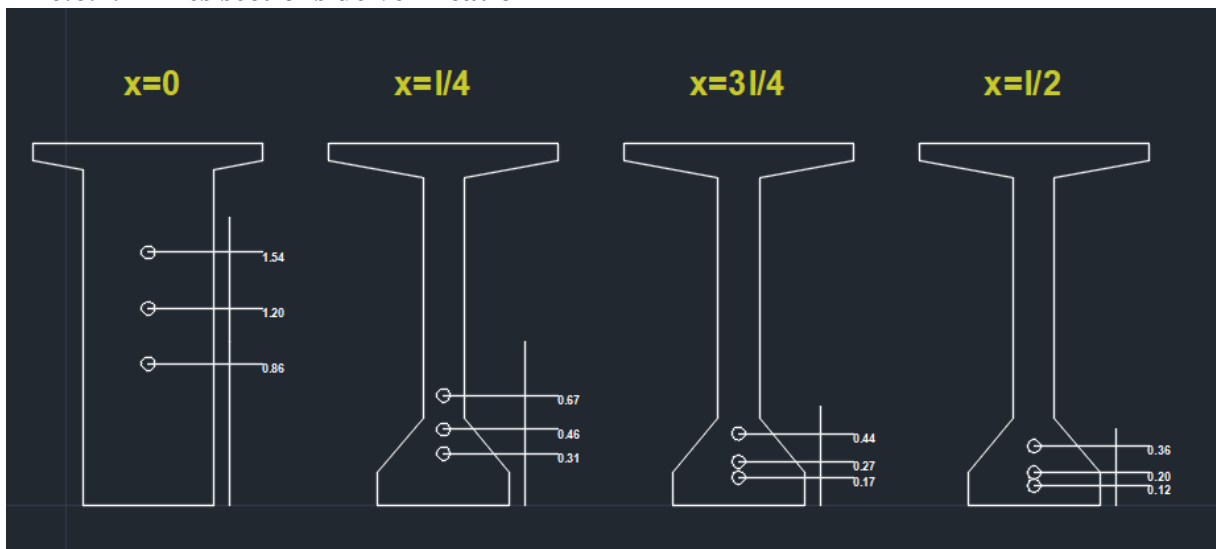


Figure 6.4 : Les sections de vérification

En considérant 3 sections 1/4, 3L/8 et L/2 pour la vérification des contraintes normale et une section au niveau de l'appui (x=0) pour la vérification des contraintes tangentielles.

6.6.2. Limitation des contraintes

Les contraintes limites de calcul sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 6.21 : Limitation des contraintes

		exécution		service	
		σ_c	σ_t	σ_c	σ_t
à 28 j	hors zone d'enrobage	21	-4.05	21	-4.05
	dans zone d'enrobage		-1.89		-2.7
à 7j	hors zone d'enrobage		-2.99		-2.99
	dans zone d'enrobage		-1.39		-1.99

6.6.3. Caractéristiques nettes des sections

Le tableau suivant présente les caractéristiques des sections choisies :

Tableau 6.22 : Les caractéristiques des sections choisies

	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)	2.20	2.40	2.20	2.40	2.20	2.40	2.20	2.40
B_{nette} (m ²)	1.82	2.21	0.910	1.368	0.910	1.368	0.91	1.37
v_n (m)	1.057	1.056	1.093	0.950	1.089	0.948	1.088	0.947
v'_n (m)	1.143	1.344	1.108	1.450	1.111	1.452	1.112	1.453
I_{nG} (m ⁴)	0.787	1.213	0.566	0.968	0.562	0.962	0.560	0.960
ρ (%)	35.77	38.77	51.39	51.35	51.02	51.07	50.87	50.96

6.6.4. Justifications à l'ELS

Pour les calculs justificatifs à l'ELS, on prendra en compte la notion de la valeur caractéristique de la précontrainte :

$$P_1 = 1.02 P_0 - 0.8 \Delta P$$

$$P_2 = 0.98 P_0 - 1.2 \Delta P$$

Avec : $P_0 = 2.68 MN$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.23 : Caractéristiques de chaque phase de vérification

	N câbles	% Mt	ΔP	P1	P2	dx=0	d _{x=L/4}	d _{x=3L/8}	d _{x=L/2}
Phase 1	3	50	3.76	3.98	3.76	1.25	0.48	0.29	0.23
Phase 2	3	100	7.52	7.71	7.15	1.25	0.48	0.29	0.23
Phase 3	3	100	13.37	7.34	6.59	1.25	0.48	0.29	0.23
Phase 4	3	100	19.21	6.96	6.02	1.25	0.48	0.29	0.23

A. Justifications des contraintes normales

On va vérifier la condition suivante :

$$\overline{\sigma}_{bt} \leq \sigma_y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_y = \frac{P}{B_n} + \frac{M + Pe_0}{I_n} y$$

Avec :

P : Effort de précontrainte ;

B_n : Surface nette de la section considérée ;

I_n : Inertie nette de la section considérée ;

e₀ : Excentricité du câble de précontraint moyen ;

M : Moment extérieur ;

y : Les distances de son centre de gravité aux fibres extrêmes.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 6.24 : Justifications des contraintes normales phase 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)		-0.11	0.63	0.82	0.89	-0.11	0.63	0.82	0.89
MEls (MN)		0.00	3.25	4.12	4.44	0	3.25	4.12	4.44
P1 (MN)		3.98	3.98	3.98	3.98	7.71	7.71	7.71	7.71
P2 (MN)		3.76	3.76	3.76	3.76	7.15	7.15	7.15	7.15
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	6.27	7.98	8.63	0.00	6.27	7.99	8.63
	σ_{inf}	0.00	-6.36	-6.17	-8.81	0.00	-6.36	-8.15	-8.81
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2.76	-0.45	-1.93	-2.47	5.35	-0.87	-3.75	-4.79
	σ_{inf}	1.56	9.25	10.80	11.35	3.03	17.94	20.94	22.02
σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2.60	-0.42	-1.83	-2.33	4.96	-0.81	-3.48	-4.44
	σ_{inf}	1.48	8.74	10.20	10.72	2.81	16.63	19.41	20.41
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.76	5.82	6.05	6.16	5.35	5.40	4.24	3.84
	σ_{inf}	1.56	2.90	4.63	2.54	3.03	11.58	12.79	13.21
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2.60	5.85	6.15	6.29	4.96	5.47	4.51	4.19
	σ_{inf}	1.48	2.38	4.03	1.91	2.81	10.27	11.26	11.60

Tableau 6.25 : Justifications des contraintes normales phase 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)		0.09	0.97	1.16	1.23	0.09	0.97	1.16	1.23
MEls		0.00	4.54	5.74	6.147	0	9.2348	10.593	10.59
P1 (MN)		7.34	7.34	7.34	7.34	6.96	6.96	6.96	6.96
P2 (MN)		6.59	6.59	6.59	6.59	6.02	6.02	6.02	6.02
σ_p (MPa)	σ_{sup}	0.00	4.45	5.66	6.07	0.00	9.06	10.44	10.45
	σ_{inf}	0.00	-6.80	-8.67	-9.31	0.00	-13.84	-16.00	-16.04
σ_{P1} (MPa)	σ_{sup}	2.73	-1.62	-3.02	-3.52	2.59	-1.54	-2.86	-3.34
	σ_{inf}	4.09	16.03	18.20	18.99	3.88	15.21	17.27	18.01

σ_{P2} (MPa)	σ_{sup}	2.45	0.43	-0.28	-3.16	3.91	0.82	-0.53	-2.89
	σ_{inf}	3.67	14.39	16.34	17.04	3.36	13.16	14.94	15.58
σ_{Max} (MPa)	σ_{sup}	2.73	2.83	2.64	2.55	2.59	7.52	7.58	7.12
	σ_{inf}	4.09	9.23	9.53	9.68	3.88	1.37	1.27	1.98
σ_{Min} (MPa)	σ_{sup}	2.45	4.88	5.38	2.91	3.91	9.88	9.90	7.57
	σ_{inf}	3.67	7.59	7.67	7.73	3.36	-0.68	-1.06	-0.45

B. Justifications des contraintes tangentielles

Dans ce paragraphe on justifie que l'effet de l'effort tranchant créé par l'ensemble des sollicitations (moment fléchissant, effort normal..) est dans la sécurité de l'ouvrage .

On doit vérifier pour cela les inégalités suivantes :

$$\tau^2 \leq 0.4 f_{tj} [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_1^{-2}$$

$$\tau^2 \leq 2 f_{tj} [0.6 f_{cj} - \sigma_x] \times [f_{tj} + \sigma_x] = \tau_2^{-2}$$

Si $\sigma_x \leq 0.4 f_{cj}$ $\tau_1 \leq \tau_2$ donc on vérifie juste $\tau \leq \tau_1$

Avec :

τ : Contrainte tangentielle ;

σ_x : Contrainte normale longitudinale au centre de gravité

- Détermination de la contrainte normale

$$\sigma_x = \frac{P}{B_n}$$

P : Effort de précontrainte ; $P = \sum_{i=1}^3 P_i \cos \alpha_i$

B_n : Surface nette de la section considérée

Le tableau suivant présente les efforts des précontraintes appliqués :

Tableau 6.26 : les efforts des précontraintes appliqués

		α	Pcos α	Psin α
P1	2.16	4	2.16	0.15
P2	2.16	6	2.15	0.23
P3	2.16	7	2.15	0.26
	Somme	/	6.46	0.64

- Détermination de la contrainte tangentielle

La contrainte tangentielle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

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

S_n : Moment statique nette par rapport à l'axe horizontal passant par le C.D.G de la section situé au-dessus de l'axe neutre, (pour la 4ème phase on prend le moment statique on prend celle de la poutre + hourdis) ;

b_n : Largeur nette de la section ;

I_n : Moment d'inertie nette de la section.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 6. 27 : Contrainte tangentielle « τ »

$B_n (m^2)$	$\sigma_x (Mpa)$	$\tau_1 (Mpa)$	$V_{ser} (MN)$	$V_{red} (MN)$	$S_n (m^3)$	$I_n (m^4)$	$b_n (m)$	$\tau (Mpa)$
2.21	2.93	2.47	1.378	0.74	0.9	1.21	0.72	0.76

On constate que $\tau = 0.76 \text{ MPA} \leq 2.47 \text{ MPA}$

Donc Les contraintes tangentielles et normales sont vérifiées à ELS.

C. Armatures des zones tendues

Dans les parties de la section où le béton est tendu, il est nécessaire de disposer une section d'armatures minimale A_s (art. 6.1.32 4.1 des Règles BPEL).

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

Avec :

σ_{Bt} : Aire de la section du béton en traction.

σ_{Bt} : Valeur absolue de la contrainte maximale de traction.

N_{Bt} : La résultante des contraintes de traction correspondantes.

D'où :

$$A_s = 2.12 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$3 \text{ HA } 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

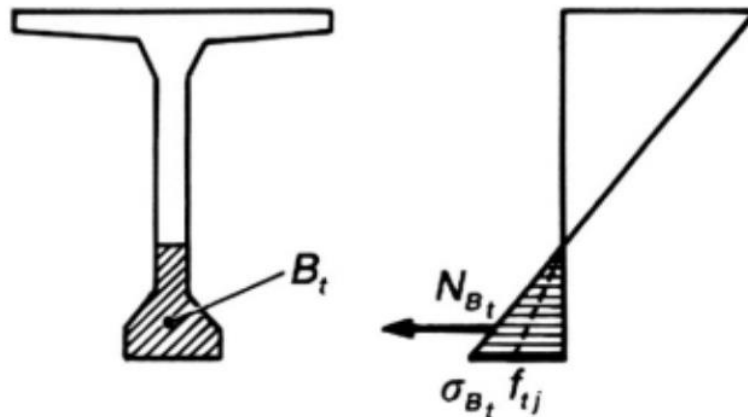


Figure 6.5 : contraintes dans la zone tendue

D. Armatures des zones comprimées

La section des armatures de peau disposées parallèlement à la fibre moyenne d'une poutre doit être d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à leur direction. Ceci correspond à environ des barres HA12 espacées de 20 cm.

6.6.5. Justifications à l'ELU

Les justifications des poutres a de l'ELU comportent la vérification, d'une part, de la résistance des armatures transversale et, d'autre part, celle des bielles comprimées

- La première étape consiste à déterminer l'angle β_u que forment les bielles de béton avec la fibre moyenne de la poutre, cet angle est donné par

$$\operatorname{tg} 2\beta_u \leq \frac{2 \tau_u}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Avec :

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

τ_u : Contrainte tangentielle ultime

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ red}} S_n(y)}{I_n b_n}$$

Donc

- La deuxième étape consiste à déterminer la section des armatures transversale A_t , donnée par :

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

Avec :

A_t : Section totale des sections d'un cours d'armatures passives transversales ;

s_t : Espacement de deux cours de ces armatures, mesuré suivant la fibre moyenne de la poutre

f_e : Limite d'élasticité de l'acier ;

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

b_n : Largeur nette de la section d'appui.

Le pourcentage minimum a disposé

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.6 \frac{b_n \gamma_s}{f_e}$$

AN:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 3.40$$

Nous retiendrons donc un cadre HA 12 avec un espacement de 12,5 cm à l'appui et 20 m à mi-travée. La justification de la compression de la bielle de béton par la formule approché :

$$\tau_u \leq \frac{f_{c28}}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ Mpa Ce qui est vérifié}$$

CHAPITRE 7 : ETUDE DU TABLIER

7.1.Introduction

Le tablier d'un pont est une structure porteuse, dont la fonction principale est de transmettre les charges qui s'applique sur le pont vers les appuis (piles et culées), en créant des sollicitations de flexion et de cisaillement à son niveau. Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification si nécessaire

7.2.Fleche et contre flèche

Pour cela nous allons traiter dans ce chapitre l'étude du tablier et les dispositifs nécessaires dans l'ouvrage, leurs modèles, dimension et vérification nécessaire.

7.2.1. Flèche due au poids propre

$$f_g = \frac{5M_g l^2}{48E_{dif} I}$$

Avec :

M_g : Moment du au poids propre

l :Loungeur de poutre

E_{dif} : Le module d'élasticité différé du béton

I : Moment d'inertie

AN:

$$f_g \approx 7 \text{ cm}$$

7.2.2. Flèche due aux surcharges

$$f_{d240} = \frac{5M_{d240} l^2}{48E_{dif} I}$$

AN:

$$f_{d240} \approx 2 \text{ cm}$$

7.2.3. Flèche due à la précontrainte

Données de calcul :

$P_{câble moy} = 7.71 \text{ MN}$ (mise en tension à 100 %)

$e_1 = 0.11 \text{ cm}$

$e_2 = -0.89 \text{ cm}$

$$f_p \approx 5.2 \text{ cm}$$

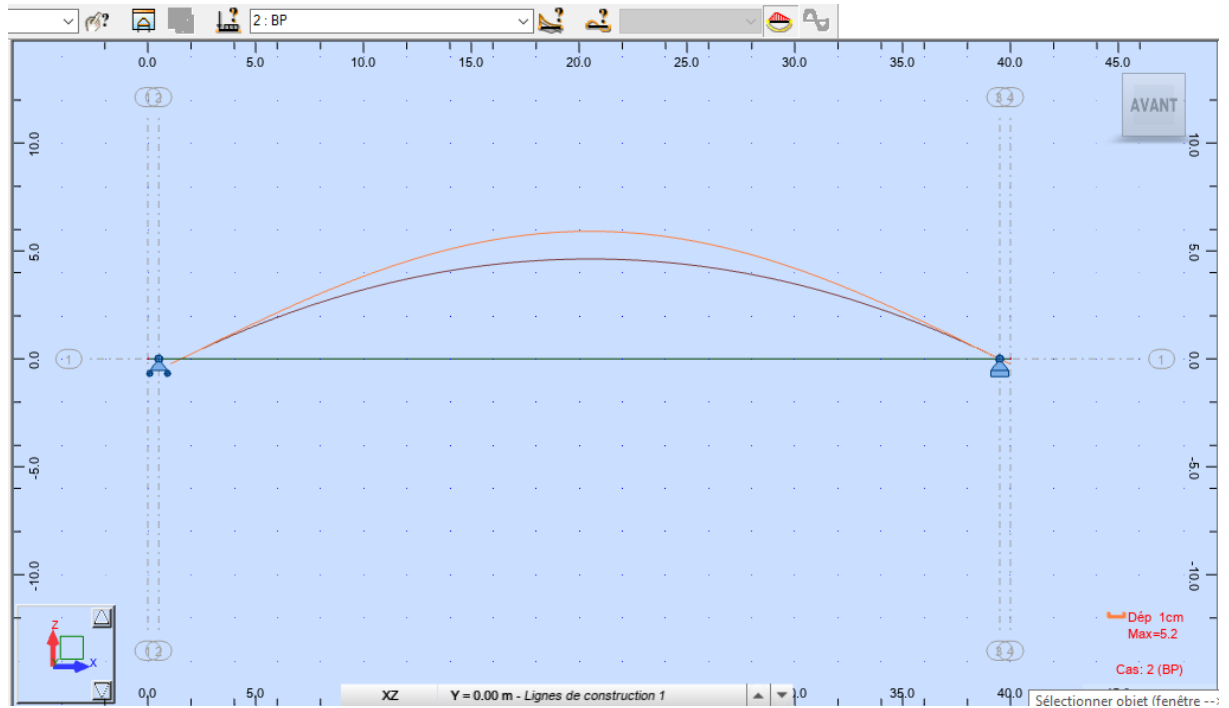


Figure 7.1 : Flèche due à la précontrainte par logicielle Autodesk Robot

7.2.4. Flèche en service

A. A vide

$$f_s = f_g + f_p = 7 - 5.2 = 1.8 \text{ cm}$$

B. En charge

$$f_s = f_g + f_p + f_{d240} = 7 - 5.2 + 2 = 3.8 \text{ cm}$$

Conclusion

La flèche due au poids propre, précontraint et aux surcharges : $f_s = 3.8 \text{ cm}$

La flèche admissible : $(L/500 = 8 \text{ cm})$ doit être supérieur à la flèche calculée (3.8 cm), Ca nécessite pas un contre flèche

Donc : la condition est vérifiée.

7.3. Etude de l'entretoise

Les entretoises ont pour rôle d'encastrer les poutres à la torsion et de raidir transversalement le tablier.

Leur ferrailage doit être capable de reprendre les efforts qui s'y développent sous l'action des charges d'exploitation ou sous l'effet d'un vrinage du tablier comme lors d'un changement des appareils d'appuis.

7.3.1. Evaluation des efforts

L'entretoise sera assimilée à une poutre continue reposant sur six appuis supporte une charge uniformément répartie. Notons que le cas de charge correspondant au vrinage est souvent prépondérant pour le dimensionnement des entretoises.

Poids de la superstructure revient à l'entretoise : $G_{\text{Tablier}} = 429.4 \text{ KN/ml}$

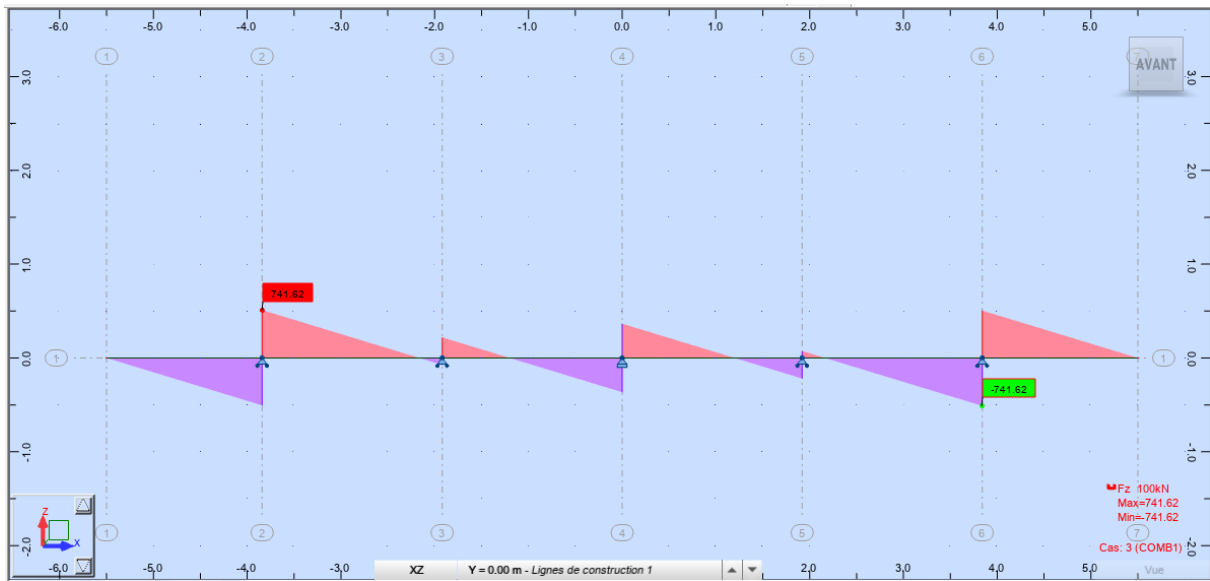


Figure 7. 2 : Diagramme d'effort tranchant pour l'entretoise

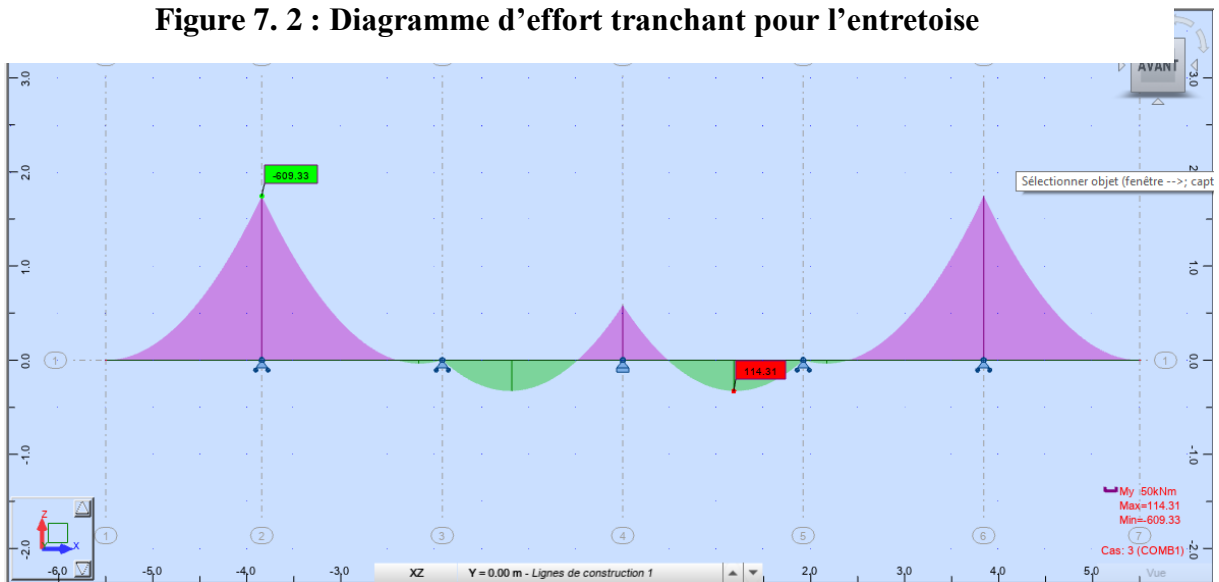


Figure 7. 3 : Diagramme de moment pour l'entretoise

Donc les efforts max obtenu sont :

Tableau 7. 1 : Résumé des efforts max obtenu

M (KN.m)	Fibre supérieure	-609.33
	Fibre inférieure	114.31
T (KN)	max	741.62

7.3.2. Ferrailage

La section de ferrailage de l'hourdis est calculée à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010 les résultats sont les suivantes :

A. Nappe supérieure (sur appui)

Armatures principales

$$A_s = 7.9 \text{ cm}^2$$

On obtient 4HA16 ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 10cm. (Voir Annexe D)

Armatures de peau (sens des poutres)

Les armatures de construction égale à 1/3 de la section A_s .

On obtient 4HA10 ; avec un espacement de 10 cm.

B. Nappe inférieure (sur mi- travée)

Armatures principales

$$A_s = 5.3 \text{ cm}^2 \text{ Voir Annexe D}$$

On obtient 4HA14 ($A_s = 6.16 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de cm.

C. Cadres transversale

On opte pour des cades de HA12 avec un espacement de 20 cm

7.4. Etude de l'hourdis

L'hourdis ou bien le dalle, c'est une couverture rectangulaire de pont en béton armé ; elle repose sur les poutres, et destinée à recevoir le trottoir et les couches de chaussée.

Donc, l'hourdis est soumis à deux types d'efforts de flexion :

- La flexion longitudinale : la précontrainte au niveau des poutres prendre en charge ces efforts
- La flexion transversale : le ferrailage passif de la dalle prendre en charge ces efforts

7.4.1. La géométrie de l'hourdis

L'hourdis présente les dimensions suivantes :

- L'épaisseur : 20 cm
- Largeur : 11 m
- Longueur : le long de l'ouvrage

En première étape On calcule la section d'acier nécessaire dans une longueur de la dalle égale à 1 m, et les autres dimensions comme il est définie au-dessus, après on applique les résultats à tous 1 m de dalle.

7.4.2. Evaluation des efforts

L'hourdis est modélisé en utilisant l'élément barre, et les résultats au-dessous représentant les moments de flexion et les efforts tranchants. Les efforts obtenus sous les combinaisons les plus défavorables à l'état limite de service (ELS) et à l'état limite ultime (ELU) :

$$M_{\max} \text{ ELS} : G + 1.2 * Bt + ST$$

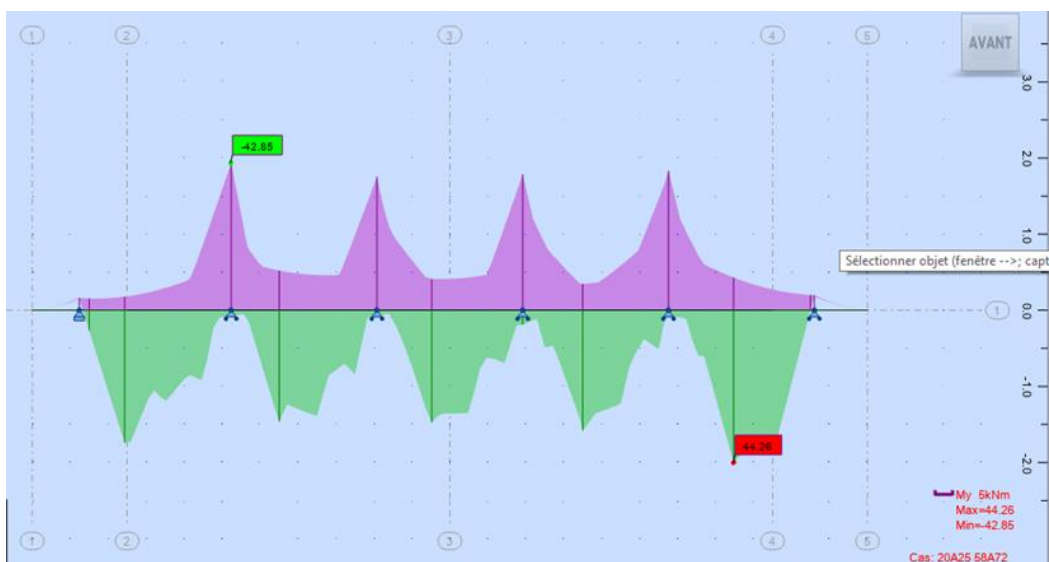


Figure 7. 4 : Diagramme de moment pour la dalle a ELS

M_{\max} ELU: $G+1.6*Bt + 1.6*ST$

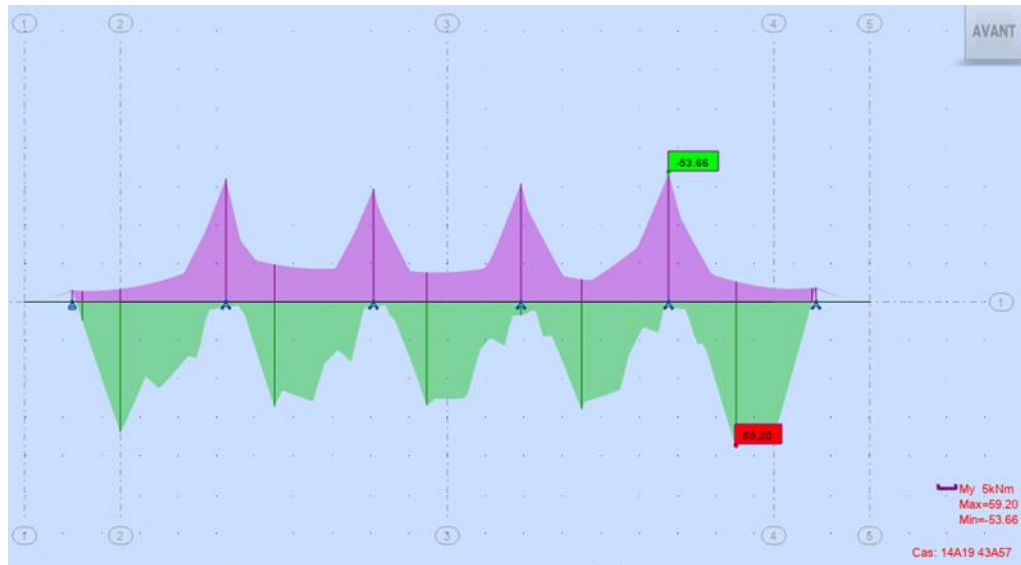


Figure 7. 5 : Diagramme de moment pour la dalle a ELU

T_{\max} ELS: $G+1.2*Bt + ST$

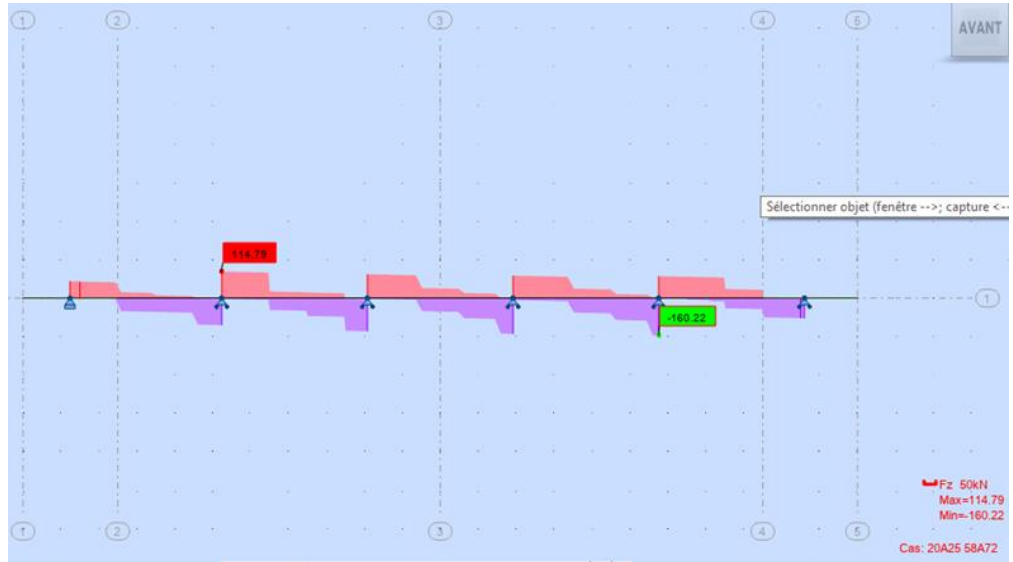


Figure 7. 6 : Diagramme d'effort tranchant pour a ELS

$T_{max} \text{ ELU: } G+1.6*Bt +1.6*ST$

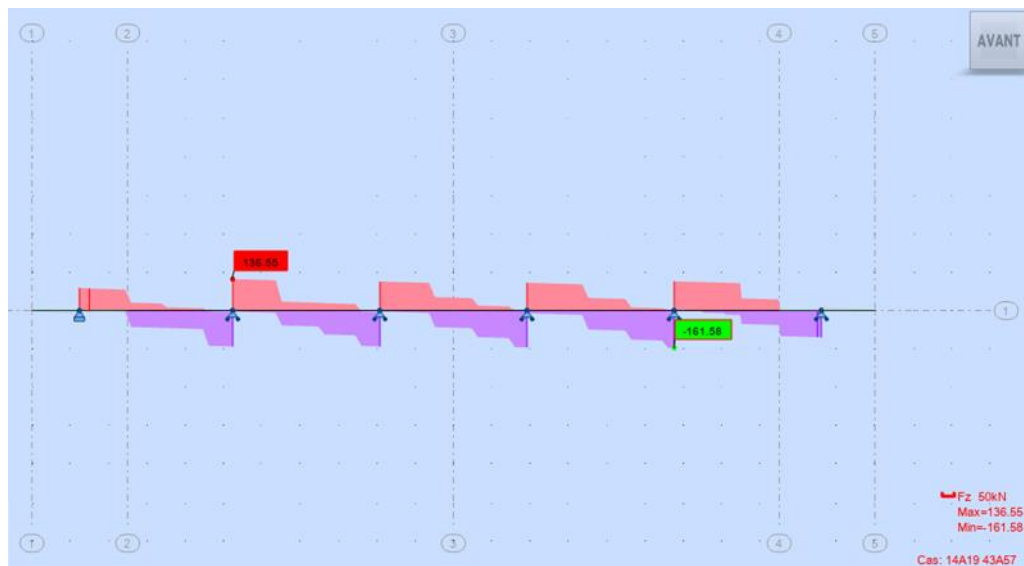


Figure 7. 7 : Diagramme d'effort tranchant pour a ELU

Donc les efforts max obtenu sont :

Tableau 7. 2 Résumé des efforts max obtenu

		l'ELS	l'ELU
M (kn.m)	Fibre supérieure	42.85	53.66
	Fibre inférieure	44.26	59.22
T (kn)	max	160.22	161.56
	min	114.79	136.55

7.4.3. . Le ferrailage

Le ferrailage de la dalle est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, et les résultats sont présentés au-dessous :

A. Nappe supérieure (sur appui)

Armature transversale

$A_s = 2.3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On obtient 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 25 cm. (Voir Annexe D)

Armature longitudinale (de construction)

$$A_s = 0.76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On obtient 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 25 cm. (Voir Annexe D)

B. Nappe inférieure (sur mi- travée)

Armature transversale

$$A_s = 0.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On obtient 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 25 cm. (Voir Annexe D)

Armature longitudinale (de construction)

On prendre 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 25 cm. (Voir Annexe D)

CHAPITRE 8 : EQUIPEMENT DE PONT

8.1. Les appareils d'appuis :

Les appareils d'appuis ont pour but d'assurer une certaine continuité entre les poutres et les dés d'appuis tout en permettant d'absorber respectivement par rotation et distorsion les déformations et les translations de la structure, lorsqu'elles sont limitées.

Il existe quatre types d'appareils d'appuis qui sont :

- Les articulations en béton.
- Les appareils d'appuis en élastomère fretté.
- Les appareils d'appuis spéciaux.
- Les appareils d'appuis métalliques.

Dans notre cas les appareils d'appuis utilisés sont des appareils en élastomère fretté qui sont constitués de plusieurs couches d'élastomère avec interposition de tôles de frettage en acier.

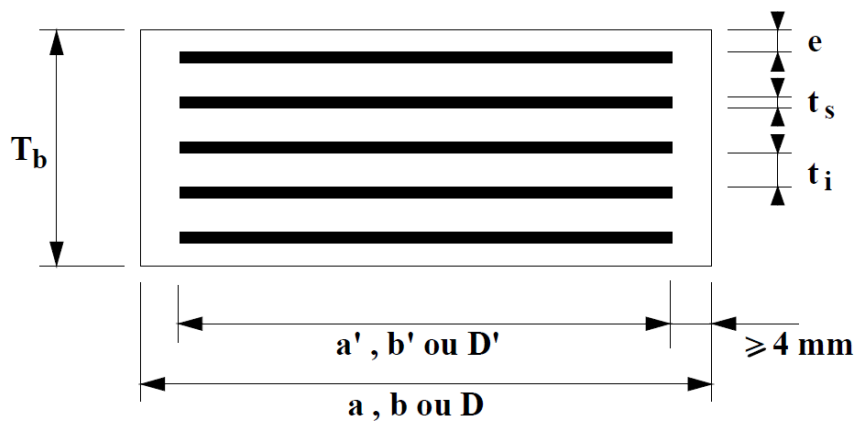


Figure 8.1: caractéristique géométrique de l'appareil d'appui

8.1.1. Dimensionnement des appareils d'appuis :

En plans, et pour limiter les contraintes de compression, l'aire de l'appareil d'appui ($a \times b$) doit respecter la condition ci-dessous, a est la dimension parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage et b la dimension perpendiculaire à l'axe de l'ouvrage :

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a \times b} < \overline{\sigma}_m$$

$\overline{\sigma}_m$: Contrainte limite de compression de l'appareil d'appui (égale à 20 MPa).

N_{max} : Effort normal agissant sur l'appareil d'appui (donnée par D240)

AN :

$$a \times b = 930 \text{ cm}^2$$

Hauteur nette de l'élastomère T_e est en fonction des déformations lentes (retrait, fluage et la température) de la poutre et des contraintes tangentielles :

$$\tau < 0,5 G$$

G : Module d'élasticité transversale ;

$$\tau = G \frac{U}{T_e}$$

U : Les déformations lentes de la poutre égale à 25mm.

AN :

$$T_e > \frac{U}{0,5}$$

Donc : $T_e = 50 \text{ mm}$

- Condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 5 T_e \leq a \leq 10 T_e \Rightarrow 250 \leq a \leq 500$$

On prend : $a = 350 \text{ mm}$ et $b = 350 \text{ mm}$

Épaisseur nominale d'un feuillet élémentaire d'élastomère t_i est : 10 mm .

Pour les frettes, leur dimension en plans est $a' = 340 \text{ mm}$ et $b' = 340 \text{ mm}$ avec une épaisseur de 3 mm .

Épaisseur nominale totale d'élastomère T_b :

$$T_b = n(t_i + t_s) + t_s + 2 e$$

n : Nombre de feuillets élémentaires d'élastomère égale à 4.

e : Enrobage

AN :

$$T_b = 60 \text{ mm}$$

Et épaisseur nominale totale d'élastomère T_e :

$$T_e = n t_i + 2 e$$

AN :

$$T_e = 50 \text{ mm.}$$

8.1.2. Calcul des déplacements horizontaux :

Le but de ce calcul est de évalué les déplacements en tête d'appuie en fonction la rigidité des piles ainsi la rigidité des appareils d'appui, pour calculer la répartition exacte des efforts de freinage entre les différents appuis.

La rigidité totale des appareils d'appuis est : $K_{aa} = n \frac{(a \times b \times G)}{T}$

Et la rigidité de pile est (la semelle et le chevêtre sont infiniment rigide) : $K_{pile} = \frac{3 E I}{h^3}$

Où la rigidité d'un appuie est : $K_{appuie} = \frac{1}{\frac{1}{K_{aa}} + \frac{1}{K_{pile}}}$

n : Le nombre des appareils d'appui.

G : Module d'élasticité transversale de l'appareil (égale à 0,9 MPa en cas statique, et à 1,8 MPa en cas dynamique).

E : Le module de déformation instantanée du béton ($f_{C28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow E = 34179,56 \text{ MPa}$).

I : Inertie longitudinale d'un fût.

h : Hauteur du fût de pile.

Les résultats des calculs des rigidités de chaque appuie sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 8.1: Les rigidités des appuis (pile, culée)

Appuie	Piles			Appareil d'appui			Appui	
	$h(m)$	$I(m^4)$	K_{pile} (MN/m)	n	$K_{aa \text{ st}}$ (MN/m)	$K_{aa \text{ dyn}}$ (MN/m)	$K_{appuie \text{ st}}$ (MN/m)	$K_{appuie \text{ dy}}$ (MN/m)
C2	/	/	Infini	6	13,23	26,46	13,23	26,46
P1	13,4	11,17	476,02	12	26,46	52,92	25,07	47,63
P2	19,7	11,17	149,81	12	26,46	52,92	22,49	39,11
P3	26,8	11,17	59,5	12	26,46	52,92	18,32	28,01
P4	27,5	11,17	55,07	12	26,46	52,92	17,87	26,99
P5	24,4	11,17	78,84	12	26,46	52,92	19,81	31,67
C2	/	/	Infini	6	13,23	26,46	13,23	26,46

Les efforts horizontaux appliqués sur une travée sont :

L'effort de freinage : le plus défavorable est celle de système Bc égale à 180 KN

L'effort de vent : on applique une pression de 2 KN/m² sur la surface de côté d'une travée

$$F_v = 2 \times S = 2 \times (2,53 \times 40) = 202,4 \text{ KN}$$

D'où on peut trouver les déplacements en tête d'appui :

Tableau 8.2: les déplacements horizontaux dès l'appareil d'appuis

Appuie	Déplacement dû ou freinage (mm)	Déplacement dû ou vent (mm)	Déplacement max (statique + dynamique) (mm)
C2	6,80	3,82	31,80
P1	4,20	2,36	29,20
P2	6,23	3,50	31,23
P3	12,14	6,83	37,14
P4	13,08	7,35	38,08
P5	9,50	5,34	34,50
C2	6,80	3,82	31,80

8.1.3. Vérification du dimensionnement des appareils d'appui :

Ces vérifications sont faites selon la norme NF EN 1337-3 à l'état limite ultime,

Limitation de la distorsion ε :

La distorsion totale en tout point de l'appareil d'appui est limitée à l'Etat Limite Ultime :

$$\varepsilon_{\tau} = KL (\varepsilon_c + \varepsilon_q + \varepsilon_{\alpha}) < 7$$

Dans notre cas le KL égale à 1.

ε_c , ε_q et ε_{α} sont les distorsions calculées respectivement sous l'effort vertical, les efforts ou déplacements horizontaux et les rotations du tablier.

Et il faut que $\varepsilon_q < 1$

Distorsions sous l'effort vertical ε_c Elle est donnée par la formule :

$$\varepsilon_c = \frac{1,5 F_Z}{G A_r S}$$

F_Z L'effort verticale max applique sur l'appareil d'appuie égale à 1860,6 KN,

G égale à 0,9 MPa

A_r section en plans effective donnée par la formule : $A_r = A' \left(1 - \frac{V_x}{a'}\right)$

Et S coefficient de forme égale à $S = \frac{A'}{2(a'+b')t_i}$

La distorsion sous l'effort horizontale ε_q est :

$$\varepsilon_q = \frac{F_x}{G a b}$$

Ou F_x est l'effort horizontal (de freinage) applique sur l'appareil d'appui.

La distorsion sous l'effort horizontale ε_{α} est :

$$\varepsilon_{\alpha} = \frac{(a'^2 \alpha_a + b'^2 \alpha_b)t_i}{2 \sum t_i^3}$$

α_a et α_b sont les rotations d'axe perpendiculaire au côté a et b.

La valeur de α_a est 0,0061 rad (on néglige α_b)

AN:

$$A_r = 0,1372 m^2$$

$$S = 9,08$$

$$\varepsilon_c = 2,49$$

$$\varepsilon_q = 0,94$$

$$\varepsilon_\alpha = 0,88$$

Remarque :

$$\varepsilon_q \leq 1 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\varepsilon_\tau = 2,49 + 0,94 + 0,88 = 4,31 < 7 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Stabilité au flambement :

A l'Etat Limite Ultime la condition suivant doit être vérifiée

$$\frac{F_Z}{A_r} < \frac{2Ga'S_1}{3T_e}$$

G égale à 0,9 MPa et $S_1 = S$

AN :

$$\frac{F_Z}{A_r} = 13,56 \text{ MPa}$$

$$\frac{2Ga'S_1}{3T_e} = 7591,24 \text{ MPa}$$

Remarque :

$$13,56 \text{ MPa} < 7591,24 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

- Traction dans les frettes :

L'épaisseur minimale des frettes est :

$$t_s = \gamma_m \frac{2,6F_Z t_i}{A_r F_y}$$

F_y limite élastique de l'acier qui compose les frettes (soit 235 MPa) et $\gamma_m = 1$.

AN :

$$t_s = 1,5 \text{ mm}$$

Remarque :

On choisir une épaisseur de 3mm pour les frettes donc la condition vérifié.

Limite en rotation :

La stabilité en rotation de l'appareil d'appui se vérifie à l'Etat Limite Ultime. On doit vérifier :

$$\sum V_z \geq \frac{a' \alpha_a + b' \alpha_b}{K_r}$$

K_r est un coefficient égal à 3.

Et :

$$\sum V_z = \sum \frac{F_z t_i}{A'} \left(\frac{1}{5 G S_i^2} + \frac{1}{E_b} \right)$$

Ou $E_b = 2000MPa$

AN:

Pour les couches interne, la valeur de V_{zi} est :

$$t_i = 10mm \text{ et } S_i = 9,08 \quad \text{D'où} \quad V_{zi} = 0,00045$$

Pour les couches externe, la valeur de V_{zi} est :

$$t_i = 5mm \text{ et } S_i = 12,97 \quad \text{D'où} \quad V_{zi} = 0,00012$$

$$\sum V_z = 0,00045 \times 4 + 0,00012 \times 2 = 0,0020$$

$$\frac{a' \alpha_a + b' \alpha_b}{K_r} = 0,000691$$

Remarque :

$$0,0020 > 0,000691 \quad \text{Condition vérifié}$$

Vérification de la condition de non-glissement :

$$\frac{F_{zG_{min}}}{A_r} \geq 3MPa$$

$F_{zG_{min}}$ est la réaction min sous charge permanente (498,51 KN)

AN:

$$\frac{F_{zG_{min}}}{A_r} = 3,63MPa \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

8.2.Dés d'appuis

Les dés d'appuis ont pour but de diffuser, localiser et de prévoir d'éventuelles fissures, Ils sont soumis à une compression simple.

En plans, les dimensions de dés d'appui sont les dimensions de l'appareil d'appui en ajoutant un débord de 10 cm de 4 côté, on fixe $45 \times 45 \text{ cm}$, la hauteur de dés d'appui est variable en fonction la dénivellation entre l'intrados du tablier et la face supérieure des appuis, et on fixe une hauteur minimale égale à 10 cm.

Ferraillage des dés d'appuis

Les dés d'appuis sont des éléments soumis à la compression, et a cause de risque d'éclatement on garde un enrobage de 2 cm, les armatures seront donc constituées par une ou plusieurs nappes de frettes croisées.

La section totale d'armatures dans chaque direction doit pouvoir équilibrer $0.04 R$, tel que R est la réaction d'appui maximale relative à l'appareil d'appui considéré :

$$A_s = \frac{0,04 R}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ et $\gamma_s = 1,15$

AN :

$$A_s = \frac{0,04 * 1860,6}{347,82 * 10^3} 10^4 = 2,14 \text{ cm}$$

On choisit : $\phi(mm) = 5HA8$ (voir annexe D)

8.3. Joint de chaussée :

Le pont est constitué de plusieurs tabliers liée entre elle avec un joint de chaussée, le rôle de ces joint est d'assure la continuité de surface de roulement et la liberté de mouvement du tablier. Le choix de type et les dimensions de joint de chaussée est fait en fonction des déplacements de tablier et trafic passée par le pont.

Le joint de chaussée est dimensionnée vis-à-vis les efforts de température, fluage, retrait, et le séisme, d'après le RPOA2008 le souffle totale de joint de chaussée est donnée par la formule suivant :

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

W_D : Souffle des déformations différées (retrait + fluage).

W_T : Souffle thermique.

W_S : Le souffle sismique.

AN :

$$W_D = 1,9 \text{ cm}$$

$$W_T = 0,6 \text{ cm}$$

$$W_S = 11,07 \text{ cm}$$

$$W = 5,9 \text{ cm}$$

- **Choix de type de jointe :**

À partir de la valeur de souffle on choisir un jointe de type : EJ 85

Ce type de joint il a un souffle nominal égal à 85 mm (8,5 cm), et est pour tous les types de trafic.

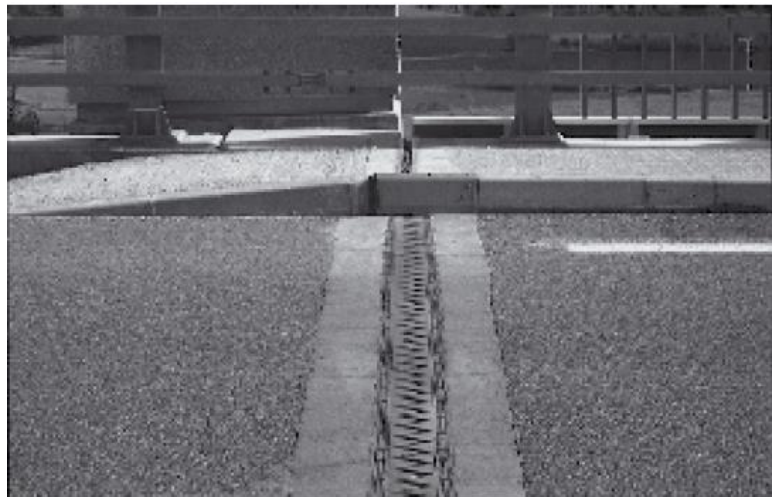


Figure 8.2 : Joint de chaussée type EJ 85

CHAPITRE 9 : ETUDE SISMIQUE

9.1.Introduction :

Pour tous les projets d'exécution, il est important de faire une étude sismique qui consiste à évaluer l'effort sismique en fonction des caractéristiques de l'ouvrage et la région où il est implanté.

Le RPOA propose plusieurs méthodes d'analyse des structure, L'analyse d'un pont peut se faire à l'aide de deux principales méthodes, le choix de la méthode dépend du type et les caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

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

La méthode spectrale monomodale s'applique aux ponts remplissant les critères suivants :

- La 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 (fût et chevêtre) ; c.-à-d. la masse des piles MP doit être inférieure à 43 % de la masse du tablier MG

AN :

$$MP = \rho b \times \Sigma (si \times hi).$$

$$MP=1079 T$$

$$MP \leq 0,43 MT = 2442.36 T \Rightarrow \text{Donc Condition Vérifiée}$$

- Angle de biais

Le biais doit être supérieur à 70 grades et les raideurs longitudinales et transversales totales des appuis ne variant pas de plus de 10% par rapport aux valeurs calculées sans biais

Donc Condition Vérifiée

- Courbure de pont

Il s'agit d'un pont qui présente une partie des clotoide d'un rayon très large, suivi par une partie droit

Donc Condition Vérifiée

- La symétrie transversale

La distance entre le centre de masse du tablier et le centre élastique des appuis n'excède pas 5% de la distance entre appuis extrêmes

Donc Condition Vérifiée

Les quatre conditions sont vérifier dans le cas de notre pont, donc on peut appliquer la méthode monomodale.

9.2. Les données de projet :

9.2.1. Classe de pont :

Le RPOA classe les ponts en 3 groupes suivant leur importance socio-économique :

Tableau 9.3: les groupes des ponts selon RPOA

Groupe d'usage	Importance
Groupe 1	Pont stratégique
Groupe 2	Pont important
Groupe 3	Pont d'importance moyenne

Le groupe de notre pont est : le groupe 2 pont important.

9.2.2. Zone de sismicité :

En Algérie il existe cinq zones sismiques :

- Zone 0 : négligeable
- Zone I : faible
- Zone IIa : moyenne
- Zone IIb : élevée
- Zone III : très élevée

Notre pont est en wilaya Annaba d'où la zone IIa : zone moyenne.

9.2.3. Coefficient d'accélération de zone :

En fonction de classe de pont et la zone sismique, on définit le coefficient d'accélération de zone A à partir de tableaux ci-dessous :

Tableau 9.4: les valeurs des coefficients d'accélération de zone

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

D'où le coefficient d'accélération de zone est 0,2.

9.2.4. Classification des sites :

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des couches de sols qui les constituent.

- Catégorie S1 : (site rocheux) rocher sain ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse d'onde de cisaillement $V_S \geq 800\text{m/s}$
- Catégorie S2 : (site ferme) dépôts de sables et graviers denses à très denses, marnes ou argiles raides très surconsolidées sur 10 à 20m d'épaisseur avec $V_s \geq 400\text{m/s}$ à partir de 10m de profondeur.

- Catégorie S3 : (site meuble) dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200\text{m/s}$ à partir de 20m de profondeur.
- Catégorie S4 : (site très meuble) dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle pour $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.
 Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200\text{m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

Notre site est un site construit principalement de deux couche, la premier couche est de profondeur de 3m contenir les limons, argile et graves, la deuxième coche est génisse schisteux altéré à très altéré et fracturé, dans ce cas et comme on n'a pas la valeur de vitesse d'onde le sol est de catégorie S2.

9.3.Spectre de réponse :

9.3.1. Composante horizontale :

Pour les deux directions longitudinale et transversale, on utilise le spectre montré ci- dessous :

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

g : Accélération de la pesanteur (égaler à $9,81\text{m/s}^2$),

S : Coefficient de site,

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site donnée dans le tableau ci-dessous,

η : Facteur de correction l'amortissement ($\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$)

ξ : Taux d'amortissement (égale à 5% pour le béton armé)

Tableau 9.5 : les valeurs de T_1, T_2 et S en fonction de sol

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,50	0,70
S	1	1,1	1,2	1,3

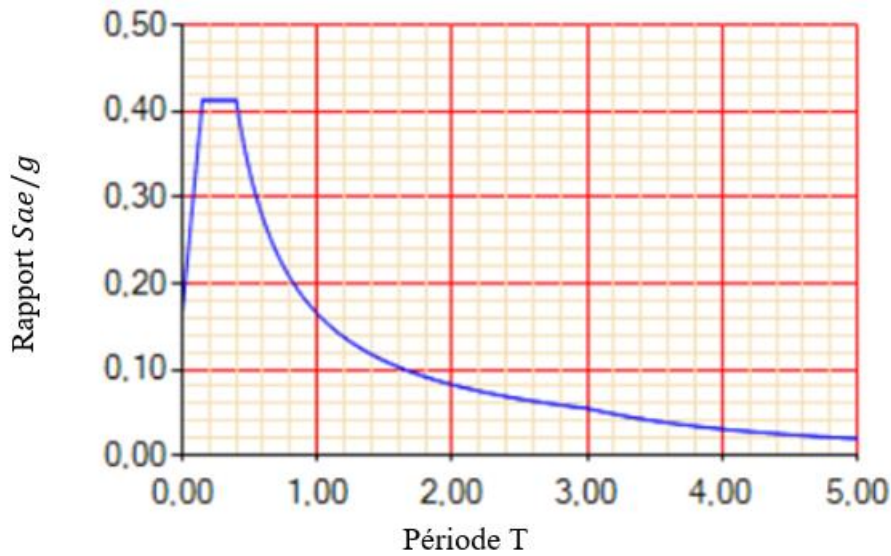


Figure 9.3: spectre des réponse de la Composante horizontale

9.3.2. Composante verticale :

Dans la direction verticale on utiliser le spectre de réponse élastique donnée par les formules suivant :

$$Sae^V (T, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} \alpha Ag(1 + \frac{T}{T_1}(2.5 \eta - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\alpha Ag S & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{T_2}{T}\right) & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\alpha Ag \eta \left(\frac{3T_2}{T^2}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

g : Accélération de la pesanteur (égaler à 9,81m/s²),

α : Coefficient qui tient compte de l'importance de la composante verticale en zone de forte sismicité égale à 0,7 pour les zones sismiques I, IIa, IIb et 1 pour la zone sismique III.

Les valeurs de T_1, T_2 sont :

Tableau 9.6: les valeurs T_1, T_2 en fonction de sol

Site	S1	S2	S3	S4
T_1	0,15	0,15	0,20	0,20
T_2	0,30	0,40	0,40	0,40

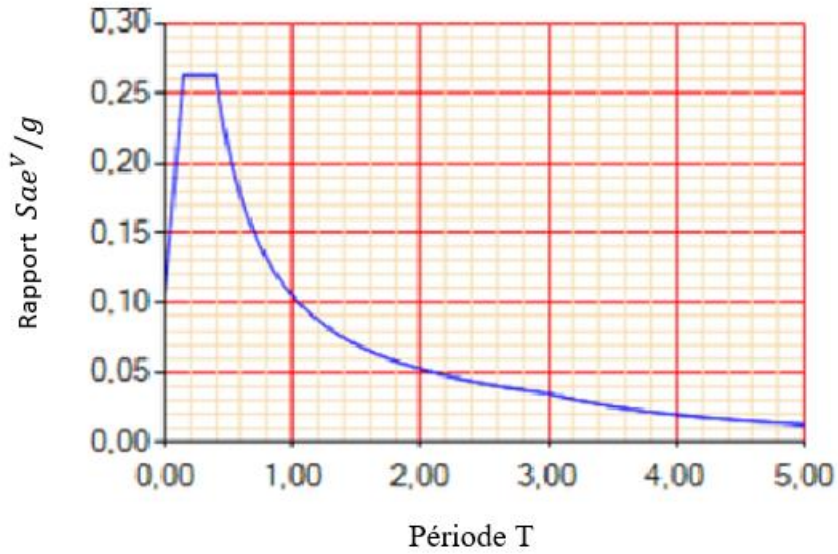


Figure 9.4: spectre des réponses de la Composante verticale

9.4. Calcul des efforts sismiques :

9.4.1. Séisme longitudinale :

Dans la direction longitudinale de pont la déformation du tablier dans le plan horizontal est négligeable par rapport au déplacement de la tête de la pile sous l'effet de l'action sismique, les effets sismiques doivent être déterminés en utilisant le modèle à tablier rigide.

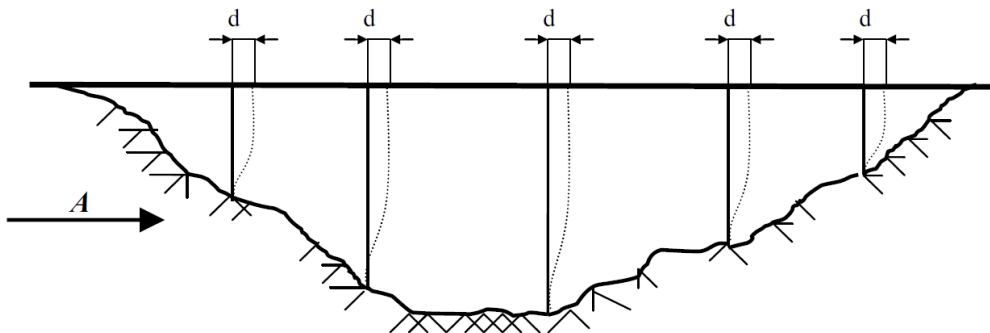


Figure 9.5 : Séisme longitudinale

La force horizontale statique équivalente F est donnée par :

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

M : Est la masse effective totale de la structure, dans notre cas égale à la masse de tablier.

$Sa(T)$ Est l'accélération spectrale de calcul correspondant à la période fondamentale T et égale à le spectre élastique $Sae(T)$,

Le période fondamentale T a pour expression : $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$

K Est la raideur de système et égale à la somme des raideurs des éléments résistants (K_i) dans le sens le séisme (les piles et les culées).

AN :

On a : $M = 9446,8 \times 6 = 56680,8 \text{ KN} = 5668,08 \text{ t}$

Et $K = 183,2505 \text{ MN/m} = 183250,5 \text{ KN/m}$

D'où : $T = 1,104 \text{ S}$

A partir de spectre de réponse $Sae(T) = 0,2 \text{ g} = 1,962 \text{ m/s}^2$

La force sismique applique sur le pont est : $F = 11120,77 \text{ KN}$

La répartition de la force sismique sur les appuis est en fonction des raideurs de chaque appui :

$$F_i = \frac{K_i}{K} F$$

Les culée sont des éléments considéré infiniment rigide donc leur raideur est celle des l'appareil d'appuis :

$$K_{\text{appareil d'appuis}} = n \frac{a b G}{e}$$

Ou n est le nombre des appareils en un appui (pile ou culée), a et b sont les dimensions de l'appareil d'appuis, et e l'épaisseur de l'élastomère.

G est le module de cisaillement de l'élastomère (1,2 MPa).

La raideur des piles est égale à :

$$K_{\text{pile}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{semelle}}} + \frac{1}{K_{\text{voille}}} + \frac{1}{K_{\text{appareil d'appuis}}}}$$

Avec : $K_{\text{voille}} = \frac{3 E I}{h^3}$

NB : la semelle et le chevêtre sont des éléments infiniment rigides donc : $\frac{1}{K_{\text{semelle}}} = 0$

Les résultats de l'application numérique de calcul des raideurs sont présents dans le tableau suivant :

Tableau 9.7: les rigidité longitudinale des appui (piles et culée) en cas sisméque

Elément	Raideur des piles et des culées			Raideur l'appareil d'appuis		K_i (MN/m)
	h (m)	I (m ⁴)	K_{voille} (MN/m)	n	$K_{appareil\ d'appuis}$ (MN/m)	
C1	/	/	/	6	18,9	18,9
P1	13,4	11,17	476,0212	12	37,8	35,02
P2	19,7	11,17	149,8104	12	37,8	30,18
P3	26,8	11,17	59,5026	12	37,8	23,11
P4	27,5	11,17	55,0735	12	37,8	22,41
P5	24,4	11,17	78,8445	12	37,8	25,55
C2	/	/	/	6	18,9	18,9
Somme	/	/	/	/	/	174,08

Les forces appliques sur chaque appui sont donnée dans le tableau suivant :

Tableau 9.8 : les forces sismiques longitudinales sur les appuis

Appui	$\frac{K_i}{K}$	F_{xi} (KN)
C1	0,108	1207,360
P1	0,201	2237,079
P2	0,173	1928,199
P3	0,132	1476,654
P4	0,128	1431,917
P5	0,146	1632,203
C2	0,108	1207,361

Le déplacement à la tête de l'appui est :

$$d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 Sae(T)$$

AN :

$$d = 0,067\ m$$

9.4.2. Séisme transversale :

La méthode monomodale peut être appliqué dans le sens transversale en utilisant pour la modélisation deux approches :

- Modèle à tablier rigide.
- Modèle à tablier flexible.

La condition pour travailler avec l'approche de tablier rigide est $\frac{L}{B} \leq 5$, où L est la longueur de tablier et B est sa largeur,

On a : $\frac{L}{B} = \frac{40}{11} = 3,64 \leq 5 \Rightarrow$ condition vérifiée donc on peut utiliser cette approche.

Les formules qu'on a appliquées dans le sens longitudinal sont les mêmes qu'on va appliquer pour le sens transversal.

$$M = 5668,08 \text{ t}$$

$$K_{transversale} = 218,56757 \text{ MN/m} = 218567,576 \text{ KN/m}$$

$$T = 1,06 \text{ s} \Rightarrow Sae(T) = 0,218 \text{ g} = 2,138 \text{ m/s}^2$$

$$D'où : F_{transversale} = 12121,64 \text{ KN}$$

Les raideurs dans le sens transversal des appuis sont :

Tableau 9.9 : Les rigidités transversales des appuis (piles et culée) en cas sismique

Élément	Raideur des piles et des culées			Raideur l'appareil d'appuis		K_i (MN/m)
	h (m)	I (m ⁴)	K_{voille} (MN/m)	n	$K_{appareil \text{ d'appuis}}$ (MN/m)	
C1	/	/	/	6	18,9	18,9
P1	13,4	37,41	1594,2664	12	37,8	36,92
P2	19,7	37,41	501,7375	12	37,8	35,15
P3	26,8	37,41	199,2833	12	37,8	31,77
P4	27,5	37,41	184,4493	12	37,8	31,37
P5	24,4	37,41	264,0619	12	37,8	33,06
C2	/	/	/	6	18,9	18,9
Somme	/	/	/	/	/	218,5675

La force applique pour chaque appui dans le sens transversal sont :

Tableau 9.10 : les forces sismiques transversales sur les appuis

Appui	$\frac{K_i}{K}$	F_{yi} (KN)
C1	0,091	1111,66
P1	0,179	2171,83
P2	0,170	2067,55
P3	0,154	1868,84
P4	0,152	1845,18
P5	0,160	1944,91
C2	0,091	1111,66

9.4.3. Séisme verticale :

Donne les zones faiblement sismique, en peut négliger la composent verticale de séisme.

9.5. Combinaisons d'action sismique :

Les trois composants sont combinés entre elle pour trouver l'effort le plus défavorable, les combinaisons à appliquer donnée par le RPOA2008 sont :

$$E_{long} = F_{xi} + 0,3 (F_{yi} + F_{zi})$$

$$E_{tron} = F_{yi} + 0,3 (F_{xi} + F_{zi})$$

Les résultats de ces combinaisons :

Tableau 9.11 : Combinaisons d'action sismique

Appui	E_{long} (KN)	E_{tron} (KN)
C1	1518,33	1448,31
P1	2858,12	2800,08
P2	2539,61	2617,07
P3	2051,55	2302,44
P4	2001,44	2267,25
P5	2223,13	2418,55
C2	1518,33	1448,31

9.6. Vérification de l'appareil d'appui selon le RPOA :

Les appareils d'appuis en élastomère fretté doit être vérifié selon le RPOA2008, les déplacements des appareils d'appui sur l'effet de séisme longitudinale sont calculé et présent donne le tableau ci-dessous :

Tableau 9.12: Les déplacements des appareils d'appui

Appui	$V_x(mm)$
C1	67,52
P1	72,52
P2	83,42
P3	107,55
P4	110,77
P5	97,73
C2	67,52

9.6.1. Résistance à la compression :

Les contraintes de compression sont limite à 20 MPa

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

N l'effort normale et A l'aire réduite : $A = (a - V_x) \times b$

AN:

$$A = 0,097952$$

$$\sigma = 18,99 \text{ MPa} < 20 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

9.6.2. Flambement :

On doit vérifier :

$$\gamma_s P_u < P_c$$

$$\gamma_s = 3$$

P_u : L'effort normal max sous l'ELU

$$P_c = 4GBS^2d/h$$

B : Section en plans de l'appui

h : Hauteur totale de l'appui

S : facteur de forme (définir dans le chapitre &&&)

d : somme d'une épaisseur de frette d'une épaisseur d'élastomère.

AN:

$$P_u = 1860,6 \text{ KN}$$

$$S = 9,08$$

$$d = 0,013 \text{ mm}$$

$$P_c = 9700,37 \text{ KN}$$

$$5581,8 \text{ KN} < 9700,37 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

9.6.3. Distorsion :

La distorsion de l'appareille est vérifier par la formule suivante :

$$\text{Pour : } \frac{P_u}{P_c} < 0,25 \Rightarrow \delta \leq 0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - P)$$

$$\text{Ou } \delta_0 = \frac{a}{T_e}$$

AN :

$$\frac{P_u}{P_c} = 0,19$$

$$\delta_0 = 7$$

$$0,7 + 4(\delta_0 - 0,7)(0,25 - P) = 2,21$$

$$\delta = \frac{110,77}{50} = 0,21 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

9.6.4. Non glissement

On vérifiera : $H < f N$

$$f = 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_m}$$

H et N sont l'effort horizontal et vertical à ELA (on vérifier pour la culée),

$$H = 788,46 \text{ KN}$$

$$N = 2350,63 \text{ KN}$$

AN :

$$\sigma_m = 19,18 \text{ MPa} , f = 0,13$$

$$fN = 308,56 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifié (un dispositif de non glissement est mise en place).}$$

CHAPITRE 9 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

10.1.1. Introduction :

Les deux culées sont de type culé remployée et ils sont identiques, elle assure à la fois les fonctions d'appui du tablier et du mur de soutènement. En tant qu'appui du tablier une culée est soumise aux mêmes efforts que les piles. En tant que mur de soutènement, elle subit la poussée des terres et des surcharges de remblais.

Vue les donné géotechnique de site la culée est fondée par une fondation superficielle, les deux culée sont posée à 3,5 m du niveau de terrain naturel (hauteur moyenne).

10.1.2. Pré-dimensionnement :

La hauteur total de culée est 9m, et il est constituée de :

- Un mur frontal sur lequel s'appuient le tablier de hauteur de 5m et une largeur de 1,5 m.
- Deux murs en retour qui ont pour rôle d'assurer le soutènement des terres de remblais.
- Un mur de garde grève destiné à protéger l'about du tablier en retenant les terres et Assurer la fixation du joint de chaussée, de hauteur et largeur de.
- Corbeau arrière sur lequel s'appuie la dalle de transition.
- Dalle de transition. Qui limite les tassements de chaussée et assure le confort des usagers lors de déplacement d'un milieu souple qui est la route à un milieu rigide qui est le pont.

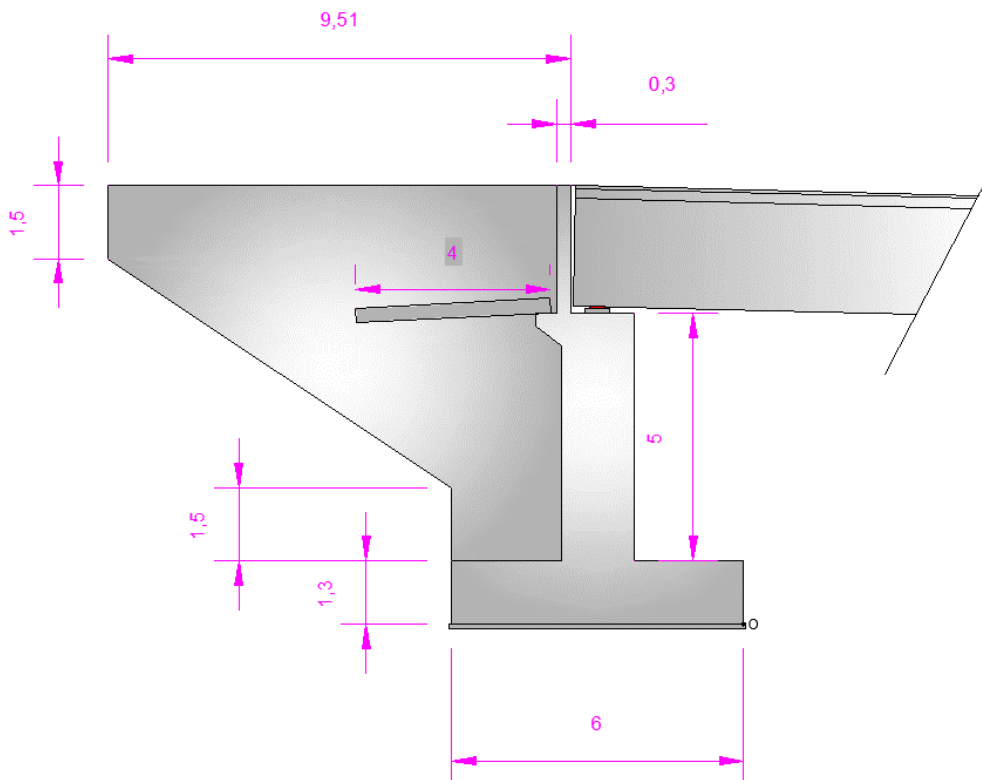


Figure 10.1.6 : coupe longitudinale de la culée

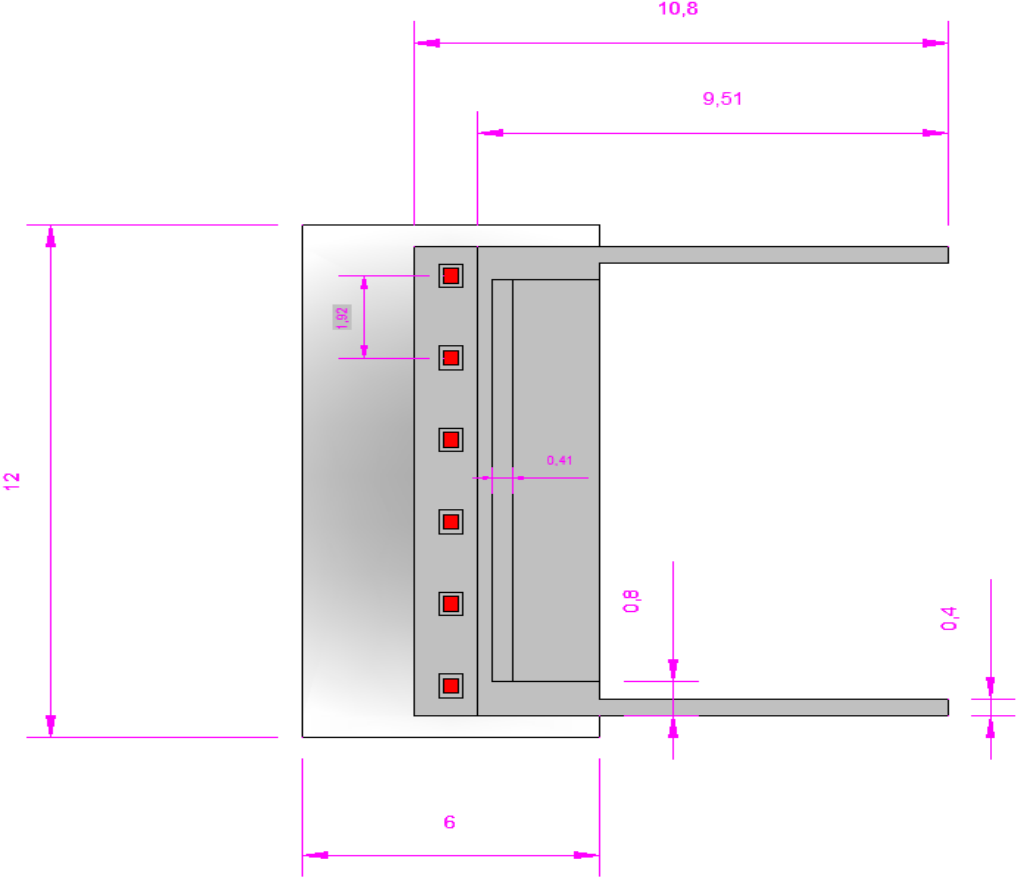


Figure 10.1.7 : vue en plans de la culée

10.1.3. Calculer des efforts appliqués sur les culées :

10.1.3.1. Les charges propres :

Sont les charges dues au poids de la culée elle-même et le poids des terres, le tableau ci-dessous montre les poids des éléments de la culée ainsi leur moment par rapport au point O (voir Figure 8) :

Tableau 10.1.13 : poids propre de la culée

Elément	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
mur de garde grève	216,98	/	149,71	/
mur frontal	2062,5	/	0	/
Dalle de transition	139,5	/	175,77	/
Corbeau	54,755	/	52,56	/
murs en retour	1236,46	/	4460,34	/
semelle	2340	/	0	/
Terre sur dalle de transition	889,99	/	1121,39	/
Terre sur mur fondation	1903,5	/	3578,58	/
Sur charge de 10KN/m ²	376	/	1112,96	/
Poussée de sol sue mur frontale	/	697,95	/	2070,58
Poussé de sol sur MGG	/	193,10	/	1385,85
Poussée de sur charge	/	269,87	/	1173,95

10.1.3.2. Réaction dû au tablier :

La culée est un appui pour le tablier, les efforts transmise par le tablier son appliquée au niveau des appareils d'appui, exerce un effort de compression N centré sur le mur frontal :

Tableau 10.1.14: les charges dues au tablier

charge	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
Poids propre de tablier	4723,3	0	14170,2	/
A(L)	1291,23	121,83	3870,42	472,94
BC	1151,35	180	3454,05	1397,52
Bt			0	/
MC120	1091,22	0	3041,91	/
D240	1827,69	0	5483,07	/
ST	45	0	135	/
F _{R+f}	/	251,37	1626,36	/
F _T	/	79,38	513,59	/

10.1.3.3. Vérification de la stabilité de la culée en cas statique :

La vérification est fait vis-à-vis le glissement, renversement, du tiers central, et les contrainte applique sur le sol support, les combinaisons d'action les plus défavorable à la base de la semelle à l'ELS et à l'ELU :

Tableau 10.1.15 : combinaisons d'action appliquée sur la culée

combinaisons	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
ELU : G+1,2AL+ST+F _T +0,6 F _{R+f}	20959,38	2172,98	75020,17	7007,74
ELS : G+1,2AL+ST+F _T +0,6 F _{R+f}	15536,25	1606,12	55568,60	5197,93

L'ensemble des vérifications à faire à l'ELU et l'ELS sont résumé dans les tableaux suivant :

Notons que :

M : Est la différence entre le moment renversant et le moment stabilisant $M = M_S - M_R$.

M_S : Moment stabilisant.

M_R : Moment renversant.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

Tableau 10.1. 16 : vérification de la stabilité de la culée à l'ELU

Vérification	Formule	Application numérique	Remarque
Tiers central	$e = \frac{M}{N} - \frac{B}{2} < \frac{B}{6}$	0,24 < 1	vérifier
Glissement	$\frac{H}{N} \leq 0,4$	0,103 < 0,4	vérifier
Renversement	$\frac{M_s}{M_R} \geq 1,5$	10,70 > 1,5	vérifier
Contrainte sur le sol	$\frac{\sigma_{max} + 3\sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol}$	0,255MPa < 7,36MPa	vérifier

Tableau 10.1.17 : vérification de la stabilité de la culée à l'ELS

Vérification	Formule	Application numérique	Remarque
Tiers central	$e = \frac{M}{N} - \frac{B}{2} < \frac{B}{6}$	0,25 < 1	vérifier
Glissement	$\frac{H}{N} \leq 0,4$	0,103 < 0,4	vérifier
Renversement	$\frac{M_s}{M_R} \geq 1,5$	10 10,69 > 1,5	vérifier
Contrainte sur le sol	$\frac{\sigma_{max} + 3\sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol}$	0,189MPa < 5,42MPa	vérifier

10.1.3.4. Effort sismique sur la culée :

La stabilité du culée doit être vérifié vis-à-vis le séisme, les efforts sismique applique à la culée sont défini en RPOA2008 comme suit :

- Les efforts dues à la force d'inertie applique à la masse de structure.
- Poussée dynamique des terres.
- Les efforts de tablier,

Pour prendre en compte l'effort sismique sur la masse de différent élément constituée la culée, les efforts horizontales et verticales sont calculée en multipliée la masse de ces élément par les coefficients sismique k_H et k_v définie en RPOA, ou k_H égale à A coefficient d'accélération sismique de la zone, et k_v égale à $0,3k_H$.

Tableau 10.1.18 : les efforts sismiques sur la culée

Elément	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment stabilisant(KN.m)	Moment renversant(KN.m)
mur de garde grève	13,01	43,3	48,04	333,71
mur frontal	123,75	412,5	371,25	1584
Dalle de transition	8,37	27,9	27,29	179,67
Corbeau	3,28	10,9	13,01	67,13
murs en retour	74,18	247,292	448,60	1457,24
semelle	140,4	468	421,20	304,2
Terre sur dalle de transition	53,39	177,99	174,08	1368,80
Terre sur semelle	114,21	380,7	443,13	1960,605

La force résultant de poussée dynamique des terres est applique à mi-hauteur donnée par la formule ci-dessous, on applique cette formule pour un séisme verticale et :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma(1 \pm k_v)H^2 K_{ad}$$

Avec :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2}$$

- $\theta = \arctan\left(\frac{k_H}{1 \pm k_v}\right)$
- H est la hauteur de mur.
- γ le poids volumique des terres.
- φ l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion (égale à 40°).
- β angle de la surface de remblai sur l'horizontale.

Tableau 10.1.19 : poussée dynamique des terres sur la culée

Elément	K_{ad}	F_{ad} (KN)	M_r (KN.m)
Séisme verticale descendant	0,32	2591,45	11661,53
Séisme verticale ascendant	0,31	2411,44	10851,50

Le tablier applique sur la culée une force sismique horizontale au niveau de l'appareil d'appui, la composante verticale est négligeable :

Tableau 10.1.20 : l'effort sismique de tablier sur la culée

	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment stabilisant(KN.m)	Moment renversant(KN.m)
Effort sismique	/	1518,33	/	9823,58

Pour calculer l'effort sismique totale appliquée sur la culée, on cumule entre les efforts sismique verticale et horizontale, les calculs sont fait dans les cas suivante :

- Cas 01 : Séisme horizontal avec séisme vertical descendant.
- Cas 02 : Séisme horizontal avec séisme vertical ascendant.
- Cas 03 : Séisme vertical.

Tableau 10.1.21 : Les efforts sismique pour les différents cas

Cas	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment stabilisant(KN.m)	Moment renversant(KN.m)
Cas 01	0	4617,27	0	21317,25
Cas 02	0	4447,67	0	20601,74
Cas 03	530,71	0	1946,90	0

10.1.3.5. Vérification de la stabilité de la culée dans le cas sismique :

La formule générale de combinaison a appliqué dans le calcul sismique est définie dans RPOA2008 :

$$G + P + E + 0,4\Delta T + D + \psi Q$$

Avec :

- G : Charge permanent,
- P : forcer de précontrainte,
- E : Action sismique,
- ΔT : Effet de température,
- D : Effet de déformation de matériaux (fluage et retrait),
- Q : Charge variable et d'exploitation et ψ un coefficient de combinaison (égale à 0 dans notre cas, zone non urbain).

Les combinaisons le plus défavorable sont en fonction de séisme les plus prépondérants (verticaux ou horizontaux), et le sens de séisme vertical :

$$- G + 0.4T + D - E_H + 0.3E_V$$

- $G + 0.4T + D - E_H - 0.3 E_V$
- $G + 0.4T + D + E_V - 0.3 E_H$
- $G + 0.4T + D - E_V - 0.3 E_H$

Les résultats de calcul de ces combinaisons sont :

Tableau 10.1.22 : combinaisons des efforts sismiques applique sur la culée (ELA)

combinaisons	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
$G + 0.4T + D - E_H + 0.3E_V$	14202,93	5088,86	52491,55	21315,53
$G + 0.4T + D - E_H - 0.3 E_V$	13683,23	4919,26	51323,59	20600,04
$G + 0.4T + D + E_V - 0.3 E_H$	14809,25	1856,97	53854,18	21315,53
$G + 0.4T + D - E_V - 0.3 E_H$	13076,91	1806,09	49960,97	20600,04

Les vérifications dans le cas sismique sont :

Tableau 10.1.23 : vérification de la stabilité de la culée en cas sismique

Vérification	Formule	Application numérique	Remarque
Tiers central	$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{6}$	$-0,8 < 1$	vérifier
Glissement	$\frac{H}{N} \leq 0,4$	$0,125 < 0,4$	vérifier
Renversement	$\frac{M_s}{M_R} \geq 1,5$	$2,53 > 1,5$	vérifier
Contrainte sur le sol	$\frac{\sigma_{max} + 3\sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$	$0,176MPa < 7,36MPa$	vérifier

10.1.4. Calcul de ferrailage de la culée :

Le ferrailage des éléments de la culée est fait selon le BAEL, et calculé à l'aide d'un logiciel (Robot Expert 2010), les fissurations sont considéré préjudiciable, sauf pour la semelle ils sont considéré très préjudiciable, l'enrobage des aciers égale à 5 cm.

Les vérifications sont faites à ELS, les contraintes limitent dans le béton et les aciers sont :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_s = \max(0,5f_e, 110\sqrt{1,6 f_e})$$

AN:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$$

Pour toute les figure de ferrailage voir annexe D

(Pour les figures de ferrailage voir les annexes)

10.1.4.1. Ferrailage de mur de garde grève :

Le mure garde grève est sollicité par :

- Poussé de terre :

Le poussé des terre existant derrière le mur est donné par la formule :

$$P_{terre} = \frac{1}{2} \gamma_{sol} K_a H^2 \quad \text{Avec } K_a = 0,33$$

Et le moment d'où à la poussé des terre est :

$$M_{terre} = \frac{1}{3} H P_{terre}$$

AN :

$$P_{terre} = \frac{1}{2} 18 0,33 2,63^2 = 20,54 \text{ KN/ml}$$

$$M_{terre} = 18 \text{ KN.m/ml}$$

- Le poussé d'une charge locale

On place un charge de 12t (120KN) derrière le mur (système Bc), selon SETRA, on prendre les charge locale situé à un distance moins de 1,5 m, Le moment d'où poussée de cette charge est donnée par :

$$M_p = \frac{12K}{0,5 + 2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,5+x} dx \quad , \text{ avec : } K = K_a \times \delta \times \gamma \times b_c$$

b_c et δ sont respectivement le coefficient de système Bc et leur coefficient de majoration dynamique

Pour simplifier les calcule on peut utiliser le tableau suivant qui donne des valeurs de M_p/K en fonction de la hauteur de mur de garde grave :

Tableau :

Tableau 10.1.24 : le moment de charge locale M_p en fonction de la hauteur

H(m)	0,5	0,75	1	1,5	2	2,5	3
M_p/K (tm/m)	2,23	3,40	4,41	6,11	7,45	8,56	9,49

On fait une interpolation linéaire entre H égale à 2,5 et 3m

AN :

$$\frac{M_P}{K} = 8,8018$$

$$K = 0,33 \times 1,19 \times 1,1 = 0,43$$

$$M_P = 3,8 \text{ t KN.m/ml} = 38 \text{ KN.m/ml}$$

- Le poussé d'où à la force de freinage de charge locale

La force de freinage exerce une poussé sur le mur égale à :

$$M_{fre} = \frac{2 \times F \times H}{0,5 + 2H}$$

F : La force de freinage de système Bc.

AN :

$$M_{fre} = 245,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{fre} = 26,15 \text{ KN.m/ml}$$

- le poussé dynamique de sol sur le mur :

Ce poussé est calculer avec les même formules ci-dessus donné par le RPOA pour une hauteur égale à la hauteur de mur. Les valeurs des poussées sont :

Tableau 10.25 : Effort sismique sur le mur garde grève

Cas de séisme vertical	F_{ad} (KN/ml)	M (KN.m/ml)
Séisme verticale descendant	21,19	27,86
Séisme verticale ascendant	19,72	25,93

Combinaisons d'action :

Tableau 10.1.26 : combinaison d'action appliquée sur le mur garde grève

combinaisons	Moment KN.m/ml
ELU : $1,35 M_{terre} + 1,6 (M_P + M_{fre})$	126,94
ELS : $M_{terre} + 1,2 (M_P + M_{fre})$	94,98
ELA : $G + E$	27,86

Le calculer de ferrailage est pour une section de $1 \times 0,3$ m (pour un mètre linaire), pour la flexion simple :

La section $A_S = 12,5 \text{ cm}^2$ (placé de côté des terres)

Les armateurs de construction : $A'_S = 4,16 \text{ cm}^2$ (placé de côté du tablier)

Choix des barres : 7HA16/ml (section réelle : $A_S = 14,07 \text{ cm}^2$)

Choix des barres de construction : 7HA12/ml (section réelle : $A_S = 5,5 \text{ cm}^2$)

L'espacement entre les barres est :

Vérification des contraintes :

$$\sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,2 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{A_b f_t}{f_e} \Rightarrow A_s = 19,57 \geq 3,31 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

Horizontalement on dispose HA10 tous les 15cm.

10.1.4.2. Ferrailage de Dalle de transition :

Elle est considérée une dalle simplement appuyée, réellement il est appuyé sur un appui élastique (sol) les charges appliquées sur la dalle de transition sont :

- Poids propre (Gd),
- Poids du remblai (Gr),
- Poids de revêtement (Grv),
- Poids de surcharge (Q),

Les valeurs des moments et effort tranchant sont :

Tableau 10.27 : les charges sur la dalle de transition

Charge	Hauteur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	q (KN/m)	Moment (KN.m/ml)	Effort tranchant (KN/ml)
Poids propre	0,3	25	7,5	15	15
Poids du revêtement	2,25	18	1,92	3,84	3,84
Poids de remblai	0,08	24	40,5	81	81
Poids de surcharge	/	/	10	20	20

La combinaison des charges donne :

Tableau 10.1.28 : combinaison des charges sur la dalle de transition

combinaisons	Moment (KN.m/ml)	Effort tranchant (KN/ml)
ELU : 1,35(Gd + Gr + Grv) + 1,6Q	166,78	166,78
ELS : Gd + Gr + Grv + 1,2Q	123,84	123,84

Le calcul de ferrailage est fait pour section égale à 100×30 cm sur un mètre linéaire, la dalle travaille à la flexion simple :

La section d'armateurs $A_s = 16,8 \text{ cm}^2$

Les armateurs de construction : $A'_s = 5,6 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 6HA20/ml (section réelle : $A_S = 18.85 \text{ cm}^2$)

Choix des barres de construction : 6HA12 (section réelle : $A_S = 6,79 \text{ cm}^2$)

L'espacement entre les barres est :

Vérification des contraintes :

$$\sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,1 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{A_b f_t}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 3,31 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

10.1.4.3. Ferrailage de corbeau :

Les charges appliquées sur le corbeau sont leur poids propre et les charge transmise par la dalle de transition :

Tableau 10.1.29 : les charges sur le corbeau

Charge	Réaction (KN/ml)	Moment (KN.m/ml)
Poids propre de corbeau	5,82	1,22
Poids propre de dalle	15	7,5
Poids du revêtement	3,84	1,92
Poids de remblai	81	40,5
Poids de surcharge	20	10

Les valeurs de moment et de l'effort tranchant appliqué sur le corbeau à l'ELU et à l'ELS sont :

Tableau 10.1.30 : combinaison des charges sur le corbeau

combinaisons	Moment (KN.m/ml)	Effort tranchant (KN/ml)
ELU : $1,35(G_c + G_d + G_r + G_{rv}) + 1,6Q$	85,03	174,64
ELS : $G_c + G_d + G_r + G_{rv} + 1,2Q$	63,14	129,66

Le corbeau est un élément qui travaille à la flexion simple, la section sollicitée est $100 \times 66 \text{ cm}$:

La section d'armateurs $A_S = 6,3 \text{ cm}^2$

Les armateurs de construction : $A'_S = 7 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 7HA12/ml (section réelle : $A_S = 7,92 \text{ cm}^2$)

L'espacement entre les barres est :

Vérification des contraintes :

$$\sigma_s = 210 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,7 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{A_b f_t}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 7,28 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

10.1.4.4. Ferrailage de mur frontal :

Les charge applique sur le mur sont :

- Poids propre de mur
- Le poids de mur en retour
- Les charges transmises de tablier
- Poussée de terre
- Les charges transmises par le mur garde gave et le corbeau,

Le tableau suivant résume les charges appliquées sur le mur frontal d'où à leur poids propre :

Tableau 10.1.31: les charges appliquées sur le mur frontal

Elément	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
Poids propre de mur	2062,5	/	0	/
Poussée de sol	/	697,95	/	1163,25
Poussée de surcharge	/	155,1	/	387,75
Somme à ELU	2784,37	1190,39	0	2190,79
Somme à ELS	2062,5	884,07	0	1628,55

Les charge le plus défavorable d'où ou tablier sont donné par la combinaison suivante :

$$\text{ELU} : 1,35 G_{\text{tablier}} + 1,6 (A(l) + ST) + 1,35 F_{r+f} + 0,8 T$$

$$\text{ELS} : G_{\text{tablier}} + 1,2 (A(l) + ST) + F_{r+f} + 0,6 T$$

Avec :

- G_{tablier} : réaction due à poids propre de tablier,
- $A(l)$: réaction due à poids de A(l),
- ST : réaction due aux charges de trottoir
- F_{r+f} : la force due aux déformations de retrait et le fluage,
- T : la température

Tableau 10.1.32: combinaisons des charges de tablier appliqué sur le mur frontal

combinaison	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
ELU	9300,89	674,79	2053,96	1320
ELS	6916,63	497,00	1494,99	990

Les efforts de séisme appliqué sur le mur frontale sont pris en considération, ils sont calculés avec les mêmes formules présentes dans le paragraphe Effort sismique sur la culée,

Tableau 10.1. 33: les efforts sismiques appliqués sur le mur frontal

Elément		L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
Poids propre de mur		123,75	412,5	0	1047,75
Mur garde grave		13	43,39	8,98	277,29
Dalle de transition		8,37	27,9	2,17	143,4
Mur en routeur		74,18	247,29	226,04	1135,76
Sole sur dalle de transition		53,39	178	13,88	1137,4
Poussée dynamique des sols	Cas 01	/	158,79	/	5373,63
	Cas 02	/	147,76	/	5000,37
L'effort de tablier		/	1518,33	/	7591,64

Le résultant des efforts appliqués au mur frontal :

Tableau 10.1.34: combinaisons des charges appliquées sur le mur frontal

Combinaison	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment (KN.m)
ELU	13009,82	1454,39	2447,18
ELS	9700,69	1082,07	729,78
ELA	10868,29	2129,59	5996,14

NB : le moment résultant appliqué au mur frontal est dans le sens de moment renversant.

Le ferrailage est calculé pour une section égale à 100×150 cm, subissant un effort de flexion composée, le moment est égal à 545,1 KN.m/ml et l'effort normal est égal à 988,02 KN/ml :

La section d'armateurs $A_s = 15 \text{ cm}^2$ (placé dans les deux côtés)

Choix des barres : 5HA20 (section réelle : $A_s = 15,51 \text{ cm}^2$)

L'espacement entre les barres est : 20 cm

Vérification des contraintes :

$$\sigma_s = 9,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{A_b f_t}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 16,56 \text{ cm}^2$$

10.1.4.5. Ferrailage de mur en retour :

Le rôle de mur frontal est de soutenir les terres de côte, les charges appliquées à le mur :

- Leur poids propre
- Le poids de CCP
- La poussée des terres
- La poussée de sur charge

Le mur en retour est composée de deux partir, la premier de forme trapézoïdale et de épaisseur de 0,4 m, la deuxième de forme rectangulaire et de épaisseur 0,8 m.

Pour la deuxième partie il a une forme rectangulaire de hauteur égale à 7,7 m et un largeur égale à 2,25 m avec une épaisseur de 0,8 m, est suber à la poussé des terres el la surcharge, et aux les efforts de la premier partie,

Les résultats de calcule des charge appliqué sur les deux parties ont donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau 10.1.35: les charges appliquées sur le mur frontal

Partie	Elément	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment vertical (KN.m)	Moment horizontale (KN.m)
Partie 01	Poids propre	271,73	/	694,89	/
	Le poids CCP	51,81	/	332,37	/
	La poussée des terres	/	364,78	/	1025,03
	La poussée de sur charge	/	202,66	/	569,46
Partie 02	Poids propre	693	/	783,09	/
	Le poids CCP	15,876	/	17,94	/
	La poussée des terres	/	380,36	/	429,80
	La poussée de sur charge	/	211,31	/	238,78

Dans le cas sismique les deux parties ont subies à des efforts des poussé dynamique, plus le poids propre du mur. Le tableau suivant présent les charges sismiques applique sur le mur.

Tableau 10.1.36: les efforts sismiques appliqués sur le mur frontal

Elément		L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment vertical (KN.m)	Moment horizontale (KN.m)
Partie 01	Poids propre	14,84	49,45	41,69	138,98
	Le poids CCP	3,11	10,36	14,78	49,27
	Poussé dynamique de sol			179,77	
			167,28		470,06
Partie 02	Poids propre	41,58	138,60	46,99	156,62
	Le poids CCP	0,95	3,18	1,08	3,59
	Poussé dynamique de sol			53,07	
			49,38		55,80

Les combinaisons des efforts appliquent sur le mur donne :

Tableau 10.1.37: combinaisons d'action appliquées sur le mur

Elément		L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment vertical (KN.m)	Moment horizontale (KN.m)
Partie 01	ELU	403,79	816,70	1270,73	2294,94
	ELS	299,10	607,97	941,28	1708,39
	ELA	317,06	239,59	997,76	693,41
Partie 02	ELU	425,23	1668,28	1294,95	3257,22
	ELS	314,99	1241,90	959,22	2424,73
	ELA	333,88	295,84	998,84	756,97

Les deux partis de mur sont soumis à la flexion déviée, la section considérée dans le calculer de ferrailage est celle au niveau de mur frontale

La section de la première partie est 40×384 cm

La section des armateurs horizontaux : $A_{S1} = 13,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}25$

La section des armateurs $A_{S2} = 157,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}20$

La section d'armateur de construction est $A'_G = 8,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, on prendre 9HA12

La section de la deuxième partie est 80× 507 cm

La section des armateurs horizontaux : $A_{S1} = 9,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}20$

La section des armateurs verticaux $A_{S2} = 94,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow 48\text{HA}16$

La section d'armature de construction est $A'_s = 4,16 \text{ cm}^2$, on prend 6HA12/ml

Selon SETRA, on doit poser la moitié de la section calculer (A_{s2}) sur un quart de hauteur de la section, donc on pose 26HA20 sur une hauteur 0,92 m (espacement 8 cm) pour la première partie, pour la deuxième partie et sur même on pose 26HA16, et sur une hauteur de 2,88 m on pose le même nombre des barre avec un espacement de 11 cm,

Sur la zone de contacts entre le mur en retour et le mur garde grave on pose des HA12 toute 20 cm, les barres verticales sont de HA12 (cadre) avec un espacement de 20cm

Vérification des contraintes :

Première partie :

$$\sigma_s = 158,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 52,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,4 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{A_b f_t}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 16,95 \text{ cm}^2$$

Deuxième partie :

$$\sigma_s = 250 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 85,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,6 \text{ MPa}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \frac{A_b f_t}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 44,77 \text{ cm}^2$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

10.1.4.6. Ferrailage de semelle :

La semelle est l'élément le plus sollicitée, les charge applique sur la semelle sont les même que on a calculée pour la vérification de stabilité dans les deux cas statique et sismique.

Tableau 10.1.38 : les actions appliquées sur la semelle (sens longitudinale)

Combinaison	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment (KN. m)
ELU	20961,41	2172,98	4672,57
ELS	15537,75	1606,12	3454,15
LEA	14475,29	1668,30	12104,97

Le calculer des ferrailages est fait avec la combinaison le plus défavorable (ELA),

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12104,97}{14475,29} = 0,84 \text{ m}$$

On a : $\frac{B}{10} = \frac{10}{6} = 1,67$ Donc $e < \frac{B}{10}$

On applique méthode des bielles la section d'armateur est donné par la formule suivant :

$$A_s = \frac{N'_u (B - b)}{8 d \sigma_a}$$

Avec :

- $N'_u = N (1 + \frac{3e}{B})$
- $d = h - 0,05$
- b largeur de voile

AN:

$N'_u = 18123,06 \text{ KN}$

$A_s = 253,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 21,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On pose 7HA20/ml avec un espacement de 14 cm.

Dans les fibres supérieur on pose des armateurs de construction avec $A'_s = A_s/3$

$A'_s = 7,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prendre : 7HA14/ml

Dans les deuxièmes sons l'effort appliqué à ELA sont :

Tableau 10.1.39: les actions appliquées sur la semelle (sens transversale)

Combinaison	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment (KN.m)
ELU	20961,41	/	/
ELS	15537,75	/	/
ELA	14103,8	4877,84	11852,25

$e = 0,84$

$e < \frac{B}{10}$ Donc on applique la même méthode : $A_s = \frac{N'_u (L-l)}{8 d \sigma_a}$

La section d'armateur est donné par :

AN:

$N'_u = 17066,86 \text{ KN} \Rightarrow A_s = 34,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_s = 204,48 \text{ cm}^2$

On pose 7HA25/ml avec un espacement de 14 cm

Armateurs de construction : $A'_s = 11,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$ On prendre : 7HA16/ml

10.2. La pile

10.2.1. Introduction

La pile a pour rôle de transmettre les efforts provenant des charges et surcharges jusqu'au sol de fondations. La pile est définie essentiellement par ses caractéristiques géométriques et mécaniques.

Dans ce chapitre on va traiter les différentes étapes de dimensionnement de la pile et les différentes vérifications nécessaires.

10.2.2. Conception de la pile

La conception des piles est en fonction du milieu d'implantation, la nature du site, et le mode de construction du tablier.

Nous avons choisi à l'aide des documents SETRA pile composées par voile de section rectangulaire creux, qui permet d'économiser la matière.

Le tableau suivante présente le PK, l'altitude de fondation et la hauteur de chaque pile :

Tableau 10.2. 1 : Implantation et hauteurs des piles

N° pile	Type fondation	PK (Km)	Altitude de fondation (m)	Hauteur de pile (m)
P 01	superficielle	2+959.88	73.91	16.90
P 02		2+999.98	66.61	23.20
P 03		3+40.08	58.51	30.80
P 04		3+80.18	56.80	31.50
P 05		3+120.28	58.91	28.40

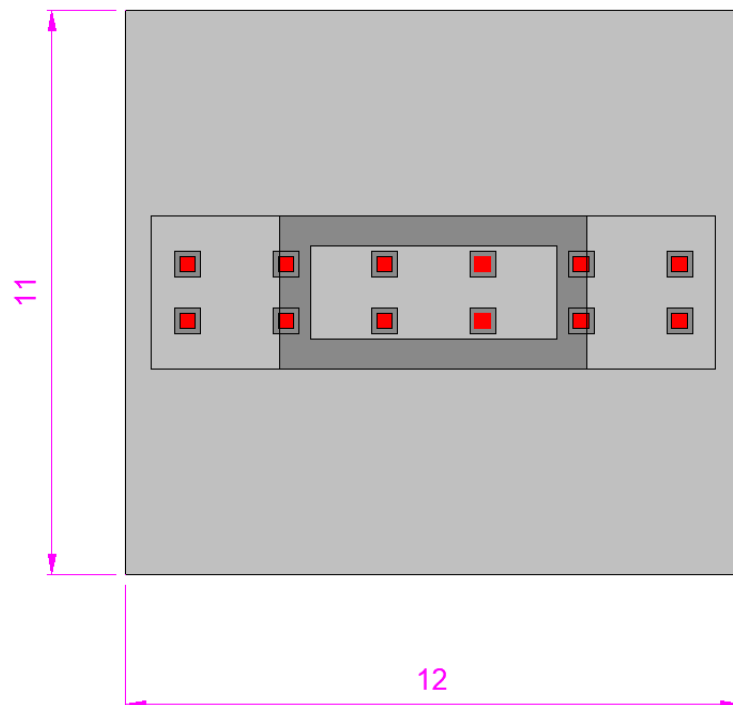


Figure 10.2. 1 : vu en plan de la pile

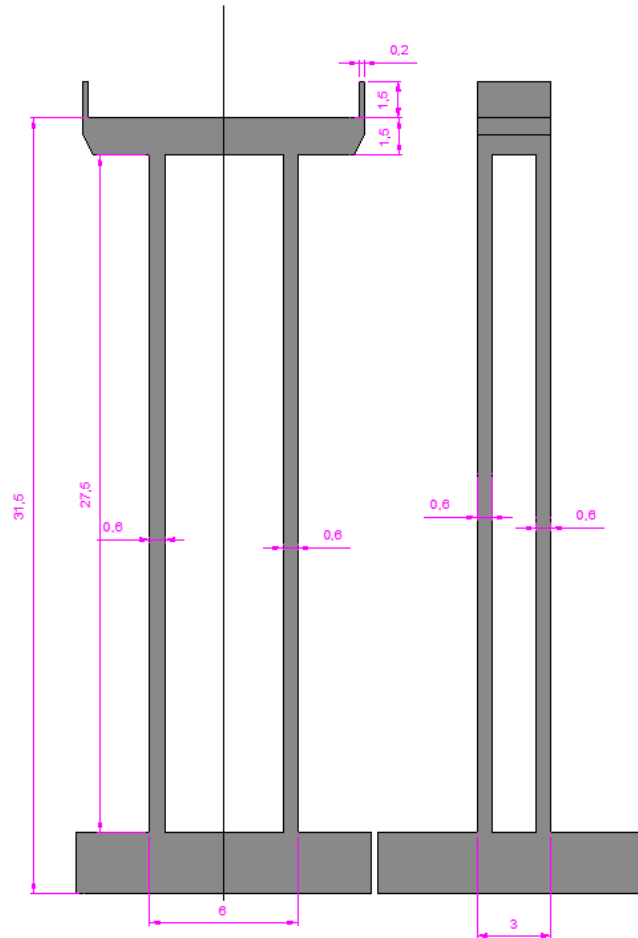


Figure 10.2. 2 : coupe en long et en travers de la pile

10.2.3. Evaluation des charges statiques

10.2.3.1. Descend des charges

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 10.2. 2 : Evaluations des efforts statiques de la pile la plus sollicitée

élément	N (KN)	H (KN)	$M_{FH/o}$ (KN.m)
Semelle	8250.00	/	/
Fûts	6778.75	/	/
Chevêtre	1282.50	/	/
G Tablier	9446.80	/	/
H_{f+r}	/	251.37	8295.21
H_T	/	79.38	2619.54

Somme	25 758.05	299.00	9 866.93
-------	-----------	--------	----------

Al	1739.65	/	/
Bc	1236.03	/	/
Mc120	1136.87	/	/
D240	2147.69	/	/
S_T	90.00	/	/
F_{AL}	/	40.87	1348.81
F_{BC}	/	180.00	5940.00

10.2.3.2. Les combinaisons des charges à l'ELS

Tableau 10.2. 3 : Combinaison des efforts a ELS

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)
G	25 758.05	299.00	9 866.93
G+1.2*Al+ST	27 935.63	348.05	11 485.50
G+1.2*Bc+ST	27 331.29	515.00	16 994.93
G+Mc120	26 894.92	299.00	9 866.93
G+D240	27 905.74	299.00	9 866.93

10.2.3.3. Les combinaisons des charges à l'ELU

Tableau 10.2. 4 : Combinaison des efforts a ELU

	N (KN)	H (KN)	MH (KN.m)
1,35G	34 773.37	410.79	13 556.12
1.35G+1.6Al+1.6ST	37 700.81	476.19	15 714.21
1.35G+1.26B+1.6ST	36 895.02	698.79	23 060.12
1.36G+1.35Mc120	37 672.75	410.79	13 556.12
1.35G+1.35D240	34 894.87	410.79	13 556.12

10.2.4. Etude sismique

10.2.4.1. Evaluation de raideur K et période T

On calcule les raideurs des déférents appuis par les formules suivantes :

$$K_{pile} = \frac{3 * E_{l,t} * I_{l,t}}{h^3} \text{ et } T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{l,t}}}$$

Le tableau suivant présent les raideurs et périodes selon leur direction :

Tableau 10.2. 5 : Evaluation des raideurs K et périodes T

	Longitudinalement	Transversalement
M (t)	806.125	
K (kn)	55 059.71	184 455.35
T (S)	0.760	0.415

10.2.4.2. Evaluation de l'effort sismique longitudinal

On applique à la pile une force horizontale statique dans le sens longitudinal de l'ouvrage

F_L donnée par la formule suivante :

$$F_L = M * Sa_L(T)$$

Avec :

M : La masse effective totale de la structure est égale la masse de la pile la plus haut

$Sa_L(T)$:L'accélération spectrale donnée par R.P.O.A par la formule suivante :

$$Sa_L(T_l, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T_l}{T_1}(2.5\eta - 1)) , & 0 \leq T_l \leq T_1 \\ 2.5A\eta gS , & T_1 \leq T_l \leq T_2 \\ 2.5A\eta gS \frac{T_2}{T_l} , & T_2 \leq T_l \leq 3 \\ 2.5A\eta gS \frac{3T_2}{T_l} , & 3 \leq T_l \end{cases}$$

Avec :

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S2 :

(T1, T2) = f (S2) è (T1, T2) = (0,15 ; 0,40) et S = 1.1

g : Accélération de la pesanteur = 9,81 m/s² ;

ξ : Taux d'amortissement 5 % ;

η : Facteur de correction de l'amortissement : $\eta=1$;

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site ;

S : Coefficient du site ;

T_{long} : Période longitudinale de la pile : $T_l = 0.760$ s

A : coefficient d'accélération, $A = 0,20$.

AN :

$T_l = 0.760$ s $\Rightarrow T_2 < T_l < 3$ s

Donc $Sa_L(T_l; \xi) = 2.5 * \eta * A * g * (T_2/T_l)$, $\Rightarrow Sa_L = 2.84$ m/s²

10.2.4.3. Evaluation de l'effort sismique transversale

On applique à la pile une force horizontale statique dans le sens transversale de l'ouvrage

F_T donnée par la formule suivante :

$$F_T = M * Sa_T(T)$$

Avec :

M : La masse effective totale de la structure est égale la masse de la pile la plus haut

$Sa_T(T)$: L'accélération spectrale.

$$Sa_T(T_t, \xi)_{(m/s^2)} = \begin{cases} AgS(1 + \frac{T_t}{T_1}(2.5\eta - 1)), & 0 \leq T_t \leq T_1 \\ 2.5A\eta gS, & T_1 \leq T_t \leq T_2 \\ 2.5A\eta gS \frac{T_2}{T_t}, & T_2 \leq T_t \leq 3 \\ 2.5A\eta gS \frac{3T_2}{T_t}, & 3 \leq T_t \end{cases}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. La séismicité du site de notre ouvrage est classée selon le R.P.O.A dans la catégorie S2 :

$(T_1, T_2) = f(S_2) \Rightarrow (T_1, T_2) = (0,15 ; 0,40)$ et $S = 1.1$

g : Accélération de la pesanteur = 9,81 m/s² ;

ξ : Taux d'amortissement 5 % ;

η : Facteur de correction de l'amortissement : $\eta=1$;

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie de site ;

S : Coefficient du site ;

T_{tran} : Période transversal de la pile : $T_t=0.415$ s

A : coefficient d'accélération, $A = 0,20$.

AN :

$T_t = 0.415$ s $\Rightarrow T_2 < T_t < 3$ s

Donc $Sa_T = 2.5A\eta g S \frac{T_2}{T_t}, \Rightarrow Sa_T = 5.40$ m/s²

10.2.4.4. Evaluation des efforts sismiques

Le tableau suivant présent l'effort sismique applique sur la pile 04 :

Tableau 10.2. 6 : Evaluation des efforts sismiques

Dés	F_v (MN)	F_L (MN)	F_T (MN)	$M_{FHL/o}$ (MN.m)	$M_{FHT/o}$ (MN.m)
Pile	2.77	2.29	4.35	42.5	80.71
Séisme Tablier	0.86	1.82	1.89	57.18	59.53

10.2.4.5. Combinaisons des composantes de l'action sismiques

Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble sont combine selon R.P.O.A de la manière suivante :

$$E_1 = E_x \pm 0.3 * (E_y \pm E_z)$$

$$E_2 = E_y \pm 0.3 * (E_x \pm E_z)$$

$$E_3 = E_z \pm 0.3 * (E_x \pm E_y)$$

Tableau 10.2. 7 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble

	E_1	E_2	E_3
F_v (MN)	0.88	0.88	2.94
F_L (MN)	3.35	1.01	1.01
F_T (MN)	1.51	5.02	1.51
M_L (MN.m)	71.25	21.38	21.38
M_T (MN.m)	30.09	100.31	30.09

10.2.5. Etude de stabilité

10.2.5.1. Etude de stabilité à l'ELU

L'ensemble des vérifications à faire à l'ELU sont résumé dans les tableaux suivant :

Tableau 10.2. 8 : Les efforts max ELU

combinaisons	Effort verticale (KN)	Effort horizontale (KN)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
ELU : $1.35 * G + 1,2 * AL$ $+ ST + F_T + 0,6 * f_{r+f}$	36 895.02	698.79	191 253.52	9 504

Tableau 10.2. 9 : Résultats de vérification des stabilités de pile à l'ELU

Vérification	Formule	Application numérique	Remarque
Tiers central	$e = \frac{M}{N} - \frac{B}{2} < \frac{B}{6}$	$-0.57 < 1.83$	vérifier
Glissement	$\frac{H}{N} \leq 0.4$	$0.019 < 0.4$	vérifier
Renversement	$\frac{M_s}{M_R} \geq 1.5$	$19.87 > 1.5$	vérifier
Contrainte sur le sol	$\frac{\sigma_{max} + 3\sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol}$	$0.280MPa < 7.36MPa$	vérifier

Avec :

M : Est la différons entre le moment renversant et le moment stabilisant $M = M_S - M_R$

M_S : Moment stabilisant.

M_R : Moment renversant.

$$\sigma_{max} = N/S * (1 + 6e/B) ; \sigma_{min} = N/S * (1 - 6e/B)$$

10.2.5.2. Etude de stabilité à l'ELS

L'ensemble des vérifications à faire à l'ELS sont résumé dans les tableaux suivant :

Tableau 10.2. 10 : Les efforts max ELS

combinaisons	Effort verticale (KN)	Effort horizontale (KN)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
ELS : $G + 1,2 * Bc + ST$ $+ f_T + 0,6 * f_{r+f}$	27 331.29	515.00	141 669.28	7 128

Vérification	Formule	Application numérique	Remarque
Tiers central	$e = \frac{M}{N} - \frac{B}{2} < \frac{B}{6}$	$-0.57 < 1.83$	vérifier
Glissement	$\frac{H}{N} \leq 0.4$	$0.019 < 0.4$	vérifier
Renversement	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$	$20.12 > 1.5$	vérifier
Contrainte sur le sol	$\frac{\sigma_{max} + 3\sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma}_{sol}$	$0.208MPa < 5.42MPa$	vérifier

10.2.5.3. Etude de stabilité à l'ELA

L'ensemble des vérifications à faire à l'ELA sont résumé dans les tableaux suivant :

Tableau 10.2. 11 : Résultats de vérification des stabilités de pile à l'ELS

combinaisons	Effort verticale (KN)	Effort horizontale (KN)	Moment stabilisant (KN.m)	Moment renversant (KN.m)
ELA : $G + F + 0.4 * f_T + f_{r+f}$	28 696.92	3 354.68	157 833.07	71 250.89

Vérification	Formule	Application numérique	Remarque
Tiers central	$e = \frac{M}{N} - \frac{B}{2} < \frac{B}{6}$	$-2.48 < 1.83$	vérifier
Glissement	$\frac{H}{N} \leq 0.4$	$0.11 < 0.4$	vérifier
Renversement	$\frac{M_S}{M_R} \geq 1$	$2.21 > 1$	vérifier

Contrainte sur le sol	$\frac{\sigma_{max} + 3\sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$	$0.320MPa < 8.1MPa$	vérifier
-----------------------	---	---------------------	----------

10.2.6. Ferrailage des éléments de la pile

10.2.6.1. Ferrailage de la semelle

A. Pré-dimensionnement de semelle

- Longueur : L = 12 m.
- Largeur : B = 11 m.
- Epaisseur : h = 2.5 m

B. Evaluation des efforts

La semelle est l'élément le plus sollicitée, les charge applique sur la semelle sont

- Poids propre
- Les charges sur voile
- Le poids de voile
- Le poids de chevêtre

On combine ces charges avec les charges, on trouve les résultats suivants :

Tableau 10.2. 12 : Les efforts max ELU, ELS et ELS applique à la semelle

Combinaison	L'effort vertical (KN)	L'effort Horizontal (KN)	Moment (KN. m)
ELU : $1.35 * G + 1.6 * Bc + 1.6 * ST + f_T + 0,6 * f_{r+f}$	36895.02	698.79	23060.12
ELS : $G + 1.2 * Bc + ST + f_T + 0,6 * f_{r+f}$	27331.29	515.00	16994.93
ELA : $G + F + 0.4 * f_T + f_{r+f}$	28 696.92	3 354.68	sens Longitudinal de pont
			71 250.89
			sens transversale de pont
			100 314.26

C. Calcul des sections d'armatures

• **Transversalement à la pile**

Le ferrailage se fait par la méthode des billes et comme le rapport

$$e_0 = \frac{M_{longELA}}{N_{ELA}} = 2.48 \geq \frac{B}{6} = \frac{11}{6} = 1.83$$

La résultante est hors du noyau central, donc la section d'armature nécessaire dans le sens transversale à la pile et donnée par la formule suivante :

$$M_1 = (4B + 0.35b - 9e_0) * \left[\frac{\frac{B}{2} + 0.35b}{\frac{B}{2} + e_0} \right]$$

$$A_t = \frac{M_{us1}}{\frac{z f_e}{\gamma_s}} k_s = A_u k_s = \begin{cases} A_u & \text{si fissuration peu préjudiciabl} \\ 1.1A_u & \text{si fissuration préjudiciabl (notre cas)} \\ 1.5A_u & \text{si fissuration tres préjudiciabl} \end{cases}$$

Le tableau suivant présent les résultats :

Tableau 10.2. 13 : Détermination de As transversalement

B(m)	b(m)	e_{long} (m)	N_u (kn)	$M1_{long}$ (kn.m)	Z (m)	A_y (cm ²)	A_s (cm ² /ml)
11	3	2.48	28 696.92	35 597.87114	2.093	374.27	31.19

On obtient 10HA20 ; avec un espacement de 10 cm.

• **Longitudinalement à la pile**

Avec le même raisonnement, le ferrailage se fait par la méthode des billes et comme le rapport

$$e_0 = \frac{M_{transELA}}{N_{ELA}} = 3.49 \geq \frac{A}{6} = \frac{12}{6} = 2$$

La résultante est hors du noyau central, donc la section d'armature nécessaire dans le sens longitudinale à la pile et donnée par la formule précédent

Tableau 10.2. 14 : Détermination de As longitudinalement

A (m)	A (m)	e_{trans} (m)	N_u (kn)	$M2_{trans}$ (kn.m)	Z (m)	A_x (cm ²)	A_s (cm ² /ml)
12	6	3.49	28 696.92	30 865.39	2.093	324.51	29.50

On obtient 10HA20 ; avec un espacement de 10 cm.

10.2.6.2. Ferrailage de la voile

A. Dimension du voile

- Longueur : $L = 6$ m.
- Largeur : $B = 3$ m.
- hauteur : $h = 29$ m

B. Evaluation des efforts

Les tableaux suivants présentent l'évaluation des efforts sismiques :

Tableau 10.2. 15 : Evaluations des actions Sismiques

Dés	F_v (MN)	F_L (MN)	F_T (MN)	$M_{FHL/o}$ (MN.m)	$M_{FHT/o}$ (MN.m)
Pile	2.77	2.29	4.35	36.7	69.84
Séisme Tablier	0.86	1.82	1.89	52.64	54.81

Tableau 10.2. 16 : Les effets des différentes composantes du mouvement d'ensemble applique au voile

	E_1	E_2	E_3
F_v (MN)	0.87	0.87	2.90
F_L (MN)	2.92	0.88	0.88
F_T (MN)	1.42	4.74	1.42
M_L (MN.m)	64.19	19.26	19.26
M_T (MN.m)	26.63	88.78	26.63

Tableau 10.2. 17 : Les efforts max ELU, ELS et ELS applique à la voile

Combinaison	L'effort vertical (KN)	L'effort horizontal (KN)	Moment (KN.m)
ELU : $1.35 * G + 1.6 * Bc + 1.6 * ST$ $+ f_T + 0,6 * f_{r+f}$	36 895.02	698.79	23 060.12
ELS : $G + 1.2 * Bc + ST$ $+ f_T + 0,6 * f_{r+f}$	25757.52	698.79	21313.14
ELA : $G + F + 0.4 * f_T + f_{r+f}$	20 404.93	2 920.85	sens Longitudinal de pont
			64 194.71
			sens transversale de pont
			88 777.31

C. Calcul des sections d'armatures

Le ferrailage d'une section creuse se fait à l'aide des abaques de WALTHER. Dans ces abaques, on peut déterminer de la section d'armature nécessaire qu'elle doit être disposée suivant deux nappes, l'une proche de la surface extérieure, l'autre proche de la surface intérieure.

Mais avant il faut vérifier la condition d'orientation :

$$\frac{t_x}{t_y} \leq \frac{h}{b}$$

avec :

t_x et t_y : sont les épaisseurs de la section dans la direction transversale et longitudinale.

h et b : sont les dimensions de la section (hauteur et largeur).

Le paramètre $\frac{t_x}{b}$ est également limité à 0.24 :

$$\frac{t_x}{b} \leq 0.24$$

Tableau 10.2. 18 : Vérification des paramètres de la section creuse

Dimension	P 04
b (m)	3
h (m)	6
$t_x = t_y$ (m)	0.60
t_y / h	0.1
t_x / b	0.2
La condition	vérifié

Le domaine d'application d'un abaque s'étend sur toutes les sections présentant les bons paramètres, quelles que soient leurs dimensions effectives et la qualité de leur béton, grâce à la notion des efforts intérieurs relatifs et sans dimension n , m_x et m_y :

$$n = \frac{N}{bh f_{c28}}; m_x = \frac{M_x}{bh^2 f_{c28}}; m_y = \frac{M_y}{hb^2 f_{c28}}$$

Les abaques de WALTHER nous ont permis de tirer la valeur de degré mécanique d'armature totale ω :

$$\omega = \mu * \frac{\sigma_s}{f_{c28}} = \frac{F_{atot}}{bh} * \frac{\sigma_s}{f_{c28}} \Rightarrow F_{atot} = \frac{\omega b h f_{c28}}{\sigma_s}$$

F_{atot} : Aire total de l'armature passive

Tableau 10.2. 19 : Ferrailage des piles

	ELA
N (KN)	20 404.93
M_L (KN.m)	64 194.71
M_T (KN.m)	88 777.31
n	0.037
m_x	0.019
m_y	0.027
ω ($\eta = 1$)	0.02
ω ($\eta = 2$)	0.09
F_{atot} (cm ²)	533.52
β	0.16
F_a (coté b)	85.37
F_a (coté h)	181.37
\emptyset (coté b) (mm)	28 HA 20 e=20 cm
\emptyset (coté h) (mm)	58 HA 20 e=20 cm

Les armatures transversales doivent être disposées pour maintenir chaque groupe de barres du ferrailage longitudinal et s'opposer à son flambement vers l'extérieur ; la section transversale donnée par la formule suivante :

$$A_t = \frac{A_l f_{el}}{16 f_{et}} * \frac{S_t (mm)}{100}$$

S_t : L'espacement des armatures transversales, égale en zone critique, selon R.P.O.A, à :

$S_t = \text{Min} (24\phi_t ; 8\phi_l ; 0.25d) = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$, avec d est la hauteur utile.

Tableau 10.2. 20 : Ferrailage transversal des piles

Dimension	P04	
	coté b	coté h
A_l (cm ²)	87.96	182.21
S_t (cm)	15	15
A_t (cm ²)	8.43	17.08
ϕ_t (mm)	8 HA10 / e = 12 cm	8HA12 / e 12 cm

10.2.6.3. Ferrailage du chevêtre

A. Dimension du chevêtre

- Longueur : L = 11 m.
- Largeur : B = 3 m.
- hauteur : E = 1.5 m

B. Evaluation des efforts :

Les efforts appliquée au chevêtre sont calculée on utilise le logiciel Autodesk Robot, le chevêtre est modélisée par un élément barre, le calculée est fait pour les deux directions du chevêtre :

Tableau 10.2. 21 : Evaluation des efforts longitudinalement a ELU, ELS

La flexion transversale	L'effort tranchant (KN/ml)	Moment (KN. m/ml)
ELU : $1.35 * G + 1.6 * A(l) + 1.6 * ST$	773.51	889.49
ELS : $G + 1.2 * A(l) + ST$	573.38	659.37

Tableau 10.2. 22 : Evaluation des efforts transversalement a ELU, ELS

La flexion longitudinale	L'effort tranchant (KN)	Moment (KN.m)
ELU : 1.35 G + 1.35 D240	4409.54	-6173.36
ELS : G + 1.2 * A(l) + ST	3273.96	-4583.54

C. Calcul des sections d'armatures

Le ferrailage du chevrete est calculé à l'aide du logiciel ROBOT expert 2010, les résultats sont les suivantes :

Armature transversale

- **Nappe supérieure (de construction)**

$A_s = 4.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Voir Annexe D)

On obtient 5HA 12 ($A_s = 5.56 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

- **Nappe inférieure**

$A_s = 14.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Voir Annexe D)

On obtient 5 HA 20 ($A_s = 15.71 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 20 cm.

Armature longitudinale

- **Nappe supérieure**

$A_s = 33.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Voir Annexe D)

On obtient 7 HA 25 ($A_s = 34.36 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm

- **Nappe inférieure (de construction)**

$A_s = 11.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Voir Annexe D)

On obtient 7 HA 16 ($A_s = 14.07 \text{ cm}^2$) ; avec un espacement de 15 cm.

CONCLUSION GENERALE :

Notre projet de fin d'étude que nous avons effectué lors de ces 3 derniers mois nous a permis d'exprimer et d'appliquer nos connaissances acquises durant les cinq années de notre formation d'Ingénieur.

Dans la partie de la conception, nous avons essayé de répondre à la problématique du choix de la variante qui sera la plus satisfaisant vis-à-vis les facteurs déterminants dans l'inscription du pont dans son environnement

Cette étude nous a permis d'utiliser les différentes techniques d'assimilation des phénomènes physiques, le passage vers le logiciel avec une modélisation plus proche a la réalité , la maîtrise de la réglementation régissant les principes de calcul des structures dans le domaine des ouvrages d'art, ainsi d'approfondir nos connaissances théoriques et pratiques.

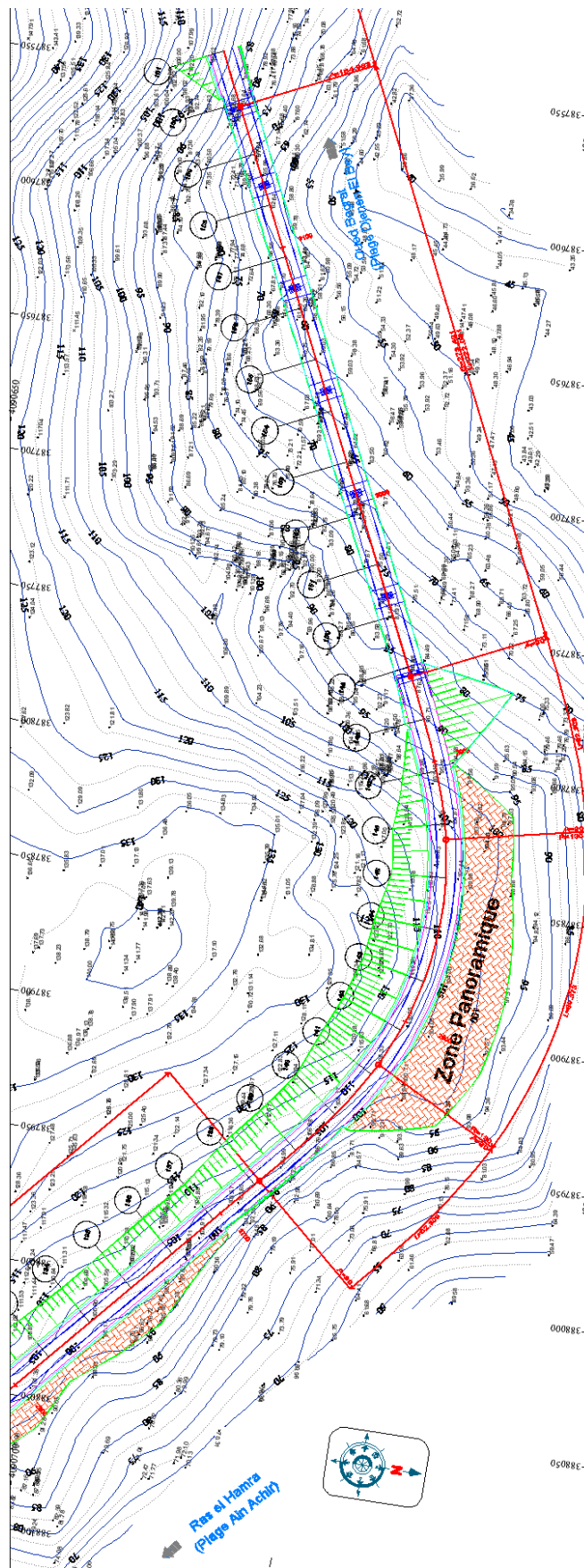
Cela a été fait en se référant à des références bibliographiques spécialisées, ainsi qu'en utilisant divers logiciels comme moyen de calcul.

À la fin, pour la réalisation d'un projet comme ça, l'ingénieur doit avoir des connaissances techniques et pratiques au même temps, ce qui sera certainement reflété à la durabilité et le fonctionnement de l'ouvrage.

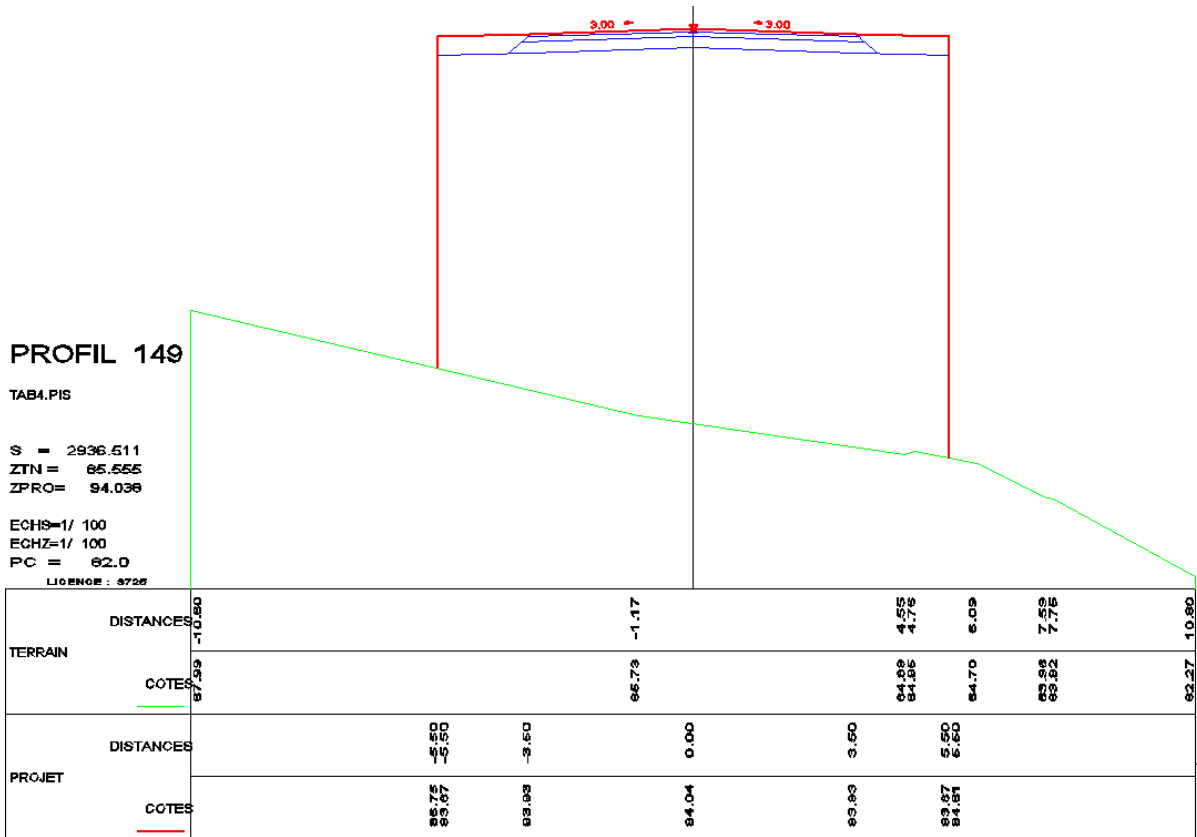
- [1] RPOA, Règles Parasismiques Applicables au domaine des Ouvrages d'Art, Algérie 2008
- [2] RCPR, *Règles Définissant Les Charges Appliquées Pour Le Calcul Et Les Epreuves Des Ponts Routes*, Algérie, 2009.
- [3] Document SETRA, *Ponts mixtes acier-béton bipoutres*, Guide de conception, SETRA, France, 1990.
- [4] Document SETRA, *Appareils d'appui en élastomère fretté, utilisation pour les ponts, viaducs et structures similaires, guide technique*, Ministère de l'équipement, des transports, du logement, du tourisme et de la mer (France), juillet 2007.
- [5] CALGARO, J.A & BERNARD-GELY.A. *Conception des ponts*. Ecole nationale des ponts et chaussées de Paris (France), 1994.
- [6] Document SETRA, *Ponts mixtes acier – béton*, Guide de conception durable, France, SETRA, 2010.
- [7] Document SETRA, *Pont à Poutres préfabriqués précontrainte par poste tension VIPP*, France, SETRA, 1996.
- [8] La précontrainte FREYSSINET, le système de l'inventeur du béton précontraint. [8] CODE UIC, *Charges à prendre en considération dans le calcul des ponts rails / 5e Edition Août 2006*.
- [9] Béton précontraint, par Robert CHAUSSIN Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées Professeur de Béton précontraint à l'École Nationale des Ponts et Chaussées et au Centre des Hautes Études de la Construction Direction Technique des Ouvrages d'Art au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
- [10] BPEL, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*, BPEL 91 révisé 99, 1999.
- [10] HENRY THONIER, *Le Béton Précontraint aux Etats Limites*, ENPC France, 1985
- [11] Code UIC, *directives pour l'utilisation des appareils d'appui en caoutchouc dans les ponts rails*
- [12] Jean-Armand CALGARO, *projet et construction des ponts*, ENPC France, 2000.
- [13] *Ponts courants en zone sismique, guide de conception*, SETRA

ANNEXE A :

Tracer en plan :

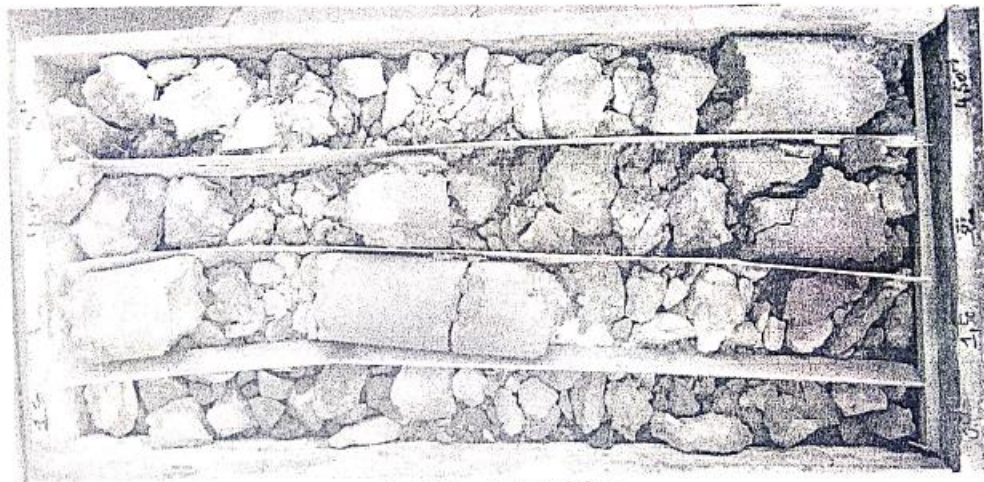


Profil en travers :

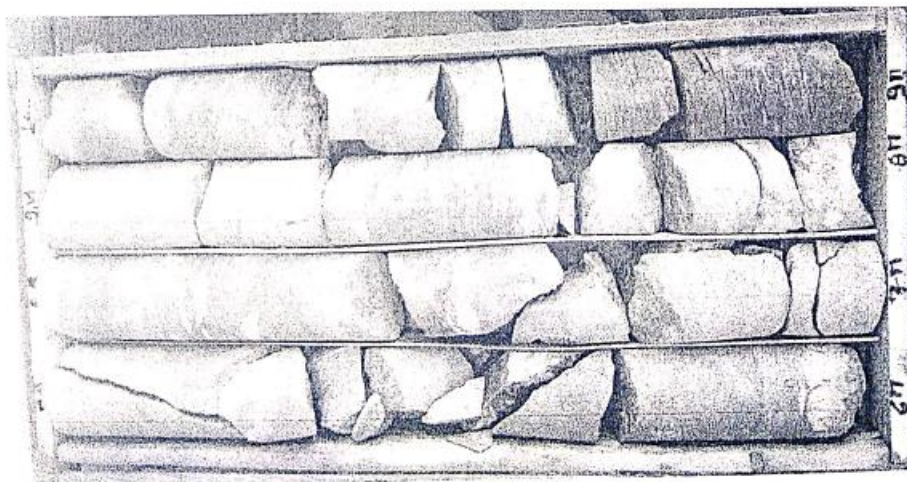


les résultats de sondage carotté 01 :

Log descriptif du Sondage carotté SC 01 CULEE 01 X= 387764.4117 et Y=4090809.9119		
Profondeur (m)	Nature du sol	
0.0-0.5	Terre végétale.	90%
0.5-3.20	Limon, argile et graves de couleur brunâtre.	80%
3.20-20.00	Génisse schisteux altéré et fracturé.	85%



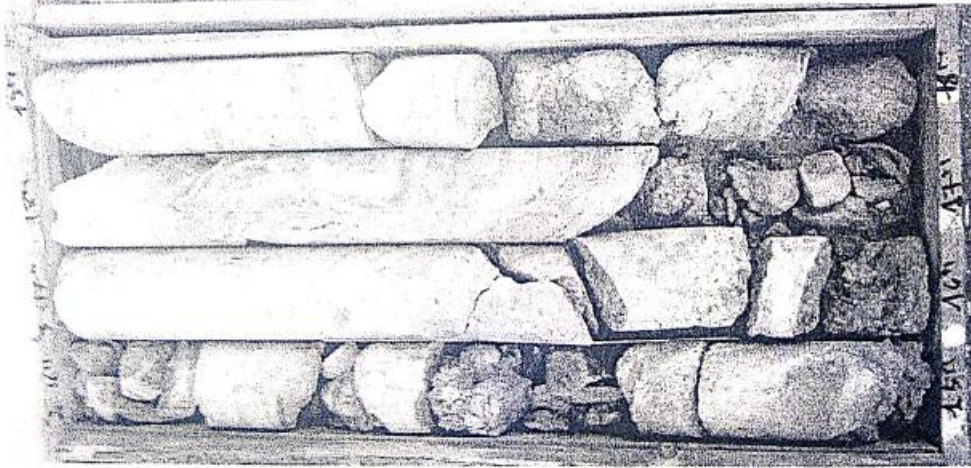
Sc1 De 0.0 à 6.0 m



Sc1 de 6.0 à 10.0m



Scl de 10 à 15.0 m



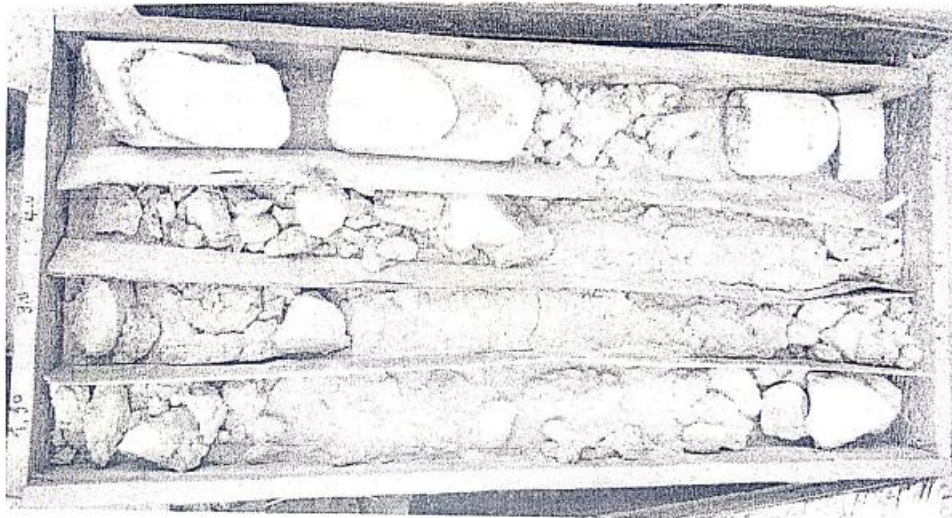
Scl de 15.0 à 19.0 m



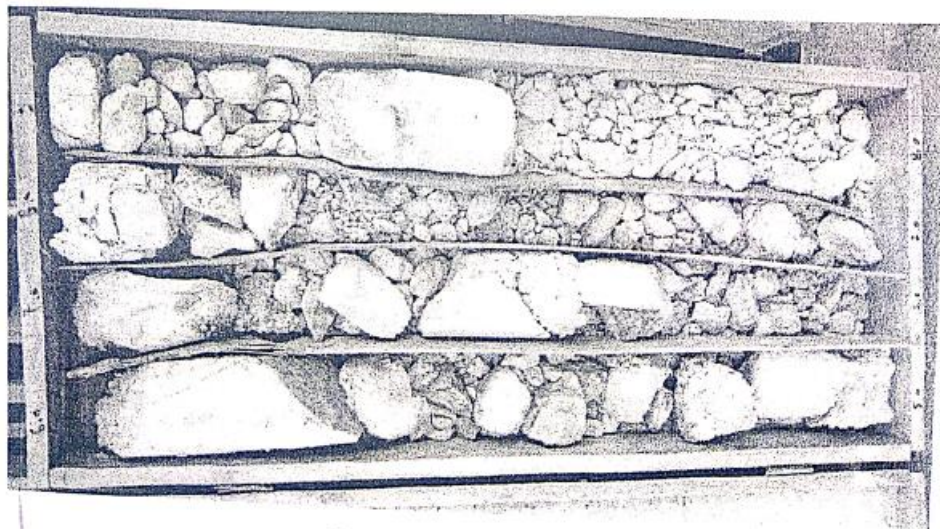
Scl de 19.0 à 20.0 m

les résultats de sondage carotté 02 :

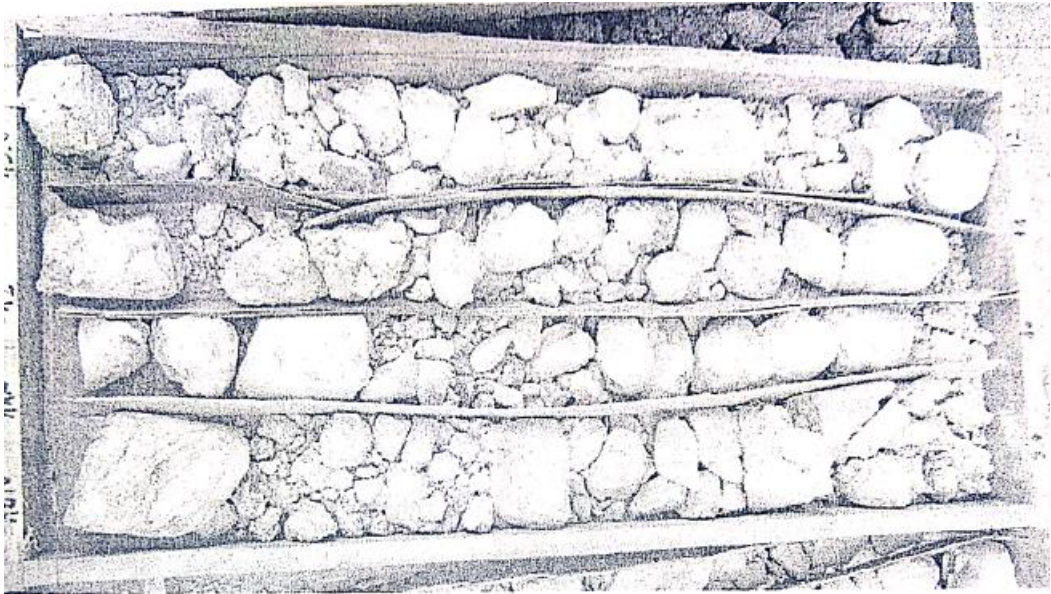
Log descriptif du Sondage carotté SC 02 PILE 02 X= 387627.2974 et Y=4090749.0930		
Profondeur (m)	Nature du sol	
0.0-0.5	Terre végétale.	90%
0.5-3.20	Limon, peu d'argile et graves de couleur brunâtre.	80%
3.20-6.00	Génisse schisteux très altéré, oxydé et décomposé.	80%



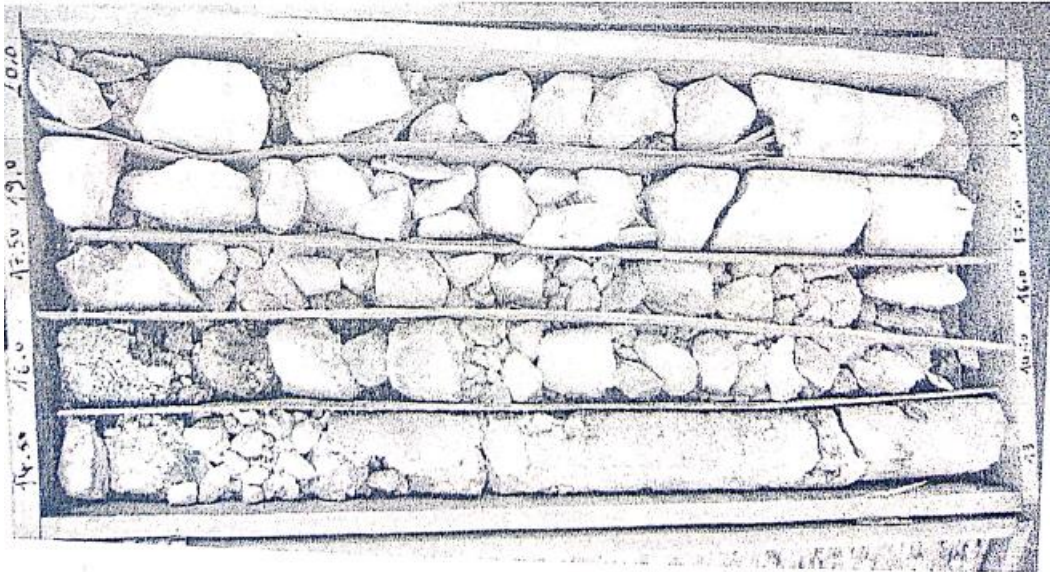
SC2 de 0.0 à 5.0 m



Sc2 de 5.0 à 9.0 m



Sc2 de 9.0 à 13.0 m



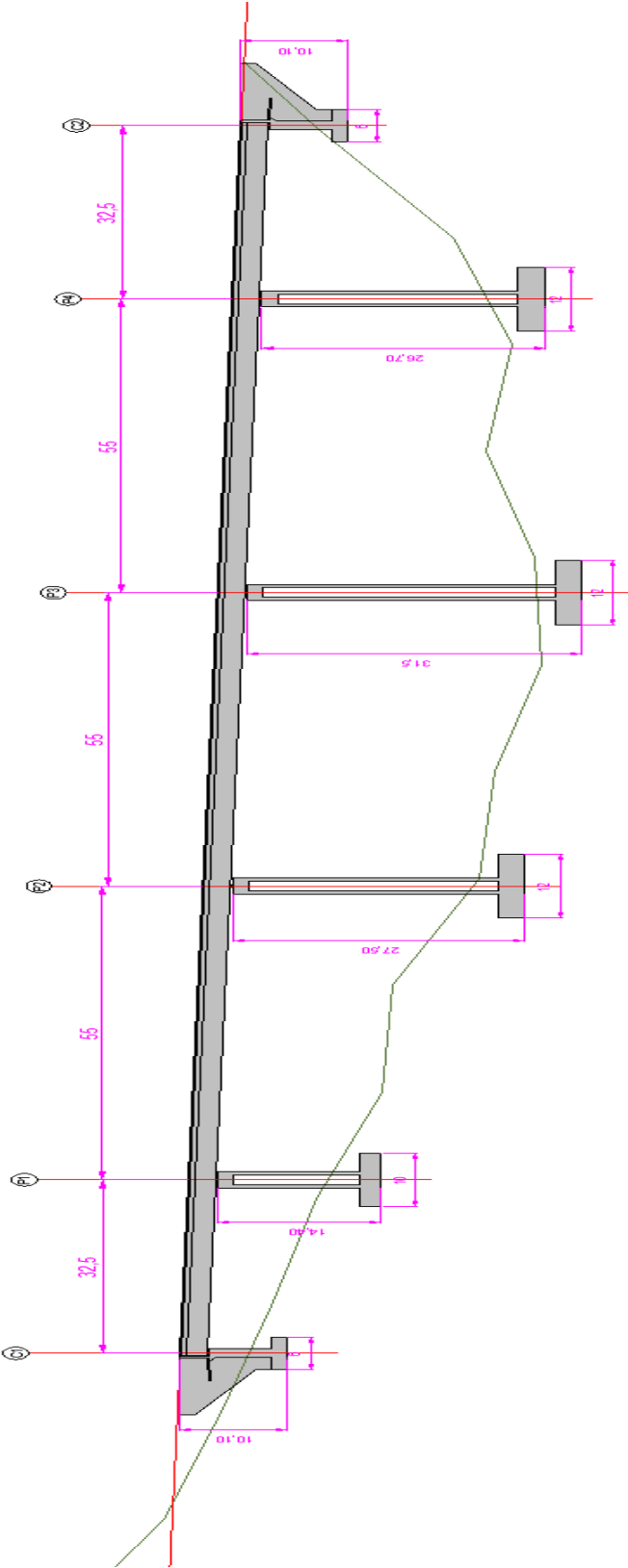
Sc2 de 13.0 à 20.0m

Calcul de contraintes de sol :

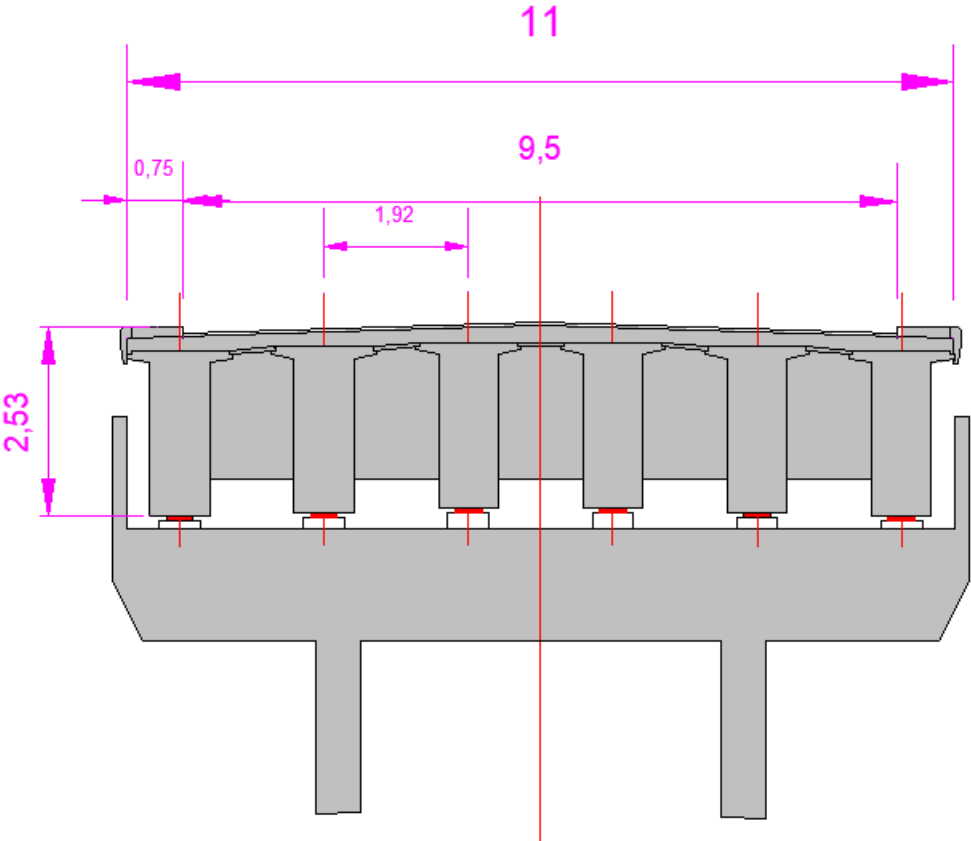
z	qsl	qpl	QS	QP	Q-ELS-QP	Q-ELS-CARAC	Q-ELU-FOND	Q-ELU-ACC
0,000	4,51	30,84	0,0	34,9	12,5	15,3	25,1	27,6
-1,000	4,51	32,65	17,0	36,9	21,8	26,7	38,8	42,7
-1,000	4,51	32,65	17,0	36,9	21,8	26,7	38,8	42,7
-1,000	4,52	33,00	17,0	37,3	22,0	26,8	39,1	43,0
-2,000	4,52	35,89	34,0	40,6	31,7	38,8	53,7	59,0
-2,000	4,52	35,89	34,0	40,6	31,7	38,8	53,7	59,0
-2,000	4,94	37,04	34,0	41,9	32,2	39,3	54,6	60,1
-3,000	4,94	42,06	52,7	47,6	43,6	53,3	72,1	79,3
-3,000	4,94	42,06	52,7	47,6	43,6	53,3	72,1	79,3
-3,000	5,43	43,98	52,7	49,7	44,3	54,2	73,6	81,0
-4,000	5,43	49,69	73,1	56,2	57,0	69,7	93,0	102,3
-4,000	5,43	49,69	73,1	56,2	57,0	69,7	93,0	102,3
-4,000	6,66	52,65	73,1	59,5	58,2	71,1	95,4	105,0
-5,000	6,66	51,52	98,2	58,3	70,3	86,0	112,5	123,8
-5,000	6,66	51,52	98,2	58,3	70,3	86,0	112,5	123,8
-5,000	7,43	51,63	98,2	58,4	70,4	86,1	112,6	123,9
-6,000	7,43	48,55	126,3	54,9	83,2	101,8	130,3	143,3
-6,000	7,43	48,55	126,3	54,9	83,2	101,8	130,3	143,3
-6,000	5,81	45,27	126,3	51,2	81,9	100,1	127,6	140,4
-7,000	5,81	50,15	148,2	56,7	94,9	116,0	147,3	162,1
-7,000	5,81	50,15	148,2	56,7	94,9	116,0	147,3	162,1
-7,000	5,55	51,42	148,2	58,2	95,4	116,7	148,3	163,2
-8,000	5,55	56,79	169,1	64,2	108,1	132,2	167,8	184,6
-8,000	5,55	56,79	169,1	64,2	108,1	132,2	167,8	184,6
-8,000	7,43	60,82	169,1	68,8	109,7	134,2	171,0	188,2
-9,000	7,43	61,54	197,1	69,6	124,1	151,8	191,8	211,0
-9,000	7,43	61,54	197,1	69,6	124,1	151,8	191,8	211,0
-9,000	7,56	61,90	197,1	70,0	124,3	151,9	192,0	211,3
-10,000	7,56	62,03	225,6	70,2	138,7	169,5	212,6	233,9
-10,000	7,56	62,03	225,6	70,2	138,7	169,5	212,6	233,9
-10,000	7,62	62,16	225,6	70,3	138,7	169,6	212,8	234,1
-11,000	7,62	62,24	254,3	70,4	153,2	187,3	233,5	256,9
-11,000	7,62	62,24	254,3	70,4	153,2	187,3	233,5	256,9
-11,000	7,61	62,25	254,3	70,4	153,2	187,3	233,5	256,9
-12,000	7,61	62,32	283,0	70,5	167,7	205,0	254,2	279,6
-12,000	7,61	62,32	283,0	70,5	167,7	205,0	254,2	279,6
-12,000	7,65	62,39	283,0	70,6	167,7	205,0	254,2	279,7
-13,000	7,65	62,09	311,9	70,2	182,1	222,6	274,7	302,2
-13,000	7,65	62,09	311,9	70,2	182,1	222,6	274,7	302,2
-13,000	7,63	61,97	311,9	70,1	182,0	222,6	274,6	302,1
-14,000	7,63	59,58	340,6	67,4	195,5	239,1	293,4	322,7
-14,000	7,63	59,58	340,6	67,4	195,5	239,1	293,4	322,7
-14,000	7,54	58,66	340,6	66,3	195,2	238,6	292,6	321,9
-15,000	7,54	59,23	369,0	67,0	209,7	256,4	313,5	344,9
-15,000	7,54	59,23	369,0	67,0	209,7	256,4	313,5	344,9
-15,000	6,82	58,46	369,0	66,1	209,4	256,0	312,9	344,2
-16,000	6,82	60,59	394,8	68,5	223,2	272,9	333,1	366,5
-16,000	6,82	60,59	394,8	68,5	223,2	272,9	333,1	366,5
-16,000	7,67	62,42	394,8	70,6	223,9	273,8	334,6	368,1
-17,000	7,67	62,55	423,7	70,7	238,5	291,6	355,5	391,1
-17,000	7,67	62,55	423,7	70,7	238,5	291,6	355,5	391,1
-17,000	7,61	62,51	423,7	70,7	238,5	291,6	355,4	391,0
-18,000	7,61	62,68	452,4	70,9	253,0	309,3	376,2	413,9
-18,000	7,61	62,68	452,4	70,9	253,0	309,3	376,2	413,9
-18,000	7,71	63,02	452,4	71,3	253,1	309,5	376,5	414,2
-19,000	7,71	63,02	481,4	71,3	267,7	327,4	397,4	437,2

ANNEXE B :

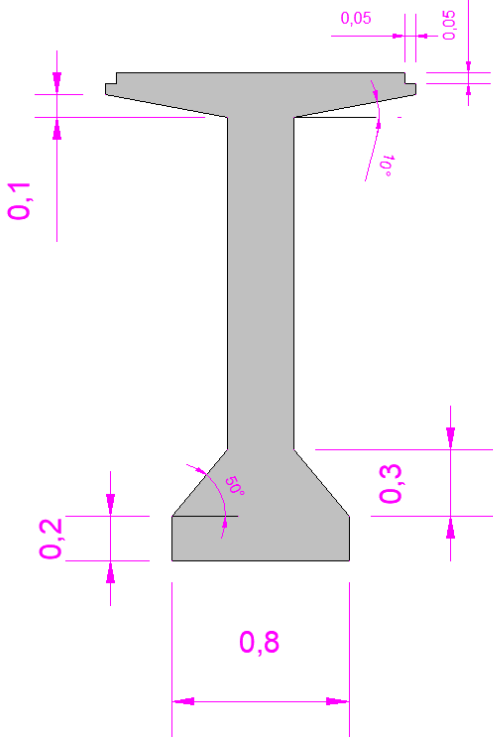
Profil m long :



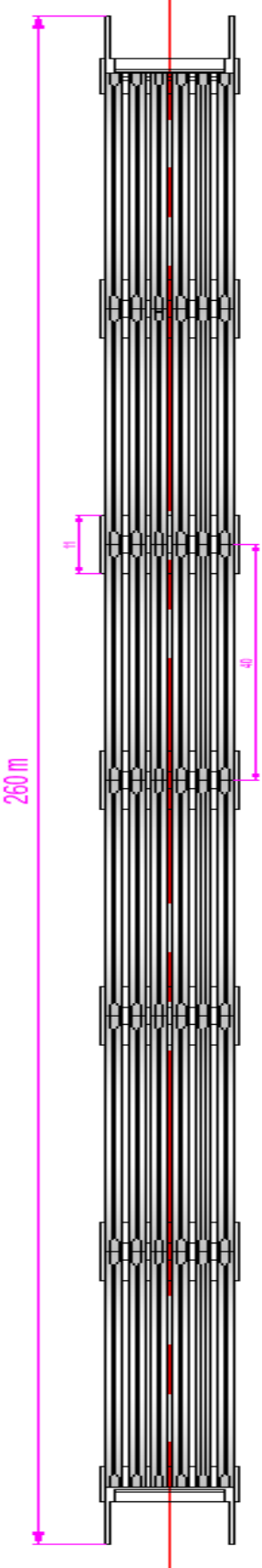
Coupe transversale au niveau de pile :



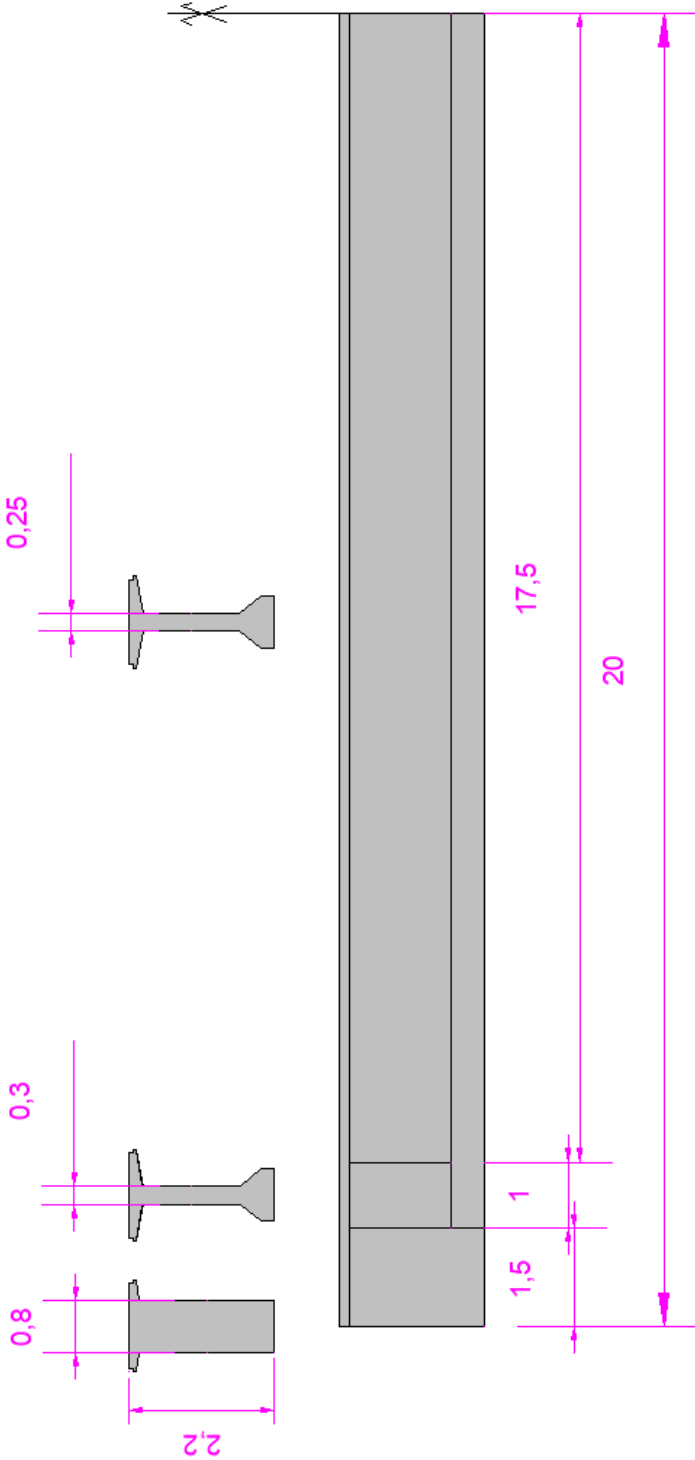
Section transversale de la poutre :



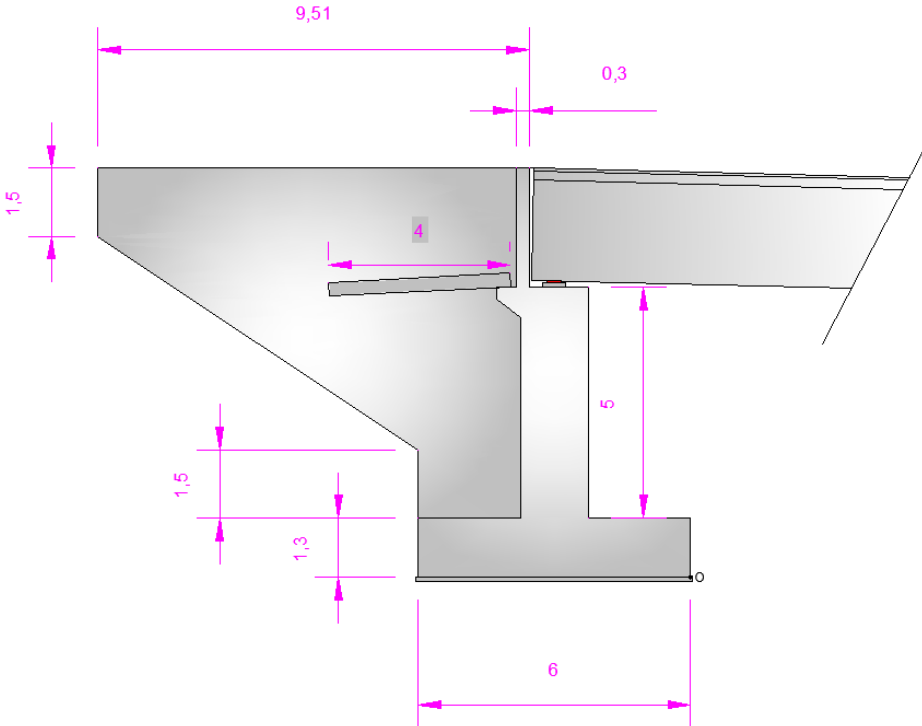
Vue en plan du pont :



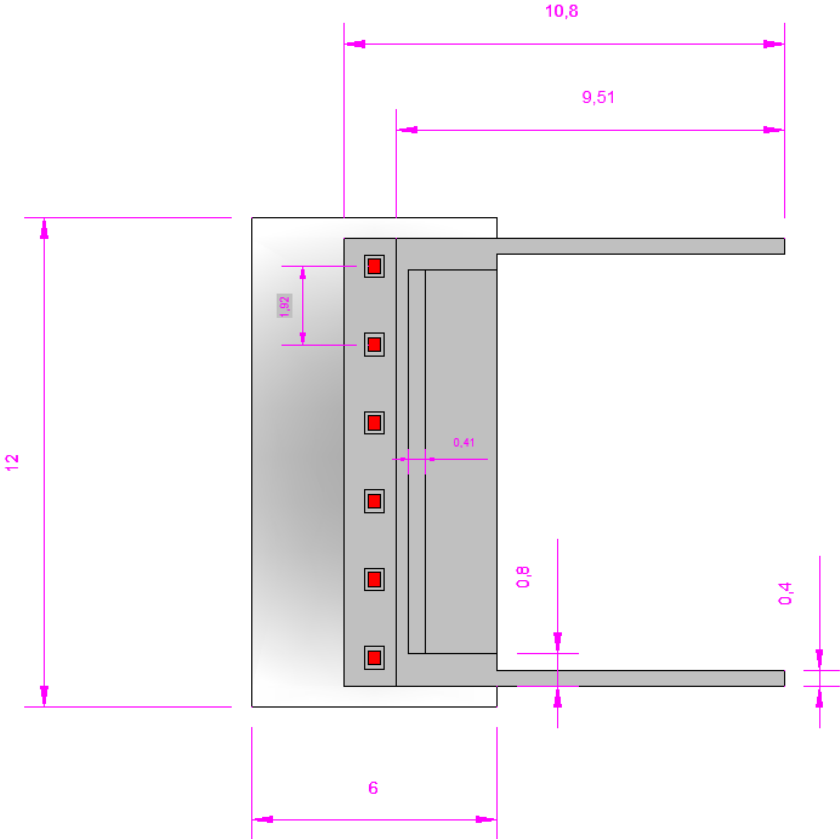
Variation de la section transversale :



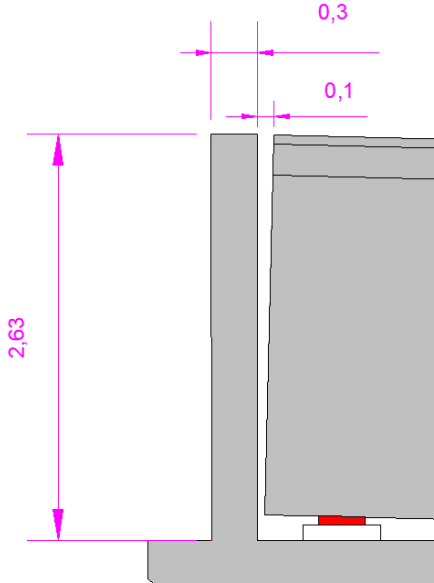
Coupe longitudinale de la culée :



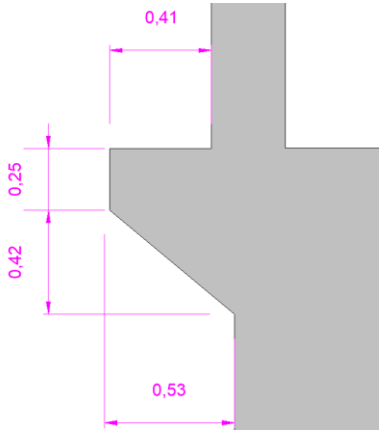
Vue en plan de la culée :



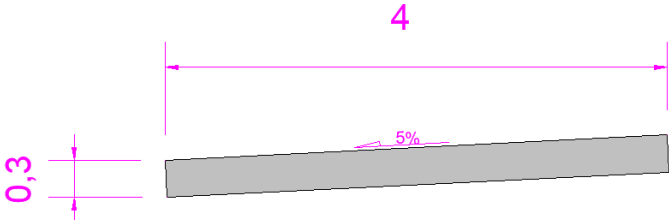
Mur garde grave :



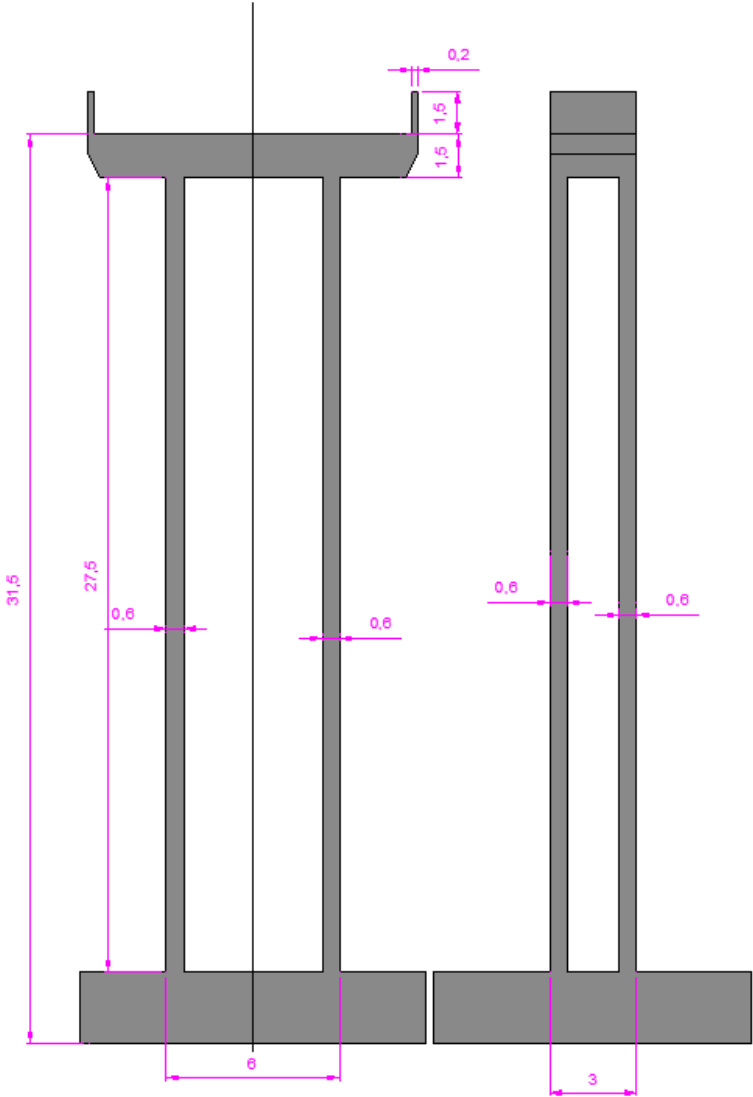
Corbeau :



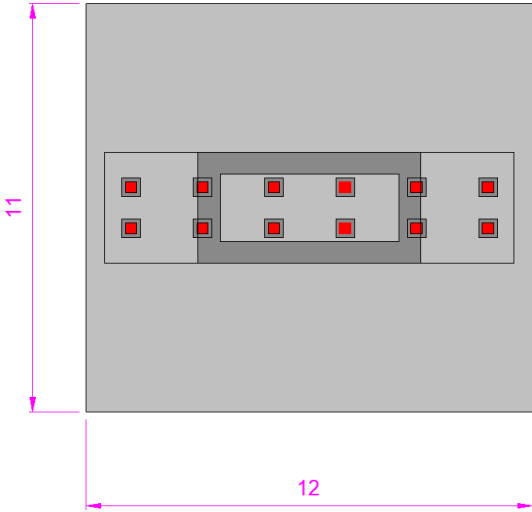
Dalle de transition :



Coupe sur la pile 04 :

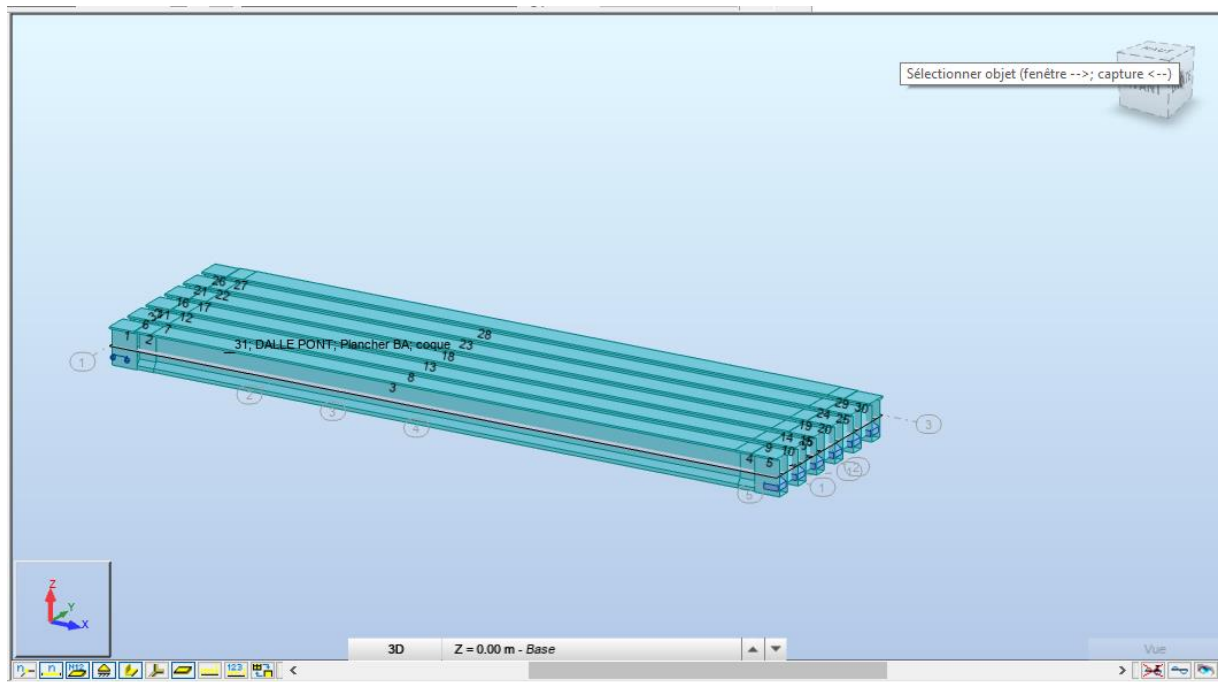


Vue en plans :



ANNEXE A :

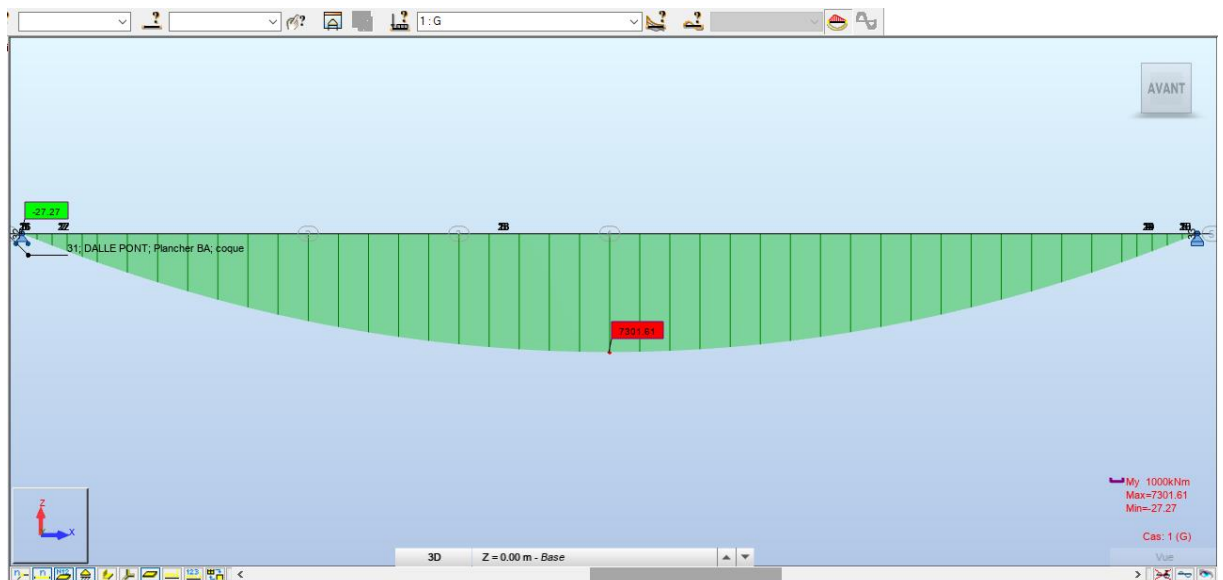
1. Modalisation de tablier



Modélisation de tablier sur logicielle Autodesk Robot

2. Les moments flechissants :

2.1. poids propre :

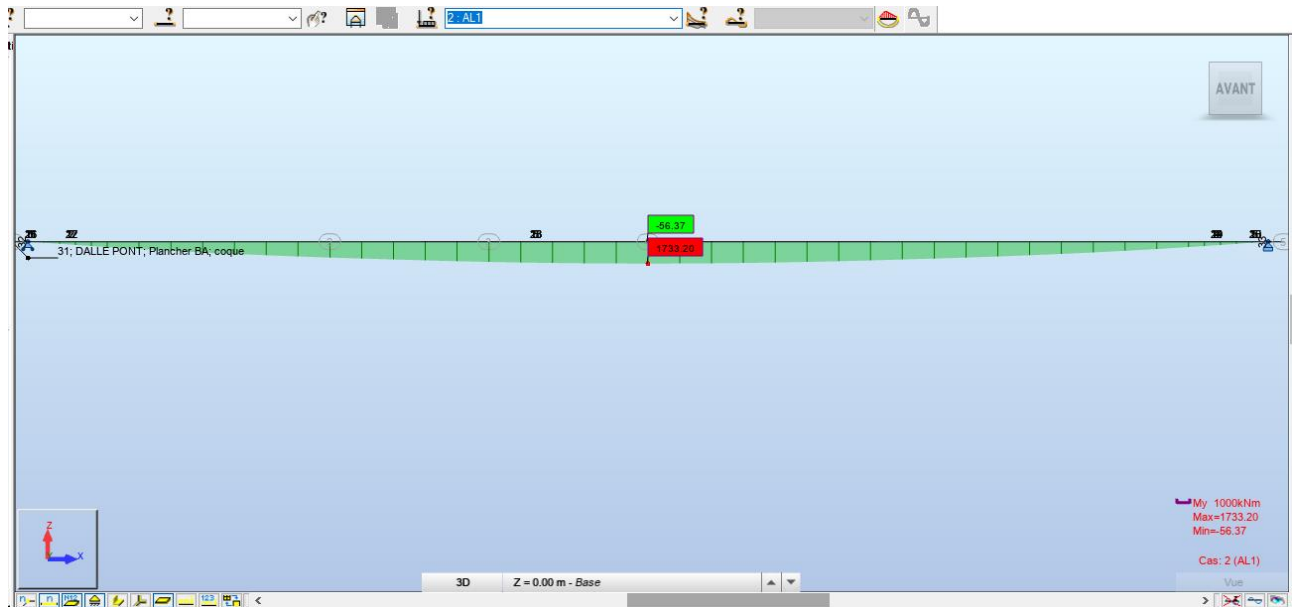


Moment fléchissant longitudinal sous la poids propre G

2.2.charge de trafic

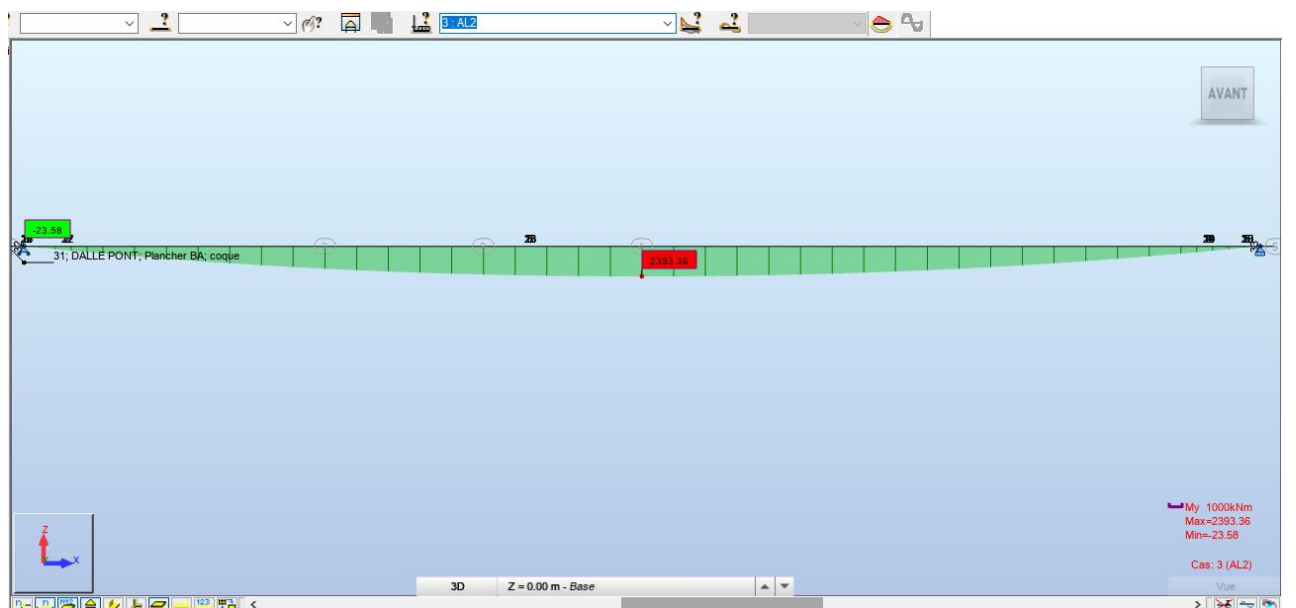
A(I) :

A(I) 1 Voie chargée:



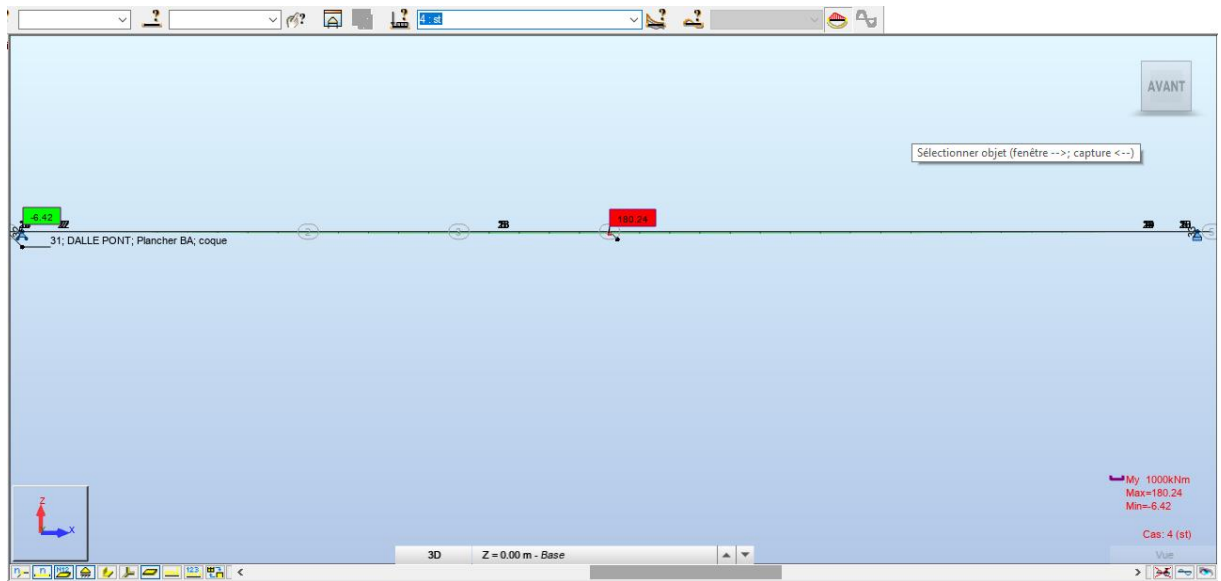
Moment fléchissant longitudinal sous A(I) 1

A(I) 2 Voies chargés:



Moment fléchissant longitudinal sous A(I) 2

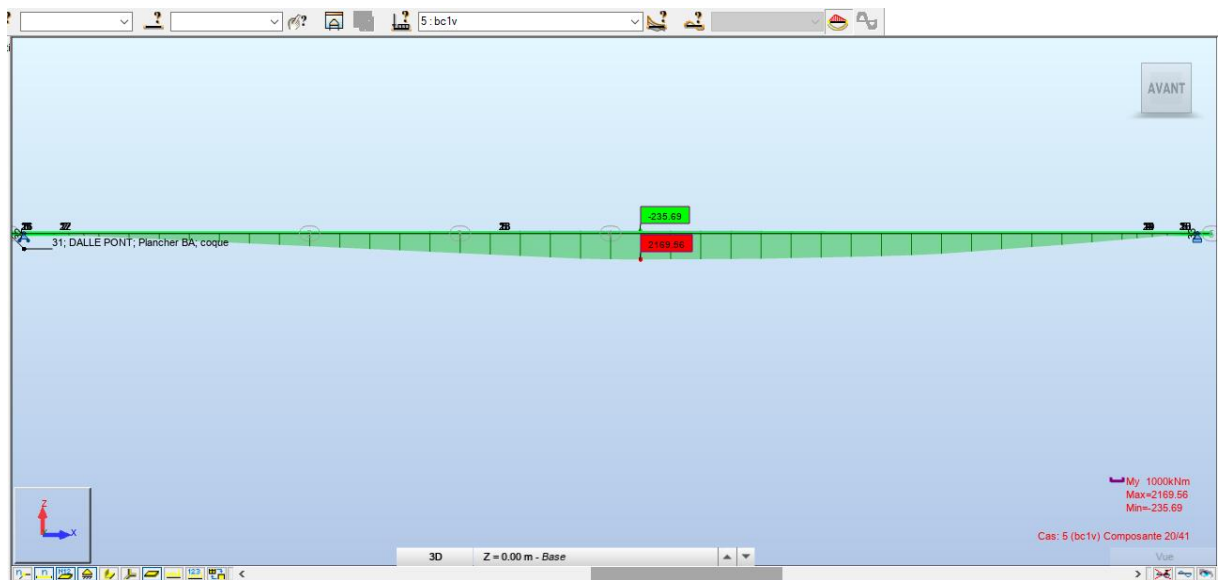
ST :



Moment fléchissant longitudinal sous St

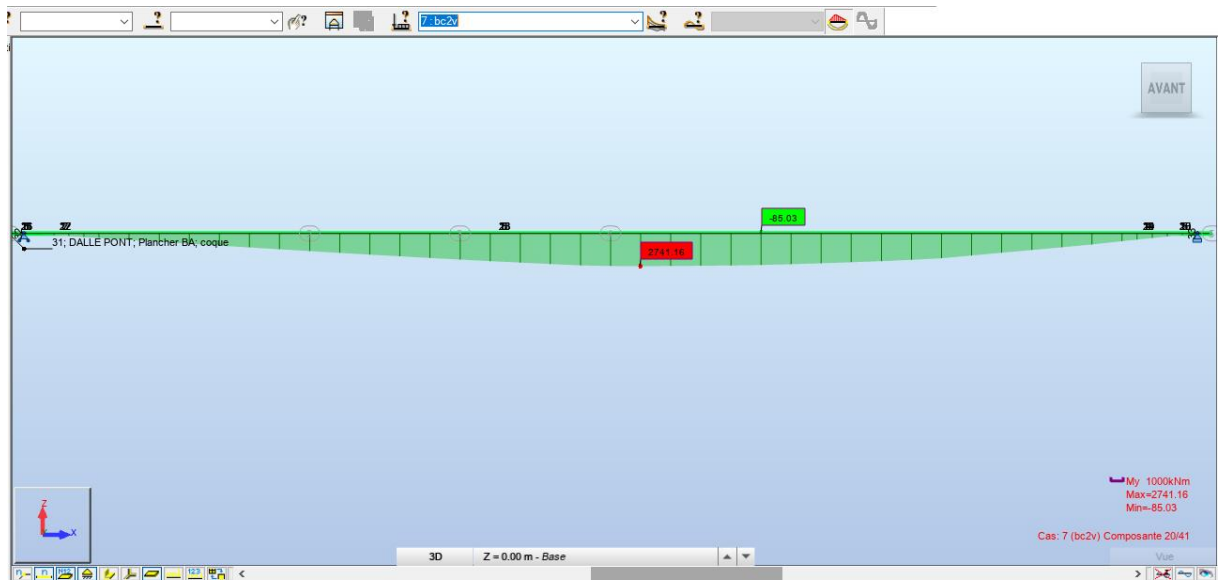
Bc :

Bc 1 Voie chargée:



Moment fléchissant longitudinal sous Bc 1

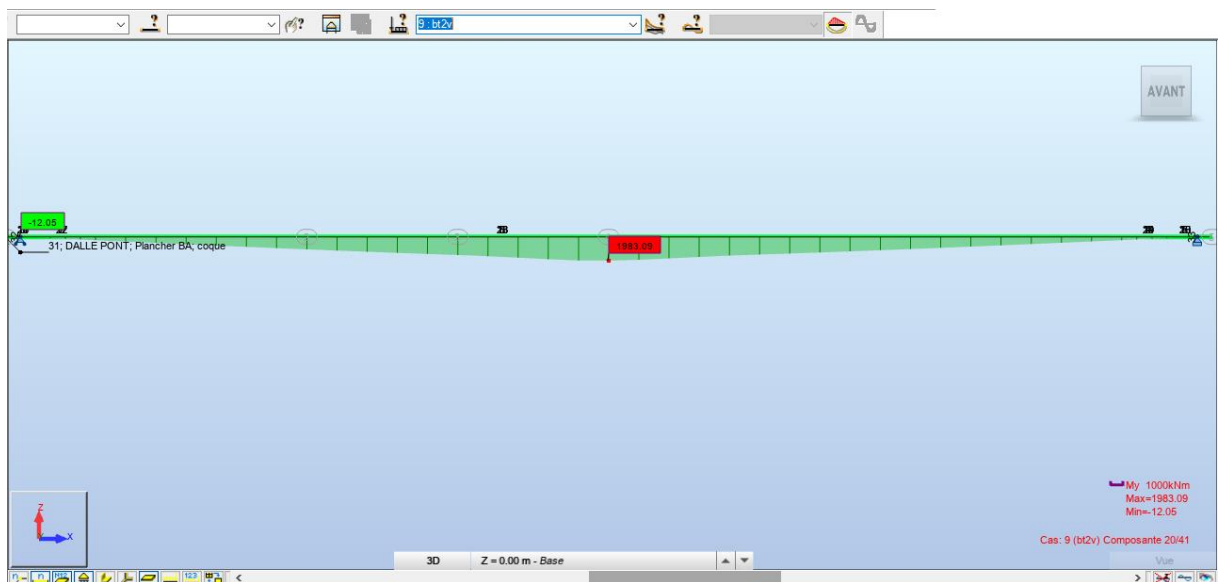
Bc 2 Voies chargés:



Moment fléchissant longitudinal sous Bc 2

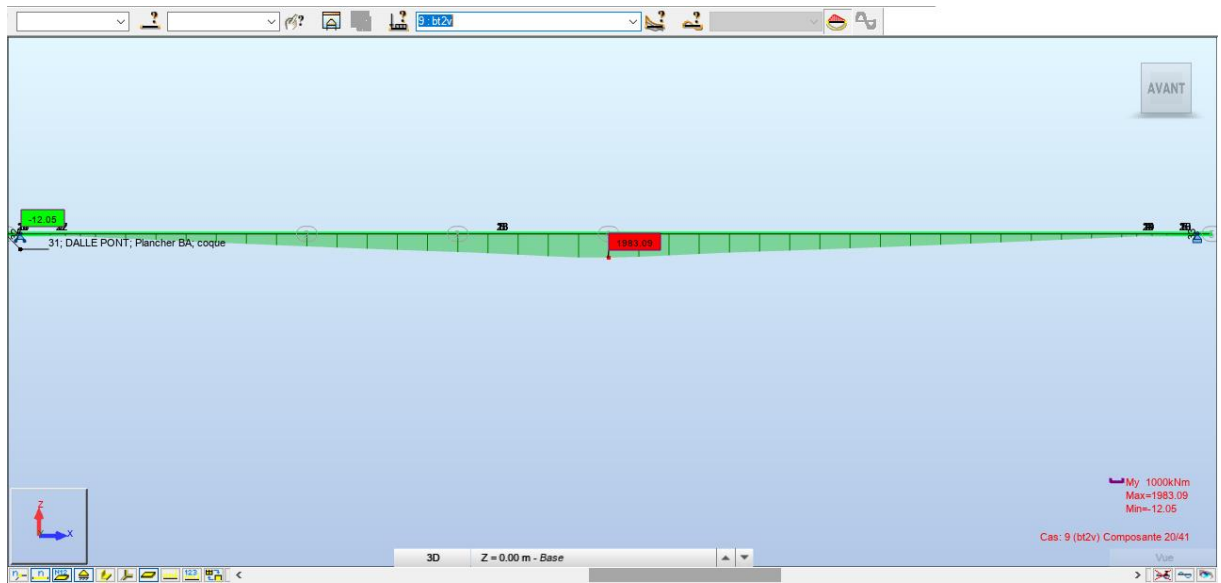
Bt :

Bt 1 Voie chargé :



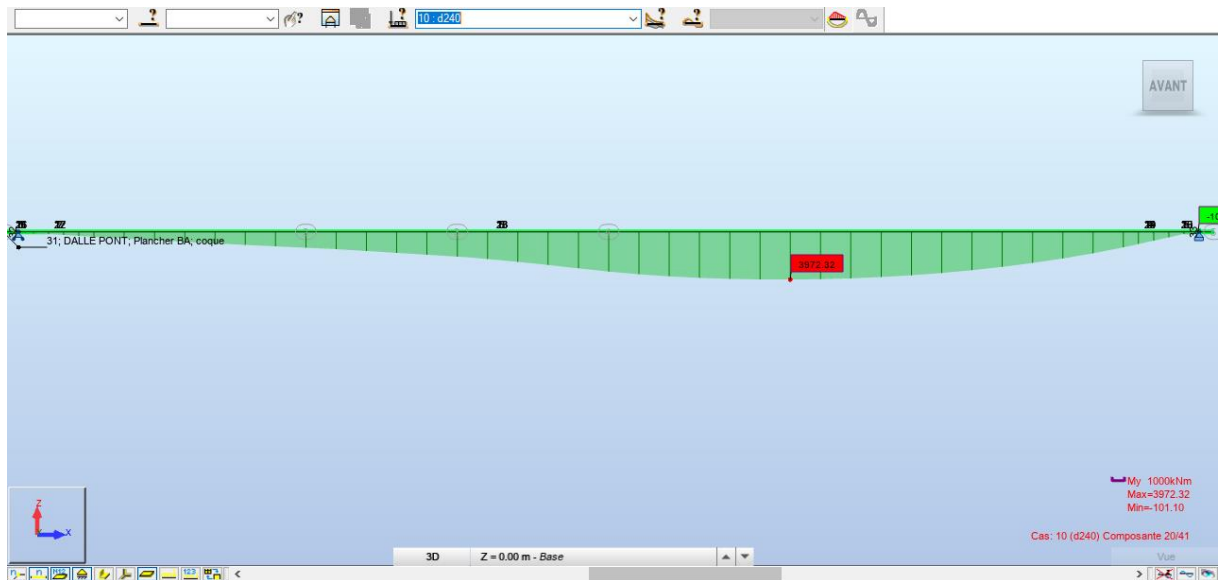
Moment fléchissant longitudinal sous Bt 1

Bt 2 Voies chargés :



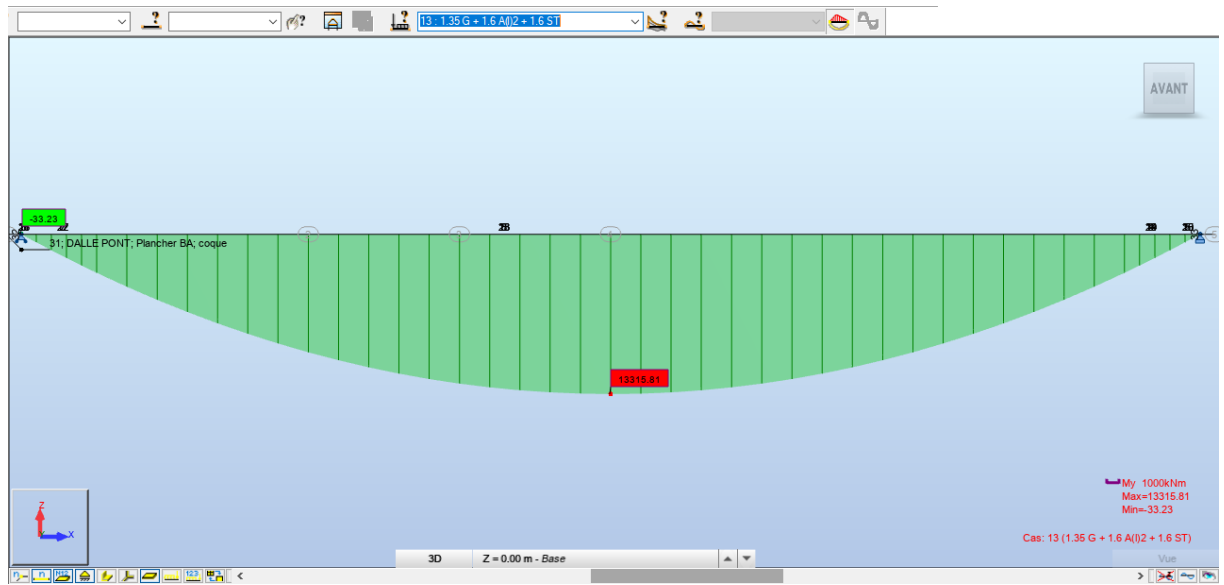
Moment fléchissant longitudinal sous Bt 2

D240 :



Moment fléchissant longitudinal sous D240

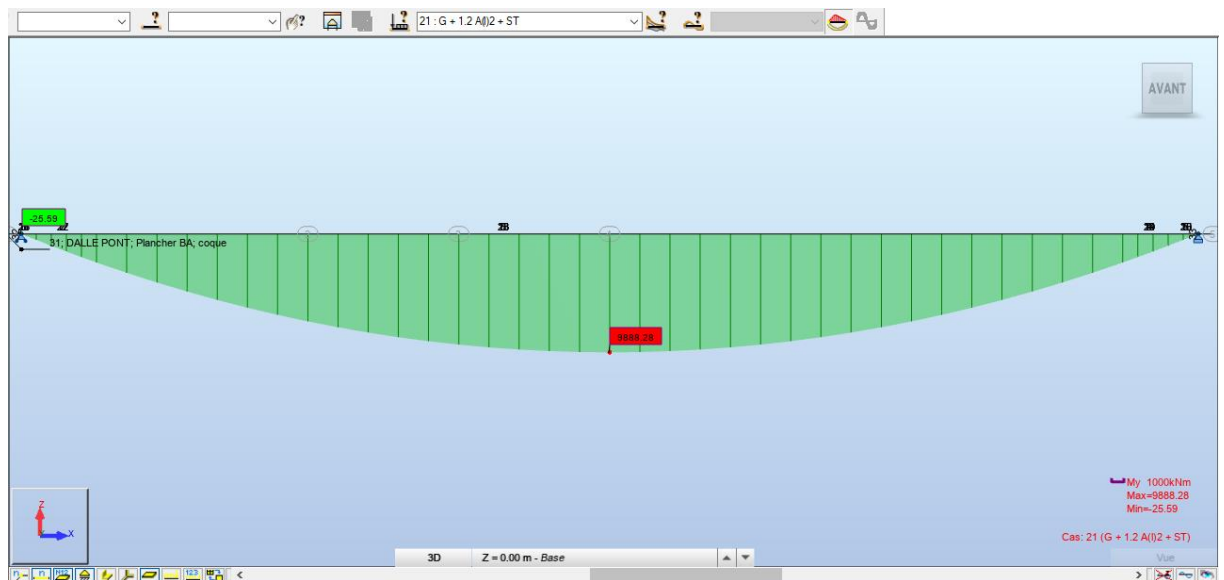
Mc120 :



Moment fléchissant longitudinal sous Mc120

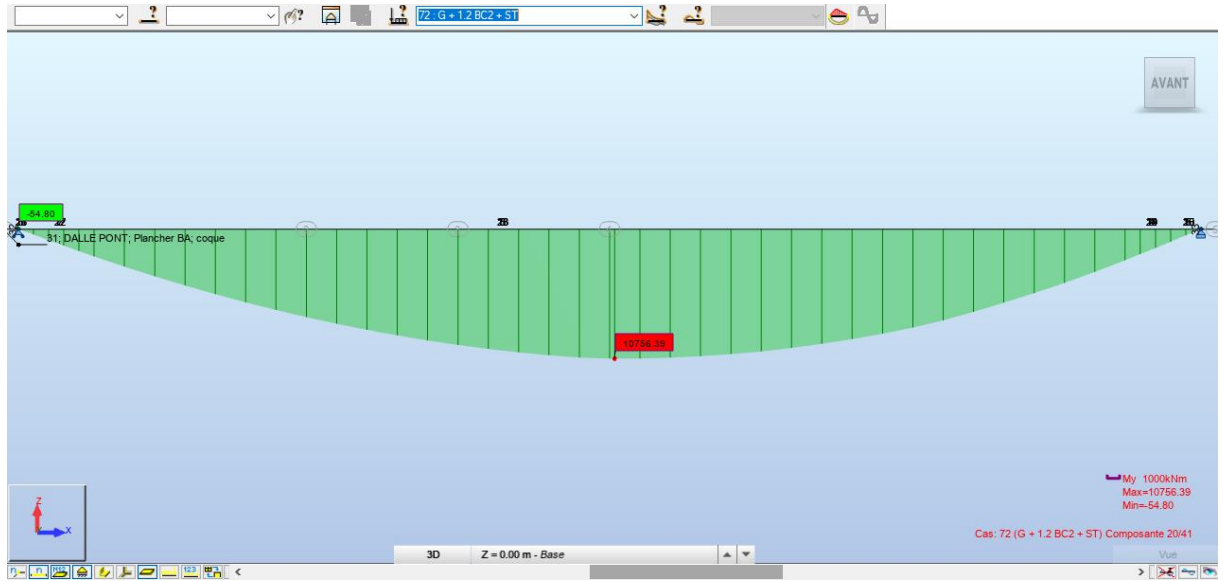
2.3. Combinaisons à l'état limite de service (ELS)

2.3.1. G+1.2*A(l) 2+ST



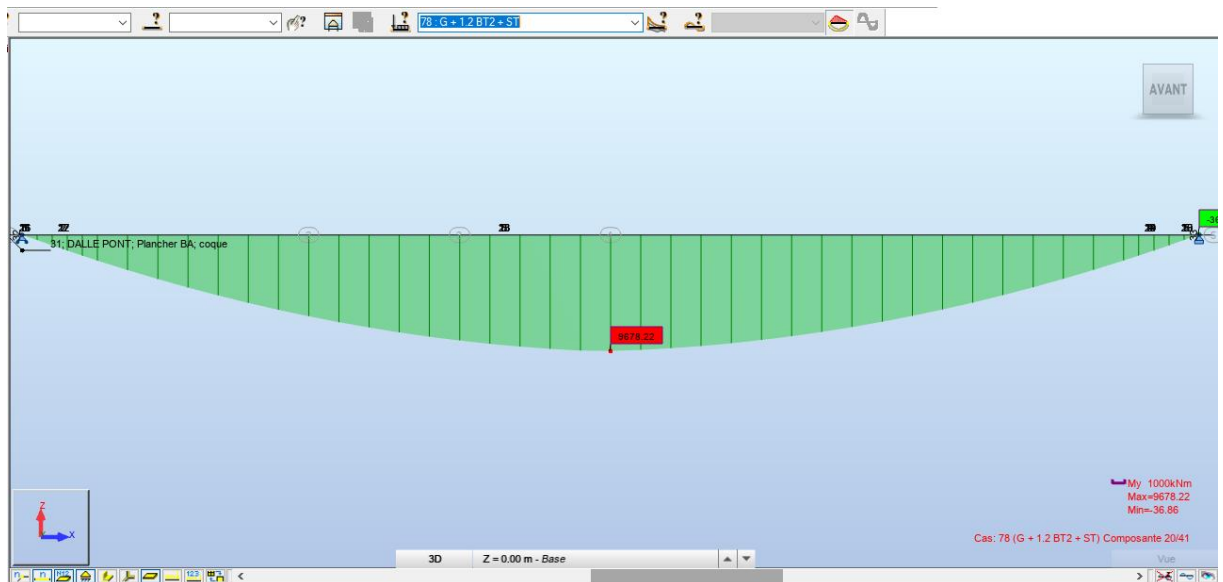
Moment fléchissant longitudinal sous comb (G+1.2*A(l) 2+ST)

2.3.2. G+1.2*Bc 2+ST



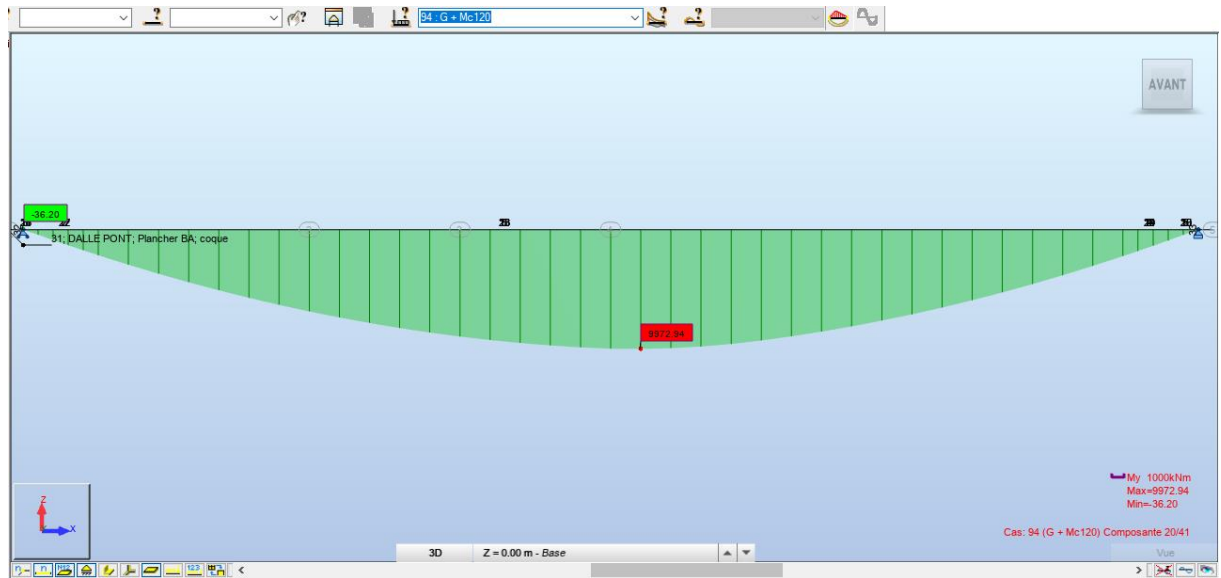
Moment fléchissant longitudinal sous comb (G+1.2*Bc 2+ST)

2.3.3. G+1.2*Bt 2+ST



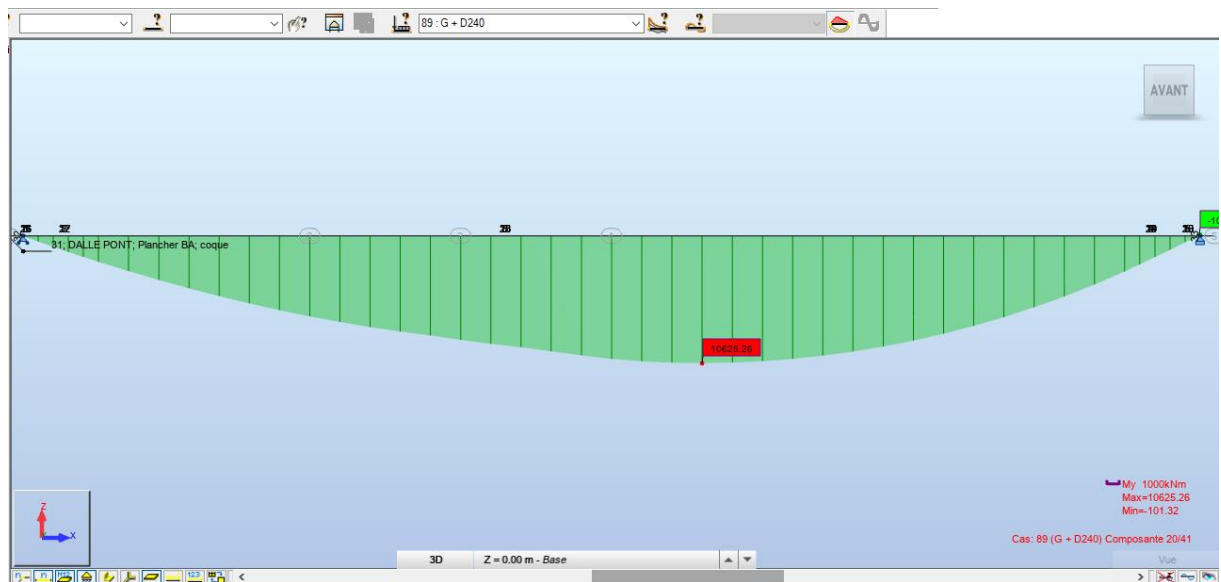
Moment fléchissant longitudinal sous comb (G+1.2*Bt 2+ST)

2.3.4. G+Mc120



Moment fléchissant longitudinal sous comb (G+ Mc120)

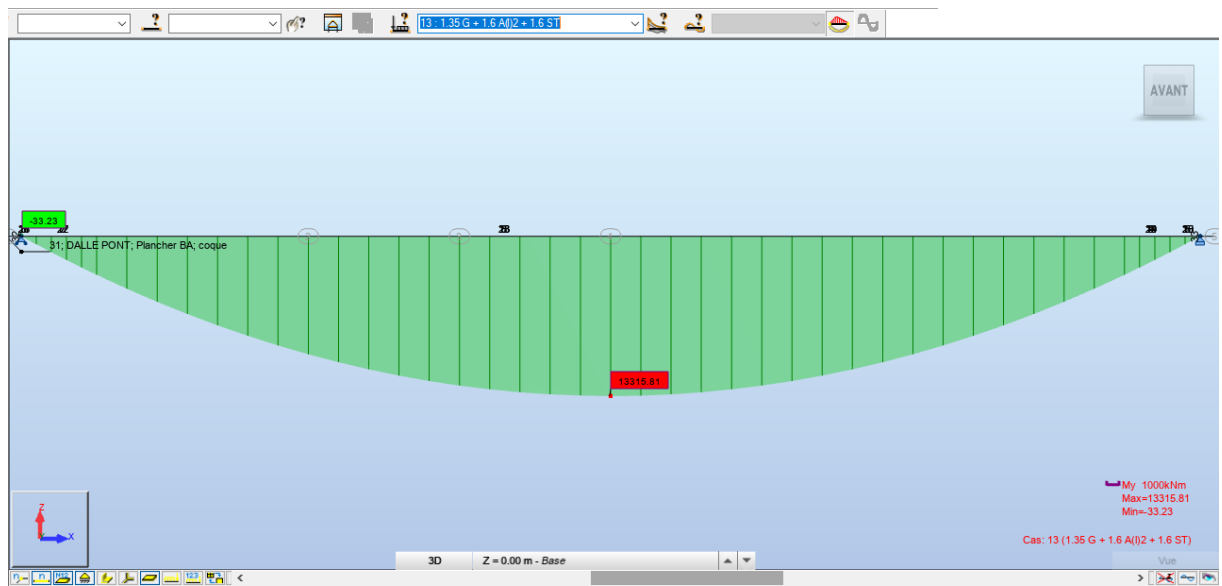
2.3.4. G+D240



Moment fléchissant longitudinal sous comb (G+ D240)

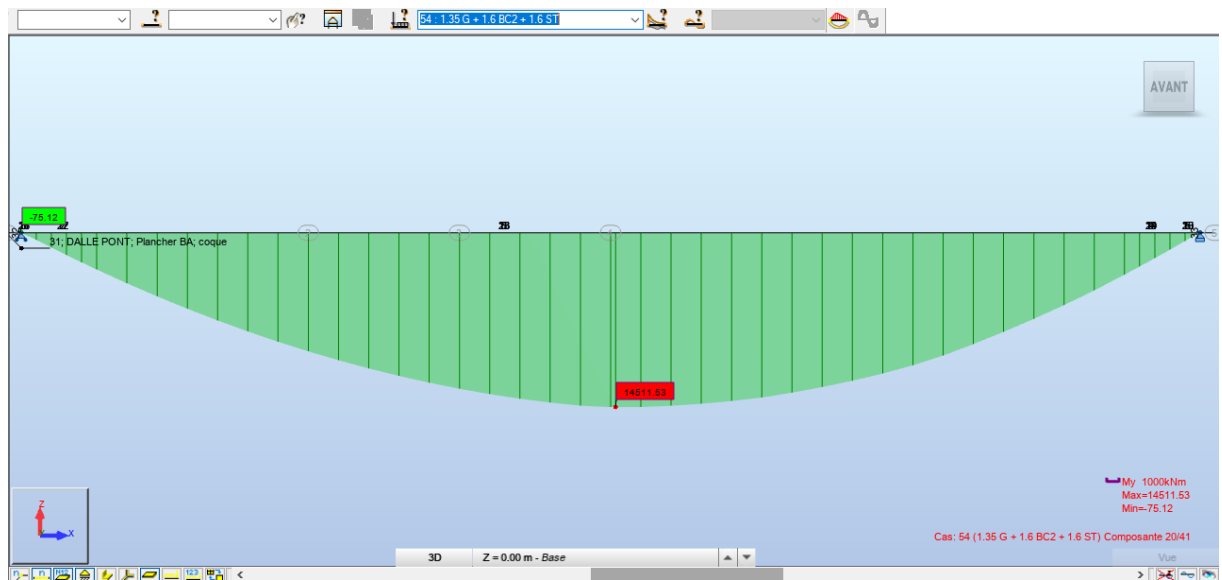
2.4. Combinaisons à l'état limite ultime (ELU)

2.4.1. $(1.35 \cdot G + 1.6 \cdot A(I) 2 + 1.6 \cdot ST)$



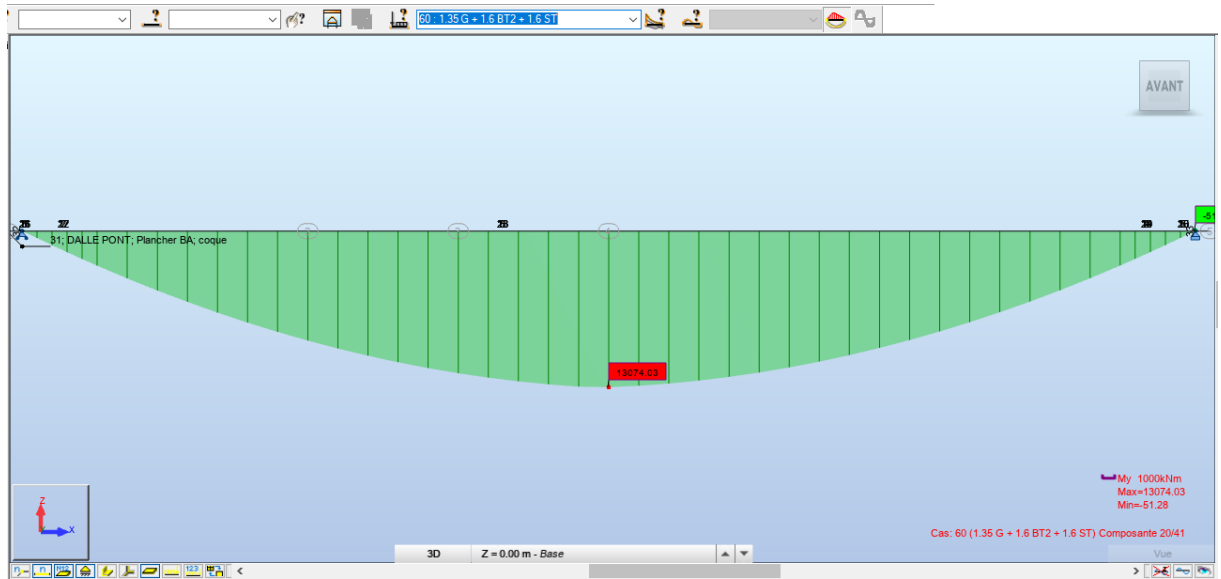
Moment fléchissant longitudinal sous comb $(1.35 \cdot G + 1.6 \cdot A(I) 2 + 1.6 \cdot ST)$

2.4.2. $(1.35 \cdot G + 1.6 \cdot Bc 2 + 1.6 \cdot ST)$



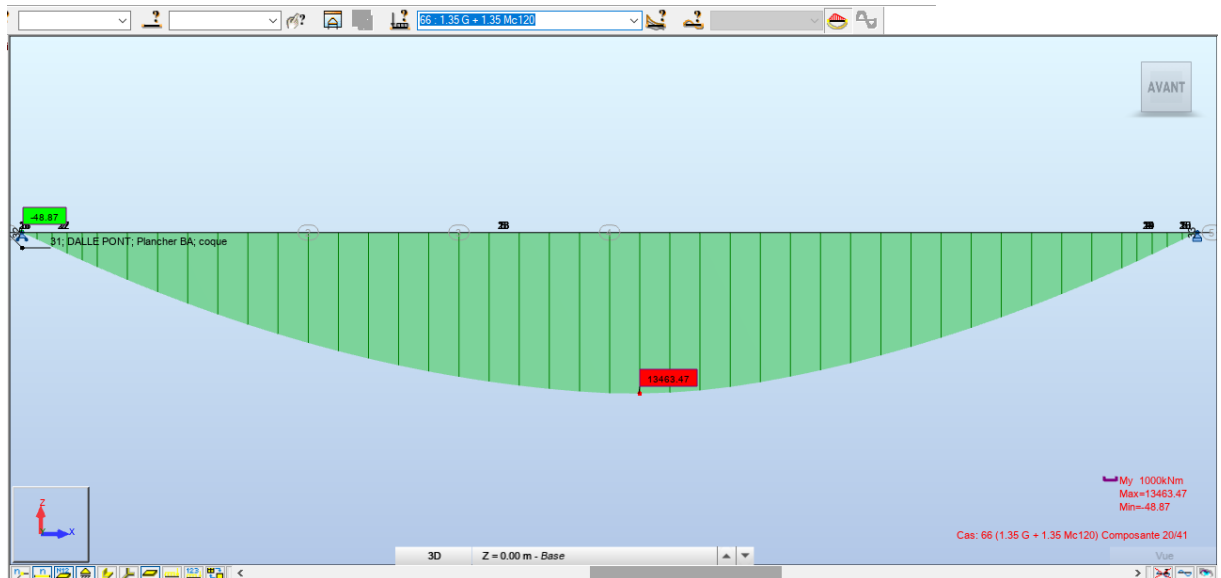
Moment fléchissant longitudinal sous comb $(1.35 \cdot G + 1.6 \cdot Bc 2 + 1.6 \cdot ST)$

2.4.3. (1.35*G+1.6*Bt 2+1.6*ST)



Moment fléchissant longitudinal sous comb (1.35*G+1.6*Bt 2+1.6*ST)

2.4.4. (1.35*G+1.35*Mc120)



Moment fléchissant longitudinal sous comb (1.35*G+1.35*Mc120)

ANNEXE D :

Note de calcul de la dalle :

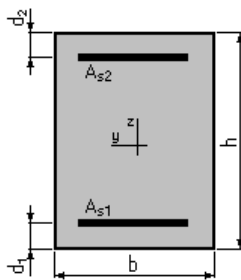
Calcul de Section en Flexion Simple

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 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	53,66	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	$A_{s1} = 2,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 2,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,14$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 53,66$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 2,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 54,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,39$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

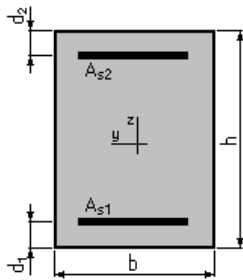
1. Hypothèses:

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 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	59,22	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	$A_{s1} = 2,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 2,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,15$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,12$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 59,22$	(kN*m)	$M_{\min} = 0,00$	(kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00		Pivot: A	
Position de l'axe neutre:	$y = 2,3$	(cm)		
Bras de levier:	$Z = 54,1$	(cm)		
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,44$	(‰)		
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)		
Contrainte de l'acier:				
tendue:	$\sigma_s = 434,8$	(MPa)		

Note de calcul d'entretoise :

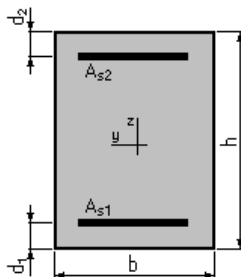
Calcul de Section en Flexion Simple

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 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 170,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	609,33	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 7,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s\min} = 5,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,16 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS $M_{\max} = 609,33$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 32,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 154,2$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 8,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0 \text{ (MPa)}$$

Calcul de Section en Flexion Simple

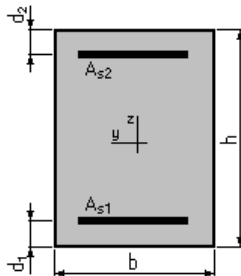
1. Hypothèses:

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 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 170,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	0,00
Etat Limite de Service	114,31	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 5,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 5,3 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,11 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELS	$M_{\max} = 114,31 \text{ (kN*m)}$	$M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	3,59	
Position de l'axe neutre:	$y = 26,9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 156,0 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,8 \text{ (MPa)}$	

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 10,6$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 500,0$ (MPa)

Note de calcul de corbeau :

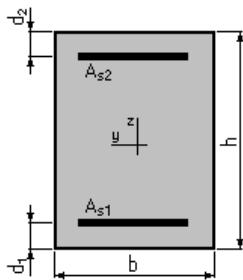
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (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 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 66,0$ (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)	85,03	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	$A_{s1} = 6,3$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 6,3$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 85,03$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 1,95 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 2,0$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 60,2$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,34$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Note de calculer de mur garde grave :

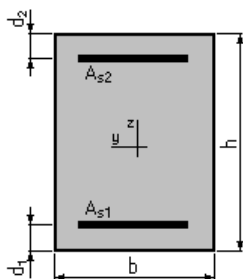
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (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 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 30,0$ (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)	126,94	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	$A_{s1} = 12,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 3,2$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,50$ (%)		

minimum $\rho_{\min} = 0,13$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 126,94$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23,4$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,90$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Note de calcul de dalle de transition :

Calcul de Section en Flexion Simple

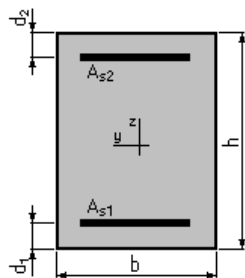
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (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 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 30,0$ (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)	166,78	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 $A_{s1} = 16,8$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum théorique
 minimum

$A_{s\min} = 3,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
 $\rho = 0,67 \text{ (\%)}$
 $\rho_{\min} = 0,13 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 166,78 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

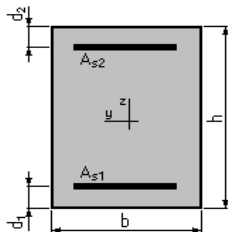
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 5,4 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 22,9 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,73 \text{ (\%)}_0$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Note de calcul de mur frontale :

Calcul de Section en Flexion Composée**1. Hypothèses:**

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 150,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELA	988,02	545,10

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 15,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 15,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 30,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 750,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
théorique	$\rho = 0,20 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,20 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELA N = 988,02 (kN) M = 545,10 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 12,67 Pivot: B
 Position de l'axe neutre: $y = 70,5 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 116,8 \text{ (cm)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3,69 \text{ (\%)}_0$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$
 Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma_s' = 500,0 \text{ (MPa)}$

Note de calcul de mur en retour :

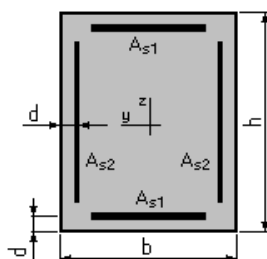
Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 40,0 \text{ (cm)}$

$h = 384,0 \text{ (cm)}$

$d = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N ^o	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	0,00	1270,73	2294,94

4. Résultats:**Sections d'Acier:**

Section théorique	$A_{s1} = 13,4$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 157,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\min} = 33,9$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s\max} = 768,0$ (cm ²)
théorique	$\rho = 2,23$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,11$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^o 1: Type ELU N = 0,00 (kN) M_y = 1270,73 (kN*m) M_z = 2294,94 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 9,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 33,3$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,47$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 335,2$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

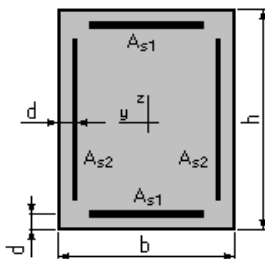
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 80,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 507,0 \quad (\text{cm})$$

$$d = 5,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	0,00	1294,95	3257,22

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 9,4$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 94,6$ (cm²)

Section minimum $A_{s_{min}} = 81,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s_{max}} = 2028,0$ (cm²)

ANNEXE D :

théorique $\rho = 0,51$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 0,00 (kN)** **M_y = 1294,95 (kN*m)** **M_z = 3257,22 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 8,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 74,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,21$ (‰)

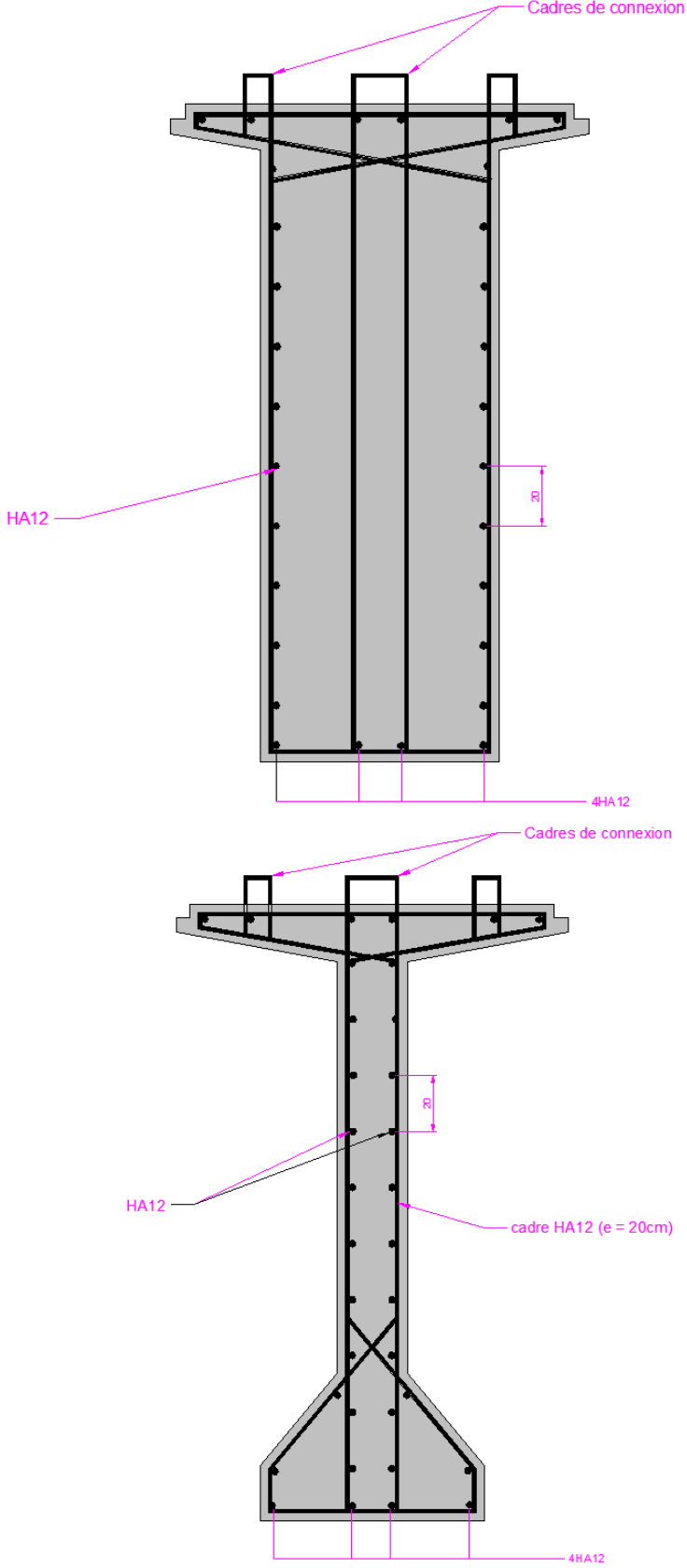
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

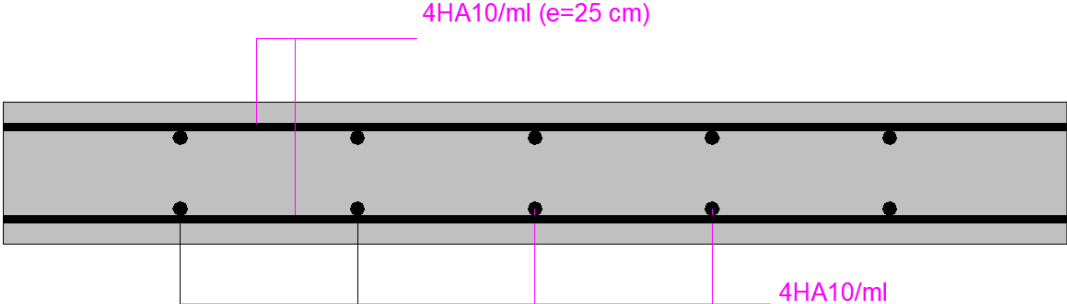
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 98,3$ (MPa)

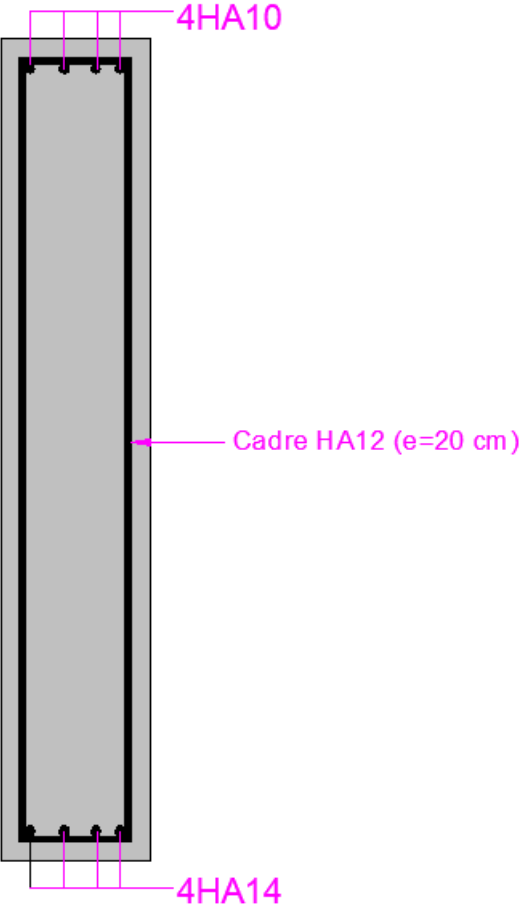
Ferraillage de la poutre :



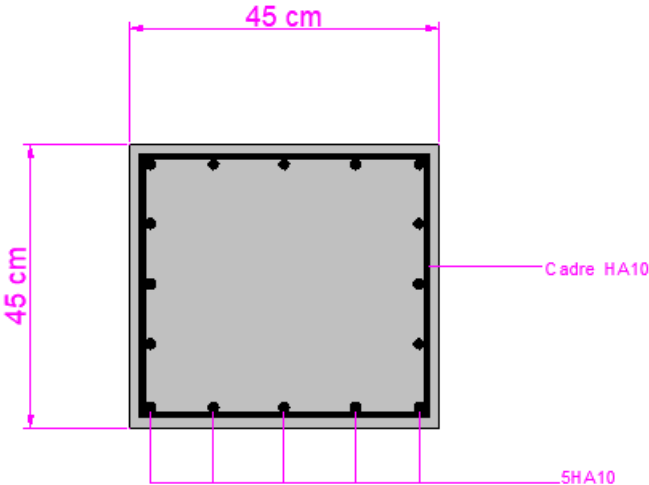
Ferraillage de la dalle



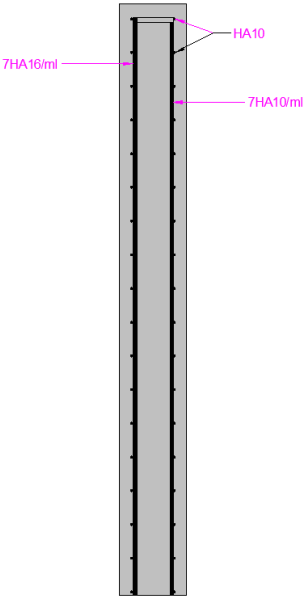
Ferraillage de l'entretoise :



Ferraillage de dés d'appui

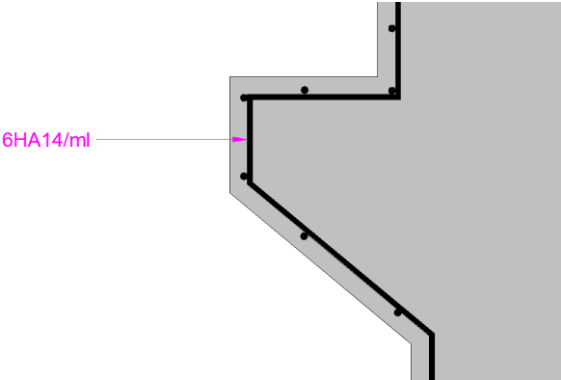


Ferraillage de mur garde grave

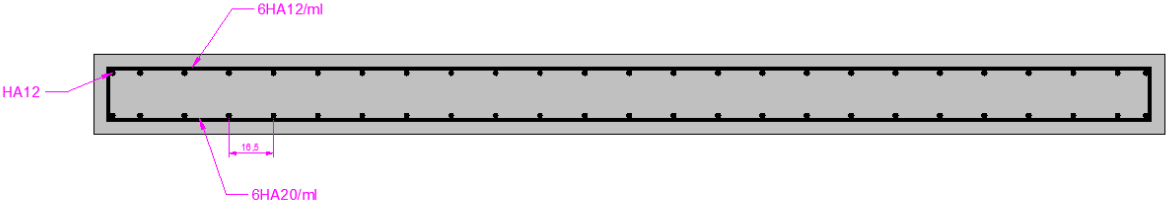


Ferraillage de corbeau :

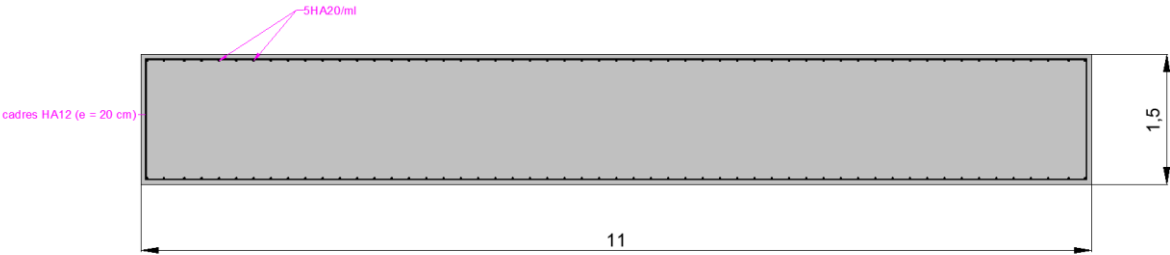
Ferrailage de corbeau :



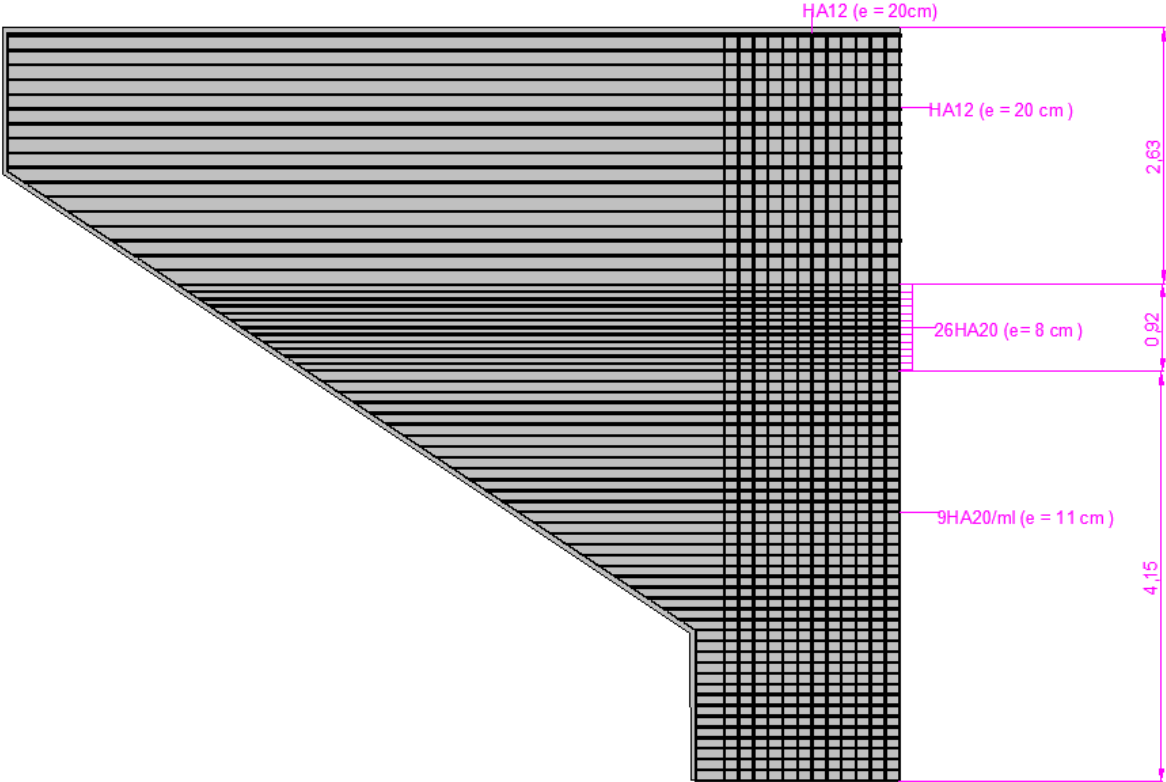
Ferrailage da dalle de transition :



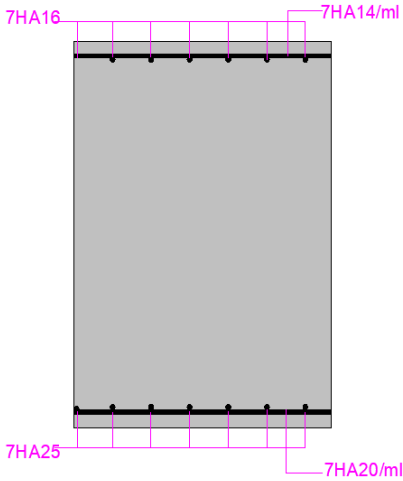
Ferrailage de mur frontal :



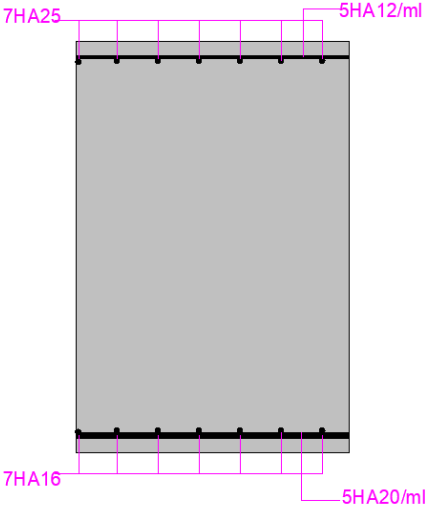
Ferraillage de mur en retour :



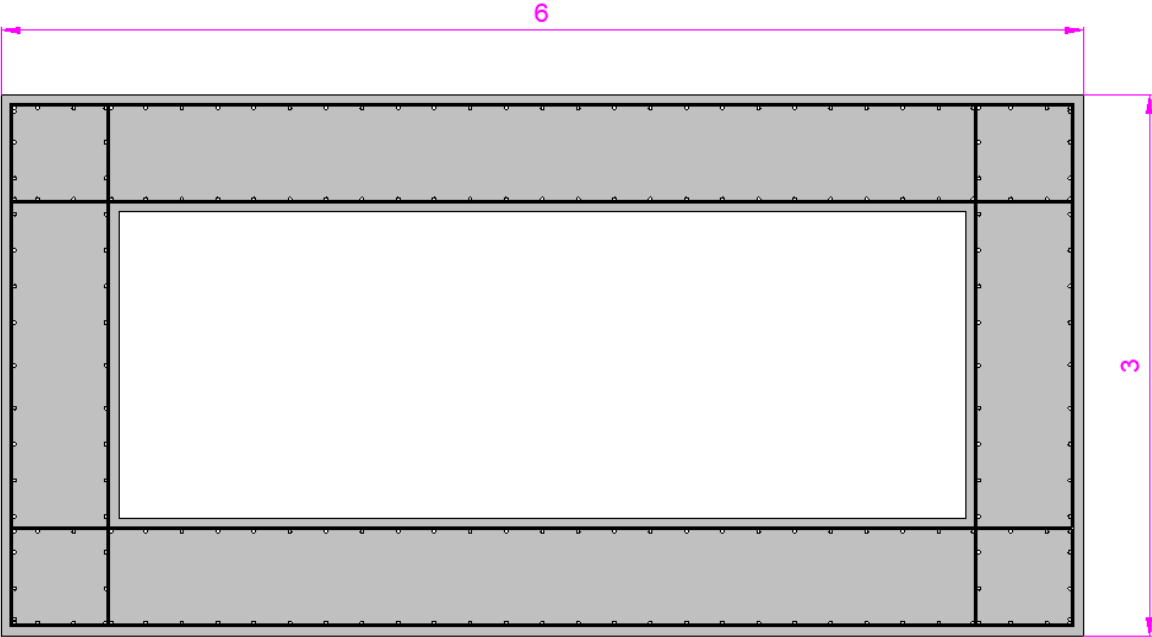
Ferraillage de semelle de la culée

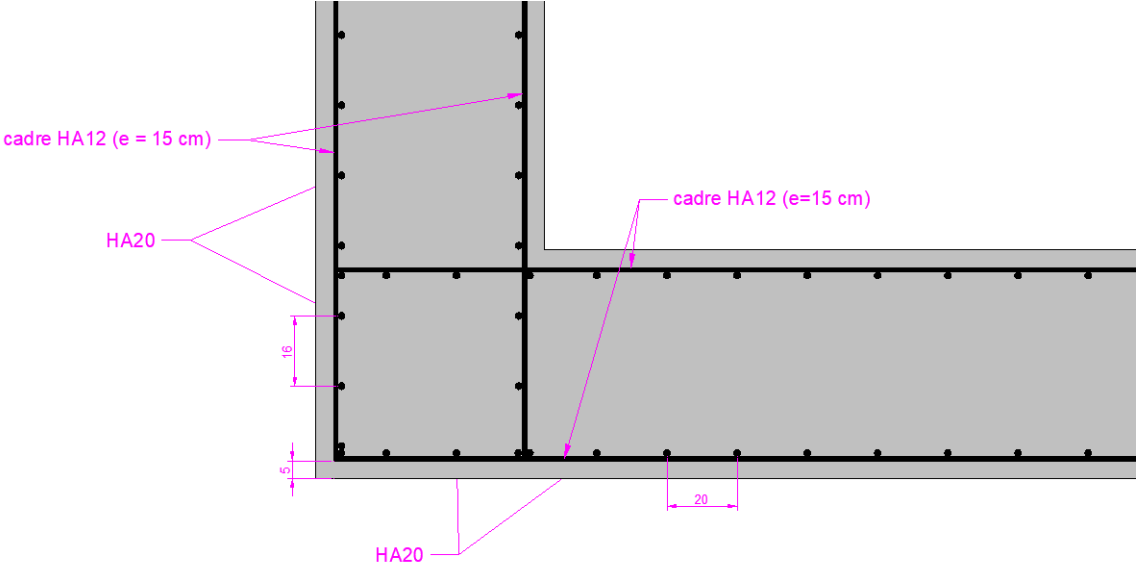


Ferraillage de la chevette :



Ferraillage de voile





Ferrailage de la semelle de pile

